

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**“LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES
IRREGULARES DE CONCRETO ARMADO SEGÚN LA NTE E-060”**

Área de Investigación

INGENIERIA ESTRUCTURAL

Autores:

Br. GARCIA RUIZ, RONALD ELIAS
Br. MACO SALAZAR, WILSON RAFAEL

Jurado Evaluador:

Presidente : Galicia Guarniz, William.
Secretario : Farfán Córdova, Marlon.
Vocal : Geldres Sánchez, Carmen.

Asesor

Mg. Ing. LOPEZ OTINIANO, STEWART YAROSHENKO
Codigo Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-1694-5212>
PIURA – PERÚ
2022

Fecha de sustentación:2022/11/07

DEDICATORIA

*Si tú de mañana buscares a Dios,
Y rogaras al Todopoderoso;
Si fueres limpio y recto,
Ciertamente luego se despertará por ti,
Y hará próspera la morada de tu justicia.
Y aunque tu principio haya sido pequeño,
¡Tu postrer estado será muy grande ¡*

Dedico, con enorme gratitud y cariño, este informe de tesis, a mis padres, quienes, con su esfuerzo y amor, me enseñaron como lograr cada meta en mi vida siempre de la mano del Todopoderoso; estando presentes en cada derrota y victoria del proceso.

A mis hermanos Boris y Angie, por su enorme apoyo, ánimo y comprensión, en todo este tiempo.

A la Universidad Privada Antenor Orrego, por ir a mi lado en esta etapa de formación profesional de mi vida.

Ronald Elías García Ruiz

DEDICATORIA

No siempre los caminos recorridos son los que debes seguir,
podrían ser los más seguros, los más rápidos o quizás los
los único, convirtiéndose en caminos recorridos por varios y
sobretudo hechos por alguien que tenía la misma
incertidumbre que tú en seguirlos.
construye tus caminos y debes en cuando párate y mira hacia
atrás para ver si alguien te sigue o estas solo en el mundo.

A mis señores padres Lucy y Wilson.

Por su paciencia, comprensión y sabiduría.

A mi amigo Fernando Moreno

Por sus consejos y comprensión.

Wilson Rafael Maco Salazar

AGRADECIMIENTOS

*Al Inescrutable, Inmarcesible y Sempiterno Dios de Israel
¡Dios de Abraham, Isaac y Jacob!
¡Dios de toda ciencia y sabiduría!
!Dios de mis padres y mío!
¡Gracias!*

*A mi Sr. padre, Rubén García
A mi Sra. Madre, Isabel Ruiz
de quienes; a pesar de todas sus limitaciones,
lo he recibido todo.
¡Gracias!*

*Al Ing. Stewart López Otiniano,
por todo su apoyo académico,
a quien, más que un asesor,
considero un amigo.
¡Gracias!*

Ronald Elías García Ruiz

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi agradecimiento a mi asesor de esta tesis Ing. *Stewart López*, por la dedicación y apoyo que me ha brindado en este trabajo, por el respeto a mis sugerencias e ideas y por la dirección y el rigor que ha facilitado a las mismas, gracias por la confianza ofrecida desde que llegué a esta facultad. Asimismo, agradezco a mis profesores del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Particular Antenor Orrego por sus enseñanzas.

Wilson Rafael Maco Salazar

RESUMEN

El presente informe de tesis fue una investigación de tipo exploratoria, donde se realizó el estudio de 3 muros de concreto armado: un muro regular, un muro irregular tipo L y uno muro irregular tipo C, analizando 3 viviendas multifamiliares, que oscilan entre los 6 y 9 niveles, diseñando cada uno de los elementos que forman los muros estudiados, con el objetivo de obtener criterios y lineamientos mínimos para el diseño de muros irregulares de concreto armado.

Para ello, se usó el programa estructural de edificaciones Etabs 2019, con el cual modelamos las estructuras y verificamos que los resultados del análisis estructural, sísmico estático, sísmico dinámico y modal, cumplan con lo establecido en nuestro RNE, verificando que la relación Demanda – Capacidad fue menor a 1 en cada muro a Flexocompresión y por Cortante - Capacidad.

Adicionalmente a esto, se diseñó los elementos de borde, puesto que su correcto confinamiento, otorgó mayor ductilidad al muro.

También usamos el programa Sap 2000 para hallar la profundidad de compresión de la fibra más traccionada al eje neutro, haciendo una comparación de este resultado con el que nos ofrece el método simplificado que propuso años atrás el Dr Jack Moehle. Esta comparación tuvo un asertividad del 80% entre estas dos metodologías.

Después detallamos el armado del acero de refuerzo de cada muro, e hicimos una comparativa entre la distribución de acero de refuerzo según nuestra norma NTE E.060 y el ACI 318.14, donde se verificó que actualmente no contamos con una adecuada norma para confinar los bordes de los muros de concreto armado.

Finalmente propusimos los pasos a seguir para el correcto análisis, diseño y armado de los muros estructurales estudiados, dentro de los cuales concluimos que se debe confinar los elementos de borde con el Código ACI 318, hasta que nuestra norma E.060 tenga una correcta actualización.

Palabras clave: NTE E.060, muros estructurales, concreto armado, muros irregulares, Metodo Jack Moehle, eje neutro.

ABSTRACT

The present thesis report was an exploratory research, carried out the study of 3 reinforced concrete walls: a regular wall, an irregular wall type L and an irregular wall type C, analyzing 3 multi-family dwellings, which range between 6 and 9 levels, designing each one of the elements that form the walls studied, with the aim of obtaining criteria and minimum guidelines for their design

For this, the Etabs 2019 building structural program was used, with which we modeled the structures and verified that the results of the structural, static seismic, dynamic seismic and modal analysis, comply with what is established in our RNE, verifying that the Demand - Capacity was less than 1 in each wall at Flexocompression and Shear - Capacity.

In addition to this, the edge elements were opened, since their correct confinement gave the wall greater ductility.

We use the Sap 2000 program to find the compression depth of the fiber with the most traction to the neutral axis, comparing this result with the one offered by the simplified method, which ten years ago Dr Jack Moehle, this comparison had an assertiveness of 80% between these two methodologies.

Then we detailed the reinforcing steel reinforcement of each wall, and made a comparison between the distribution of reinforcing steel according to our NTE E.060 standard and ACI 318.14, where it was verified that we currently do not have an adequate standard to confine the edges. of reinforced concrete walls.

Finally, we proposed the steps to follow for the correct analysis, design and assembly of the structural walls studied, within which we concluded that the edge elements must be confined with the ACI 318 Code, until our E.060 standard has a correct update

Keywords: NTE E.060, structural walls, reinforced concrete, irregular walls, Jack Moehle Method, neutral axis.

PRESENTACION

Señores Miembros Del Jurado:

En cumplimiento de Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, nos es grato presentar ante uds nuestro trabajo de investigación, que lleva por título: "LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES IRREGULARES DE CONCRETO ARMADO SEGÚN LA NTE E-060", con la finalidad de lograr el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Atte.

Br. Garcia Ruiz Ronald Elias.

Br. Maco Salazar Wilson Rafael.

ÍNDICE

I. INTRODUCCION.....	24
1 EL PROBLEMA.	24
1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	24
1.1.1 <i>Enunciado del problema</i>	27
1.2 OBJETIVOS.....	27
1.2.1 <i>Objetivos Generales</i>	27
1.2.2 <i>Objetivos Específicos</i>	28
1.3 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.	28
II. MARCO DE REFERENCIA	30
2 ANTECEDENTES	30
2.1 ANTECEDENTES DE ESTUDIO.	30
2.1.1 <i>A nivel Internacional</i>	30
2.1.2 <i>A Nivel Nacional</i>	30
2.2 MARCO TEÓRICO.....	31
2.2.1 <i>Zonificación (Z)</i>	31
2.2.2 <i>Condiciones Geotécnicas, Perfil del Suelo (S)</i>	32
2.2.2.1 Perfil Tipo S0, Roca Dura.....	32
2.2.2.2 Perfil Tipo S1, Roca o Suelos muy Duros.....	33
2.2.2.3 Perfil Tipo S2, Suelos Intermedios.....	33
2.2.2.4 Perfil Tipo S3, Suelos Intermedios.....	33
2.2.2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C).....	33
2.2.3 <i>Categoría de Edificaciones y Factor de Usos (U)</i>	33
2.2.3.1 Edificaciones Esenciales.....	33
2.2.3.2 Edificaciones Importantes.....	34
2.2.3.3 Edificaciones Comunes.....	34
2.2.4 <i>Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (R)</i>	34
2.2.5 <i>Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes</i>	34
2.2.6 <i>Fuerza Cortante en la Base</i>	35
2.2.7 <i>Excentricidad Accidental</i>	35
2.2.8 <i>Predimensionamiento del Sistema Estructural</i>	35
2.2.8.1 Predimensionamiento de Muros.....	36
2.2.8.2 Predimensionamiento de Columnas.....	36
2.2.8.3 Predimensionamiento de vigas.....	37

2.2.8.4 Predimensionamiento de Losas	37
2.2.9 Estructuración Final.....	38
2.2.10 Cargas de Diseño.....	38
2.2.11 Combinaciones de Carga.....	38
2.2.11.1 Para Estructuras de Concreto Armado:	38
2.2.12 Metrado de cargas	39
2.2.12.1 Carga muerta	39
2.2.12.2 Carga viva	39
2.3 MARCO CONCEPTUAL.....	39
2.3.1 Norma Técnica E.030.....	40
2.3.1.1 Sistema de Muros Estructurales	40
2.3.1.2 Sistema Dual	40
2.3.2 Norma Técnica E.060.....	41
2.3.3 Muros de Concreto Armado.....	41
2.3.3.1 Muros según su geometría.....	41
2.3.3.2 Muros según el Mecanismo que Controla	41
2.3.4 Esfuerzo Cortante.....	42
2.3.5 Periodo.....	42
2.3.6 Periodo Fundamental.....	42
2.3.7 Fenómeno de Resonancia.....	43
2.3.8 Rigidez.....	43
2.3.9 Ductilidad.....	43
2.3.10 Deformaciones.....	44
2.3.11 Torsión.....	44
2.4 HIPÓTESIS.....	44
2.4.1 Hipótesis general.....	44
2.4.2 Variables.....	44
2.4.2.1 Identificación de variable.....	44
2.4.2.2 Operacionalización de variables	45
III. METODOLOGIA EMPLEADA.....	46
3 MATERIALES Y MÉTODOS	46
3.1 MATERIALES.....	46
3.1.1 Población.....	46
3.1.2 Muestra.....	46
3.2 MÉTODOS	46
3.2.1 Diseño de contrastación.....	46

3.2.2	<i>Técnicas e instrumentos de recolección de datos</i>	46
3.2.3	<i>Procesamiento y análisis de datos</i>	47
	ESTRUCTURACIÓN	48
3.3	ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICIOS	48
3.3.1	<i>Consideraciones generales</i>	48
3.3.2	<i>Estructuración de Edificios</i>	48
3.3.2.1	Edificio Multifamiliar 1, “Edificio Pethra”	48
3.3.2.2	Edificio Multifamiliar 2, “Casa Blanca”	51
3.3.2.3	Edificio Multifamiliar 3, “Edificio Israel”	53
	PREDIMENSIONAMIENTO	55
3.4	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	55
3.4.1	<i>Generalidades</i>	55
3.4.2	<i>Predimensionamiento de losas aligeradas</i>	56
3.4.3	<i>Predimensionamiento de vigas</i>	56
3.4.3.1	Vigas principales con responsabilidad sísmica	56
3.4.4	<i>Predimensionamiento de columnas</i>	58
3.4.5	<i>Predimensionamiento de Muros Estructurales</i>	59
	ANÁLISIS SISMORRESISTENTE	61
3.5	ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO	61
3.5.1	<i>Análisis Preliminar</i>	61
3.5.1.1	Zonificación (Z)	61
3.5.1.2	Condiciones Geotécnicas.....	62
3.5.1.3	Factor de Amplificación Sísmica	63
3.5.1.4	Factor de Uso e Importancia	63
3.5.1.5	Sistema Estructural	63
3.5.1.6	Factores de irregularidad	65
3.5.2	<i>Análisis Modal</i>	67
3.5.2.1	Consideraciones para el análisis modal	67
3.5.3	<i>Análisis Sísmico Estático</i>	71
3.5.3.1	Peso de la Edificación	72
3.5.3.2	Fuerza Cortante en la Base	74
3.5.4	<i>Análisis Sísmico Dinámico</i>	76
3.5.4.1	Aceleración Espectral.....	76
3.5.4.2	Fuerza Cortante Mínima en la Base	81
3.5.4.3	Desplazamientos Laterales	82

3.5.4.4 Separación Sísmica.....	85
MUROS DE CONCRETO ARMADO	87
3.6 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	87
3.6.1 <i>Generalidades</i>	87
3.6.1.1 Elementos de un Muro Estructural de Concreto Armado.....	88
3.6.1.2 Comportamiento de Muros Estructurales de Concreto Armado.....	89
3.6.1.3 Clasificación de Muros	90
3.6.2 <i>Diseño Sísmico de Muros de Concreto Armado</i>	92
3.6.2.1 Diseño a Flexocompresión.....	92
3.6.2.2 Diseño por Cortante	94
3.6.2.3 Elementos de borde	96
3.6.2.4 Profundidad del eje neutro	99
3.6.3 <i>Modelo computacional</i>	104
3.6.3.1 Modelado de Muros en Etabs	105
3.7 MUROS DISEÑADOS	108
3.7.1 <i>Propiedades Mecánicas de los Materiales.</i>	108
3.7.2 <i>Muro 01</i>	108
3.7.2.1 Asignación de Pier al Muro 01	110
3.7.2.2 Fuerzas actuantes del Muro 01	110
3.7.2.3 Diseño a Flexocompresión del Muro 01	111
3.7.2.4 Diseño a cortante del Muro 01	120
3.7.2.5 Diseño de elementos de borde	124
3.7.3 <i>Muro 02</i>	130
3.7.3.1 Asignación de Pier al Muro 02	131
3.7.3.2 Fuerzas actuantes en el Muro 02.....	131
3.7.3.3 Diseño a Flexocompresión del Muro 02 – tipo L	132
3.7.3.4 Diseño a cortante del Muro 02	140
3.7.3.5 Diseño de elementos de borde	148
3.7.4 <i>Muro 03</i>	162
3.7.4.1 Asignación de Pier al Muro 03	163
3.7.4.2 Fuerzas actuantes en el Muro 03.....	163
3.7.4.3 Diseño a Flexocompresión del Muro 03 – tipo C.....	164
3.7.4.4 Diseño a cortante del Muro 03	172
3.7.4.5 Diseño de elementos de borde	181
3.7.4.6 Cálculo de elementos de borde	188
IV. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	193

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN	193
4.1 RESULTADOS	193
4.1.1 <i>Patrones de carga</i>	193
4.1.2 <i>Datos Generales de las Edificaciones</i>	193
4.1.3 <i>Análisis Estático</i>	194
4.1.4 <i>Análisis Dinámico</i>	194
4.1.5 <i>Profundidad de eje Neutro</i>	195
4.1.6 <i>Distribución de refuerzo final en Muros.</i>	196
4.1.6.1 Muro 01 – Muro Rectangular.....	196
4.1.6.2 Muro 02 – Muro Tipo L	198
4.1.6.3 Muro 03 – Muro Tipo C.....	201
4.1 PASOS PARA EL DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES.....	204
4.1.1 <i>Pasos para el diseño por cortante capacidad</i>	205
V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	206
5 CONCLUSIONES.....	206
6 BIBLIOGRAFÍA.....	209

INDICE FIGURAS

Figura 1.	Mapa de zonificación del Perú	32
Figura 2.	Edificio multifamiliar 1, pethra, 1er piso.	49
Figura 3.	Edificio multifamiliar 1, pethra, 2do piso – planta típica.....	50
Figura 4.	Edificio multifamiliar 2, casa blanca, 1er piso.	51
Figura 5.	Edificio multifamiliar 2, casa blanca, 2do piso – planta típica	52
Figura 6.	Edificio multifamiliar 3, edificio israel, 1er piso.	53
Figura 7.	Edificio multifamiliar 3, edificio israel, 2do piso – planta típica.....	54
Figura 8.	Factor de amplificación sísmica	63
Figura 9.	Sistemas estructurales	64
Figura 10.	Irregularidad en planta, edificio 01	65
Figura 11.	Regularidad en planta, edificio 02.....	66
Figura 12.	Irregularidad en planta, edificio 03.....	66
Figura 13.	Modelado de edificio 01	68
Figura 14.	Modelado de edificio 02	69
Figura 15.	Modelado de edificio 03	70
Figura 16.	Curva de pseudoaceleración, edificio 01.	78
Figura 17.	Curva de pseudoaceleración, edificio 02.	79
Figura 18.	Curva de pseudoaceleración, edificio 03.	81
Figura 19.	Tabla de máxima distorsión según material predominante.....	83
Figura 20.	Dimensiones de un muro de concreto armado.....	87
Figura 21.	Partes de un muro rectangular simple.	88
Figura 22.	Diagrama de momento flector (dmf) de muro y columna	89
Figura 23.	Clasificación de muros según su geometría.....	90
Figura 24.	Muros según su sección transversal.....	91
Figura 25.	Diagrama de iteración y curvatura	94
Figura 26.	Elemento de borde de igual sección.....	97
Figura 27.	Elemento de borde de diferente sección	97

Figura 28. Falla en elemento de borde – pandeo	98
Figura 29. Falla en elemento de borde – aplastamiento.....	98
Figura 30. Variación de ductilidad en muros con elementos de borde.....	99
Figura 31. Eje neutro en un elemento sometido a flexión.....	100
Figura 32. Profundidad de eje neutro en muro rectangular.	100
Figura 33. Expresión simplificada para hallar el eje neutro	101
Figura 34. Diagrama momento - curvatura	102
Figura 35. Ejes neutros en sap 2000.....	103
Figura 36. Variación del ángulo de aplicación en sap 2000	103
Figura 37. Procedimiento de asignación de pier a muros.....	105
Figura 38. Muro con su correspondiente pier.....	106
Figura 39. Asignación de pier en muro irregular	106
Figura 40. Conformación de “legs” en muros irregulares	107
Figura 41. Ubicación del muro 01	109
Figura 42. Dimensiones de muro 01	109
Figura 43. Asignación de pier “p1-x” al muro 01	110
Figura 44. Distribución inicial de acero en borde del muro 01.....	112
Figura 45. Área de concreto en función de “s”	113
Figura 46. Distribución preliminar de acero de refuerzo en muro 01.	114
Figura 47. Verificación de preferencias en etabs.....	115
Figura 48. Cambio de sd o “r” en preferencias de diseño de muros	115
Figura 49. Selección de combinaciones para el diseño.....	116
Figura 50. Combinaciones de diseño elegidas	116
Figura 51. Creación de una sección de refuerzo de acero	117
Figura 52. Modelado de acero preliminar.....	118
Figura 53. Asignación de modelo a muro 01.....	118
Figura 54. Inicio de análisis de verificación del programa	119
Figura 55. Verificación de d/c del muro 01	119

Figura 56. Resultados d/c del muro 01.....	120
Figura 57. Alcance del análisis por corte – capacidad del muro 01	122
Figura 58. Resistencia máxima al cortante	123
Figura 59. Resistencia del concreto y acero al cortante	123
Figura 60. Verificación de la cuantía mínima	124
Figura 61. Cálculo de la deformación del acero.....	125
Figura 62. Semejanza de triángulos para hallar “c”	126
Figura 63. Nomenclatura de elementos de borde.....	127
Figura 64. Ubicación del muro 02.....	130
Figura 65. Dimensiones de muro 02	130
Figura 66. Asignación de pier “p4” al muro 02	131
Figura 67. Distribución uniforme del acero.....	134
Figura 68. Cuantía requerida en dirección en muro 02	134
Figura 69. Dirección y sentido de paneles y m_u en muro 02,	135
Figura 70. Distribución inicial de acero en borde del muro 02 – dirección x.....	136
Figura 71. Distribución inicial de acero en borde del muro 02 – dirección y.....	137
Figura 72. Distribución preliminar de acero de refuerzo en muro 01.	138
Figura 73. Modelado de acero preliminar – muro 02.....	139
Figura 74. Resultados d/c del muro 02.....	140
Figura 75. Ingreso al diagrama p – m en etabs.	142
Figura 76. Resistencia máxima al cortante	143
Figura 77. Resistencia del concreto y acero al cortante	144
Figura 78. Verificación de la cuantía mínima	144
Figura 79. Resistencia máxima al cortante	145
Figura 80. Cálculo óptimo de d/c.....	146
Figura 81. Resistencia del concreto y acero al cortante	146
Figura 82. Verificación de la cuantía mínima	147
Figura 83. Dimensiones y distribución de acero longitudinal final de muro 02 .	147

Figura 84. Análisis en x, de izquierda a derecha	148
Figura 85. Análisis en x, de derecha a izquierda	149
Figura 86. Análisis en y, de arriba abajo ↓	150
Figura 87. Análisis en y, de abajo a arriba ↑	150
Figura 88. Cálculo de la deformación del acero en x “→”	152
Figura 89. Semejanza de triángulos para hallar “c” en x “→”	152
Figura 90. Cálculo de la deformación del acero en x “←”	153
Figura 91. Cálculo de la deformación del acero en y “↓”	153
Figura 92. Semejanza de triángulos para hallar “c” en y “↓”	154
Figura 93. Cálculo de la deformación del acero en y “↑”	154
Figura 94. Nomenclatura de elementos de borde.....	156
Figura 95. Ubicación del muro 03.....	162
Figura 96. Dimensiones de muro 03	162
Figura 97. Asignación de pier “p6” al muro 03	163
Figura 98. Dirección y sentido de ejes locales y paneles en muro 03.....	166
Figura 99. Dirección y sentido de m_u en muro 03	166
Figura 100. Distribución inicial de acero en borde del muro 03 – panel 01 y 03, dirección x	168
Figura 101. Distribución preliminar de acero de refuerzo en muro 03.	170
Figura 102. Modelado de acero preliminar – muro 03	171
<u>Figura 103. Resultados d/c del muro 03.....</u>	172
Figura 104. Ingreso al diagrama p – m en etabs, muro 03	173
Figura 105. Resistencia máxima al cortante	175
Figura 106. Resistencia del concreto y acero al cortante	175
Figura 107. Verificación de la cuantía mínima	176
Figura 108. Resistencia máxima al cortante	177
Figura 109. Resistencia del concreto y acero al cortante	178
Figura 110. Verificación de la cuantía mínima	178

Figura 111. Resistencia máxima al cortante	179
Figura 112. Resistencia del concreto y acero al cortante	180
Figura 113. Verificación de la cuantía mínima	180
Figura 114. Análisis en x, de izquierda a derecha, “→”	181
Figura 115. Análisis en x, de derecha a izquierda, “←”	182
Figura 116. Análisis en y, de arriba abajo ↓	183
Figura 117. Análisis en y, de abajo a arriba ↑	183
Figura 118. Cálculo de la deformación del acero en x “→”	184
Figura 119. Semejanza de triángulos para hallar “c” en x “→”	185
Figura 120. Cálculo de la deformación del acero en x “←”	185
Figura 121. Cálculo de la deformación del acero en y “↓”	186
Figura 122. Semejanza de triángulos para hallar “c” en y “↓”	186
Figura 123. Cálculo de la deformación del acero en y “↑”	187
Figura 124. Nomenclatura de elementos de borde	189
Figura 125. Distribución de acero final en muro 01 – nte e.060	196
Figura 126. Distribución de acero final en muro 01 – aci 318.14	197
Figura 127. Distribución de acero final en muro 02 – nte e.060	199
Figura 128. Distribución de acero final en muro 02 – aci 318.14	200
Figura 129. Distribución de acero final en muro 03 – nte e.060	202
Figura 130. Distribución de acero final en muro 03 – aci 318.14	203

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Dimensionamiento De Losas Aligeradas Unidireccionales	37
Tabla 2.	Operacionalización De Variables	45
Tabla 3.	Cargas Permanentes.....	55
Tabla 4.	Cargas Vivas	55
Tabla 5.	Metrado De Cargas	58
Tabla 6.	Factores De Zona Sísmica.....	61
Tabla 7.	Factor De Suelo “S”	62
Tabla 8.	Factor De Periodo “ T_p ” Y “ T_1 ”	62
Tabla 9.	Periodos En Ambas Direcciones, Edificio 01	68
Tabla 10.	Periodo Fundamental En Edificio 01	69
Tabla 11.	Periodos En Ambas Direcciones, Edificio 02.....	69
Tabla 12.	Periodo Fundamental En Edificio 02.....	70
Tabla 13.	Periodos En Ambas Direcciones, Edificio 03.....	71
Tabla 14.	Periodo Fundamental En Edificio 03.....	71
Tabla 15.	Pesos Por Piso, Edificio 01.	72
Tabla 16.	Pesos Por Piso, Edificio 02	73
Tabla 17.	Pesos Por Piso, Edificio 03	73
Tabla 18.	Fuerza Cortante En La Base, Edificio 01	74
Tabla 19.	Fuerza Cortante En La Base, Edificio 02	75
Tabla 20.	Fuerza Cortante En La Base, Edificio 03.....	75
Tabla 21.	Espectro De Diseño, Edificio 01.....	77
Tabla 22.	Espectro De Diseño En Dirección, Edificio 02.....	78
Tabla 23.	Espectro De Diseño, Edificio 03.....	80
Tabla 24.	Factor De Escalamiento De Fuerza Sísmica, Edificio 01	81
Tabla 25.	Factor De Escalamiento De Fuerza Sísmica, Edificio 02.....	82
Tabla 26.	Factor De Escalamiento De Fuerza Sísmica, Edificio 03.....	82
Tabla 27.	Comprobación De Derivas En Edificación 01	83

Tabla 28.	Comprobación De Derivas En Edificación 02.....	84
Tabla 29.	Comprobación De Derivas En Edificación 03.....	84
Tabla 30.	Separación Sísmica, Edificio 01.....	85
Tabla 31.	Separación Sísmica, Edificio 02.....	85
Tabla 32.	Separación Sísmica, Edificio 03.....	86
Tabla 33.	Propiedades Mecánicas De Concreto.	108
Tabla 34.	Fuerzas Del Muro 01	110
Tabla 35.	Datos Generales Del Muro 01, Muro Rectangular.	111
Tabla 36.	Acero En Elementos De Borde	112
Tabla 37.	Dimensiones De Muro En Cm.....	120
Tabla 38.	Verificación Inicial De La Resistencia Al Corte Del Muro	121
Tabla 39.	Verificación De D/C Por Corte En Muro 01	121
Tabla 40.	Valor De C, Muro 01	125
Tabla 41.	Comparación De Cálculo De “C”, Dirección X.....	126
Tabla 42.	Medidas De Borde Confinado, En X.....	127
Tabla 43.	Datos Para Diseño De Elementos De Borde – Nte E.060	128
Tabla 44.	Resultado De Confinamiento Según Nte E.060	128
Tabla 45.	Datos Para El Diseño De Elemento De Borde – Aci	128
Tabla 46.	Resultado De Confinamiento Según Aci 318.14	129
Tabla 47.	Fuerzas Del Muro 02 – Tipo L, En Dirección X	131
Tabla 48.	Fuerzas Del Muro 02 – Tipo L, En Dirección Y	132
Tabla 49.	Datos Generales Del Muro 02, Muro En L.....	132
Tabla 50.	Acero En Elementos De Borde – Dirección X	136
Tabla 51.	Acero En Elementos De Borde – Dirección Y	137
Tabla 52.	Cortante Máximo En Dirección X.....	143
Tabla 53.	Cortantes Máximos En Dirección Y	145
Tabla 54.	Valor De C, Muro 02, Dirección X. Ambos Sentidos	149
Tabla 55.	Valor De C, Muro 02, Dirección Y. Ambos Sentidos	151

Tabla 56.	Comparación De Cálculo De “C”, Dirección X.....	155
Tabla 57.	Comparación De Cálculo De “C”, Dirección Y.....	155
Tabla 58.	Medidas De Borde Confinado, En X “→”	156
Tabla 59.	Datos Para Diseño De Elementos De Borde – Nte E.060	156
Tabla 60.	Resultado De Confinamiento Según Nte E.060	157
Tabla 61.	Datos Para El Diseño De Elemento De Borde – Aci 318.14.....	157
Tabla 62.	Resultado De Confinamiento Según Aci 318.14	157
Tabla 63.	Medidas De Borde Confinado, En X “←”	158
Tabla 64.	Datos Para Diseño De Elementos De Borde – Nte E.060	158
Tabla 65.	Resultado De Confinamiento Según Nte E.060	158
Tabla 66.	Datos Para El Diseño De Elemento De Borde – Aci 318.14.....	159
Tabla 67.	Resultado De Confinamiento Según Aci 318.14	159
Tabla 68.	Medidas De Borde Confinado, En Y “↑”	160
Tabla 69.	Datos Para Diseño De Elementos De Borde – Nte E.060	160
Tabla 70.	Resultado De Confinamiento Según Nte E.060	160
Tabla 71.	Datos Para El Diseño De Elemento De Borde – Aci	161
Tabla 72.	Resultado De Confinamiento Según Aci 318.14	161
Tabla 73.	Fuerzas Del Muro 03 – Tipo C, En Dirección X.....	163
Tabla 74.	Fuerzas Del Muro 03 – Tipo C, En Dirección Y.....	164
Tabla 75.	Datos Generales Del Muro 03, Muro En C.	164
Tabla 76.	Acero En Elementos De Borde, Panel 01 – Dirección X.....	167
Tabla 77.	Acero En Elementos De Borde, Panel 03 – Dirección X.....	168
Tabla 78.	Acero En Elementos De Borde – Dirección Y	169
Tabla 79.	Cortante Máximo En Dirección X – Panel 01	174
Tabla 80.	Cortante Máximo En Dirección X – Panel 03	176
Tabla 81.	Cortantes Máximos En Dirección Y	179
Tabla 82.	Valor De C, Muro 02, Dirección X. Ambos Sentidos	182
Tabla 83.	Valor De C, Muro 02, Dirección Y. Ambos Sentidos	184

Tabla 84.	Comparación De Cálculo De “C”, Dirección X.....	187
Tabla 85.	Comparación De Cálculo De “C”, Dirección Y.....	188
Tabla 86.	Medidas De Borde Confinado, En X “→”	189
Tabla 87.	Datos Para Diseño De Elementos De Borde – Nte E.060	189
Tabla 88.	Resultado De Confinamiento Según Nte E.060	189
Tabla 89.	Datos Para El Diseño De Elemento De Borde – Aci	190
Tabla 90.	Resultado De Confinamiento Según Aci 318.14	190
Tabla 91.	Medidas De Borde Confinado, En X “←”	191
Tabla 92.	Datos Para Diseño De Elementos De Borde – Nte E.060	191
Tabla 93.	Resultado De Confinamiento Según Nte E.060	191
Tabla 94.	Datos Para El Diseño De Elemento De Borde – Aci 318.....	191
Tabla 95.	Resultado De Confinamiento Según Aci 318.14	192
Tabla 96.	Patrones De Cargas – Cargas De Gravedad	193
Tabla 97.	Datos Generales.....	193
Tabla 98.	Análisis Estático - Resumen.....	194
Tabla 99.	Análisis Dinámico – Resumen.	194
Tabla 100.	Longitud A La Compresión Del Eje “C”	195
Tabla 101.	Porcentaje De Acierto – Error Entre Las Metodologías Estudiadas.....	195
Tabla 102.	Comparación De Armaduras De Acero En Muro 01	196
Tabla 103.	Comparación De Armaduras De Acero En Muro 02.	198
Tabla 104.	Comparación De Armaduras De Acero En Muro 03.	201

I. INTRODUCCION

1 El Problema.

1.1 Problema de Investigación.

A través del tiempo, todos los datos obtenidos de los sismos ocurridos en todas partes del planeta, nos hace reflexionar de la importancia de estar preparados antes, durante y después de ellos.

La ocurrencia de eventos naturales en América Latina y, por su puesto; el Perú, afectan en nuestras sociedades e inciden directamente en el desarrollo sostenible de nuestros pueblos. Movimientos telúricos como los ocurridos en Haití 2010, Chile 2010, Ecuador 2016 y Perú, Pisco 2007, dejaron alrededor del 120 % en daños y pérdidas del PBI de cada país (Genatios y Lafuentes, 2016, p. 10).

El Perú se encuentra ubicado en una de las regiones de más sismicidad existente en el planeta, el Cinturón de Fuego del Pacífico; debido a esto, enfrenta continuamente un peligro sísmico latente, que conlleva pérdidas humanas y materiales.

No obstante, la “filosofía de diseño” adoptada en nuestra normativa, incluye los objetivos de desempeño como sigue:

En sismo normales, de intensidad mediana a baja, las estructuras no deben sufrir daños severos, ni en los elementos estructurales, así como los no estructurales y deben continuar funcionando en los que fueron acondicionados. Para sismos intermedios, que normalmente son esporádicos, se debe reparar el posible daño estructural.

Para terremotos severos, está permitido que la estructura se dañe en gran escala y posiblemente incluso quede inutilizable, sin embargo, no debe haber colapso de la estructura, para preservar la vida humana. Por ello, es necesario realizar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de este fenómeno para planificar y mitigar sus enormes impactos (Reglamento Nacional del Edificaciones [RNE], 2016, p. 331)

La realidad en la que vivimos los peruanos, y en nuestra propia localidad es que, a pesar que estamos ubicados en zonas sísmicas, seguimos construyendo más estructuras sin tener un diseño sísmico, en consecuencia, esto traerá grandes pérdidas económicas y humanas, por lo tanto, la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo de nuestra región y nación.

