

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ**

**Colegio de Posgrados**

**Análisis del desempeño de un edificio con muros estructurales de  
hormigón y columnas gravitacionales de acero**

**Proyecto de Investigación y Desarrollo**

**Mauro David De La Torre Manjarrez**

**Pablo Torres, PhD.  
Director de Trabajo de Titulación**

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

Quito, septiembre 2023

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

**HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN**

**Análisis del desempeño de un edificio con muros estructurales de hormigón y columnas gravitacionales de acero**

**Mauro David De La Torre Manjarrez**

Nombre del Director del Programa: Fabricio Yépez  
Título académico: PhD en Ingeniería Civil  
Director del programa de: Maestría en Ingeniería Civil

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

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

**Quito, septiembre 2023**

## © DERECHOS DE AUTOR

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

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

Nombre del estudiante: Mauro David De La Torre Manjarrez

Código de estudiante: 00326716

C.I.: 1717722878

Lugar y fecha: Quito, 11 de septiembre de 2023.

## ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

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

## UNPUBLISHED DOCUMENT

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

## DEDICATORIA

El primer lugar de mi dedicatoria es a Jehová mi Dios, quien ha escuchado todas y cada una de mis peticiones, me ha consolado y me ha ayudado en cada prueba y en cada suplicio a lo largo de mi vida.

En segundo lugar, a mi hermosa esposa, mi compañera en esta vida, pues no hay mayor merecedor dentro de este mundo terrenal, de este gran logro.

A mis hijos, pues me motivan día a día y son la causa en primer lugar, de haber iniciado este proyecto.

A mi madre, quien, imbuida por la infinita misericordia y sabiduría de Dios Padre, supo guiarme y convertirme en alguien de bien y me ha inspirado a no conformarme.

A mis hermanos, que luchan igual que yo día a día y entienden a su manera, el esfuerzo que significa lograr culminar un proyecto de esta envergadura.

A todas las personas que siempre han sabido confiar en mí y han creído en mi capacidad.

## AGRADECIMIENTOS

Al igual que le he dedicado y dedicare todos y cada uno de mis logros, mi agradecimiento es infinito para Jehová, Dios Padre, puesto que, como mi mayor mentor, me ha mostrado el camino, ha sido mi guía, mi brújula moral, y todo cuanto soy y a donde llegare es por su amor y sabiduría.

A mi esposa, mi amada y fiel compañera, quien sufrió y lucho hombro a hombro en este reto, y con quien enfrentare de igual manera cada reto y con quien luchare por alcanzar cada meta y de igual manera se, que siempre que voltee a mirar, ella estará ahí para mí.

A mis hijos, quienes han tenido que soportar pacientemente las veces en que la responsabilidad ante este proyecto primó y supieron esperar de igual manera para lograr llegar a nuestra meta.

A mis compañeros de maestría, con quienes luchamos y nos apoyamos en muchos momentos clave dentro de esta maestría.

Al Dr. Pablo Torres, por haberme sabido cobijar con sus conocimientos, desde el inicio, no solo de esta investigación como mi director de tesis, sino también a lo largo de todo este viaje para la obtención de mi título.

A la Universidad San Francisco de Quito, que se volvió mi segunda Alma Mater, y me supo abrir los ojos no solo académicamente, sino también, en mi concepción filosófica de mi propio ser.

## RESUMEN

El proceso de este estudio parte de un pre diseño basado en el método prescriptivo descrito en la norma Ecuatoriana NEC, y en la ACI 318, para el caso de los muros de Corte, quienes tienen el papel principal dentro de la estabilidad de la Edificación, mientras que tanto los elementos de Acero, como vigas y columnas y sus conexiones, cumplen con lo establecido en la norma AISC.

La estructura es una edificación de 20 pisos, de uso para oficinas, viéndose complicada la modelación por la existencia de 2 subsuelos, haciendo que la concentración de esfuerzos se presente en el cambio de subsuelos a pisos superiores y no en la base, motivo por el cual el pre diseño tuvo que ser confirmado mediante el Software de diseño ETABS, y mediante este se hicieron los ajustes necesarios para que la estructura cumpla con la resistencia requerida a causa de las distintas combinaciones de carga que contemplan los efectos generados tanto por el cortante basal o análisis estático como por análisis dinámico, ambos usando el sismo de diseño.

Cuando la estructura ha cumplido con lo establecido por el método basado en fuerzas (DBF), se procederá a comprobar el desempeño de la misma (ISBD), mediante el uso del método basado en deformaciones para así determinar cuál es el desempeño local y el desempeño global de la estructura.

**Palabras Clave:** Desempeño Estructural, Ingeniería Sísmica, Muros de Corte, Prediseño, Diseño Estructural.

## ABSTRACT

The process of this study is based on a predesign based on the prescriptive method described in the Ecuadorian NEC standard, and in ACI 318, in the case of Shear walls, which have the main role in the stability of the building, while that both the Steel elements, such as beams and columns and their connections, comply with the provisions of the AISC standard.

The structure is a 20-story building, used for offices, the modeling being complicated by the existence of 2 subfloors, causing the concentration of stress to occur in the change from subfloors to upper floors and not in the base, which is why which the predesign had to be confirmed using the ETABS design software, and through this the necessary adjustments were made so that the structure meets the required resistance due to the different load combinations that contemplate the effects generated by both the basal shear and by the acceleration spectrum (design earthquake).

When the structure has complied with what is established by the force-based method (DBF), its performance will be checked (ISBD), through the use of the deformation-based method to determine the local performance and the overall structure.

**Keywords:** Structural Performance, Seismic Engineering, Shear Walls, Predesign, Structural Design.



## TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	7
ABSTRACT.....	8
1 INTRODUCCION AL TEMA: .....	20
2 ANTECEDENTES Y MOTIVACION .....	21
3 OBJETIVOS .....	23
3.1 OBJETIVO GENERAL .....	23
3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	23
4 ALCANCE.....	23
5 MARCO TEORICO .....	23
5.1 Ingeniería Sísmica basada en Desempeño (ISBD o PBSE/Ingles) .....	23
5.2 Diagrama Momento – Curvatura .....	27
5.3 Espectro elástico de diseño en Desplazamiento (Sd) .....	28
6 METODOLOGIA.....	31
6.1 Descripción del Proyecto. ....	31
6.2 Ubicación .....	32
6.3 Definición de la Estructura (Materiales y Geometría) .....	33
6.4 Cargas gravitacionales sobre la Estructura .....	35
6.5 Pre-dimensionamiento de los elementos Estructurales. ....	36
6.5.1 Pre-dimensionamiento de Vigas a flexión, simplemente apoyadas:.....	36
6.5.2 Pre-dimensionamiento de Vigas Compuestas (aporte de la losa) .....	44

6.5.3	Pre-dimensionamiento de Columnas de Acero de Sección Cuadrada .	46
6.5.4	Pre-dimensionamiento de muros de hormigón armado .....	49
6.6	Aplicación del método Basado en Fuerzas. ....	61
6.7	Aplicación de Ingeniería Sísmica basada en Desempeño.....	65
6.8	Diseño de conexiones entre Acero-Acero y Acero-Hormigón.....	75
7	RESULTADOS.....	89
7.1	Pre diseño.....	89
7.1.1	Vigas.....	89
7.1.2	Columnas .....	96
7.1.3	Muros .....	97
7.2	Resultados de diseño .....	126
7.2.1	Diseño Lineal.....	126
7.2.2	Diseño no lineal.....	147
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. ....	158
8.1	Conclusiones .....	158
8.2	Recomendaciones .....	159
9	BIBLIOGRAFIA.....	160
10	ANEXOS.....	162

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Niveles de amenaza sísmica. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 9) .....	26
Tabla 2.- Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 7) .....	26
Tabla 3.- Síntesis de Filosofía de Diseño. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 8) .....	27
Tabla 4.- Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 10).....	27
Tabla 5.- Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles, parte 1 (AISC 341-10, Tabla D1-1).....	42
Tabla 6.- Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles, parte 2 (AISC 341-10, Tabla D1-1).....	43
Tabla 7.- Relaciones de ancho a espesor: elementos de compresión .....	48
Tabla 8.- Definición del valor de k .....	50
Tabla 9.- Definición de $\beta_1$ .....	53
Tabla 10.- Resistencia al corte disponible de los pernos (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla7-1) .....	77
Tabla 11.- Distancia mínima al borde según ASCE 360-10 .....	78
Tabla 12.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarró en los orificios de los pernos según el espaciado de los pernos (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla7-4) .....	80
Tabla 13.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarró en los orificios de los pernos según el espaciado de los pernos (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla7-4) .....	81

Tabla 14.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarro y resistencia al desgarro en los orificios de los pernos según la distancia al borde (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla7-5) .....	82
Tabla 15.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarro y resistencia al desgarro en los orificios de los pernos según la distancia al borde (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla7-5) .....	83
Tabla 16.- Tamaño mínimo de soldadura de Filete. ....	84
Tabla 17.- Resultados Pre diseño Viga I100x6x150x3 .....	91
Tabla 18.- Resultados Pre diseño Viga I 200x12x400x6 .....	93
Tabla 19.- Resultado Pre diseño Viga I100x8x200x5 .....	94
Tabla 20.- Resultados Pre diseño Viga I120x8x250x4 .....	96
Tabla 21.- Resultados Pre diseño Columna de Acero .....	97
Tabla 22.- Datos Para Pre diseño de muro .....	97
Tabla 23.- Cargas no sísmicas .....	97
Tabla 24.- Espectro de diseño.....	99
Tabla 25.- Definición de Cortante Basal .....	100
Tabla 26.- Distribución de cortante basal en cada muro.....	101
Tabla 27.- Cargas de diseño para muros 1 y 2.....	102
Tabla 28.- Revisión de Condiciones de Muros 1 y 2.....	102
Tabla 29.- Diseño a Flexión de Muros 1 y 2 .....	103
Tabla 30.- Dimensiones del elemento de borde .....	104
Tabla 31.- Estribos de confinamiento en el elemento de borde .....	104
Tabla 32.- Cuantía de Refuerzo y Cortante en alma del muro.....	104
Tabla 33.- Datos de Geometría y especificaciones Mecánicas del Muro 1 y 2 .....	105
Tabla 34.- Cargas producto de las combinaciones de carga .....	106

Tabla 35.- Coordenadas de Carga Axial Pura .....	106
Tabla 36.- Coordenadas de falla balanceada .....	107
Tabla 37.- Coordenadas en caso de Momento Puro .....	107
Tabla 38.- Coordenadas en caso de tensión pura .....	107
Tabla 39.- Calculo de puntos intermedios del diagrama de iteración .....	108
Tabla 40.- Revisiones de cumplimiento de la sección de muro .....	109
Tabla 41.- Cargas de diseño para muros 3 y 5.....	110
Tabla 42.- Revisión de Condiciones de Muros 3 y 5.....	110
Tabla 43.- Diseño a Flexión de Muros 3 y 5 .....	111
Tabla 44.- Dimensiones del elemento de borde .....	112
Tabla 45.- Estribos de confinamiento en el elemento de borde .....	112
Tabla 46.- Cuantía de Refuerzo y Cortante en alma del muro .....	112
Tabla 47.- Datos de Geometría y especificaciones Mecánicas del Muro 3 y 5 .....	113
Tabla 48.- Cargas producto de las combinaciones de carga .....	114
Tabla 49.- Coordenadas de Carga Axial Pura .....	114
Tabla 50.- Coordenadas de falla balanceada .....	115
Tabla 51.- Coordenadas en caso de Momento Puro .....	115
Tabla 52.- Coordenadas en caso de tensión pura .....	115
Tabla 53.- Calculo de puntos intermedios del diagrama de iteración .....	116
Tabla 54.- Revisiones de cumplimiento de la sección de muro .....	117
Tabla 55.- Cargas de diseño para muro 4 .....	118
Tabla 56.- Revisión de Condiciones de Muro 4 .....	118
Tabla 57.- Diseño a Flexión de Muro 4.....	119
Tabla 58.- Dimensiones del elemento de borde .....	120
Tabla 59.- Estribos de confinamiento en el elemento de borde .....	120

Tabla 60.- Cuantía de Refuerzo y Cortante en alma del muro .....	120
Tabla 61.- Datos de Geometría y especificaciones Mecánicas del Muro 4 .....	121
Tabla 62.- Cargas producto de las combinaciones de carga .....	122
Tabla 63.- Coordenadas de Carga Axial Pura .....	122
Tabla 64.- Coordenadas de falla balanceada .....	123
Tabla 65.- Coordenadas en caso de Momento Puro .....	123
Tabla 66.- Coordenadas en caso de tensión pura .....	123
Tabla 67.- Calculo de puntos intermedios del diagrama de iteración .....	124
Tabla 68.- Revisiones de cumplimiento de la sección de muro .....	125
Tabla 69.- Valores usados para el cortante basal .....	126
Tabla 70.- Coeficiente de Cortante Basal .....	126
Tabla 71.- Relación entre Valor estático y dinámico (corte en base) .....	127
Tabla 72.- Participación modal de masa.....	127
Tabla 73.- Máximas desviaciones promedio de piso, X .....	128
Tabla 74.- Máximas desviaciones promedio de piso, Y .....	128
Tabla 75.- Deriva Total de la Edificación (ETABS 20) .....	128
Tabla 76.- Fuerzas de corte en cada piso (dinámico X).....	131
Tabla 77.- Fuerzas de corte en cada piso (estático X).....	132
Tabla 78.- Fuerzas de corte en cada piso (dinámico Y).....	133
Tabla 79.- Fuerzas de corte en cada piso (estático Y).....	134
Tabla 80.- Coordenadas del Diagrama Momento vs Carga Axial .....	135
Tabla 81.- Coordenadas del efecto más crítico sobre el muro .....	135
Tabla 82.- Capacidad del Muro a corte y cuantía de refuerzo .....	136
Tabla 83.- Profundidad del eje neutro para elementos confinados .....	137
Tabla 84.- Armado y distribución de elementos de confinamiento .....	137

Tabla 85.- Amplificación dinámica y Acero a Corte .....	138
Tabla 86.- Coordenadas del Diagrama Momento vs Carga Axial .....	139
Tabla 87.- Coordenadas del efecto más crítico sobre el muro .....	139
Tabla 88.- Capacidad del Muro a corte y cuantía de refuerzo .....	140
Tabla 89.- Profundidad del eje neutro para elementos confinados .....	141
Tabla 90.- Armado y distribución de elementos de confinamiento .....	142
Tabla 91.- Amplificación dinámica y Acero a Corte .....	142
Tabla 92.- Coordenadas del Diagrama Momento vs Carga Axial .....	143
Tabla 93.- Coordenadas del efecto más crítico sobre el muro .....	143
Tabla 94.- Capacidad del Muro a corte y cuantía de refuerzo .....	144
Tabla 95.- Profundidad del eje neutro para elementos confinados .....	145
Tabla 96.- Armado y distribución de elementos de confinamiento .....	146
Tabla 97.- Amplificación dinámica y Acero a Corte .....	146
Tabla 98.- Sd (Desplazamiento objetivo) / Derivas de Techo.....	151

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Desempeño sísmico recomendado Vision 2000 .....	24
Figura 2.- Niveles de desempeño ASCE 41. (Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso) .....	25
Figura 3.- Estados límite de diseño de miembros y estructuras (M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky; Displacement-Based Seismic Design of Structures, Fig3.5) .	28
Figura 4- Espectros de desplazamiento y aceleración elástica de diseño (M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky; Displacement-Based Seismic Design of Structures, Fig. 2.5) .....	29
Figura 5.- Características Generales del Espectro de Respuesta de Desplazamiento Elástico (M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky; Displacement-Based Seismic Design of Structures, Fig. 2.6) .....	30
Figura 6.- Vista completa de la edificación del Proyecto .....	31
Figura 7.- Vista en planta de Planta en altura (tipo) .....	32
Figura 8.- Secciones de Vigas usadas en la edificación.....	34
Figura 9.- Sección Transversal de Columna usada en la edificación.....	34
Figura 10.- Secciones Transversales de Muros usados en la edificación.....	35
Figura 11.- Sección o paño de losa con vigas secundarias .....	36
Figura 12.- Momento generado por carga distribuida en viga simplemente apoyada .....	37
Figura 13.- Sección Transversal tipo de Viga .....	38
Figura 14.- Las longitudes límites $L_p$ y $L_r$ .....	40
Figura 15.- Deformación $\delta$ , viga simplemente apoyada .....	40
Figura 16.- Valores de $M_n$ , en función de la posición $L_b$ .....	41
Figura 17.- Tensión crítica en Ala y Alma de Viga I.....	41



Figura 18.- Esquema de esfuerzos del sistema Colaborante .....	44
Figura 19.- Sección equivalente de hormigón en Acero .....	45
Figura 20. – Detalle de contra flecha .....	46
Figura 21.- Sección Transversal de columna rectangular.....	46
Figura 22.- Detalle Elevación y Esfuerzos en Muros .....	53
Figura 23. – Espectro de aceleración de diseño expresado en g (Aceleración de la gravedad) .....	64
Figura 24.- Espectro de aceleración de diseño expresado en $\text{cm}^2/\text{s}$ .....	64
Figura 25.- Definición de Acero de Refuerzo – Análisis no lineal.....	66
Figura 26.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación Confinado, obtenido del programa SAP2000 .....	68
Figura 27.- Transcripción del Diagrama Esfuerzo vs Deformación Confinado, ETABS 20 .....	68
Figura 28.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación No Confinado, obtenido del programa SAP2000 .....	69
Figura 29.- Transcripción del Diagrama Esfuerzo vs Deformación No Confinado, ETABS 20 .....	69
Figura 30.- División en Fibras de la Sección Transversal de Muro .....	70
Figura 31.- Definición del control de la deformación .....	70
Figura 32.- Definición de Áreas, distancia a Centro de Gravedad y Materiales de cada Fibra. ....	71
Figura 33.-Tabla de coordenadas de centro de masa y rotación de masas del modelo .....	72
Figura 34.- Asignación de masas .....	73

Figura 35.- Definición de Push over inicial ocasionado por las cargas gravitacionales. .....	74
Figura 36.- Definición de Push Over de desplazamiento y sus parámetros.....	74
Figura 37. – Aplicación de Control por desplazamiento.....	75
Figura 38.- Detalle Conexión a Corte.....	76
Figura 39.- Detalle de placa de conexión.....	76
Figura 40.- Detalle de suelda de placa a columna.....	85
Figura 41.- Detalle de Columna que transfiere momentos cortos a la base.....	85
Figura 42.- Diagrama de iteración Momento vs Carga Axial.....	108
Figura 43.- Diagrama de iteración Momento vs Carga Axial.....	116
Figura 44.- Diagrama de iteración Momento vs Carga Axial.....	124
Figura 45.- Cumplimiento de Ratios en columnas (Steel Frame Design).....	129
Figura 46.- Cumplimiento de Ratios en Vigas compuestas (Composite Beam Design) .....	130
Figura 47.- Interpretación de corte por piso.....	131
Figura 48.- Interpretación de corte por piso.....	132
Figura 49.- Interpretación de corte por piso.....	133
Figura 50.- Interpretación de corte por piso.....	134
Figura 51.- Diagrama Momento vs Carga Axial Muros 1 y 2.....	135
Figura 52.- Diagrama Momento vs Curvatura (SAP2000).....	136
Figura 53.- Diagrama Momento vs Carga Axial Muros 1 y 2.....	139
Figura 54.- Diagrama Momento vs Curvatura (SAP2000).....	141
Figura 55.- Diagrama Momento vs Carga Axial Muros 1 y 2.....	143
Figura 56.- Diagrama Momento vs Curvatura (SAP2000).....	145
Figura 57.- Curva de Capacidad para deformación objetiva NEC de 0.02 (1.2m) .	147

Figura 58.- Curva de Capacidad para deformación 0.03 (1.8m).....	148
Figura 59.- Espectros de Aceleración a 475 años y 2500 años (expresado en g).	149
Figura 60.- Espectros de Aceleración a 475 años y 2500 años (expresado en $\text{cm}^2/\text{s}$ ). .....	149
Figura 61.- Linealización efectiva FEMA 440 (475 años). .....	150
Figura 62.- Linealización efectiva FEMA 440 (2500 años).....	150
Figura 63.- Formación de Rotulas en la Deformación Objetiva de X .....	151
Figura 64.- Formación de Rotula en el muro en X.....	152
Figura 65.- Formación de Rotulas en la Deformación Objetiva de Y .....	152
Figura 66.- Tensión máxima del hormigón en X (Tr= 2500 años) .....	153
Figura 67.- Deformación en el punto de máxima compresión .....	154
Figura 68.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación en X (Tr= 2500 años) .....	154
Figura 69.- Tensión máxima del hormigón en Y (Tr= 2500 años) .....	155
Figura 70.- Deformación en el punto de máxima compresión .....	155
Figura 71.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación en Y (Tr= 2500 años) .....	156
Figura 72.- Limites de desempeño (SEAO VISION 2000, posterior FEMA 356) .	156
Figura 73.- Niveles de desempeño Global en x.....	157
Figura 74.- Niveles de desempeño Global en y.....	157

## 1 INTRODUCCION AL TEMA:

El presente estudio contiene el diseño de un edificio de 20 pisos, más 2 subsuelos, cuyo sistema estructural está basado en muros estructurales para resistir efectos externos, y por columnas y vigas de Acero, las cuales únicamente resisten cargas gravitacionales y para el caso de las vigas, estas trabajan transmitiendo cortantes. Posterior a su diseño y comprobación de capacidad de resistencia, se verificará su desempeño gracias al método de los desplazamientos.

Existen conceptos determinantes dentro de la Ingeniería civil que engloban el uso de nuevas tecnologías y metodologías, como es el caso de nuestra NEC-SE-DS, donde se encuentran los requisitos mínimos dentro de la Filosofía de Diseño Tradicional, resaltando su uso para estructuras de ocupación normal, los cuales de forma general buscan que los criterios aceptados de Protección de la vida sean satisfechos.

Dentro de Ingeniería civil se logra estos dos cometidos mediante la búsqueda incesante de un comportamiento dúctil de las estructuras, las cuales no solo garantizan la seguridad de vida para las personas, sino que, además, disipan energía producto de cargas sometidas sobre las estructuras.

El análisis del desempeño de una estructura principalmente basada en el uso de muros de hormigón busca comprender el comportamiento de la edificación ante situaciones extremas y la forma en cómo puede mantener su funcionalidad y seguridad durante, así como después de un evento sísmico. Para esto, el análisis por desempeño también se fundamenta en la profunda comprensión de los principios de mecánica de materiales al igual que de la dinámica estructural, permitiendo de esta manera predecir al igual que cuantificar el comportamiento de los muros de hormigón

armado bajo diferentes niveles de carga y deformación, siendo el principio fundamental para un análisis por desempeño el hecho de que el desplazamiento es más importante que las fuerzas que puede soportar una estructura.

Como aspectos secundarios, podemos destacar, que el análisis por desempeño no solo se enfoca en la seguridad estructural, sino también en aspectos funcionales y económicos pues evalúa como las deformaciones y los daños afectan la funcionalidad de la estructura al igual que nos proporciona información sobre los posibles costos de reparación y tiempo de inactividad.

## **2 ANTECEDENTES Y MOTIVACION**

Se puede considerar que, para llegar a analizar una estructura por desempeño, mediante el uso de muros de hormigón armado se debió realizar una evolución en las prácticas tradicionales de diseño y análisis estructural, los cuales se desarrollaron en respuesta de la necesidad de garantizar tanto seguridad como funcionalidad de dichas edificaciones ante los efectos de eventos sísmicos y otros tipos de cargas externas.

Se pueden mencionar algunos antecedentes importantes, entre estos esta la sismicidad histórica, como son los casos de Terremotos muy notorios como el de San Francisco en 1906, de Northridge en 1994 y el de Loma Prieta en 1989, entre los más notables, en donde se destacó la necesidad de considerar el comportamiento sísmico en el diseño estructural

Otro antecedente para mencionar es el enfoque tradicional del diseño sísmico, pues este se enfocaba en la resistencia de las edificaciones prácticamente solo con la consideración de factores de carga sísmica muy específicos, hoy se sabe que este

enfoque no era suficiente para lograr considerar adecuadamente la capacidad de las estructuras para mantenerse funcionales y lograr evitar daños en verdad irreparables, pues se hizo necesario, acompañar el uso de estos factores con la incorporación de modelos no lineales como lo hace el análisis por desempeño para poder estimar niveles de desempeño y daño.

Adicional a lo anterior, pero caminando en conjunto, las normativas y códigos de diseño estructural han ido evolucionando a tal punto que han incluido el enfoque sísmico por desempeño, tal es el caso del American Concrete Institute (ACI), el American Institute of Steel Construction (AISC), e incluso la vigente Norma Ecuatoriana NEC, contemplan su uso, y han desarrollado pautas y estándares donde se incorporan el enfoque ya mencionado para el diseño de estructuras tanto para hormigón armado, como para el Acero.

Por todo lo anteriormente mencionado se puede concretar la motivación para el desarrollo del presente tema, en donde se expresa la necesidad de conocer las nuevas metodologías a usarse dentro del diseño de edificaciones de gran altura, los resultados que se consideraran como adecuados, al igual que los criterios que se deben tener frente a los resultados obtenidos.

### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GENERAL**

Realizar un análisis completo del edificio siguiendo las recomendaciones de ACI 318-19 y AISC 341-16. Sobre este edificio se examinará su desempeño desarrollando un modelo no lineal que integra la no linealidad geométrica (P-delta) y de los materiales.

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Diseñar una edificación constituida por muros estructurales y columnas de acero.
- Diseñar y detallar las conexiones del edificio.
- Realizar un análisis por desempeño desarrollando un modelo no lineal del edificio.

### **4 ALCANCE**

Este estudio busca realizar el análisis de un edificio y hacerlo cumplir con un desempeño adecuado para su tipo de uso además de asegurar este comportamiento mediante la utilización de conexiones precalificadas para asegurar tanto la formación de rotulas, así como la adecuada respuesta de los elementos y que todo esto ocurran como se prevé.

### **5 MARCO TEORICO**

#### **5.1 Ingeniería Sísmica basada en Desempeño (ISBD o PBSE/Ingles)**

La ISBD se basa en una serie de procedimientos de ingeniería de Diseño, Evaluación, Construcción y Mantenimiento de estructuras con el objetivo de alcanzar niveles

predecibles de desempeño de dichas estructuras, como respuesta a niveles específicos de amenaza sísmica logrando niveles de confiabilidad que actualmente están bien definidos, este criterio se estableció en el SEAOC, Vision 2000 (1996).

El objetivo del desempeño se basa en que, para un Nivel de Riesgo sísmico seleccionado se define un nivel de Desempeño Estructural aceptable.

El nivel de riesgo sísmico se basa en demandas específicas de severidad de Terremotos las cuales se desarrollan sea con una base probabilística o determinística.

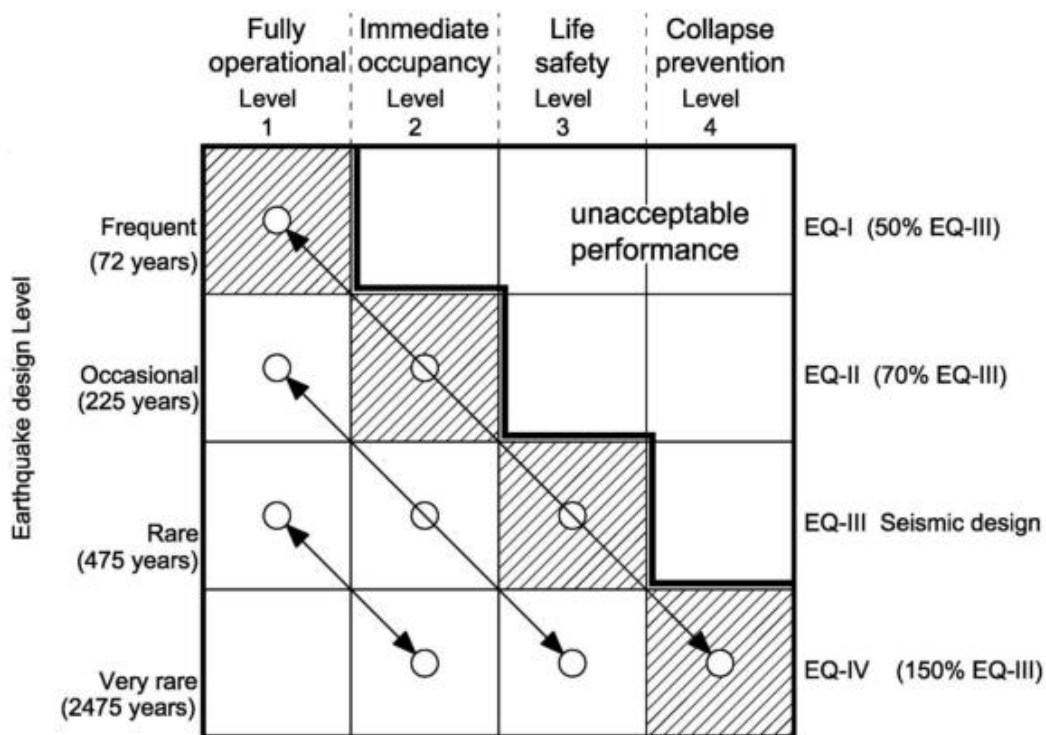


Figura 1.- Desempeño sísmico recomendado Vision 2000

Los niveles de desempeño tanto Estructurales como No Estructurales son estados límites de daño estructural usados en la definición de los Objetivos de Desempeño. Para cuantificar el daño se utilizan modelos no lineales.



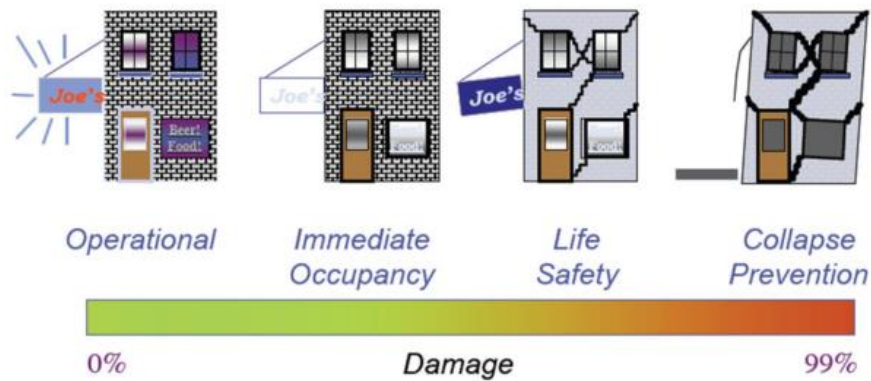


Figura 2.- Niveles de desempeño ASCE 41. (Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso)

Desde la Perspectiva del Ecuador mediante la NEC 15, o mejor conocida como Norma Ecuatoriana de la Construcción, recoge una serie de normativas de obligatorio cumplimiento a nivel nacional, por medio de estas se establecieron requisitos mínimos de seguridad y calidad que deben cumplir las edificaciones en el territorio, en todas y cada una de las etapas del proceso constructivo. La NEC ha distribuido estos requisitos en distintas secciones, tales son el caso de NEC-SE (Seguridad Estructural), NEC-HS (Habitabilidad y Salud), y NEC-SB (Servicios Básicos). Dentro de NEC-SE, se pone especial énfasis en las secciones DS (Peligro Sísmico), y RE (Riesgo Sísmico).

Dentro de la NEC, se especifica en el capítulo NEC-SE-DS, en el apartado 4.2, donde se habla del diseño sismo resistente, que se aplicara la filosofía de diseño basada en desempeño. En el capítulo 2, en el apartado 2.2 donde se habla de las bases de diseño se habla también del objetivo del desempeño, en el cual se expresa “*busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura*”. Y al igual que las Normas internacionales base del estudio del desempeño, en la NEC, se añade el objetivo de protección en mayor medida al igual que la garantía de funcionalidad después de un evento sísmico extremo.

Las Tendencias modernas también están ajustadas dentro de la actual NEC, pues esta busca Proteger la vida, Proteger la propiedad y el cumplimiento de los niveles de desempeño sísmico.

Se puede encontrar dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción su propia adaptación muy similar a las normas americanas de los niveles de amenaza sísmica aceptados.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T, (años)	Tasa anual de excedencia (1/T,)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Tabla 1.- Niveles de amenaza sísmica. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 9)

Dentro de la filosofía de diseño sismo resistente que se encuentra en el capítulo NEC-SE-DS, en el apartado 4.2, especifica que las edificaciones normales o de uso ordinario se encuentran en un nivel de desempeño de “Seguridad de Vida” en donde el sismo de diseño utilizado es el expresado en la tabla 1, donde este evento sísmico tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, lo cual equivale a un periodo de retorno de 475 años.

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

Tabla 2.- Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 7)

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio OI	Ningún daño	Ningún daño	0.023 F

Daño	SV	Ningún daño	Daños	0.01389 O
Colapso	PC	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211 R

Tabla 3.- Síntesis de Filosofía de Diseño. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 8)

De igual manera adicional a lo que presenta el apartado 4.2, en el tema de estructuras esenciales y de estructuras de ocupación especial, es necesario realizar la comprobación del desempeño de estas estructuras.

Nivel de desempeño estructural (prevención)		Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	SV	No	Si	0.00211 R
Colapso	PC	Si	Si	0.00004 E

Tabla 4.- Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de uso especial. (NEC-SE-DS 2015, Tabla 10)

## 5.2 Diagrama Momento – Curvatura

El análisis momento – Curvatura es usado para definir resistencias, estados limites, rigideces y todos asociados a curvaturas, es la base construir la curva de capacidad de un elemento.

El momento se traduce como una medida de fuerza que es capaz de inducir una rotación en una estructura, mientras que la curva es una medida de la deformación angular en un elemento estructural.

El diagrama Momento – Curvatura muestra como el momento que se aplica a una determinada estructura varia a medida que cambia la curvatura resultante

Presenta distintos comportamientos dependiendo de la región del diagrama, en la región elástica, el diagrama presenta un comportamiento lineal, esto quiere decir que la curvatura es directamente proporcional al momento aplicado según la ley de Hooke. Por este motivo, la pendiente de esta región se relaciona tanto con la rigidez del material, como la sección transversal del elemento. En el límite de la región Elástica,

se encuentra el punto de Fluencia o Limite elástico, en este punto, el material presenta un cambio en el comportamiento elástico. Aquí la curva aumenta más rápido con incrementos adicionales de momento.

Una vez sobrepasado el punto de Fluencia, el material se comporta de forma inelástica y la curvatura continúa incrementándose con aumentos en el momento, aquí, el material experimenta deformaciones plásticas, fluye y en un determinado momento fallara.

El Punto de Ruptura o Fallo es donde el momento alcanza su máximo valor y el elemento o en un caso más amplio, la estructura colapsa y esto se deberá a causa de dos motivos principales, el primero es a causa de la falla del material, mientras que el segundo por causa de la inestabilidad global de la estructura.

En el Diagrama momento curvatura se puede evidencia diferentes pendientes, esto se debe a que, entre el punto de fluencia y el punto de falla o ruptura, el material experimenta una combinación entre los comportamientos elásticos e inelásticos.

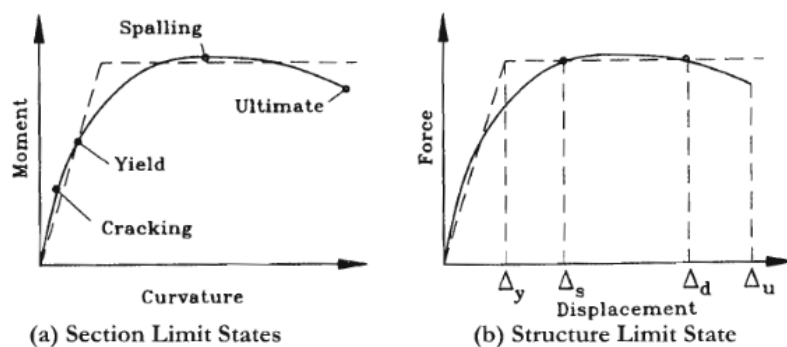


Figura 3.- Estados límite de diseño de miembros y estructuras (M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky; *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Fig3.5)

### 5.3 Espectro elástico de diseño en Desplazamiento ( $S_d$ )

Cada vez más son los códigos que buscan definir los espectros de desplazamiento de diseño, pues su utilización se está volviendo más común. Su desarrollo debería

realizarse independientemente de los espectros de aceleración, pero los espectros de desplazamiento usan prácticamente los mismos datos para su elaboración, esto quiere decir que, en su mayoría, los espectros de desplazamiento de diseño que se obtienen a partir de los distintos códigos se elaboran a partir de los espectros de aceleración en el supuesto de que la respuesta máxima está regida por las ecuaciones de respuesta sinusoidal en estado estable. La relación entre la aceleración y el desplazamiento se define como:

$$\Delta_{(T)} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_{A(T)} \times g \quad \text{Ecuación 1}$$

(M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Ecuación 2.2)

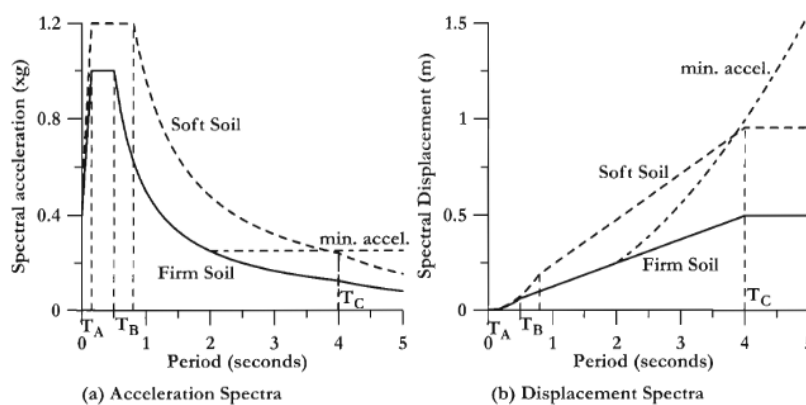


Figura 4- Espectros de desplazamiento y aceleración elástica de diseño (M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky; *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Fig. 2.5)

En la ecuación 1 se puede apreciar el término  $g$ , que hace referencia a la aceleración de la gravedad la cual es un multiplicador  $S_{A(T)}$ , esta expresión toma más sentido en la Fig. 4(a). La Ecuación 1 se utiliza para la generación de los espectros de desplazamiento elástico los cuales se pueden ver en la Fig. 4(b), y tal como se puede ver en los términos de la ecuación, esta parte del espectro de aceleración de la Fig. 4(a).

Basándonos en la gráfica del espectro de desplazamientos (Fig. 4(b)), se puede ver que el espectro es esencialmente lineal, llegando hasta el periodo  $T_c$ , y por el efecto

que toma la gráfica, a este término se lo denomina “Periodo esquina” y los periodos menores al periodo  $T_B$ , presentan poca importancia en la mayoría de los diseños que se basan en desplazamientos.

En el Euro código EC8, se presenta una forma general del espectro de respuesta de desplazamiento elástico, esto se puede ver en la siguiente figura.

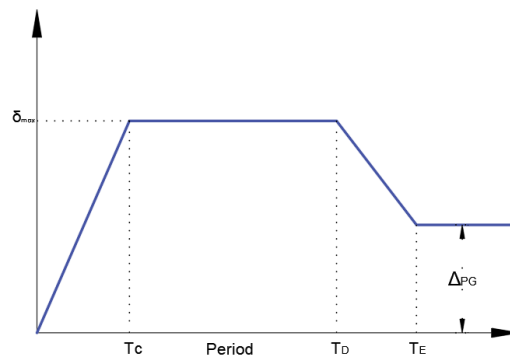


Figura 5.- Características Generales del Espectro de Respuesta de Desplazamiento Elástico (M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky; *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Fig. 2.6)

La Figura 6 muestra el aumento del desplazamiento lineal hasta el periodo de esquina  $T_C$ , continuando con una meseta de desplazamiento hasta un periodo  $T_D$ , para en lo posterior continuar con una disminución del desplazamiento hasta llegar al periodo  $T_E$ , para esta etapa, el desplazamiento de respuesta disminuye hasta el desplazamiento máximo del suelo PGD.

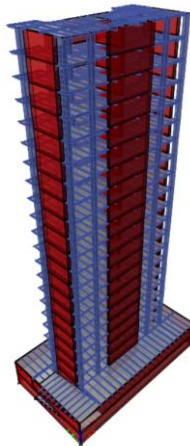
En este Diagrama propuesto por el Eurocodigo EC8, la información del periodo donde el desplazamiento de respuesta a empezado a disminuir se puede considerar menos confiable que los otros datos de las figuras 4 y 5, además es de poco interés en el diseño estructural para estructuras que nos dé periodos largos, en donde los nodos convectivos de vibración llegarían a ser bastante largos, por tal motivo se puede asumir como conservador que el desplazamiento de la meseta sea constante para periodos que superen el  $T_C$ .

Los 3 periodos de desplazamiento mostrados en la Fig. 4 se pueden ajustar a la forma genera que define el EC8.

## 6 METODOLOGIA

### 6.1 Descripción del Proyecto.

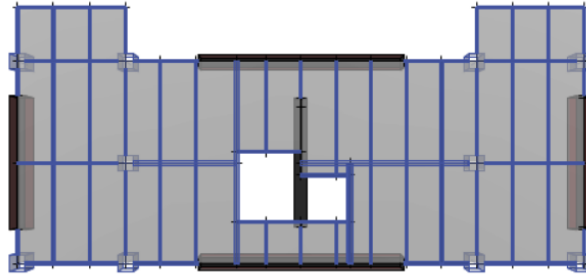
La estructura estipulada para el análisis trata de un edificio, de sección regular tanto en elevación como en planta, no presenta irregularidades ni cambios fuertes de sección. Es un edificio de uso de oficinas de 20 pisos de altura a partir del nivel natural del suelo, y cuenta con 2 subsuelos para parqueaderos, los que presentan una planta con área mayor al de los pisos superiores:



*Figura 6.- Vista completa de la edificación del Proyecto*

La edificación fue concebida de forma mixta, esto quiere decir, que su estructura consta de elementos en Acero y también en Hormigón Armado. Los elementos de Acero que forman parte de la estructura han sido diseñados de manera que no transfieran momentos importantes como es el caso de las columnas gravitacionales, y para el caso de las Vigas, únicamente transfieran corte, es decir, en la edificación no se tienen pórticos a Momento, estos esfuerzos, provocados por fuerzas externas, como es el caso del sismo, vienen a ser transmitidos y contrarrestados por los

elementos estructurales formados e hormigón Armado, en este caso son los muros de corte, quienes a más de ser diseñados antisísmica mente, deben cumplir con el desempeño mínimo para su funcionamiento.



*Figura 7.- Vista en planta de Planta en altura (tipo)*

En este análisis se busca a más de dotar de un correcto diseño estructural de la estructura, que cumpla con todo lo que establece la NEC 2015, también se necesita entender el desempeño que presenta la estructura y la metodología para su análisis, cuando la edificación llega a su capacidad límite de deformación.

## **6.2 Ubicación**

Para motivo del estudio, se estableció la edificación en la Provincia del Pichincha, en la ciudad de Quito, por tal motivo, según lo establecido por la Norma Ecuatoriana NEC 2015, presenta las siguientes características de sitio y de suelo, según el apartado NEC-SE-DS:

### *Característica del Emplazamiento*

- |                                     |        |
|-------------------------------------|--------|
| - Zona Sísmica (NEC-SE-DS 3.1.1):   | V      |
| - Región Sísmica (NEC-SE-DS 3.3.1): | SIERRA |
| - Tipo de Suelo (NEC-SE-DS 3.2.2):  | C      |



- Factor de Zona (NEC-SE-DS 3.1.1): Z: 0.40
- Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 3.3.1): h: 2.48

### **6.3 Definición de la Estructura (Materiales y Geometría)**

Como se manifestó en el literal 6.1, La edificación del proyecto trata de un edificio de estructura mixta, donde ciertos elementos han sido concebidos de Hormigón Armado, y otros de Acero Estructural.

Dentro de los Elementos que han sido diseñados en Acero, se ha considerado que tengan las siguientes características mecánicas:

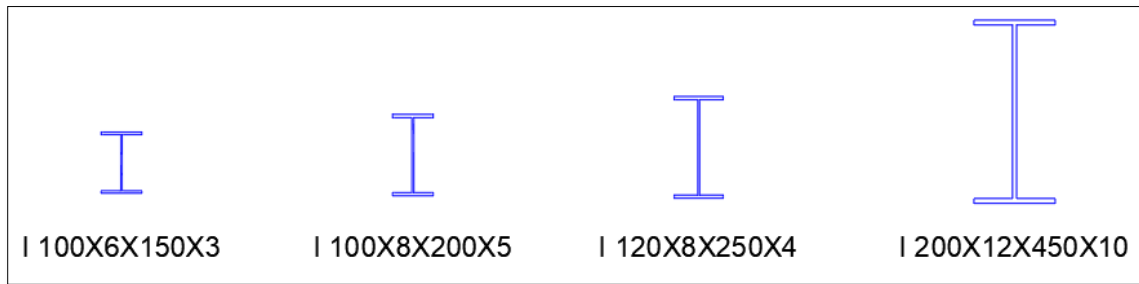
- Tipo de Acero: A36
- Resistencia a la Fluencia en KSI (Fy): 36 ksi
- Resistencia a la Fluencia en Kg/cm<sup>2</sup> (Fy): 2530 Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Elasticidad (E): 200 MPa

Dentro de los Elementos que han sido diseñados en Hormigón Armado, se consideró las siguientes características mecánicas:

- Resistencia a la compresión en Kg/cm<sup>2</sup> del Hormigón: 280 Kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia a la compresión en MPa del Hormigón: 28 MPa
- Módulo de Elasticidad del Hormigón (E):  $4700 \times \sqrt{f'c} (MPa)$
- Resistencia a la Fluencia del A. de Ref. en MPa (Fy): 420MPa
- Resistencia a la Fluencia del A. de Ref. en Kg/cm<sup>2</sup> (Fy): 4200 Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Elasticidad del A. de Ref. (E): 200 MPa

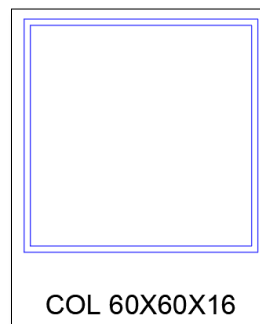
Las secciones presentan variadas geometrías dependiendo de su función en el sistema estructural y del material de que están concebidas, tales son los casos de:

Vigas de Acero:



*Figura 8.- Secciones de Vigas usadas en la edificación*

Columnas de Acero:



*Figura 9.- Sección Transversal de Columna usada en la edificación*

Muros de Hormigón:

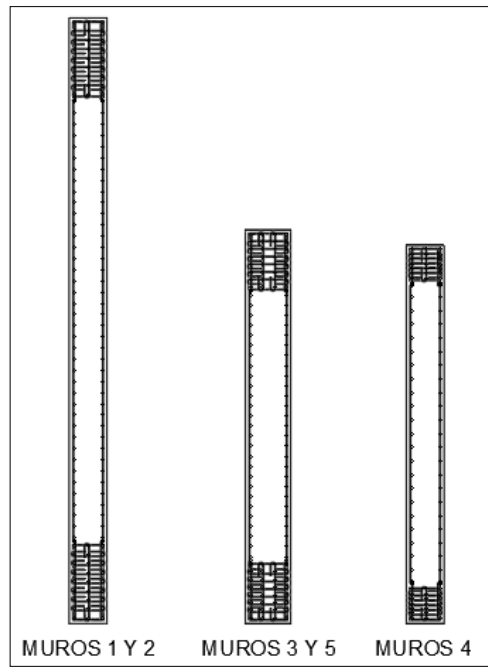


Figura 10.- Secciones Transversales de Muros usados en la edificación

#### 6.4 Cargas gravitacionales sobre la Estructura

Las cargas gravitacionales aplicadas sobre la estructura se dividen en dos tipos, producto de su origen, se tienen cargas Muertas y cargas Vivas.

Las primeras son a causa del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales fijos a la edificación, como son el caso de la mampostería para paredes, la carga producto del acabado de pisos y paredes, la carga producto de las cargas eléctricas, etc.

- Mampostería:  $375 \text{ kg/m}^2$
- Acabados:  $66 \text{ kg/m}^2$
- Instalaciones:  $40 \text{ kg/m}^2$
- Peso de losa:  $181 \text{ kg/m}^2$

$662 \text{ kg/m}^2$  (Entrepisos)

412 kg/m<sup>2</sup> (Cubierta)

Las cargas vivas provienen de la definición establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en la sección NEC-SE-CG, en el apartado 4.2.1, en este caso es:

- Oficinas: 240 kg/m<sup>2</sup>
- Cubierta: 100 kg/m<sup>2</sup>

### 6.5 Pre-dimensionamiento de los elementos Estructurales.

Para realizar el pre diseño de los elementos de Acero, se usó como base las ecuaciones y criterios proporcionados por la norma AISC 360-10, como se muestra a continuación:

#### 6.5.1 Pre-dimensionamiento de Vigas a flexión, simplemente apoyadas:

Como se puede observar en la gráfica a continuación, los paños que forman las distintas secciones de la losa se encuentran enmarcados por varias columnas, tal como se muestra en la Figura 11.

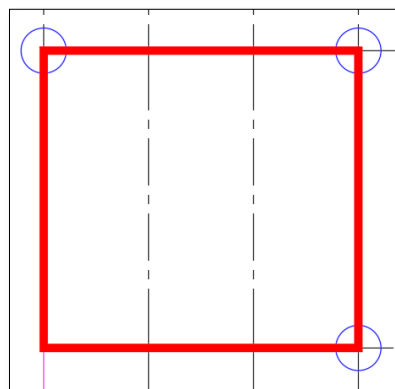


Figura 11.- Sección o paño de losa con vigas secundarias

Para la distribución de las vigas secundarias que transmiten la carga de la losa y las cargas sobrepuestas, a las vigas principales, que enmarcan la losa (Color rojo), se debe tener en consideración, que la distancia entre las vigas secundarias se traduce

como la distancia o luces sin apuntalar  $L_b$ , que va a tener la viga principal, dichas luces influirán en la capacidad de la viga principal para soportar Pandeo tanto lateral como local.

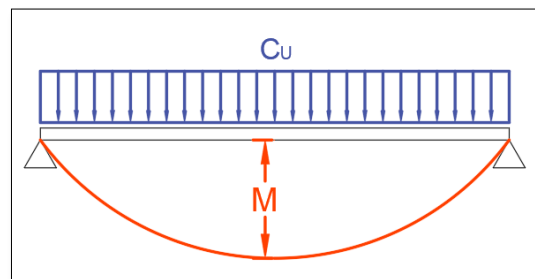
Como se mencionó previamente, todas las vigas, tanto principales como secundarias, se diseñarán de tal manera que no transmitan momentos, por lo tanto, su pre diseño involucrara únicamente cargas gravitacionales, por lo cual debemos definir los siguientes parámetros:

- $C_u$ : producto de las combinaciones de carga referidos en NEC 2015

*Combinación 2:  $1.2D + 1.6L$  (NEC-SE-CG, 3.4.3)*

$$W = \frac{C_u}{L(\text{vigaPr.})} \left( \frac{T}{m} \right)$$

*Ecuación 2*



*Figura 12.- Momento generado por carga distribuida en viga simplemente apoyada*

$$M = \frac{W \times l^2}{8}$$

*Ecuación 3*

$$\frac{M}{\sigma} = \frac{I}{C} = S$$

*Módulo de sección elástica*

*Ecuación 4*

Se puede realizar una preselección de una viga tipo I, en el caso de ser fundida, como es el caso de las vigas IPE o IPN, se puede obtener el valor del módulo de sección elástica a partir del momento dividiéndolo para la capacidad a fluencia del acero,

multiplicándolo por un  $\Phi$  de 0.85, y buscar una sección con el mismo o mayor valor de  $S$  en los catálogos del fabricante. En el caso de ser una sección I armada, el valor de  $C$  es la distancia de la fibra más traccionada en la dirección del análisis de  $I$  (inercia), hasta el eje neutro de la sección, en este caso al ser una sección simétrica, será la mitad exacta de la sección, y la ecuación quedará:

$$S = \frac{2 \times I}{h(\text{viga})} \quad (m^3)$$

Ecuación 5

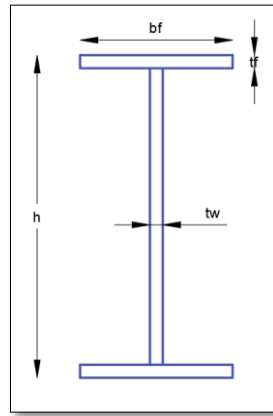


Figura 13.- Sección Transversal tipo de Viga

$$A = (2 \times bf \times tf) + (h - 2 \times tf) \times tw \quad (m^2)$$

Ecuación 6

$$I_x = \frac{bf \times h^3}{12} - \frac{(bf - tw) \times (h - 2 \times tf)^3}{12} \quad (m^4)$$

Ecuación 7

$$I_y = \frac{tf \times bf^3}{6} + \frac{(h - 2 \times tf) \times (tw)^3}{12} \quad (m^4)$$

Ecuación 8

El módulo de sección plástico  $Z$  es una sumatoria de momentos estáticos (áreas x distancias).

$$Z_x = (bf \times tf \times (h - tf)) + \left(\frac{h}{2} - tf\right)^2 \times tw$$

Ecuación 9

$$Z_y = \frac{bf^2 \times tf}{2} + \left((h - 2 \times tf) \times \frac{tw^2}{4}\right)$$

Ecuación 10

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Ecuación 11

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Ecuación 12

“La resistencia nominal de flexión,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), y pandeo lateral-torsional”.  
(AISC 360-10, F2. Miembros compactos de sección H de simetría Doble y Canales Flectadas en torno a su eje mayor).

$$M_n = M_p = F_y \times Z_x \quad \text{Ecuación 13}$$

(AISC 360-10, Miembros Compactos de Sección H de simetría doble y canales flectadas en torno a su eje mayo, F2-1)

$F_y$ = Tensión de fluencia mínima especificada el tipo de acero utilizado, kg/cm<sup>2</sup> (MPa)

$$M_p = \Phi \times \sigma \times Z_x \quad \text{Ecuación 14}$$

$\Phi = 0.9$

Pandeo lateral-torsional

- a. Cuando  $L_b \leq L_p$ , el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.
- b. Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$ .

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 \times F_y \times S_x) \times \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecuación 15}$$

(AISC 360-10, Pandeo Lateral-Torsional, F2-2)

- c. Cuando  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p \quad \text{Ecuación 16}$$

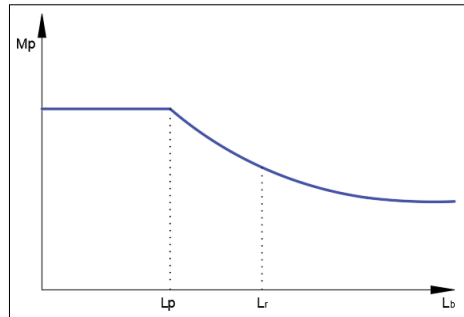
(AISC 360-10, Pandeo Lateral-Torsional, F2-3)

$L_p$ = Longitud entre puntos que están arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o arriostrada contra torsión de la sección transversal, in. (mm)

$$L_p = 1.76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(AISC 360-10, Pandeo lateral-Torsional, F2-5)

Ecuación 17

Figura 14.- Las longitudes límites  $L_p$  y  $L_r$ 

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

(AISC 360-10, Pandeo Lateral-Torsional, F2-6)

Ecuación 18

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \times h_o}{2 \times S_x}$$

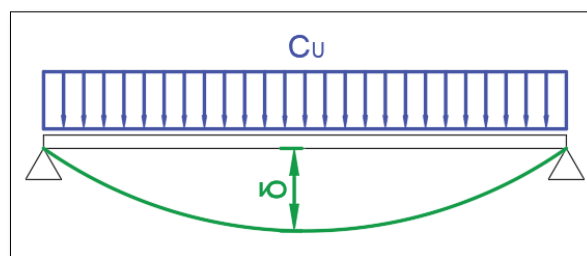
(AISC 360-10, Pandeo lateral-Torsional, F2-7 (Nota))

Ecuación 19

$$h_o = h - t_f$$

Ecuación 20

$$J_c = \frac{2 \times b_f \times t_f^3 + h \times t_w^3}{3}$$

Figura 15.- Deformación  $\delta$ , viga simplemente apoyada



La deformación máxima de viga simplemente apoyada se limita a  $L/240$ .

$$\delta = \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times E \times I} \quad \text{Ecuación 21}$$

Ya teniendo la ecuación de la deformación para una viga simplemente apoyada y su límite máximo, podemos expresar un valor mínimo de Inercia, que cumpla para la carga aplicada  $C_u$ .

$$I_{min} = \frac{5 \times W \times l^3 \times 240}{384 \times E}$$

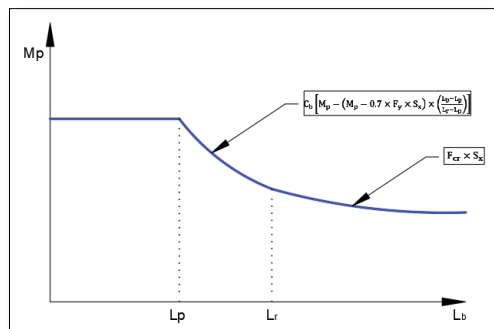


Figura 16.- Valores de  $M_n$ , en función de la posición  $L_b$

Tensión crítica:

$$F_{cr} = \underbrace{\frac{Cb \times \pi^2 \times E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}}_{F_{cr1}} \times \underbrace{\sqrt{1 + 0.078 \times \frac{J_c}{S_x \times h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}}_{F_{cr2}} \quad \text{Ecuación 22}$$

(AISC 360-10, Pandeo Lateral-Torsional, F2-4)

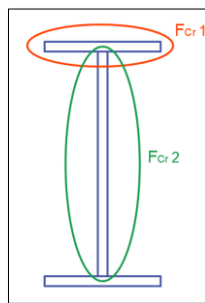


Figura 17.- Tensión crítica en Ala y Alma de Viga I

En un diseño conservador,  $F_{cr 2}$  es igual a 1.

Las vigas para ser consideradas Dúctiles y poder ser utilizadas dentro de este pre diseño deben cumplir con lo que establece la Norma AISC 341-10, en cuanto a Ductilidad, donde los límites para las relaciones  $bf/t_f$ , para patines y  $h/t_w$  en almas se interpretan en las siguientes tablas:


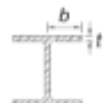


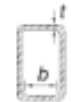

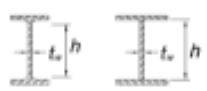
<b>TABLE D1.1</b> <b>Limiting Width-to-Thickness Ratios for</b> <b>Compression Elements For Moderately Ductile</b> <b>and Highly Ductile Members</b>					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	$b/t$	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	$b/t$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	$d/t$	$0.30\sqrt{E/F_y}^{(a)}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	$b/t$	$0.55\sqrt{E/F_y}^{(b)}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{(c)}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	$b/t$			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	$h/t$			
	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as diagonal braces	$h/t_w$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	

Tabla 5.- Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles, parte 1 (AISC 341-10, Tabla D1-1)

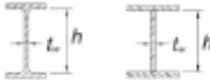
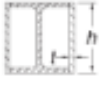





<b>TABLE D1.1 (CONTINUED)</b> <b>Limiting Width-to-Thickness Ratios for</b> <b>Compression Elements For Moderately Ductile</b> <b>and Highly Ductile Members</b>					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns <sup>141</sup>	$h/t_w$	For $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y}(1 - 0.93C_a)$	For $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y}(1 - 2.75C_a)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	$h/t$	For $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	$h/t$	where $C_a = \frac{P_x}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_x}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_x}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_x}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-Pile sections	$h/t_w$	$0.94\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	$D/t$	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y$ <sup>(a)</sup>	
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	$b/t$	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	$D/t$	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	
<p><sup>141</sup> For tee shaped compression members, the limiting width-to-thickness ratio for highly ductile members for the stem of the tee can be increased to <math>0.38\sqrt{E/F_y}</math> if either of the following conditions are satisfied:  (1) Buckling of the compression member occurs about the plane of the stem.  (2) The axial compression load is transferred at end connections to only the outside face of the flange of the tee resulting in an eccentric connection that reduces the compression stresses at the tip of the stem.</p> <p><sup>142</sup> The limiting width-to-thickness ratio of flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections of columns in SMF systems shall not exceed <math>0.6\sqrt{E/F_y}</math>.</p> <p><sup>143</sup> The limiting width-to-thickness ratio of walls of rectangular HSS members, flanges of boxed I-shaped sections and flanges of built-up box sections used as beams or columns shall not exceed <math>1.12\sqrt{E/F_y}</math>.</p> <p><sup>144</sup> For I-shaped beams in SMF systems, where <math>C_a</math> is less than or equal to 0.125, the limiting ratio <math>h/t_w</math> shall not exceed <math>2.45\sqrt{E/F_y}</math>. For I-shaped beams in IMF systems, where <math>C_a</math> is less than or equal to 0.125, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed <math>3.76\sqrt{E/F_y}</math>.</p> <p><sup>145</sup> The limiting diameter-to-thickness ratio of round HSS members used as beams or columns shall not exceed <math>0.07E/F_y</math>.</p>					

Tabla 6.- Limitación de las relaciones de ancho a espesor para elementos de compresión para miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles, parte 2 (AISC 341-10, Tabla D1-1)

### 6.5.2 Pre-dimensionamiento de Vigas Compuestas (aporte de la losa)

El diseño Predominante de la edificación en cuanto vigas trata del sistema compuesto entre viga y losa, motivo por el cual, se presenta a continuación el pre diseño del sistema:

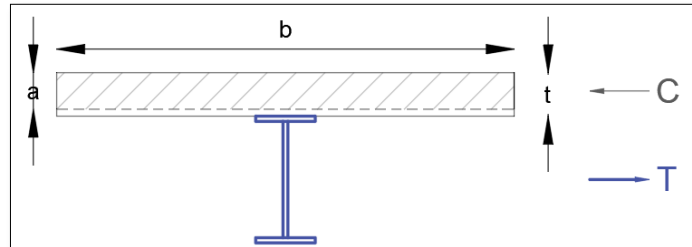


Figura 18.- Esquema de esfuerzos del sistema Colaborante

$$b = \left. \begin{array}{l} b = \frac{L1}{8} \\ b = \frac{at(\text{ancho tributaria})}{2} \end{array} \right\} \text{Min} \quad \text{Ecuación 23}$$

$$C = T \quad \text{Ecuación 24}$$

$$0.85 \times f'c \times b \times a = As \times Fy \quad \text{Ecuación 25}$$

$$a = \frac{As \times Fy}{0.85 \times f'c \times b} \quad \text{Ecuación 26}$$

*Momento resistente 1*

$$M_{r1} = F \times d \quad \text{Ecuación 27}$$

$$M_{r1} = As \times Fy \times \left( \frac{h}{2} + t + \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación 28}$$

*Momento resistente 2*

$$n = \frac{Es}{Ec} \quad \text{Ecuación 29}$$

Es: Modulo de elasticidad del Acero

Ec: Modulo de elasticidad del Hormigón

$$n \times b_s = b_c \quad \text{Ecuación 30}$$

$$b_s = \frac{b_c}{n} \quad \text{Ecuación 31}$$

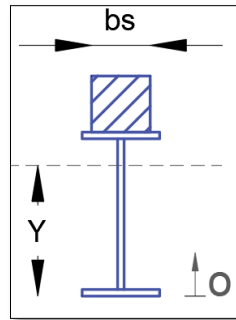


Figura 19.- Sección equivalente de hormigón en Acero

$$Y = \frac{\frac{A_s \times h}{2} + (b_s \times t \times (h + \frac{t}{2}))}{A_s + (b_s \times t)} \quad \text{Ecuación 32}$$

$$I_T = I_o + A_d^2 \quad \text{Ecuación 33}$$

$$I = I_x + A_s \times \left(\frac{h}{2} - Y\right)^2 + \frac{b_s \times t^3}{12} + (b_s \times t \times (h + \frac{t}{2} - y)^2) \quad \text{Ecuación 34}$$

$$\frac{M}{\sigma} = \frac{I}{C}$$

$$M_{r2} = \frac{I \times \sigma}{C} = \frac{I \times F_y}{Y} \quad \text{Ecuación 35}$$

*Diseño del perno de corte:*

$$T = A_s \times F_y \quad \text{Ecuación 36}$$

$$Q = 0.5 \times A_p \times \sqrt{f'c \times E_c} \quad \text{Ecuación 37}$$

*Resistencia del Perno*

*Diseño de Camber o contra flecha en viga simplemente apoyada (Losa Colaborante)*

Para que el sistema entre la Viga de Acero y la losa de Hormigón funciones como un sistema combinado, se deben garantizar la transmisión de esfuerzos entre los dos elementos, para esto, a más de colocar Conectores de corte, es necesario dar una contra flecha a la viga:

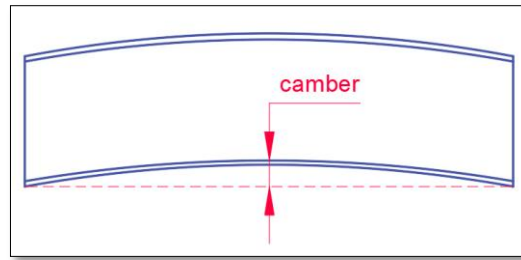


Figura 20. – Detalle de contra flecha

$$\delta = \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$\delta = \text{camber} = 13.02 \times 10^6 \frac{(CM+CV) \times at \times l^4}{E \times I_x} \quad (\text{cm}) \quad \text{Ecuación 38}$$

### 6.5.3 Pre-dimensionamiento de Columnas de Acero de Sección Cuadrada

Las columnas que se pre dimensionaron trabajarán recibiendo cargas gravitacionales, pues las conexiones entre vigas principales y columnas se efectuarán de tal manera que no transmitan momento, por tal motivo se vuelve innecesario pre diseñar contemplando la relación Columna Fuerte – Viga Débil, pues la columna no necesita resistir estos efectos.

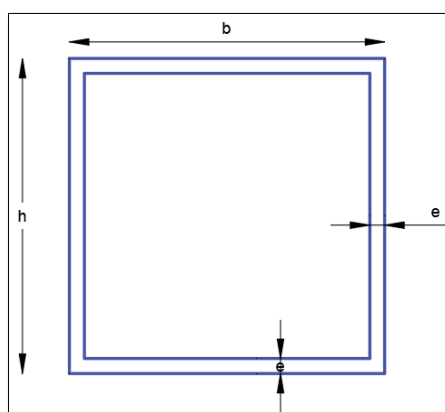


Figura 21.- Sección Transversal de columna rectangular

$$A = (b * h) - ((b - 2 * e) * (h - 2 * e)) \quad \text{Ecuación 39}$$

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} - \frac{((b - 2 \times e) \times (h - 2 \times e))^3}{12} \quad \text{Ecuación 40}$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} - \frac{((h - 2 \times e) \times (b - 2 \times e))^3}{12} \quad \text{Ecuación 41}$$

$$S = \frac{2 \times I}{h(\text{viga})} \quad (m^3)$$

$$Z_x = \frac{e \times h^2}{2} + ((b - 2 * e) * (h - e) * e) \quad \text{Ecuación 42}$$

$$Z_y = \frac{e \times b^2}{2} + ((h - 2 * e) * (b - e) * e) \quad \text{Ecuación 43}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

La revisión de esbeltez de los elementos a compresión, sometidos a compresión, guarda similitudes con la revisión que se realiza por ductilidad para las vigas, debe revisarse la relación b/t.

A pesar de que la columna no será sometida a grandes momentos flexionantes, se debe garantizar que cumpla con la consideración de no ser un elemento esbelto, para así garantizar el funcionamiento adecuado de la sección al tratarse de ser una estructura concebida en un país altamente sísmico.

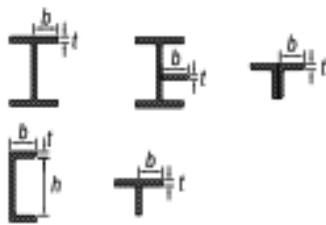
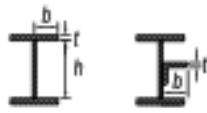


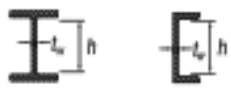




<b>TABLE B4.1a</b> <b>Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements</b> <b>Members Subject to Axial Compression</b>				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio $\lambda$ , (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	$b/t$	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ <sup>(a)</sup>	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5 Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 All other stiffened elements	$b/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Round HSS	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 7.- Relaciones de ancho a espesor: elementos de compresión  
Elementos sujetos a compresión axial (AISC 360-10, Tabla B4.1a)



A resistencia a la compresión nomina  $P_n$ , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión.

$$P_n = F_{cr} \times A_g \quad \text{Ecuación 44}$$

(AISC 360-10, Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, E3-1)  
(Se debe aplicar el factor de seguridad  $\Phi = 0.9$ , definido por la filosofía de diseño LRFD)

La tensión de pandeo por flexión se puede determinar así:

$$\text{a. } \frac{K \times L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y \quad \text{Ecuación 45}$$

(AISC 360-10, Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, E3-2)

$$\text{b. } \frac{K \times L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 \times F_e \quad \text{Ecuación 46}$$

(AISC 360-10, Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, E3-3)

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left( \frac{K \times L}{r} \right)^2} \quad \text{Ecuación 47}$$

(AISC 360-10, Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos, E3-4)

#### 6.5.4 Pre-dimensionamiento de muros de hormigón armado

La definición de las cargas gravitacionales, tanto vivas como muertas se realizó en el literal 6.4. En este caso, a diferencia del pre diseño establecido tanto para vigas como para columnas gravitacionales, se debe considerar el efecto sísmico, pues los muros de hormigón armado o muros de cortante serán los que resistirán por completo tales efectos, brindando la capacidad resistiva de todo efecto lateral.

Posterior a la definición de las cargas gravitacionales, es necesario definir la fuerza lateral que afectará a la edificación producto del sismo definido por diseño a partir de la norma NEC-SE-DS, la obtención de este esfuerzo lateral, establecido como cortante basal será explicado más a fondo en el apartado 6.6. del presente estudio.

Posterior a la definición de las cargas laterales o cortante basal se precede a:

- Definir la distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.

Esto es, de la carga total obtenida por cortante basal, realizar una distribución, cuyo valor dependerá de la altura del piso del que realicemos el análisis, el procedimiento para esto es:

$H_i$ = Altura acumulativa de cada piso

$W$ = Peso de propio de toda la estructura

$W_i$ = Carga correspondiente al peso propio de cada piso

$k$ = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura  $T$

$V$ = Cortante Basal

$FE$ = Fuerza lateral equivalente por piso

Valores de $T$ (s)	$k$
$\leq 5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Tabla 8.- Definición del valor de  $k$

$$W_i = \frac{W}{\# \text{ de Pisos}} \quad \text{Ecuación 48}$$

$$\text{Car. Vert.} = \frac{H_i^k \times W_i}{\sum H_i^k \times W_i} \quad \text{Ecuación 49}$$

$$\text{Car. Vert.}_{\%} = \frac{H_i^k \times W_i}{\sum H_i^k \times W_i} \times 100 \quad \text{Ecuación 50}$$

$$F_E = Car. Vert. \times V$$

Ecuación 51

Todo el cortante basal, tanto en sentido X, como en sentido Y, será resistido únicamente por los muros de corte, por lo tanto, se debe también discretizar la cantidad en la que intervendrán estos muros, para aportar en la resistencia contra las cargas laterales. Para esto, se estima que, en cada dirección, la suma de las rigideces en las que intervienen los muros responsables de controlar los efectos en ese sentido da igual a 1, es necesario saber qué porcentaje de dicha rigidez es la que aporta cada muro.

$$K = \frac{(E \times t)}{\left(4 \times \left(\frac{h}{l}\right)^3\right) + \left(3 \times \left(\frac{h}{l}\right)\right)}$$

Ecuación 52

K= rigidez Lateral de muros

t= Espesor del muro

h= altura total del muro

l= longitud del muro

E= Modulo de elasticidad del hormigón.

Una vez que se ha obtenido tanto el porcentaje de participación de rigideces de cada muro, y la fuerza lateral discretizada por piso, producto del cortante basal, se procede a obtener primero la carga transferida total por área tributaria y su aumento gradual por piso, luego la correspondiente fuerza lateral de corte para cada en cada piso y

posterior a esto, como se genera el momento flector en cada piso producto de la altura por la correspondiente cortante.

$$P_u = Area\ trib. \times W_i \quad \text{Ecuación 53}$$

$P_u$  = Carga axial transferido por muro

$W_i$  = Carga total distribuida por área

$$V_e = F_e \times \%K \quad \text{Ecuación 54}$$

$$M_e = V_e \times h_w \quad \text{Ecuación 55}$$

$h_w$  = Altura de entrepiso

$$b_{wcalc.} = \frac{3 \times V_e}{L_w \times E_c} \quad \text{Ecuación 56}$$

$b_w$  calc. = espesor de muro calculado (valor mínimo)

Revisión del comportamiento del muro.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_w}{b_w} \geq 6 \\ \frac{h_w}{L_w} < 2 \end{array} \right\} \text{Se debe cumplir uno} \quad \text{Ecuación 57}$$

Revisión de Esbeltez.

$$\frac{h_w}{b_{w\ dis.}} \leq 16 \quad \text{Ecuación 58}$$

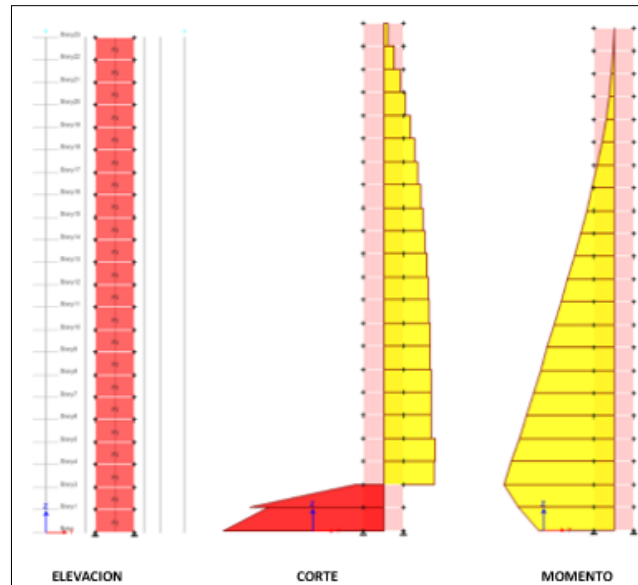


Figura 22.- Detalle Elevación y Esfuerzos en Muros

- Pre diseño a Flexión

La base de diseño, como ya se mencionó en apartados previos, es la filosofía LRFD, esto implica el uso de factores de reducción aplicados a resistencias nominales.

$$M_u \leq \phi \times M_n \quad \text{Ecuación 59}$$

$$P_u \leq \phi \times P_n \quad \text{Ecuación 60}$$

$$\phi = 0.9$$

(NEC-SE-HM, 2.2.2 Requisitos de resistencia)

$$a = \beta_1 \times C \quad \text{Ecuación 61}$$

C= Profundidad del eje Neutro

$f_c'$ psi	$\beta_1$	
$2500 \leq f_c' \leq 4000$	0.85	(a)
$4000 < f_c' < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f_c' - 4000)}{1000}$	(b)
$f_c' \geq 8000$	0.65	(c)

Tabla 9.- Definición de  $\beta_1$

$$\varepsilon_{s(T)} = \frac{0.003 \times (d_1 - c)}{c} \quad \text{Ecuación 62}$$

$$\varepsilon_{s(C)} = \frac{0.003 \times (c - d_2)}{c} \quad \text{Ecuación 63}$$

d1= Distancia hacia el punto de concentración del acero a tensión

d2= Distancia hacia el punto de concentración del acero a compresión

$$f_{st} = \varepsilon_{s(T)} \times E_s \quad \text{Ecuación 64}$$

(fst no puede superar el valor del esfuerzo a la fluencia del Acero)

$$f_{cs} = \varepsilon_{s(C)} \times E_s \quad \text{Ecuación 65}$$

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a \times b \quad \text{Ecuación 66}$$

$$x_c = \frac{(L_w - a)}{2} \quad \text{Ecuación 67}$$

$$A_s = A'_s \quad \text{Ecuación 68}$$

$$A_s = \frac{M_n - (C_c \times X_c)}{(f_{cs} \times x') + (f_{st} \times x)} \quad \text{Ecuación 69}$$

x'= Distancia desde el centroide del acero en compresión al CL del muro

x= Distancia desde el centroide del acero en tracción al CL del muro

$$P_{n \text{ calc.}} = \frac{C_c + (f_{cs} \times A'_s) + (f_{st} \times A_s)}{\phi} \quad \text{Ecuación 70}$$

- Proyección vertical de los elementos de borde

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_u}{4 \times V_u} \\ L_w \end{array} \right\} \text{Domina el max} \quad \text{Ecuación 71}$$

$$\#_{PISOS} = \frac{\text{Domina el max}}{h_w} \quad \text{Ecuación 72}$$

- Proyección horizontal de los elementos de borde

$$\left. \begin{array}{l} \frac{c-L_w}{20} \\ \frac{c}{2} \end{array} \right\} \text{Domina el max} \quad \text{Ecuación 73}$$

El valor que domine será el mínimo valor para la longitud del elemento de borde.