Los últimos eventos telúricos que tuvieron lugar en Colombia, Haití, México y Perú muestran una vez más la ausencia de recomendaciones y regulaciones de diseño eficaces para la construcción de viviendas de baja altura. Desafortunadamente, las personas de escasos recursos económicos resultan ser las más afectadas después de que ocurre un desastre (Carrillo y Alcocer, 2011, p. 104)

Es necesario señalar; que contar con una normativa de modelación, diseño estructural y diseño sismorresistente; no nos exceptúa de catástrofes provenientes de los sismos, ya que a través de la estadística histórica, países que cuentan con una actualizada norma estructural han sido subyugados ante estos eminentes fenómenos telúricos, y esto debido a que simplemente, los códigos que hasta la fecha hemos recopilado, no son más que estudios de laboratorio escalados a una inmensa proporción internacional, acuñados de cada uno de los terremotos que se han registrado, es por ello que estos códigos tienen un margen de error considerable y es allí donde se requiere actualizaciones periódicas, tanto en la tecnología con la que se recoge los datos necesarios de los sismos, así como; en la forma de cuantificarlos, y en la normativa en sí misma plasmada. No es necesario resaltar, que estas actualizaciones deben ser realizadas por los profesionales especialistas competentes de cada una de las ramas disciplinarias que intervienen en estos estudios.

Cuando se presenta un evento telúrico, hemos sido testigos de todos los estragos que este deja a su paso en las edificaciones existentes y aun con mucha más incidencia, en las edificaciones donde nunca se tuvo en cuenta principios fundamentales de estructuración, ductilidad, esfuerzos cortantes, disipación de energía sísmica, traslaciones y rotaciones, torsión, rigidez lateral, etc.

Estos conceptos son básicos y de vital importancia conocer en cada estructura a edificar, ya que del buen entendimiento de estos conceptos depende una buena respuesta sismorresistente que puede salvar muchas vidas humanas, así como bienes materiales.

Adicionalmente a temas sísmicos, según INEI (2021) tenemos: poca planificación y puesta en acción de planes estratégicos en temas como: Natalidad, Crecimiento Demográfico no Planificado y Descontrolada Migración hacia ciudades costeras; que nos lleva a que cada vez sea necesario la construcción de Edificaciones en espacios relativamente pequeños en comparación con su altura, y que así mismo cumplan; las áreas que la conforma, con las funciones necesarias para el correcto desarrollo de las actividades que brindarán.

La migración interna ha sido muy activa desde mediados del siglo pasado, debido al deterioro de las condiciones de vida de la población en algunas partes del país, especialmente en épocas de crisis, se intensificó la migración; generación tras generación, llevando a que muchos peruanos dejen su localidad donde nacieron en busca de mejores oportunidades en otras regiones con mayor potencial económico (INEI, 2021, p. 62).

Independientemente del tipo y la función que realizará cada de Edificación (de Salud, de Educación, de Vivienda, de Comercio, etc.), siempre se busca optimizar las áreas a utilizar, aprovechando las mayores medidas que se dispongan, minimizando los elementos estructurales que podrían interrumpir tal fin, creando distribuciones irregulares en la arquitectura y no guardando linealidad entre los elementos de un nivel con respecto a otro.

El mundo de la edificación es un campo cambiante y de constante evolución, buscando siempre optimizar las propuestas de proyecto desde un punto de vista de seguridad, funcional, estético y básicamente económico. Este dinamismo y evolución en los puntos mencionados, lleva a la necesidad de diseñar propuestas bien estructuradas, que desarrollen comportamientos óptimos ante los requerimientos que plantean los proyectos de innovación (Arteaga, Malavé y Olival, 2017, pp. 125 - 126).

Sin embargo, al reducir los elementos estructurales, se pierde con ellos características importantes para la seguridad de la Edificación, y así mismo; distribuciones arquitectónicas irregulares nos obligan a usar elementos estructurales irregulares, para así; de esa manera, adaptarnos lo mejor posible a las necesidades de los servicios que se brindarán.

Uno de los conceptos que tendremos en cuenta y que será tema de estudio en esta presente investigación son; los muros de concreto armado irregulares, los cuales no tienen una sola dirección de acción, y se adaptan a espacios de servicio aportando mucha rigidez lateral en la dirección en que se colocan.

Estos elementos estructurales normalmente son usados con regularidad en núcleos de ascensores, muros de escaleras, esquinas de Edificaciones, ductos para pase de instalaciones sanitarias, eléctricas y de comunicaciones, así como de aire acondicionado, etc. Estos elementos complementarios son necesarios en las edificaciones, para brindar un eficiente servicio para el cual ha sido destinado, además de confort a los futuros usuarios.

Sin embargo, aunque estos muros irregulares están siendo usados actualmente, no contamos con una metodología o criterios específicos mínimos para garantizar el buen diseño y desempeño de este tipo de muros irregulares ante la solicitud de las diferentes cargas que se presentan continuamente en una estructura.

1.1.1 Enunciado del problema.

¿Cuáles serían los posibles lineamientos para el correcto diseño de muros irregulares de concreto armado en Edificaciones?

1.2 Objetivos.

1.2.1 Objetivos Generales

Identificar los lineamientos para el diseño de muros irregulares de concreto armado, estipulando precedentes hacia futuras actualizaciones en la NTE E.060.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar un Predimensionamiento de elementos estructurales del proyecto.
- Realizar el modelado estructural de 3 viviendas multifamiliares, incorporando muros irregulares, colocando los parámetros y cargas necesarias para el análisis, utilizando el programa ETABS 2018, según la norma NTE E.020.
- Realizar el análisis sísmico de las edificaciones modeladas (análisis estático, dinámico y modal) utilizando el software ETABS 2018, según la NTE E.030.
- Calcular el eje neutro en de los muros diseñados usando dos metodologías: el SAP 2000 y la formula empírica del Dr Jack Moehle.
- Diseñar los muros de concreto armado de las estructuras siguiendo los parámetros estipulados según la NTE E.060, haciendo una comparativa con el código ACI 2018.
- Definir los criterios de diseño estándares pueden ser implementados en edificaciones con muros irregulares de concreto armado.

1.3 Justificación del estudio.

La arquitectura optimizada de las edificaciones actuales, tratando de aprovechar al máximo las áreas de servicio, nos exige el diseño seguro y funcional, aportando y siendo compatible con el confort y seguridad necesaria para cada proyecto, es ahí; donde los muros estructurales irregulares de concreto armado, juegan un papel importante y por tal motivo, es indispensable entender y conocer a cabalidad, el diseño e incidencia de estos muros irregulares de concreto.

Para tal fin es necesario contar con unos lineamientos simples y claros, aunque no por esto dejarían de ser meticulosos y detallados; que nos encamine, enmarque y asegure que estamos escogiendo adecuadamente el material y la disposición del acero de refuerzo, así como el diseño del cálculo en sí mismo de este tipo de muros, ya que, debido a su adaptabilidad y versatilidad en diversas formas; en las edificaciones, aportando eficiencia y mucha rigidez en los lugares estratégico de la edificación donde se colocan, se seguirán usando a lo largo y

ancho de todo nuestro territorio, donde hayan proyectos de mediana a gran envergadura.

II. MARCO DE REFERENCIA

2 Antecedentes

2.1 Antecedentes de estudio.

Según investigaciones previas he podido recuperar la siguiente información.

2.1.1 *A nivel Internacional*

López et al. (2021) en su artículo científico: “Estudio experimental del comportamiento a la flexión en el plano de muros rectangulares e irregulares en forma t de hormigón aislado con refuerzo pantalla”. Afirma que los muros de hormigón armado están ganando popularidad en la construcción de edificios de altura baja a media por sus propiedades aislantes, resistentes y su capacidad de fácil y eficiente construcción. Debido a esta gran apogeo, es necesario garantizar la seguridad de este nuevo sistema frente a cargas sísmicas y es por ello que son muy pertinentes los ensayos experimentales que nos proporcionen información sobre su comportamiento no lineal, siendo como objetivo de este presente ensayo analizar y describir experimentalmente el comportamiento a flexión en el plano del muro de hormigón armado aislado, presentando modelos analíticos donde se consideraron parámetros como las propiedades del material y la geometría del elemento.

Además, se construyeron y probaron diez muestras en condiciones de carga en el plano monótonas y periódicas para evaluar el modelo. Las unidades de prueba se dividieron en dos grupos: el primero consta de seis muros de sección rectangular, en tanto que el segundo consta solo de cuatro muros de sección T. todos los elementos están diseñados y detallados para una respuesta de flexión controlada según el modelo analítico presentado, dando como resultado que los muros estudiados logran una gran deformación inelástica

2.1.2 *A Nivel Nacional*

Moreno (2021), en su tesis: “Simulación computacional de un muro de corte de sección u bajo cargas cíclicas biaxiales en Perfon 3d”. El presente trabajo tiene por objetivo mostrar que el comportamiento inelástico no lineal de un muro de corte de concreto armado de sección transversal en forma de U bajo cargas biaxiales es

predecible de manera razonable por el software Perform 3D. Para alcanzar los objetivos de la tesis, se realizó una revisión bibliográfica de las diferentes investigaciones en laboratorio y modelaciones matemáticas de muros de corte irregulares. Se escogió un artículo que profundiza en un ensayo experimental de un muro de corte de sección transversal en forma de U, de Beyer et al. (2008b) y un artículo que describe el proceso de simulación matemática con Perform 3D, de Kolozvari et al. (2017). Después de comprender el tratamiento del programa, se realizan simulaciones inelásticas no lineales con los dos tipos de elementos disponibles para diseñar muros cortantes.

2.2 Marco Teórico.

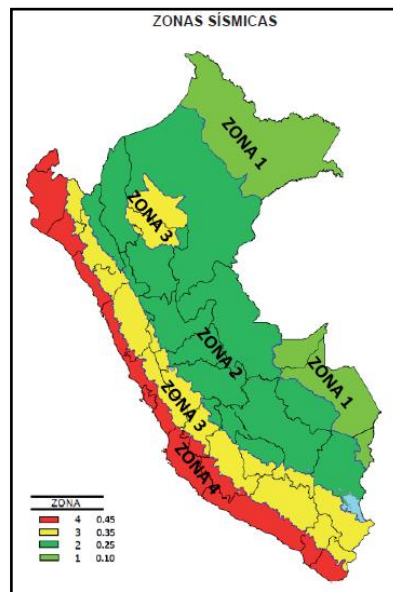
En esta presente investigación se tomarán en cuenta las normas establecidas para el diseño sismorresistente E.030, cargas E.020 y Diseño en Concreto Armado E.060, las cuales están plasmadas y aprobadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) actualizado. Los aspectos teóricos y de cálculo a utilizar serán los siguientes:

2.2.1 Zonificación (Z).

Nuestro país se encuentra actualmente dividido en 4 zonas sísmicas las cuales han sido clasificadas recolectando datos sísmicos a lo largo de los años de actividad sísmica en el Perú. Cada zona tiene su propio factor Z en función de la zona en que se encuentra, siendo la zona 1 la de menor incidencia a la zona 4 la de mayor incidencia sísmica (Anónimo 2016).

Figura 1.

Mapa de Zonificación del Perú



Nota: La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada.

Tomado del RNE, 2016.

2.2.2 Condiciones Geotécnicas, Perfil del Suelo (S).

Después de haber localizado nuestra edificación dentro de las zonas sísmicas, se procede a perfilar el tipo de suelo donde se cimentará y a si mismo quien transmitirá la aceleración sísmica a la estructura proveniente del sismo, dentro de los siguientes perfiles:

2.2.2.1 Perfil Tipo S0, Roca Dura.

Este tipo corresponde a rocas con velocidad de propagación de las ondas de corte V_s superior a 1500 m/s.

Las medidas deben corresponder al lugar del proyecto o ejemplares de la misma roca en la misma formación e igual o mayores fisuras. Saber que la roca dura es monolítica hasta 30 m de profundidad, las mediciones de velocidad de corte de superficie se pueden usar para estimar el valor V_s (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.2.2 Perfil Tipo S1, Roca o Suelos muy Duros.

Esta roca tiene diversos grados de fractura, masa uniforme y suelo muy duro con velocidad de propagación de ondas de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.2.3 Perfil Tipo S2, Suelos Intermedios.

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.2.4 Perfil Tipo S3, Suelos Intermedios.

Esta clase corresponde a suelos blandos con velocidad de propagación de ondas de corte V_s menor o igual a 180 m/s, incluyendo casos basados en: Arena media a fina, o grava arenosa (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C).

Una vez que se ha ubicado la estructura dentro de las distintas zonas sísmicas previamente definidas y las condiciones geotécnicas donde se ubicará la edificación, se procede a determinar el factor de amplificación sísmica C que está en función del periodo fundamental. Este factor nos dice cuanto se amplificará la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.3 Categoría de Edificaciones y Factor de Usos (U).

Todas las edificaciones deben a su vez ser clasificadas por la función que prestarán en todo uso ciclo de vida eficaz, actualmente se clasifican en 3 categorías según su uso, tenemos:

2.2.3.1 Edificaciones Esenciales.

Son todas aquellas edificaciones que deberían seguir prestando servicio ante un evento sísmico, además servirían de refugio a posibles afectados, ejemplo

de estas edificaciones son los centros hospitalarios, puertos, aeropuertos; el factor de uso asignado es 1.5 (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.3.2 Edificaciones Importantes.

Son las edificaciones que por su función tendrán que recibir una gran afluencia de personas, tales como: cines, teatros, estadios, centros penitenciarios, etc. El factor de uso es 1.3 (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.3.3 Edificaciones Comunes.

Todas aquellas edificaciones que son de uso común y cotidiano, por la función que desempeñan, no necesariamente albergarán una gran afluencia de personas, tales como: viviendas, oficinas, restaurantes, etc. El factor de uso es 1 (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.4 Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica (*R*).

Este factor nos da un plus de seguridad, ya que; como veremos más adelante, este coeficiente amplifica de manera directa la fuerza sísmica, pues al ubicarse como denominador en la ecuación para hallar la fuerza equivalente, esta se amplifica para así poder diseñar una estructura que soporte en teoría, más de lo que se le someterá en la realidad y así poder dar un margen de seguridad ante cualquier error en el cálculo no percibido.

Este coeficiente toma en cuenta todas las irregularidades que presenta la estructura tanto en altura como en planta, ya que son estas las que permiten que la estructura sea vulnerable tanto en flexibilidad, y torsionalidad que puedan presentarse (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

Este método nos simplifica grandemente el análisis, ya que nos dice que la fuerza horizontal sísmica, incide en el centro de masas de cada nivel de la estructura.

2.2.6 Fuerza Cortante en la Base.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (anónimo, 2016), es la fuerza sísmica actuante en el nivel inferior de toda la edificación que desea “arrancar” a la misma de la base. Es necesario analizar las dos principales direcciones en el plano transversal de la estructura, ya que esta fuerza puede variar dependiendo del sistema estructural predominante en la dirección analizada. La fuerza cortante se puede hallar como:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R}$$

Siendo cada letra todos los temas definidos previamente.

2.2.7 Excentricidad Accidental.

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada piso (F_i) está actuando sobre el centro de masa del piso respectivo, además se debe considerar el efecto de las excentricidades accidentales y la excentricidad propia de la edificación en cada dirección de análisis. En el centro de masa de cada nivel, se supondrá mínimamente el 5% excentricidad en ambas direcciones y sentidos (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.2.8 Predimensionamiento del Sistema Estructural

Cuando se hayan definido la forma, ubicación y distribución de los elementos que forman parte de la estructura, teniendo en cuenta la propuesta arquitectónica, es necesario partir inicialmente de dimensiones lo más cercanas posible a las dimensiones finales requeridas por el diseño. En este caso, al tratarse de un edificio “A”, se asumieron y calcularon las dimensiones de las vigas y columnas.

Existen diversos criterios para pre dimensionar miembros estructurales, algunos más empíricos que otros, pero en última instancia, la experiencia y el buen juicio prevalecerán en la selección de los criterios más comunes. Los criterios que asumiremos a partir de ahora intentarán cumplir con los requisitos del Reglamento Nacional de Edificación en los capítulos E.020, E.030, E.050 y E.060.

2.2.8.1 Predimensionamiento de Muros

Los muros son elementos sujetos a flexión en ambas direcciones de su plano y el peralte debe predimensionarse en función de la longitud y carga; existen también, criterios empíricos para la determinación del espesor del muro, que dan buenos resultados y pueden soportar los efectos de las cargas sin causar daño a la estructura que se analiza.

La Norma E.070, 2016; nos proporciona ciertos requisitos que debe cumplir la sección, para asegurar una buena construcción de muros de mampostería sismorresistente, también para controlar las deflexiones de la estructura, se consideran un número de muros en cada dirección, garantizando una densidad mínima en ambas direcciones del análisis (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

De la teoría estructural, obtenemos que, para las dimensiones esperadas en arquitectura, podemos elegir un espesor de 15 cm. Por lo tanto, podemos decir de antemano que los elementos estructurales cumplen con estos requisitos, de esta manera todos los demás muros se dimensionarán primero o de la siguiente forma:

$$t = \frac{h}{25}$$

2.2.8.2 Predimensionamiento de Columnas.

Criterios de predimensionamiento de columnas en función de su comportamiento, flexión y compresión, intentan determinar cuál de los dos es el más importante en el diseño. Para entornos con muros sujetos a cortante en ambas direcciones, donde la rigidez y la resistencia lateral serán controladas principalmente por el muro, se recomiendan las siguientes medidas.

$$A_c = \frac{\sum P}{0,9 \cdot \alpha \cdot f'_c}$$

Donde α es el valor correspondiente a la columna si es angular, de borde, o de centro.

2.2.8.3 Predimensionamiento de vigas

Existen criterios prácticos para determinar el peralte de vigas, dando buenos resultados, sin sobrecargarlas. La viga es el elemento que soporta flexión, el peralte está en función de la longitud y la carga.

La norma E.060, 2016; nos da ciertos requisitos que debe cumplir la sección, para asegurar la correcta construcción de la viga sísmica, así como para controlar la flecha.

Teóricamente se debe calcular el peralte $L/10$ o $L/12$, donde L = vano libre de viga, y base $B = 0,3 H @ 0,5 H$ y ancho mínimo 25 cm. En sistemas sismorresistentes, la norma E060, 2016; también recomienda un mínimo de $L/16$. Por lo tanto, podemos decir de antemano que los miembros estructurales cumplen con estos requisitos, de esta manera todas las demás vigas se dimensionarán primero.

2.2.8.4 Predimensionamiento de Losas

Las losas transmiten cargas por flexión y cizallamiento (corte). Realizan la función de un diafragma rígido. Aportan un buen porcentaje (más del 40%) a la masa total de la estructura, por lo que es un factor importante a tener en cuenta el aliviamiento de peso en la losa. Estas pueden ser losa en una o dos direcciones, macizas, nervadas, etc.

Para losas aligeradas en un solo sentido, la recomendación empírica para su estructuración es la siguiente:

Tabla 1.

Dimensionamiento de losas aligeradas unidireccionales

Luz (m)	H (cm)
$L < 4.00$ m	17
4.00 m $< L < 5.50$ m	20
5.00 m $< L < 6.00$ m	25
6.00 m $< L < 7.50$ m	30

Nota: Tabla de uso práctico para el dimensionamiento de losas en una sola dirección, tomado del RNE,2016.

La Norma E-060, 2016; de concreto armado, indica que para sobrecargas inferiores a 300 kg/m² y medidas menores a 7.5 m., el peralte(alto) H puede ser:

$$H > L/25$$

2.2.9 Estructuración Final

La estructuración óptima cumplirá con todos los requisitos de linealidad, continuidad, ductilidad y rigidez lateral, así mismo los elementos estructurales cumplirán satisfactoriamente las dimensiones mínimas de las secciones propuestas para su posterior análisis estructural, en el proceso de análisis se mejorará el modelo a analizar.

Para edificaciones de Concreto Armado, la elaboración del presente trabajo se basa en las siguientes normas y reglamentos:

- Norma Técnica de Edificación de Cargas NTE E.020
- Norma Técnica de Diseño Sismo resistente NTE E.030
- Norma Técnica de Suelos y Cimentación NTE E.050
- Norma Técnica de Edificación de Concreto Armado NTE E.060
- Norma Técnica de Albañilería NTE E.070

2.2.10 Cargas de Diseño

El análisis de elementos estructurales se realiza con las siguientes cargas: Cargas permanentes (D), incluyendo el peso propio de la estructura.

Carga Viva (L), incluyendo sobrecarga diseñada según NTE E.020.

Cargas sísmicas (SC), incluyendo el establecimiento de las fuerzas laterales que actuarán sobre la edificación, según los parámetros establecidos en Norma NTE E0.30.

2.2.11 Combinaciones de Carga

2.2.11.1 Para Estructuras de Concreto Armado:

La NTE E.060,2016; nos da combinaciones necesarias básicas y amplificadas (resistencia requerida por cargas últimas) estas son:

$$1.40 (D) + 1.70 L$$

$$1.25 (D) + 1.25 L \pm CS$$

$$0.90 (D) \pm CS$$

2.2.12 Metrado de cargas

2.2.12.1 Carga muerta

Para el estudio de este proyecto se adquirió lo establecido en la norma NTE E.020 del RNE que nos brinda los pesos unitarios para calcular la carga muerta:

Concreto armado 2400 kg/m³

Albañilería 1800 kg/m³

Aligerado (e=0.20m) 300 kg/m²

2.2.12.2 Carga viva

La carga de nivel aplicada a un área determinada de un edificio depende de su uso previsto o capacidad. La norma NTE E.020 nos da una carga distribuida a tener en cuenta (por ejemplo, tenemos: 200 kg/m² para entreplantas residenciales, 200 kg/m² para pasillos y escaleras, etc.) en azoteas se considera como mínimo 100 kg/m² porque no es una estructura que preste servicio donde se reúna la gente.

2.3 Marco Conceptual.

Actualmente debemos tener en claro que el diseño de edificaciones que proporcionen un nivel de confiabilidad alto antes los sismos, es de muy alta prioridad entre todos los que se dedican a esta rama de la ingeniería; es por ello que, el saber diseñarlas, construirlas y tratar de predecir cuál será su comportamiento , colocándonos en la situación más desfavorable para así evitar posibles errores en nuestros procedimientos, ayudaría rotundamente en salvaguardar vidas humanas y bienes de infraestructura pública, por tal motivo el

diseñador debe tener en claro cada concepto que se considera en la etapa de diseño así como la interrelación que guardan entre sí, favoreciéndose mutuamente o siendo contraproducente al presentarse alguna con respecto de la otra.

Es por tal motivo que es necesario entender y comprender de manera certera los conceptos que se usarán en el análisis de esta investigación, conceptos y fenómenos como:

2.3.1 Norma Técnica E.030

La Norma NTE E.030, es aquella norma que nos estipula que aquellas edificaciones indispensables, tales como: hospitales, clínicas, aeropuertos, puertos, servicios de agua, electricidad y telefonía, etc., permanezcan de pie durante y después del sismo para ser de utilidad a la población afectada. (Instituto Geofísico del Perú [IGP], 2010)

Esta norma es el Diseño Sismorresistente de Edificaciones, la cual nos enmarca los parámetros mínimos que se deben considerar al momento de diseñarlas, así mismo, esta norma nos habla de los sistemas estructurales que incluyen muros de concreto armado, entre los que tenemos a:

2.3.1.1 Sistema de Muros Estructurales

“En este sistema, la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actual el 70% de la fuerza cortante en la base” (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.3.1.2 Sistema Dual

Los efectos sísmicos son resistidos por una combinación de pórticos y muros de carga. El esfuerzo cortante soportado por los muros estructurales está entre el 20% y 70% del esfuerzo cortante en la base del edificio. Los pórticos deben estar diseñado para resistir una fuerza cortante básica de al menos 30% (Reglamento Nacional de Edificaciones, 2016).

2.3.2 Norma Técnica E.060

Esta norma E.060, plasma los requerimientos mínimos a considerar para el análisis y diseño de elementos de concreto armado, simple y preesforzado. De tal manera que toda especificación técnica, planos, memorias descriptivas o de cálculo, deben cumplir con ésta.

2.3.3 Muros de Concreto Armado.

Los muros de concreto armado, son aquellos elementos estructurales planos, considerados bidimensionales, ya que principalmente dos de sus tres dimensiones, largo y alto, son mucho más grandes que a la tercera, esto es su espesor. Los muros se pueden clasificar según su geometría,

2.3.3.1 Muros según su geometría

Los muros se pueden clasificar según su geometría con, destacando 3 tipos muy marcados:

Muros bajos: cuando la relación altura vs longitud es menor que dos ($H/L < 2$).

Muros intermedios: cuando la relación altura vs longitud está comprendida entre dos y cinco ($2 \leq H/L \leq 5$).

Muros altos: cuando la altura vs longitud es mayor que 5 ($H/L > 5$).

2.3.3.2 Muros según el Mecanismo que Controla

Según Alcocer, S (1995) los muros pueden ser:

Muros cortantes: en los cuales el cortante controla los desplazamientos y la resistencia.

Muros de flexión: la flexión controla los desplazamientos y resistencia

Muros Dúctiles: que poseen características especiales de disipación de energía para cargas cíclicas en rango elástico (reversible), estos se diseñan para

que la resistencia y deformaciones de la estructura sea gobernadas por la fluencia del acero en flexión.

2.3.4 Esfuerzo Cortante

“Es aquel esfuerzo que actúa de manera tangencial a la superficie del material” (Gere y Goodno, 2009, p. 32), también conocido como esfuerzo de corte, de cizalla o de cortadura, ya que este esfuerzo tiende a cortar, atravesando el elemento.

2.3.5 Periodo.

El Periodo es el tiempo en que un fenómeno cíclico, tarda en volverse a repetir con la misma forma e intensidad, ese determinado tiempo se mide normalmente en segundos; aunque podría medirse en otras unidades como días, años, etc.

Cuando este tiempo que dura un fenómeno cíclico en repetirse no está condicionado a ninguna fuerza externa; ya sea fuerza sísmica, fuerza eólica, fuerza náutica o cualquier otra fuerza similar, si no solo y exclusivamente por sus propias características físicas o condiciones innatas de las cuales se derivan reacciones internas, lo llamaremos periodo fundamental o natural de la estructura.

2.3.6 Periodo Fundamental.

El Periodo fundamental de una estructura es; en pocas palabras, la forma de vibrar libre o natural que manifiesta la estructura, sin necesidad de una fuerza aleatoria oscilatoria externa que altere ese ciclo de vibración. Todos tenemos nuestro periodo fundamental, todos vibramos de alguna manera.

El problema radica cuando el evento telúrico se presenta o incide, aportando con el su propio periodo de vibración e irrumpe abruptamente en ese ciclo vibratorio natural fundamental de la estructura, generando un fenómeno llamado: Fenómeno de Resonancia y que es, a toda costa; lo que se debería evitar en las estructuras, ya que conllevaría un sinnúmero de consecuencias funestas para la integridad estructural.

2.3.7 Fenómeno de Resonancia.

La resonancia es un fenómeno físico originado debido a la capacidad que tiene un cuerpo estructural de vibrar, cuando este recibe una acción debido a una fuerza periódica, además si su periodo y frecuencia de vibración es similar con el periodo y frecuencia de vibración fundamental de dicho cuerpo.

En este puntual caso el cuerpo experimenta vibraciones, entrando en resonancia, acelerando exponencialmente la amplitud de la vibración tras cada incidencia de la fuerza. (EcuRed, 2020).

2.3.8 Rigidez.

La rigidez es la capacidad que tiene un cuerpo o estructura de oponerse a las deformaciones elásticas, siendo esta la falta de elasticidad o capacidad de moverse que tiene el cuerpo. En otras palabras, la estructura puede aguantar cargas externas o internas sin cambiar su silueta inicial de manera significativa.

En estructuras rígidas, normalmente los cambios son diferenciales, tales que no son apreciables o perceptibles a simple vista, y estos permiten que no haya una falla significativa en la integridad estructural cuando las fuerzas externas inciden abruptamente.

2.3.9 Ductilidad.

En palabras simple, es la capacidad que tiene un cuerpo o estructura de avisar; cambiando su silueta inicial, antes de llegar a su falla final o resquebrajamiento del material.

“La ductilidad es la propiedad que tiene un material de deformarse visiblemente; plásticamente, antes de llegar a la ruptura. Es decir, que el material puede ser estirado considerablemente antes de romperse” (EcuRed,2015).

Lo que se desea conocer con una deseable confiabilidad en cuanto a la ductilidad es: hasta cuanto el material puede soportar sin deformarse plásticamente e indicar cuanto se puede deformar plásticamente sin fallar.

2.3.10 Deformaciones.

La deformación se puede definir como el cambio o alteración en la forma o estado físico de un cuerpo, esto debido a la aplicación de fuerzas externas o internas. Estas deformaciones son el resultado de la ausencia de rigidez o la excesiva presencia de ductilidad en sus características intrínsecas del material, todas estas características son subjetivas, por lo que deben ser evaluadas de forma oportuna antes de escoger el mejor material a usar, según sean los requerimientos exigidos.

Las deformaciones pueden ser elásticas e inelásticas.

2.3.11 Torsión.

La torsión es la rotación respecto a su eje longitudinal que existe en la edificación debido a la aplicación de fuerzas por unidad de distancia, momento torsional; geométricamente se expresa con un retorcimiento de un extremo libre con respecto al extremo empotrado o fijo. Es de gran importancia, la torsión, el efecto de las fuerzas sísmicas actuando simultáneamente en ambas direcciones y en diferentes magnitudes, la deformación que debemos evitar a toda costa.

2.4 Hipótesis

2.4.1 Hipótesis general.

No presenta hipótesis por ser un estudio Explorativo.

2.4.2 Variables

2.4.2.1 Identificación de variable

En el presente estudio la variable será: "Diseño de muros estructurales irregulares de concreto armado".

2.4.2.2 Operacionalización de variables

Tabla 2.

Operacionalización de Variables

Variables	Definición Conceptual	Dimensiones	Definición Operacional	Indicadores
Diseño de Muros Estructurales Irregulares de Concreto Armado	Consiste en la determinación de forma general y específica de todas las dimensiones del muro y su refuerzo de acero, de manera que cumpla con las funciones para las cuales se ha creado y resista eficientemente los impactos que ejercerán sobre él (Nilson,2001, p.19).	Arquitectónico	- Los muros deben dimensionarse en armonía con los ambientes propuestos	- Adaptabilidad a espacios funcionales - Variación de sección en muros
		Estructural	- Se modelará la estructura y será sometida a las diferentes fuerzas existentes, verificando que pueda soportar los esfuerzos internos.	- Rigidez - Inercia - Esfuerzos internos
		Sísmica	- Se modelará y someterá los muros a las fuerzas sísmicas (estáticas y dinámicas), verificando que cumpla las solicitaciones aplicadas	-Desplazamientos máximos. - Vibración fundamental - Derivas. - Fuerza cortante.

Nota: La tabla muestra la Operacionalización de variables. Tomado del Proyecto de Tesis, por García y Maco, 2022.

III. METODOLOGIA EMPLEADA

3 Materiales y Métodos

3.1 Materiales

3.1.1 Población.

La población para el estudio de la presente investigación fueron las viviendas multifamiliares de concreto armado del distrito de 26 de octubre, provincia y departamento de Piura.

3.1.2 Muestra.

Tres Viviendas multifamiliares ubicados en el AA. HH Santa Rosa, distrito 26 de octubre, departamento y provincia de Piura.

3.2 Métodos

3.2.1 Diseño de contrastación.

Debido a que buscamos aportar lineamientos mínimos de diseño de muros irregulares de concreto armado de tres edificaciones, nuestro diseño de contrastación fue del tipo transeccional – descriptivo exploratorio, hallando el fenómeno que existe entre ellos, recolectando información en un momento específico e interrelacionándola entre sí.

3.2.2 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

Después de haber realizado el respectivo modelo estructural de las edificaciones, usando el software Etabs 2018, se procedió a observar los resultados arrojados por este software, sin influir directamente en ellos, es decir; se observaron resultados de la torsión, de la fuerza sísmica, de las fuerzas inerciales, de la excentricidades, desplazamientos y derivas, así como los esfuerzos actuantes en los muros irregulares de concreto armado, sin modificar o reacomodar los resultados, es por ello que la técnica de recolección de datos fue la de Observador no Participante u ausente.

3.2.3 *Procesamiento y análisis de datos*

Una vez que se observó detenidamente los resultados arrojados por el software, se procedió a comparar dichos datos, verificando donde se obtuvieron mejores resultados en materia de seguridad sísmica y detectando donde fue, más bien; contraproducente.

Además, se determinó y verificó que la incorporación de muros irregulares en la edificación, cumplió con todo lo estipulado en la NTE E.060, para al final poder estandarizar los criterios mínimos necesarios.

ESTRUCTURACIÓN

3.3 Estructuración de edificios

3.3.1 Consideraciones generales

La estructuración es el arte y ciencia de articular, distribuir y ordenar de manera eficiente y optima las partes que conforman un todo (estructura), esto definitivamente implicó la selección de un determinado sistema y la disposición de sus componentes según una serie de criterios, basándonos principalmente en la alternativa arquitectónica planteada previamente.

La estructuración fue un paso clave en el cálculo y diseño de la edificación, ya que la obtención de resultados y sobre todo la semejanza de los mismos a la realidad, hicieron elegir entre uno u otro tipo de sistema estructural, acorde a los requerimientos encontrados en el análisis previo. Este análisis alcanzó incluso al pronóstico en el comportamiento de la edificación ante solicitaciones sísmicas.