- Acero de Confinamiento para elementos de borde (estribos)

$$\frac{A_{sh}}{s \times b_c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times \frac{\left( \frac{L_{be} \times b_w}{(L_{be}-r) \times (b_w - (2 \times r))} - 1 \right) \times f'c}{F_y} \\ \frac{0.09 \times f'c}{F_y} \end{array} \right. \quad \text{Ecuación 74}$$

r= Recubrimiento de Confinamiento

Separación máxima

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 10 \\ 6 \times db \\ \frac{b_w}{3} \end{array} \right. \quad \text{Ecuación 75}$$

db= Diámetro de Varilla

dbe= Diámetro de Varilla de Estribo

Numero de Ramas

$$b_c = L_{be} - r \quad \text{Ecuación 76}$$

$$\#_{ramas} = \frac{A_{sh}}{\left(\frac{\pi \times d_{be}^2}{4}\right)} \quad \text{Ecuación 77}$$

- Diseño por corte en el alma del muro

$\rho_v = 0.0025$  *Cuantía de acero de refuerzo vertical asumida en el alma del muro*

$\rho_h = 0.0025$  *Cuantía de acero de refuerzo horizontal asumida en el alma del muro*

(ACI 318, 18.10.2.1)

$$V_n = A_{cv} \times \left( \left( \alpha C \times \sqrt{f'_c} \right) + (\rho_h \times F_y) \right) \quad \text{Ecuación 78}$$

(ACI 318, Eq 18.10.4.1)

El valor de  $\alpha C$  depende de la relación  $h_w/L_w$ , si esta relación es mayor o igual a 2,  $\alpha C$  es igual a 0.5, si la relación es menor que 1.5,  $\alpha C$  es igual a 0.8, y si esta entre los dos límites, se debe interpolar para obtener el valor de  $\alpha C$ , esto se realiza siempre que se trabaje con hormigón de peso normal.

- Diagrama de iteración M vs P

La necesidad de realizar el diagrama de Momento – Carga Axial, se deriva de la probabilidad que una de las combinaciones pueda generar esfuerzos que superen la capacidad del Muro y este no genere una falla paulatina por fluencia, por el contrario, genere una falla instantánea y violenta por corte.



Para graficar el diagrama de momentos se debe revisar los puntos que generan en esta los distintos estados de carga:

- Carga Axial Pura

$$P_n = \left( \left( (b_x \times h_y) - A_{sc} \right) \times f'_c \right) + (A_{sc} \times F_y) \quad \text{Ecuación 79}$$

$$M_n = 0 \quad \text{Ecuación 80}$$

Asc= Área total de Acero de Refuerzo

$\Phi$  para  $P_n = 0.65$

$\Phi$  para  $M_n = 0.90$

- Falla Balanceada

$$C = \varepsilon_{cu} \times \frac{d}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}} \quad \text{Ecuación 81}$$

C= Distancia al eje Neutro desde la Fibra más comprimida

$\varepsilon_{cu}$ = Deformación unitaria del concreto en compresión

$\varepsilon_s$ = Deformación unitaria del acero en tracción donde inicia la fluencia

d= Distancia entre la fibra más comprimida de la sección transversal del muro, hasta la más traccionada, o el centro de gravedad del grupo de Varillas en tracción.

$$a = \beta_1 \times C$$

a= Altura de la Sección equivalente de Whitney

$$C_c = 0.85 \times a \times f'_c \times b_x \quad \text{Ecuación 82}$$

$C_c$ = Fuerza generada por la sección de hormigón a compresión

$$Palanca_H = \frac{h_y}{2} - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación 83}$$

$$M = C_c \times Palanca_H \quad \text{Ecuación 84}$$

El acero debe ser estimado por cada una de las capas o ramas en las que se haya dispuesto el acero de refuerzo en la sección a compresión, cada rama debe considerar su diámetro, área y brazo de palanca, para obtener el momento que genera cada una de estas.

$F_s$ = Sumatoria de fuerzas aportadas por cada rama de Varillas de refuerzo.

$M_{Acero}$ = Sumatoria de momentos aportados por cada rama de Varillas de Acero.

$$P_n = C_c \times F_s \quad \text{Ecuación 85}$$

$$M_n = M \times M_{Acero} \quad \text{Ecuación 86}$$

$\Phi$  para  $P_n = 0.90$

$\Phi$  para  $M_n = 0.90$

- Momento Puro

$$P_n = 0 \quad \text{Ecuación 87}$$

$$M_n = \left( A_{sT} \times F_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) + \left( A_{sT} \times F_y \times (d - d') \right) \quad \text{Ecuación 88}$$

$A_{sT}$ = Área de primer ramal en fluir completamente

$\Phi$  para  $P_n = 0.90$

$\Phi$  para  $M_n = 0.90$

- Tensión Pura

$$P_n = -(A_{sc} \times F_y) \quad \text{Ecuación 89}$$

$$M_n = 0$$

$\Phi$  para  $P_n = 0.90$

$\Phi$  para  $M_n = 0.90$

- Cálculos de puntos intermedios

Los puntos intermedios deben ser encontrados a partir de la misma metodología y las mismas ecuaciones usadas para la Falla Balanceada, pero cada punto hará referencia a un valor de  $C$  distinto, es decir, cada punto obedece al incremento o reducción de la sección en compresión o la distancia al eje neutro.

- El diagrama de Momento vs Carga Axial obedecerá a las coordenadas que formen cada uno de los puntos antes mencionados, teniendo 2 tipos de curvas, una que usa directamente los valores nominales de momento y carga axial, y otra curva que incorpora los valores de  $\Phi$ , es decir, es más reducida.

La curva de iteración busca englobar las posibles coordenadas de momentos y fuerzas axiales producidas por los posibles escenarios sísmicos y verificar que no salgan de su margen establecido, así como revisar si predomina un trabajo por flexión o por cortante en el caso de esta coordenada probable, siendo siempre lo ideal que trabaje a Flexión.

- Revisión de capacidad del diagrama de Momento vs Carga Axial.

Para este pre diseño partiremos de un escenario probable buscando la carga axial máxima que producimos al encontrar los efectos equivalentes a la rigidez K, que le correspondían a cada muro.

Este valor de Carga axial vendrá a ser la coordenada en Y, mientras que la X será el valor que le corresponda a esta carga axial en la curva  $\Phi M_n$  vs  $\Phi P_n$ .

$$1.25M = 1.25 \times M_u \quad \text{Ecuación 90}$$

$$V_u = \frac{1.25M}{\frac{2}{3} \times (h_w \times \#pisos)} \times \text{Amplif. Dinamica} \quad \text{Ecuación 91}$$

Amplif. Dinámica= 3

(Se asume este valor por tratarse de un pre diseño)

$$V_c = \alpha C \times \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación 92}$$

Se revisa la capacidad a corte del muro

$\Phi_{\text{corte}} = 0.75$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{V_u}{\Phi_{\text{corte}}} < V_n \\ \frac{V_u}{\Phi_{\text{corte}}} > V_c \end{array} \right\} \text{Ambos parametros garantizan la Cuantia} \quad \text{Ecuación 93}$$

( $V_u$  debe ser expresado a esfuerzo, es decir se debe dividir para el área de la sección transversal del muro)

Se revisa la cuantía de acero vertical (alma de muro)

$$\text{Sep. vert.}_{\text{max}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times b_w \\ 45 \text{ cm} \\ \frac{L_w}{3} \end{array} \right. \quad \text{Ecuación 94}$$

$$A_{s_{vert}} = \rho_v \times L_{alma} \times b_w \quad \text{Ecuación 95}$$

Se revisa la cuantía de acero horizontal

$$Sep. hor._{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times b_w \\ 45 \text{ cm} \\ \frac{L_w}{5} \end{array} \right. \quad \text{Ecuación 96}$$

$$A_{s_{hor.}} = \rho_h \times h_w \times b_w \quad \text{Ecuación 97}$$

## 6.6 Aplicación del método Basado en Fuerzas.

El método basado en Fuerzas incorpora mediante ecuaciones, el efecto que producen las fuerzas externas, en el caso del territorio ecuatoriano, el efecto principal, sobre todo en estructuras tipo edificaciones, lo producen los sismos.

La Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015, en su apartado NEC-SE-DS, propone las ecuaciones para la definición tanto de la fuerza lateral por sismo o Cortante Basal, para efectuar un diseño estático lineal, y de igual manera nos proporciona las ecuaciones para elaborar el espectro de diseño, que será la base para un diseño dinámico lineal.

- Cortante Basal (Diseño estático lineal)

Luego de definir las cargas gravitacionales y mediante estas, obtener las Cargas últimas distribuidas, se debe definir la fuerza lateral que se distribuye en el centro de masas de cada piso de la edificación, para lo cual se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Definición de los Datos Generales para el sismo.

### *Caracterización del emplazamiento*

Zona sísmica (NEC-SE-DS-15, 3.1.1):	V
Región sísmica (NEC-SE-DS-15, 3.3.1):	SIERRA
Tipo de suelo (NEC-SE-DS-15, 3.2.2):	C

### *Sistema estructural*

R: Factor de reducción (NEC-SE-DS-15, 6.3.4)	R: 5.00
$\Phi_P$ : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS-15, 5.2.3)	$\Phi_P$ : 1.00
$\Phi_E$ : Coeficiente de regularidad en eleva. (NEC-SE-DS-15, 5.2.3)	$\Phi_E$ : 1.00
Geometría en altura (NEC-SE-DS-15, 5.2.2):	Regular

### *Parámetros necesarios para la definición del cortante basal*

$$V = \frac{I \times S_a}{R \times \Phi_P \times \Phi_E} \times W$$

(Ecuación del cortante Basal)

Ecuación 98

Sa= Espectro de Pseudo Aceleración



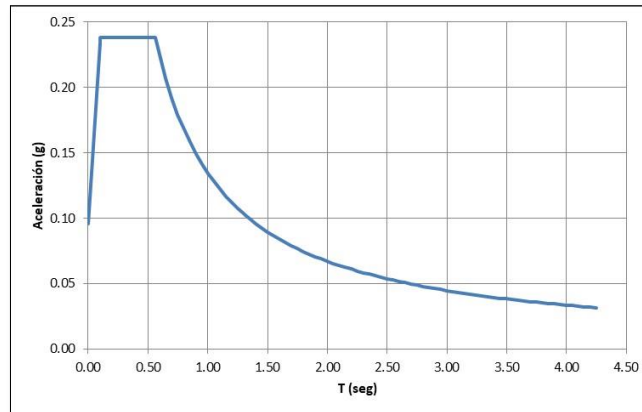


Figura 23. – Espectro de aceleración de diseño expresado en g (Aceleración de la gravedad)

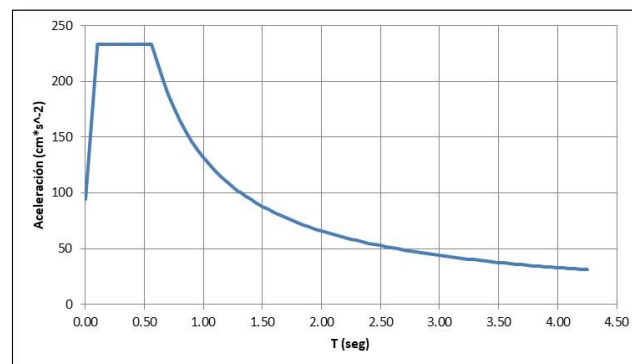


Figura 24.- Espectro de aceleración de diseño expresado en  $cm^2/s$

El espectro de Aceleración de diseño se construye a partir de las ecuaciones 99 y 100, usadas para la elaboración del cortante basal, en donde, la Variable del periodo  $T$ , es la que define la forma de dicho espectro, pues al usar la ecuación 99, partiendo del periodo inicial  $T_0$ , se inicia graficando la meseta del espectro, y la curva empieza a aparecer cuando el periodo  $T$ , supera el periodo de esquina  $T_c$  del espectro, la curva define la 2da Variante del espectro  $S_a$ .

Si se utiliza las ecuaciones del espectro  $S_a$  como están expresadas en las ecuaciones 99 y 100, se obtiene el espectro elástico de aceleración, por tal motivo se requiere



reducir por el factor de reducción R, para así obtener el espectro de diseño en Aceleraciones, para así poder asegurar el comportamiento dúctil de la estructura.

$$T_o = 0.1 \times F_s \times \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 101}$$

Luego de haberse definido tanto el cortante basal como el espectro de diseño, se debe confirmar que la fuerza cortante generada en la base de la edificación por el espectro de diseño debe de ser al menos el 85% del cortante basal.

### **6.7 Aplicación de Ingeniería Sísmica basada en Desempeño.**

Como se determinó en el literal 5.1 de este estudio, la ingeniería basada en desempeño busca llegar a parámetros de deformación establecidos, ya sean por las normas o por estudios que tratan el tema, para poder determinar si la estructura cae dentro de algunos de los niveles de desempeño establecidos en ASCE41.

De igual manera como se confirmó en el apartado 6.1, sobre la definición del proyecto, los elementos estructurales que serán los encargados de la resiliencia estructural de toda la edificación son únicamente los muros de corte, por tal motivo el nuevo modelo matemático de cálculo estructural únicamente contempla el análisis de estos elementos.

Para realizar este análisis, definido también como no lineal Push Over o paso a paso, se requiere de una modelación computacional, pues el gran número de iteraciones conjuntamente con los cálculos de la estructura integra, hace que pensar en un cálculo manual sea descartado. Por lo antes mencionado el proceso se especifica

directamente sobre la utilización e interpretación de datos y características mediante el uso de un Software de diseño Estructural, para este análisis se usará el programa ETABS 20, de la casa comercial CSI.

- Modelación de Muros (análisis no lineal)

- Definición de Materiales

Los materiales base del estudio son el Acero de Refuerzo y el Hormigón armado.

*Acero de Refuerzo:*

*El acero de refuerzo debe considerar su capacidad a Fluencia y su capacidad a Fluencia Esperada*

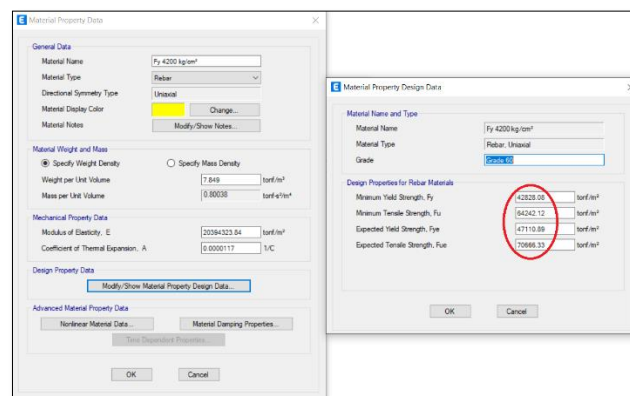


Figura 25.- Definición de Acero de Refuerzo – Análisis no lineal

### Hormigón Armado:

Para el caso del hormigón armado, se debe definir tanto el hormigón confinado, como el no confinado de existir, esto mediante la modificación de las curvas Esfuerzo-Deformación, dentro de la sección “Datos del material No lineal”. Es necesario determinar los límites del desempeño establecidos según la Norma ASCE 41-13, con la siguiente tabla:

Condition			Modeling Parameters*			Acceptable Plastic Hinge Rotation* (radians)		
			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Performance Level		
			a	b		c	IO	LS
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A'_s) \times F_y + P}{t_w \times l_w \times f'_c}$	$\frac{V}{t_w \times l_w \times \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>	0.015					
$\leq 0.1$	$\leq 4$	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 4$	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 4$	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 4$	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear walls coupling beams								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement	$\frac{V}{t_w \times l_w \times \sqrt{f'_c}}$		0.050					
Conventional longitudinal reinforcement with longitudinal conforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
	$\geq 6$		0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$		0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
	$\geq 6$		0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050
<sup>a</sup> Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. <sup>b</sup> A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed 8 db. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed 8 db. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined. <sup>c</sup> For coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance. <sup>d</sup> Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$ , and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.								

Se puede obtener a partir de un análisis los valores de la curva Esfuerzo-Deformación, o se puede buscar ayuda mediante el otro software de cálculo de la familia CSI, el programa SAP2000:

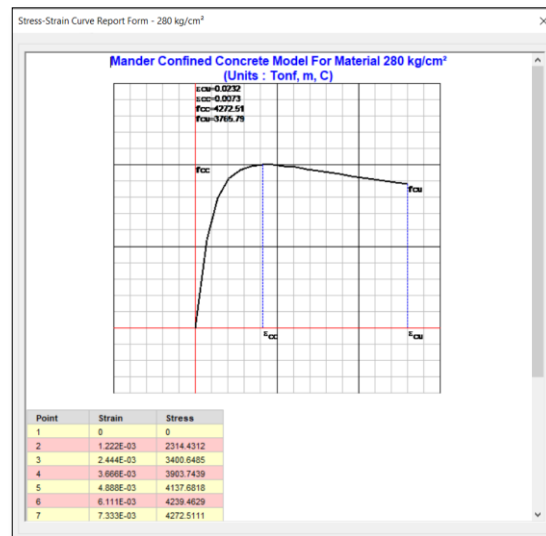


Figura 26.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación Confinado, obtenido del programa SAP2000

Point Number	Strain	Stress (tonf/m2)	Point ID
1	-0.0232	-3765.79	
2	-0.022	-3805.53	A
3	-0.0208	-3846.74	
4	-0.0196	-3889.39	
5	-0.0183	-3933.43	
6	-0.0171	-3978.73	
7	-0.0159	-4025.07	
8	-0.0147	-4072.02	
9	-0.0134	-4118.88	

Figura 27.- Transcripción del Diagrama Esfuerzo vs Deformación Confinado, ETABS 20

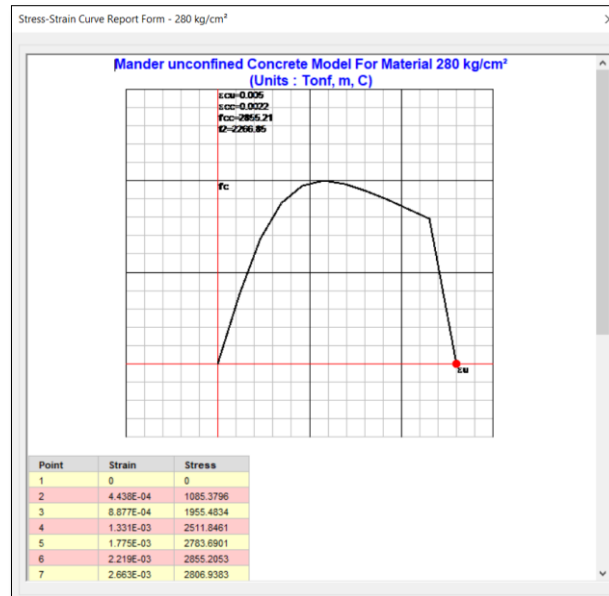


Figura 28.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación No Confinado, obtenido del programa SAP2000

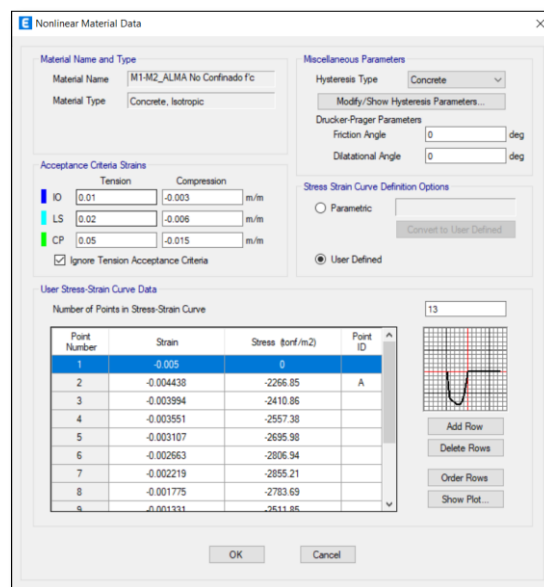


Figura 29.- Transcripción del Diagrama Esfuerzo vs Deformación No Confinado, ETABS 20

- Modelación de Muros por medio de Fibras

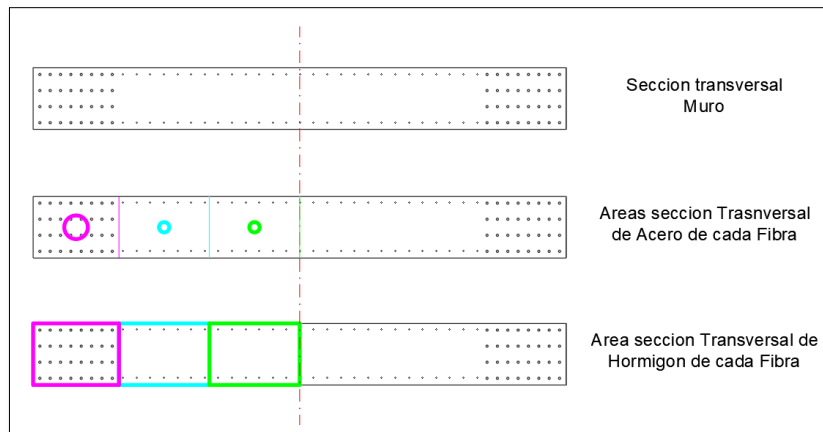


Figura 30.- División en Fibras de la Sección Transversal de Muro

Esta Variante para definir el diseño no lineal, requiere se divida la sección transversal del muro en Varias Fibras, para así poder especificar las características no lineales, el área que comprende, al igual que la distancia desde el eje neutro a cada Fibra, ya se de hormigón o de Acero de refuerzo.

Se debe definir los muros con rotulas no lineales, para lo cual, se debe primero definir los esfuerzos para los que el elemento trabajara:

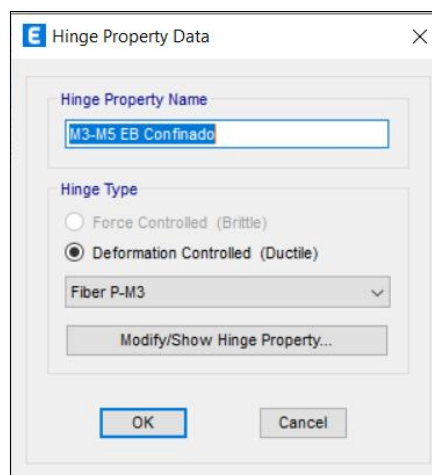


Figura 31.- Definición del control de la deformación

Una vez definida el tipo de elemento a modelar, se nos presentara una ventana donde se debe definir lo establecido en la figura 30, con la diferencia de que adicional se debe definir en la opciones de hormigón, si dicha Fibra es Confinada o no Confinada.

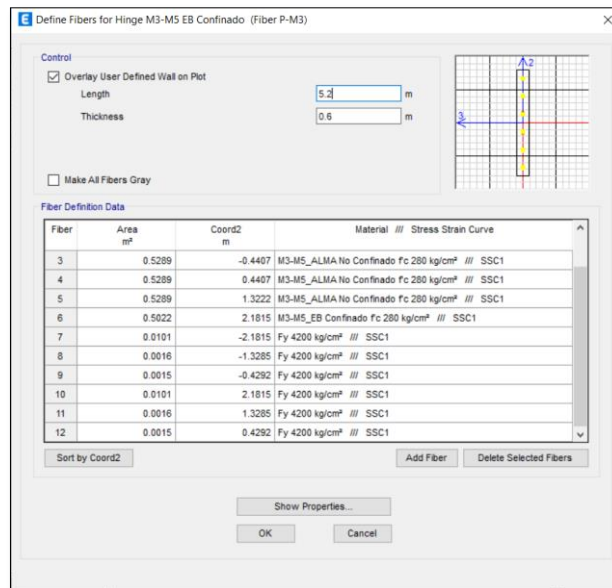


Figura 32.- Definición de Áreas, distancia a Centro de Gravedad y Materiales de cada Fibra.

Para posteriormente asignar a cada muro, el tipo de Rotula plástica de muro que le corresponde según su geometría.

- Definiciones del Análisis no lineal
  - a. Inicialmente, en el modelo no lineal, se debió en cada piso generar diafragmas rígidos, con el motivo de conocer los centros de Masa de cada planta, para encontrar las coordenadas de esto, también se debe buscar las masas conjuntas ensambladas de cada losa, asignadas a estos Centros de masas:

Story	Label	Point Element	UZ tonf-a <sup>3</sup> /m	RX tonf-m-a <sup>2</sup>	RY tonf-m-a <sup>2</sup>	X m	Y m	Z m		
Story23	16	259	15.03909	15.03909	0	0	899.6401	16.2728	9.4634	66
Story22	151	260	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	63
Story21	197	261	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	60
Story20	198	262	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	57
Story19	199	263	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	54
Story18	200	264	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	51
Story17	201	265	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	48
Story16	202	266	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	45
Story15	203	267	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	42
Story14	204	268	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	39
Story13	205	269	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	36
Story12	206	270	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	33
Story11	207	271	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	30
Story10	208	272	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	27
Story9	209	273	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	24
Story8	210	274	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	21
Story7	211	275	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	18
Story6	212	276	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	15
Story5	213	277	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	12
Story4	214	278	26.86556	26.86556	0	0	1623.0002	16.2728	9.4634	9
Story3	215	279	55.40684	55.40684	0	0	8456.3241	16.6943	9.0004	6
Story1	216	280	69.25025	69.25025	0	0	12781.0635	16.1004	9.2124	3
Base	1	1	0.83503	0.83503	0	0	0	5.27	13.12	0
Base	2	25	0.05204	0.05204	0	0	0	5.27	13.12	0
Base	3	49	0.04487	0.04487	0	0	0	9.44	13.12	0
Base	4	73	0.04487	0.04487	0	0	0	9.44	9.17	0
Base	5	97	0.04487	0.04487	0	0	0	9.44	5.27	0
Base	6	121	0.04487	0.04487	0	0	0	23.88	13.12	0

Figura 33.-Tabla de coordenadas de centro de masa y rotación de masas del modelo

- b. Debido a las muchas veces que probablemente se deba reiniciar la modelación, es necesario buscar los medios para reducir el tiempo de calculo que pueda tardar el programa ETABS en terminar de correr el modelo, motivo por el cual se procede a eliminar los elementos no estructurales en el modelo, en este caso las losas, y tanto sus cargas por peso propio, por carga muerta distribuida y por carga viva distribuida, deberán ser convertidas a cargas puntuales y ser transmitidas en las puntas de cada muro y en las cabezas de cada columna, en cada piso.
- c. Para poder transmitir los efectos del desplazamiento y los efectos de rotación de masas a la edificación, primero se debe ubicar cuales son las coordenadas de cada centro de masa de cada piso, y asignar un nodo a esta coordenada y las respectivas rotaciones de masa, para en lo posterior proceder a unificar los nodos de cada piso con este nodo que representa el CM, y convertirlos en diafragmas rígidos de cada piso



- d. Ya realizado estas adecuaciones se requiere indicar que los datos de la fuente de masa, para que no considere patrones de carga específicos, sino, la masa adicional.

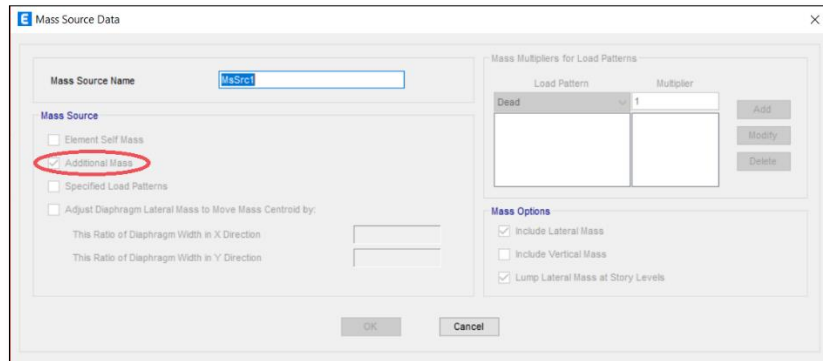


Figura 34.- Asignación de masas

- e. Una vez ya definidos los muros confinados por medio del método de fibras, se procederá a definir los casos de carga Push Over, uno como punto de partida y los demás a partir de este punto en las direcciones X y Y.
- f. El Push Over de partida considerara las cargas gravitacionales y el peso propio de la estructura. Este a diferencia de los otros tendrá como condición inicial Zero.

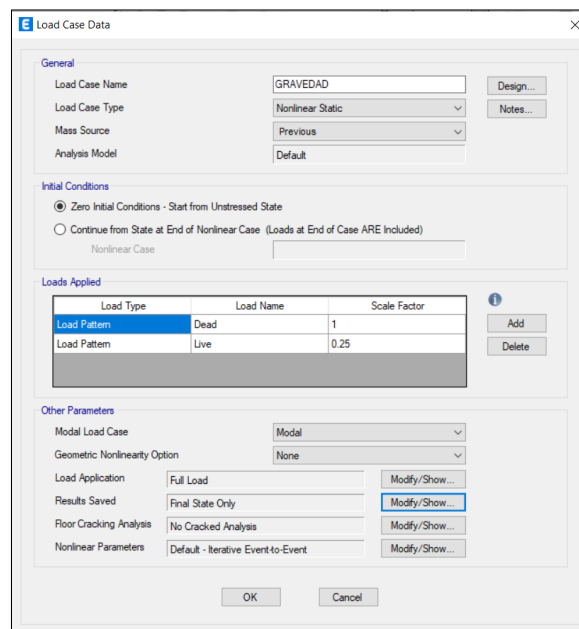


Figura 35.- Definición de Push over inicial ocasionado por las cargas gravitacionales.

- g. Los Push over en las Direcciones X, -X, Y y -Y, tendrán como punto de partida o “Initial Condition”, el Push Over Gravedad, pero a diferencia de este, se debe identificar qué modo de vibración corresponde a cada Push Over, pues los dos primeros modos son Traslacionales y el tercero rotacional, con un factor de Escala igual a 1. De igual manera, se debe establecer la opción Geométrica No lineal, para considerar los efectos P- $\Delta$ , la aplicación de carga que considere un control de desplazamientos y los resultados muestren múltiples estados.

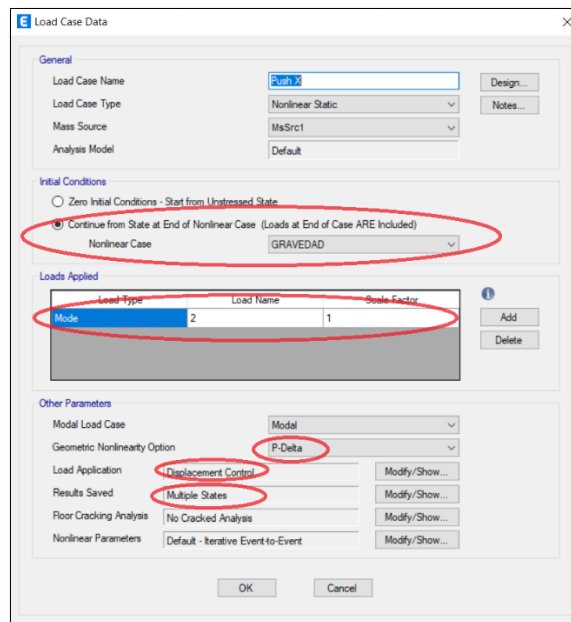


Figura 36.- Definición de Push Over de desplazamiento y sus parámetros.

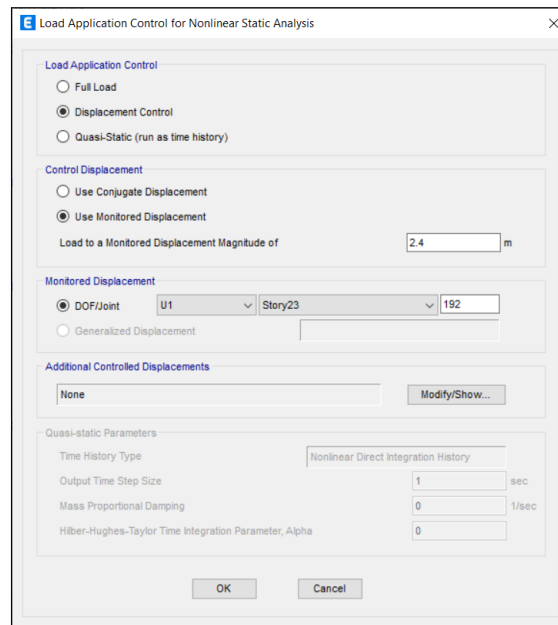


Figura 37. – Aplicación de Control por desplazamiento.

## 6.8 Diseño de conexiones entre Acero-Acero y Acero-Hormigón.

No existe transmisión de momentos entre vigas con vigas ni vigas con columnas, pues no se diseñaron pórticos a momento, por tal motivo todas las conexiones de este tipo serán concebidas como conexiones de cortante o a corte, usando sueldas y pernos de alta resistencia.

- Conexión Viga – Viga y Viga – Columna.

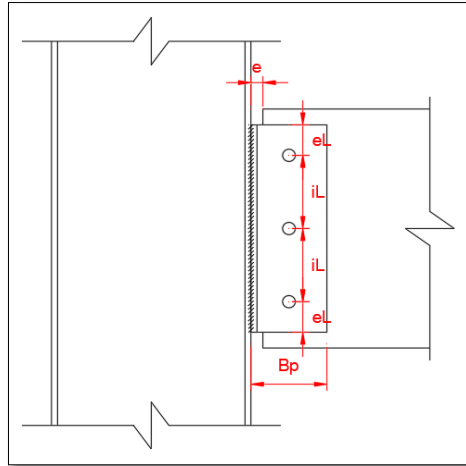


Figura 38.- Detalle Conexión a Corte

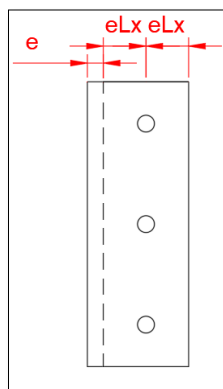


Figura 39.- Detalle de placa de conexión

Table 7-1 Available Shear Strength of Bolts, kips												
Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.					5/8		3/4		7/8		1	
Nominal Bolt Area, in. <sup>2</sup>					0.307		0.442		0.601		0.785	
Designation	Thread Cond.	$F_{nv}/\Omega$ (ksi)	$\Phi F_{nv}$ (ksi)	Loading	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	8.29	12.4	11.9	17.9	16.2	24.3	21.2	31.8
				D	16.6	24.9	23.9	35.8	32.5	48.7	42.4	63.6
Group A	X	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
Group B	N	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
Group B	X	42.0	63.0	S	12.9	19.3	18.6	27.8	25.2	37.9	33.0	49.5
				D	25.8	38.7	37.1	55.7	50.5	75.7	65.9	98.9
Group C	N	45.0	67.5	S	-	-	-	-	-	-	35.3	53.0
				D	-	-	-	-	-	-	-	70.7
Group C	X	56.5	84.8	S	-	-	-	-	-	-	44.4	66.6
				D	-	-	-	-	-	-	-	88.7
A307	Not applicable	13.5	20.3	S	4.14	6.23	5.97	8.97	8.11	12.2	10.6	15.9
				D	8.29	12.5	11.9	17.9	16.2	24.4	21.2	31.9
Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.					$1^{1/8}$		$1^{1/4}$		$1^{3/8}$		$1^{1/2}$	
Nominal Bolt Area, in. <sup>2</sup>					0.994		1.23		1.48		1.77	
Designation	Thread Cond.	$F_{nv}/\Omega$ (ksi)	$\Phi F_{nv}$ (ksi)	Loading	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	26.8	40.3	33.2	49.8	40.0	59.9	47.8	71.7
				D	53.7	80.5	66.4	99.6	79.9	120	95.6	143
Group A	X	34.0	51.0	S	33.8	50.7	41.8	62.7	50.3	75.5	60.2	90.3
				D	67.6	101	83.6	125	101	151	120	181
Group B	N	34.0	51.0	S	33.8	50.7	41.8	62.7	50.3	75.5	60.2	90.3
				D	67.6	101	83.6	125	101	151	120	181
Group B	X	42.0	63.0	S	41.7	62.6	51.7	77.5	62.2	93.2	74.3	112
				D	83.5	125	103	155	124	186	149	223
Group C	N	45.0	67.5	S	44.7	67.1	55.4	83.0	-	-	-	-
				D	89.5	134	103	166	-	-	-	-
Group C	X	56.5	84.8	S	56.2	84.3	69.5	104	-	-	-	-
				D	112	169	139	209	-	-	-	-
A307	Not applicable	13.5	20.3	S	13.4	20.2	16.6	25.0	20.0	30.0	23.9	35.9
				D	26.8	40.4	33.2	49.9	40.0	60.1	47.8	71.9
<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>	-Indicates that this grade is unavailable in the given diameter.										
<b><math>\Omega = 2.00</math></b>	<b><math>\Phi = 0.75</math></b>	For end loaded connections greater than 38 in., see AISC <i>Specification</i> Table J3.2 footnote b.										
		Group A includes ASTM F3125 Grades A325 and F1852 bolts. Group B includes ASTM F3125 Grades A490 and F2280 bolts. Group C includes ASTM F3043 and ASTM F3111 Thread condition "N" indicates that threads are included in the shear plane. Thread condition "X" indicates that threads are included from the shear plane. S = single shear      D = double shear										

Tabla 10.- Resistencia al corte disponible de los pernos (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla 7-1)

- Resistencia de los pernos al corte

Se debe establecer en primera instancia, la capacidad que tendrán los pernos de alta resistencia al esfuerzo de corte  $\Phi F_{nv}$ , y cuanto corte son capaces de resistir ya sea a cortante simple o a cortante doble  $\Phi r_n$ , estos valores los encontraremos en la tabla del manual de construcción en Acero de la AISC, 5th Edición.