Se ha comprobado empíricamente, que mientras más simple y sencilla se plantea la estructuración, mayores son los alcances en cuanto a los resultados cercanos a la realidad se refiere, no obstante; al momento de estructurar, se tuvo en cuenta la simetría, rigidez lateral, uniformidad y continuidad, así como torsión de la estructura.

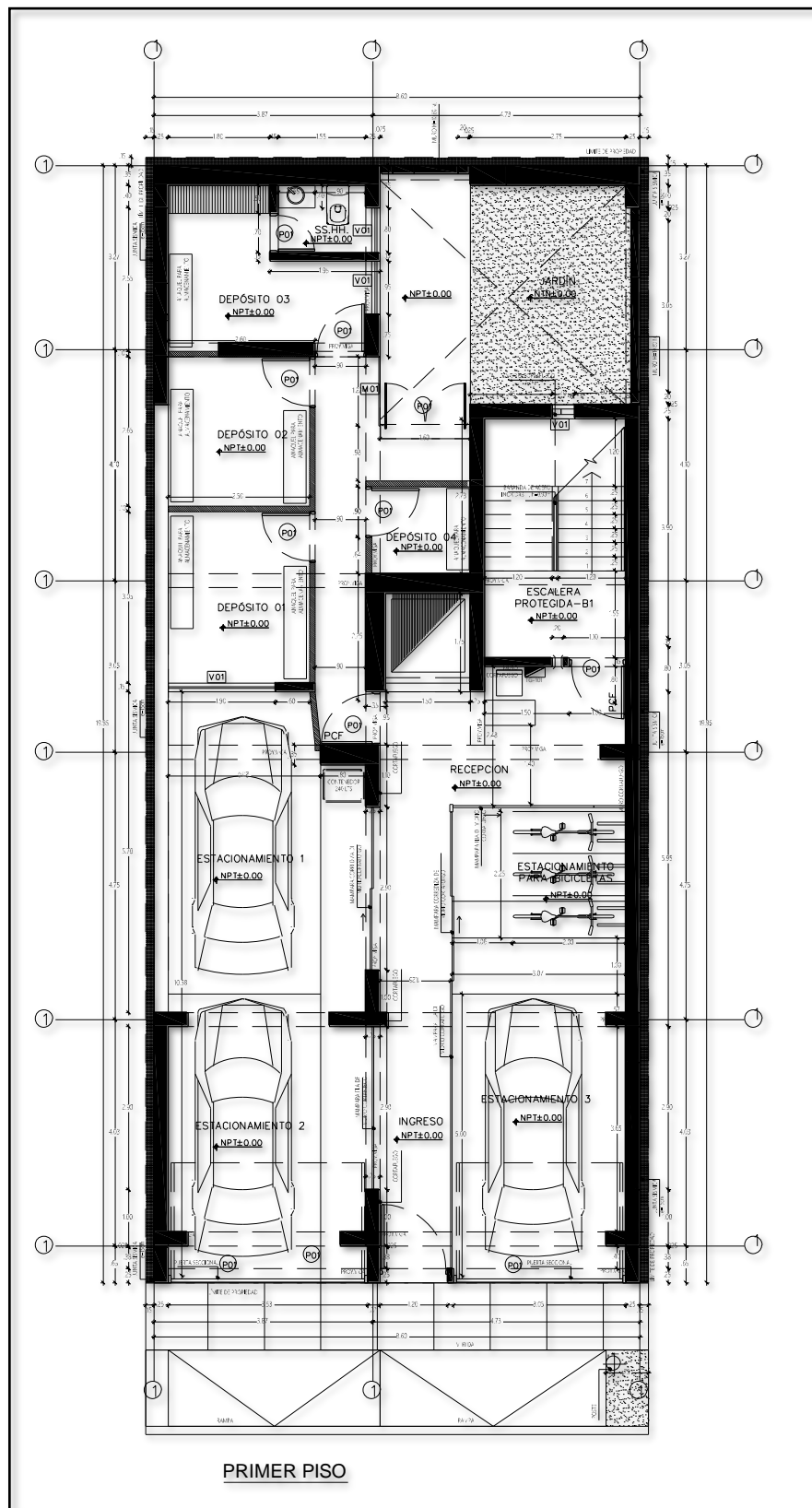
3.3.2 Estructuración de Edificios

A continuación, detallamos cada uno de los edificios escogidos para este estudio, su planta arquitectónica típica, así como su estructuración final, cabe detallar, que todas las edificaciones fueron viviendas multifamiliares con más de 5 pisos de altura, ubicados en la zona sísmica 4.

3.3.2.1 Edificio Multifamiliar 1, “Edificio Pethra”

En la figura N° 2 se plasma la distribución arquitectónica del primer piso, en la figura N° 3 el del 2 piso que se repite hasta el último nivel del edificio, en total 9 niveles y el sistema estructural usado para esta edificación es “muros estructurales”

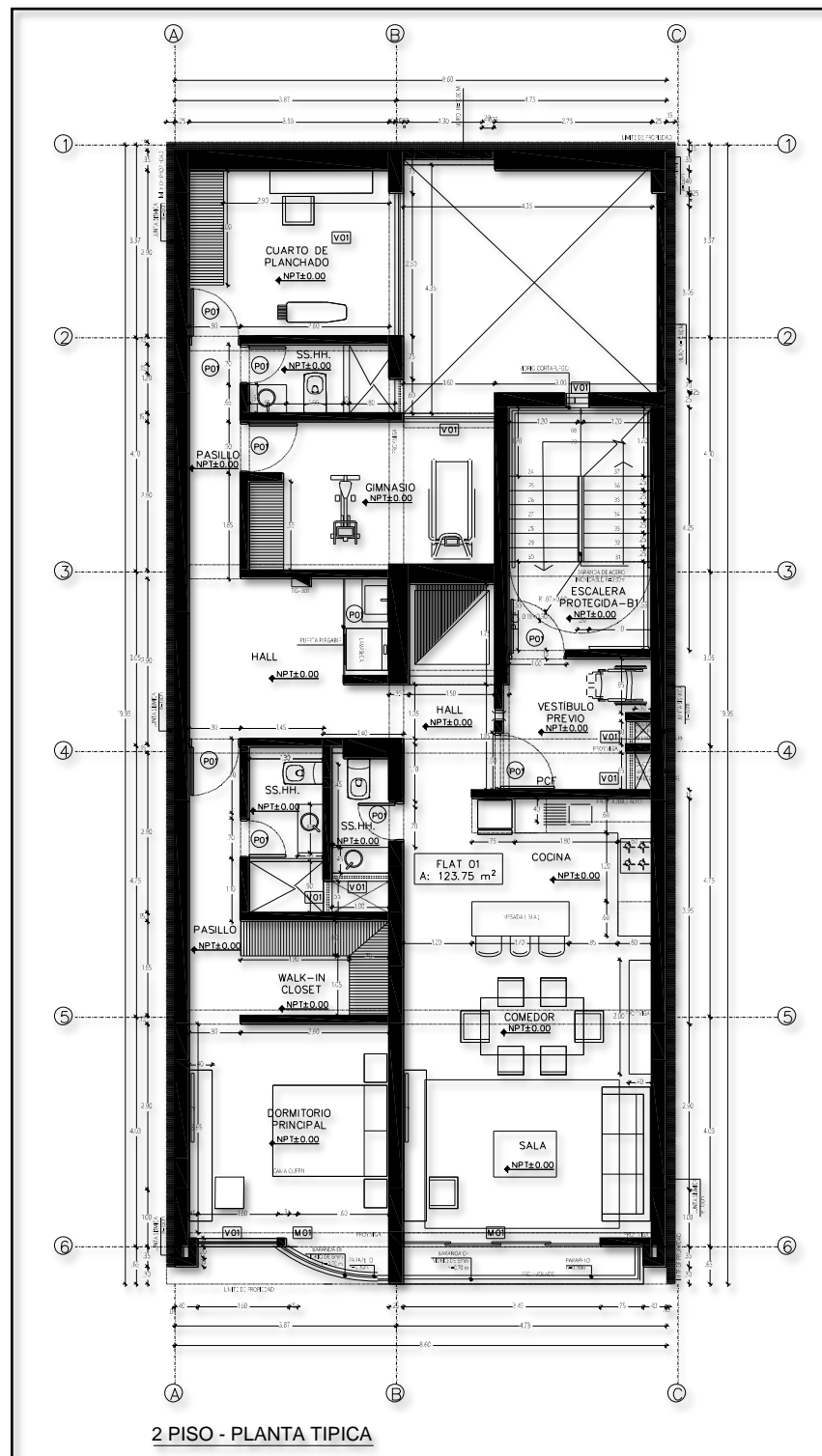
Figura 2.
Edificio Multifamiliar 1, Pethra, 1er Piso.



Nota: Arquitectura Primer Piso, Edificio N° 1.

Figura 3.

Edificio Multifamiliar 1, Pethra, 2do Piso – Planta Típica



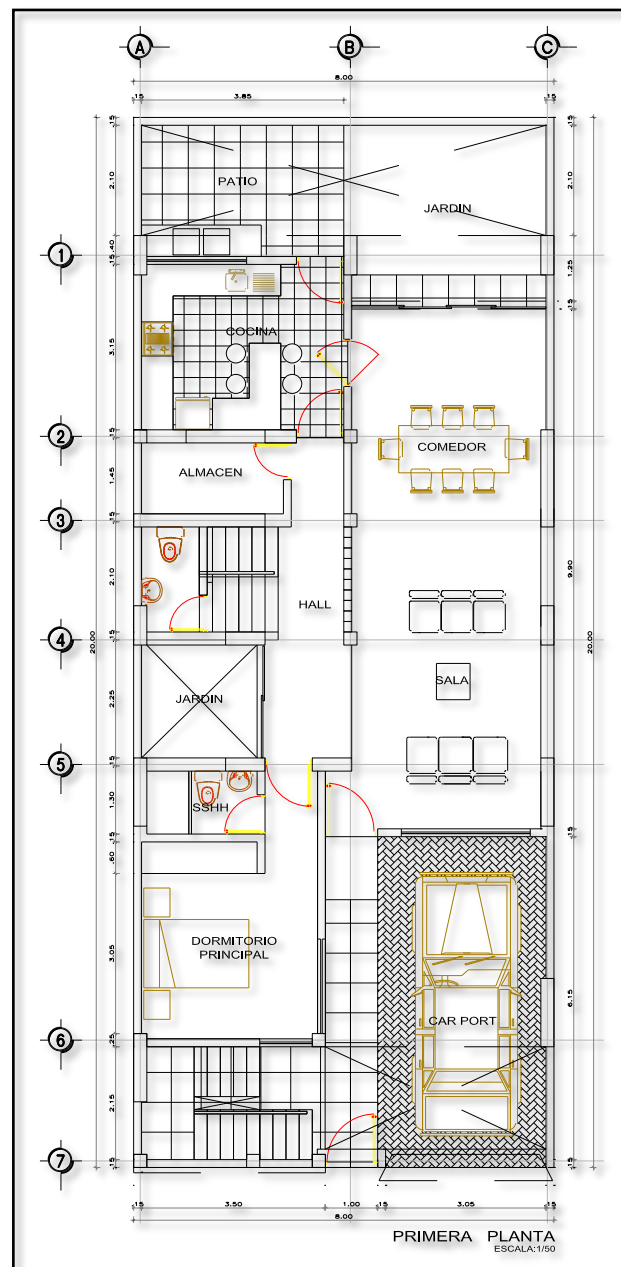
Nota: Arquitectura de edificio multifamiliar Pethra, Planta típica.

3.3.2 Edificio Multifamiliar 2, “Casa Blanca”

En la figura N° 4 se muestra la distribución arquitectónica del edificio multifamiliar Casa Blanca tiene un total de 6 niveles y el sistema estructural usado para esta edificación es “muros estructurales”.

Figura 4.

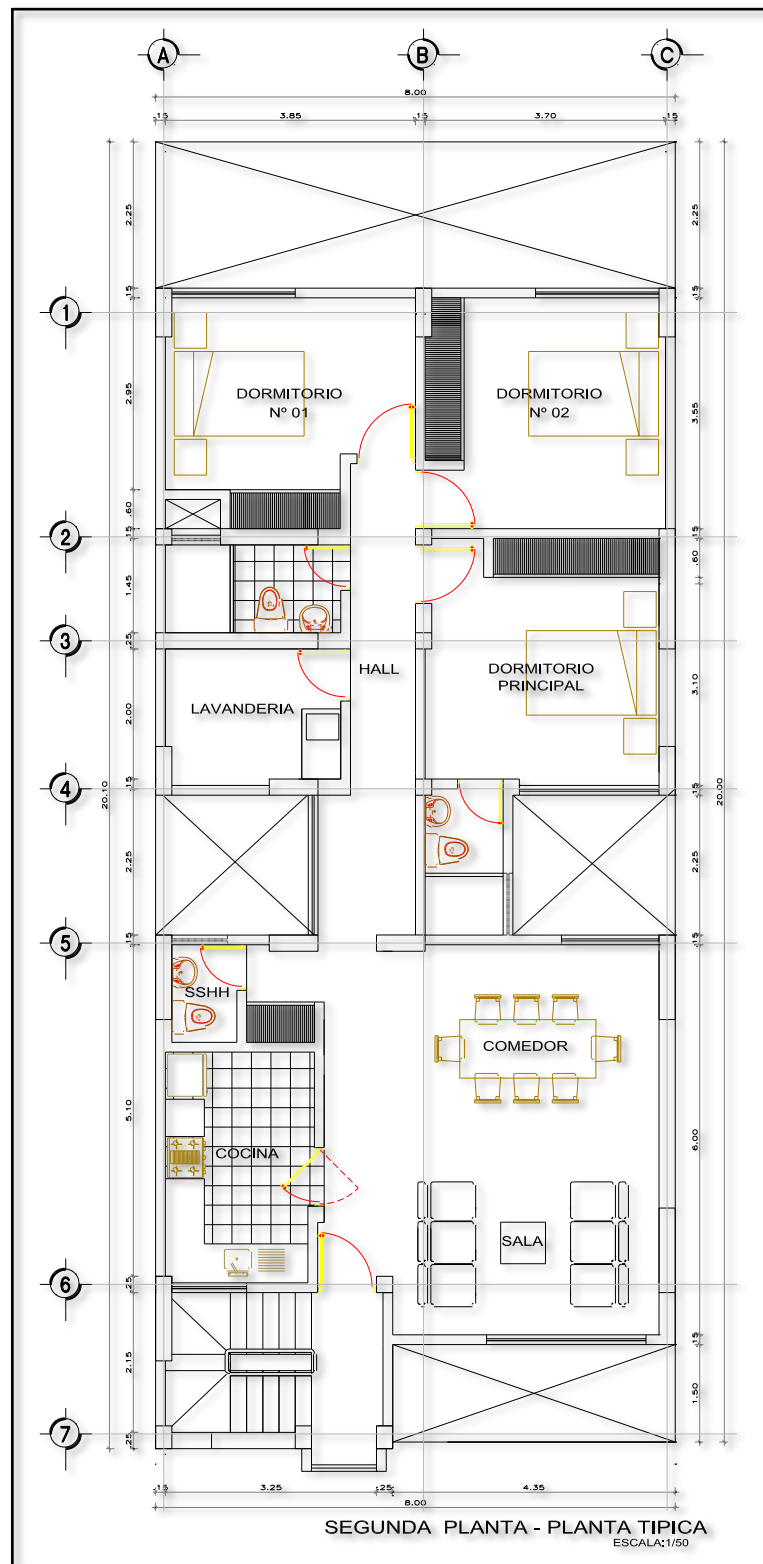
Edificio Multifamiliar 2, Casa Blanca, 1er Piso.



Nota: Arquitectura Primer Piso, Edificio N° 2.

Figura 5.

Edificio Multifamiliar 2, Casa Blanca, 2do Piso – Planta Típica



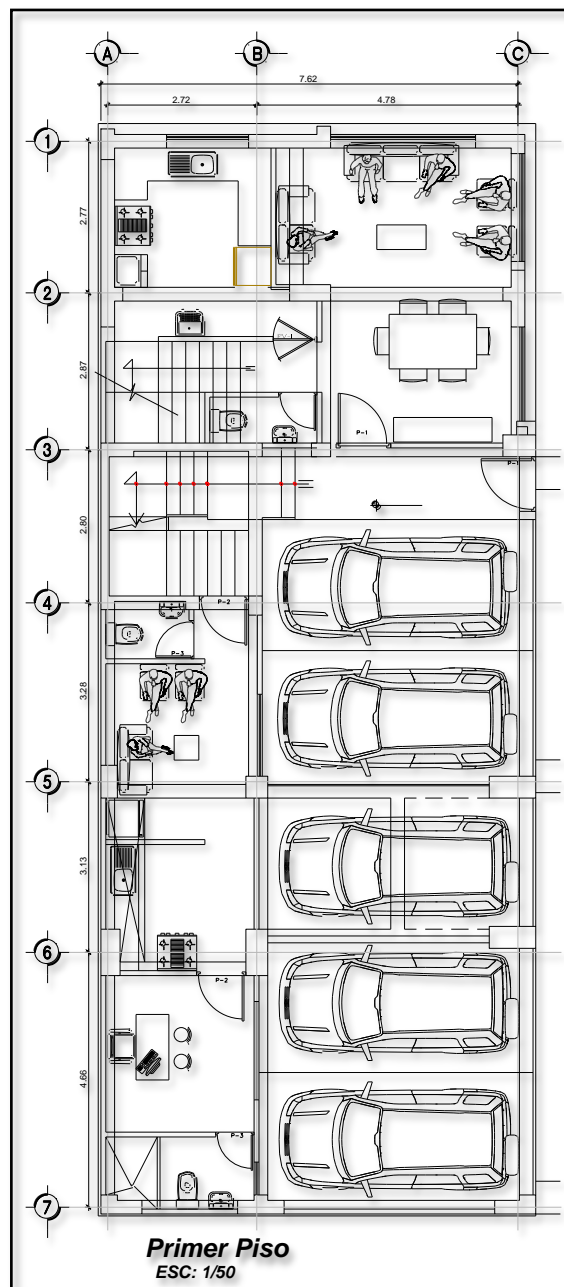
Nota: Arquitectura de edificio multifamiliar Casa Blanca, Planta típica.

3.3.2.3 Edificio Multifamiliar 3, “Edificio Israel”

En la figura N° 6 se muestra la distribución arquitectónica del edificio multifamiliar Edificio Israel, tiene un total de 7 niveles y el sistema estructural usado para esta edificación es “muros estructurales”

Figura 6.

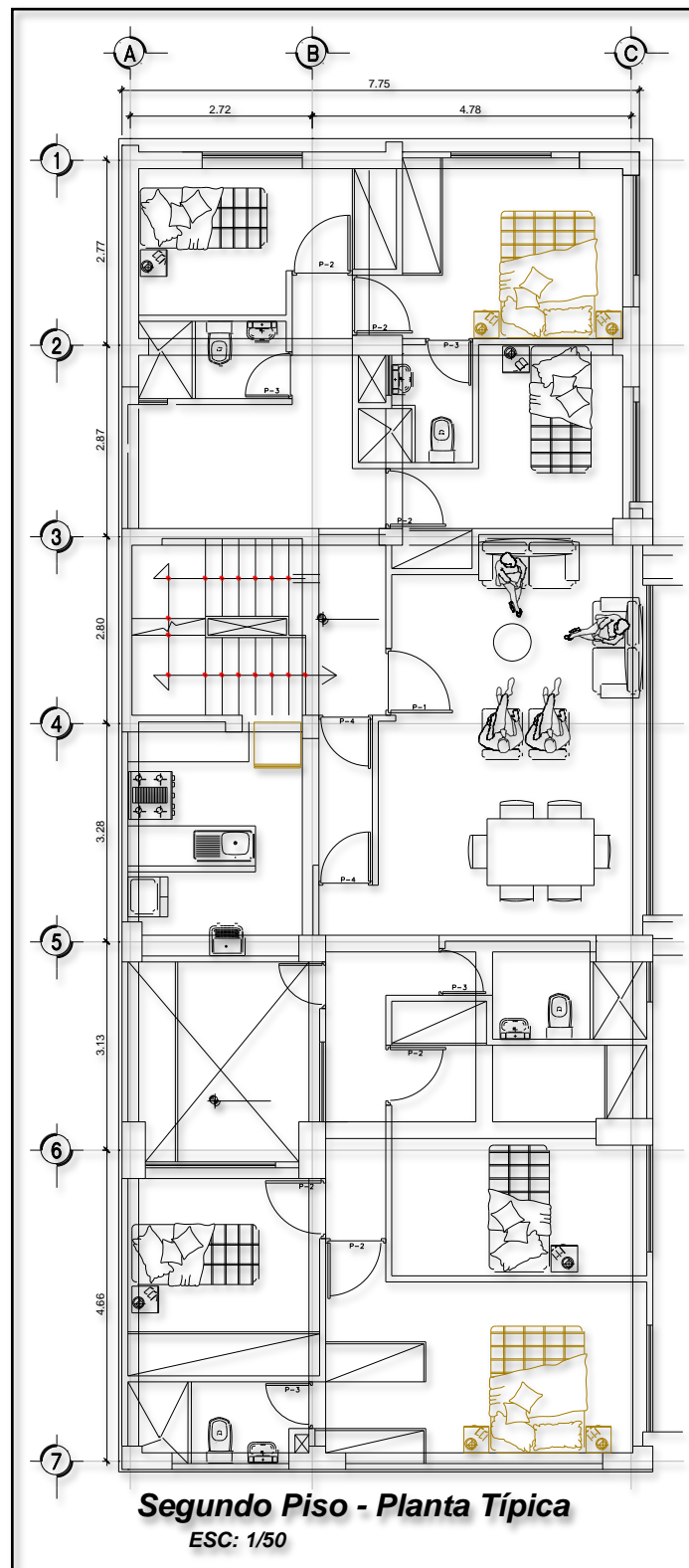
Edificio Multifamiliar 3, Edificio Israel, 1er Piso.



Nota: Arquitectura Primer Piso, Edificio N° 3.

Figura 7.

Edificio Multifamiliar 3, Edificio Israel, 2do Piso – Planta Típica



Nota: Arquitectura de edificio multifamiliar Edificio Israel, Planta típica.

PREDIMENSIONAMIENTO

3.4 Predimensionamiento de elementos estructurales

Seguidamente, después de haber realizado una correcta estructuración en las edificaciones a estudiar, se prosiguió a dar medidas iniciales a los elementos que conforman y soportan la estructura en sí, todas estas medidas iniciales cumplieron cabalmente las disposiciones mínimas plasmadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), que sirvió como punto de partida para una correcta elección de las medidas finales de cada elemento estructural, estas medidas finales fueron comprobadas sometiendo la estructura a análisis sísmico y modal, así como en el diseño de concreto armado.

3.4.1 Generalidades

Para efectos del predimensionamiento de los elementos estructurales, tuvimos en cuenta las siguientes cargas que se aplicaron y soportaron cada uno de ellos:

Tabla 3.

Cargas Permanentes

Cargas permanentes (Cm)	
Losa aligerada:	300 kg/m ²
Tabiquería:	100 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
Total	500 kg/m²

Nota: Cargas Permanente, según la NTE E.020

Tabla 4.

Cargas Vivas

Cargas Vivas (Cv)	
Entrepiso	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²

Nota: Cargas Viva, según NTE E.020

3.4.2 Predimensionamiento de losas aligeradas

Para dar una medida inicial que pueda satisfacer los esfuerzos que se desarrollaron a lo largo y ancho de la losa aligerada, usamos los valores que se especificaron en la Tabla N° 1 del presente estudio, ubicándonos en los valores entre 4.00 y 5.50 m , además con un peso aproximado de 300 kg/cm², debido a que es vivienda multifamiliar, obtuvimos un peralte inicial de 20 cm, el cual se verificó posteriormente.

3.4.3 Predimensionamiento de vigas

Respecto al predimensionamiento de vigas de concreto armado, se deben tener en cuenta aquellas que forman pórticos y son parte del sistema sismorresistente

3.4.3.1 Vigas principales con responsabilidad sísmica

Para el predimensionamiento de este tipo de vigas, se tuvo en consideración dos recomendaciones que nos brinda la NTE E.060, la cual nos dice que se debe verificar que la luz libre no debe ser menor a su peralte cuadruplicado y que el peralte debe estar entre el la décima y duodécima parte de su luz libre, esto es $h = l_n/10$ o $l_n/12$, donde “ l_n ” es la luz libre entre eje y eje.

En cuanto al ancho de las vigas, no fueron menores a 25 cm ni 0.25 veces el peralte de viga hallado previamente.

Para nuestras edificaciones tenemos:

3.4.3.1.1 Edificio 01

La viga con responsabilidad sísmica a analizar se encuentra entre el eje 02 y 03, con una longitud total de 4.75 m

$l_n = 4.75$ máximo, por lo tanto, h sería:

$$h = \frac{4.75}{10} = 0.47 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{4.75}{12} = 0.39 \approx 0.40 \text{ m}$$

Además, se debe cumplir que: $4h < 4.75$

$h < \frac{4.75}{4} = 1.1875$ m, por lo tanto, h debe ser menor a 1.19 m, en nuestro caso si cumple.

Del análisis anterior se tomó la decisión de uniformizar las dimensiones de viga en 0.30 x 0.45 m, todas las vigas que forman pórticos principales y que soportaran carga sísmica.

3.4.3.1.2 **Edificio 02**

La viga con responsabilidad sísmica a analizar se encuentra entre el eje A y B, con una longitud total de 4.00 m

$L_n = 4.00$ máximo, por lo tanto, h sería:

$$h = \frac{4.00}{10} = 0.40 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{4.00}{12} = 0.33 \text{ m}$$

Además, se debe cumplir que: $4h < 4.00$

$h < \frac{4.00}{4} = 1.00$ m, por lo tanto, h debe ser menor a 1.00 m, en nuestro caso si cumple.

Del análisis anterior se tomó la decisión de uniformizar las dimensiones de viga en 0.30 x 0.40 m, todas las vigas que forman pórticos principales y que soportaran carga sísmica.

3.4.3.1.3 **Edificio 03**

La viga con responsabilidad sísmica a analizar se encuentra entre el eje B y C, con una longitud total de 4.78 m

$L_n = 4.78$ máximo, por lo tanto, h sería:

$$h = \frac{4.78}{10} = 0.478 \text{ m} \quad \text{ó} \quad h = \frac{4.78}{12} = 0.39 \approx 0.40 \text{ m}$$

Además, se debe cumplir que: $4h < 4.78$

$$h < \frac{4.78}{4} = 1.20 \text{ m, por lo tanto, } h \text{ debe ser menor a } 1.00 \text{ m, en nuestro caso}$$

si cumple.

Del análisis anterior se tomó la decisión de uniformizar las dimensiones de viga en 0.30 x 0.45 m, todas las vigas que forman pórticos principales y que soportaran carga sísmica.

3.4.4 Predimensionamiento de columnas

La estructuración previamente realizada, nos muestra que ha sido necesaria la implementación de un número considerable de muros estructurales, los cuales asumieron la mayor parte de carga sísmica, dejando una carga muy reducida que soportaron las columnas, y debido a esto, las columnas se predimensionaron de la siguiente manera:

$$A_{columna} = \frac{\sum P}{0,9 \cdot \alpha \cdot f'c}$$

Siendo α un factor que depende principalmente de la ubicación de la columna.

Cabe resaltar, que por ningún motivo la norma NTE E 060, nos permite dimensiones menores a 0.25 m en columnas estructurales.

A manera de ejemplo y siguiendo todas estas pautas indicadas previamente, procedimos a dimensionar las columnas estructurales centrales,

Tabla 5.

Metrado de cargas

Elemento	Ancho	Largo	Área	Volumen	Cv	Cm	1.4Cm + 1.7Cv
Losa aligerada	4.54	3.58	16.25	-	4.06	8.13	
Columna	0.25	0.35	0.09	0.31	-	0.77	20.32 Tn
vp	0.25	3.58	0.90	0.27	-	0.69	
vs	0.25	4.54	1.14	0.00	-	0.00	
Total					4.06	9.58	

Nota: se muestra el Metrado de cargas de columna central, partiendo de la distancia mínima de 25 cm en peralte.

Aplicamos la expresión previamente definida, teniendo como datos los siguientes valores:

Número de pisos= 7 niveles

$P_u = 20.32 \times 7 = 178.79 \text{ tn}$

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\alpha = 0.30$

Obtuvimos los siguientes resultados:

$A_{col} = 2838.00 \text{ cm}^2$

$b = 35 \text{ cm}$

$h = 80 \text{ cm}$

Por lo tanto, las dimensiones iniciales fueron de 35 x 80, medidas que se verificaron posteriormente.

3.4.5 Predimensionamiento de Muros Estructurales

Es necesario en este punto, recordar que los muros de concreto armado fueron aquellos elementos que resistan la mayor parte de sollicitaciones sísmicas, por tal motivo, estos elementos estructurales fueron dimensionados y posteriormente verificados por análisis sísmico, tratándose de un proceso de diseño repetitivo hasta que hallamos el óptimo diseño.

La NTE E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, nos muestra pautas a tomar en cuenta al momento de dimensionar muros estructurales de concreto armado. Nos dice en su artículo 21 que el espesor de los muros que soportan fuerza cortante no será menor de 1/25 de la altura entre los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor a 15 cm, para todos aquellos muros que no pertenezcan al sistema de “muros de ductilidad limitada”, pudiendo ser en estos, 10 cm de espesor, el cual no es nuestro caso.

En nuestras edificaciones en particular, la distancia entre apoyos laterales corresponde a la altura piso a piso, es de 2.90 m, por lo tanto, el espesor mínimo para esta condición fue:

$$e_{min} = \frac{h}{25} = \frac{2.90}{25} = 0.12 < 0.15 \text{ m}$$

Por lo tanto, según la norma E-060, se asumió como espesor mínimo 15 cm en todas las edificaciones a estudiar, claro está que este espesor fue verificado posteriormente.

ANÁLISIS SISMORRESISTENTE

3.5 Análisis por cargas de gravedad y sismo

3.5.1 Análisis Preliminar

Debido a que nuestro país se encuentra en una zona sísmica muy activa, es necesario entender y hacer un exhaustivo estudio de la norma E-030 de Diseño Sismorresistente, la cual en su filosofía de diseño nos dice que su fin es evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar daños a edificaciones, públicas como privadas.

Para que nuestras edificaciones en estudio puedan cumplir tal filosofía de diseño, fué necesario evaluar y detallar cada parámetro que nos brinda la norma, entre los cuales tenemos:

3.5.1.1 Zonificación (Z)

Los proyectos en estudio se encuentran en la provincia y departamento de Piura, departamento que se encuentra al noroeste del Perú, y calzan dentro de la zona 04 del Mapa de Zonificación del Perú (Figura 01), a esta zona se le asignó un factor “Z” de 0.45 según la siguiente tabla:

Tabla 6.

Factores de Zona Sísmica

Tabla N° 1 Factores de Zona “Z”	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota: Factores de Zona sísmica de acuerdo a la Norma E - 0.30 actualizada al 2019, artículo 10.2.

3.5.1.2 Condiciones Geotécnicas

La NTE E.030, clasifica los suelos considerando sus propiedades mecánicas, la altura de estrato, el periodo fundamental de vibración y el promedio de la velocidad de propagación de ondas de corte, así mismo a cada tipo de suelo se le asignó un factor de amplificación “S” y un factor de amplificación de periodo “ T_P ” y “ T_L ”, llamados también “Parámetros de Sitio”, los cuales se pueden hallar en las siguientes tablas, dependiendo del perfil del suelo y de la zona sísmica donde se encuentra:

Tabla 7.

Factor de suelo “S”

Tabla N°3					
Factor de Suelo “S”					
Zona	Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
	Z ₄		0.80	1.00	1.05
Z ₃		0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂		0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁		0.80	1.00	1.60	2.00

Nota: valores del factor de ampliación de suelo, tomado de la Norma E - 0.30 actualizada al 2019

Tabla 8.

Factor de periodo “ T_P ” y “ T_L ”

Tabla N°4				
Periodos “ T_P ” Y “ T_L ” “S”				
Periodos	Perfil de Suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
T_L (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Nota: valores del factor de ampliación del periodo, tomado de la Norma E - 0.30 actualizada al 2019

Para nuestros estudios, todas las edificaciones tuvieron parámetros de sitio $T_p = 0.60$ y $S = 1.05$, enmarcados en recuadros rojos en las tablas N° 4 y N° 5, pues se encuentran en la zona sísmica N° 4 y un perfil de suelo S₂, suelos Intermedios.

3.5.1.3 Factor de Amplificación Sísmica

Este coeficiente debe ser interpretado como el factor que amplía la aceleración de la estructura en relación a la aceleración del suelo, para nuestros proyectos, se estudiaron más a detalle en el análisis modal. Se puede expresar en función a valor del periodo T , como muestra la figura N° 2,

Figura 8.

Factor de amplificación sísmica

$$\begin{array}{l} T < T_p \quad C = 2,5 \\ T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

Nota: Expresiones para hallar el factor de amplificación sísmica, tomado de la NTE E.030.

3.5.1.4 Factor de Uso e Importancia

Nuestra normal sismorresistente E.030, clasifica las edificaciones en cuatro categorías bien definidas: las esenciales (categoría A), cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo; las importantes (categoría B), que son aquellas que reúnen gran cantidad de personas, como estadios, cines, coliseos, centros comerciales, etc.; las edificaciones comunes (categoría C), como viviendas, hoteles, restaurantes, cuya deficiencia estructural no traiga peligros adicionales de incendios o fugas contaminantes; y finalmente las temporales (categoría D), que son construcciones provisionales, como casetas, cercos, etc.

Nuestros proyectos son viviendas multifamiliares, por lo tanto; se clasificaron como Edificaciones Comunes, cuyo factor U es igual a 1.0

3.5.1.5 Sistema Estructural

El sistema estructural depende principalmente de los elementos que resistirán las acciones sísmicas, su disposición y dirección en ambos sentidos de la estructura. En estructuras de concreto armado, según las norma E – 030; los

elementos pueden ser, columnas, placas y vigas , los mismos que forman pórticos y muros estructurales, y dependiendo del porcentaje de fuerza sísmica que resistan se clasifican en los siguientes sistemas estructurales: pórticos, se clasifica como tal, cuando las columnas que forman los pórticos; soportan al menos, el 80% de la fuerza cortante en la base, sistema de muros estructurales, se considera este sistema, cuando los muros estructurales de concreto armado soportan al menos el 70% de la fuerza cortante en la base, y el sistema dual, cuando los muros de concreto armado soportan entre el 20% y 70% de la fuerza cortante en la base y los pórticos son diseñados para soportar por lo menos el 30% de la fuerza cortante en la base.

La NTE E.030 nos detalla en su Tabla N° 7, los sistemas estructuras en acero, concreto armado y albañilería, así como el coeficiente básico de reducción de cada uno de ellos

Figura 9.

Sistemas Estructurales

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Nota: Sistemas estructurales, tomado de la NTE E.030

En nuestro caso, el sistema estructural fue de muros estructurales; de quien su factor básico de reducción R_0 es 6.

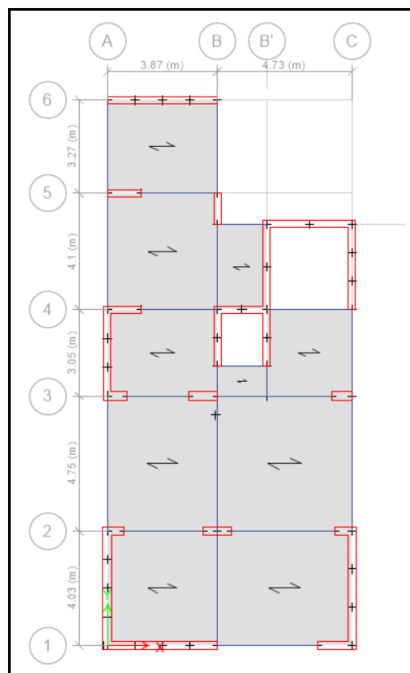
3.5.1.6 Factores de irregularidad

Debido a la diferente distribución que existe en una edificación, así como vacíos y vanos, es muy común obtener estructuras irregulares. La norma E – 030 categoriza estas irregularidades en planta (I_P) y en altura (I_A), estas a su vez, se sub clasifican en muchas más dependiendo del lugar donde hay irregularidad, de la intensidad de discontinuidad, de la torsionalidad que generaría, entre otras; cada una de estas tiene asignado un factor de irregularidad, que es un porcentaje de valor que soportaría la misma estructura, con el mismo sistema estructural, en condiciones de regularidad.

Nuestros edificios no presentaron irregularidad en altura, sin embargo, la irregularidad en planta es muy notoria debido a su distribución arquitectónica en las edificaciones 01 y 03, esta irregularidad fue: “Discontinuidad del Diafragma”, de quien su factor $I_P = 0.90$, por lo tanto; nuestro factor de reducción fue el 90% de 6, que da como resultado 5.40 en ambos sentidos. No así, en nuestra edificación 02 donde no presentó irregularidad en planta de ningún tipo, por lo tanto, se usó el 100% del factor básico de reducción $R_0 = 6$.

Figura 10.

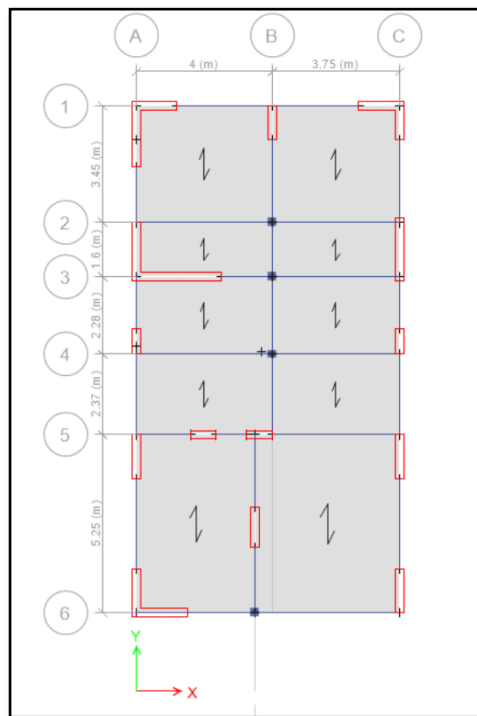
Irregularidad en Planta, Edificio 01



Nota: Se muestra la discontinuidad del diafragma en ambas direcciones de la edificación 01.

Figura 11.

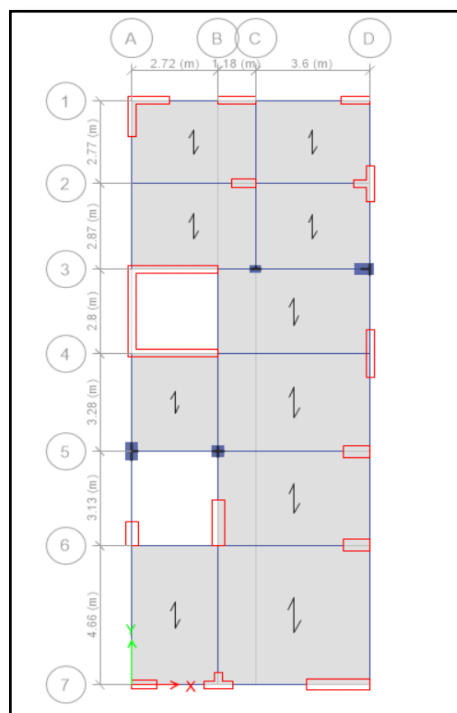
Regularidad en Planta, Edificio 02



Nota: Se muestra la regularidad en planta en ambas direcciones de la edificación 02.

Figura 12.

Irregularidad en Planta, Edificio 03



Nota: Se muestra la discontinuidad del diafragma en ambas direcciones de la edificación 03.

3.5.2 Análisis Modal

El análisis modal nos dio como resultado la forma en que vibrará la estructura, vibración que está en función principalmente de la rigidez y posicionamiento de cada uno de los elementos estructurales

3.5.2.1 Consideraciones para el análisis modal

En los tres edificios que analizamos, usamos el programa estructural Etabs V.19.2.0, modelando la estructura en todos sus niveles, ingresando los datos pertinentes, de las características mecánicas de los materiales, así como las dimensiones de los elementos estructurales, este modelo nos sirvió igualmente para realizar el análisis modal, el estructural, el estático y el dinámico de los edificios. Además, consideramos:

Un diafragma rígido por cada nivel de la estructura.

Se consideró excentricidades accidentales de $\pm 5\%$ de la longitud perpendicular a la longitud del análisis, colocados a partir del centro de masas; en ambas direcciones.

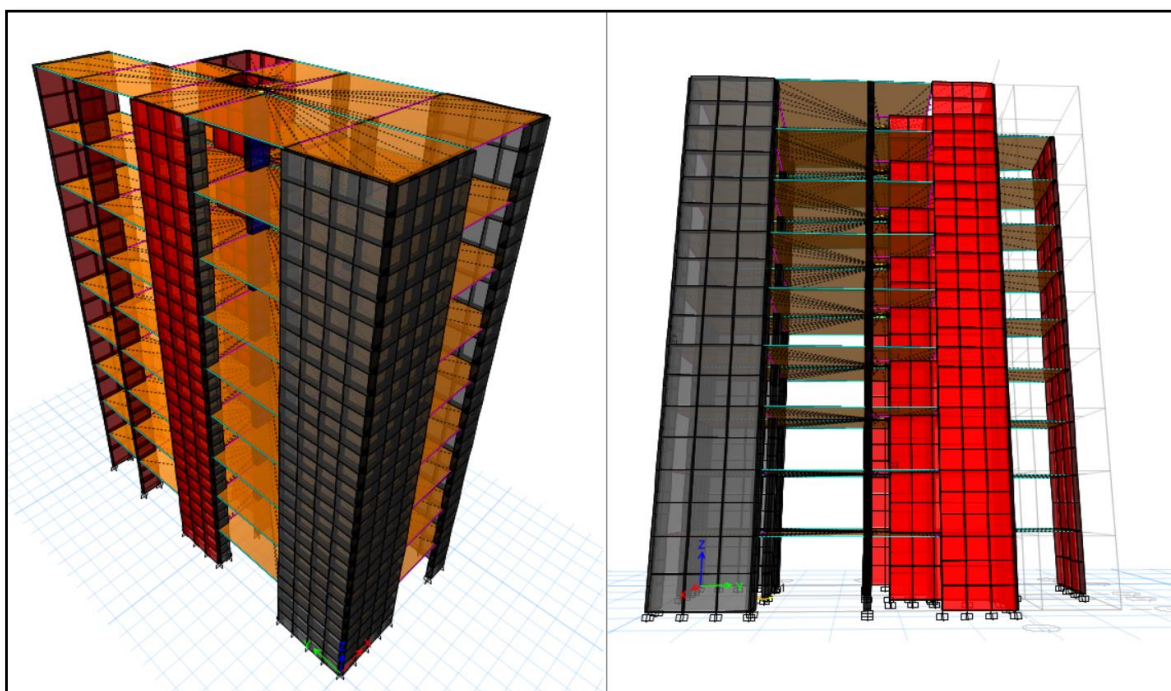
En la base, se consideró un empotramiento total en las columnas y placas o muros estructurales.

Se consideró una zona rígida del 5% en la unión columna – viga.

A continuación, se presentan imágenes de los modelos realizados.

Figura 13.

Modelado de Edificio 01



Nota: Se muestra el modelado 3D en Etabs del Edificio 01, Edificio Pethra.

Tabla 9.

Periodos en ambas direcciones, Edificio 01

Modo	Periodo seg	UX	UY
1	0.474	<u>63.95%</u>	3.59%
2	0.397	2.25%	<u>46.52%</u>
3	0.315	4.17%	18.36%
4	0.107	19.96%	0.32%
5	0.085	0.45%	16.60%
6	0.071	0.33%	3.13%
7	0.048	5.79%	0.04%
8	0.037	0.01%	6.10%
9	0.032	0.01%	0.27%
10	0.03	1.79%	0.00%
11	0.023	0.00%	2.73%
12	0.022	1%	0%

Nota: Resultado del análisis modal, Edificio 01

Tabla 10.

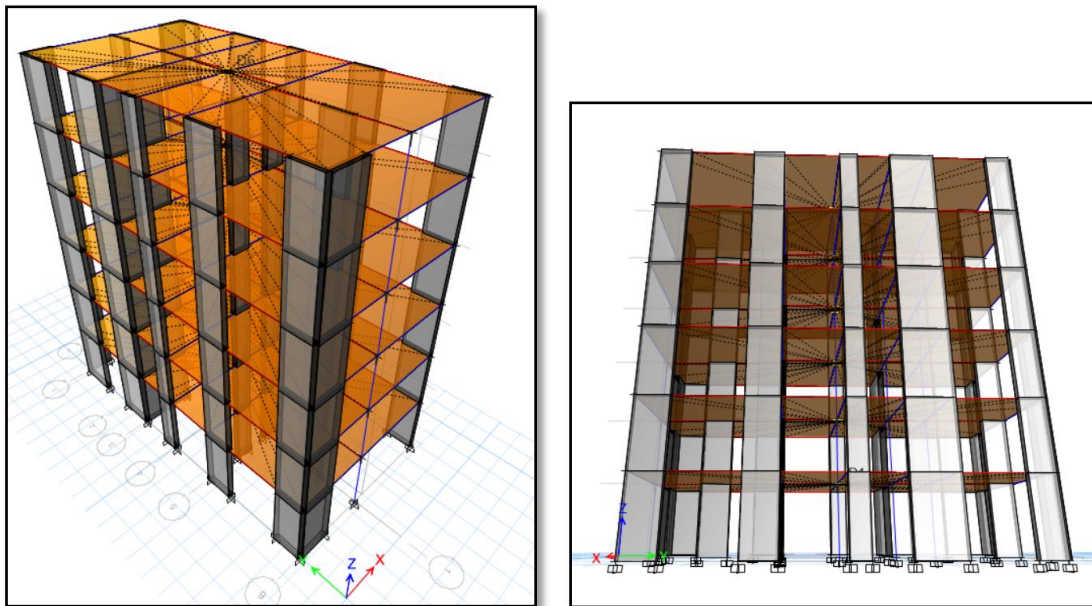
Periodo Fundamental en Edificio 01

Dirección	Periodo
X - X	0.474
Y - Y	0.397

Nota: del resultado del análisis, se muestra el Periodo fundamental del Edificio 01

Figura 14.

Modelado de Edificio 02



Nota: Se muestra el modelado 3D en Etabs del Edificio 02, Edificio Casa Blanca.

Tabla 11.

Periodos en ambas direcciones, Edificio 02

Modo	Periodo seg	UX	UY
1	0.446	69.08%	3.94%
2	0.392	3.11%	41.78%
3	0.318	0.65%	29.74%
4	0.115	10.99%	3.67%
5	0.103	6.22%	5.68%
6	0.081	0.28%	5.25%

7	0.053	3.23%	2.08%
8	0.046	2.77%	2.02%
9	0.036	0.06%	1.67%
10	0.032	1.68%	0.78%
11	0.028	0.80%	1.27%
12	0.023	1%	0%

Nota: Resultado del análisis modal, Edificio 02

Tabla 12.

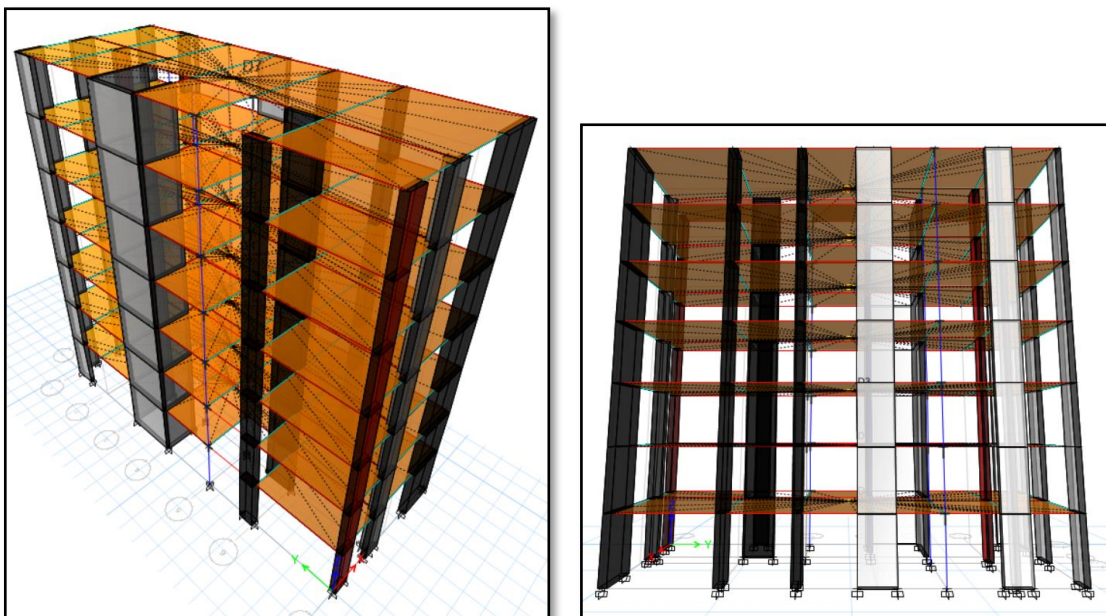
Periodo Fundamental en Edificio 02

Dirección	Periodo
X - X	0.446
Y - Y	0.392

Nota: del resultado del análisis, se muestra el Periodo fundamental del Edificio 02

Figura 15.

Modelado de Edificio 03



Nota: Se muestra el modelado 3D en Etabs del Edificio 03, Edificio Israel.

Tabla 13.*Periodos en ambas direcciones, Edificio 03*

Modo	Periodo seg	UX	UY
1	0.506	0.46%	<u>63.39%</u>
2	0.422	<u>70.15%</u>	0.00%
3	0.321	3.01%	9.54%
4	0.138	0.03%	12.44%
5	0.112	15.17%	0.05%
6	0.084	0.79%	4.41%
7	0.066	0.01%	4.19%
8	0.052	5.59%	0.02%
9	0.04	0.09%	3.07%
10	0.04	0.09%	0.39%
11	0.031	2.67%	0.00%
12	0.028	0%	1%

*Nota: Resultado del análisis modal, Edificio 03***Tabla 14.***Periodo Fundamental en Edificio 03*

Dirección	Periodo
X - X	0.422
Y - Y	0.506

*Nota: del resultado del análisis, se muestra el Periodo fundamental del Edificio 03***3.5.3 Análisis Sísmico Estático**

Este análisis nos ayudó a entender la acción de las sollicitaciones sísmicas, traduciéndolas en un conjunto de fuerzas horizontales que inciden en el centro de masas de cada nivel de la estructura. La NTE E.030 nos indica que este método puede utilizarse para cualquier edificación regular e irregular, hasta 30 metros de altura, que se encuentre en la zona sísmica N° 1, mientras que, en las otras Zonas sísmicas, la edificaciones tendrán que ser regulares, hasta 30 metros de altura, salvo las que tienen sistema de muros portantes de concreto armado o albañilería

(armado o confinada) hasta 15 metros de altura, aunque estas presenten un cierto nivel de irregularidad.

Estas restricciones en altura mencionadas en el párrafo precedentes, se dan debido a que se ha comprobado a lo largo de los años; que este método pierde precisión a medida que aumenta la altura de la estructura.

3.5.3.1 Peso de la Edificación

El peso de nuestra estructura se calculó según lo estipulado en la NTE E.030, la cual nos indica que a la carga inalterable y total se le debe agregar un porcentaje de la carga viva, en nuestro caso; se agregará el 25% de la carga viva en toda la estructura por tratarse de una edificación multifamiliar (categoría C).

3.5.3.1.1 *Peso de Edificación 01*

Tabla 15.

Pesos por piso, Edificio 01.

Edificación 01		
Nivel	Masa Sísmica	Peso Tn
Piso 9	D+0.25L	161.68
Piso 8	D+0.25L	164.75
Piso 7	D+0.25L	164.75
Piso 6	D+0.25L	164.75
Piso 5	D+0.25L	164.75
Piso 4	D+0.25L	164.75
Piso 3	D+0.25L	164.75
Piso 2	D+0.25L	164.75
Piso 1	D+0.25L	170.34
Total		1485.31

Nota: Se muestra el peso de cada piso de la Edificación 01.

3.5.3.1.2 **Peso de edificación 02**

Tabla 16.

Pesos por piso, Edificio 02

Edificación 02		
Piso	Masa Sísmica	Peso Tn
Piso 6	D+0.25L	116.73
Piso 5	D+0.25L	120.06
Piso 4	D+0.25L	120.06
Piso 3	D+0.25L	120.06
Piso 2	D+0.25L	120.06
Piso 1	D+0.25L	122.95
Total		719.89

Nota: Se muestra el peso de cada piso de la Edificación 02.

3.5.3.1.3 **Peso de Edificación 03**

Tabla 17.

Pesos por piso, Edificio 03

Edificación 03		
Piso	Masa Sísmica	Peso Tn
Piso 7	D+0.25L	140.32
Piso 6	D+0.25L	143.58
Piso 5	D+0.25L	143.58
Piso 4	D+0.25L	143.58
Piso 3	D+0.25L	143.58
Piso 2	D+0.25L	143.58
Piso 1	D+0.25L	147.27
Total		1005.48

Nota: Se muestra el peso de cada piso de la Edificación 03.

3.5.3.2 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante, es aquella fuerza que quiere cortar o arrancar a la estructura, de su base; ya que esta fuerza se presenta en mayor incidencia ahí, debido a que soporta la suma de todas las fuerzas inerciales o sísmicas de los niveles superiores. La NTE E.030 no dice que esta fuerza cortante basal puede calcularse usando la siguiente formula:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$$

Siendo cada letra todos los temas definidos previamente. De los cuales tuvimos:

Tabla 18.

Fuerza cortante en la base, Edificio 01

CORTANTE BASAL		
Edificio 01		
Parámetros	X - X	Y - Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C _{diseño}	2.50	2.50
S	1.05	1.05
R	5.40	5.40
T _P	0.60	0.60
C _t	60	60
H _n	29.90	29.90
T	0.474	0.397
T < T _P	Si cumple	Si cumple
P(T _n)	1485.31	1485.31
C/R > 0.125	Si cumple	Si cumple
V=(Z.U.C.S/R) *P	284.62 Tn	284.62 Tn

Nota: Cuadro resumen de parámetros para análisis de fuerza cortante en la base, Edificio 01

Tabla 19.*Fuerza cortante en la base, Edificio 02*

CORTANTE BASAL		
Edificio 02		
Parámetros	X - X	Y - Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C _{diseño}	2.50	2.50
S	1.05	1.05
R	4.50	4.50
T _P	0.60	0.60
C _t	60	60
H _n	16.40	16.40
T	0.446	0.392
T < T _P	Si cumple	Si cumple
P(T _n)	719.89	719.89
C/R > 0.125	Si cumple	Si cumple
$V=(Z.U.C.S/R) * P$	137.70 Tn	137.70 Tn

Nota: Cuadro resumen de parámetros para análisis de fuerza cortante en la base, Edificio 02

Tabla 20.*Fuerza cortante en la base, Edificio 03*

CORTANTE BASAL		
Edificio 03		
Parámetros	X - X	Y - Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C _{diseño}	2.50	2.50
S	1.05	1.05
R	5.40	5.40
T _P	0.60	0.60
C _t	60	60
H _n	19.10	19.10
T	0.422	0.506

$T < T_P$	Si cumple	Si cumple
$P(T_n)$	1005.48	15005.48
$C/R > 0.125$	Si cumple	Si cumple
$V = (Z.U.C.S/R) * P$	192.80 Tn	192.80 Tn

Nota: Cuadro resumen de parámetros para análisis de fuerza cortante en la base, Edificio 03

3.5.4 Análisis Sísmico Dinámico

El análisis Sísmico Dinámico tiene un amplio campo de acción en el diseño de estructuras, siendo muy versátil y más preciso que el análisis sísmico estático, sin prácticamente ninguna limitante; ya que con él se puede diseñar cualquier tipo de estructura, después de haber obtenido el resultado de la combinación modal espectral; o por medio del análisis tiempo historia, que son dos procedimientos validos según lo indicado en la NTE E.030.

Nuestros 3 edificios están dentro de la categoría “común”; detallado anteriormente, por lo tanto, solo se analizó con el método de combinación espectral, puesto que la NTE E.030, nos dice que para Edificaciones Comunes puede usarse cualquiera de los dos métodos, sin embargo, para edificaciones importantes, si es necesario hacer un análisis tiempo – historia.

A los modelos definidos en el análisis modal, se le adjudicó un caso de carga en sentido X – X y sentido Y- Y; este tipo de carga fue de tipo sísmico, definido por un espectro de pseudoaceleraciones como estipula la Norma Sismorresistente E.030.

Adicionalmente; se consideró un 5% de incertidumbre de la longitud en la dirección ortogonal a la dimensión del análisis, esta incertidumbre es llamada también excentricidad accidental, ya que se desconoce la ubicación exacta del centro de masa en cada nivel.

3.5.4.1 Aceleración Espectral

Para hallar el espectro inelástico de pseudoaceleraciones, la NTE E.030 nos dice que puede calcularse usando la siguiente formula:

$$Sa = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad \text{además, debe cumplir que: } \frac{C}{R} \geq 0.125, \text{ de donde se}$$

obtuvo los siguientes resultados:

3.5.4.1.1 **Espectro Inelástico, Edificación 01**

Tabla 21.

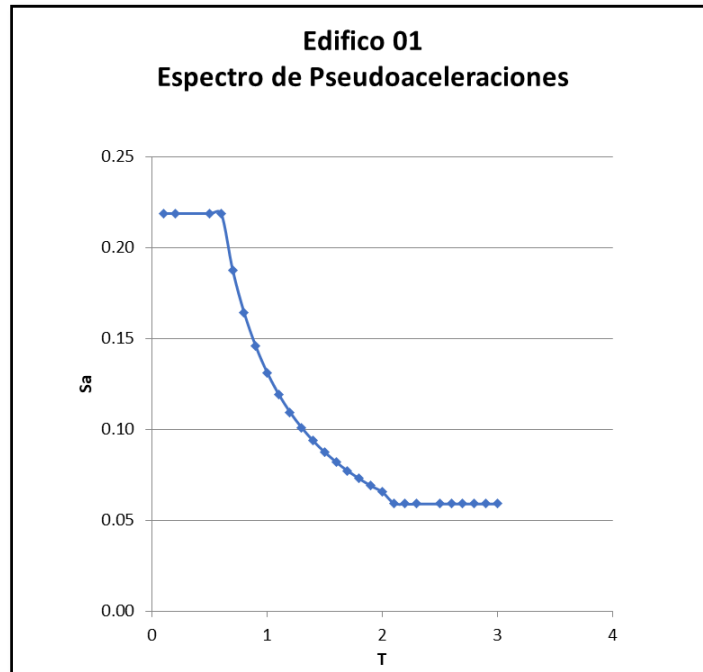
Espectro de diseño, Edificio 01.

T	C	Sa/g
0.1	2.50	0.2188
0.2	2.50	0.2188
0.5	2.50	0.2188
0.6	2.50	0.2188
0.7	2.14	0.1875
0.8	1.88	0.1641
0.9	1.67	0.1458
1	1.50	0.1313
1.1	1.36	0.1193
1.2	1.25	0.1094
1.3	1.15	0.1010
1.4	1.07	0.0938
1.5	1.00	0.0875
1.6	0.94	0.0820
1.7	0.88	0.0772
1.8	0.83	0.0729
1.9	0.79	0.0691
2	0.75	0.0656
2.1	0.68	0.0595
2.2	0.62	0.0591
2.3	0.57	0.0591
2.5	0.48	0.0591
2.6	0.44	0.0591
2.7	0.41	0.0591
2.8	0.38	0.0591
2.9	0.36	0.0591
3	0.33	0.0591

Nota: Se muestran valores de Sa en función de T para hallar el espectro de pseudoaceleraciones, Edificio 01.

Figura 16.

Curva de pseudoaceleración, Edificio 01.



Nota: Se muestra la curva de valores del espectro de pseudoaceleraciones en la Edificación 01

3.5.4.1.2 Espectro Inelástico, Edificación 02

Tabla 22.

Espectro de diseño en dirección, Edificio 02.

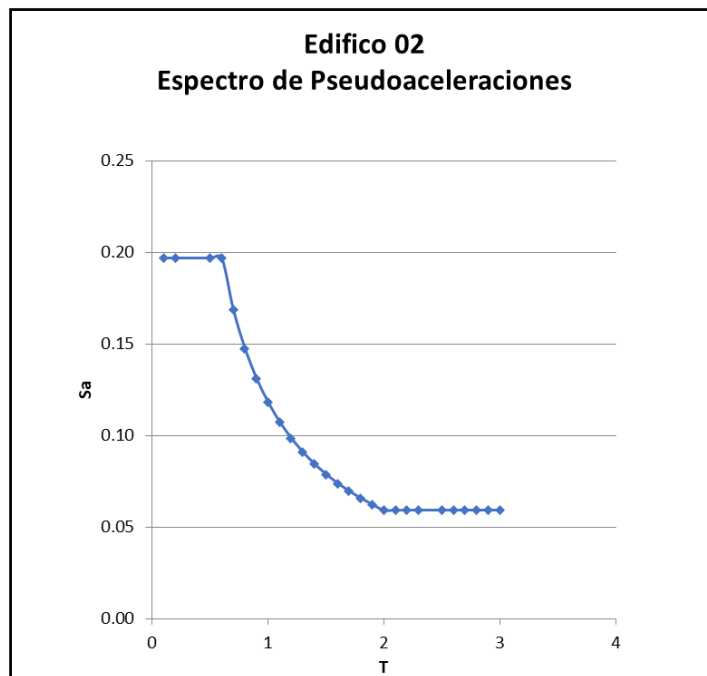
T	C	Sa/g
0.1	2.50	0.1969
0.2	2.50	0.1969
0.5	2.50	0.1969
0.6	2.50	0.1969
0.7	2.14	0.1688
0.8	1.88	0.1477
0.9	1.67	0.1313
1	1.50	0.1181
1.1	1.36	0.1074
1.2	1.25	0.0984
1.3	1.15	0.0909
1.4	1.07	0.0844
1.5	1.00	0.0788
1.6	0.94	0.0738
1.7	0.88	0.0695
1.8	0.83	0.0656

1.9	0.79	0.0622
2	0.75	0.0591
2.1	0.68	0.0591
2.2	0.62	0.0591
2.3	0.57	0.0591
2.5	0.48	0.0591
2.6	0.44	0.0591
2.7	0.41	0.0591
2.8	0.38	0.0591
2.9	0.36	0.0591
3	0.33	0.0591

Nota: Se muestran valores de S_a en función de T para hallar el espectro de pseudoaceleraciones, Edificio 02.

Figura 17.

Curva de pseudoaceleración, Edificio 02.



Nota: Se muestra la curva de valores del espectro de pseudoaceleraciones en la Edificación 02

3.5.4.1.3 ***Espectro Inelástico, Edificación 03***

Tabla 23.

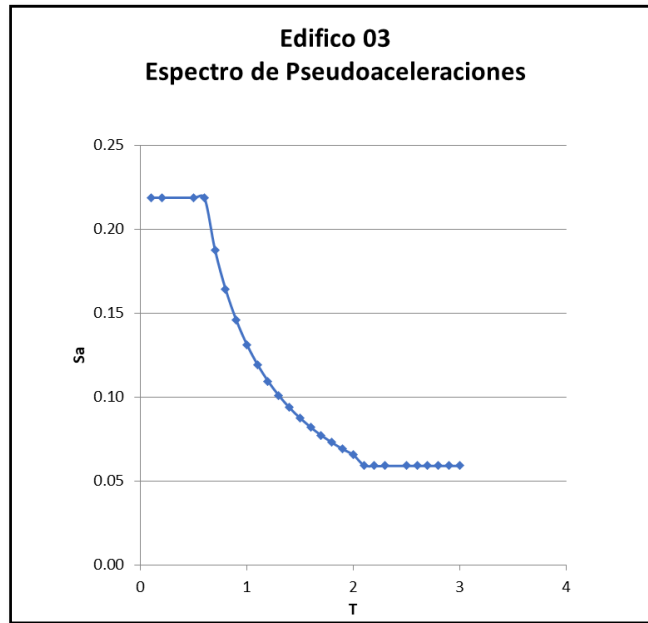
Espectro de diseño, Edificio 03.

T	C	Sa/g
0.1	2.50	0.2188
0.2	2.50	0.2188
0.5	2.50	0.2188
0.6	2.50	0.2188
0.7	2.14	0.1875
0.8	1.88	0.1641
0.9	1.67	0.1458
1	1.50	0.1313
1.1	1.36	0.1193
1.2	1.25	0.1094
1.3	1.15	0.1010
1.4	1.07	0.0938
1.5	1.00	0.0875
1.6	0.94	0.0820
1.7	0.88	0.0772
1.8	0.83	0.0729
1.9	0.79	0.0691
2	0.75	0.0656
2.1	0.68	0.0595
2.2	0.62	0.0591
2.3	0.57	0.0591
2.5	0.48	0.0591
2.6	0.44	0.0591
2.7	0.41	0.0591
2.8	0.38	0.0591
2.9	0.36	0.0591
3	0.33	0.0591

Nota: Se muestran valores de Sa en función de T para hallar el espectro de pseudoaceleraciones, Edificio 03.

Figura 18.

Curva de pseudoaceleración, Edificio 03.



Nota: Se muestra la curva de valores del espectro de pseudoaceleraciones en la Edificación 03

3.5.4.2 Fuerza Cortante Mínima en la Base

En esta sección, la NTE E.030, hace un análisis comparativo entre la fuerza de sismo dinámico con la fuerza de sismo estático, y nos dice que la fuerza sísmica dinámica mínima a usar; deber por los menos el 80% de la fuerza de sismo estático para esa misma estructura regular y el 90% (como mínimo) si la estructura fuera irregular, siendo imprescindible escalar las fuerzas para llegar a estos valores mínimos, a continuación mostramos el análisis comparativo entre ambos sismos para cada una de nuestras edificaciones en ambos sentidos:

Tabla 24.