- Numero de Pernos

$$Nro_{pernos} = \frac{V_u}{\phi r_n} \quad \text{Ecuación 102}$$

- Espaciamiento entre pernos

El Espaciado de pernos se establece como un máximo de 3", en el caso de que 2 2/3 veces el diámetro de perno sea igual o mayor a 3", de lo contrario, el espaciamiento será 2 2/3 veces el diámetro del perno.

El espaciamiento entre el eje del perno y el borde de las placas debe obedecer la siguiente tabla de la AISC 360 – 10

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde <sup>[a]</sup> , in, Desde el centro del Agujero estándar <sup>[b]</sup> Hasta el borde de la parte conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 x d

<sup>[a]</sup> De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo, distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

<sup>[b]</sup> Para agujeros sobre tamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.

Tabla 11.- Distancia mínima al borde según ASCE 360-10

- Resistencia de la placa de conexión a la Fluencia, basado en la distancia entre pernos

$F_n$ = Esfuerzo a la fluencia de la placa, por cada separación (depende del tipo de perno)

En la siguiente tabla se puede encontrar la capacidad del perno  $\Phi r_n$  para resistir la fuerza aplicada a tensión.

<b>Table 7-4</b> <b>Available Bearing and Tearout Strength at Bolt Holes Based on Bolt Spacing</b> <b>kip/in. thickness</b>										
Hole Type	Bolt Spacing $s$ , in	$F_n$ ksi	Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.							
			5/8		3/4		7/8		1	
			$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
STD SSLT	$2^{2/3} d_b$	58	34.1	51.1	41.3	62.0	48.6	72.9	53.7	80.5
		65	38.2	57.3	46.3	69.5	54.4	81.7	60.1	90.2
	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	65.3	97.9
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	73.1	110
SSLT	$2^{2/3} d_b$	58	27.6	41.3	34.8	52.2	42.1	63.1	47.1	70.7
		65	30.9	46.3	39.0	58.5	47.1	70.7	52.8	79.2
	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	58.7	88.1
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	65.8	98.7
OVS	$2^{2/3} d_b$	58	29.7	44.6	37.0	55.5	44.2	66.3	49.3	74.0
		65	33.3	50.0	41.4	62.2	49.6	74.3	55.3	82.9
	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	60.9	91.2
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	68.3	102
LSLP	$2^{2/3} d_b$	58	3.62	5.44	4.35	6.53	5.08	7.61	5.80	8.70
		65	4.06	6.09	4.88	7.31	5.69	8.53	6.50	9.75
	3 in.	58	43.5	65.3	39.2	58.7	28.3	42.4	17.4	26.1
		65	48.8	73.1	43.9	65.8	31.7	47.5	19.5	29.3
LSLT	$2^{2/3} d_b$	58	28.4	42.6	34.4	51.7	40.5	60.7	44.7	67.1
		65	31.8	47.7	38.6	57.9	45.4	68.0	50.1	75.2
	3 in.	58	36.3	54.4	43.5	65.3	50.8	76.1	54.4	81.6
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	56.9	85.3	60.9	91.4
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSP	$S \geq S_{fult}$	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	69.6	104
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	78.0	117
LSLT	$S \geq S_{fult}$	58	36.3	54.4	43.5	65.3	50.8	76.1	58.0	87.0
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	56.9	85.3	65.0	97.5
Spacing for full bearing and tearout strength, $S_{fult}$ , in.		STD, SSLT, LSLT	1 <sup>15</sup> / <sub>16</sub>		2 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>		2 <sup>11</sup> / <sub>16</sub>		3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	
		OVS,	2 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>		2 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>		2 <sup>13</sup> / <sub>16</sub>		3 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	
		SSLP	2 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>		2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>		2 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>		3 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	

	<b>LSLP</b>	2 <sup>13/16</sup>	3 <sup>3/8</sup>	3 <sup>15/16</sup>	4 <sup>1/2</sup>
<b>Minimun Spacing<sup>a</sup> = 2<sup>2/3</sup>d, in.</b>		1 <sup>11/16</sup>	2	2 <sup>5/16</sup>	2 <sup>11/16</sup>
STD = standard hole SSLT = short-slotted hole oriented with length transverse to the lie of force SSLP = short-slotted hole oriented with length parallel to the line of force OVS = oversized hole LSLP = long slotted hole oriented with length parallel to the line of force LSLT = long slotted hole oriented with length transverse to the line of force					
<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>	Note: Spacing indicated is from the center of the hole or slot to the center of the line of force. Hole deformations is considered. When hole deformation is not considered, see AISC <i>Specification</i> Section J3. 10.			
<b>Ω = 2.00</b>	<b>Φ = 0.75</b>	<sup>a</sup> Decimal value has been founded to the nearest sixteenth of an inch			

Tabla 12.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarró en los orificios de los pernos según el espaciado de los pernos (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla 7-4)

<b>Table 7-4 (continued)</b>										
<b>Available Bearing and Tearout Strength at Bolt Holes Based on Bolt Spacing</b>										
<b>kip/in. thickne</b>										
Hole Type	Bolt Spacing s, in	F <sub>n</sub> ksi	Nominal Bolt Diameter, d, in.							
			1 <sup>1/8</sup>		1 <sup>1/4</sup>		1 <sup>3/8</sup>		1 <sup>1/2</sup>	
			r <sub>n</sub> /Ω	Φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	Φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	Φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	Φr <sub>n</sub>
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
STD SSLT	2 <sup>2/3</sup> d <sub>b</sub>	58	60.9	91.4	68.2	102	75.4	113	82.7	124
		65	68.3	102	76.4	115	84.5	127	92.6	139
	3 in.	58	60.9	91.4	-	-	-	-	-	-
		65	68.3	102	-	-	-	-	-	-
SSLT	2 <sup>2/3</sup> d <sub>b</sub>	58	52.2	78.3	59.5	89.2	66.7	100	74.0	11
		65	58.5	87.8	66.6	99.9	74.8	112	82.9	124
	3 in.	58	52.2	78.3	-	-	-	-	-	-
		65	58.5	87.8	-	-	-	-	-	-
OVS	2 <sup>2/3</sup> d <sub>b</sub>	58	54.4	81.6	61.6	92.4	68.9	103	76.1	114
		65	60.9	91.4	69.1	104	77.2	116	85.3	128
	3 in.	58	54.4	81.6	-	-	-	-	-	-
		65	60.9	91.4	-	-	-	-	-	-
LSLP	2 <sup>2/3</sup> d <sub>b</sub>	58	6.53	9.79	7.25	10.9	7.98	12.0	8.70	13.1
		65	7.31	11.0	8.13	12.2	8.94	13.4	9.75	14.6
	3 in.	58	6.53	9.79	-	-	-	-	-	-
		65	7.31	11.0	-	-	-	-	-	-
LSLT	2 <sup>2/3</sup> d <sub>b</sub>	58	50.8	76.1	56.8	85.2	62.8	94.3	68.9	103
		65	56.9	85.3	63.6	95.5	70.4	106	77.2	116
	3 in.	58	50.8	76.1	-	-	-	-	-	-
		65	56.9	85.3	-	-	-	-	-	-
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSLP	S ≥ S <sub>fult</sub>	58	78.3	117	87.0	131	95.7	144	104	157
		65	87.8	132	97.5	146	107	161	117	176
LSLT	S ≥ S <sub>fult</sub>	58	65.3	97.9	72.5	106	79.8	120	87.0	131
		65	73.1	110	81.3	122	89.4	134	97.5	146
Spacing for full bearing and tearout strength, S <sub>fult</sub> , in.		STD, SSLT, LSLT	3 <sup>1/2</sup>		3 <sup>7/8</sup>		4 <sup>1/4</sup>		4 <sup>5/8</sup>	
		OVS,	3 <sup>11/16</sup>		4 <sup>1/16</sup>		4 <sup>7/16</sup>		4 <sup>13/16</sup>	
		SSLP	3 <sup>3/4</sup>		4 <sup>1/8</sup>		4 <sup>1/2</sup>		4 <sup>7/8</sup>	
		LSLP	5 <sup>1/16</sup>		5 <sup>5/8</sup>		6 <sup>3/16</sup>		6 <sup>3/4</sup>	
<b>Minimun Spacing<sup>a</sup> = 2<sup>2/3</sup>d, in.</b>			3		3 <sup>5/16</sup>		3 <sup>11/16</sup>		4	
STD = standard hole SSLT = short-slotted hole oriented with length transverse to the lie of force SSLP = short-slotted hole oriented with length parallel to the line of force OVS = oversized hole										



LSLP = long slotted hole oriented with length parallel to the line of force	
LSLT = long slotted hole oriented with length transverse to the line of force	
<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>
$\Omega = 2.00$	$\Phi = 0.75$
Note: Spacing indicated is from the center of the hole or slot to the center of the line of force. Hole deformations is considered. When hole deformation is not considered, see AISC <i>Specification</i> Section J3. 10.	
<sup>a</sup> Decimal value has been rounded to the nearest sixteenth of an inch	

Tabla 13.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarro en los orificios de los pernos según el espaciado de los pernos (AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla7-4)

- Resistencia de la placa de conexión a la Fluencia, entre el eje del perno y el borde de la placa

$F_n$ = Esfuerzo a la fluencia de la placa (depende del tipo de perno).

Hole Type	Edge Distance, $l_e$ , in	$F_n$ ksi	Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.							
			5/8		3/4		7/8		1	
			$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
STD SSLT	1 <sup>1/4</sup>	58	31.5	47.3	29.4	44.0	27.2	40.8	23.9	35.9
		65	35.3	53.0	32.9	49.4	30.5	45.7	26.8	40.2
	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	53.3	79.9	50.0	75.0
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	59.7	89.6	56.1	84.1
SSLT	1 <sup>1/4</sup>	58	28.3	42.4	26.1	39.2	23.9	35.9	20.7	31.0
		65	31.7	47.5	29.3	43.9	26.8	40.2	23.2	34.7
	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	50.0	75.0	46.8	70.1
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	56.1	84.1	52.4	78.6
OVS	1 <sup>1/4</sup>	58	29.4	44.0	27.2	40.8	25.0	37.5	21.8	32.6
		65	32.9	49.4	30.5	45.7	28.0	42.0	24.4	36.6
	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	51.1	76.7	47.9	71.8
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	57.3	85.9	53.6	80.4
LSLP	1 <sup>1/4</sup>	58	16.3	24.5	10.9	16.3	5.44	8.16	-	-
		65	18.3	27.4	12.2	18.3	6.09	9.14	-	-
	2	58	42.4	63.6	37.0	55.5	31.5	47.3	26.1	39.2
		65	47.5	71.3	41.4	62.2	35.3	53.0	29.3	43.9
LSLT	1 <sup>1/4</sup>	58	26.3	39.4	24.5	36.7	22.7	34.0	19.9	29.9
		65	29.5	44.2	27.4	41.1	25.4	38.1	22.3	33.5
	2	58	36.3	54.4	43.5	65.3	44.4	66.6	41.7	62.5
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	49.8	74.6	46.7	70.1
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSLP	$l_e \geq l_e \text{ full}$	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	69.6	104
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	78.0	117
LSLT	$l_e \geq l_e \text{ full}$	58	36.3	54.4	43.5	65.3	50.8	76.1	58.0	87.0
		65	40.6	60.9	48.8	73.1	53.9	85.3	65.0	97.5
Spacing for full bearing and tearout strength, $S_{full}$ , in.		STD, SSLT, LSLT	1 <sup>5/8</sup>		1 <sup>15/16</sup>		2 <sup>1/4</sup>		2 <sup>9/16</sup>	
		OVS,	1 <sup>11/16</sup>		2		2 <sup>5/16</sup>		2 <sup>5/8</sup>	
		SSLP	1 <sup>11/16</sup>		2		2 <sup>5/16</sup>		2 <sup>11/16</sup>	
		LSLP	2 <sup>1/16</sup>		2 <sup>7/16</sup>		2 <sup>7/8</sup>		3 <sup>1/4</sup>	

STD = standard hole

SSLT = short-slotted hole oriented with length transverse to the line of force

SSLP = short-slotted hole oriented with length parallel to the line of force	
OVS = oversized hole	
LSLP = long slotted hole oriented with length parallel to the line of force	
LSLT = long slotted hole oriented with length transverse to the line of force	
<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>
<b><math>\Omega = 2.00</math></b>	<b><math>\Phi = 0.75</math></b>
-Indicates edge distance less than minimum required per <i>AISC Specification</i> Section J3. 4. Note: Edge distance indicated is from the center of the hole or slot to the edge of the element in the line of force. Hole deformation is considered. When hole deformation is not considered, see <i>AISC Specification</i> Section J3. 10. <sup>a</sup> Decimal value has been rounded to the nearest sixteenth of an inch	

Tabla 14.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarro y resistencia al desgarro en los orificios de los pernos según la distancia al borde (*AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla 7-5*)

Table 7-5 (continued) Available Bearing and Tearout Strength and Tearout Strength at Bolt Holes Based of Edge Distance kip/in. thickne										
Hole Type	Edge Distance, $l_e$ , in	$F_n$ ksi	Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.							
			$1^{1/8}$		$1^{1/4}$		$1^{3/8}$		$1^{1/2}$	
			$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\Phi r_n$
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
STD SSLT	$1^{1/4}$	58	21.8	32.6	19.6	29.4	17.4	26.1	15.2	22.8
		65	24.4	36.6	21.9	32.9	19.5	29.3	17.1	25.6
	2	58	47.9	71.8	45.7	68.5	43.5	65.3	41.3	62.0
		65	53.6	80.4	51.2	76.8	48.8	73.1	46.3	69.5
SSLT	$1^{1/4}$	58	17.4	26.1	15.2	22.82	13.1	19.6	10.9	16.3
		65	19.5	29.3	17.1	25.6	14.6	21.9	12.2	18.3
	2	58	43.5	65.3	41.3	62.0	39.2	58.7	37.0	55.5
		65	48.8	73.1	46.3	69.5	43.9	65.8	41.4	62.2
OVS	$1^{1/4}$	58	18.5	27.7	16.3	24.5	14.1	21.2	12.0	17.9
		65	20.7	31.1	18.3	27.4	15.8	23.8	13.4	20.1
	2	58	44.6	66.9	42.4	63.6	40.2	60.4	38.1	57.1
		65	50.0	75.0	47.5	71.3	54.1	67.6	42.7	64.0
LSLP	$1^{1/4}$	58	-	-	-	-	-	-	-	-
		65	-	-	-	-	-	-	-	-
	2	58	20.7	31.0	15.2	22.8	9.79	14.7	4.35	6.53
		65	23.2	34.7	17.1	25.6	11.0	16.5	4.88	7.31
LSLT	$1^{1/4}$	58	18.1	27.2	16.3	24.5	14.5	21.8	12.7	19.0
		65	20.3	30.5	18.3	27.4	16.3	24.4	14.2	21.3
	2	58	39.9	59.8	38.1	57.1	36.3	54.4	34.4	51.7
		65	44.7	67.0	42.7	64.0	40.6	60.9	38.6	57.9
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSLP	$l_e \geq l_e \text{ full}$	58	78.3	117	87.0	131	95.7	144	104	157
		65	87.8	132	97.5	146	107	161	117	176
LSLT	$l_e \geq l_e \text{ full}$	58	65.3	97.9	72.5	109	79.8	120	87.0	131
		65	73.1	110	81.3	122	89.4	134	97.5	146
Spacing for full bearing and tearout strength, $S_{full}$ , in.		STD, SSLT, LSLT	$2^{7/8}$		$3^{3/16}$		$3^{1/2}$		$3^{13/16}$	
		OVS,	3		$3^{5/16}$		$3^{5/8}$		$3^{15/16}$	
		SSLP	3		$3^{5/16}$		$3^{5/8}$		$3^{15/16}$	
		LSLP	$3^{11/16}$		$4^{1/16}$		$4^{1/2}$		$4^{7/8}$	
STD = standard hole SSLT = short-slotted hole oriented with length transverse to the lie of force										

SSLP = short-slotted hole oriented with length parallel to the line of force OVS = oversized hole LSLP = long slotted hole oriented with length parallel to the line of force LSLT = long slotted hole oriented with length transverse to the line of force		
<b>ASD</b>	<b>LRFD</b>	-Indicates edge distance less than minimum required per <i>AISC Specification</i> Section J3. 4 Note: Edge distance indicated is from the center of the hole or slot to the edge of the element in the line of force. Hole deformation is considered. When hole deformation is not considered, see <i>AISC Specification</i> Section J3. 10. <sup>a</sup> Decimal value has been rounded to the nearest sixteenth of an inch
<b><math>\Omega = 2.00</math></b>	<b><math>\Phi = 0.75</math></b>	

Tabla 15.- Resistencia disponible al rodamiento y al desgarro y resistencia al desgarro en los orificios de los pernos según la distancia al borde (*AISC Steel Construction Manual, Fifteenth edition, Tabla7-5*)

Basado en los  $F_n$  obtenidos de las tablas 7-4 y 7-5, se definirá el espesor mínimo de las placas en conexión.

- Revisión de la placa y sus dimensiones por tolerancia a corte

$$R_n = 0.6 \times Fy_{placa} \times A_{nv} \quad \text{Ecuación 103}$$

$A_{nv}$ = Area neta de corte

$\Phi=0.75$

$$t = \frac{V_u}{\Phi R_n} \quad \text{Ecuación 104}$$

$V_u$ = Cortante ultima en conexión

$t$ = espesor de placa calculado

Para realizar la confirmación de la capacidad por corte de la placa se puede utilizar el mismo espesor de placa calculado o una mayor para con este, determinar el valor real de  $\Phi R_n$ , que debe ser mayor que el cortante ultimo distribuido linealmente para la longitud de la placa de conexión.

$$\Phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.392 \times D \\ 0.6 \times Fy \times t \\ 0.45 \times Fu \times t \end{array} \right\} \text{ kips/in} \quad \text{Ecuación 105}$$

Se debe definir un grosor de suelda entre la placa de conexión y la viga, por esto, se tomará el valor mayor entre:

$$D = \max \left\{ \begin{array}{l} Df_{(\phi R_n)} = \frac{\phi R_n}{1.392} \\ Df_{(placa)} = \text{Tabla J2.4 (AISC360 - 10)} \end{array} \right. \quad \text{Ecuación 106}$$

<b>TABLA J2.4</b>	
<b>Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete</b>	
<b>Espesor de parte unida más delgada, mm</b>	<b>Tamaño mínimo de soldadura de filete<sup>[a]</sup>, mm</b>
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
<sup>[a]</sup> Dimensión del pie de soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de pasos simple. Nota: Ve la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete	

Tabla 16.- Tamaño mínimo de soldadura de Filete.

Para la revisión final a corte de la placa se debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$R_n = (0.60 \times Fu \times A_{nv}) + (U_{bs} \times Fu \times A_{nt}) \leq (0.60 \times Fy \times A_{gv}) + (U_{bs} \times Fu \times A_{nt}) \quad \text{Ecuación 107}$$

(AISC 360-10, Ecuación J4-5)

$$\Phi=0.75$$

- Revisión de sueldas de Placa a Columna

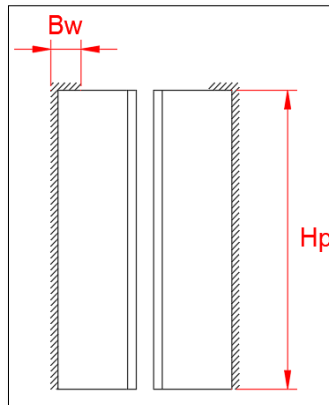


Figura 40.- Detalle de suelda de placa a columna

Se puede partir del espesor de suelda definido por la relación Viga – placa de conexión, e ir incrementando, dependiendo de la necesidad de resistencia a corte de la suelda.

$$Df_{(\phi R_n)} = \frac{\phi R_n}{1.392} \quad \text{Ecuación 108}$$

$$\phi R_n = 1.392 \times D \quad \text{Ecuación 109}$$

- Conexión Placa Base de columnas.

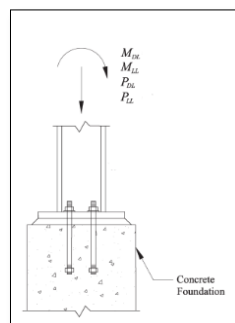


Figura 41.- Detalle de Columna que transfiere momentos cortos a la base

$$q_{max} = f_{p(max)} \times B \quad \text{Ecuación 110}$$

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.1)

$f_{p(max)}$  = esfuerzo máximo transferido entre la placa de acero y el concreto.

B = Ancho de la placa base

Deformación unitaria máxima cuando Y es mínimo

$$\varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} \quad \text{Ecuación 111}$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \times q_{max}} \quad \text{Ecuación 112}$$

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.5)

Definición de excentricidad.

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad \text{Ecuación 113}$$

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.6)

$$f_{p(max)} = \phi_c \times (0.85 \times f'_c) \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{Ecuación 114}$$

(ACI 318-08, Sección 10.14)

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \times q_{max}} \quad \text{Ecuación 115}$$

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.7)

Determinación de la longitud de soporte, Y

$$Y = N - 2e \quad \text{Ecuación 116}$$

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.8)

Presión de contacto entre placa y hormigón.

$$q = \frac{P_u}{Y} \quad \text{Ecuación 117}$$

$$m = \frac{N - 0.95 \times d}{2} \quad \text{Ecuación 118}$$

$$n = \frac{B - 0.8 \times b_f}{2} \quad \text{Ecuación 119}$$

$$f_p = \frac{P_u}{B \times Y}$$

Ecuación 120

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.10)

Determinación del espesor de placa  $t_p$ .Cuando  $Y \geq m$ 

$$t_{p(req)} = 1.49 \times m \times \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}}$$

Ecuación 121

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.14a-1)

Cuando  $Y < m$ 

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} \times Y \times \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$$

Ecuación 122

(Design Guide 1 – Base Plate and Anchor Rod Design, Eq 3.3.15a-1)

#### - Diseño Placa y anclaje Conexión Viga – Muro de Hormigón

Las placas estarán definidas por las cargas axiales transferidas por las vigas y los pequeños momentos generados en los anclajes.

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi_c \times 0.85 \times f'_c}$$

Ecuación 123

Se busca optimizar los valores de N y B,

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

Ecuación 124

$$N = \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta$$

Ecuación 125

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N}$$

Ecuación 126

Revisión del esfuerzo axial de compresión del concreto.

$$P_u \leq \phi_c \times P_p \quad \text{Ecuación 127}$$

$$\phi_c P_p = \phi_c \times 0.85 \times f'_c \times A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{Ecuación 128}$$

(AISC 360-10, Eq. J8-1)

$$m = \frac{N - 0.95 \times d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.8 \times b_f}{2}$$

Se debe definir el espesor de placa

$$X = \left[ \frac{4 \times d b_f}{(d + b_f)^2} \right] \times \frac{P_u}{\phi \times P_p} \quad \text{Ecuación 129}$$

$$\lambda = \frac{2 \times \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad \text{Ecuación 130}$$

$$\lambda n' = \lambda \times \frac{\sqrt{d b_f}}{4} \quad \text{Ecuación 131}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n') \quad \text{Ecuación 132}$$

$$t_{min} = l \times \sqrt{\frac{2 \times P_u}{\phi_b \times F_y \times B \times N}} \quad \text{Ecuación 133}$$

(Thornton, 1990; AISC, 2005d)

Los anclajes se definirán por la tensión producida por los pequeños momentos generados por la excentricidad a los anclajes.

$$R_n = 0.75 \times F_u \times A_b \quad \text{Ecuación 134}$$

$\phi = 0.75$

$$Z = \frac{b_{eff} \times t^2}{4} \quad \text{Ecuación 135}$$

$$t_{req'd} = \sqrt{\frac{M_u \times N_{o\text{pernos}}}{b_{eff} \times (\phi_b \times F_y)}} \quad \text{Ecuación 136}$$

$$R_n = F_w \times A_w \quad \text{Ecuación 137}$$

$$F_w = 0.60 F_{EXX} \times (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) \quad \text{Ecuación 138}$$



$A_w$ = Area efectiva de suelda

Se requiere diseñar el anclaje a tensión y corte combinados

$$f_t \leq \phi \times F_{nt}' \quad \text{Ecuación 139}$$

$$F_{nt}' = \phi \times \left( (1.3 \times F_{nt}) - \left( \frac{F_{nt}}{\phi \times F_{nv}} \times fv \right) \right) \leq F_{nt} \quad \text{Ecuación 140}$$

Resistencia a la extracción del hormigón de la barra de anclaje

$$\phi N_p = \phi \times \psi_4 \times A_{brg} \times 8 \times f'c \quad \text{Ecuación 141}$$

(ACI 318-08, Apéndice D, sección D5.3)

Resistencia al arrancamiento del concreto de diseño

Cuando  $h_{ef} < 11in$

$$\phi N_{cbg} = \phi \times \psi_3 \times 24 \times \sqrt{f'c} \times h_{ef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{Ecuación 142}$$

(ACI 318-08, Apéndice D)

Cuando  $11in < h_{ef} < 25in$

$$\phi N_{cbg} = \phi \times \psi_3 \times 16 \times \sqrt{f'c} \times h_{ef}^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{Ecuación 143}$$

(ACI 318-08, Apéndice D)

## 7 RESULTADOS.

### 7.1 Pre diseño

#### 7.1.1 Vigas.

Aprovechando el hecho de que las vigas no transmiten momento, se buscó reducir el peso de cada piso, considerando sistemas colaborantes entre Viga y Losa fundida en Steel Deck.

- Viga I 100x6x150x3

<i>A</i>	36	ksi
<i>E</i>	2100000	Kg/cm <sup>2</sup>
<i>f'c</i>	280	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Datos Viga</b>		
<i>bf</i>	10	<b>SISM</b>
<i>tf</i>	0.6	
<i>h</i>	15	<b>SISM</b>
<i>tw</i>	0.3	
<i>Cb</i>	1	
<b>ID</b>	<b>15</b>	<b>12.6699</b>
<i>A</i>	16.14	cm <sup>2</sup>
<i>Ix</i>	688.1418	cm <sup>4</sup>
<i>Iy</i>	100.03105	cm <sup>4</sup>
<i>Sx</i>	91.75224	cm <sup>3</sup>
<i>Sy</i>	20.00621	cm <sup>3</sup>
<i>Zx</i>	100.683	cm <sup>3</sup>
<i>Zy</i>	30.3105	cm <sup>3</sup>
<i>rx</i>	6.52960943	cm
<i>ry</i>	2.48952017	cm
<i>fy</i>	2529.86648	Kg/cm <sup>2</sup>
<i>cte</i>	28.8111668	
<i>ho</i>	14.4	cm
<i>rts</i>	2.80172383	cm
<i>J</i>	1.575	cm <sup>4</sup>
<i>cte2</i>	0.00119207	
<i>Lr</i>	393.425914	cm
<i>Imin</i>	1148.58094	cm <sup>4</sup>
<i>cf1</i>	8.64335004	
<i>cf2</i>	10.9482434	
<i>cw1</i>	70.5873587	
<i>cw2</i>	108.329987	
<i>cv1</i>	70.8661003	
<i>cv2</i>	88.2605067	

<b>Datos Arq.</b>		
<i>L1</i>	3.95	m
<i>Lt</i>	4.17	m
<i>Vigas</i>	2	u
<i>at</i>	1.39	m
<b>OK</b>		
<i>CM</i>	0.661	T/m <sup>2</sup>
<i>CV</i>	0.24	T/m <sup>2</sup>
<i>Cu</i>	1.1772	T/m <sup>2</sup>
<i>W</i>	6.523472	T
<i>Wr</i>	1.651512	T/m

<b>Mu</b>	<b>3.220964</b>	<b>T.m</b>
-----------	-----------------	------------

<b>Losa Colaborante</b>		
t	10.5	<b>OK</b>
b	49.375	cm
a	3.474698009	cm
Mr1	6.640372969	T.m
n	9.960238411	
bs	4.957210657	cm
Y	17.23221364	cm
It	3169.1013	cm <sup>4</sup>
Mr	4.652567171	T.m
<b>Mr</b>	<b>4.652567171</b>	<b>T.m</b>
<b>D/C</b>	<b>0.692298283</b>	
<b>Pernos</b>		
T	40.83204498	T
Perno	7/8	<b>OK</b>
Q	14.88342796	T
# Pernos	6	u
Sep	56.42857143	cm
Sep max	84	cm
hmin	8.89	cm
Camber	2.746892883	cm

Tabla 17.- Resultados Pre diseño Viga I100x6x150x3

- Viga I 200x12x400x6

A	36	ksi
E	2100000	Kg/cm <sup>2</sup>
f'c	280	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Datos Viga</b>		
bf	20.0cm	<b>SISM</b>
tf	1.2cm	
h	40.0cm	<b>SISM</b>
tw	0.6cm	
Cb	1	
<b>ID</b>	<b>40</b>	<b>55.4</b>
A	70.56	cm <sup>2</sup>
Ix	20728.91	cm <sup>4</sup>
Iy	1600.68	cm <sup>4</sup>
Sx	1036.45	cm <sup>3</sup>
Sy	160.07	cm <sup>3</sup>
Zx	1143.264	cm <sup>3</sup>
Zy	243.38	cm <sup>3</sup>
rx	17.14	cm

<i>ry</i>	4.76	cm
<i>fy</i>	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
<i>cte</i>	28.81	
<i>ho</i>	38.8	cm
<i>rts</i>	5.47	cm
<i>J</i>	25.92	cm <sup>4</sup>
<i>cte2</i>	0	
<i>Lr</i>	685	cm
<i>lmin</i>	16800	cm <sup>4</sup>
<i>cf1</i>	9	
<i>cf2</i>	11	
<i>cw1</i>	71	
<i>cw2</i>	108	
<i>cv1</i>	70.87	
<i>cv2</i>	88.26	

<b>Datos Arq</b>		
<i>L1</i>	6.82	m
<i>Lt</i>	7.9	m
<i>Vigas</i>	1	u
<i>at</i>	3.95	m
<b>AntiEcon</b>		
<i>CM</i>	0.661	T/m <sup>2</sup>
<i>CV</i>	0.24	T/m <sup>2</sup>
<i>Cu</i>	1.1772	T/m <sup>2</sup>
<i>W</i>	32.17	T
<i>Wr</i>	4.72	T/m
<b><i>Mu</i></b>	<b>27.42</b>	<b>T.m</b>

<b>Losa Colaborante</b>		
<i>t</i>	10.5	<b>OK</b>
<i>b</i>	85.25	cm
<i>a</i>	8.798017634	cm
<i>Mr1</i>	46.5921952	T.m
<i>n</i>	9.960238411	
<i>bs</i>	8.559032071	cm
<i>Y</i>	34.14458447	cm
<i>lt</i>	46755.14541	cm <sup>4</sup>
<i>Mr</i>	34.64217735	T.m
<b><i>Mr</i></b>	<b>34.6421774</b>	<b>T.m</b>
<b><i>D/C</i></b>	<b>0.791561941</b>	
<b>Pernos</b>		
<i>T</i>	178.5073788	T
<i>Perno</i>	7/8	<b>OK</b>
<i>Q</i>	14.88342796	T
<i># Pernos</i>	24	u

Sep	27.28	cm
Sep max	84	cm
hmin	8.89	cm
Camber	2.302897636	cm

Tabla 18.- Resultados Pre diseño Viga I 200x12x400x6

- Viga I 100x8x200x5

<i>A</i>	36	ksi
<i>E</i>	2100000	Kg/cm <sup>2</sup>
<i>f'c</i>	210	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Datos Viga</b>		
<i>bf</i>	10.0cm	<b>SISM</b>
<i>tf</i>	0.8cm	
<i>h</i>	20.0cm	<b>SISM</b>
<i>tw</i>	0.5cm	
<i>Cb</i>	1	
<b>ID</b>	<b>20</b>	<b>19.8</b>
<i>A</i>	25.2	cm <sup>2</sup>
<i>Ix</i>	1734.98	cm <sup>4</sup>
<i>Iy</i>	133.53	cm <sup>4</sup>
<i>Sx</i>	173.50	cm <sup>3</sup>
<i>Sy</i>	26.71	cm <sup>3</sup>
<i>Zx</i>	195.92	cm <sup>3</sup>
<i>Zy</i>	41.15	cm <sup>3</sup>
<i>rx</i>	8.30	cm
<i>ry</i>	2.30	cm
<i>fy</i>	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
<i>cte</i>	28.81	
<i>ho</i>	19.2	cm
<i>rts</i>	2.72	cm
<i>J</i>	4.25	cm <sup>4</sup>
<i>cte2</i>	0	
<i>Lr</i>	388	cm
<i>Imin</i>	1920	cm <sup>4</sup>
<i>cf1</i>	9	
<i>cf2</i>	11	
<i>cw1</i>	71	
<i>cw2</i>	108	
<i>cv1</i>	70.87	
<i>cv2</i>	88.26	

<b>Datos Arq</b>		
<i>L1</i>	4.17	m
<i>Lt</i>	3.95	m
<i>Vigas</i>	1	u
<i>at</i>	1.98	m
<b>AntiEcon</b>		

CM	0.661	T/m <sup>2</sup>
CV	0.24	T/m <sup>2</sup>
Cu	1.1772	T/m <sup>2</sup>
W	9.79	T
Wr	2.35	T/m
<b>Mu</b>	<b>5.11</b>	<b>T.m</b>

<b>Losa Colaborante</b>		
t	10.5	<b>OK</b>
b	52.125	cm
a	6.85194476	cm
Mr1	10.88514256	T.m
n	11.50109266	
bs	4.532178077	cm
Y	19.97027412	cm
It	6003.765898	cm <sup>4</sup>
Mr	7.605667305	T.m
<b>Mr</b>	<b>7.60566731</b>	<b>T.m</b>
<b>D/C</b>	<b>0.671233928</b>	
<b>Pernos</b>		
T	63.75263528	T
Perno	7/8	<b>OK</b>
Q	11.99496312	T
# Pernos	12	u
Sep	32.07692308	cm
Sep max	84	cm
hmin	8.89	cm
Camber	1.922800953	cm

Tabla 19.- Resultado Pre diseño Viga I100x8x200x5

- Viga I 120x8x250x4

<b>Datos Viga</b>		
bf	12.0cm	<b>SISM</b>
tf	0.8cm	
h	25.0cm	<b>SISM</b>
tw	0.4cm	
Cb	1	
<b>ID</b>	<b>25</b>	<b>22.4</b>
A	28.56	cm <sup>2</sup>
Ix	3239.19	cm <sup>4</sup>
Iy	230.52	cm <sup>4</sup>
Sx	259.14	cm <sup>3</sup>
Sy	38.42	cm <sup>3</sup>
Zx	287.076	cm <sup>3</sup>

Zy	58.54	cm <sup>3</sup>
rx	10.65	cm
ry	2.84	cm
fy	2530	Kg/cm <sup>2</sup>
cte	28.81	
ho	24.2	cm
rts	3.28	cm
J	4.63	cm <sup>4</sup>
cte2	0	
Lr	419	cm
lmin	1920	cm <sup>4</sup>
cf1	9	
cf2	11	
cw1	71	
cw2	108	
cv1	70.87	
cv2	88.26	

<b>Datos Arq</b>		
L1	4.17	m
Lt	3.95	m
Vigas	1	u
at	1.98	m
<b>AntiEcon</b>		
CM	0.661	T/m <sup>2</sup>
CV	0.24	T/m <sup>2</sup>
Cu	1.1772	T/m <sup>2</sup>
W	9.81	T
Wr	2.35	T/m
<b>Mu</b>	<b>5.11</b>	<b>T.m</b>

<b>Losa Colaborante</b>		
t	10.5	<b>OK</b>
b	52.125	cm
a	7.765537394	cm
Mr1	13.81277058	T.m
n	11.50109266	
bs	4.532178077	cm
Y	23.59268967	cm
lt	9299.734457	cm <sup>4</sup>
Mr	9.972193419	T.m
<b>Mr</b>	<b>9.97219342</b>	<b>T.m</b>
<b>D/C</b>	<b>0.512631621</b>	
<b>Pernos</b>		

T	72.25298665	T
Perno	7/8	OK
Q	11.99496312	T
# Pernos	14	u
Sep	27.8	cm
Sep max	84	cm
hmin	8.89	cm
Camber	1.029890381	cm

Tabla 20.- Resultados Pre diseño Viga I120x8x250x4

### 7.1.2 Columnas

A pesar de no transmitir momento las vigas a las columnas, se calculó el momento que son capaces de resistir cada 3m, conde un nuevo piso las arriostra.