Factor de escalamiento de Fuerza Sísmica, Edificio 01

Comparación de Sismo Estático y Dinámico - Edificio 01					
Caso de Carga	Tn	90% S. E	Caso de Carga	Tn	90% S. E
Sismo Estático X-X	284.62	256.158	Sismo Estático X-X	284.62	256.158
Sismo Dinámico X-X	214.17		Sismo Dinámico X-X	179.94	
<i>Factor de escalamiento en X-X</i>		1.196	<i>Factor de escalamiento en Y-Y</i>		1.424

Nota: Escalamiento de Fuerza Dinámica para llegar al 90% de Fuerza Estática, según NTE E.030 – Edificio 1

Tabla 25.*Factor de escalamiento de Fuerza Sísmica, Edificio 02*

Comparación de Sismo Estático y Dinámico - Edificio 02					
Caso de Carga	Tn	80% S. E	Caso de Carga	Tn	80% S. E
Sismo Estático X-X	137.69	110.15	Sismo Estático X-X	137.69	110.15
Sismo Dinámico X-X	99.38		Sismo Dinámico X-X	80.13	
<i>Factor de escalamiento en X-X</i>		1.108	<i>Factor de escalamiento en Y-Y</i>		1.375

Nota: Escalamiento de Fuerza Dinámica para llegar al 80% de Fuerza Estática, según NTE E.030 – Edificio 2

Tabla 26.*Factor de escalamiento de Fuerza Sísmica, Edificio 03*

Comparación de Sismo Estático y Dinámico - Edificio 03					
Caso de Carga	Tn	90% S. E	Caso de Carga	Tn	90% S. E
Sismo Estático X-X	192.80	173.52	Sismo Estático Y-Y	192.80	173.52
Sismo Dinámico X-X	155.60		Sismo Dinámico X-X	141.92	
<i>Factor de escalamiento en X-X</i>		1.115	<i>Factor de escalamiento en Y-Y</i>		1.223

Nota: Escalamiento de Fuerza Dinámica para llegar al 90% de Fuerza Estática, según NTE E.030 – Edificio 3

3.5.4.3 Desplazamientos Laterales

La NTE E.030, actualizada al 2019, nos dice que los resultados del análisis dinámico obtenidos; deben factorizarse con un 85% de “R” reducido en las estructuras irregulares, obteniendo así los efectos de la incursión en rango inelástico de la estructura en su sismo severo. Estos resultados no pueden exceder en ningún caso, los siguientes valores máximos establecido:

Figura 19.

Tabla de máxima distorsión según material predominante.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Se muestra la tabla N° 11 de la Norma E.030 actualizada al 2019, la cual establece la máxima distorsión por piso que debe existir en una estructura, según el material predominante que forma su estructura.

A continuación, mostramos las distorsiones (derivas) de nuestros Edificios, los cuales cumplieron, en todos sus niveles, con una distorsión inelástica menor a 0.007, que es de concreto armado – sistema de Muro Estructurales de concreto armado:

Tabla 27.

Comprobación de Derivas en Edificación 01

Edificio 01				
Piso	Rx=5.40 Drift	Distorsión en X (Drift x 0.85 x Rx)	Ry=5.40 Ry=	Distorsión en Y (Drift x 0.85 x Ry)
9	0.001099	0.00504441	0.000728	0.00334152
8	0.001132	0.00519588	0.000748	0.00343332
7	0.001147	0.00526473	0.000759	0.00348381
6	0.001138	0.00522342	0.000753	0.00345627
5	0.00109	0.0050031	0.000722	0.00331398
4	0.000995	0.00456705	0.000657	0.00301563
3	0.00084	0.0038556	0.000552	0.00253368
2	0.000623	0.00285957	0.000401	0.00184059
1	0.000277	0.00127143	0.000179	0.00082161

Nota: La tabla muestra la distorsión máxima por piso de la Edificación 01, comprobándose que todas son menores a 0.007.

Tabla 28.*Comprobación de Derivas en Edificación 02*

Edificio 02				
Piso	Drift	Distorsión en X	Drift	Distorsión en Y
	Rx=6.00	(Drift x 0.75 x Rx)	Ry=6.00	(Drift x 0.75 x Ry)
6	0.001221	0.0054945	0.000515	0.0023175
5	0.001347	0.0060615	0.000642	0.002889
4	0.001424	0.006408	0.000757	0.0034065
3	0.001378	0.006201	0.000797	0.0035865
2	0.001137	0.0051165	0.0007	0.00315
1	0.000524	0.002358	0.000322	0.001449

Nota: La tabla muestra la distorsión máxima por piso de la Edificación 02, comprobándose que todas son menores a 0.007.

Tabla 29.*Comprobación de Derivas en Edificación 03*

Edificio 03				
Piso	Drift	Distorsión en X	Drift	Distorsión en Y
	Rx=5.40	(Drift x 0.85 x Rx)	Ry=5.40	(Drift x 0.85 x Ry)
7	0.00097	0.0044523	0.001042	0.00478278
6	0.001154	0.00529686	0.001189	0.00545751
5	0.001321	0.00606339	0.001316	0.00604044
4	0.001424	0.00653616	0.001377	0.00632043
3	0.001405	0.00644895	0.001323	0.00607257
2	0.001194	0.00548046	0.001102	0.00505818
1	0.000545	0.00250155	0.00051	0.0023409

Nota: La tabla muestra la distorsión máxima por piso de la Edificación 03, comprobándose que todas son menores a 0.007.

3.5.4.4 Separación Sísmica

La separación sísmica, prevé la colisión entre edificaciones contiguas en un sismo. Es por eso que esta dimensión mínima, según la NTP E.030; está en función de la altura de la Edificación (h) y de los desplazamientos máximos hallados. Esta dimensión "S" se midió desde la junta sísmica de la edificación adyacente, sin embargo, no podemos tener la certeza que ésta tenga una junta sísmica estandarizada, es por ello que trabajamos sobre la medida límite del terreno, del cual nos alejaremos los 2/3 del máximo desplazamiento ó S/2 (el mayor de ambos).

Por lo tanto, nuestras edificaciones se separaron del límite del terreno las siguientes dimensiones:

Tabla 30.

Separación sísmica, Edificio 01

Edificación N° 1	
h	24.50
Δ Max	0.0871
S= 0.006h	14.70
S/2	7.35
2/3 de Δ Max	5.81
<i>S/2 del Lim de Prop.</i>	8.00

Nota: Se muestra la máxima distancia que debe separarse la edificación del límite de propiedad.

Tabla 31.

Separación sísmica, Edificio 02

Edificación N° 2	
h	16.40
Δ Max	.0606
S= 0.006h	9.84
S/2	4.92
2/3 de Δ Max	4.04
<i>S/2 del Lim de Prop.</i>	5.00

Nota: Se muestra la máxima distancia que debe separarse la edificación del límite de propiedad.

Tabla 32.*Separación sísmica, Edificio 03*

Edificación N° 3	
h	19.10
Δ Max	0.0884
S= 0.006h	11.46
S/2	5.73
2/3 de Δ Max	5.89
<i>S/2 del Lim de Prop.</i>	6.00

Nota: Se muestra la máxima distancia que debe separarse la edificación del límite de propiedad.

MUROS DE CONCRETO ARMADO

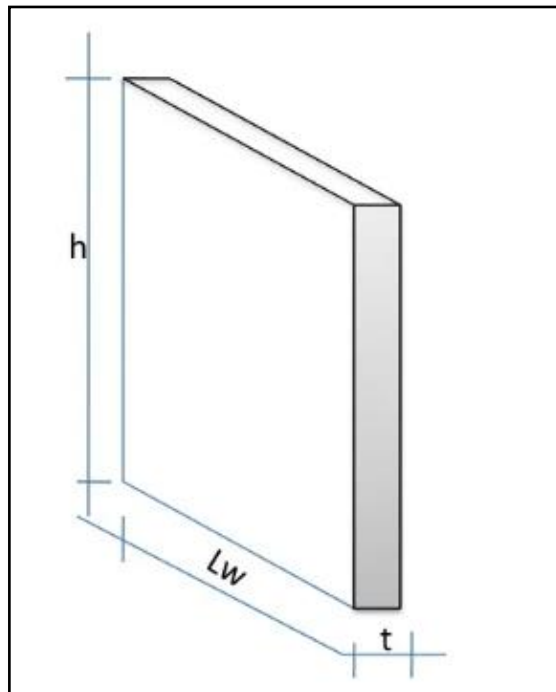
3.6 Diseño de Muros Estructurales de Concreto Armado

3.6.1 Generalidades

Le podemos llamar muro de concreto armado, a aquellos elementos planos, considerados bidimensionales, ya que principalmente dos de sus tres dimensiones, largo y alto, son mucho más grandes que a la tercera, esto es su espesor.

Figura 20.

Dimensiones de un muro de concreto armado



Nota: En la Figura se muestra las dimensiones generales de un muro, donde claramente se puede observar la diferencia entre el alto y largo, respecto de su espesor.

Un muro estructural de concreto armado, es todo aquel elemento que además de ser bidimensional, puede resistir fuerzas verticales provenientes principalmente del peso de la superestructura (carga muerta), del mobiliario y sus habitantes (carga viva), y también fuerzas horizontales paralelas a su plano, debido principalmente a sollicitaciones sísmicas.

Debido a estas características generales previamente mencionadas, los muros de concreto armado, aportan mucha rigidez y resistencia al sistema estructural en el cual se incluyen, absorbiendo mucha mayor cantidad de fuerza

sísmica comparados con las columnas y otros elementos estructurales, haciéndolos así muy útiles en edificaciones de mediana a gran altura, pues ayudan a controlar eficientemente los desplazamientos laterales en los ejes donde se localizan.

3.6.1.1 Elementos de un Muro Estructural de Concreto Armado

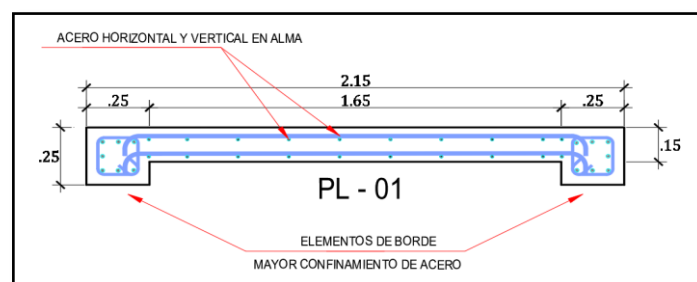
Los elementos de un muro se pueden clasificar principalmente en: “Elementos de Borde” y el “Alma del Muro”, además; como todo elemento de concreto armado, se necesita de una eventual disposición de acero de refuerzo para lograr un desempeño óptimo, este acero de refuerzo debe incurrir en el rango plástico, en zonas puntuales; con el objetivo de disipar energía sísmica, es por eso que se suele diseñar de una manera diferente los extremos del muro, a los cuales se le denominan “elementos de borde”, con respecto al alma del mismo.

Como son elementos de concreto armado, la disposición del acero de refuerzo influirá en su desempeño buscando de esta manera que dicho acero incurriera en el rango inelástico, en zonas específicas con el propósito de disipar energía. Se suelen diseñar elementos de borde, con una disposición especial de refuerzo concentrado en dichos extremos, con un confinamiento importante y un eventual aumento de sección en comparación a la sección central o alma del muro.

La disposición de refuerzo en el alma de muro estará dada colocando un refuerzo horizontal y vertical con la finalidad de resistir las fuerzas cortantes en las dos direcciones ortogonales al plano del muro, también como las solicitaciones por momento flector y fuerza axial (Flores y Guevara, 2021, p. 31).

Figura 21.

Partes de un muro rectangular simple.



Nota: Diferencia de la disposición del acero en el alma del muro y en los elementos de borde.

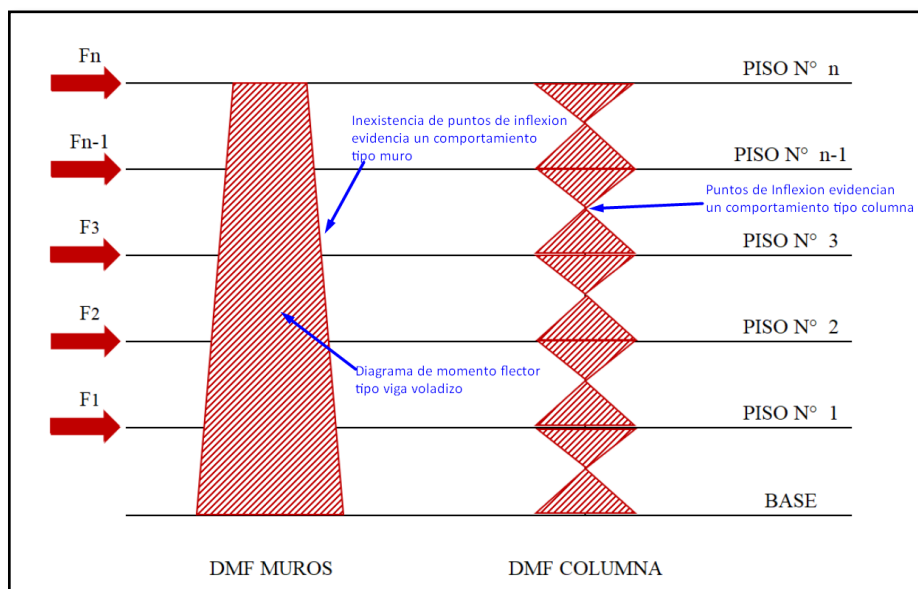
3.6.1.2 Comportamiento de Muros Estructurales de Concreto Armado

Los Muros de concreto armado, al igual que las columnas, son elementos estructurales verticales, que transmiten cargas ortogonales de la superestructura hacia la sub estructura, sin embargo; el comportamiento de los muros es muy diferente al de las columnas, pues los muros al asumir un gran porcentaje de carga sísmica, presentan grandes deformaciones por corte.

Ciertamente en nuestra norma NTE E.060 no existe un criterio definitivo para clasificar o diferenciar un muro de una columna, cuando estos se asemejan en sus dimensiones, sin embargo; es una buena práctica, clasificarlos mediante la forma que presente la distribución del momento flector ante cargas laterales.

Figura 22.

Diagrama de Momento flector (DMF) de muro y columna



Nota: Diferencia entre diagramas de momentos flector de muros y columnas, adaptado de Blanco, Antonio (2015)

Al obtener este tipo de diagramas podemos inferir que la estructura se apoya sosteniéndose de los muros de concreto, ya que tienen el diagrama continuo como viga en voladizo, mientras que el diagrama en columnas, con puntos de inflexión, nos dice que estas actúan juntamente con las vigas, formando pórticos resistentes a las solicitaciones sísmicas.

3.6.1.3 Clasificación de Muros

3.6.1.3.1 Clasificación según su Geometría

Actualmente clasificamos los muros en función a la relación proporcional que guarda el ancho con el alto del muro, a esta relación se le conoce como: "relación de aspecto", Según Fratelli M. (1999) la relación de aspecto clasifica los muros en tres clases o tipos según:

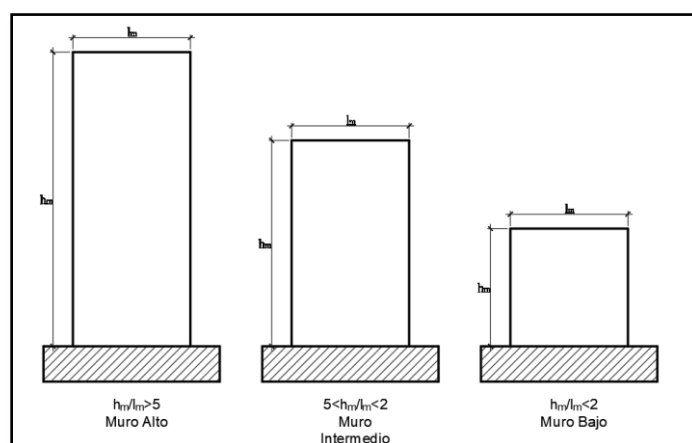
Muros bajos: Cuando la relación entre la altura y longitud es menor que dos ($H/L < 2$).

Muros Intermedios: Cuando la relación altura vs longitud está comprendida entre dos y cinco ($2 \leq H/L \leq 5$).

Muros altos: Cuando la relación entre altura y longitud es mayor que 5 ($H/L > 5$).

Figura 23.

Clasificación de Muros según su geometría



Nota: Clasificación de muros y relación de aspecto

3.6.1.3.2 Muros según el Mecanismo que Controla

Según Alcocer, S (1995) los muros pueden ser:

Muros cortantes: en los cuales el cortante controla los desplazamientos y la resistencia.

Muros de flexión: la flexión controla los desplazamientos y resistencia

Muros Dúctiles: que poseen características especiales de disipación de energía para cargas cíclicas en rango elástico (reversible), estos se diseñan para que la resistencia y deformaciones de la estructura sea gobernadas por la fluencia del acero en flexión.

3.6.1.3.3 **Clasificación por su Sección Transversal**

Los muros según su sección transversal (proyección en planta) pueden ser:

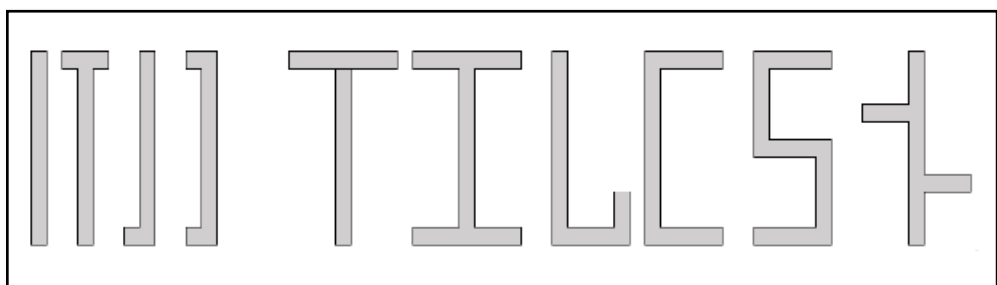
Muros planos: son aquellos que no presentan sección diferente, ni bifurcaciones a lo largo de toda su longitud.

Muros con elemento de borde amplificados: son aquellos muros que presentan un incremento de sección en los extremos, para garantizar un correcto desempeño en resistencia, rigidez y ductilidad, además aportan estabilidad al muro.

Muros con alas: Al proyectar estos muros lucen con secciones perpendiculares a la longitud “principal” del muro, dando la apariencia de formas en “T”, I, U, S, entre otros. Estos muros normalmente son simétricos en un solo eje principal y aportan rigidez y resistencia, además su gran versatilidad esta dada debido a adaptabilidad que tienen para calzar dentro las arquitecturas cada vez más innovadoras.

Figura 24.

Muros según su sección Transversal.



Nota: Muros según la proyección en planta de su sección transversal, adaptado de Paulay y Priestley (1992)

3.6.2 Diseño Sísmico de Muros de Concreto Armado

Como hemos explicado en páginas iniciales de este estudio (sección 1.1) nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, es por ello que se deben contemplar en el diseño de muros de concreto armado la fuerza cortante debido a sismo, cargas verticales y momentos laterales.

Actualmente los muros no solo deben cumplir requisitos de resistencia y rigidez, sino también de ductilidad, con el fin de lograr que el muro cumpla con sus funciones puntuales sin incurrir el fallo longitudinal o por corte.

Esta nueva forma de diseñar muros sismorresistentes nos habla de los factores y combinaciones de carga que deben soportar estos, entre los cuales tenemos:

$$U= 1.4CM + 1.7CV$$

$$U= 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U= 0.9CM \pm CS$$

Donde la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la de sismo (CS), interactúan entre sí, siendo factorizadas según lo establecido en la NTP E.060 (2009).

Es preciso enfatizar que las combinaciones de carga que consideran sismo (CS), es el sismo dinámico espectral con el factor de escalamiento hallado en la sección 6.4.2. según el análisis sísmico de cada estructura analizada.

Asi mismo, la NTP E.060, nos dice que el espesor mínimo será de 15 cm a excepción de los muros en sótanos, donde el espesor mínimo será de 20 cm.

3.6.2.1 Diseño a Flexocompresión

Todo muro que esté sometido cargas axiales y de flexión, deben cumplir con las siguientes expresiones:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

Siendo M_u y P_u las solicitaciones obtenidas del análisis estructural y P_n y M_n la resistencia nominal de los muros, las cuales siempre deberán ser mayor a las solicitaciones.

Ahora, en función a su esbeltez, podremos determinar que muros están sometidos a la combinación de estas dos cargas, para ello los muros se clasifican en:

3.6.2.1.1 **Muros esbeltos**

Son aquellos muros cuya relación de altura entre su longitud es mayor o igual a 1 ($H/L \geq 1$), lo cual nos vislumbra que el muro tendrá un comportamiento gobernado por las fuerzas flectoras, y la falla más probable será por ductilidad.

En este tipo de muros es imprescindible diseñarlos a Flexocompresión y repartir el acero principal en lugares confinados, como elementos de borde o en núcleos de uniones de muro con viga o con otro muro.

3.6.2.1.2 **Muros chatos**

Son aquellos muros cuya relación de altura entre su longitud es menor o igual a 1 ($H/L \leq 1$), siendo la falla más previsible del tipo frágil, por lo tanto, este elemento no tiene un comportamiento de Flexocompresión, siendo semejante a una viga de gran peralte.

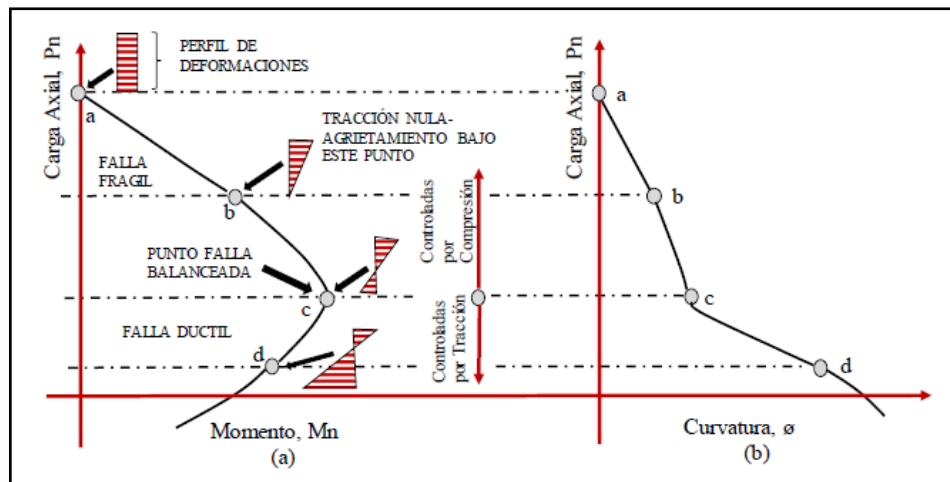
3.6.2.1.3 **Diagrama de Iteración y Momento de Curvatura**

Después de haber determinado la esbeltez del muros y definir si este está sometido a fuerzas de Flexocompresión, y sobre todo si su falla será de tipo dúctil; se elaboran los diagramas de iteración, donde la resistencia a la flexión y carga axial del muro diseñado, quedan definidos por infinitos puntos, que son pares $P_n - M_n$, contenidos en un área y volumen de iteración, comprobando así que las solicitaciones, pares $P_u - M_u$; caigan dentro del diagrama de iteración para corroborar su correcta respuesta sísmica.

Es necesario limitar la carga axial en el muro para garantizar su incursión en el rango plástico, obteniendo así una falla dúctil (falla deseada), en lugar de una falla frágil.

Figura 25.

Diagrama de iteración y curvatura



Nota: Se muestra tipos de falla según la ubicación en el diagrama de iteración y reducción de la curvatura al incrementarse la carga axial. Tomado de J. Moehle, 2015, p 230.

3.6.2.2 Diseño por Cortante

En el diseño por Corte, la NTE E.060 indica un diseño por resistencia última (LRFD), donde se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n ,$$

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

donde $V_n = V_c + V_s$, y $\phi = 0.85$

Siendo V_u la sollicitación al cortante obtenida del análisis estructural y V_n la resistencia nominal al cortante de los muros. Esta resistencia, a su vez; es soportada por el concreto (V_c) y el acero (V_s).

La resistencia que aporta el concreto se puede determinar mediante las siguientes ecuaciones, en función de la carga axial P_u y el área bruta A_g :

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} t d, \rightarrow \text{si } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1 f'c$$

$$V_c = 0, \rightarrow \text{si } \frac{P_u}{A_g} \leq 0.1 f'c$$

Siendo “t”, el espesor del muro y “d” un concepto que llamaremos “peralte efectivo”, el cual puede ser determinado como valor inicial al 80% de la longitud (L).

Además, existen límites para la resistencia calculada

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'c} td,$$

Donde:

$$\alpha_c = 0.80. \text{ si } \rightarrow \frac{H}{L} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53. \text{ si } \rightarrow \frac{H}{L} \geq 1.5$$

Para valores intermedios que puede tomar H/L, varia linealmente el valor de α_c , no obstante; podemos tomar como límite para el valor de V_n , según la siguiente ecuación:

$$V_n = 2.6 \sqrt{f'c} td$$

Si $V_u \leq 2.6 \sqrt{f'c} td \rightarrow$ se requerirá refuerzo horizontal mínimo de $\rho_h \geq 0.002$

Si $V_u \geq 2.6 \sqrt{f'c} td \rightarrow$ el refuerzo horizontal mínimo ρ_h será:

$$V_s \geq \frac{V_s}{\phi} \quad \rho_h \geq \frac{V_s}{f'y.t.d} \quad \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

Posteriormente la cuantía vertical será:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025), \rho_{v \text{ min}} = 0.0025$$

En cuanto a la separación, ambos casos deben considerar como valores máximos: $S_{max} = 3t$ ó $S_{max} = 40 \text{ cm}$, el menor de ambos. En caso que el espesor “t” del muro sea mayor a 20 cm, el refuerzo será en ambas caras (refuerzo a doble capa)

3.6.2.3 Elementos de borde

Los elementos de borde son aquellas zonas en los extremos de un muro, que necesitan ser dotados de una distribución de acero de especial confinamiento, (horizontal como verticalmente), estos elementos también pueden hacer variar la sección del muro de concreto en caso sea necesario

La necesidad de usar elementos especiales de borde en los límites verticales de muros estructurales debe evaluarse detalladamente, ya que estos elementos aportan rigidez al muro, sin embargo, el propósito principal es aportar ductilidad, por lo tanto, se debe cumplir con los siguientes criterios:

Los elementos de borde tienen que prolongarse desde la fibra extrema comprimida hasta una distancia mayor entre los valores obtenidos de $C - 0.1L_m$ y $C/2$.

En las secciones que contengan alas, estos elementos deben incorporar un ancho efectivo del ala y deben extenderse 30 cm dentro de la misma.

Los estribos serán: de 8 mm, para barras de hasta 5/8" de diámetro: de 3/8", para barras de hasta 1" de diámetro y de 1/2", para barras de mayores diámetros de 1".

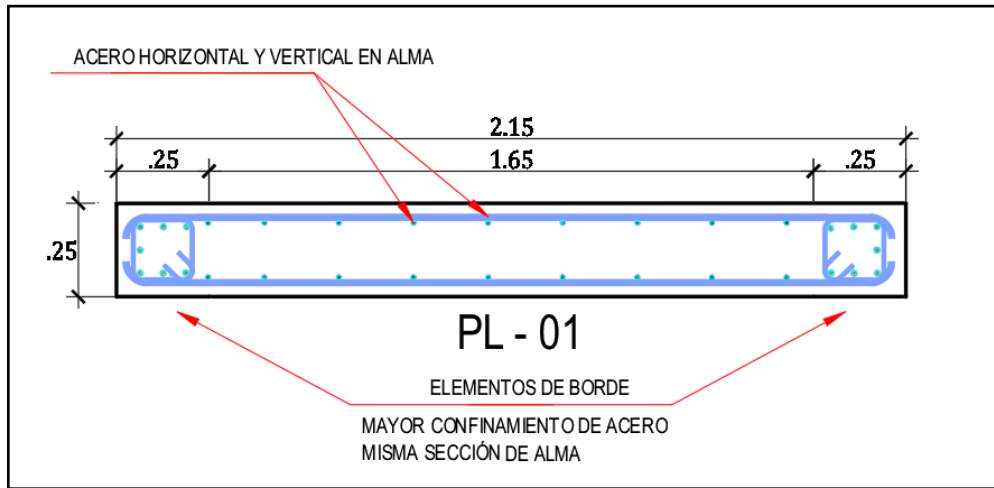
El espaciamiento nunca será mayor que 10 veces el diámetro menor de las barras de confinamiento.

El refuerzo horizontal del alma debe estar anclado para desarrollar f_y dentro de núcleo confinado con un gancho estándar.

Adicional a esto. se sabe que en los bordes es donde incide con mayor fuerza las cargas sísmicas y de gravedad, y es también; donde se manifiestan grandes desplazamientos laterales y deformaciones de compresión, por lo que es necesario dotar de la suficiente rigidez a los muros, para que puedan desarrollar mayores deformaciones antes de fallar.

Figura 26.

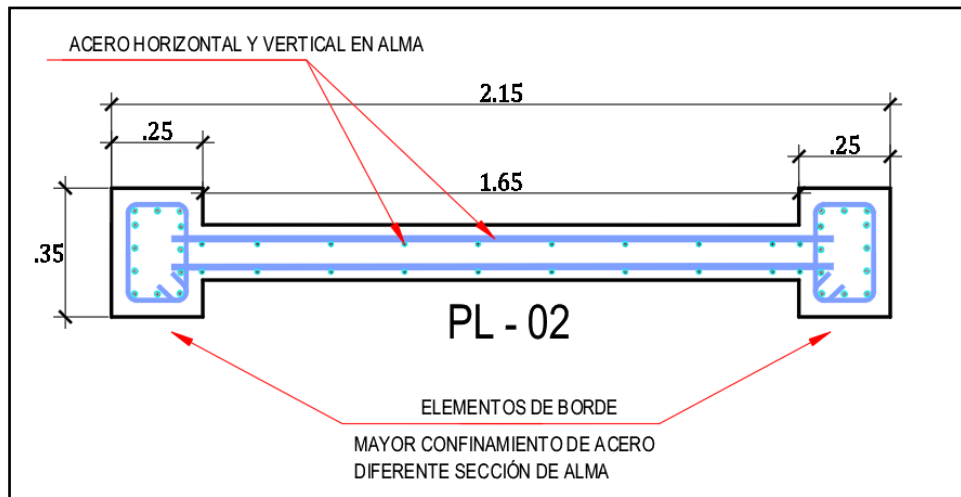
Elemento de Borde de igual sección



Nota: Elementos de borde de igual sección que alma, pero con diferente disposición de acero confinado.

Figura 27.

Elemento de Borde de diferente sección



Nota: Elementos de borde de diferente sección que alma y diferente disposición de acero confinado.

3.6.2.3.1 **Falla en elementos de borde**

Cuando no existe un correcto confinamiento o disposición de acero, se pueden manifestar diferentes tipos de falla del mismo, como falla por aplastamiento, falla por pandeo, etc. Las siguientes figuras nos muestran las diferentes fallas en los elementos de bordes no confinados o que no tienen la suficiente rigidez.

Figura 28.

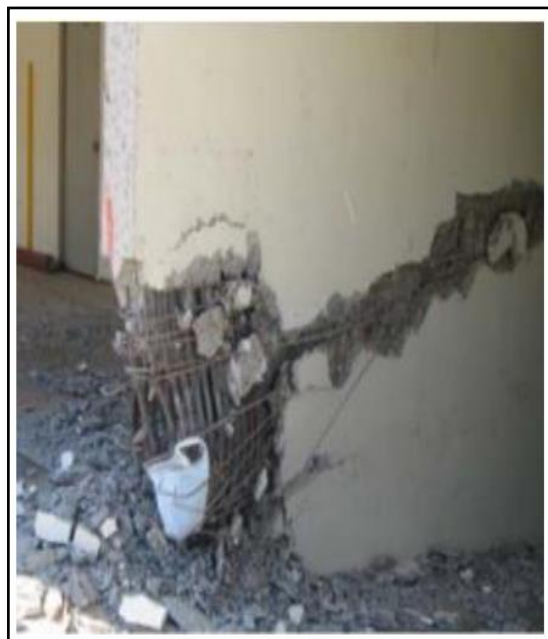
Falla en elemento de borde – pandeo



Nota: Falla en elemento de borde por pandeo de las barras longitudinales, adaptado de Massone (2012).

Figura 29.

Falla en elemento de borde – aplastamiento



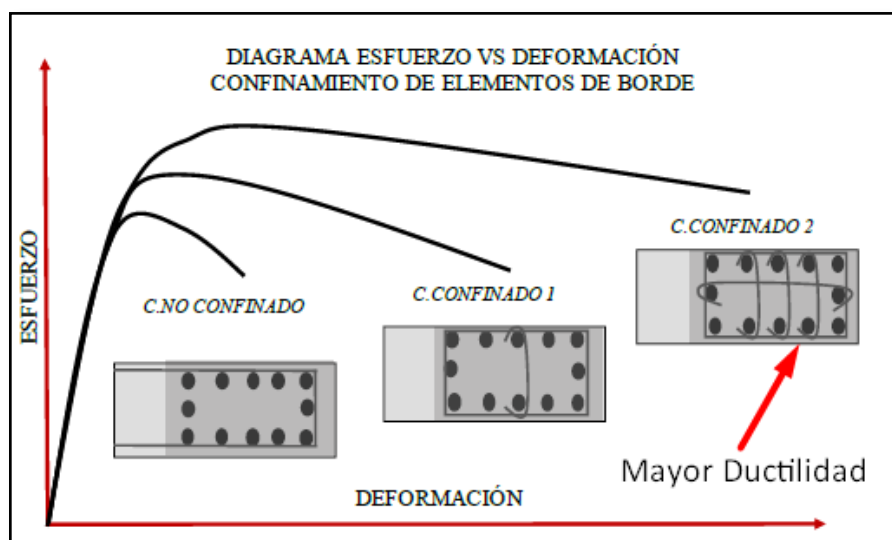
Nota: Falla en elemento de borde por aplastamiento del concreto, debido a un comportamiento frágil, adaptado de Massone (2012).

3.6.2.3.2 *Ductilidad en Muros con Elementos de Borde.*

Como se describió en la sección 7.2.3, el propósito principal de diseñar de una forma diferente los elementos de borde, es aportar ductilidad al muro, logrando que los muros fallen de una manera dúctil. A medida que se hace un mayor confinamiento con estribos en los elementos de borde, se incrementará el comportamiento dúctil del muro.

Figura 30.

Variación de ductilidad en Muros con Elementos de Borde.



Nota: Incremento de la Ductilidad del muro a medida que se incrementa el confinamiento en los elementos de borde. Adaptado de Muñoz (2019).

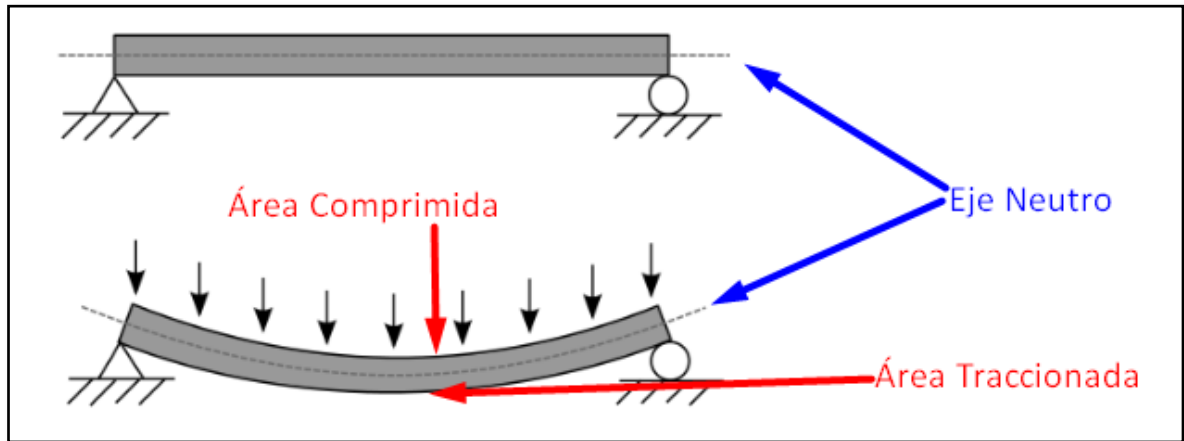
3.6.2.4 Profundidad del eje neutro

El eje neutro, es una línea que pasa por la sección transversal de un elemento sometido a flexión; a lo largo de esta línea o "eje", no se experimentan tensiones o deformaciones longitudinales. Si la sección es simétrica, isotrópica y no está curvada antes de que se produzca una deformación, entonces el eje neutro está en el centroide geométrico. Todas las fibras de un lado del eje neutro están en tensión, mientras que las del lado opuesto están en compresión

En un objeto asimétrico, encontrar el eje neutro es un proceso matemático muy complejo.

Figura 31.

Eje Neutro en un elemento sometido a flexión.

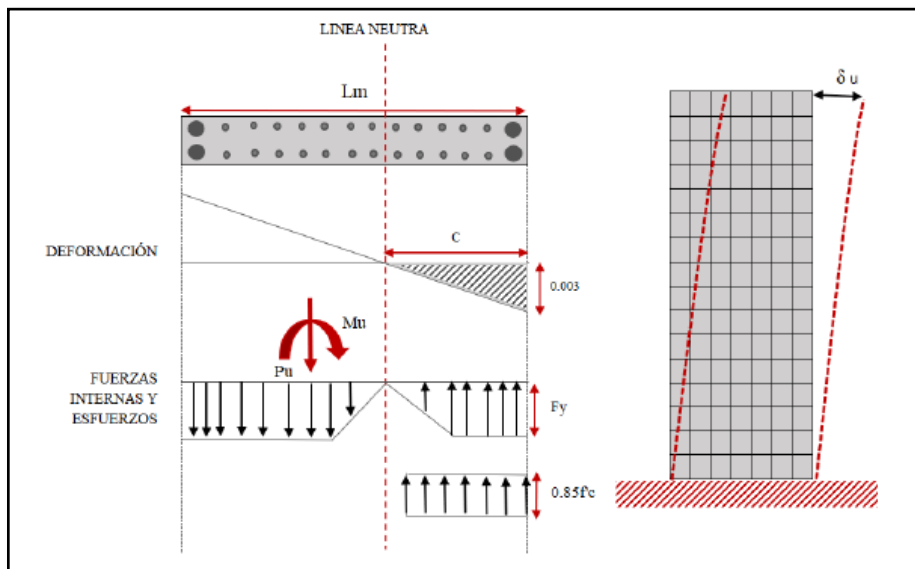


Nota: La línea punteada muestra el eje neutro antes y después de la deformación debido a la aplicación de cargas

El eje neutro, se encuentra a una distancia "C" desde la fibra extrema comprimida, y debe ser meticulosamente calculada para la verificación del confinamiento en bordes de los muros, esta distancia debe ser el resultado de un estudio de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, teniendo como límite máximo la deformación unitaria en la fibra extrema a compresión del concreto de 0.003

Figura 32.

Profundidad de Eje neutro en Muro rectangular.



Nota: Profundidad "C" del eje neutro para un muro rectangular de concreto armado, adaptado de Moehle, 2015, p 657.

3.6.2.4.1 **Procedimientos para calcular la profundidad del eje neutro "C"**

Jack Moehle.

Jack Moehle simplifica aproximando la determinación de la profundidad del eje neutro "C" a la siguiente expresión:

Figura 33.

Expresión simplificada para hallar el eje neutro

$$c = \frac{P_u + (A_s * f_y) + (\rho_l * b_w * L_m * f'_y) - (A'_s * f_y)}{(0.85 * f_c * b_w * \beta) + (2\rho_l * b_w * f_y)}$$

Nota: Expresión simplificada para halla la profundidad del eje neutro "C", adaptado de Flores y Guevara, 2021, p. 52.

Donde:

P_u : Carga axial última (Kg)

A_s : Área de acero en Tracción (cm²)

A'_s : Área de acero en compresión (cm²)

ρ_l : cuantía horizontal correspondiente a la dirección de análisis.

B_w : Espesor perpendicular a la dirección de análisis correspondiente a la parte comprimida del muro (cm).

L_m : Longitud de muro correspondiente a la dirección de análisis(cm)

f'_c : Resistencia del concreto a la compresión(kg/cm²)

f'_y : Resistencia de fluencia del acero (kg/cm^2)

β : Coeficiente del bloque rectangular de esfuerzos ($0.85 < f'_c = 280$

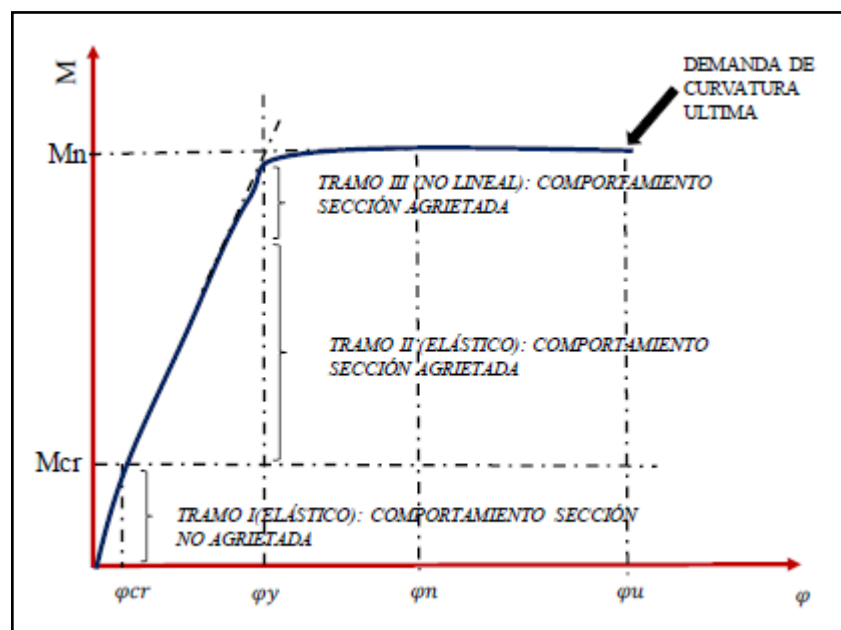
kg/cm^2 , para valores superiores a $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, este valor disminuye en 0.05 cada 70 kg/cm^2).

Software Sap 2000

SAP 2000 es un software especializado para diseño estructural, el cual ha implementado el método de los elementos finitos dentro de una interfaz gráfica 3D; este programa brinda la opción "SECTION DESIGNER" o "diseñador de secciones", el cual proporciona el diagrama de "momento - curvatura", diagrama que nos ayudará a hallar la profundidad del eje neutro, el cual será el valor de deformación del acero, para una deformación del concreto de 0.003.

Figura 34.

Diagrama Momento - Curvatura

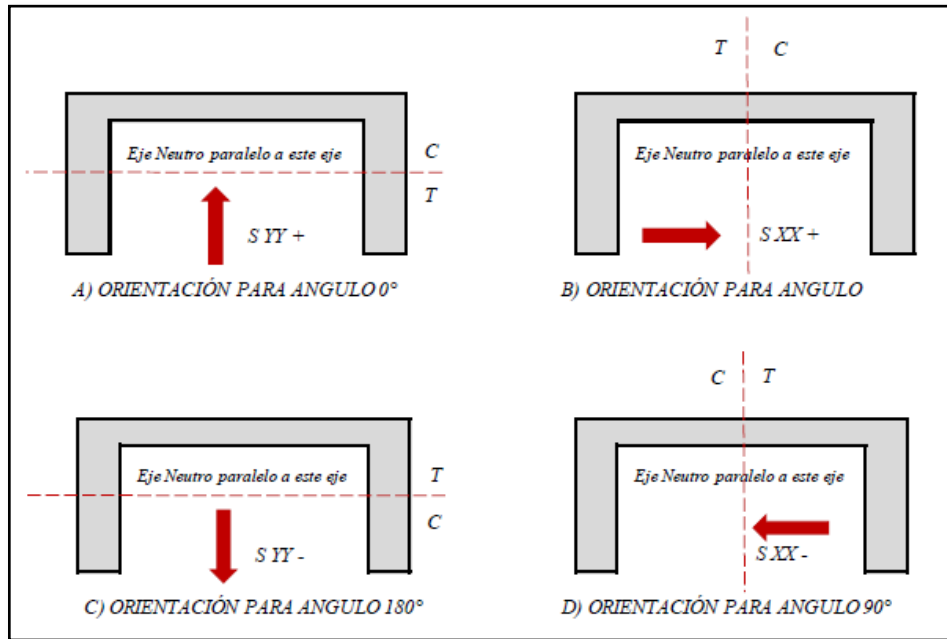


Nota: Tramos representativos del diagrama Momento – Curvatura, adaptado de Flores y Guevara, 2021, p. 32.

En este software es imprescindible saber determinar las direcciones que tomara el eje neutro en función de la dirección y sentido de las fuerzas que se aplicarán, en nuestro caso las sísmicas.

Figura 35.

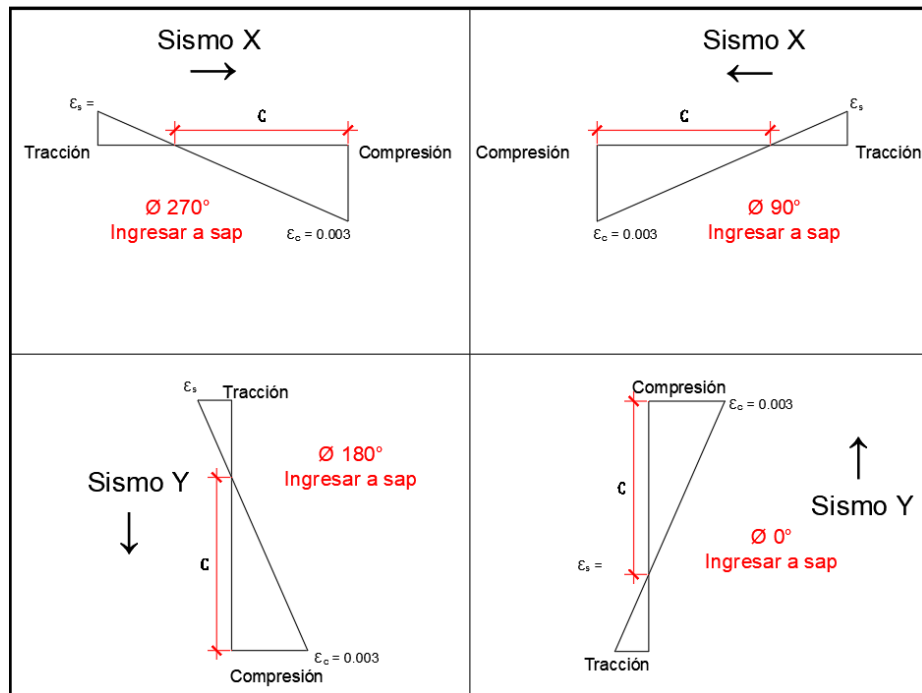
Ejes neutros en Sap 2000



Nota: Orientación de ejes neutros para todas las direcciones de sismo, adaptado de Flores y Guevara, 2021, p. 53.

Figura 36.

Variación del ángulo de aplicación en Sap 2000



Nota: Se muestra el valor que toma el ángulo a ingresar en Sap 2000, en función de la dirección y sentido de la fuerza sísmica.

3.6.3 Modelo computacional

Día a día, hemos podido observar como la tecnología ha aumentado exponencialmente sus alcances y usos en toda ciencia y disciplina. El mundo del cálculo y diseño de estructuras no ha sido ajeno a este apogeo tecnológico y es por ello que se han creado una vasta variedad de programas y softwares que proporcionan herramientas de diseño cada vez más precisas y eficientes, garantizando resultados muy cercanos a los que se generan en la realidad.

El proceso de análisis y diseño de edificios no es inmune a la tecnología, por lo que se ha observado un aumento significativo en el uso de software estructural y sísmico en la oficina de proyectos, asegurando así resultados con mayor eficiencia, precisión y rapidez. La mayoría utiliza el método de elementos finitos para la solución de estructuración de elementos de cualquier forma, además cuentan con una gran capacidad de personalización.

Debido a estas potentes características, el uso de estas herramientas ha ido cada vez aumentando, así como su difusión y en enseñanza en las casas de estudios superiores.

Por lo tanto, en este presente estudio usamos dos de estos programas de diseño estructural y sísmico:

Etabs, mediante el cual modelamos y hallamos las fuerzas provenientes del análisis estructural, resistencia y sollicitaciones sísmica de cada estructura.

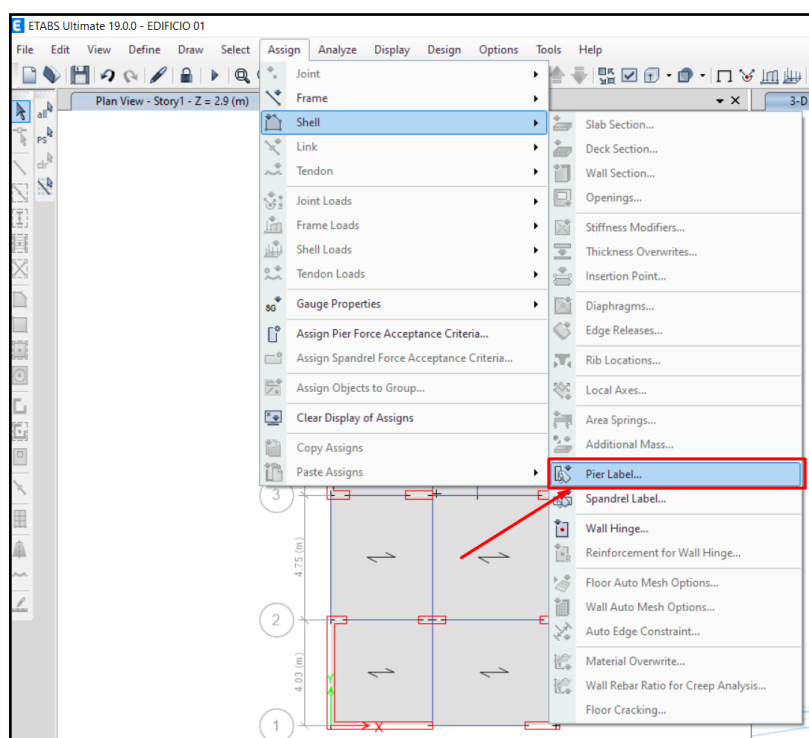
Sap 2000, el cual nos ayudó con el diseño propio de los muros, mediante su potente "Section Designer", hallamos la profundidad del eje neutro, los criterios mínimos para confinar los elementos de borde y, por lo tanto; el aumento de la ductilidad de los muros.

3.6.3.1 Modelado de Muros en Etabs

Al modelar los muros en Etabs, usamos “Section wall”, posteriormente seleccionamos los elementos del tipo “Shell Thin” y una vez creada la sección, se dibuja el muro en longitud y dirección, sin embargo; para poder hallar las fuerzas internas que se ejercen sobre los muros, fue necesario incorporar la característica llamada “Pier” para que el muro sea considerado como un elemento lineal y se grafiquen los esfuerzos internos.

Figura 37.

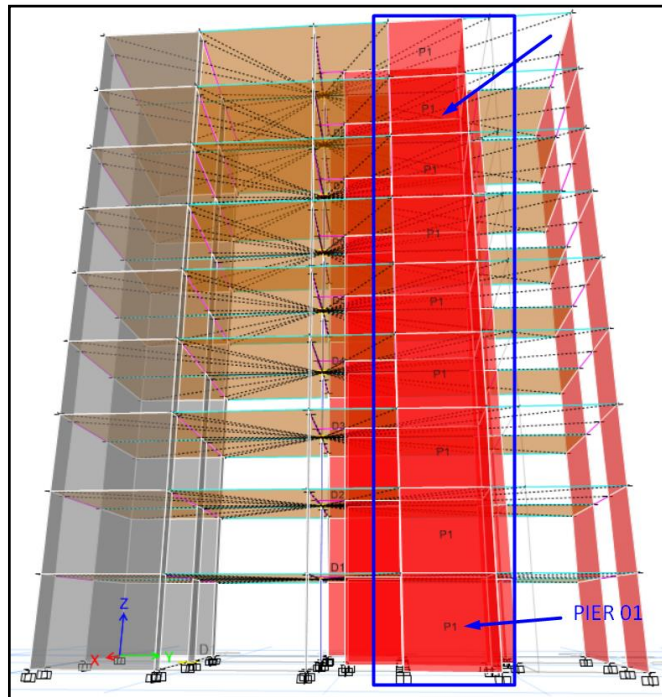
Procedimiento de asignación de Pier a Muros



Nota: Procedimiento de asignación de “Pier” a muros de concreto armado que diseñaremos.

Figura 38.

Muro con su correspondiente Pier

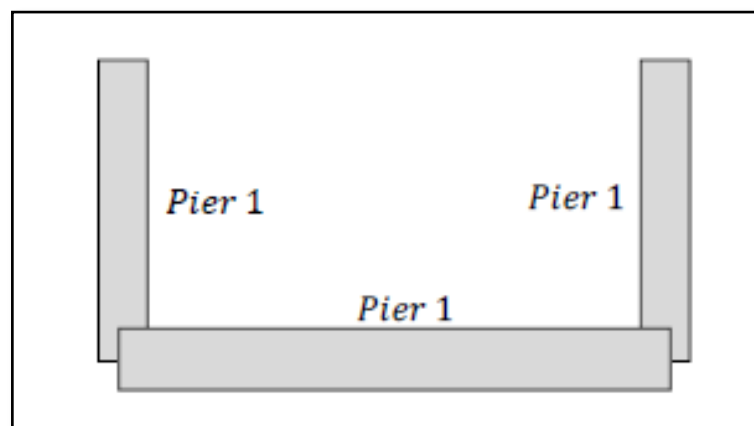


Nota: Se muestra la asignación de Pier al muro de concreto armado

En el caso de muros que tengan múltiples direcciones (muros en T, L, C ó S), se asignó el mismo Pier a todos los elementos rectos que conforman el muro irregular multidireccional, esto; para que el programa lo considere con dicha característica en el análisis a flexocompresión.

Figura 39.

Asignación de Pier en muro irregular



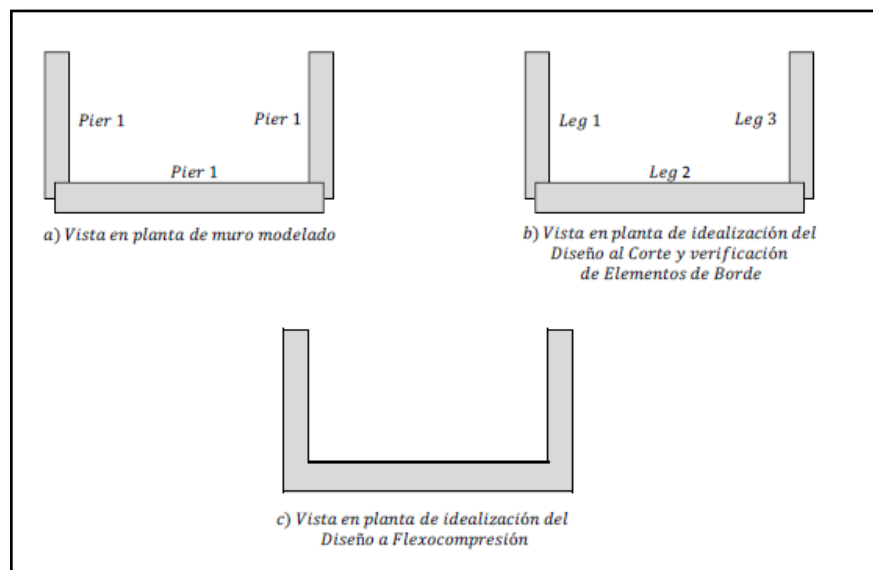
Nota: Correcta asignación de mismo pier a todos los elementos rectos que conforman el muro irregular, tomado de Flores y Guevara, 2021, p. 111.

Es preciso indicar que este procedimiento se asumió en la modelación de muros irregulares en Etabs.

Este procedimiento ayudó a obtener los esfuerzos para el diseño a flexocompresión del muro como un elemento único e irregular, sin embargo; para obtener los esfuerzos para el diseño a corte y verificación de elementos de borde, el programa siempre separa en segmentos rectos o “legs” y para cada uno de ellos entrega los respectivos esfuerzos; estos “legs”, aparecen cuando el muro presenta cambio de dirección o cambio en su espesor, por los tanto; un muro C de espesor constante se conformará de 3 legs.

Figura 40.

Conformación de “Legs” en Muros Irregulares



Nota: se muestra la idealización del muro, asignación de piers y separación en legs de un muro irregular de sección en planta tipo C, tomado de CSI (2010).

3.7 Muros Diseñados

3.7.1 Propiedades Mecánicas de los Materiales.

En el presente estudio se escogió un muro de cada edificación previamente analizada; estos muros fueron rectangular, tipo L y C, respectivamente. Todos estos muros de concreto armado tuvieron las mismas propiedades mecánicas, los cuales se detallan a continuación:

Tabla 33.

Propiedades mecánicas de concreto.

Propiedades Mecánicas del concreto	
Peso Especifico	2400 kg/cm ²
Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto	f _c : 210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 15\,000(f'_c)^{0.5}$	$E_c = 217370.65$ kg/cm ²
Módulo de Elasticidad tangencial	$G_c = 94508.98$ kg/cm ²
$G_c = \frac{1}{2.3} \cdot E_c$	
Módulo de poisson $\nu = \frac{E_c}{2G_c} - 1$	$\nu = 0.15$

Nota: La tabla muestra las características del concreto usado en todos los muros a analizar.

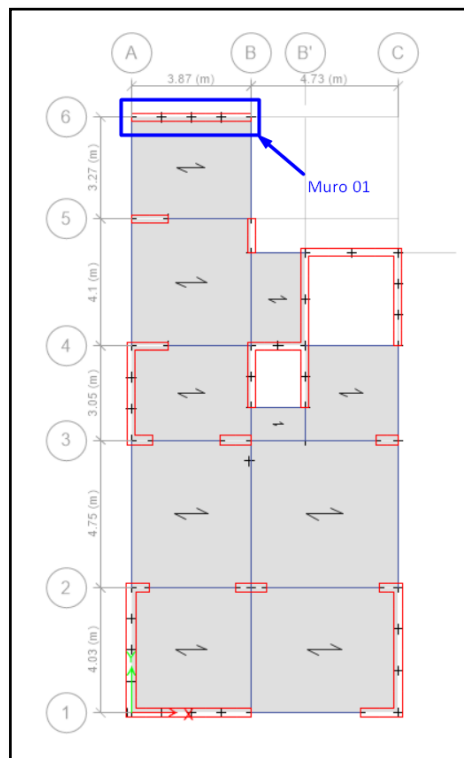
Los muros analizados se detallan a continuación:

3.7.2 Muro 01

El muro 01 es un muro tipo rectangular, sus medidas son: 4.00 m (dirección X, en eje1), tiene un espesor constante inicial de 0.25 m, este muro se encuentra en la intercepción del eje horizontal 6 con los ejes verticales A y B, del Edificio 01, llamado "Edificio Pethra", este muro se desarrolla desde el nivel 01 hasta el último nivel, además no existieron aberturas en ningún nivel, y se le asignó el Pier P1- x para poder obtener sus fuerzas para diseño.

Figura 41.

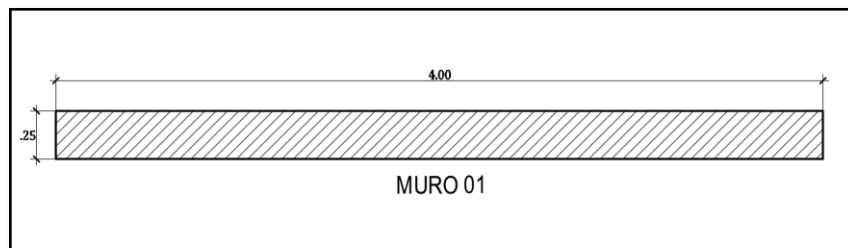
Ubicación del Muro 01



Nota: Ubicación del Muro 01, intercepción del eje 6 y ejes A – B.

Figura 42.

Dimensiones de Muro 01

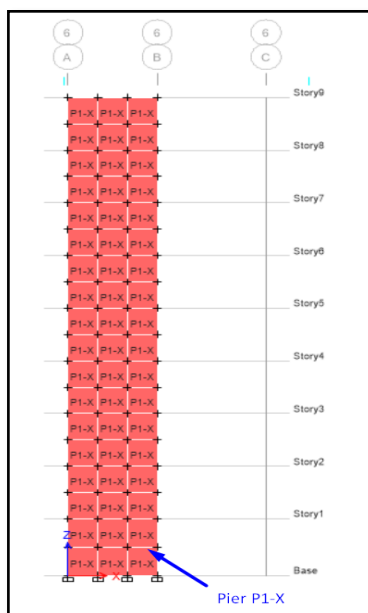


Nota: Dimensiones geométricas del Muro 01

3.7.2.1 Asignación de Pier al Muro 01

Figura 43.

Asignación de Pier "P1-X" al Muro 01



Nota: Se muestra la asignación del Pier al Muro 01.

3.7.2.2 Fuerzas actuantes del Muro 01

Luego de haber asignado correctamente los pier's, se procedió a analizar y se obtuvo las cargas máximas de P, V y M; que inciden en este muro, siendo las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 34.

Fuerzas del Muro 01

Story	Pier	Output Case	P tonf	V2 tonf	M3 tonf-m
Story1	P1-X	1.25(D+L)+SDDX	-105.4441	46.6845	267.9874
Story1	P1-X	1.25(D+L)+SDDX	-113.8614	46.6845	399.8102
Story1	P1-X	1.25(D+L)+SDDX	-148.8185	-47.5587	-314.3469
Story1	P1-X	1.25(D+L)+SDDX	-157.2358	-47.5587	-448.705
Máximos:			-157.2358	-47.5587	-448.705

Nota: se muestra las fuerzas máximas obtenidas del Muro 01 en el 1er Piso, al cual se le asignó el Pier P1 - X.

3.7.2.3 Diseño a Flexocompresión del Muro 01

Para el diseño de flexocompresión, se tuvo definidas las dimensiones y factores que se usaron en el proceso, estas son:

Tabla 35.

Datos Generales del Muro 01, muro rectangular.

Datos Generales del Muro 01	
h=	24.50 m (altura)
L_w=	4.00 m (ancho)
t_w=	25.00 cm (espesor)
d=	320.00 cm
Recubrimiento=	2.50 cm
B1=	0.85
d'=	6.00 cm
Ø=	0.75 compresión
Ø=	0.90 flexión

Nota: Datos generales del Muro 01 a analizar.

3.7.2.3.1 Verificación de 2 capas refuerzo en el muro.

Esta verificación estuvo en función de la relación de aspecto del muro, teniendo una altura total $h= 24.50$ m y un ancho total $L_w=$ de 4.00 m, entonces se debe cumplir que:

$\frac{h}{L_w} \geq 2$, entonces: $\frac{24.50}{4} = 6.125 \geq 2$, por lo tanto, si cumple. Se necesita 2 capas de refuerzo longitudinal.

3.7.2.3.2 Predimensionamiento de acero en extremos

Se pudo optar por una primera distribución de acero en los bordes teniendo en cuenta la longitud del muro.

Para muros con $L < 2m \rightarrow A_{s \text{ ext}} = 0.7M_u / (f_y \times d)$

Para muros con $2m < L < 2m \rightarrow A_{s \text{ ext}} = 0.55M_u / (f_y \times d)$

Para muros con $L > 4m \rightarrow A_{s \text{ ext}} = 0.35M_u / (f_y \times d)$

Como podemos ver, nuestro muro está dentro del segundo criterio, por lo tanto:

$$A_{s \text{ ext}} = \frac{0.55 M_u}{f_y \times d} \rightarrow A_{s \text{ ext}} = \frac{0.55 \times (448.705 \times 100000)}{4200 \times 320} \rightarrow A_{s \text{ ext}} = 18.36 \text{ cm}^2 \text{ (bordes)}$$

En este primer tanteo, se necesitó colocar 18.36 cm² de área de acero. Esta área de acero es cubierta con 4 varillas de Ø 5/8" + 10 varillas de Ø 1/2".

Tabla 36.

Acero en elementos de borde

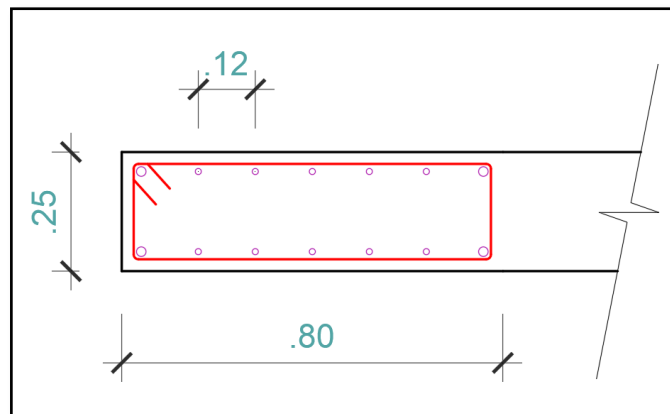
Área total de acero para elementos de borde			
Numero de barras	Tipo de barra	Área de barra	Área parcial
4	5/8	1.99 cm ²	7.96 cm ²
10	1/2	1.30 cm ²	13.00 cm ²
TOTAL			20.96 cm ²

Nota: Se muestra el área y numero de barras que se usaran en los elementos de borde. Que cubren el área de acero requerido en un primer predimensionamiento.

Estas varillas de acero, se confinó a un 20% de L_w , que es igual a $400 \text{ cm} \times 0.2 = 80 \text{ cm}$, además se usó una varilla de Ø 3/8" para los estribos.

Figura 44.

Distribución inicial de acero en borde del Muro 01



Nota: Se muestra la distribución de varillas de 4 Ø 5/8" + 10 Ø 1/2" en el borde del muro y estribos de Ø 3/8"

3.7.2.3.3 **Predimensionamiento de acero en alma**

Inicialmente para un prediseño del acero en el alma, se usó la cuantía mínima $\rho_{min} = 0.0025$. Partiendo del concepto de cuantía, tenemos que es la relación de un área de acero (A_s) / área de concreto (A_c), entonces:

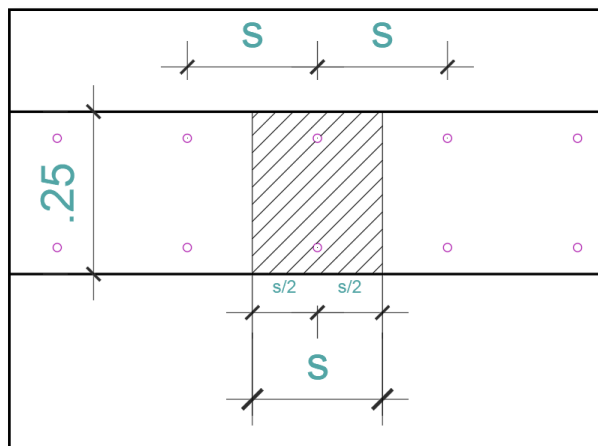
$$\rho_{min} = \frac{A_s}{A_c} = 0.0025$$

A_s , se obtuvo en función al acero que se eligió, en este caso se inició usando un acero de $\varnothing 3/8$ " que tiene un área de 0.71 cm^2 . Este acero se colocó en 2 capas, como vimos en la sección 8.1.3.1.

A_c , que es el área del concreto; quedara en función de "s", siendo: $25 \times S$

Figura 45.

Área de concreto en función de "s"



Nota: se muestra el área de concreto en función de S, que es la distancia máxima que debe existir para cumplir con la cuantía de 0.0025.