A	36	ksi
E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Datos de col</b>		
b	60cm	COMP
h	60cm	COMP
e	1.6	cm
k	1.2	
A	373.76	cm <sup>2</sup>
Ix	212614.6	cm <sup>4</sup>
Iy	212614.6	cm <sup>4</sup>
Sx	7087.15	cm <sup>3</sup>
Sy	7087.15	cm <sup>3</sup>
Zx	8187.39	cm <sup>3</sup>
Zy	8187.39	cm <sup>3</sup>
rx	23.85	cm
ry	23.85	cm

fy	2530	kg/cm <sup>2</sup>
cte	135.7	
C1	40.3	

<b>Datos Arq.</b>		
L1	4.17	m
L2	6.82	m
L3	3.95	m
L4	3.90	m
Pisos	23	u
Hcol	3.00	m
Cm	0.661	T/m <sup>2</sup>
Cv	0.24	T/m <sup>2</sup>



<i>Cu</i>	1.1772	T/m <sup>2</sup>
<i>At</i>	21.567875	m <sup>2</sup>
<b><i>Pu</i></b>	<b>687.02</b>	<b>T</b>
<b><i>Pr</i></b>	<b>841.16</b>	<b>T</b>
<b><i>D/C</i></b>	<b>0.82</b>	
<b><i>Mpx</i></b>	<b>119.82</b>	<b>T.m</b>
<b><i>Mpy</i></b>	<b>119.82</b>	<b>T.m</b>

Tabla 21.- Resultados Pre diseño Columna de Acero

### 7.1.3 Muros

PROGRAMA PARA EL PREDISEÑO DE MUROS DE CORTE	
<b>Información Base</b>	
<b>Ubicación</b>	
<i>Provincia</i>	Pichincha
<i>Ciudad</i>	Quito
<b>Dimensiones</b>	
<i>Altura de entrepiso</i>	3
<i>Número de Pisos</i>	20
<i>Altura total edificación</i>	60
<i>Largo de base</i>	22.23
<i>Ancho de base</i>	9
<i>Area de edificación en base</i>	200.07
<i>Peso de la estructura (kg)</i>	3701295
<b>Características</b>	
<i>Tipo de Estructura</i>	Pórticos Especiales de hormigón armado
<i>Especificaciones de Estructura</i>	Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras
<i>Tipo de sistema estructural dúctil</i>	Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado
<i>Categoría de edificio</i>	Otras estructuras
<i>Irregularidad en planta</i>	No
<i>Irregularidad en elevación</i>	No
<b>Parámetros para espectro de diseño</b>	
<i>Zona Sísmica</i>	V
<i>Tipo de Suelo</i>	C

Tabla 22.- Datos Para Pre diseño de muro

TIPOS DE CARGAS (kgf/m2)	
<i>Cargas permanentes (cargas muertas)</i>	685
<i>Carga Viva</i>	240
<i>Carga Viva de Cubierta</i>	0
<i>Cargas de granizo</i>	
<i>Cargas de viento</i>	
<b>CARGAS TOTALES</b>	
<i>Muerta</i>	685
<i>Viva</i>	240
<i>Climáticas</i>	0
<i>Total</i>	925

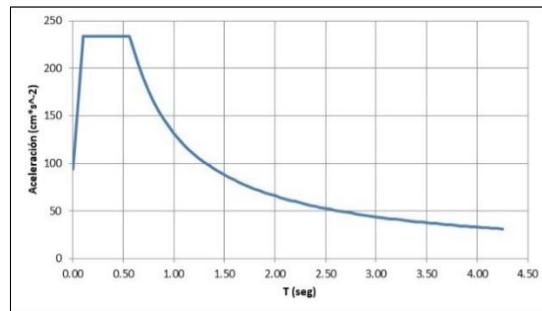
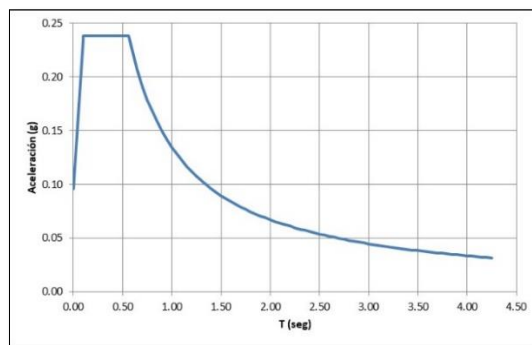
Tabla 23.- Cargas no sísmicas

El espectro de diseño de aceleraciones del muro es el mismo espectro que se aplicara a toda la estructura

Espectro Inelástico sentido X			Espectro Inelástico sentido Y			
T	Sa	I*Sa/(R*ΦP*ΦE)	T	Sa	C*Z*I*g/(R*ΦP*ΦE)	I*Sa/(R*ΦP*ΦE)
(seg)		(cm/seg <sup>2</sup> )	(seg)		(cm/seg <sup>2</sup> )	(1/g)
	0.0000	94.176	0.0000	0.4800	94.176	0.0960
	0.1000	1.1719	0.1000	1.1719	229.9252	0.2344
To	<b>0.1027</b>	<b>1.1904</b>	<b>0.1027</b>	<b>1.1904</b>	<b>233.5565</b>	<b>0.2381</b>
	0.1500	1.1904	0.1500	1.1904	233.5565	0.2381
	0.2000	1.1904	0.2000	1.1904	233.5565	0.2381
	0.2500	1.1904	0.2500	1.1904	233.5565	0.2381
	0.3000	1.1904	0.3000	1.1904	233.5565	0.2381
	0.3500	1.1904	0.3500	1.1904	233.5565	0.2381
	0.4000	1.1904	0.4000	1.1904	233.5565	0.2381
	0.4500	1.1904	0.4500	1.1904	233.5565	0.2381
	0.5000	1.1904	0.5000	1.1904	233.5565	0.2381
	0.5500	1.1904	0.5500	1.1904	233.5565	0.2381
Tc	<b>0.5647</b>	<b>1.1904</b>	<b>0.5647</b>	<b>1.1904</b>	<b>233.5565</b>	<b>0.2381</b>
	0.6500	1.0342	0.6500	1.0342	202.9112	0.2068
	0.7000	0.9603	0.7000	0.9603	188.4175	0.1921
	0.7500	0.8963	0.7500	0.8963	175.8564	0.1793
	0.8000	0.8403	0.8000	0.8403	164.8653	0.1681
	0.8500	0.7909	0.8500	0.7909	155.1674	0.1582
	0.9000	0.7469	0.9000	0.7469	146.547	0.1494
	0.9500	0.7076	0.9500	0.7076	138.834	0.1415
	1.0000	0.6722	1.0000	0.6722	131.8923	0.1344
	1.0500	0.6402	1.0500	0.6402	125.6117	0.1280
	1.1000	0.6111	1.1000	0.6111	119.9021	0.1222
	1.1500	0.5846	1.1500	0.5846	114.6889	0.1169
	1.2000	0.5602	1.2000	0.5602	109.9102	0.1120
	1.2500	0.5378	1.2500	0.5378	105.5138	0.1076
	1.3000	0.5171	1.3000	0.5171	101.4556	0.1034
	1.3167	0.5105	1.3167	0.5105	100.1659	0.1021
	1.3500	0.4980	1.3500	0.4980	97.69797	0.0996
	1.4000	0.4802	1.4000	0.4802	94.20876	0.0960
	1.4500	0.4636	1.4500	0.4636	90.96018	0.0927
	1.5000	0.4482	1.5000	0.4482	87.92818	0.0896
	1.5500	0.4337	1.5500	0.4337	85.09178	0.0867
	1.6000	0.4201	1.6000	0.4201	82.43266	0.0840
	1.6500	0.4074	1.6500	0.4074	79.93471	0.0815
	1.7000	0.3954	1.7000	0.3954	77.58368	0.0791
	1.7500	0.3841	1.7500	0.3841	75.36701	0.0768
	1.8000	0.3735	1.8000	0.3735	73.27348	0.0747
	1.8500	0.3634	1.8500	0.3634	71.29312	0.0727
	1.9000	0.3538	1.9000	0.3538	69.41698	0.0708
	1.9500	0.3447	1.9500	0.3447	67.63706	0.0689
	2.0000	0.3361	2.0000	0.3361	65.94613	0.0672
	2.0500	0.3279	2.0500	0.3279	64.33769	0.0656
	2.1000	0.3201	2.1000	0.3201	62.80584	0.0640
	2.1500	0.3127	2.1500	0.3127	61.34524	0.0625
	2.2000	0.3056	2.2000	0.3056	59.95103	0.0611
	2.2500	0.2988	2.2500	0.2988	58.61878	0.0598
	2.3000	0.2923	2.3000	0.2923	57.34446	0.0585
	2.3500	0.2861	2.3500	0.2861	56.12437	0.0572
	2.4000	0.2801	2.4000	0.2801	54.95511	0.0560
	2.4500	0.2744	2.4500	0.2744	53.83358	0.0549
	2.5000	0.2689	2.5000	0.2689	52.75691	0.0538
	2.5500	0.2636	2.5500	0.2636	51.72246	0.0527
	2.6000	0.2586	2.6000	0.2586	50.72779	0.0517
	2.6500	0.2537	2.6500	0.2537	49.77067	0.0507
	2.7000	0.2490	2.7000	0.2490	48.84899	0.0498
	2.7500	0.2444	2.7500	0.2444	47.96082	0.0489
	2.8000	0.2401	2.8000	0.2401	47.10438	0.0480
	2.8500	0.2359	2.8500	0.2359	46.27799	0.0472
	2.9000	0.2318	2.9000	0.2318	45.48009	0.0464
	2.9500	0.2279	2.9500	0.2279	44.70924	0.0456
	3.0000	0.2241	3.0000	0.2241	43.96409	0.0448
	3.0500	0.2204	3.0500	0.2204	43.24337	0.0441
	3.1000	0.2168	3.1000	0.2168	42.54589	0.0434
	3.1500	0.2134	3.1500	0.2134	41.87056	0.0427
	3.2000	0.2101	3.2000	0.2101	41.21633	0.0420
	3.2500	0.2068	3.2500	0.2068	40.58223	0.0414
	3.3000	0.2037	3.3000	0.2037	39.96735	0.0407

3.3500	0.2007	39.37082	3.3500	0.2007	39.37082	0.0401
3.4000	0.1977	38.79184	3.4000	0.1977	38.79184	0.0395
3.4500	0.1949	38.22964	3.4500	0.1949	38.22964	0.0390
3.5000	0.1921	37.6835	3.5000	0.1921	37.6835	0.0384
3.5500	0.1894	37.15275	3.5500	0.1894	37.15275	0.0379
3.6000	0.1867	36.63674	3.6000	0.1867	36.63674	0.0373
3.6500	0.1842	36.13487	3.6500	0.1842	36.13487	0.0368
3.7000	0.1817	35.64656	3.7000	0.1817	35.64656	0.0363
3.7500	0.1793	35.17127	3.7500	0.1793	35.17127	0.0359
3.8000	0.1769	34.70849	3.8000	0.1769	34.70849	0.0354
3.8500	0.1746	34.25773	3.8500	0.1746	34.25773	0.0349
3.9000	0.1724	33.81853	3.9000	0.1724	33.81853	0.0345
3.9500	0.1702	33.39045	3.9500	0.1702	33.39045	0.0340
4.0000	0.1681	32.97307	4.0000	0.1681	32.97307	0.0336
4.0500	0.1660	32.56599	4.0500	0.1660	32.56599	0.0332
4.1000	0.1640	32.16884	4.1000	0.1640	32.16884	0.0328
4.1500	0.1620	31.78127	4.1500	0.1620	31.78127	0.0324
4.2000	0.1601	31.40292	4.2000	0.1601	31.40292	0.0320
4.2500	0.1582	31.03347	4.2500	0.1582	31.03347	0.0316

Tabla 24.- Espectro de diseño



El cortante basal definido para el pre diseño de los muros considera un enfoque únicamente para este fin.

Datos Generales	
<i>Tipo de Estructura</i>	Pórticos Especiales de hormigón armado
<i>Especificaciones Estructura</i>	Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras
<i>Número de Pisos</i>	20
<i>Altura de Entrepiso</i>	3
<i>Altura total de Edificio</i>	60

Periodo de la Estructura	
<i>Ct</i>	0.055
<i>hn</i>	60
<i>α</i>	0.75
<i>Ta [s]</i>	1.19

Datos Cortante Basal	
<i>Sa</i>	0.56
<i>W</i>	3701295
<i>R</i>	5
<i>ØP</i>	1
<i>ØE</i>	1
<i>I</i>	1

Cortante Basal	
<i>V</i>	414545.04

Tabla 25.- Definición de Cortante Basal

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales					K	1.345
<i>Piso</i>	<i>Entrepiso [m]</i>	<i>Hi [m]</i>	<i>Wi [kg]</i>	<i>Hi<sup>2</sup>*K*Wi</i>	<i>Cv [%]</i>	<i>FE (kg)</i>
20	3	60	185064.75	45597091	0.11	54607.61
19	3	57	185064.75	42557429.2	0.10	50967.28
18	3	54	185064.75	39572484	0.10	47392.47
17	3	51	185064.75	36644229.3	0.09	43885.56
16	3	48	185064.75	33774829.8	0.0819956	40449.13
15	3	45	185064.75	30966672.1	0.07517819	37086.05
14	3	42	185064.75	28222403.7	0.0685159	33799.48
13	3	39	185064.75	25544982	0.06201589	30592.97
12	3	36	185064.75	22937737	0.05568624	27470.50
11	3	33	185064.75	20404452.9	0.04953616	24436.61
10	3	30	185064.75	17949476.7	0.04357618	21496.50
9	3	27	185064.75	15577866.1	0.03781859	18656.24
8	3	24	185064.75	13295596.5	0.03227789	15922.96
7	3	21	185064.75	11109861.8	0.02697156	13305.30
6	3	18	185064.75	9029531.64	0.02192111	10813.87
5	3	15	185064.75	7065883.1	0.01715394	8462.18
4	3	12	185064.75	5233864.57	0.01270632	6268.14
3	3	9	185064.75	3554511.14	0.00862933	4256.92
2	3	6	185064.75	2060331.66	0.00500189	2467.48
1	3	3	185064.75	811057.776	0.00196902	971.33
				411910292	1	493308.60

DISTRIBUCION DE CORTANTE BASAL						
$f'c=$	280	kg/cm <sup>2</sup>				
$f_c=$	28	Mpa				
$E=$	24870.06232	Mpa (N/mm <sup>2</sup> )				
$h=$	60000	mm				
<b>MUROS EN X</b>	Nº	2				
		(mm)		(mm)	k (N/mm)	%
1	l=	8000	t=	500	7271.94805	0.5
2	l=	8000	t=	500	7271.94805	0.5
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
				K	14543.8961	1
<b>MUROS EN Y</b>	Nº	3				
		(mm)		(mm)	k (N/mm)	%
1	l=	5200	t=	600	2414.81993	0.38015359
2	l=	5000	t=	500	1789.72815	0.28174837
3	l=	5000	t=	600	2147.67378	0.33809804
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
0	l=	0	t=	0	0	0
				K	6352.22186	1

Tabla 26.- Distribución de cortante basal en cada muro

- Diseño de Muro 1 y 2

Datos		
Lw	8.00	m
hw	3	m
# de pisos	20	
$f'c$	280	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$E_{acero}$	2.10E+06	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$ estribo	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Área planta	200.07	m <sup>2</sup>
Área trib.	13.47	m <sup>2</sup>
V max	54.61	Ton
Wi	0.925	Ton/m <sup>2</sup>

\* longitud del muro

\* altura del entrepiso

\* área en planta del edificio

\* área tributaria aproximada del muro

\* cortante máximo

Dir. Muro	x
IDº Muro	1
% Part. K	50%
Area. Muro	4000000

La	6.82 m
Lp	6.82 m
Lper	3.95 m

Cargas de diseño				Excentricidad
Piso	Pu (Ton)	Ve (Ton)	Me (Ton.m)	e (m)
20	12	27.3	81.9	6.57
19	54	25.5	240.3	4.47
18	95	23.7	387.8	4.08
17	136	21.9	524.7	3.85
16	177	20.2	651.2	3.67
15	219	18.5	767.5	3.51
14	260	16.9	873.9	3.36
13	301	15.3	970.5	3.22
12	343	13.7	1057.5	3.09
11	384	12.2	1135.4	2.96
10	425	10.7	1204.3	2.83
9	466	9.3	1264.5	2.71
8	508	8.0	1316.4	2.59
7	549	6.7	1360.2	2.48
6	590	5.4	1396.4	2.37
5	631	4.2	1425.3	2.26
4	673	3.1	1447.4	2.15
3	714	2.1	1463.2	2.05
2	755	1.2	1473.3	1.95
1	796	0.5	1478.5	1.86
Base	838	---	1479.9	1.77
	---	---	---	---

Tabla 27.- Cargas de diseño para muros 1 y 2

Espesor del muro			
bw calc.	11.55	cm	* espesor del muro calculado
bw diseño	50	cm	* espesor del muro de diseño
bw diseño	0.50	m	

Verificación de esbeltez		
Lw/bw	16	Comportamiento de Muro
hw/Lw	7.50	
hs/e muro	6.00	Cumple con criterio de esbeltez

Tabla 28.- Revisión de Condiciones de Muros 1 y 2

$\phi$ asumido =	0.90	
d1 =	55 cm	* distancia hacia el punto de concentración del acero a compresión
d2 =	745 cm	* distancia hacia el punto de concentración del acero a tensión
x =	-345 cm	* distancia del centroide del acero al CL del muro
x' =	345 cm	* distancia del centroide del acero al CL del muro

Nivel	Mu/ $\phi$ (Ton*m)	Pu/ $\phi$ (Ton)	c (cm)	a (cm)	Es (T) -	fst kg/cm2	Es (C) -	fcs kg/cm2	Cc=K*a kg	xc=(h-a)/2 cm	As=As' cm2	Pu/ $\phi$ calc. Ton
20	91.01	13.84	5.37	4.56	0.4136	-4200	-0.0275	-57837	54288	398	0.67	13.84
19	266.97	59.69	-11.28	-9.59	-0.2012	-4200	0.0175	36817	-114099	405	5.15	59.69
18	430.90	105.53	-10.40	-8.84	-0.2180	-4200	0.0188	39392	-105220	404	5.69	105.53
17	583.03	151.37	-9.13	-7.76	-0.2480	-4200	0.0210	44011	-92331	404	5.74	151.37
16	723.59	197.22	-7.57	-6.43	-0.2985	-4200	0.0247	51785	-76550	403	5.34	197.22
15	852.82	243.06	-5.79	-4.92	-0.3890	-4200	0.0313	65723	-58596	402	4.51	243.06
14	970.96	288.91	-3.86	-3.28	-0.5830	-4200	0.0455	95588	-38996	402	3.27	288.91
13	1078.28	334.75	-1.80	-1.53	-1.2469	-4200	0.0942	197786	-18184	401	1.65	334.75
12	1175.05	380.59	0.34	0.29	6.5243	-4200	-0.4755	-998536	3465	400	-0.34	380.59
11	1261.56	426.44	2.53	2.15	0.8803	-4200	-0.0617	-129673	25607	399	-2.68	426.44
10	1338.12	472.28	4.74	4.03	0.4690	-4200	-0.0316	-66358	47922	398	-5.34	472.28
9	1405.04	518.12	6.93	5.89	0.3196	-4200	-0.0206	-43363	70110	397	-8.33	518.12
8	1462.67	563.97	9.09	7.72	0.2431	-4200	-0.0150	-31590	91896	396	-11.61	563.97
7	1511.39	609.81	11.17	9.50	0.1971	-4200	-0.0117	-24504	113035	395	-15.18	609.81
6	1551.59	655.65	13.18	11.20	0.1667	-4200	-0.0094	-19818	133316	394	-19.02	655.65
5	1583.71	701.50	15.08	12.82	0.1452	-4200	-0.0079	-16521	152573	394	-23.11	701.50
4	1608.26	747.34	16.87	14.34	0.1295	-4200	-0.0067	-14100	170680	393	-27.43	747.34
3	1625.80	793.19	18.54	15.76	0.1176	-4200	-0.0058	-12266	187545	392	-31.96	793.19
2	1637.01	839.03	20.08	17.07	0.1084	-4200	-0.0052	-10843	203104	391	-36.70	839.03
1	1642.74	884.87	21.48	18.26	0.1011	-4200	-0.0046	-9724	217299	391	-41.59	884.87
Base	1644.36	930.72	22.74	19.33	0.0953	-4200	-0.0042	-8839	230002	390	-46.60	930.72

Nivel	As requerida	db	# Varillas	As calc	Cumple
	(cm2)	(mm)		(cm2)	
20	5.15	16.0	27	54.29	OK
19	5.69	16.0	27	54.29	OK
18	5.74	16.0	27	54.29	OK
17	5.34	16.0	27	54.29	OK
16	4.51	16.0	27	54.29	OK
15	3.27	16.0	27	54.29	OK
14	1.65	16.0	27	54.29	OK
13	-0.34	16.0	27	54.29	OK
12	-2.68	16.0	27	54.29	OK
11	-5.34	16.0	27	54.29	OK
10	-8.33	16.0	27	54.29	OK
9	-11.61	16.0	27	54.29	OK
8	-15.18	16.0	27	54.29	OK
7	-19.02	16.0	27	54.29	OK
6	-23.11	16.0	27	54.29	OK
5	-27.43	16.0	27	54.29	OK
4	-31.96	16.0	27	54.29	OK
3	-36.70	16.0	27	54.29	OK
2	-41.59	16.0	27	54.29	OK
1	-46.60	16.0	27	54.29	OK
	0.00			0.00	OK

Tabla 29.- Diseño a Flexión de Muros 1 y 2

## Proyección vertical de los elementos de borde

$Mu / 4 * Vu =$	0.44 m	Controla	8.00 m
$Lw =$	8.00 m		
Colocar elementos de borde en los primeros 3 pisos			
$h =$	9 m	*altura confinada	

## Proyección horizontal de los elementos de borde

$c - Lw / 20 =$	-57.26 cm	Controla	11.37 cm
$c / 2 =$	11.37 cm		
Ancho del elemento de borde	103 cm		

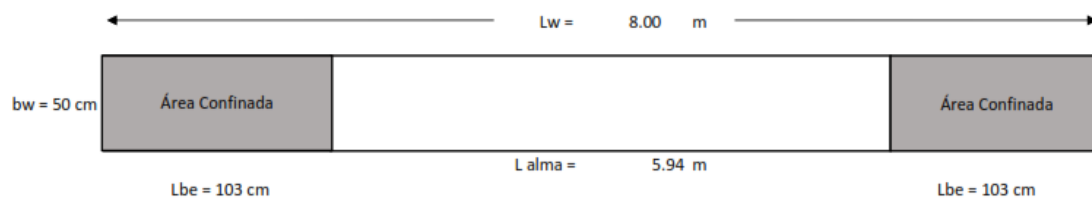


Tabla 30.- Dimensiones del elemento de borde

$r =$	4.7 cm	*recubrimiento	
$db =$	16 mm	*diámetro de varilla	*bc = ancho confindo
$dbe =$	10 mm	*diámetro del estribo	

$$\frac{Ash}{S * bc} = 0.006$$

Separación máxima		
S max =	9.60	cm
S diseño =	10	cm

Número de ramas		
bc =	98.3	cm
Ash =	5.90	cm <sup>2</sup>
Nº ramas =	8	-

Tabla 31.- Estribos de confinamiento en el elemento de borde

$p_v =$	0.0025	*Cuantía de acero de refuerzo vertical asumida en el alma del muro
$p_h =$	0.0025	*Cuantía de acero de refuerzo horizontal asumida en el alma del muro
$\alpha C$	0.53	
$\phi \text{ corte} =$	0.75	

$$V_n = 19.37 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 32.- Cuantía de Refuerzo y Cortante en alma del muro



<b>Propiedades del Material</b>		
<i>Criteria</i>	Valor	Unidades
$f'_c$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f^*c$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f''c$	238	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\beta_1$	0.85	-
$\phi$	0.9	-
$f_y$	4200	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_s$	2.10E+06	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_s$	0.002	
$E_{cu}$	0.003	
<b>Geometría</b>		
$h_y$	800	[cm]
$b_x$	50	[cm]
$r_{libre}$	5	[cm]
$r_{efectivo}$	6.8	
$d'$	54.64	[cm]
$d$	745.36	[cm]
$H$	300	[cm]
$A_g$	40000	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Cantidad de Acero Propuesta</b>		
<i>Criteria</i>	Valor	Unidades
$A_{smin}$	100	[cm <sup>2</sup> ]
$A_{smax}$	2400	[cm <sup>2</sup> ]
$A_{sprom}$	1200	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Acero Longitudinal que Satisfaga Asprom</b>		
# varillas x cab	3	-
$l$	11.96	cm
# varillas y cab	9	-
$n_{vanos}$	8	-
# varillas cab	27	-
$db_{cab}$	16	[mm]
$A_{varilla}$	2.01	[cm <sup>2</sup> ]
# varillas x alm	2	-
# varillas y alm	37	-
# varillas alm	74	-
$db$	10	[mm]
$A_{varilla}$	0.79	[cm <sup>2</sup> ]
$L$	102.48	cm
$A_{real}$	108.57	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Variables</b>		
$\rho_{real}$	0.0027	-
$q_{real}$	0.05	-

Tabla 33.- Datos de Geometría y especificaciones Mecánicas del Muro 1 y 2

Cargas								
Carga Axial			M dirección x			M dirección y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
PD	1013.2624	[Tonf]	MD	21131862	[Tonf*cm]	MD	341.496	[Tonf*cm]
PL	134.278	[Tonf]	ML	6958.417	[Tonf*cm]	ML	131.807	[Tonf*cm]
PSx	1.5748E-06	[Tonf]	MSx	391958.3	[Tonf*cm]	MSx	52.554	[Tonf*cm]
PSy	0.0001	[Tonf]	MSy	14834.964	[Tonf*cm]	MSy	4158.558	[Tonf*cm]

Combinación 1			Combinación 2		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	1418.56736	[Tonf]	Pu	1430.7597	[Tonf]
Mux	29584606.8	[Tonf*cm]	Mux	25369368	[Tonf*cm]
Muy	478.0944	[Tonf*cm]	Muy	620.6864	[Tonf*cm]
Combinación 5+ x			Combinación 5+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	1350.192882	[Tonf]	Pu	1350.193	[Tonf]
Mux	25757151.12	[Tonf*cm]	Mux	25380028	[Tonf*cm]
Muy	594.1562	[Tonf*cm]	Muy	4700.1602	[Tonf*cm]
Combinación 5- x			Combinación 5- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	1350.192878	[Tonf]	Pu	1350.1928	[Tonf]
Mux	25743234.29	[Tonf*cm]	Mux	25350358	[Tonf*cm]
Muy	489.0482	[Tonf*cm]	Muy	4436.5462	[Tonf*cm]
Combinación 7+ x			Combinación 7+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	911.9361616	[Tonf]	Pu	911.93626	[Tonf]
Mux	19410634.1	[Tonf*cm]	Mux	19033511	[Tonf*cm]
Muy	359.9004	[Tonf*cm]	Muy	4465.9044	[Tonf*cm]
Combinación 7- x			Combinación 7- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	911.9361584	[Tonf]	Pu	911.93606	[Tonf]
Mux	19410634.1	[Tonf*cm]	Mux	19003841	[Tonf*cm]
Muy	254.7924	[Tonf*cm]	Muy	4465.9044	[Tonf*cm]

Tabla 34.- Cargas producto de las combinaciones de carga

### Diagrama de Iteración Momento vs Carga Axial

Punto 1					
Pn	11625607.89	[kg]			
Pn	11625.61	[Ton]	$\varphi Pn$	7556.6451	[Ton]
Mn	0	[Ton*cm]	$\varphi Mn$	0	[Ton*cm]

Tabla 35.- Coordenadas de Carga Axial Pura

Datos		
<b>c</b>	447.22	[cm]
<b>a</b>	380.13	[cm]
<b>Cc</b>	4523.58984	[Ton]
<b>ab</b>	380.13	[cm]

Acero								
# Capas	# Varillas	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]	ε	fs [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fs [Ton]	Palanca [cm]	M [Ton*cm]
1	3	6.03	6.8	-0.002954	-4200.00	-27.0227	393.2	-10625.33
2	3	6.03	18.76	-0.002874	-4200.00	-27.02	381.24	-10302.14
3	3	6.03	30.72	-0.002794	-4200.00	-27.02	369.28	-9978.95
4	3	6.03	42.68	-0.002714	-4200.00	-27.02	357.32	-9655.76
5	3	6.03	54.64	-0.002633	-4200.00	-27.02	345.36	-9332.57
6	3	6.03185789	66.6	-0.002553	-4200.00	-27.02	333.4	-9009.38
7	3	6.03185789	78.56	-0.002473	-4200.00	-27.02	321.44	-8686.18
8	3	6.03185789	90.52	-0.002393	-4200.00	-27.02	309.48	-8362.99
9	3	6.03185789	102.48	-0.002313	-4200.00	-27.02	297.52	-8039.80

Hormigón		
Cc [Ton]	Palanca [cm]	M [Ton*cm]
4523.59	209.93	949651.69

Punto 2					
<b>Pn</b>	4280.39	[Ton]	<b>φPn</b>	2782.2505	[Ton]
<b>Mn</b>	865658.58	[Ton*cm]	<b>φMn</b>	562678.08	[Ton*cm]

Tabla 36.- Coordenadas de falla balanceada

Punto 3					
<b>Pn</b>	0	[Ton]	<b>φPn</b>	0	[Ton]
<b>Mn</b>	31566253.14	[Ton*cm]	<b>φMn</b>	28409628	[Ton*cm]

Tabla 37.- Coordenadas en caso de Momento Puro

Punto 4					
<b>Pn</b>	-456.01	[Ton]	<b>φPn</b>	-410.4076	[Ton]
<b>Mn</b>	0	[Ton*cm]	<b>φMn</b>	0	[Ton*cm]

Tabla 38.- Coordenadas en caso de tensión pura

<b>Incremento</b>	<b>1</b>	<b>Max. Ptos int</b>	<b>11</b>					
<b>Nro ptos Intermedios</b>	800	<b>hy</b>	800.00					
<b>Ptos. Intermedios usados</b>	11	<b>Incremento U</b>	72.73					
<b>C</b>	<b>Pn</b>	<b>Mn</b>	<b>Phi</b>	<b>Phi Pn</b>	<b>Phi Mn</b>		<b>Pr</b>	<b>Mr</b>
	-456.01	0		-410.4076	0			
72.727	783.931	287128.935	0.650	509.555	186633.808	0.001	771.265	282224.058
145.455	1526.991	513623.390	0.650	992.544	333855.203	0.001	1501.657	504116.627
218.182	2362.456	716625.995	0.650	1535.596	465806.897	0.002	2324.455	702820.339
290.909	3219.333	872941.705	0.650	2092.567	567412.108	0.002	3168.666	855140.149
363.636	4084.068	978155.651	0.663	2707.240	648398.187	0.002	4027.067	958469.766
436.364	4949.523	1030082.923	0.675	3339.051	694915.400	0.002	4892.522	1010397.038
509.091	5814.977	1028509.370	0.683	3971.678	702480.470	0.002	5757.976	1008823.485
581.818	6680.432	973434.989	0.689	4604.815	670987.724	0.002	6623.431	953749.104
654.545	7545.886	864859.783	0.694	5238.291	600378.454	0.003	7488.885	845173.898
727.273	8411.341	702783.750	0.698	5872.006	490617.435	0.003	8354.340	683097.865
800	9276.79549	487206.89	0.7013083	6505.894	341682.25	0.0026157	9219.794433	467521.01

Tabla 39.- Calculo de puntos intermedios del diagrama de iteración

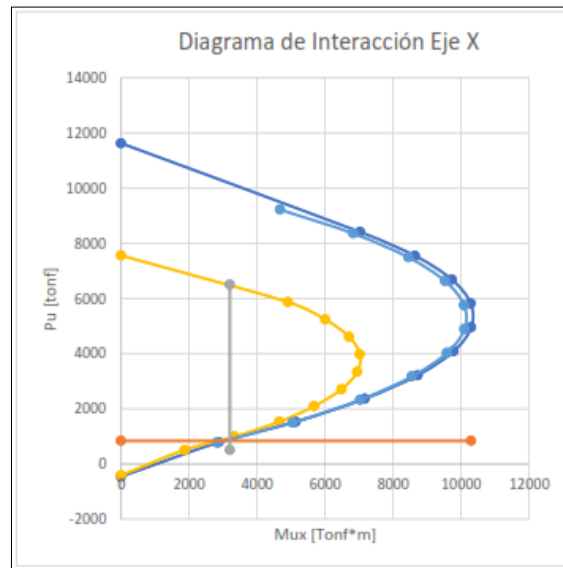


Figura 42.- Diagrama de iteración Momento vs Carga Axial

$P_u =$	837.65 Ton	* Hallar de la gráfica del diagrama de interacción
$M_u =$	3200 Ton*m	
$1.25 M =$	4000 Ton*m	
$V_u =$	300.0 Ton	
$V_u/\phi =$	400.0 Ton	
$v_u/\phi =$	10.00 kg/cm <sup>2</sup>	
$v_n \text{ muro}$	19.37 kg/cm <sup>2</sup>	
$v_c =$	8.87 kg/cm <sup>2</sup>	

Si  $v_u/\phi < v_n$  y  $v_u/\phi > v_c$  cumple

**SI CUMPLE LA CUANTÍA**

Acero vertical		
$s \text{ vert. max} =$	45 cm	* separación máxima
$s \text{ vert. Dise.} =$	15 cm	* separación de diseño
$As \text{ vert.} =$	74.25 cm <sup>2</sup>	* Área de acero requerida
$d \text{ varilla} =$	12 mm	* Diámetro de varilla
$\# \text{ varillas} =$	74 -	* Número de varillas
$As \text{ vert. Calc} =$	83.69 cm <sup>2</sup>	* Área de acero calculada
541.2 cm	≤	594 cm * Distancias en las que se puede colocar las varillas
<b>SI CUMPLE</b>		

Acero Horizontal		
$s \text{ hori. max} =$	45 cm	* separación máxima
$s \text{ hori. Dise.} =$	10 cm	* separación de diseño
$As \text{ h} =$	37.50 cm <sup>2</sup>	* Área de acero requerida
$d \text{ varilla} =$	10 mm	* Diámetro de varilla
$\# \text{ varillas} =$	58 -	* Número de varillas
$As \text{ vert. Calc} =$	45.55 cm <sup>2</sup>	* Área de acero calculada
281 cm	≤	290.6 cm * Distancias en las que se puede colocar las varillas
<b>SI CUMPLE</b>		

Tabla 40.- Revisiones de cumplimiento de la sección de muro

- Diseño de Muro 3 y 5

Datos			
Lw	5.20	m	* longitud del muro
hw	3	m	* altura del entrepiso
# de pisos	20		
f'c	280	kg/cm2	
fy	4200	kg/cm2	
E acero	2.10E+06	kg/cm2	
fy estribo	4200	kg/cm2	
Area planta	200.07	m2	* área en planta del edificio
Área trib.	8.18	m2	* área tributaria aproximada del muro
V max	54.61	Ton	* cortante máximo
Wi	0.925	Ton/m <sup>2</sup>	

Dir. Muro	y
IDº Muro	1
% Part. K	36%
Area. Muro	3120000

La	3.95 m
Lp	3.90 m
Lper	4.17 m

Piso	Cargas de diseño			Excentricidad
	Pu (Ton)	Ve (Ton)	Me (Ton.m)	e (m)
20	8	19.9	59.8	7.90
19	38	18.6	175.3	4.66
18	68	17.3	283.0	4.18
17	98	16.0	382.9	3.92
16	128	14.8	475.2	3.72
15	158	13.5	560.0	3.55
14	188	12.3	637.6	3.40
13	218	11.2	708.1	3.25
12	248	10.0	771.6	3.11
11	278	8.9	828.4	2.98
10	308	7.8	878.7	2.85
9	338	6.8	922.6	2.73
8	368	5.8	960.5	2.61
7	398	4.9	992.5	2.49
6	428	3.9	1018.9	2.38
5	458	3.1	1040.0	2.27
4	488	2.3	1056.1	2.16
3	518	1.6	1067.6	2.06
2	548	0.9	1075.0	1.96
1	578	0.4	1078.7	1.87
Base	608	---	1079.8	1.78
	---	---	---	---

Tabla 41.- Cargas de diseño para muros 3 y 5

Espesor del muro			
bw calc.	12.96	cm	* espesor del muro calculado
bw diseño	60	cm	* espesor del muro de diseño
bw diseño	0.60	m	

Verificación de esbeltez		
Lw/bw	8.666666667	Comportamiento de Muro
hw/Lw	11.54	
hs/e muro	5.00	Cumple con criterio de esbeltez

Tabla 42.- Revisión de Condiciones de Muros 3 y 5

$\phi$ asumido =	0.90	
d1 =	28 cm	* distancia hacia el punto de concentración del acero a compresión
d2 =	493 cm	* distancia hacia el punto de concentración del acero a tensión
x =	-233 cm	* distancia del centroide del acero al CL del muro
x' =	233 cm	* distancia del centroide del acero al CL del muro

Nivel	$M_u/\phi$ (Ton*m)	$P_u/\phi$ (Ton)	$c$ (cm)	$a$ (cm)	$\epsilon_s(T)$ -	$f_{st}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_s(C)$ -	$f_{cs}$ kg/cm <sup>2</sup>	$Cc=K^*a$ kg	$x_c=(h-a)/2$ cm	$As=As'$ cm <sup>2</sup>	$P_u/\phi$ calc. Ton
20	66.40	8.41	5.09	4.33	-0.2873	-4200	-0.0132	-27738	61782	258	1.70	8.41
19	194.79	41.78	-9.35	-7.95	0.1610	-4200	0.0118	24826	-113512	264	7.33	41.78
18	314.40	75.15	-10.23	-8.69	0.1475	-4200	0.0111	23243	-124120	264	10.07	75.15
17	425.39	108.52	-10.59	-9.00	0.1425	-4200	0.0108	22654	-128590	265	12.26	108.52
16	527.95	141.89	-10.62	-9.03	0.1421	-4200	0.0108	22607	-128957	265	13.94	141.89
15	622.23	175.27	-10.40	-8.84	0.1450	-4200	0.0109	22952	-126284	264	15.15	175.27
14	708.43	208.64	-9.99	-8.49	0.1509	-4200	0.0113	23646	-121235	264	15.89	208.64
13	786.74	242.01	-9.41	-8.00	0.1599	-4200	0.0118	24702	-114275	264	16.20	242.01
12	857.34	275.38	-8.71	-7.41	0.1726	-4200	0.0125	26185	-105755	264	16.08	275.38
11	920.47	308.75	-7.91	-6.72	0.1899	-4200	0.0134	28215	-95959	263	15.57	308.75
10	976.32	342.12	-7.01	-5.96	0.2137	-4200	0.0148	31003	-85127	263	14.66	342.12
9	1025.15	375.49	-6.05	-5.14	0.2471	-4200	0.0166	34923	-73470	263	13.39	375.49
8	1067.20	408.86	-5.04	-4.28	0.2962	-4200	0.0194	40675	-61176	262	11.77	408.86
7	1102.74	442.23	-3.99	-3.39	0.3734	-4200	0.0237	49728	-48423	262	9.81	442.23
6	1132.07	475.60	-2.91	-2.48	0.5100	-4200	0.0313	65753	-35371	261	7.53	475.60
5	1155.51	508.98	-1.83	-1.55	0.8118	-4200	0.0482	101143	-22173	261	4.95	508.98
4	1173.42	542.35	-0.74	-0.63	2.0014	-4200	0.1146	240628	-8974	260	2.10	542.35
3	1186.22	575.72	0.34	0.29	-4.3868	-4200	-0.2421	-508442	4085	260	-1.00	575.72
2	1194.40	609.09	1.39	1.18	-1.0603	-4200	-0.0564	-118376	16867	259	-4.33	609.09
1	1198.58	642.46	2.41	2.05	-0.6106	-4200	-0.0313	-65647	29228	259	-7.86	642.46
Base	1199.76	675.83	3.38	2.87	-0.4347	-4200	-0.0214	-45019	40977	259	-11.53	675.83