Entonces tenemos:

$$\rho_{min} = 0.0025 = \frac{2 \times 0.71}{25 \times S} \rightarrow \text{despejamos } S, \text{ teniendo: } S = \frac{2 \times 0.71}{25 \times 0.0025} = 22.72 \text{ cm}$$

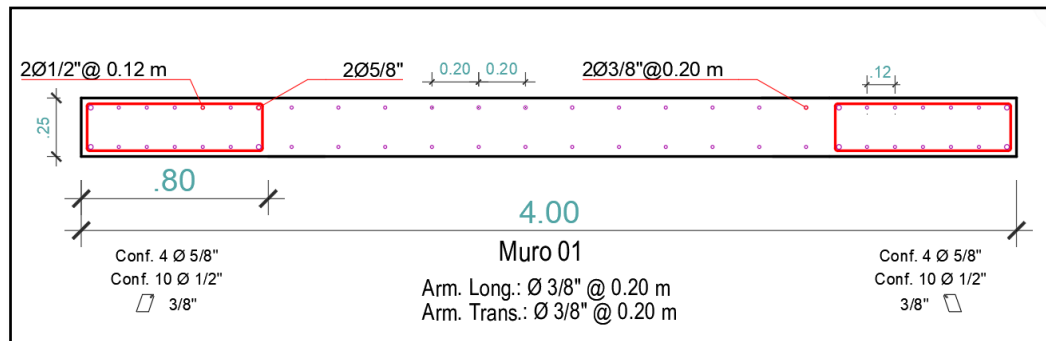
Al redondear se propone usar un S de 20 cm, con esta distancia tendremos una cuantía de:

$$\rho_{diseño} = \frac{2 \times 0.71}{25 \times 20} = 0.00284 > a \ 0.0025$$

Entonces, después de haber hecho un análisis preliminar, se ingresó esta primera distribución de refuerzo y área de acero a Etabs, para que pueda verificar, si la distribución hallada cumple para resistir las solicitaciones provenientes del análisis estructural. Esta distribución inicial se muestra en la siguiente figura:

Figura 46.

Distribución preliminar de acero de refuerzo en Muro 01.



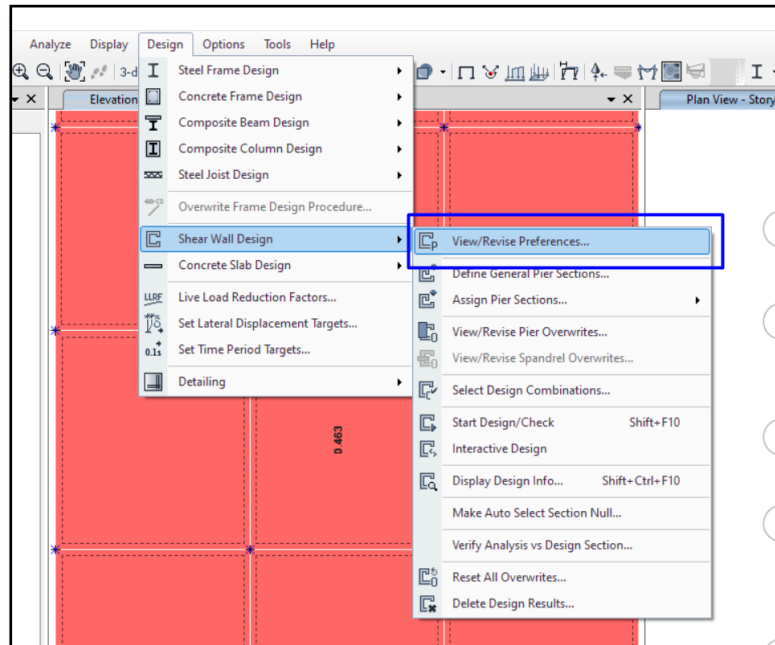
Nota: Distribución inicial de acero de refuerzo en alma y elementos de borde del Muro 01.

3.7.2.3.4 **Modelado de acero de refuerzo a Etabs**

Después de nuestro pre dimensionamiento del acero de refuerzo, se procedió a ingresar y modelar el acero en Etabs haciendo uso de su herramienta “Section Designer”, sin embargo; primero se debe hacer unas modificaciones en las preferencias y elegir las combinaciones de diseño del muro, todo esto se hizo en la pestaña “Design”, modificando el Sd a 6, pues nuestro sistema es de Muros Estructurales, con $R_0 = 6$ y se eligió las combinaciones de carga que contengan la carga muerta y sismo, puesto que estas son las que generan mayores momentos y axiales.

Figura 47.

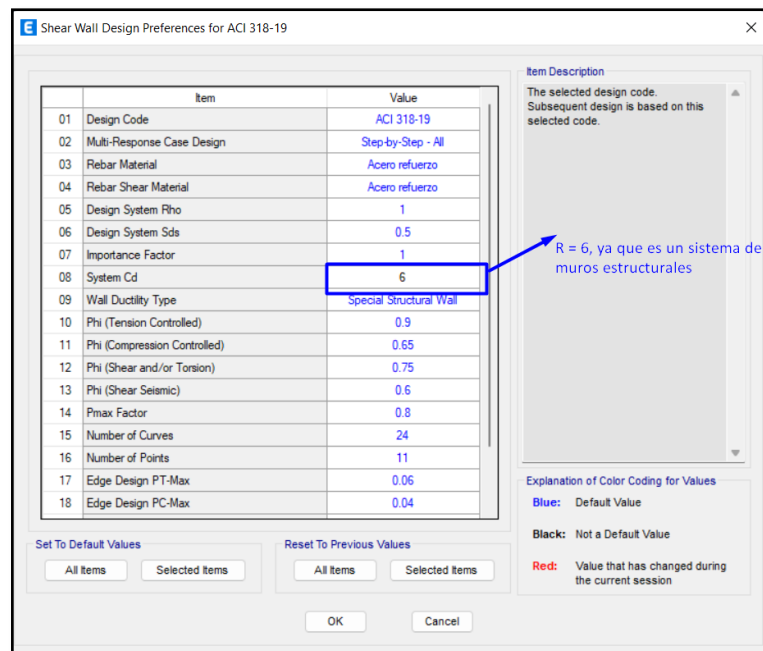
Verificación de Preferencias en Etabs



Nota: Verificación de las preferencias de diseño de muros en Etabs

Figura 48.

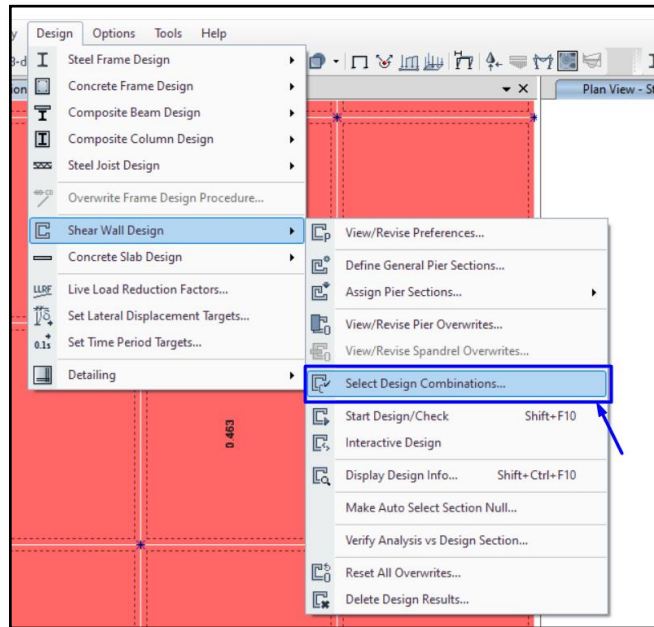
Cambio de Sd o "R" en preferencias de diseño de muros



Nota: Se cambia el valor que viene por defecto, y se coloca 6, debido a que nuestro sistema estructural es de Muros.

Figura 49.

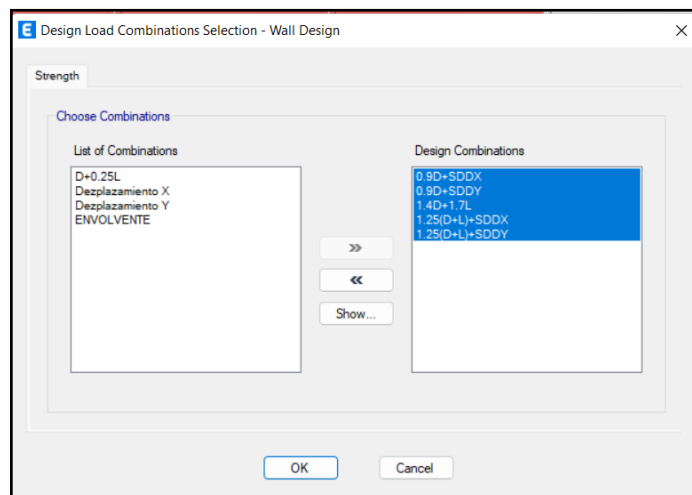
Selección de combinaciones para el diseño



Nota: Proceso de selección de combinaciones de diseño

Figura 50.

Combinaciones de diseño elegidas

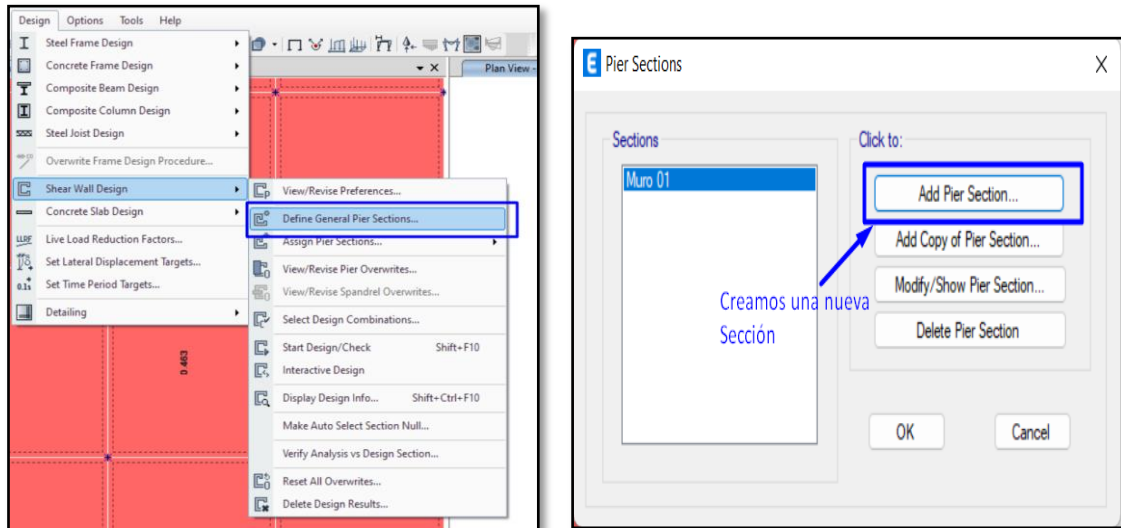


Nota: Se eligen las 5 combinaciones que contienen la carga permanente y de sismo.

Una vez que se hayan verificado y elegido correctamente las preferencias y combinaciones de diseño, se procedió a modelar el acero de refuerzo, el cual lo obtuvimos del predimensionamiento de acero en bordes y en alma, (sección 8.1.1.2 y 8.1.1.3). Entramos en “Define General Pier Sections” para hacerlo.

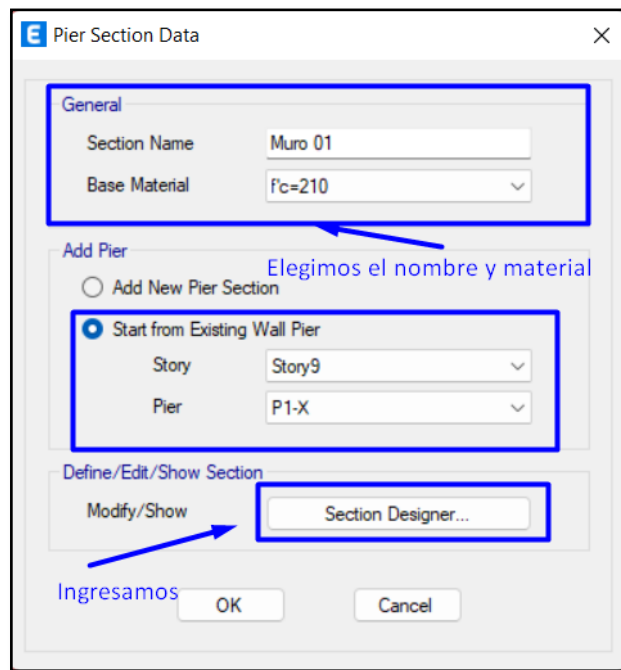
Figura 51.

Creación de una sección de refuerzo de acero.



(a)

(b)



(c)

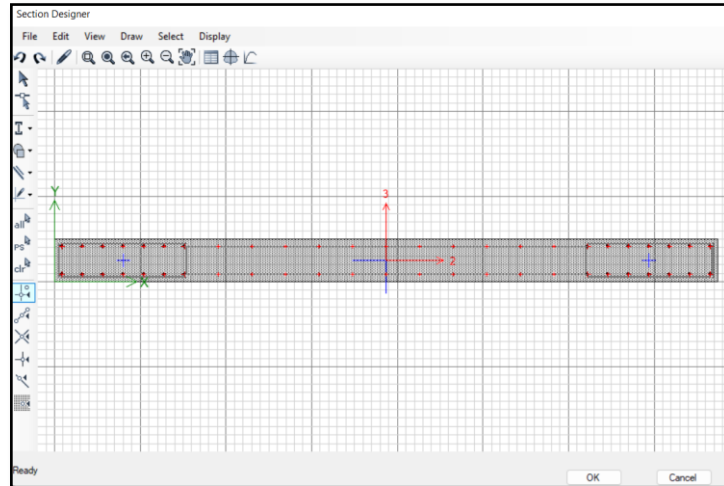
Nota: las figuras a y b, muestran el procedimiento para crear e ingresar el modelamiento del acero inicial. La figura c, muestra la elección del pier asignado al muro 01 como base.

Estando en el Section Designer, se procedió a elaborar el modelado del acero, conforme a la distribución preliminar, para posteriormente verificar si cumple mediante el concepto de demanda capacidad (D/C); si esta D/C es menor a 1,

cumple, ya que la demanda de esfuerzo es menor que la capacidad del muro de soportarlo.

Figura 52.

Modelado de acero preliminar



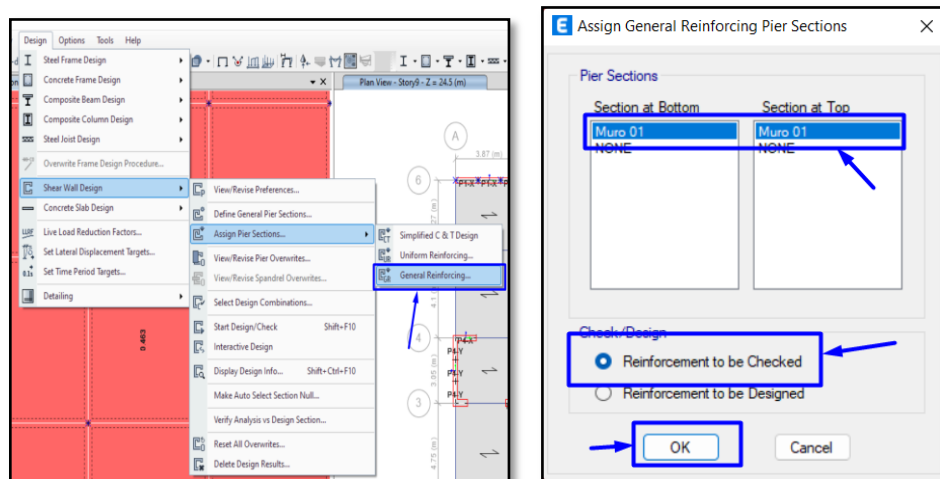
Nota: Se muestra la distribución de acero, tal cual se propuso en el predimensionamiento.

3.7.2.3.5 **Asignación del modelo de refuerzo al Muro 01**

Inmediatamente después de tener el modelado del acero, se procedió a seleccionar el muro en estudio, para posteriormente asignarle el reforzamiento modelado.

Figura 53.

Asignación de modelo a Muro 01



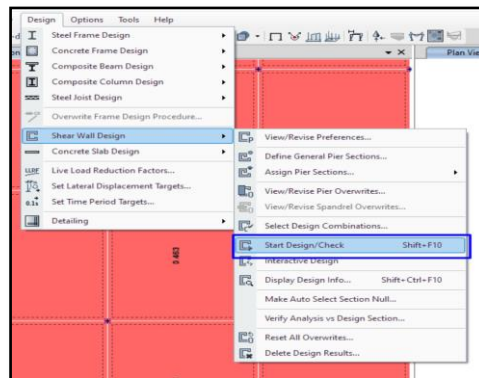
Nota: asignación de la sección de modelada del acero de refuerzo, al muro en estudio.

3.7.2.3.6 Verificación de la Demanda – Capacidad del Muro 01

Una vez que se asignó el modelado de acero, se prosiguió a correr el programa y se verificó que la demanda capacidad D/C, sea menor que 1 en todos los niveles del muro.

Figura 54.

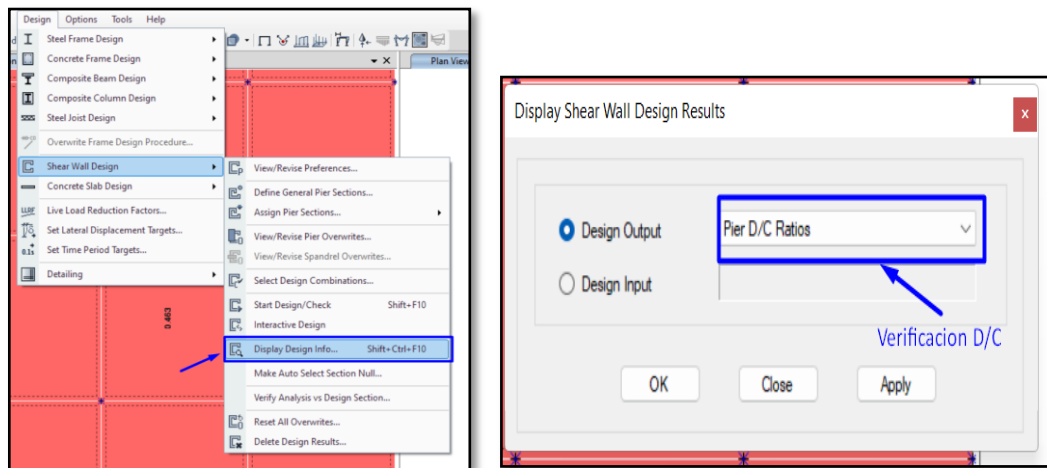
Inicio de análisis de verificación del programa



Nota: La figura muestra cómo se debe iniciar el análisis de diseño del programa

Figura 55.

Verificación de D/C del Muro 01



(a)

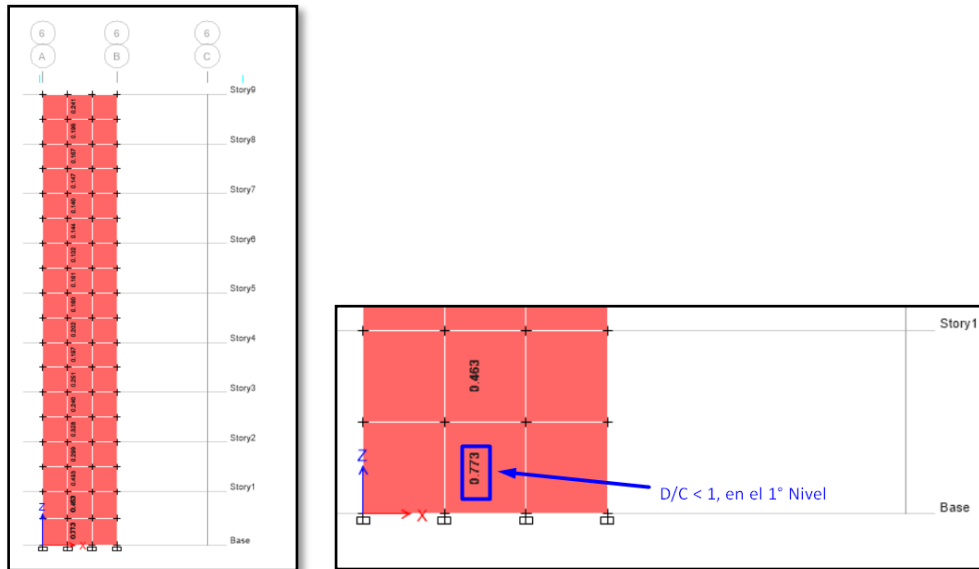
(b)

Nota: la figura (a), muestra el proceso para pedir información de la verificación antes ejecutada, la figura (b) muestra que criterio se debe elegir, se eligió D/C ratios

Obteniendo las ratios D/C, se pudo verificar que, todos son menores a la unidad, por lo que nuestro muro cumplió con todos y cada uno de las solicitaciones dadas por las combinaciones.

Figura 56.

Resultados D/C del Muro 01



Nota: Se muestra resultados de los ratios D/C, y se verifica que ninguno pasa la unidad

3.7.2.4 Diseño a cortante del Muro 01

3.7.2.4.1 Predimensionamiento de fuerza cortante

Este predimensionamiento estuvo orientado a verificar que la sección del muro en estudio, cumpla con la sollicitación del esfuerzo cortante, antes de empezar con el cálculo del acero de refuerzo, esta sollicitación de fuerza cortante fue aumentada en un 75% y posteriormente se verificó con la fuerza cortante nominal.

De la tabla N° 35, obtuvimos las medidas del muro, estas fueron transformadas a cm como se muestra a continuación:

Tabla 37.

Dimensiones de muro en cm

Muro 01		
N° de Pier	L_m	t_m
P1-X	400	25

Nota: Dimensiones de muro en cm y pier asignado para análisis.

De la tabla N° 34 se obtienen todos los valores de cortante que inciden en el Muro 01, aquí le denominamos V_u , estos se incrementaron en un 75%, para posteriormente verificarlos con el cortante nominal

Tabla 38.

Verificación inicial de la resistencia al corte del muro

N° de Pier	L_m	t_m	$d=0.80L_m$	V_u Etabs	$V_u \times 1.75$	ϕV_n max	Verificación
P1-X	400	25	320	46.6845	81.70	256.21	Cumple
	400	25	320	46.6845	81.70	256.21	Cumple
	400	25	320	-47.5587	83.23	256.21	Cumple
	400	25	320	-47.5587	83.23	256.21	Cumple

Nota: Se muestra las verificaciones de la resistencia a la fuerza cortante incrementada en un 75%

Donde: $\phi V_n = 0.85 \times 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t_w \cdot d$

También verificamos la demanda – capacidad, V_c y V_s , así como la cuantía horizontal.

Tabla 39.

Verificación de D/C por corte en Muro 01

D/C	V_c	$V_s = [(V_u/\phi) - V_c]$	$\rho_{horizontal}$
0.32	61.44	34.672	0.00250
0.32	61.44	34.672	0.00250
0.32	61.44	36.472	0.00250
0.32	61.44	36.472	0.00250

Nota: se muestra la verificación de la demanda – capacidad por corte.

Donde: $\frac{D}{c} = \frac{V_u \times 1.75}{V_n}$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t_w \cdot l_w$$

3.7.2.4.2 **Calculo de altura de análisis por corte - capacidad**

El reforzamiento del acero del muro por análisis corte – capacidad, fue la mayor de las siguientes dimensiones: 2 pisos, L_w ó $M_u/4V_u$, obteniendo los siguientes resultados:

$$L_w = 4 \text{ m}$$

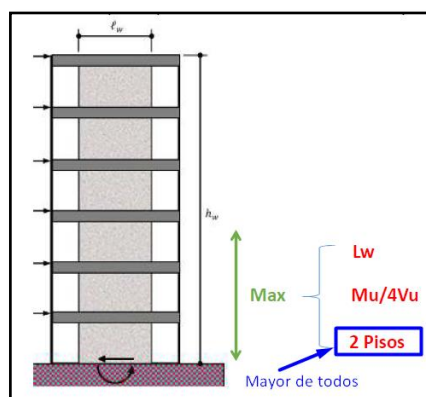
$$M_u/4V_u = 2.36 \text{ m}$$

$$2 \text{ pisos } (2.90 \text{ m} + 2.70 \text{ m} = 5.60 \text{ m})$$

Siendo 2 pisos el mayor de todos, por lo tanto, el análisis corte – capacidad fue hasta los 2 primeros pisos

Figura 57.

Alcance del análisis por corte – capacidad del Muro 01



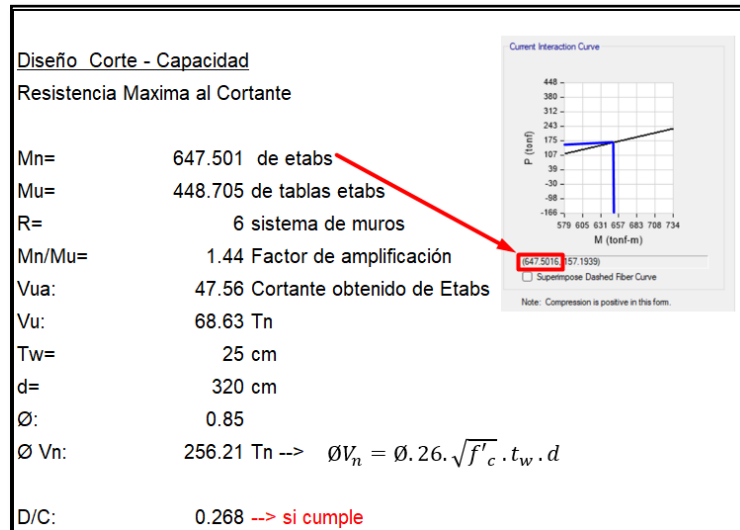
Nota: El análisis por corte – capacidad será solo hasta el 2do piso

3.7.2.4.3 **Diseño por Cortante – Capacidad**

Para poder realizar un correcto diseño por cortante, es necesario apoyarnos de una hoja de cálculo, en donde se colocó los datos hallados previamente del Etabs, de tal manera que hallemos la relación demanda – capacidad y que esta sea menor que 1.

Figura 58.

Resistencia máxima al cortante

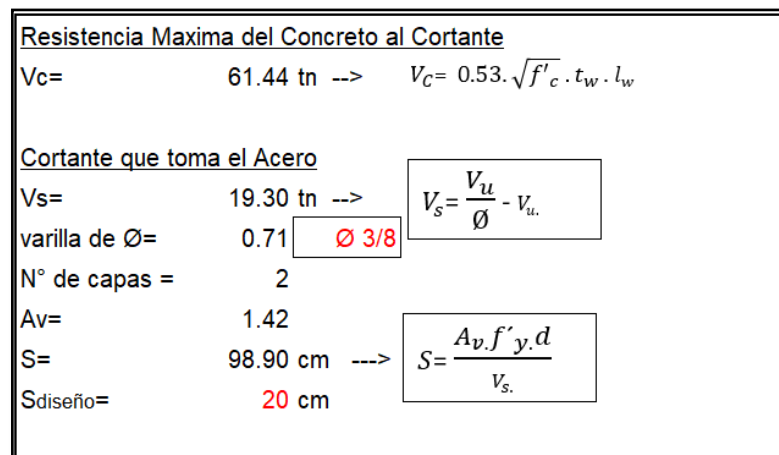


Nota: La figura muestra el proceso de diseño de la resistencia máxima al cortante y la verificación de la demanda - capacidad

Luego de verificar que el muro resistió las solicitaciones por cortante, es necesario diferenciar la resistencia que aporta el concreto (V_c), de la resistencia que aporta el acero (V_s), para de esta manera, poder calcular el refuerzo necesario para cubrir estas fuerzas de corte, de tal manera que apoyados de una hoja de cálculo se realizó las siguientes operaciones:

Figura 59.

Resistencia del concreto y acero al cortante



Nota: La figura muestra el cálculo de las resistencias al cortante del concreto y acero, así como la distancia "s" de diseño, para cumplir cola cuantía de diseño.

Por último, se verificó que la separación de diseño $S_{\text{diseño}}$, sea menor que el $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima que es 0.0025

Figura 60.

Verificación de la cuantía mínima

Verificación de cuantía mínima	
$\rho_{\text{mínima}} =$	0.0025
$T_w =$	25 cm
$l_w =$	100 cm
$A_{st} =$	6.25 cm ² --> $A_{st} = \rho_{\text{mín}} \times T_w \times l_w$
varillas de :	Ø 3/8
Area:	0.71 cm ²
N° de capas=	2
Av:	1.42
$S_{\text{max}} =$	22.720 --> Cumple, es mayor que S de diseño
	$S_{\text{max}} = \frac{A_v}{A_{st}}$

Nota: se verifica que la separación de diseño, es menor a la separación $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima

3.7.2.5 Diseño de elementos de borde

Para hallar la longitud de los elementos de borde, se halló el “C”, ya que esta longitud se encuentra en función de esta variable “C”.

3.7.2.5.1 Cálculo de profundidad del Eje Neutro

Se usó dos metodologías para hallar el “C”

Jack Moehle.

De la figura 33 se obtuvo la siguiente expresión simplificada para hallar el valor de “C”:

$$c = \frac{P_u + (A_s \times f_y) + (\rho_l \times b_w \times L_m \times f'_y) - (A'_s \times f_y)}{(0.85 \times f_c \times b_w \times B) + (2 \rho_l \times b_w \times f_y)}$$

Teniendo todos los valores requeridos, se procedió; ayudados con una hoja de cálculo, a obtener el valor de C:

Tabla 40.

Valor de C, Muro 01

Variable	Valor	Unidad
fc=	210	kgf/cm2
fy=	4200	kgf/cm2
tw=	25	cm
Lw=	400	cm
Pu=	157235.8	kgf
As=	20.96	cm2
As'=	20.96	cm2
ρl =	0.00284	
C=	63	cm

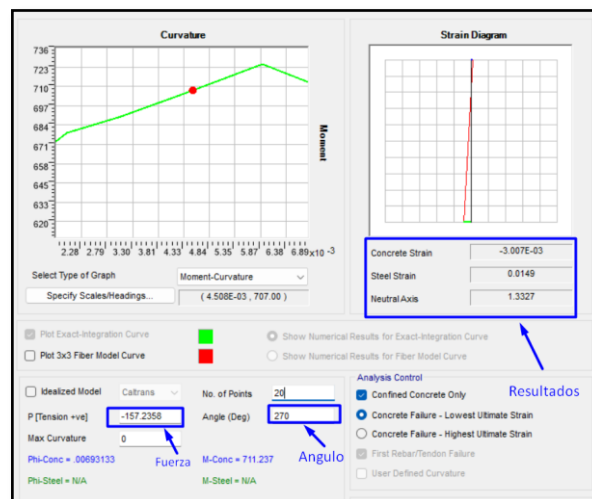
Nota: valor requeridos para para obtener C

Software Sap 2000

Se modelo el Muro 01, colocándole las dimensiones y distribución de acero de refuerzo, en el Sap 2000, con su herramienta de Section Designer, posteriormente se ingresó al diagrama momento curvatura, donde se colocaron la carga axial con la que hemos venido trabajando (ver tabla 34), se buscó en el diagrama el valor de 0.003, la cual se considera la deformación máxima del concreto, y obtuvimos la deformación del acero.

Figura 61.

Cálculo de la deformación del acero.

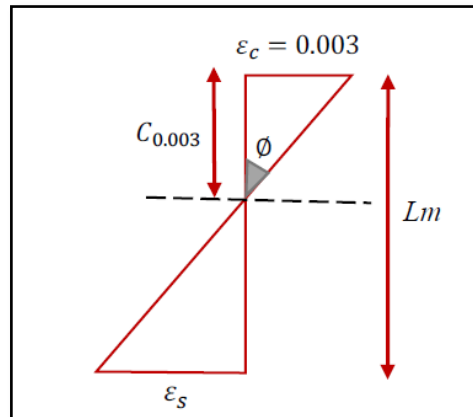


Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto

Una vez hallada la deformación del acero, se procedió a realizar el cálculo de la profundidad del eje neutro, con una semejanza de triángulos, se obtuvo “C”:

Figura 62.

Semejanza de triángulos para hallar “C”



Nota: el C se obtiene haciendo esta semejanza de triángulos

De la imagen anterior obtuvimos la siguiente fórmula:

$$c = \frac{0.003 \times L_w}{(0.003 + \varepsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003 \times 400}{(0.003 + 0.0149)} = 67.039 \text{ cm}$$

De ambos, escogemos el mayor C: 67.039cm

Tabla 41.

Comparación de cálculo de “C”, dirección X

Resumen “C” - dirección "x"			
Jack Moehle		Sap 2000	
Valor X -->	Valor X <--	Valor X -->	Valor X <--
63.00	63.00	67.039	67.039

Nota: se muestra la comparación del cálculo de C en dirección X, mediante los dos métodos propuestos en la presente tesis,

3.7.2.5.2 Cálculo de elementos de borde

La longitud del confinamiento del borde (L_{EB}) depende directamente de el “C”, hallado previamente; y la longitud del muro. Por lo tanto, L_{BE} , fue el mayor valor de las siguientes expresiones:

$$L_{EB} = \frac{C}{2} \rightarrow c = \frac{67}{2} \rightarrow c = 33.5 \text{ cm}$$

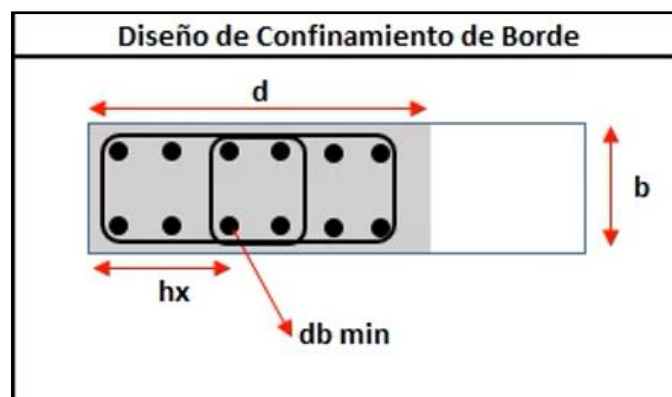
$$L_{EB} = C - 0.1 \times L_{EB} \rightarrow c = 67 - 0.1 \times 400 \rightarrow c = 27 \text{ cm}$$

Nuestro L_{EB} es: 33.50 cm, que es menor a la longitud del confinamiento dado al muro (80 cm).