Nivel	As requerida (cm <sup>2</sup> )	db (mm)	# Varillas	As calc (cm <sup>2</sup> )	Cumple
20	7.33	20.0	32	100.53	OK
19	10.07	20.0	32	100.53	OK
18	12.26	20.0	32	100.53	OK
17	13.94	20.0	32	100.53	OK
16	15.15	20.0	32	100.53	OK
15	15.89	20.0	32	100.53	OK
14	16.20	20.0	32	100.53	OK
13	16.08	20.0	32	100.53	OK
12	15.57	20.0	32	100.53	OK
11	14.66	20.0	32	100.53	OK
10	13.39	20.0	32	100.53	OK
9	11.77	20.0	32	100.53	OK
8	9.81	20.0	32	100.53	OK
7	7.53	20.0	32	100.53	OK
6	4.95	20.0	32	100.53	OK
5	2.10	20.0	32	100.53	OK
4	-1.00	20.0	32	100.53	OK
3	-4.33	20.0	32	100.53	OK
2	-7.86	20.0	32	100.53	OK
1	-11.53	20.0	32	100.53	OK
	0.00			0.00	OK

Tabla 43.- Diseño a Flexión de Muros 3 y 5

## Proyección vertical de los elementos de borde

$Mu / 4 * Vu =$	0.44 m		
$Lw =$	5.20 m		
		Controla	5.20 m
Colocar elementos de borde en los primeros 2 pisos			
$h =$	6 m		*altura confinada

## Proyección horizontal de los elementos de borde

$c - Lw / 20 =$	-46.91 cm		
$c / 2 =$	2.54 cm		
		Controla	2.54 cm
Ancho del elemento de borde 49 cm			
← Lw = 5.20 m →			
$bw = 60$ cm	Área confinada	L alma = 4.22 m	Área Confinada
	Lbe = 49 cm		Lbe = 49 cm

Tabla 44.- Dimensiones del elemento de borde

$r =$	4.7	cm	*recubrimiento
$db =$	20	mm	* diámetro de varilla
$dbe =$	16	mm	* diametro del estribo

\* bc = ancho confindo

$$\frac{Ash}{S * bc} = 0.006$$

Separación máxima	
S max =	10.00 cm
S diseño =	10 cm

Número de ramas	
bc =	44.3 cm
Ash =	2.76 cm <sup>2</sup>
N° ramas =	2 -

Tabla 45.- Estribos de confinamiento en el elemento de borde

$\rho v =$	0.0025	*Cuantía de acero de refuerzo vertical asumida en el alma del muro
$\rho h =$	0.0025	*Cuantía de acero de refuerzo horizontal asumida en el alma del muro
$\alpha C$	0.53	
$\phi$ corte =	0.75	

$$Vn = 19.37 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 46.- Cuantía de Refuerzo y Cortante en alma del muro



Propiedades del Material		
Criterio	Valor	Unidades
$f'_c$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f^*c$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f''c$	238	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\beta_1$	0.85	-
$\phi$	0.9	-
$f_y$	4200	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_s$	2.10E+06	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\epsilon_s$	0.002	
$E_{cu}$	0.003	
Geometría		
$h_y$	520	[cm]
$b_x$	60	[cm]
$r_{libre}$	4.7	[cm]
$r_{efectivo}$	6.5	
$d'$	27.5	[cm]
$d$	492.5	[cm]
$H$	300	[cm]
$A_g$	31200	[cm <sup>2</sup> ]
Cantidad de Acero Propuesta		
Criterio	Valor	Unidades
$A_{smin}$	78	[cm <sup>2</sup> ]
$A_{smax}$	1872	[cm <sup>2</sup> ]
$A_{sprom}$	936	[cm <sup>2</sup> ]
Acero Longitudinal que Satisfaga $A_{sprom}$		
# varillas x cab	3	-
l	6	cm
# varillas y cab	8	-
$n_{vanos}$	7	-
# varillas cab	24	-
$db_{cab}$	16	[mm]
$A_{varilla}$	2.01	[cm <sup>2</sup> ]
# varillas x alm	2	-
# varillas y alm	29	-
# varillas alm	58	-
$db$	12	[mm]
$A_{varilla}$	1.13	[cm <sup>2</sup> ]
$L$	48.50	cm
$A_{real}$	96.51	[cm <sup>2</sup> ]
Variables		
$\rho_{real}$	0.0031	-
$q_{real}$	0.05	-

Tabla 47.- Datos de Geometría y especificaciones Mecánicas del Muro 3 y 5

Cargas								
Carga Axial			M dirección x			M dirección y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
PD	869.74	[Tonf]	MD	385.81	[Tonf*cm]	MD	7746.33	[Tonf*cm]
PL	74.18	[Tonf]	ML	157.24	[Tonf*cm]	ML	2609.9	[Tonf*cm]
PSx	15.77	[Tonf]	MSx	3056.7	[Tonf*cm]	MSx	9476.32	[Tonf*cm]
PSy	25.8308	[Tonf]	MSy	530.01	[Tonf*cm]	MSy	235255.03	[Tonf*cm]

Combinación 1			Combinación 2		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	937.836	[Tonf]	Pu	922.376	[Tonf]
Mux	539.834	[Tonf*cm]	Mux	714.316	[Tonf*cm]
Muy	10844.862	[Tonf*cm]	Muy	13471.438	[Tonf*cm]
Combinación 5+ x			Combinación 5+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	893.838	[Tonf]	Pu	903.8986	[Tonf]
Mux	4276.672	[Tonf*cm]	Mux	1149.982	[Tonf*cm]
Muy	21381.816	[Tonf*cm]	Muy	247160.53	[Tonf*cm]
Combinación 5- x			Combinación 5- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	862.098	[Tonf]	Pu	852.0374	[Tonf]
Mux	3962.192	[Tonf*cm]	Mux	89.962	[Tonf*cm]
Muy	2429.176	[Tonf*cm]	Muy	241940.73	[Tonf*cm]
Combinación 7+ x			Combinación 7+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	618.536	[Tonf]	Pu	628.5966	[Tonf]
Mux	4003.749	[Tonf*cm]	Mux	877.059	[Tonf*cm]
Muy	16448.017	[Tonf*cm]	Muy	242226.73	[Tonf*cm]
Combinación 7- x			Combinación 7- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	586.996	[Tonf]	Pu	576.9334	[Tonf]
Mux	4003.749	[Tonf*cm]	Mux	-182.901	[Tonf*cm]
Muy	-2504.623	[Tonf*cm]	Muy	242226.73	[Tonf*cm]

Tabla 48.- Cargas producto de las combinaciones de carga

### Diagrama de Iteración Momento vs Carga Axial

Punto 1					
Pn	9114318.13	[kg]			
Pn	9114.32	[Ton]	φPn	5924.3068	[Ton]
Mn	0	[Ton*cm]	φMn	0	[Ton*cm]

Tabla 49.- Coordenadas de Carga Axial Pura

Datos		
c	295.50	[cm]
a	251.18	[cm]
Cc	4219.74	[Ton]
ab	251.18	[cm]

Acero								
# Capas	# Varillas	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]	ε	f <sub>s</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	F <sub>s</sub> [Ton]	Palanca [cm]	M [Ton*cm]
1	3	6.03	6.5	-0.002934	-4200.00	-27.0227	253.5	-6850.26
2	3	6.03	12.5	-0.002873	-4200.00	-27.02	247.5	-6688.12
3	3	6.03	18.5	-0.002812	-4200.00	-27.02	241.5	-6525.99
4	3	6.03	24.5	-0.002751	-4200.00	-27.02	235.5	-6363.85
5	3	6.03	30.5	-0.00269	-4200.00	-27.02	229.5	-6201.72
6	3	6.03185789	36.5	-0.002629	-4200.00	-27.02	223.5	-6039.58
7	3	6.03185789	42.5	-0.002569	-4200.00	-27.02	217.5	-5877.44
8	3	6.03185789	48.5	-0.002508	-4200.00	-27.02	211.5	-5715.31

Hormigón		
Cc [Ton]	Palanca [cm]	M [Ton*cm]
4219.74	134.41	567185.80

Punto 2					
<b>P<sub>n</sub></b>	4003.56	[Ton]	<b>φP<sub>n</sub></b>	2602.3128	[Ton]
<b>M<sub>n</sub></b>	516923.54	[Ton*cm]	<b>φM<sub>n</sub></b>	336000.3	[Ton*cm]

Tabla 50.- Coordenadas de falla balanceada

Punto 3					
<b>P<sub>n</sub></b>	0	[Ton]	<b>φP<sub>n</sub></b>	0	[Ton]
<b>M<sub>n</sub></b>	21075507.52	[Ton*cm]	<b>φM<sub>n</sub></b>	18967957	[Ton*cm]

Tabla 51.- Coordenadas en caso de Momento Puro

Punto 4					
<b>P<sub>n</sub></b>	-405.34	[Ton]	<b>φP<sub>n</sub></b>	-364.8068	[Ton]
<b>M<sub>n</sub></b>	0	[Ton*cm]	<b>φM<sub>n</sub></b>	0	[Ton*cm]

Tabla 52.- Coordenadas en caso de tensión pura

<b>Incremento</b>	<b>1</b>	<b>Max. Ptos int</b>	<b>11</b>					
<b>Nro ptos Intermedios</b>	520	<b>hy</b>	520.00					
<b>Ptos. Intermedios usados</b>	11	<b>Incremento U</b>	47.27					
<b>C</b>	<b>Pn</b>	<b>Mn</b>	<b>Phi</b>	<b>Phi Pn</b>	<b>Phi Mn</b>		<b>Pr</b>	<b>Mr</b>
	-405.34	0		-364.8068	0			
47.273	547.825	131290.233	0.650	356.086	85338.651	0.000	535.158	128117.174
94.545	1147.173	249368.204	0.650	745.662	162089.333	0.001	1115.505	241720.562
141.818	1809.311	354287.697	0.650	1176.052	230287.003	0.002	1764.977	343847.003
189.091	2484.036	434795.110	0.669	1662.344	290969.556	0.002	2433.369	423014.891
236.364	3159.091	488247.156	0.682	2154.611	333001.774	0.002	3108.423	476466.938
283.636	3834.145	514574.283	0.691	2647.803	355357.248	0.002	3783.478	502794.065
330.909	4509.200	513776.492	0.697	3141.523	357943.894	0.003	4458.532	501996.273
378.182	5184.255	485853.781	0.701	3635.573	340715.670	0.003	5133.587	474073.562
425.455	5859.309	430806.151	0.705	4129.843	303646.996	0.003	5808.642	419025.933
472.727	6534.364	348633.602	0.708	4624.267	246722.525	0.003	6483.696	336853.384
520	7209.418213	239336.135	0.710016	5118.8025	169932.49	0.0027202	7158.750607	227555.92

Tabla 53.- Cálculo de puntos intermedios del diagrama de iteración

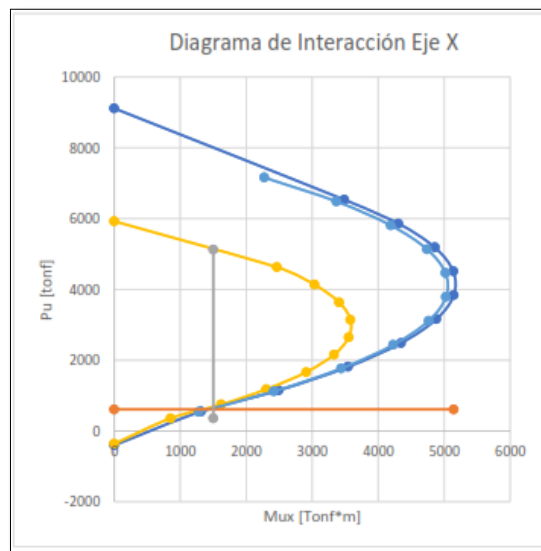


Figura 43.- Diagrama de iteración Momento vs Carga Axial

$P_u =$	608.25 Ton	* Hallar de la gráfica del diagrama de interacción
$M_u =$	1500 Ton*m	
<b>1.25 M =</b> 1875 Ton*m		
$V_u =$	140.6 Ton	
$V_u/\phi =$	187.5 Ton	
$v_u/\phi =$	6.01 kg/cm <sup>2</sup>	Si $v_u/\phi < v_n$ y $v_u/\phi > v_c$ cumple <b>SI CUMPLE LA CUANTÍA</b>
$v_n$ muro	19.37 kg/cm <sup>2</sup>	
$v_c =$	8.87 kg/cm <sup>2</sup>	

Acero vertical		
$s$ vert. max =	45 cm	* separación máxima
$s$ vert. Dise. =	15 cm	* separación de diseño
$A_s$ vert. =	63.30 cm <sup>2</sup>	* Área de acero requerida
$d$ varilla =	12 mm	* Diámetro de varilla
# varillas =	58 -	* Número de varillas
$A_s$ vert. Calc=	65.60 cm <sup>2</sup>	* Área de acero calculada
421.2 cm	≤	422 cm * Distancias en las que se puede colocar las varillas
<b>SI CUMPLE</b>		

Acero Horizontal		
$s$ hori. max =	45 cm	* separación máxima
$s$ hori. Dise. =	10 cm	* separación de diseño
$A_s$ h =	45.00 cm <sup>2</sup>	* Área de acero requerida
$d$ varilla =	10 mm	* Diámetro de varilla
# varillas =	58 -	* Número de varillas
$A_s$ vert. Calc=	45.55 cm <sup>2</sup>	* Área de acero calculada
281 cm	≤	290.6 cm * Distancias en las que se puede colocar las varillas
<b>SI CUMPLE</b>		

Tabla 54.- Revisiones de cumplimiento de la sección de muro

- Diseño de muro 4

Datos			
$L_w$	5.00	m	* longitud del muro
$h_w$	3	m	* altura del entrepiso
# de pisos	20		
$f'_c$	280	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
$E$ acero	2.10E+06	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_y$ estribo	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
Área planta	200.07	m <sup>2</sup>	* área en planta del edificio
Área trib.	13.40	m <sup>2</sup>	* área tributaria aproximada del muro
$V$ max	54.61	Ton	* cortante máximo
$W_i$	0.925	Ton/m <sup>2</sup>	

Dir. Muro	y
ID <sup>o</sup> Muro	2
% Part. K	27%
Área. Muro	2500000

$L_a$	3.95 m
$L_p$	3.90 m
$L_{per}$	6.83 m

Piso	Cargas de diseño			Excentricidad
	Pu (Ton)	Ve (Ton)	Me (Ton.m)	e (m)
20	12	14.8	44.3	3.57
19	43	13.8	129.9	3.04
18	73	12.8	209.7	2.87
17	104	11.9	283.8	2.74
16	134	10.9	352.2	2.63
15	164	10.0	415.0	2.52
14	195	9.1	472.5	2.43
13	225	8.3	524.8	2.33
12	256	7.4	571.9	2.24
11	286	6.6	614.0	2.15
10	316	5.8	651.2	2.06
9	347	5.0	683.8	1.97
8	377	4.3	711.9	1.89
7	408	3.6	735.6	1.80
6	438	2.9	755.1	1.72
5	468	2.3	770.8	1.65
4	499	1.7	782.7	1.57
3	529	1.2	791.2	1.50
2	560	0.7	796.7	1.42
1	590	0.3	799.5	1.36
Base	620	---	800.3	1.29
	---	---	---	---

Tabla 55.- Cargas de diseño para muro 4

Espesor del muro			
bw calc.	9.99	cm	* espesor del muro calculado
bw diseño	50	cm	* espesor del muro de diseño
bw diseño	0.50	m	

Verificación de esbeltez		
Lw/bw	10	Comportamiento de Muro
hw/Lw	12.00	
hs/e muro	6.00	Cumple con criterio de esbeltez

Tabla 56.- Revisión de Condiciones de Muro 4

$\phi$ asumido =	0.90	
d1 =	26 cm	* distancia hacia el punto de concentración del acero a compresión
d2 =	474 cm	* distancia hacia el punto de concentración del acero a tensión
x =	-224 cm	* distancia del centroide del acero al CL del muro
x' =	224 cm	* distancia del centroide del acero al CL del muro

Nivel	$M_u/\phi$	$P_u/\phi$	$c$	$a$	$\epsilon_s(T)$	$f_{st}$	$\epsilon_s(C)$	$f_{cs}$	$C_c=K^*a$	$x_c=(h-a)/2$	$A_s=A_s'$	$P_u/\phi$ calc.
	(Ton*m)	(Ton)	(cm)	(cm)	-	kg/cm <sup>2</sup>	-	kg/cm <sup>2</sup>	kg	cm	cm <sup>2</sup>	Ton
20	49.22	13.78	3.82	3.25	-0.3690	-4200	-0.0177	-37076	38638	248	0.64	13.78
19	144.37	47.55	-6.05	-5.14	0.2378	-4200	0.0160	33679	-61214	253	3.53	47.55
18	233.01	81.33	-6.13	-5.21	0.2349	-4200	0.0159	33335	-61993	253	4.64	81.33
17	315.28	115.10	-5.85	-4.97	0.2458	-4200	0.0165	34614	-59193	252	5.35	115.11
16	391.29	148.88	-5.36	-4.55	0.2683	-4200	0.0177	37237	-54172	252	5.70	148.88
15	461.17	182.66	-4.71	-4.00	0.3046	-4200	0.0197	41470	-47653	252	5.69	182.66
14	525.05	216.43	-3.96	-3.37	0.3616	-4200	0.0229	48105	-40089	252	5.35	216.43
13	583.09	250.21	-3.14	-2.67	0.4550	-4200	0.0281	58997	-31804	251	4.69	250.21
12	635.42	283.99	-2.28	-1.94	0.6270	-4200	0.0376	79049	-23038	251	3.72	283.99
11	682.20	317.76	-1.38	-1.17	1.0313	-4200	0.0601	126189	-13979	251	2.46	317.76
10	723.59	351.54	-0.47	-0.40	3.0104	-4200	0.1700	356941	-4780	250	0.91	351.54
9	759.78	385.31	0.44	0.37	-3.2359	-4200	-0.1768	-371335	4438	250	-0.91	385.31
8	790.95	419.09	1.34	1.14	-1.0559	-4200	-0.0558	-117158	13575	249	-3.00	419.09
7	817.29	452.87	2.23	1.90	-0.6344	-4200	-0.0324	-68017	22551	249	-5.33	452.87
6	839.03	486.64	3.09	2.63	-0.4562	-4200	-0.0225	-47242	31301	249	-7.91	486.64
5	856.40	520.42	3.93	3.34	-0.3584	-4200	-0.0171	-35838	39773	248	-10.71	520.42
4	869.68	554.20	4.74	4.03	-0.2969	-4200	-0.0137	-28672	47923	248	-13.72	554.20
3	879.16	587.97	5.51	4.68	-0.2550	-4200	-0.0113	-23781	55714	248	-16.92	587.97
2	885.22	621.75	6.24	5.30	-0.2248	-4200	-0.0096	-20255	63112	247	-20.30	621.75
1	888.32	655.52	6.93	5.89	-0.2021	-4200	-0.0084	-17615	70078	247	-23.83	655.52
Base	889.20	689.30	7.57	6.43	-0.1848	-4200	-0.0074	-15595	76546	247	-27.47	689.30

Nivel	As requerida	db	# Varillas	As calc	Cumple
	(cm <sup>2</sup> )	(mm)		(cm <sup>2</sup> )	
20	3.53	18.0	21	53.44	OK
19	4.64	18.0	21	53.44	OK
18	5.35	18.0	21	53.44	OK
17	5.70	18.0	21	53.44	OK
16	5.69	18.0	21	53.44	OK
15	5.35	18.0	21	53.44	OK
14	4.69	18.0	21	53.44	OK
13	3.72	18.0	21	53.44	OK
12	2.46	18.0	21	53.44	OK
11	0.91	18.0	21	53.44	OK
10	-0.91	18.0	21	53.44	OK
9	-3.00	18.0	21	53.44	OK
8	-5.33	18.0	21	53.44	OK
7	-7.91	18.0	21	53.44	OK
6	-10.71	18.0	21	53.44	OK
5	-13.72	18.0	21	53.44	OK
4	-16.92	18.0	21	53.44	OK
3	-20.30	18.0	21	53.44	OK
2	-23.83	18.0	21	53.44	OK
1	-27.47	18.0	21	53.44	OK
	0.00			0.00	OK

Tabla 57.- Diseño a Flexión de Muro 4

## Proyección vertical de los elementos de borde

$M_u / 4 \cdot V_u =$	0.32 m	Controla	5.00 m
$L_w =$	5.00 m		
Colocar elementos de borde en los primeros 2 pisos			
$h =$	6 m	*altura confinada	

## Proyección horizontal de los elementos de borde

$c - L_w / 20 =$	-42.43 cm	Controla	3.78 cm
$c/2 =$	3.78 cm		
Ancho del elemento de borde 45 cm			

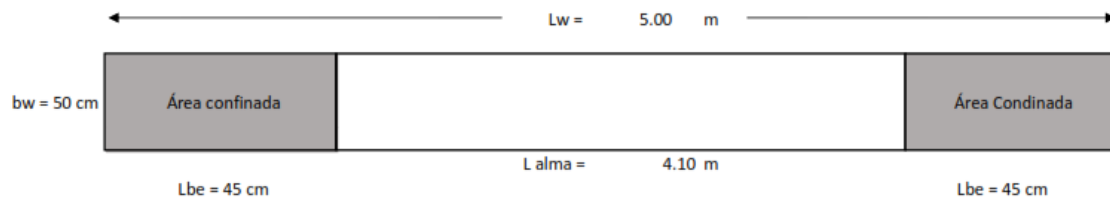


Tabla 58.- Dimensiones del elemento de borde

$r =$	4.7 cm	*recubrimiento	
$db =$	18 mm	*diámetro de varilla	*bc = ancho confinado
$dbe =$	10 mm	*diámetro del estribo	

$$\frac{A_{sh}}{S + bc} = 0.008$$

Separación máxima	
$S_{max} =$	10.00 cm
$S_{diseño} =$	10 cm

Número de ramas	
$bc =$	40.3 cm
$A_{sh} =$	3.02 cm <sup>2</sup>
$N^{\circ} \text{ ramas} =$	4 -

Tabla 59.- Estribos de confinamiento en el elemento de borde

$\rho_v =$	0.0025	*Cuantía de acero de refuerzo vertical asumida en el alma del muro
$\rho_h =$	0.0025	*Cuantía de acero de refuerzo horizontal asumida en el alma del muro
$\alpha C$	0.53	
$\phi_{corte} =$	0.75	

$$V_n = 19.37 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 60.- Cuantía de Refuerzo y Cortante en alma del muro



Propiedades del Material		
criterio	Valor	Unidades
$f'_c$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f^*c$	280	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f''c$	238	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\beta_1$	0.85	-
$\phi$	0.9	-
$f_y$	4200	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$E_s$	2.10E+06	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\epsilon_s$	0.002	
$\epsilon_{cu}$	0.003	
Geometría		
$h_y$	500	[cm]
$b_x$	50	[cm]
$r_{libre}$	5	[cm]
$r_{efectivo}$	7.1	
$d'$	26.3	[cm]
$d$	473.7	[cm]
$H$	300	[cm]
$A_g$	25000	[cm <sup>2</sup> ]
Cantidad de Acero Propuesta		
criterio	Valor	Unidades
$A_{smin}$	62.5	[cm <sup>2</sup> ]
$A_{smax}$	1500	[cm <sup>2</sup> ]
$A_{sprom}$	750	[cm <sup>2</sup> ]
Acero Longitudinal que Satisfaga $A_{sprom}$		
# varillas x cab	3	-
l	6.4	cm
# varillas y cab	7	-
$n_{vanos}$	6	-
# varillas cab	21	-
$db_{cab}$	18	[mm]
$A_{varilla}$	2.54	[cm <sup>2</sup> ]
# varillas x alm	2	-
# varillas y alm	23	-
# varillas alm	46	-
$db$	12	[mm]
$A_{varilla}$	1.13	[cm <sup>2</sup> ]
$L$	45.50	cm
$A_{real}$	106.88	[cm <sup>2</sup> ]
Variables		
$\rho_{real}$	0.0043	-
$q_{real}$	0.08	-

Tabla 61.- Datos de Geometría y especificaciones Mecánicas del Muro 4

Cargas								
Carga Axial			M dirección x			M dirección y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
PD	637.516	[Tonf]	MD	77.228	[Tonf*cm]	MD	7128.863	[Tonf*cm]
PL	83.1771	[Tonf]	ML	28.12	[Tonf*cm]	ML	2536.504	[Tonf*cm]
PSx	0	[Tonf]	MSx	1327.423	[Tonf*cm]	MSx	1212.178	[Tonf*cm]
PSy	0.0001	[Tonf]	MSy	35.157	[Tonf*cm]	MSy	194751.023	[Tonf*cm]

Combinación 1			Combinación 2		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	892.5224	[Tonf]	Pu	898.10256	[Tonf]
Mux	108.1192	[Tonf*cm]	Mux	137.6656	[Tonf*cm]
Muy	9980.4082	[Tonf*cm]	Muy	12613.042	[Tonf*cm]
Combinación 5+ x			Combinación 5+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	848.1963	[Tonf]	Pu	848.1964	[Tonf]
Mux	1448.2166	[Tonf*cm]	Mux	155.9506	[Tonf*cm]
Muy	12303.3176	[Tonf*cm]	Muy	205842.16	[Tonf*cm]
Combinación 5- x			Combinación 5- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	848.1963	[Tonf]	Pu	848.1962	[Tonf]
Mux	1391.9766	[Tonf*cm]	Mux	85.6366	[Tonf*cm]
Muy	9878.9616	[Tonf*cm]	Muy	200769.15	[Tonf*cm]
Combinación 7+ x			Combinación 7+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	573.7644	[Tonf]	Pu	573.7645	[Tonf]
Mux	1396.9282	[Tonf*cm]	Mux	104.6622	[Tonf*cm]
Muy	7628.1547	[Tonf*cm]	Muy	201167	[Tonf*cm]
Combinación 7- x			Combinación 7- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	573.7644	[Tonf]	Pu	573.7643	[Tonf]
Mux	1396.9282	[Tonf*cm]	Mux	34.3482	[Tonf*cm]
Muy	5203.7987	[Tonf*cm]	Muy	201167	[Tonf*cm]

Tabla 62.- Cargas producto de las combinaciones de carga

### Diagrama de Iteración Momento vs Carga Axial

Punto 1					
Pn	7418957.77	[kg]			
Pn	7418.96	[Ton]	$\varphi Pn$	4822.3226	[Ton]
Mn	0	[Ton*cm]	$\varphi Mn$	0	[Ton*cm]

Tabla 63.- Coordenadas de Carga Axial Pura

Datos		
<b>c</b>	284.22	[cm]
<b>a</b>	241.59	[cm]
<b>Cc</b>	3382.218	[Ton]
<b>ab</b>	241.59	[cm]

Acero								
# Capas	# Varillas	As [cm2]	d [cm]	$\epsilon$	fs [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fs [Ton]	Palanca [cm]	M [Ton*cm]
1	3	7.63	7.1	-0.002925	-4200.00	-34.2006	242.9	-8307.33
2	3	7.63	13.5	-0.002858	-4200.00	-34.20	236.5	-8088.45
3	3	7.63	19.9	-0.00279	-4200.00	-34.20	230.1	-7869.57
4	3	7.63	26.3	-0.002722	-4200.00	-34.20	223.7	-7650.68
5	3	7.63	32.7	-0.002655	-4200.00	-34.20	217.3	-7431.80
6	3	7.63407015	39.1	-0.002587	-4200.00	-34.20	210.9	-7212.91
7	3	7.63407015	45.5	-0.00252	-4200.00	-34.20	204.5	-6994.03

Hormigón		
Cc [Ton]	Palanca [cm]	M [Ton*cm]
3382.22	129.21	437004.55

Punto 2					
<b>Pn</b>	3142.81	[Ton]	$\varphi Pn$	2042.8288	[Ton]
<b>Mn</b>	383449.78	[Ton*cm]	$\varphi Mn$	249242.35	[Ton*cm]

Tabla 64.- Coordenadas de falla balanceada

Punto 3					
<b>Pn</b>	0	[Ton]	$\varphi Pn$	0	[Ton]
<b>Mn</b>	25660303.04	[Ton*cm]	$\varphi Mn$	23094273	[Ton*cm]

Tabla 65.- Coordenadas en caso de Momento Puro

Punto 4					
<b>Pn</b>	-448.88	[Ton]	$\varphi Pn$	-403.995	[Ton]
<b>Mn</b>	0	[Ton*cm]	$\varphi Mn$	0	[Ton*cm]

Tabla 66.- Coordenadas en caso de tensión pura

<b>Incremento</b>	<b>0.4</b>	<b>Max. Ptos int</b>	<b>11</b>					
<b>Nro ptos Intermedios</b>	1250	<b>hy</b>	500.00					
<b>Ptos. Intermedios usados</b>	11	<b>Incremento U</b>	45.45					
<b>C</b>	<b>Pn</b>	<b>Mn</b>	<b>Phi</b>	<b>Phi Pn</b>	<b>Phi Mn</b>		<b>Pr</b>	<b>Mr</b>
	-448.88	0		-403.995	0			
45.455	398.618	91851.510	0.650	259.102	59703.482	0.000	382.587	88008.748
90.909	856.376	178003.472	0.650	556.644	115702.257	0.001	824.313	170523.152
136.364	1383.339	258085.902	0.650	899.170	167755.836	0.002	1335.244	247173.228
181.818	1924.232	320164.235	0.671	1290.719	214756.831	0.002	1868.122	307612.335
227.273	2465.141	361347.086	0.683	1684.390	246902.442	0.002	2409.031	348795.186
272.727	3006.050	381631.177	0.692	2079.059	263945.663	0.002	2949.940	369079.277
318.182	3546.959	381016.508	0.698	2474.300	265790.766	0.003	3490.849	368464.608
363.636	4087.868	359503.078	0.702	2869.896	252389.885	0.003	4031.758	346951.178
409.091	4628.777	317090.888	0.706	3265.731	223716.430	0.003	4572.667	304538.988
454.545	5169.686	253779.938	0.708	3661.732	179754.445	0.003	5113.576	241228.038
500	5710.59556	169570.227	0.7105833	4057.854	120493.78	0.002727	5654.485145	157018.33

Tabla 67.- Calculo de puntos intermedios del diagrama de iteración

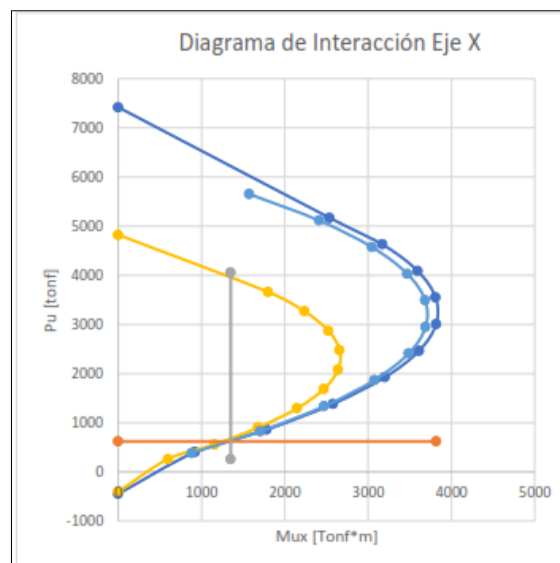


Figura 44.- Diagrama de iteración Momento vs Carga Axial

$P_u =$	620.37 Ton
$M_u =$	1350 Ton*m

\* Hallar de la gráfica del diagrama de interacción

$1.25 M =$	1688 Ton*m
------------	------------

$V_u =$	126.6 Ton
$V_u/\phi =$	168.8 Ton

$v_u/\phi =$	6.75 kg/cm <sup>2</sup>
$v_n \text{ muro}$	19.37 kg/cm <sup>2</sup>
$v_c =$	8.87 kg/cm <sup>2</sup>

Si  $v_u/\phi < v_n$  y  $v_u/\phi > v_c$  cumple

SI CUMPLE LA CUANTÍA

Acero vertical	
$s \text{ vert. max} =$	45 cm
$s \text{ vert. Dise.} =$	15 cm
$As \text{ vert.} =$	51.25 cm <sup>2</sup>
$d \text{ varilla} =$	12 mm
$\# \text{ varillas} =$	46 -
$As \text{ vert. Calc} =$	52.02 cm <sup>2</sup>
331.2 cm	≤ 410 cm
SI CUMPLE	

\* separación máxima

\* separación de diseño

\* Área de acero requerida

\* Diámetro de varilla

\* Número de varillas

\* Área de acero calculada

\* Distancias en las que se puede colocar las varillas

Acero Horizontal	
$s \text{ hori. max} =$	45 cm
$s \text{ hori. Dise.} =$	10 cm
$As \text{ h} =$	37.50 cm <sup>2</sup>
$d \text{ varilla} =$	10 mm
$\# \text{ varillas} =$	58 -
$As \text{ vert. Calc} =$	45.55 cm <sup>2</sup>
281 cm	≤ 290,6 cm
SI CUMPLE	

\* separación máxima

\* separación de diseño

\* Área de acero requerida

\* Diámetro de varilla

\* Número de varillas

\* Área de acero calculada

\* Distancias en las que se puede colocar las varillas

Tabla 68.- Revisiones de cumplimiento de la sección de muro

**7.2 Resultados de diseño**

**7.2.1 Diseño Lineal**

**7.2.1.1 Cortante Basal de la Edificación**

R:	5.00
Z:	0.40
I:	1.00
g:	981
ΦEx :	1.00
ΦEy :	1.00
ΦP :	1.00
η :	2.48
r :	1.00
Fa :	1.20
Fd :	1.11
Fs :	1.11
To :	0.103
Tc :	0.565

Tabla 69.- Valores usados para el cortante basal

Usando el Periodo de la Edificación T= 3.697, se tiene el siguiente valor de Cortante Basal:

$V = \frac{I * S_a}{R * \phi P * \phi E} * W$	Vx=	0.04	t
	Vy=	0.04	t
Fuerza Adicional			
	Ft = 0.07*T*V		
	Ft =	0.00	t
	V = V-Ft		
	<b>Vx =</b>	<b>0.0364</b>	<b>t</b>
	<b>Vy =</b>	<b>0.0364</b>	<b>t</b>

Tabla 70.- Coeficiente de Cortante Basal

V.estatico	170.07	T
V.dinamico	303.08	T

0.85*V.est	144.56	T
CUMPLE		

Corrección		
F	1.000000	
Fusar	1.00	
factor normal	9.81	m/s <sup>2</sup>
factor a remplazar.	9.82	

Tabla 71.- Relación entre Valor estático y dinámico (corte en base)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	3.697	0.000005426	0.571	0.000005426	0.571	0.00003014	0.00003014
Modal	2	2.499	0.5674	0.000005293	0.5674	0.571	0.0025	0.0026
Modal	3	2.024	0.0027	0.00002821	0.5701	0.5711	0.4245	0.427
Modal	4	0.555	0.000001939	0.1676	0.5701	0.7386	0.000008236	0.4271
Modal	5	0.383	0.1433	0.000004272	0.7134	0.7386	0.0163	0.4434
Modal	6	0.365	0.0229	0.000008319	0.7363	0.7386	0.0984	0.5417
Modal	7	0.206	0.000001089	0.0646	0.7363	0.8032	0	0.5417
Modal	8	0.145	0.0546	0	0.791	0.8032	0.005	0.5467
Modal	9	0.139	0.0063	0	0.7973	0.8032	0.041	0.5877
Modal	10	0.118	0	0.0381	0.7973	0.8414	0.00001571	0.5877
Modal	11	0.084	0.0009	0.0214	0.7982	0.8627	0.0001	0.5878
Modal	12	0.084	0.0325	0.0005	0.8307	0.8633	0.00000296	0.5878

Tabla 72.- Participación modal de masa

TABLE: Story Max Over Avg Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift m	Avg Drift m	Ratio
Story23	Sx-E	LinStatic	X	0.008125	0.008016	1.014
Story22	Sx-E	LinStatic	X	0.008142	0.008027	1.014
Story21	Sx-E	LinStatic	X	0.008139	0.008022	1.015
Story20	Sx-E	LinStatic	X	0.008116	0.007999	1.015
Story19	Sx-E	LinStatic	X	0.008072	0.007955	1.015
Story18	Sx-E	LinStatic	X	0.008004	0.007887	1.015
Story17	Sx-E	LinStatic	X	0.007907	0.007791	1.015
Story16	Sx-E	LinStatic	X	0.007778	0.007663	1.015
Story15	Sx-E	LinStatic	X	0.007614	0.007501	1.015
Story14	Sx-E	LinStatic	X	0.007414	0.007303	1.015
Story13	Sx-E	LinStatic	X	0.007176	0.007068	1.015
Story12	Sx-E	LinStatic	X	0.006897	0.006792	1.015
Story11	Sx-E	LinStatic	X	0.006577	0.006476	1.016
Story10	Sx-E	LinStatic	X	0.006215	0.006119	1.016
Story9	Sx-E	LinStatic	X	0.00581	0.005719	1.016
Story8	Sx-E	LinStatic	X	0.00536	0.005277	1.016
Story7	Sx-E	LinStatic	X	0.004868	0.004791	1.016
Story6	Sx-E	LinStatic	X	0.004337	0.004266	1.017
Story5	Sx-E	LinStatic	X	0.003723	0.003599	1.034

Story4	Sx-E	LinStatic	X	0.002939	0.002694	1.091
Story3	Sx-E	LinStatic	X	0.001203	0.000559	2.15
Story1	Sx-E	LinStatic	X	0.000227	0.000138	1.65

Tabla 73.- Máximas desviaciones promedio de piso, X

TABLE: Story Max Over Avg Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio
				m	m	
Story23	Sy-E	LinStatic	Y	0.017713	0.017637	1.004
Story22	Sy-E	LinStatic	Y	0.017709	0.017633	1.004
Story21	Sy-E	LinStatic	Y	0.017683	0.017607	1.004
Story20	Sy-E	LinStatic	Y	0.017623	0.017546	1.004
Story19	Sy-E	LinStatic	Y	0.01752	0.017441	1.004
Story18	Sy-E	LinStatic	Y	0.017363	0.017284	1.005
Story17	Sy-E	LinStatic	Y	0.017145	0.017064	1.005
Story16	Sy-E	LinStatic	Y	0.01686	0.016777	1.005
Story15	Sy-E	LinStatic	Y	0.0165	0.016415	1.005
Story14	Sy-E	LinStatic	Y	0.016062	0.015974	1.005
Story13	Sy-E	LinStatic	Y	0.01554	0.01545	1.006
Story12	Sy-E	LinStatic	Y	0.014933	0.01484	1.006
Story11	Sy-E	LinStatic	Y	0.014237	0.014141	1.007
Story10	Sy-E	LinStatic	Y	0.013452	0.013352	1.007
Story9	Sy-E	LinStatic	Y	0.012575	0.012472	1.008
Story8	Sy-E	LinStatic	Y	0.011607	0.0115	1.009
Story7	Sy-E	LinStatic	Y	0.010552	0.010439	1.011
Story6	Sy-E	LinStatic	Y	0.009393	0.00927	1.013
Story5	Sy-E	LinStatic	Y	0.007783	0.007644	1.018
Story4	Sy-E	LinStatic	Y	0.005871	0.005546	1.059
Story3	Sy-E	LinStatic	Y	0.003089	0.001545	2
Story1	Sy-E	LinStatic	Y	0.0011	0.000617	1.784

Tabla 74.- Máximas desviaciones promedio de piso, Y

<b>H. sobre N.S.=</b>	60	m
<b>H. Subsuelos=</b>	6	m
<b>R=</b>	5	
<b><math>\varphi</math>=</b>	0.75	

	<b>Elastico</b>	<b>Plastico</b>
<b>Deriva Sa dis. X</b>	0.0027	0.010
<b>Deriva Sa dis. Y</b>	0.0040	0.015
<b>Deriva Estat. X</b>	0.0027	0.010
<b>Deriva Estat. Y</b>	0.0059	0.022

Tabla 75.- Deriva Total de la Edificación (ETABS 20)



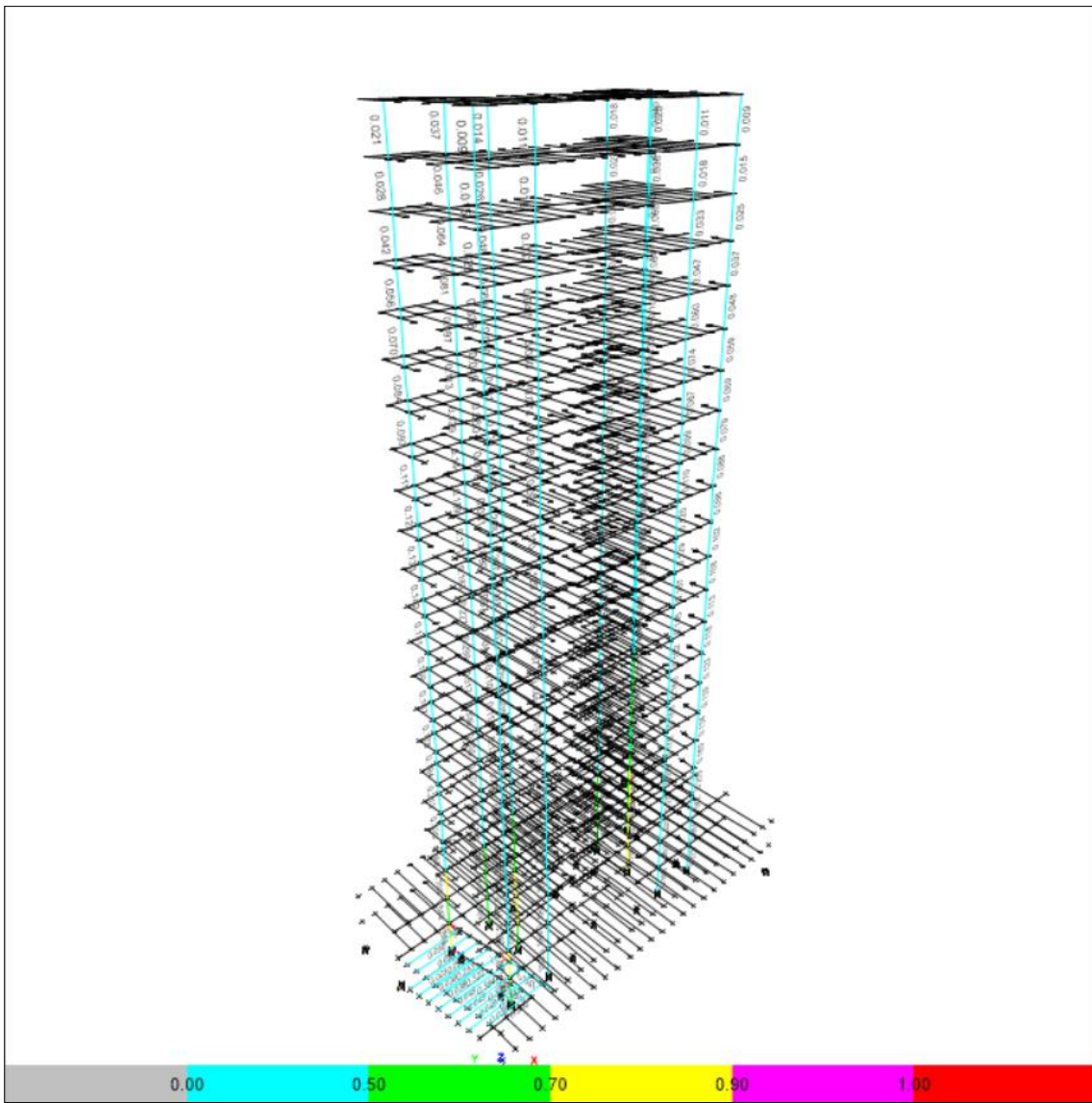


Figura 45.- Cumplimiento de Ratios en columnas (Steel Frame Design)

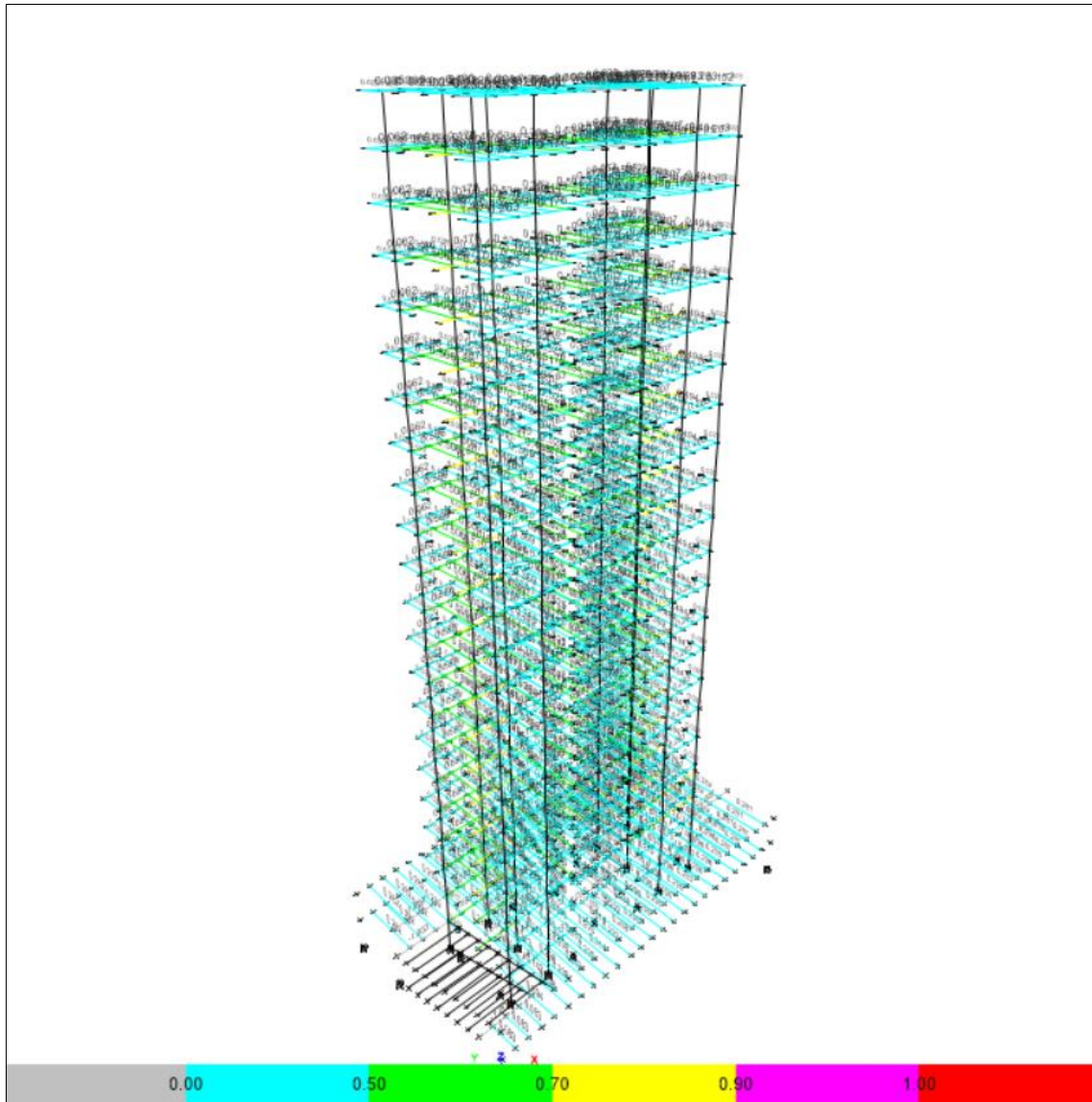


Figura 46.- Cumplimiento de Ratios en Vigas compuestas (Composite Beam Design)

TABLE: Story Forces								
Story	h piso	h subt.	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX
	m	m					tonf	tonf
Story23	3	66	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	36.1238
Story22	3	63	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-36.1238
Story22	3	63	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	85.7252
Story21	3	60	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-85.7252
Story21	3	60	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	120.8281
Story20	3	57	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-120.828
Story20	3	57	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	143.1714
Story19	3	54	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-143.171
Story19	3	54	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	155.5933
Story18	3	51	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-155.593
Story18	3	51	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	161.2908
Story17	3	48	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-161.291
Story17	3	48	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	163.1231
Story16	3	45	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-163.123
Story16	3	45	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	163.2908
Story15	3	42	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-163.291
Story15	3	42	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	163.557
Story14	3	39	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-163.557
Story14	3	39	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	165.6762
Story13	3	36	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-165.676
Story13	3	36	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	171.3927
Story12	3	33	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-171.393
Story12	3	33	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	181.8018
Story11	3	30	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-181.802
Story11	3	30	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	196.7452
Story10	3	27	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-196.745
Story10	3	27	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	215.0055
Story9	3	24	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-215.006
Story9	3	24	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	235.0813
Story8	3	21	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-235.081
Story8	3	21	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	255.7545
Story7	3	18	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-255.755
Story7	3	18	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	276.0882
Story6	3	15	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-276.088
Story6	3	15	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	295.0816
Story5	3	12	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-295.082
Story5	3	12	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	311.3389
Story4	3	9	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-311.339
Story4	3	9	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	322.6258
Story3	3	6	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-322.626
Story3	3	6	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	329.3181
Story1	3	3	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-329.318
Story1	3	3	Sx-diseno	Combinati	Max	Top	0	331.6243
Base	0	0	Sx-diseno	Combinati	Min	Top	0	-331.624
Base	0	0						0

Tabla 76.- Fuerzas de corte en cada piso (dinámico X)

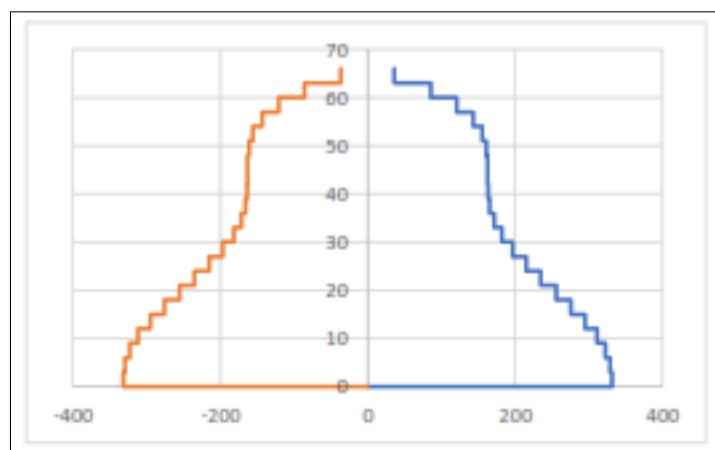


Figura 47.- Interpretación de corte por piso

TABLE: Story Forces								
Story	h piso	h subt.	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VY
	m	m					tonf	tonf
Story23	3	66	Sx-E	LinStatic		Top	0	-15.5635
Story22	3	63	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-15.5635
Story22	3	63	Sx-E	LinStatic		Top	0	-40.5164
Story21	3	60	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-40.5164
Story21	3	60	Sx-E	LinStatic		Top	0	-62.7737
Story20	3	57	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-62.7737
Story20	3	57	Sx-E	LinStatic		Top	0	-82.4896
Story19	3	54	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-82.4896
Story19	3	54	Sx-E	LinStatic		Top	0	-99.8179
Story18	3	51	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-99.8179
Story18	3	51	Sx-E	LinStatic		Top	0	-114.913
Story17	3	48	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-114.913
Story17	3	48	Sx-E	LinStatic		Top	0	-127.928
Story16	3	45	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-127.928
Story16	3	45	Sx-E	LinStatic		Top	0	-139.019
Story15	3	42	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-139.019
Story15	3	42	Sx-E	LinStatic		Top	0	-148.337
Story14	3	39	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-148.337
Story14	3	39	Sx-E	LinStatic		Top	0	-156.039
Story13	3	36	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-156.039
Story13	3	36	Sx-E	LinStatic		Top	0	-162.277
Story12	3	33	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-162.277
Story12	3	33	Sx-E	LinStatic		Top	0	-167.206
Story11	3	30	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-167.206
Story11	3	30	Sx-E	LinStatic		Top	0	-170.98
Story10	3	27	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-170.98
Story10	3	27	Sx-E	LinStatic		Top	0	-173.752
Story9	3	24	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-173.752
Story9	3	24	Sx-E	LinStatic		Top	0	-175.678
Story8	3	21	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-175.678
Story8	3	21	Sx-E	LinStatic		Top	0	-176.91
Story7	3	18	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-176.91
Story7	3	18	Sx-E	LinStatic		Top	0	-177.603
Story6	3	15	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-177.603
Story6	3	15	Sx-E	LinStatic		Top	0	-177.911
Story5	3	12	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-177.911
Story5	3	12	Sx-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Story4	3	9	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Story4	3	9	Sx-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Story3	3	6	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Story3	3	6	Sx-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Story1	3	3	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Story1	3	3	Sx-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Base	0	0	Sx-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Base	0	0						

Tabla 77.- Fuerzas de corte en cada piso (estático X)

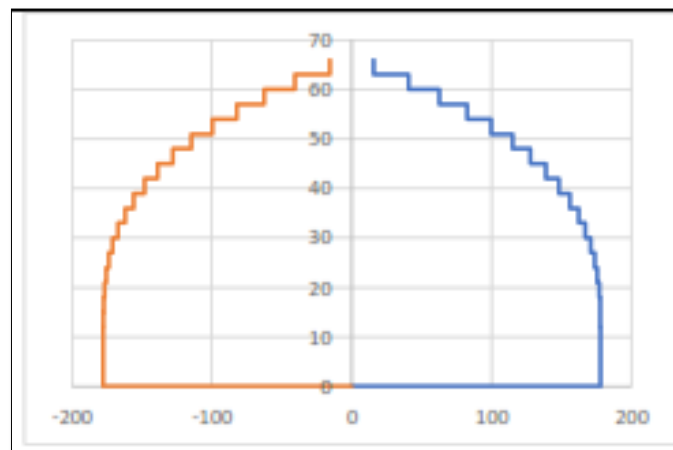


Figura 48.- Interpretación de corte por piso

TABLE: Story Forces								
Story	h piso	h subt.	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VY
	m	m					tonf	tonf
Story23	3	66	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	37.5928
Story22	3	63	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-37.5928
Story22	3	63	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	86.7782
Story21	3	60	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-86.7782
Story21	3	60	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	119.1592
Story20	3	57	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-119.159
Story20	3	57	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	137.5888
Story19	3	54	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-137.589
Story19	3	54	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	145.7824
Story18	3	51	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-145.782
Story18	3	51	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	146.9491
Story17	3	48	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-146.949
Story17	3	48	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	143.3147
Story16	3	45	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-143.315
Story16	3	45	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	136.7829
Story15	3	42	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-136.783
Story15	3	42	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	129.8937
Story14	3	39	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-129.894
Story14	3	39	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	125.9257
Story13	3	36	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-125.926
Story13	3	36	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	127.8041
Story12	3	33	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-127.804
Story12	3	33	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	136.8216
Story11	3	30	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-136.822
Story11	3	30	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	152.472
Story10	3	27	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-152.472
Story10	3	27	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	173.0995
Story9	3	24	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-173.1
Story9	3	24	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	196.4824
Story8	3	21	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-196.482
Story8	3	21	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	220.4022
Story7	3	18	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-220.402
Story7	3	18	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	243.2323
Story6	3	15	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-243.232
Story6	3	15	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	264.0742
Story5	3	12	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-264.074
Story5	3	12	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	282.1944
Story4	3	9	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-282.194
Story4	3	9	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	295.9757
Story3	3	6	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-295.976
Story3	3	6	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	307.5232
Story1	3	3	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-307.523
Story1	3	3	Sy-diseno	Combinati	Max	Top	0	311.9662
Base	0	0	Sy-diseno	Combinati	Min	Top	0	-311.966
Base	0	0						0

Tabla 78.- Fuerzas de corte en cada piso (dinámico Y)

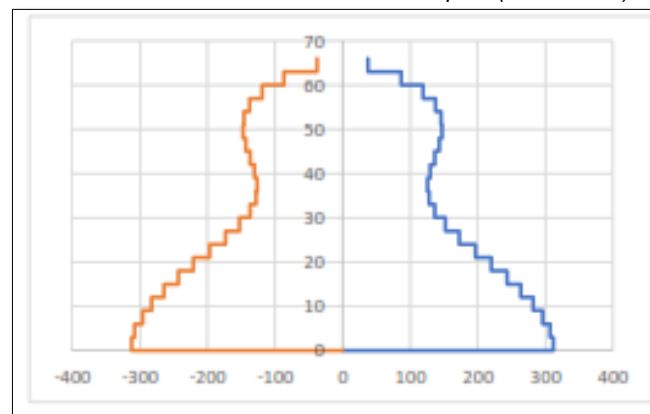


Figura 49.- Interpretación de corte por piso

TABLE: Story Forces								
Story	h piso	h subt.	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VY
	m	m					tonf	tonf
Story23	3	66	Sy-E	LinStatic		Top	0	-15.5635
Story22	3	63	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-15.5635
Story22	3	63	Sy-E	LinStatic		Top	0	-40.5164
Story21	3	60	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-40.5164
Story21	3	60	Sy-E	LinStatic		Top	0	-62.7737
Story20	3	57	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-62.7737
Story20	3	57	Sy-E	LinStatic		Top	0	-82.4895
Story19	3	54	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-82.4895
Story19	3	54	Sy-E	LinStatic		Top	0	-99.8179
Story18	3	51	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-99.8179
Story18	3	51	Sy-E	LinStatic		Top	0	-114.913
Story17	3	48	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-114.913
Story17	3	48	Sy-E	LinStatic		Top	0	-127.928
Story16	3	45	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-127.928
Story16	3	45	Sy-E	LinStatic		Top	0	-139.019
Story15	3	42	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-139.019
Story15	3	42	Sy-E	LinStatic		Top	0	-148.337
Story14	3	39	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-148.337
Story14	3	39	Sy-E	LinStatic		Top	0	-156.039
Story13	3	36	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-156.039
Story13	3	36	Sy-E	LinStatic		Top	0	-162.277
Story12	3	33	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-162.277
Story12	3	33	Sy-E	LinStatic		Top	0	-167.206
Story11	3	30	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-167.206
Story11	3	30	Sy-E	LinStatic		Top	0	-170.98
Story10	3	27	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-170.98
Story10	3	27	Sy-E	LinStatic		Top	0	-173.752
Story9	3	24	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-173.752
Story9	3	24	Sy-E	LinStatic		Top	0	-175.678
Story8	3	21	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-175.678
Story8	3	21	Sy-E	LinStatic		Top	0	-176.91
Story7	3	18	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-176.91
Story7	3	18	Sy-E	LinStatic		Top	0	-177.603
Story6	3	15	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-177.603
Story6	3	15	Sy-E	LinStatic		Top	0	-177.911
Story5	3	12	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-177.911
Story5	3	12	Sy-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Story4	3	9	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Story4	3	9	Sy-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Story3	3	6	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Story3	3	6	Sy-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Story1	3	3	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Story1	3	3	Sy-E	LinStatic		Top	0	-177.988
Base	0	0	Sy-E	LinStatic		Bottom	0	-177.988
Base	0	0						

Tabla 79.- Fuerzas de corte en cada piso (estático Y)

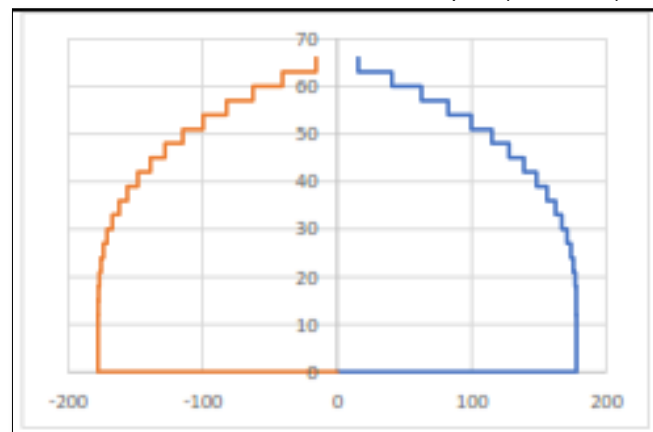


Figura 50.- Interpretación de corte por piso  
Resultados obtenidos en Muros

### 7.2.1.2 Muro 1 y 2

Diagrama de Iteración Momento vs Carga Axial (Resultados ETABS)

Diagrama 0° (PM3)				Diagrama 180° (PM3)			
Point	P (tonf)	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P (tonf)	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	8387.651	0	0	1	8387.651	0	0
2	8387.651	0	4310.02	2	8387.651	0	-4310.02
3	8179.595	0	7188.907	3	8179.595	0	-7188.91
4	7115.681	0	9325.951	4	7115.681	0	-9325.95
5	6021.815	0	10735.95	5	6021.815	0	-10736
6	4879.598	0	11458.92	6	4879.598	0	-11458.9
7	3784.765	0	11218.08	7	3784.765	0	-11218.1
8	2712.402	0	10008.22	8	2712.402	0	-10008.2
9	1628.311	0	7882.707	9	1628.311	0	-7882.71
10	498.1736	0	4728.726	10	498.1736	0	-4728.73
11	-823.533	0	0	11	-823.533	0	0

Tabla 80.- Coordenadas del Diagrama Momento vs Carga Axial

Coord. Punto				Coord. Curva			
X	4024.952	Y	813.4955	X1	4728.726	Y1	498.1736 inf
X2	7882.707	Y2	1628.311 sup	X2	7882.707	Y2	1628.311 sup
Xd1	2273.983			Xd2	3153.981		
Yd1	814.8153			Yd2	1130.137		
XΩ	5608.724						
YΩ	813.4955						
Ω	1.393489						

Tabla 81.- Coordenadas del efecto más crítico sobre el muro

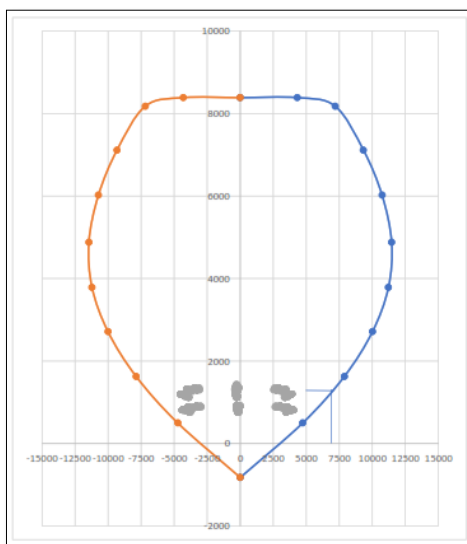


Figura 51.- Diagrama Momento vs Carga Axial Muros 1 y 2

DISEÑO A CORTE		
$f_c$	28	Mpa
$f_y$	420	MPa

MURO EN Y		
$V_u$	220.3895	tonf
$V_u$	5421100.97	N
$\phi$	0.75	
$h_w$	60	m
$l_w$	8	m
$b_w$	0.5	m
$h_w/l_w$	7.5	
$A_{cv}$	4000000	mm <sup>2</sup>
$\alpha_c$	0.17	
$V_n$	7228134.63	N
COMPROBACION - $\phi V_n$ max		
	1189.577143	
	OK	

$\rho_{t\text{ cal}}$	8642.64963	
$\rho_{t\text{ cal}}$	0.22%	
$\rho_{t\text{ min}}$	0.25%	
$\rho_t$	0.25%	
$A_v/s$	12.5	cm <sup>2</sup> /m
$A_v/s \text{ x malla}$	6.25	cm <sup>2</sup> /m

$S_{max}$	25	cm
-----------	----	----

$\rho_{l\text{ min}}$	0.0025
-----------------------	--------

Tabla 82.- Capacidad del Muro a corte y cuantía de refuerzo

$l_w Y$	8	m
$du/h_w$	0.84%	

$C_c$ (Normal)	1.20	m
----------------	------	---

$C_{lim} Y$	1.06	m
-------------	------	---

$P$	-1430.7612	tonf
-----	------------	------

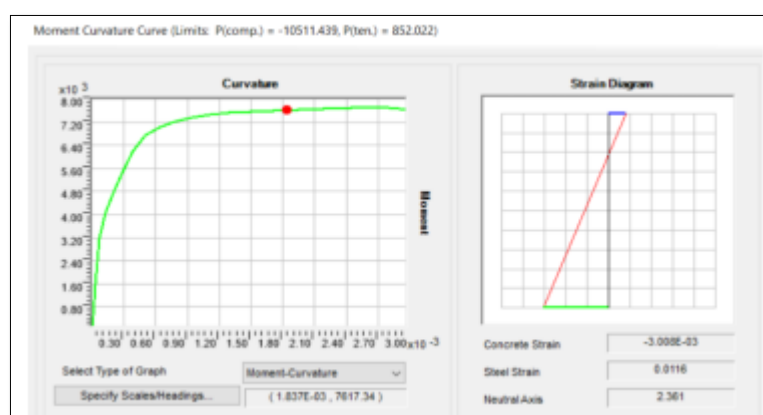


Figura 52.- Diagrama Momento vs Curvatura (SAP2000)



Profundidad eje neutro		
ec	0.003	
es	0.0116	
c	1.64383562	m
Comprobacion		
REQUIERE CONFINAMIENTO		
Largo de Confinamiento		
N.E.C. - ACI 318		
Cc	0.84	m
Cc	1.06	m
DS60		
Cc	0.59	m

Tabla 83.- Profundidad del eje neutro para elementos confinados

Av/s	0.006	
Direccion Tr.	63.50	cm <sup>2</sup> /m
N° ramas	9	
Av/s Tr.	7.05535966	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Av/s Tr. Usua	11.31	
Direccion Tr. Usua	101.79	cm <sup>2</sup> /m
Direccion L.		
Direccion L.	30.00	cm <sup>2</sup> /m
N° ramas	3	
Av/s L.	10	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Av/s L. Usua	11.31	
Direccion L. Usua	33.93	cm <sup>2</sup> /m
<b>1E φ12 @10 +7T φ12 @10+1T φ12 @10</b>		
Separacion Horizontal		
Sh Tr. Y	0.13	m
Espesor muro - recubrimiento	0.40	m
Sh Tr. Y	0.20	m
Comprobacion		
OK		
Separacion Vertical		
db menor	16.00	mm
So max	9.6	cm
So	10	cm
Comprobacion		
CAMBIAR db mayor o REDUCIR So		

Tabla 84.- Armado y distribución de elementos de confinamiento

<b>Ns</b>	20	pisos
<b>hl</b>	3	m
<b><math>\varphi</math></b>	0.75	
<b>hwcs</b>	60	m
<b>ns</b>	17	pisos

<b>Ns</b>	20	pisos
<b><math>\omega v</math></b>	1.80	

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño  $V_e$  se debe calcular por medio de

$$V_e = \Omega_e \omega V_n \leq 3V_n \quad (18.10.3)$$

Amplificación M33 - Y		
$\Omega$	1.39348859	
$\Omega \omega v$	2.50827946	
$\phi V_n \text{ max}$	1189.57714	tonf
<b>Ve</b>	<b>552.798455</b>	<b>tonf</b>
COMPROBACION		
OK		

Vn req.	737.064607	tonf
pt req.	0.0022	
Av/s	11.23	cm <sup>2</sup> /m
<b>Av/s X malla</b>	<b>5.61</b>	<b>cm<sup>2</sup>/m</b>

1  $\phi$  12@ 10cm

Tabla 85.- Amplificación dinámica y Acero a Corte

### 7.2.1.3 Muro 3 y 5

Diagrama de Iteración Momento vs Carga Axial (Resultados ETABS)

Diagrama 0° (PM3)				Diagrama 180° (PM3)			
Point	P (tonf)	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P (tonf)	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	6919.558	0	0	1	6919.558	0	0
2	6919.558	0	2679.667	2	6919.558	0	-2679.67
3	6599.928	0	4246.973	3	6599.928	0	-4246.97
4	5713.392	0	5460.992	4	5713.392	0	-5460.99
5	4784.445	0	6348.301	5	4784.445	0	-6348.3
6	3788.42	0	6956.659	6	3788.42	0	-6956.66
7	2925.192	0	6869.939	7	2925.192	0	-6869.94
8	2102.779	0	6257.74	8	2102.779	0	-6257.74
9	1268.056	0	5183.692	9	1268.056	0	-5183.69
10	346.1016	0	3480.3	10	346.1016	0	-3480.3
11	-1142.17	0	0	11	-1142.17	0	0

Tabla 86.- Coordenadas del Diagrama Momento vs Carga Axial

Coord. Punto				Coord. Curva			
X	3158.014	Y	731.6817	X1	3480.3	Y1	346.1016 inf
X2	5183.692	Y2	1268.056 sup	X2	5183.692	Y2	1268.056 sup
Xd1	990.9987			Xd2	1703.392		
Yd1	536.3743			Yd2	921.9544		
XΩ	4192.693						
YΩ	731.6817						
Ω	1.327636						

Tabla 87.- Coordenadas del efecto más crítico sobre el muro

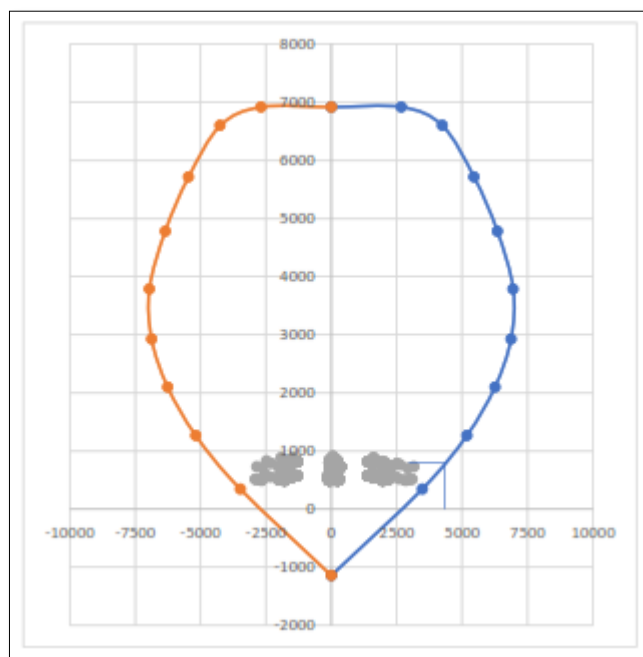


Figura 53.- Diagrama Momento vs Carga Axial Muros 1 y 2

DISEÑO A CORTE		
$f_c$	28	Mpa
$f_y$	420	MPa

MURO EN Y		
$V_u$	237.4666	tonf
$V_u$	5565123.33	N
$\phi$	0.75	
$h_w$	60	m
$l_w$	5.2	m
$b_w$	0.6	m
$h_w/l_w$	11.5384615	
$A_{cv}$	3120000	mm <sup>2</sup>
$\alpha_c$	0.17	
$V_n$	7420164.44	N
COMPROBACION - $\phi V_n$ max		
	927.8701713	
	OK	

$\rho_{t\ cal}$	10984.6463	
$\rho_{t\ cal}$	0.35%	
$\rho_{t\ min}$	0.25%	
$\rho_t$	0.35%	
$A_{v/s}$	21.1243198	cm <sup>2</sup> /m
$A_{v/s\ x\ malla}$	10.5621599	cm <sup>2</sup> /m

$S_{max}$	25	cm
-----------	----	----

$\rho_{l\ min}$	-0.00211287	
-----------------	-------------	--

Tabla 88.- Capacidad del Muro a corte y cuantía de refuerzo

$l_w Y$	5.2	m
$du/h_w$	1.21%	

$C_c$ (Normal)	0.78	m
----------------	------	---

Clim Y	0.48	m
--------	------	---

P	-907.9833	tonf
---	-----------	------

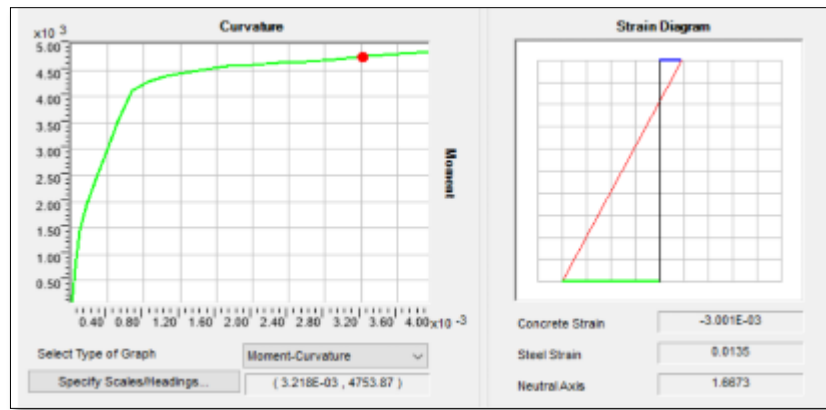


Figura 54.- Diagrama Momento vs Curvatura (SAP2000)

Profundidad eje neutro		
$\epsilon_c$	0.003	
$\epsilon_s$	0.0135	
c	0.94545455	m
Comprobacion		
REQUIERE CONFINAMIENTO		
Largo de Confinamiento		
N.E.C. - ACI 318		
Cc	0.47	m
Cc	0.78	m
DS60		
Cc	0.47	m

Tabla 89.- Profundidad del eje neutro para elementos confinados

Av/s	0.006	
Direccion Tr.	46.80	cm <sup>2</sup> /m
N° ramas	8	
Av/s Tr.	5.85	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Av/s Tr. Usua	11.31	
Direccion Tr. Usua	90.48	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Direccion L.	36.00	cm <sup>2</sup> /m
N° ramas	4	
Av/s L.	9	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Av/s L. Usua	11.31	
Direccion L. Usua	45.24	cm <sup>2</sup> /m
<b>1E φ12 @10 +6T φ12 @10+2T φ12 @10</b>		
<b>Separacion Horizontal</b>		
Sh Tr. Y	0.11	m
Espesor muro - recubrimiento	0.51	m
Sh Tr. Y	0.17	m
<b>Comprobacion</b>		
OK		
<b>Separacion Vertical</b>		
db menor	20.00	mm
So max	12	cm
So	10	cm
<b>Comprobacion</b>		
OK		

Tabla 90.- Armado y distribución de elementos de confinamiento

<b>Ns</b>	20	pisos
<b>hl</b>	3	m
<b>φ</b>	0.75	
<b>hwcs</b>	60	m
<b>ns</b>	17	pisos

<b>Ns</b>	20	pisos
<b>ωv</b>	1.80	

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño  $V_e$  se debe calcular por medio de

$$V_e = \Omega_{cv} V_u \leq 3V_u \quad (18.10.3.1)$$

<b>Amplificacion M33 - Y</b>		
<b>Ω</b>	1.32763618	
<b>Ωωv</b>	2.38974512	
φVn max		
	927.870171	tonf
<b>Ve</b>	567.484649	tonf
<b>COMPROBACION</b>		
OK		

Vn req.	756.646198	tonf
pt req.	0.0036	
Av/s	21.79	cm <sup>2</sup> /m
Av/s X malla	10.90	cm <sup>2</sup> /m

1 φ 16 @ 12cm

Tabla 91.- Amplificación dinámica y Acero a Corte

### 7.2.1.4 Muro 4

Diagrama de Iteración Momento vs Carga Axial (Resultados ETABS)

Diagrama 0° (PM3)				Diagrama 180° (PM3)			
Point	P (tonf)	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P (tonf)	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	5367.48	0	0	1	5367.48	0	0
2	5367.48	0	1853.902	2	5367.48	0	-1853.9
3	5178.965	0	3018.699	3	5178.965	0	-3018.7
4	4492.859	0	3898.21	4	4492.859	0	-3898.21
5	3781.724	0	4506.385	5	3781.724	0	-4506.39
6	3030.035	0	4868.716	6	3030.035	0	-4868.72
7	2349.608	0	4778.231	7	2349.608	0	-4778.23
8	1690.364	0	4305.554	8	1690.364	0	-4305.55
9	1023.343	0	3481.196	9	1023.343	0	-3481.2
10	308.9432	0	2220.558	10	308.9432	0	-2220.56
11	-680.607	0	0	11	-680.607	0	0

Tabla 92.- Coordenadas del Diagrama Momento vs Carga Axial

Coord. Punto				Coord. Curva			
X	2128.257	Y	778.2193	X1	2220.558	Y1	308.9432 <i>inf</i>
X2	3481.196	Y2	1023.343 <i>sup</i>	X2	3481.196	Y2	1023.343 <i>sup</i>
Xd1	432.5474			Xd2	1260.637		
Yd1	245.1233			Yd2	714.3994		
XΩ	3048.648						
YΩ	778.2193						
Ω	1.432463						

Tabla 93.- Coordenadas del efecto más crítico sobre el muro

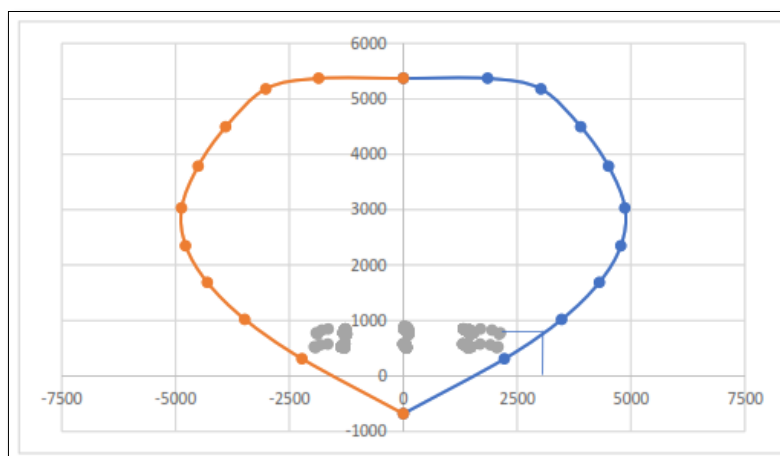


Figura 55.- Diagrama Momento vs Carga Axial Muros 1 y 2

DISEÑO A CORTE		
$f'c$	28	Mpa
$f_y$	420	MPa

MURO EN Y		
$V_u$	76.5548	tonf
$V_u$	750746.129	N
$\phi$	0.75	
$h_w$	60	m
$l_w$	5	m
$b_w$	0.5	m
$h_w/l_w$	12	
$A_{cv}$	2500000	mm <sup>2</sup>
$\alpha_c$	0.17	
$V_n$	1000994.84	N
COMPROBACION - $\phi V_n$ max		
743.4857142		
OK		

$pt_{cal}$	-2971.17566	
$pt_{cal}$	-0.12%	
$pt_{min}$	0.25%	
$pt$	0.25%	
$A_v/s$	12.5	cm <sup>2</sup> /m
$A_v/s \times malla$	6.25	cm <sup>2</sup> /m

$S_{max}$	25	cm
-----------	----	----

$\rho_l$ min	0.0025	
--------------	--------	--

Tabla 94.- Capacidad del Muro a corte y cuantía de refuerzo

$l_w Y$	5	m
$du/h_w$	1.21%	

$C_c$ (Normal)	0.75	m
----------------	------	---

Clim Y	0.46	m
--------	------	---

P	-898.1025	tonf
---	-----------	------



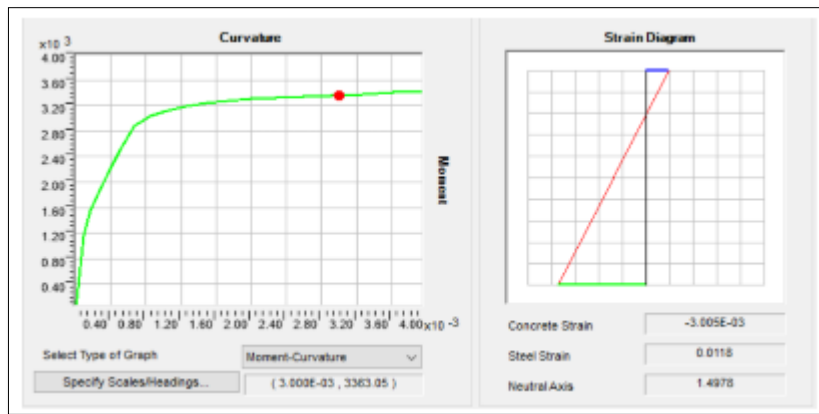


Figura 56.- Diagrama Momento vs Curvatura (SAP2000)

Profundidad eje neutro		
EC	0.003	
ES	0.0118	
c	1.01351351	m
Comprobacion		
REQUIERE CONFINAMIENTO		
Largo de Confinamiento		
N.E.C. - ACI 318		
Cc	0.51	m
Cc	0.51	m
DS60		
Cc	0.56	m

Tabla 95.- Profundidad del eje neutro para elementos confinados

Av/s	0.006	
Direccion Tr.	<b>30.81</b>	cm <sup>2</sup> /m
N° ramas	<b>7</b>	
Av/s Tr.	4.4015444	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Av/s Tr. Usua	11.31	
Direccion Tr. Usua	<b>79.17</b>	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Direccion L.	<b>30.00</b>	cm <sup>2</sup> /m
N° ramas	<b>3</b>	
Av/s L.	10	cm <sup>2</sup> /m
φ12 @10		
Av/s L. Usua	11.31	
Direccion L. Usua	<b>33.93</b>	cm <sup>2</sup> /m
<b>1E φ12 @10 +5T φ12 @10+1T φ12 @10</b>		

Separacion Horizontal		
Sh Tr. Y	0.09	m
Espesor muro - recubrimiento	0.40	m
Sh Tr. Y	0.20	m
<b>Comprobacion</b>		
OK		

Separacion Vertical		
db menor	18.00	mm
So max	10.8	cm
So	10	cm
<b>Comprobacion</b>		
OK		

Tabla 96.- Armado y distribución de elementos de confinamiento

<i>Ns</i>	20	pisos
<i>hl</i>	3	m
<i>φ</i>	0.75	
<i>hwcs</i>	60	m
<i>ns</i>	17	pisos

<i>Ns</i>	20	pisos
<i>ωv</i>	1.80	

18.10.3.1 La fuerza cortante de diseño  $V_e$  se debe calcular por medio de

$$V_e = \Omega_e V_n \leq 3F_c \quad (18.10.3.1)$$

Amplificacion M33 - Y		
$\Omega$	1.45826739	
$\Omega \omega v$	<b>2.6248813</b>	
$\phi V_n$ max	743.485714	tonf
<b><math>V_e</math></b>	<b>200.947263</b>	<b>tonf</b>
<b>COMPROBACION</b>		
OK		

Vn req.	267.929684	tonf
pt req.	0.0004	
Av/s	2.05	cm <sup>2</sup> /m
Av/s X malla	1.02	cm <sup>2</sup> /m

1 φ 12 @ 10cm

Tabla 97.- Amplificación dinámica y Acero a Corte

## 7.2.2 Diseño no lineal.

Para realizar el análisis estático no lineal la estructura fue sujeta a un patrón de carga constante en un punto determinado de la edificación, este patrón de carga fue incrementándose poco a poco hasta llegar al desplazamiento indicado originalmente al determinar el control por desplazamiento. Los resultados obtenidos de la estructura se traducen inicialmente en una curva que captura la fuerza cortante de base vs el desplazamiento gradual.

### 7.2.2.1 Curva de capacidad.

Por medio del análisis No lineal realizado a la edificación se tiene muchos indicios de que se puede reducir secciones en muros, pues en la deformación objetivo marcado por NEC 2015 ( $0.02xH$ ), no se evidencia descenso en la curva.

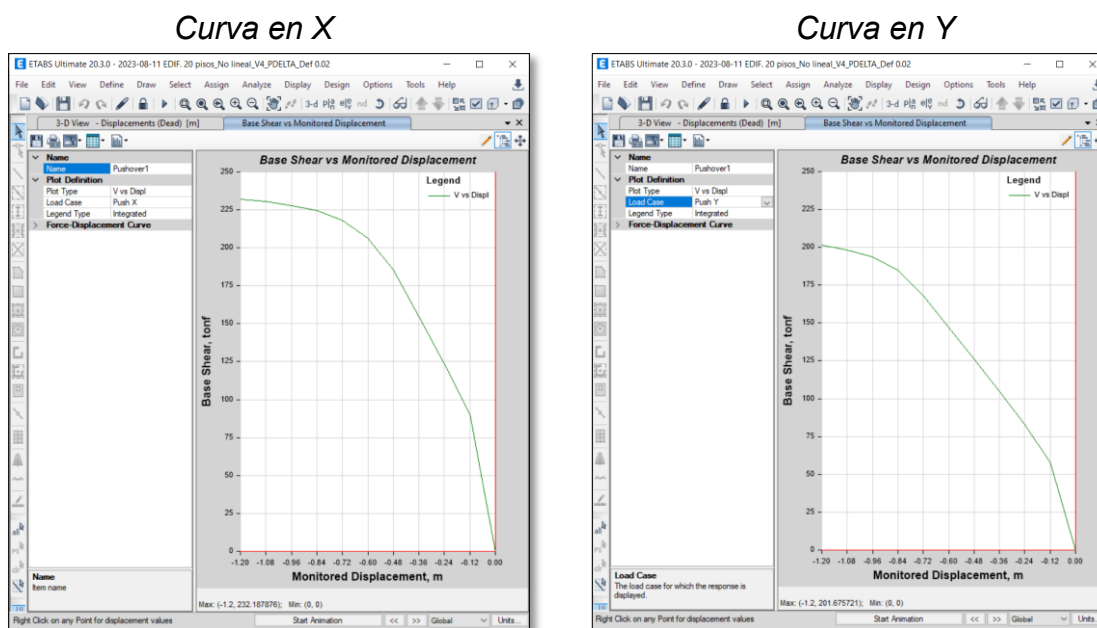


Figura 57.- Curva de Capacidad para deformación objetiva NEC de 0.02 (1.2m)

Se puede apreciar que la curva de Capacidad está cambiando su tendencia y está en descenso, se procede a someter a la estructura a una deformación objetivo de 0.03 para apreciar el comportamiento de la curva.

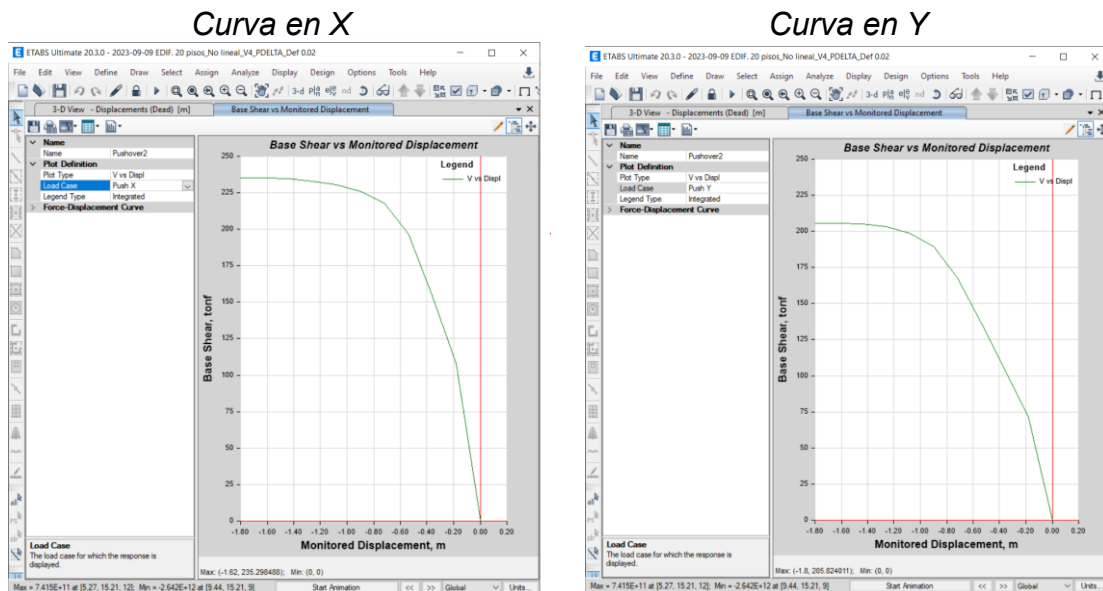


Figura 58.- Curva de Capacidad para deformación 0.03 (1.8m)

Se puede observar que en dirección X, se una tendencia en la curva a seguir decayendo al incrementar su desplazamiento, siendo igual en el caso de la dirección Y. En esta modelación, el programa de Modelación ETABS no ha tenido capacidad de converger eficientemente y por eso se da como terminada la convergencia del estudio en este punto.

### 7.2.2.2 Nivel de desempeño Estructural

En todo estudio de desempeño se establecen objetivos a los cuales las estructuras necesariamente deben cumplir como mínimo, según sea el caso. En el Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 establece la prevención de daños estructurales graves y el control de daños no estructurales, en este caso, para estructura de no gran importancia, se debe proteger ante terremotos moderados y

poco frecuentes que pueden tener la probabilidad de ocurrir mientras exista la estructura.

Se traduce en contexto más técnico como el llegar a un nivel de desempeño de “Seguridad de vida”, ante un sismo de 475 años (Prob. Exce. 0.00211) y un nivel de “Prevención al Colapso” ante un sismo de 2500 años (Prob. Exce. 0.0004).

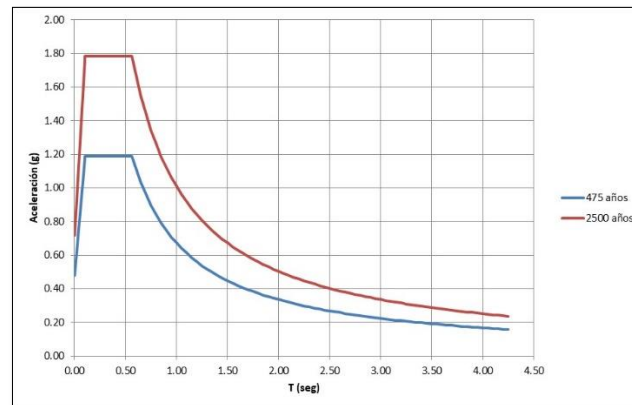


Figura 59.- Espectros de Aceleración a 475 años y 2500 años (expresado en g).

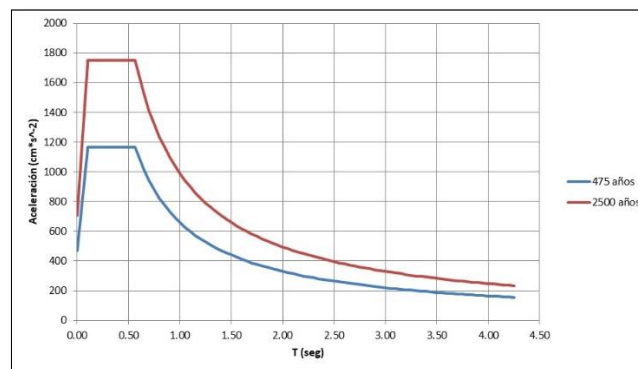


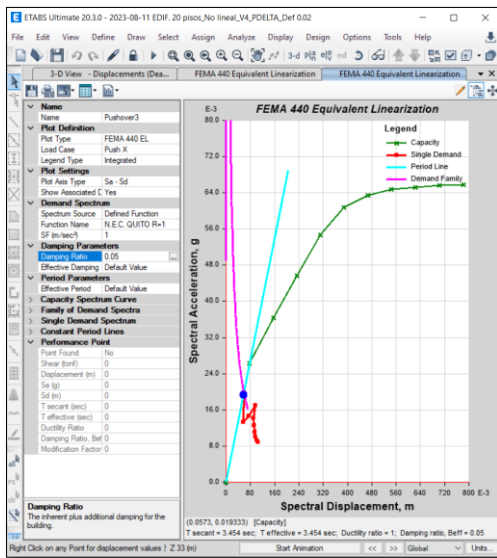
Figura 60.- Espectros de Aceleración a 475 años y 2500 años (expresado en cm²/s).

### 7.2.2.3 Punto de desempeño

Se usará el método mejorado por la FEMA 440, Linealización Equivalente (Originalmente propuesto por ATC 40). El punto de desempeño se encontrará para ambos espectros, tanto el de 475 años, como el de 2500 años en las 2 direcciones.

Sismo a 475 años

Sentido X



Sentido Y

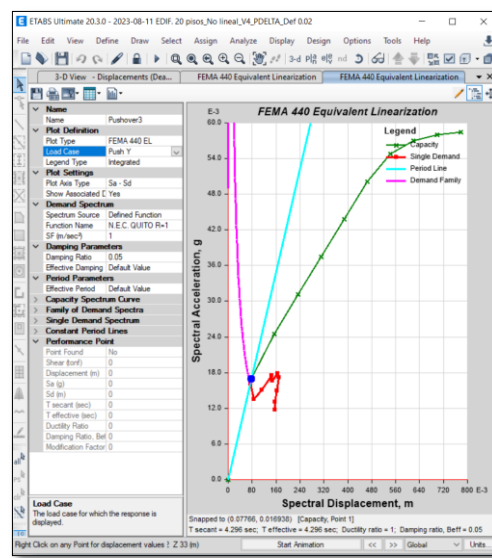
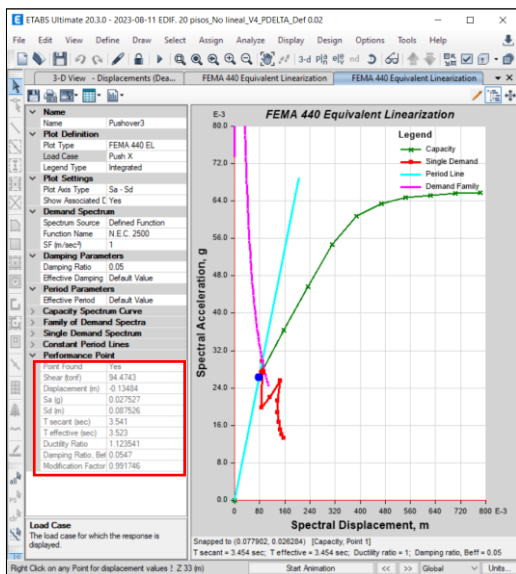


Figura 61.- Linealización efectiva FEMA 440 (475 años).

Sismo a 2500 años

Sentido X



Sentido Y

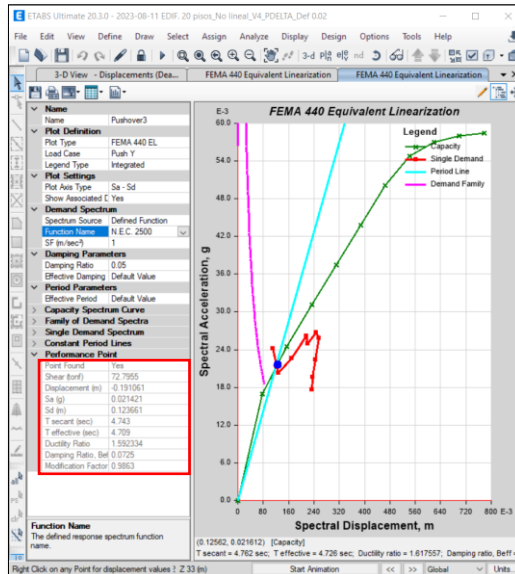


Figura 62.- Linealización efectiva FEMA 440 (2500 años).

	Sd / Desplazamiento objetivo (m)		Altura de la Edificación (m)	Deriva de techo (Sd/H)	
	Tr= 475 años	Tr= 2500 años		Tr= 475 años	Tr= 2500 años
Dirección X	0	0.0875	60m (66 por los subsuelos)	0	0.0013
Dirección Y	0	0.1237		0	0.0019

Tabla 98.- Sd (Desplazamiento objetivo) / Derivas de Techo

### 7.2.2.4 Nivel de desempeño.

#### 7.2.2.4.1 Desempeño local.

Se debe realizar la comprobación de fluencia del hormigón en muros al igual que el desempeño de rotulas de los mismos.

- *Periodo de retorno= 475 años.*

Los resultados obtenidos de deformaciones para 475 años indican que la estructura no presenta grandes cambios a causa del efecto que podría provocar este sismo, tanto en X como en Y.

- *Periodo de retorno= 2500 años.*

La deformación objetivo en X (0.0875m) se produce cercano al primer paso del Push Over en X (0.1182m), como se muestra en la figura 63:

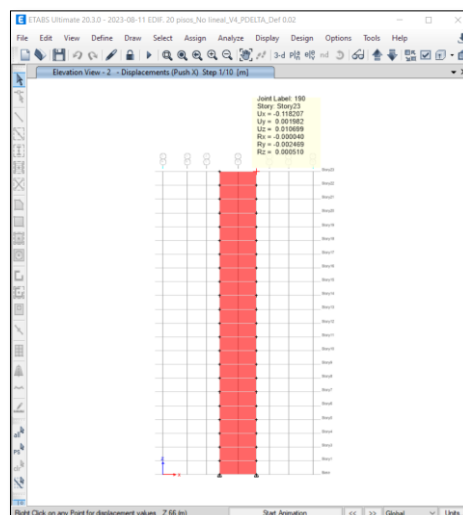


Figura 63.- Formación de Rotulas en la Deformación Objetiva de X

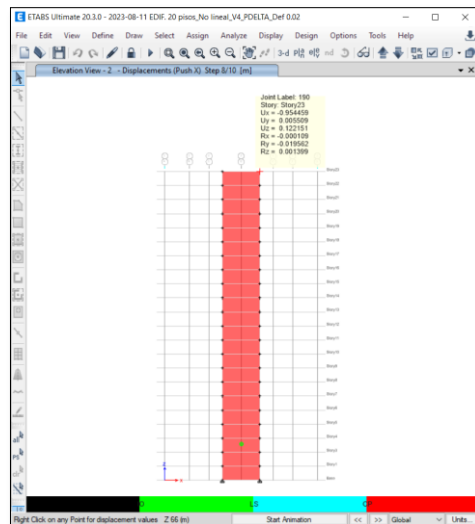


Figura 64.- Formación de Rotula en el muro en X

La formación de Rotulas en X se produce en el paso 8, donde  $U_x = 0.954\text{m}$ .

La deformación objetivo en Y ( $0.1237\text{m}$ ) se produce cercano al primer paso del Push Over en X ( $0.12\text{m}$ ), como se muestra en la figura 65:

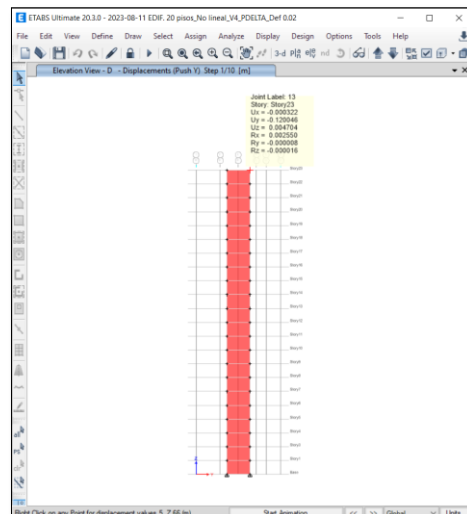


Figura 65.- Formación de Rotulas en la Deformación Objetiva de Y

La formación de Rotulas en Y no se produce en los 10 pasos solicitados.



- *Tensión en el Hormigón.*

Estos serán obtenidos directamente del software de cálculo ETABS, donde se buscará si la resistencia a la compresión del Hormigón ( $2800 \text{ t/m}^2$ ), será rebasada en el desplazamiento mostrado por el desplazamiento objetivo.

### *Revisión en X*

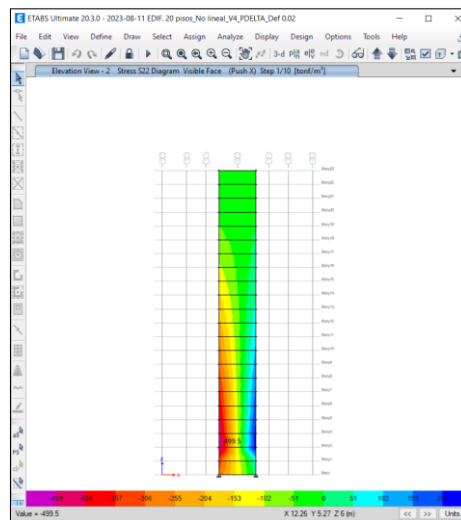


Figura 66.- Tensión máxima del hormigón en X ( $T_r = 2500$  años)

Se puede evidenciar que la tensión máxima cercana a la deformación objetivo es de  $499 \text{ T/m}^2$ .

Para verificar el punto de desempeño del hormigón se debe obtener la deformación unitaria en el punto más crítico y buscar su ubicación en la curva Esfuerzo vs Deformación.

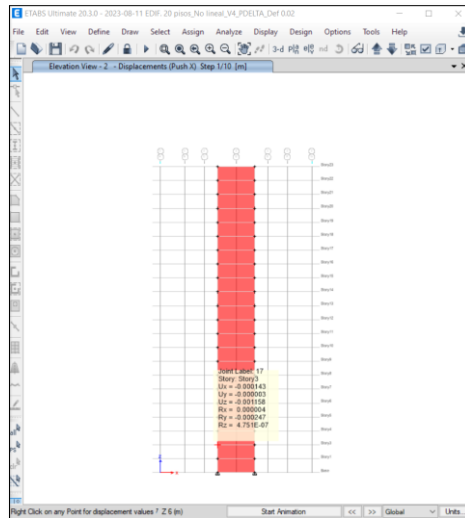


Figura 67.- Deformación en el punto de máxima compresión

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} = \frac{0.000143}{8} = 0.000017875$$

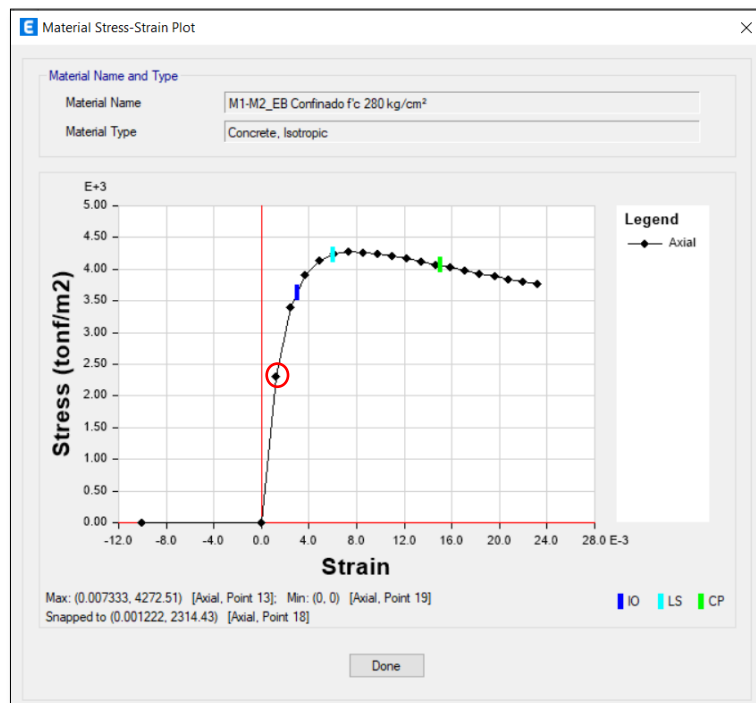


Figura 68.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación en X (Tr= 2500 años)

El hormigón no llega a fluir en sentido X, y en la curva la deformación unitaria del primer agrietamiento esta 0.0012, por lo tanto, el nivel de desempeño es de “OCUPACION INMEDIATA”.

Revisión en Y

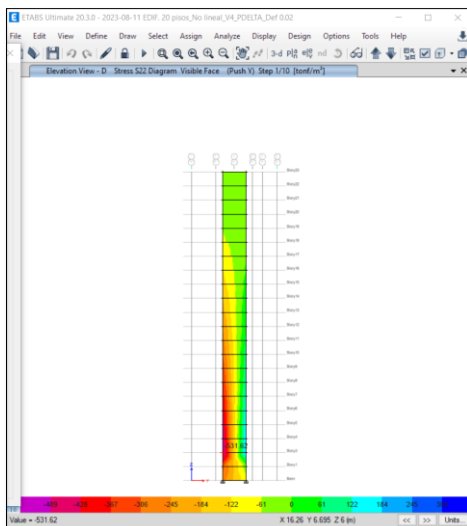


Figura 69.- Tensión máxima del hormigón en Y (Tr= 2500 años)

Se puede evidenciar que la tensión máxima cercana a la deformación objetivo es de 531.62 T/m<sup>2</sup>.

Para verificar el punto de desempeño del hormigón se debe obtener la deformación unitaria en el punto más crítico y buscar su ubicación en la curva Esfuerzo vs Deformación.

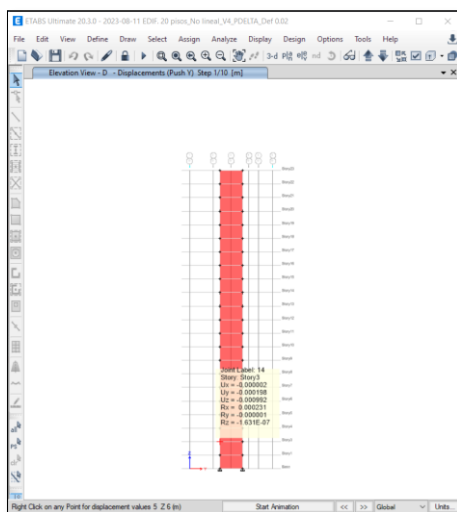


Figura 70.- Deformación en el punto de máxima compresión

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} = \frac{0.000198}{5} = 0.0000396$$

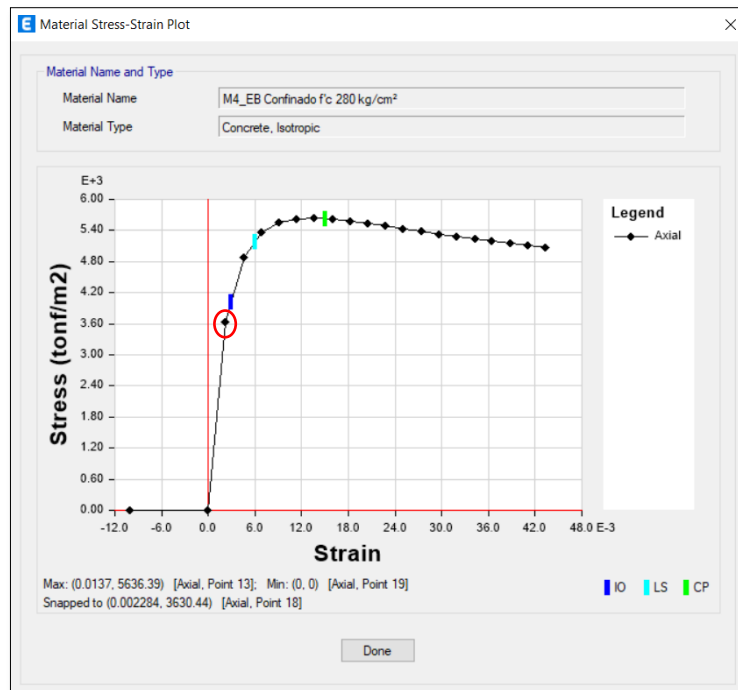


Figura 71.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación en Y ( $T_r = 2500$  años)

El hormigón aun no llega a fluir en sentido Y, y en la curva la deformación unitaria del primer agrietamiento esta 0.002284, por lo tanto, el nivel de desempeño es de “OCUPACION INMEDIATA”.

#### 7.2.2.4.2 Desempeño global.

Los parámetros para el desempeño global fueron proporcionados en SEAOC VISION 2000, como se muestra a continuación:



Figura 72.- Límites de desempeño (SEAOC VISION 2000, posterior FEMA 356)  
Fuente: Ing(a). Aro, 2022

- Sentido X

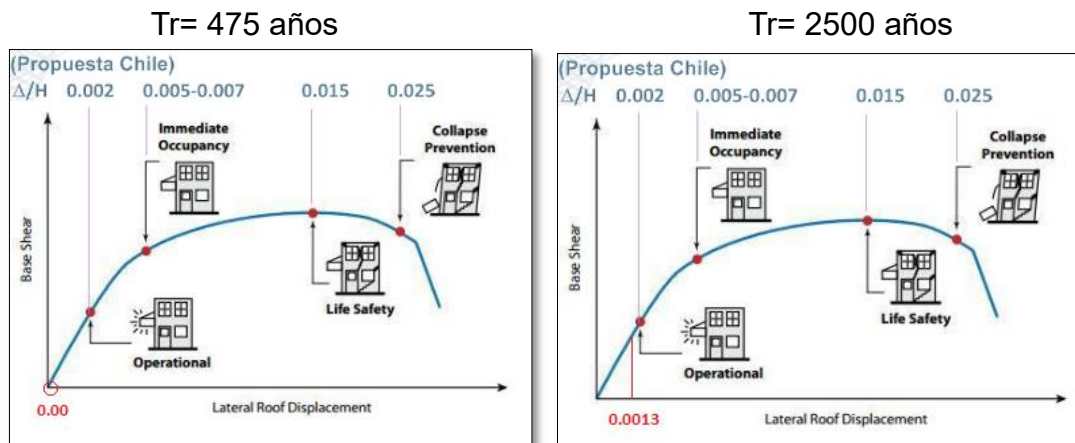


Figura 73.- Niveles de desempeño Global en x

Como se puede observar, las derivas de Techo indican que, para los dos Periodos de retorno, en sentido X, la Edificación entra en “OPERACIONAL”.

- Sentido Y

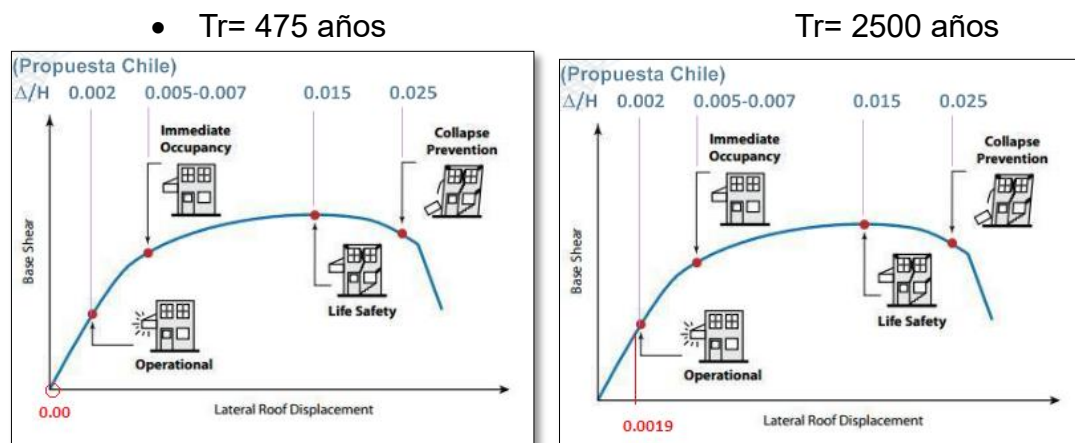


Figura 74.- Niveles de desempeño Global en y

Como se puede observar, las derivas de Techo indican que, para los dos Periodos de retorno, en sentido Y, la Edificación entra en “OPERACIONAL”.

## 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

### 8.1 Conclusiones

- Dentro del análisis lineal tanto estático como dinámico, el comportamiento de esta estructura considerada “de altura”, está siendo dominado por el análisis dinámico, pues los resultados tanto de corte de base, de momentos, así como de desplazamientos unitarios son superiores a los resultados obtenidos mediante el análisis estático lineal, es decir mediante el cortante basal.
- Al tener un modelo que considera una edificación con subsuelos, se puede ver que la zona crítica no es la que está directamente partiendo de la base, esta viene a ser la zona donde la estructura presenta un cambio drástico de masas o volúmenes, como se puede ver en las tensiones de muros, esta zona es la de planta baja, o donde empiezan los pisos de altura de la edificación.
- La consideración anterior, de que la zona crítica no está en la base, más el hecho de que para el Pre-dimensionamiento, solo se pueden considerar los pisos que están libres, es una de las razones por las que después del pre diseño estamos obligados a tomar nuevas medidas para lograr que la estructura sea estable.
- Al hacer que las vigas trabajen en conjunto con la losa, generando un sistema combinado, hace que el calibre de estas vigas se reduzca drásticamente, reduciendo pesos y masas de la edificación.
- En el análisis no lineal, se pudo observar que los muros no se encuentran trabajando al límite de su capacidad en toda su altura, pues se formaron las rotulas plásticas en la zona de cambio entre subsuelo y pisos altos, algo similar ocurre cuando en el análisis lineal hallamos que tanto esfuerzos como requerimiento de acero se encuentran concentrados en dicha zona.

- Este modelo puede ser de gran interés a nivel de estudio estructural, pero para poder ser llevado a la realidad requerirá de ajustes en cuanto a su capacidad, para volverlos técnica y económicamente viables.

## **8.2 Recomendaciones**

- En análisis estructurales de gran envergadura como es este caso, es de gran ayuda traducir los elementos no estructurales a cargas y definir las rotaciones de masa para discretizar aún más el modelo, pues esto ayuda a reducir el tiempo que necesita el programa para compilar el análisis, por eso es mejor simplificar lo que más se pueda de la edificación, siempre que esta simplificación sea técnica y lo más fiel a la realidad.
- Otra recomendación para análisis de estructuras de gran envergadura es en el momento de concebir el proyecto, mantenerse en una línea de diseño, pues como se ve en este estudio, al momento en que se prefirió hacer que las vigas trabajen en conjunto con la losa, aprovechando el hecho de que no se transmiten momentos, solo se tienen conexiones a corte, las masas y pesos de cada piso redujeron a casi la mitad, haciendo que los periodos sean menos exigentes con relación a los muros prediseñados.
- Los análisis no lineales nos acercan cada vez más a la realidad del comportamiento del elemento y del material, por tal motivo, son el método de diseño, análisis y comprobación necesario para los nuevos diseños a futuro, por tal motivo, las nuevas edificaciones ya deben ser llevados es este análisis, haciendo que los resultados obtenidos sean más reales y tal vez para muchos casos, más económicos.

## 9 BIBLIOGRAFIA

- FEMA 440 (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.
- Priestley M., Calvin G. y Kowalsky M. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structure*. Pavia, Italia.
- 2018 IBC SEAOC STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL. *Volume 3. Examples for concrete Buildings*. Sacramento, California, USA.
- ANSI/AISC 360-10 (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, USA.
- ASCE/SEI 41-13 (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia, USA.
- STEEL CONSTRUCTION MANUAL – AISC (2018). *United States of America*.
- SEAOC VISION 2000 (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California, USA.
- William T. Segui (2017). *Steel Design, 6<sup>th</sup> Edition*, Boston USA.
- James M. Fisher, Lawrence A. Kloiber (2016). *AISC – steel design guide 1. Base Plate and Anchor Rod Design. 2<sup>nd</sup> Edition*. Milwaukee, Wisconsin, USA.
- Aro A. (2022). *Ingeniería sísmica basada en desempeño. Maestría en Ingeniería Civil*. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.
- Lafontaine M. (2023). *Edificios de Altura. Maestría en Ingeniería Civil*. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.
- Yépez F. (2022). *Diseño en Hormigón. (Diapositivas Power Point)*. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.



- Villacis W. (2021). *Análisis no lineal de edificaciones de hormigón armado con muros estructurales, con y sin vigas de acople, diseñados con la NEC 201. Trabajo de titulación de Posgrado. Universidad San Francisco de Quito. Quito, Ecuador.*
- ETABS 20. *Computers and Structures Inc. California, USA.*
- SAP2000 24. *Computers and Structures Inc. California, USA.*

## 10 ANEXOS