Ayudados de una hoja de cálculo se obtuvo el valor “s” de separación de elementos de borde:

Figura 63.

Nomenclatura de elementos de borde



Nota: Se muestra los nombres a usar para el cálculo del S, en los elementos de borde

Tabla 42.

Medidas de borde confinado, en X

Longitudes de Confinamiento		
b=	25	cm
d=	80	cm

Nota: Medidas de área en confinamiento

Según NTE E.060

Tabla 43.

Datos para diseño de elementos de borde – NTE E.060

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo	Datos NTE E.060
As long:	Ø 5/8	As estr.: Ø 3/8	10.d _b : 19.05 cm
Diámetro:	1.905 cm	Diámetro: 0.953 cm	min (b y d): 25 cm
d _b min=	1.905 cm	d _s min= 0.953 cm	S min: 25 cm

Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde

Tabla 44.

Resultado de confinamiento según NTE E.060

Diseño de elementos de borde		
S =	15.00	cm
h _x =	35	cm

Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde

Según Código ACI 318.14

Tabla 45.

Datos para el diseño de elemento de borde – ACI

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo	Código ACI 318.14
As long:	Ø 5/8	As estr.: Ø 3/8	6.d _b : 9.528 cm
Diámetro:	1.588 cm	Diámetro: 0.953 cm	1/3.b: 10.00 cm
d _b min=	1.588 cm	d _s min= 0.953 cm	S ₀ : 15.00 cm

Nota: Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde – según ACI

Tabla 46.*Resultado de confinamiento según ACI 318.14*

Diseño de elementos de borde			Área total perpendicular a "b"		Nº ramas Ø 3/8"
S =	10.00	cm	A _{sh} =	1.125 cm ²	2
h _x =	16.67	cm	Área total perpendicular a "d"		Nº ramas Ø 3/8"
h _{x efec.} =	10.00	cm	A _{sh} =	3.6 cm ²	6

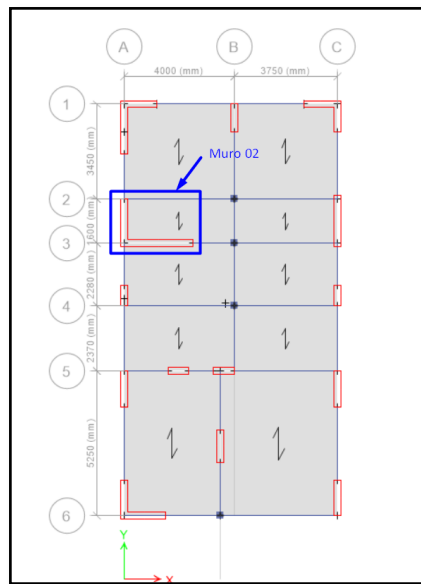
Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde, según ACI

3.7.3 Muro 02

El muro 02 es un muro tipo “L”, sus medidas son: 2.50 m (dirección X), 1.85 m (dirección Y) y un espesor constante inicial de 0.25 m, este muro se encuentra en la intercepción del eje A y ejes 2 y 3, del Edificio 02, llamado “Edificio Casa Blanca”, este muro se desarrolla desde el nivel 01 hasta el último nivel, además no existieron aberturas en ningún nivel.

Figura 64.

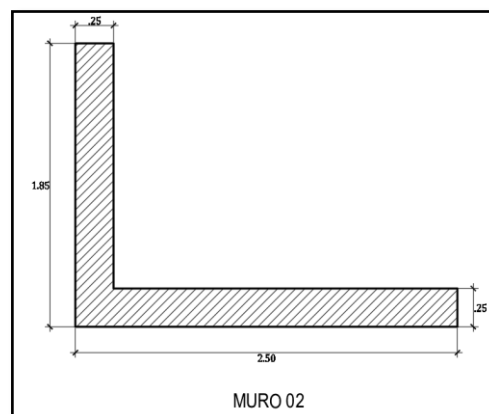
Ubicación del Muro 02



Nota: Ubicación del Muro 02, intercepción del eje A y ejes 2 - 3

Figura 65.

Dimensiones de Muro 02



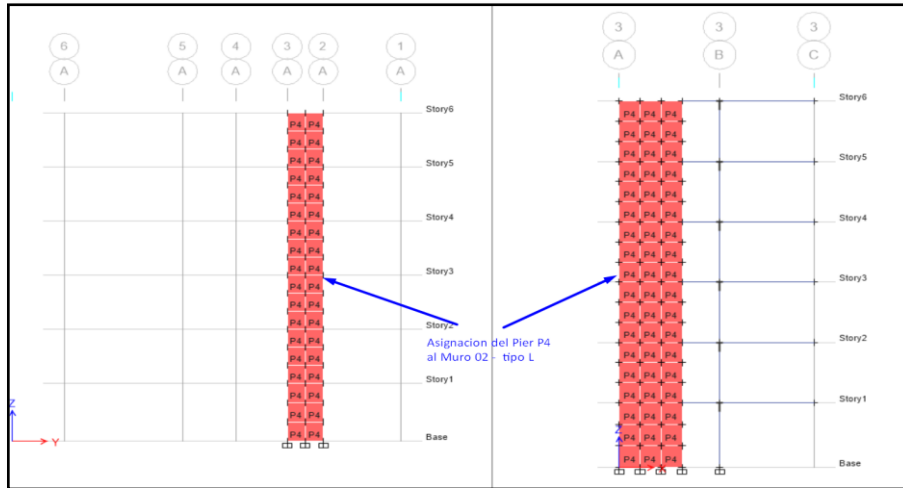
Nota: Dimensiones geométricas del Muro 02

3.7.3.1 Asignación de Pier al Muro 02

Para poder obtener las fuerzas del muro, fue necesario colocar el mismo “pier” a ambos paneles del muro, así el programa lo reconoció como un solo muro

Figura 66.

Asignación de Pier “P4” al Muro 02



Nota: Se muestra la asignación del Pier al Muro 02 en ambas direcciones del muro, a lo largo del eje A y eje 3.

3.7.3.2 Fuerzas actuantes en el Muro 02

Luego de haber asignado correctamente los pier’s, se procedió a analizar y obtener las cargas máximas de P, V y M; que inciden en este muro, siendo las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 47.

Fuerzas del Muro 02 – tipo L, en dirección X

Story	Pier	Output Case	P tonf	V ₂ tonf	M ₃ tonf-m
Story1	P4	0.9(D)+SDDX	-57.4994	50.2817	373.8918
Story1	P4	0.9(D)+SDDX	-114.7541	-50.8075	-336.9447
Story1	P4	1.25(D+L)+SDDX	-110.9538	50.0697	388.5247
Story1	P4	1.25(D+L)+SDDX	-168.2086	-51.0195	-322.3119
Máximos en X:			-168.2086	-51.0195	388.5247

Nota: Se muestran las fuerzas máximas obtenidas del Muro 02 en dirección X, en el 1er Piso, al cual se le asigno el Pier P4

Tabla 48.*Fuerzas del Muro 02 – tipo L, en dirección Y*

Story	Pier	Output Case	P tonf	V3 tonf	M2 tonf-m
Story1	P4	0.9(D)+SDDY	-50.6009	8.5642	103.4981
Story1	P4	0.9(D)+SDDY	-121.6526	-9.4412	-117.2557
Story1	P4	1.25(D+L)+SDDY	-121.9783	17.4217	89.0538
Story1	P4	1.25(D+L)+SDDY	-157.1841	-19	-113.5915
Máximos:			-157.1841	-19	-113.5915

Nota: Se muestran las fuerzas máximas obtenidas del Muro 02 en dirección Y, en el 1er Piso, al cual se le asigno el Pier P4

3.7.3.3 Diseño a Flexocompresión del Muro 02 – tipo L

Para el diseño de flexocompresión, se tuvo en claro las dimensiones y factores que se usaron en el proceso, las cuales fueron:

Tabla 49.*Datos Generales del Muro 02, muro en L.*

Datos Generales del Muro 02	
h=	16.40 m (altura)
L_{wx}=	2.50 m (ancho)
L_{wy}=	1.85 m (ancho)
t_w=	25.00 cm (espesor)
d_x=	200.00 cm
d_y=	148.00 cm
Recubrimiento=	2.50 cm
B1=	0.85
d'=	6.00 cm
Ø=	0.75 compresión
Ø=	0.90 flexión

Nota: Datos generales del Muro 02 a analizar.

3.7.3.3.1 **Verificación de 2 capas refuerzo en el muro.**

Esta verificación estuvo en función de la relación de aspecto del muro, como este muro tiene dos anchos, se usó el mayor, teniendo una altura total $h = 16.40$ m y un ancho total $L_w =$ de 2.50 m, entonces se cumplió que:

$\frac{h}{L_w} \geq 2$, entonces: $\frac{16.40}{2.50} = 6.56 \geq 2$, por lo tanto, si cumple. Se necesitó 2 capas de refuerzo longitudinal.

3.7.3.3.2 **Predimensionamiento de acero en extremos**

A diferencia del Muro 01, se usó la siguiente fórmula para hallar un predimensionamiento en los bordes del muro.

$$A_{s\ est} = \frac{\rho_{req} - \rho_{min}}{2} \times t_w \times L_w$$

Donde:

$A_{s\ est}$ = Área del acero requerida en cada extremo del muro

ρ_{req} = Cuantía requerida (hallada de Etabs)

ρ_{min} = Cuantía mínima (para muros es 0.0025)

T_w = Espesor del muro

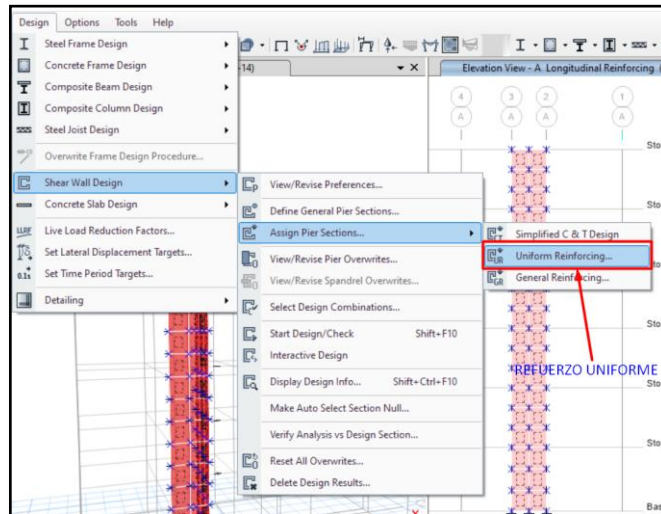
L_w = Ancho del muro en dirección del análisis

Teniendo todos los datos excepto la cuantía requerida ρ_{req} , se procedió a hallarla.

Para eso, se hizo un análisis en Etabs, no se asignó alguna distribución especial de acero de refuerzo, es decir, se asumió que la distribución inicial del acero es uniforme a lo largo del muro, como predeterminadamente Etabs lo tiene.

Figura 67.

Distribución uniforme del acero.



Nota: Distribución uniforme del acero para hallar cuantía requerida.

Después de tener la seguridad que el refuerzo se repartió uniformemente, se inició el análisis en el programa. Ver Figura 54

Se obtuvo las siguientes cuantías requeridas:

Figura 68.

Cuantía requerida en dirección en Muro 02

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}								
Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-cm	M_{u3} tonf-cm	Pier A_g cm ²
Top	85.24	0.0083	0.0151	0.9(D)+SDDX	51.0788	6365.805	23032.321	10250
Bottom	158.68	0.0155	0.0151	0.9(D)+SDDX	57.4994	8206.491	37389.184	10250

(a)

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}								
Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u tonf	M_{u2} tonf-cm	M_{u3} tonf-cm	Pier A_g cm ²
Top	119.14	0.0116	0.0151	0.9(D)+SDDY	44.1803	8034.924	28118.99	10250
Bottom	227.42	0.0222	0.0151	0.9(D)+SDDY	121.6526	10349.809	45953.866	10250

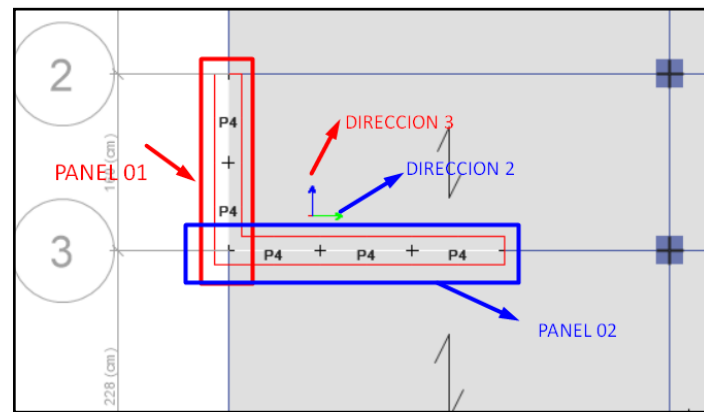
(b)

Nota: La figura (a) muestra la cuantía requerida en dirección X, mientras que la figura (b), la de la dirección Y, del Muro 02.

Ahora, que ya se cuenta con todos los valores de la ecuación, se procedió a calcular el acero en los extremos de ambos paneles del muro, además se debe recordar que en la ecuación hay un factor que es la longitud del muro (L_w), este debe ser correctamente calculado, ya que está en función de la dirección del análisis

Figura 69.

Dirección y sentido de paneles y M_u en Muro 02,



Nota: se muestra los paneles del muro 02 y direcciones de momentos últimos.

Como se puede ver, predeterminadamente Etabs tomó como dirección 2 de análisis el color “verde” y la dirección 3 el color “azul”, estos sentidos y direcciones, se tomaron en cuenta al momento de predimensionar el acero en los extremos de cada panel del muro L.

3.7.3.3 Dirección X - Panel 02. Para el panel 02 (dirección X) el acero en los bordes vendrá dado por:

$$A_{s\ ext} = \frac{\rho_{req} - \rho_{min}}{2} \times t_w \times L_{w\ x} \rightarrow A_{s\ ext} = \frac{0.0155 - 0.0025}{2} \times 25 \times 250$$

$$A_{s\ ext} = 40.625 \text{ cm}^2 \text{ en cada borde.}$$

En este primer tanteo, se necesitó colocar 40.625 cm² de área de acero en los bordes del panel 02. Esta área de acero es cubierta con 6 varillas de Ø 1” + 8 varillas de Ø 1/2”.

Tabla 50.

Acero en elementos de borde – dirección X

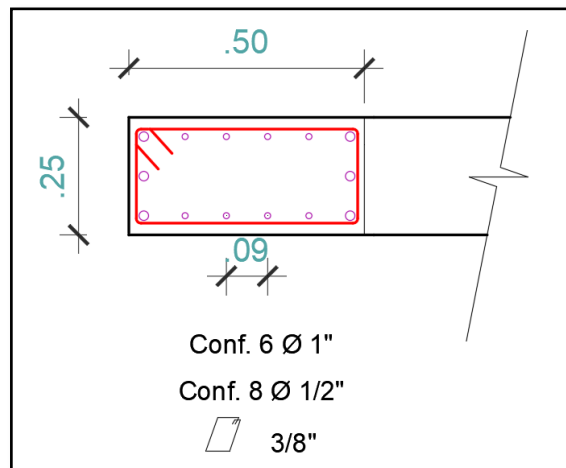
Área total de acero para elementos de borde			
Numero de barras	Tipo de barra	Área de barra	Área parcial
6	1"	5.10 cm ²	30.60 cm ²
8	1/2"	1.30 cm ²	10.40 cm ²
TOTAL			41.00 cm ²

Nota: Se muestra el área y numero de barras que se usarán en los elementos de borde en la dirección X, para que sea cubierto el área de acero requerido en un primer predimensionamiento.

Estas varillas de acero, se confinaron a un 20% de $L_w x$, que es igual a 250 cm x 0.2= 50 cm, además se usó una varilla de $\varnothing 3/8$ " para los estribos.

Figura 70.

Distribución inicial de acero en borde del Muro 02 – dirección X



Nota: Se muestra la distribución de varillas de 6 \varnothing 1" + 8 \varnothing 1/2" en el borde del muro en dirección X y estribos de \varnothing 3/8"

3.7.3.3.4 Dirección Y - Panel 01. Para el panel 01 (dirección Y) el acero en los bordes vino dado por:

$$A_{s\ ext} = \frac{\rho_{req} - \rho_{min}}{2} \times t_w \times L_{w\ y} \rightarrow A_{s\ ext} = \frac{0.0222 - 0.0025}{2} \times 25 \times 185$$

$$A_{s\ ext} = 45.556 \text{ cm}^2 \text{ en cada borde.}$$

En este primer tanteo, se necesitó colocar 45.556 cm² de área de acero en los bordes del panel 01. Esta área de acero es cubierta con 4 varillas de Ø 5/8" + 4 varillas de Ø 1/2".

Tabla 51.

Acero en elementos de borde – dirección Y

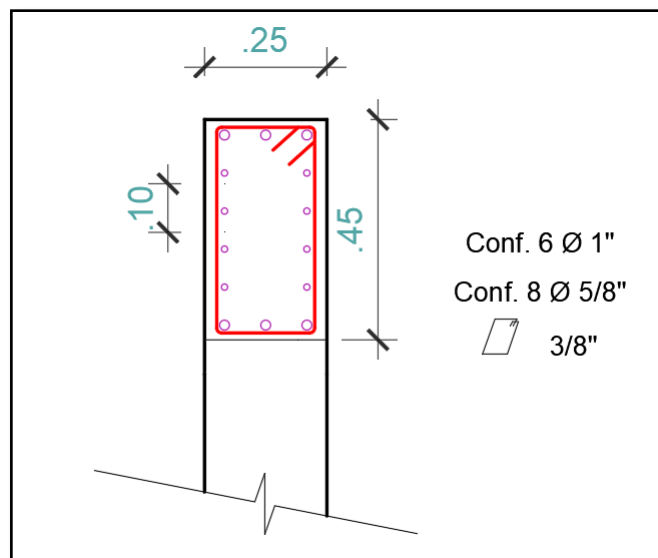
Área total de acero para elementos de borde			
Numero de barras	Tipo de barra	Área de barra	Área parcial
6	1"	5.10 cm ²	30.60 cm ²
8	5/8"	1.99 cm ²	15.92 cm ²
TOTAL			46.52 cm ²

Nota: Se muestra el área y numero de barras que se usarán en los elementos de borde en la dirección Y, para que sea cubierto el área de acero requerido en un primer predimensionamiento.

Estas varillas de acero, se confinaron en un 25% de L_w y, que es igual a 180 cm x 0.25= 46.75 cm (se redondea a 45 cm), además se usó una varilla de Ø 3/8" para los estribos.

Figura 71.

Distribución inicial de acero en borde del Muro 02 – dirección Y



Nota: Se muestra la distribución de varillas de 6 Ø 1" + 8 Ø 5/8" en el borde del muro en dirección Y y estribos de Ø 3/8"

3.7.3.3.5 **Predimensionamiento de acero en alma**

Ambos paneles de nuestro muro tienen un espesor t_w de 0.25, por lo que un mismo predimensionamiento sirve para ambos.

Inicialmente para un prediseño del acero en el alma, se usó la cuantía mínima $\rho_{min} = 0.0025$. (ver sección 8.1.3.3)

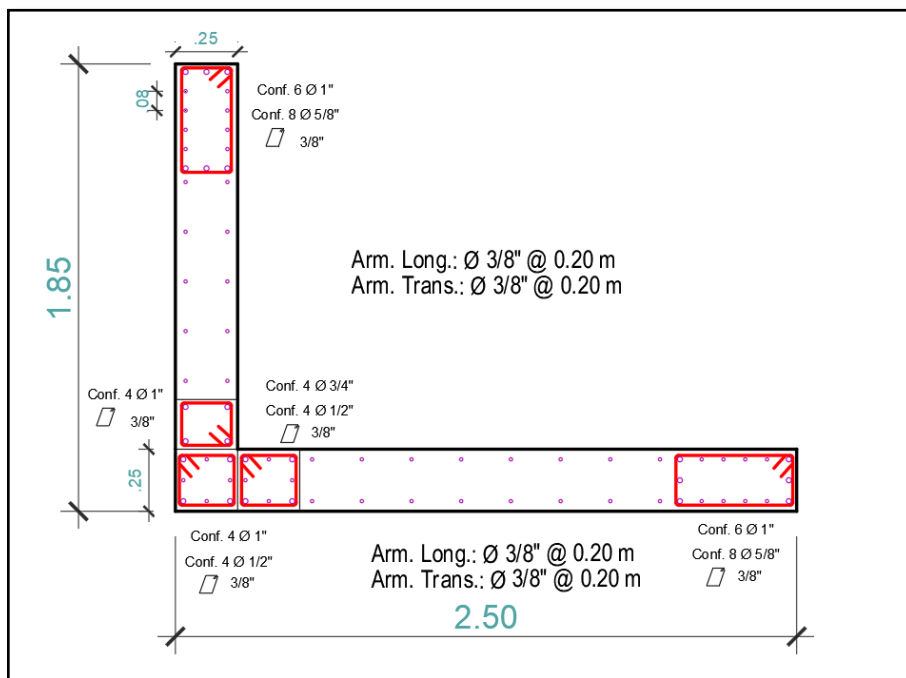
Al redondear se propuso usar un S de 20 cm, con esta distancia se tuvo una cuantía de:

$$\rho_{diseño} = \frac{2 \times 0.71}{25 \times 20} = 0.00284 > a 0.0025$$

Entonces, después de haber hecho un análisis preliminar, se ingresó esta primera distribución de refuerzo y área de acero a Etabs, para que pueda verificar, si la distribución hallada cumple para resistir las solicitaciones provenientes del análisis estructural. Esta distribución inicial se muestra en la siguiente figura:

Figura 72.

Distribución preliminar de acero de refuerzo en Muro 01.



Nota: Distribución inicial de acero de refuerzo en alma y elementos de borde del Muro 02.

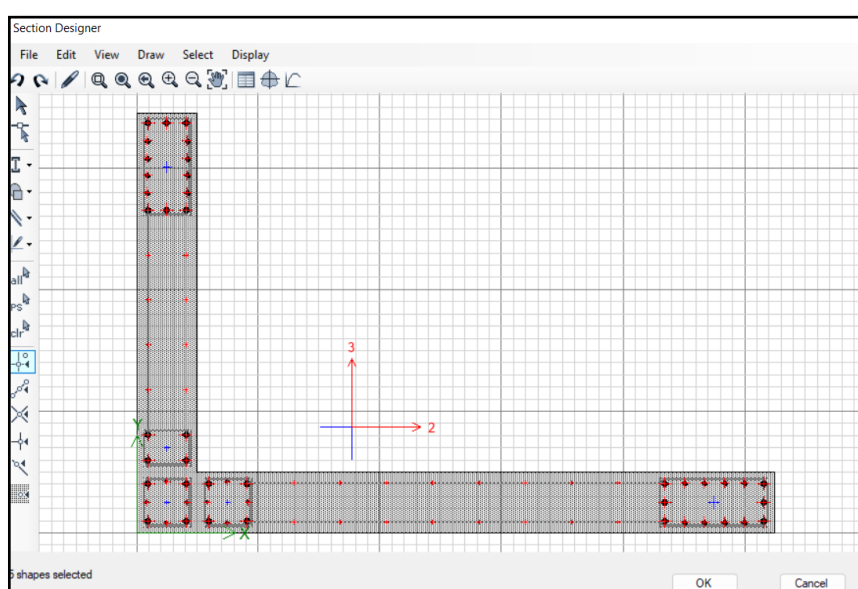
3.7.3.3.6 **Modelado de acero en refuerzo en Etabs**

El procedimiento para el modelado del Muro 02, fue el mismo utilizado en la sección 8.1.3.4, donde se modeló el refuerzo para el Muro 01 (muro regular)

Al igual que el Muro 01, se modeló la sección del acero refuerzo en Etabs, como se muestra en la figura.

Figura 73.

Modelado de acero preliminar – Muro 02



Nota: Se muestra la distribución de acero, tal cual se propuso en el predimensionamiento.

3.7.3.3.7 **Asignación del modelo de refuerzo al Muro 02**

Inmediatamente después de tener el modelado del acero, se procedió a seleccionar el muro en estudio, para posteriormente asignarle el reforzamiento modelado. Ver sección 8.1.3.5

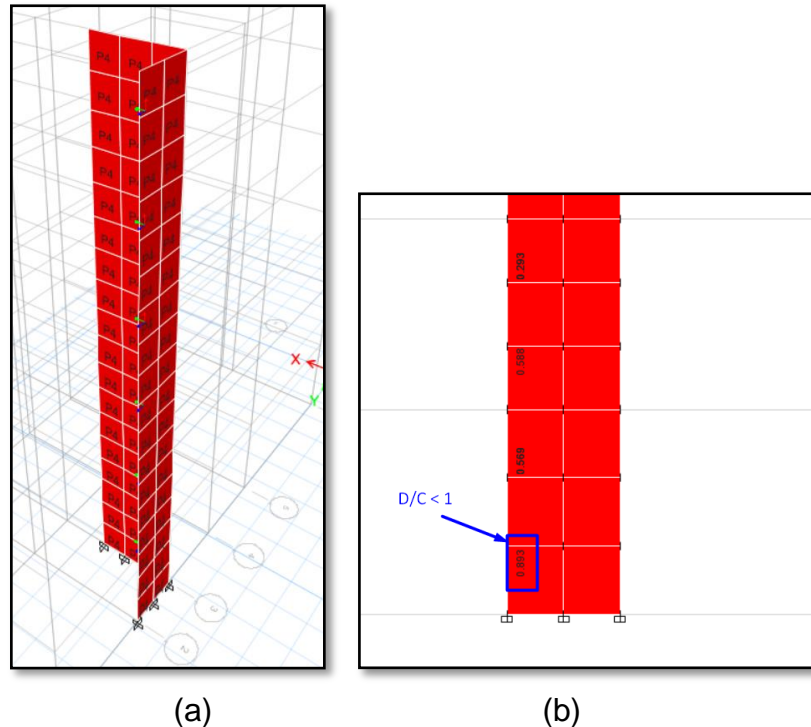
3.7.3.3.8 **Verificación de la Demanda – Capacidad del Muro 02**

Una vez que se asignó el modelado de acero, se prosiguió a correr el programa y verificar que la demanda capacidad D/C, sea menor que 1 en todos los niveles del muro. Ver sección 8.1.3.6.

Se obtuvieron los ratios D/C, se verificó que todos son menores a la unidad, por lo que nuestro muro cumplió con todos y cada uno de las solicitaciones dadas por las combinaciones.

Figura 74.

Resultados D/C del Muro 02



Nota: La figura (a) muestra el muro tipo L analizado. La figura (b), muestra el valor de D/C menor a 1, en el primer piso.

3.7.3.4 Diseño a cortante del Muro 02

Antes de empezar el diseño por cortante, se halló la altura hasta donde se aplicará.

3.7.3.4.1 Cálculo de altura de análisis por corte - capacidad

El reforzamiento del acero del muro por análisis corte – capacidad, fue la mayor de las siguientes dimensiones: 2 pisos, L_w ó $M_u/4V_u$, obteniendo los siguientes resultados:

3.7.3.4.2 **En dirección X**

$$L_{w\ x} = 2.50 \text{ m}$$

$$M_u/4V_u = 388.52 / 4(50.07) = 1.94 \text{ m}$$

$$2 \text{ pisos } (2.90 \text{ m} + 2.70\text{m} = 5.60\text{m})$$

Siendo “2 pisos” el mayor de todos, por lo tanto, el análisis corte – capacidad fue hasta los 2 primeros pisos en la dirección X

3.7.3.4.3 **En dirección Y**

$$L_{w\ y} = 1.85\text{m}$$

$$M_u/4V_u = 117.26 / 4(9.44) = 3.10 \text{ m}$$

$$2 \text{ pisos } (2.90 \text{ m} + 2.70\text{m} = 5.60\text{m})$$

Siendo “2 pisos” el mayor de todos, por lo tanto, el análisis corte – capacidad fue hasta los 2 primeros pisos en la dirección Y

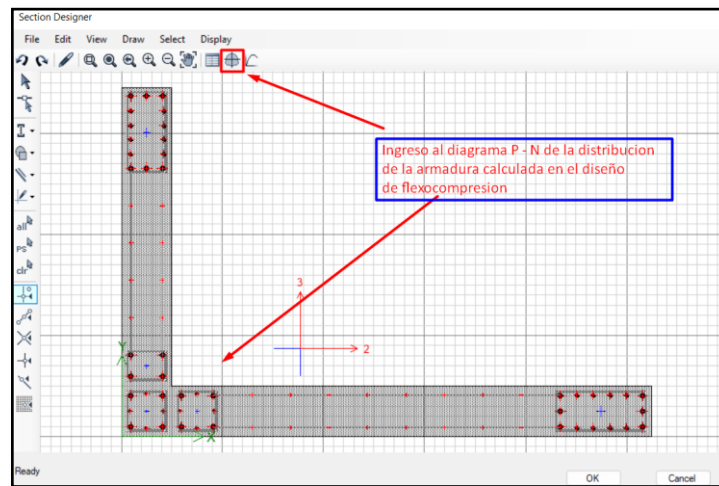
Por lo tanto, en ambas direcciones; el análisis corte – capacidad fue hasta los 2 primeros pisos. Ver Figura 57

3.7.3.4.4 **Ingreso al Diagrama Pn - Mn**

Para esto, se ingresó al Etabs y se encontró los datos en el diagrama de la curva P – M, en la herramienta “Section Designer”

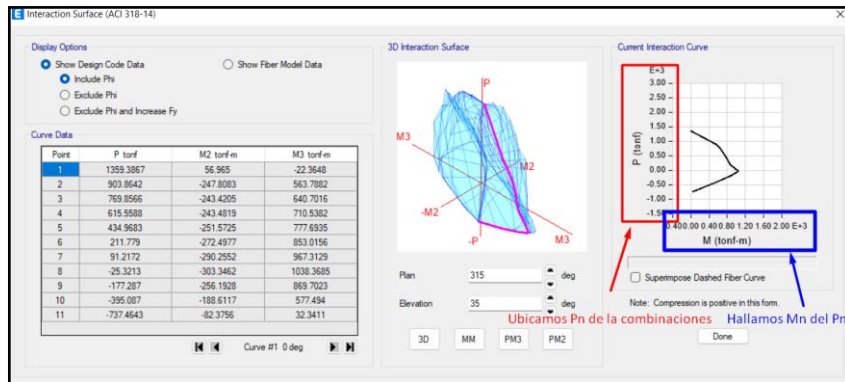
Figura 75.

Ingreso al diagrama P – M en Etabs.



Nota: Se muestra la interfaz del Section Designer

3.7.3.4.5 Diagrama P – M, Muro 02



Nota: se muestra el diagrama P – M del Muro 02 en Etabs.

3.7.3.4.6 Diseño por Cortante – Capacidad, en X

Primero se definió que fuerzas actuarán en el panel de la dirección X

3.7.3.4.7 **Fuerzas máximas, Dirección X.** De la De la tabla 47 se obtuvo la máxima fuerza cortante V_2 a usar en la dirección X, juntamente con su axial P y momento M_3

Tabla 52.

Cortante máximo en Dirección X

Fuerzas máximas en dirección X		
Combinación 1.25(D+L) +SDDX		
P	V2	M3
tonf	tonf	tonf-m
-168.2086	-51.0195	-322.312

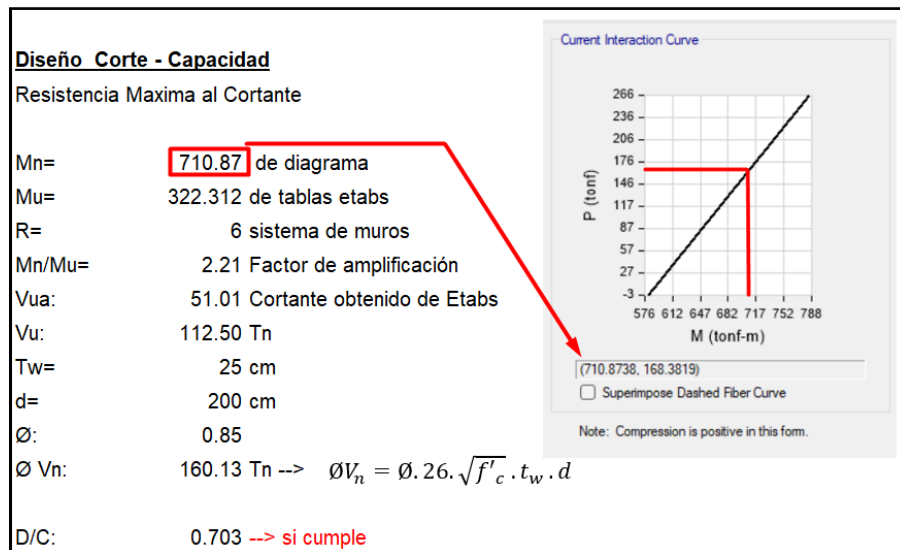
Nota: Fuerzas de diseño máximas en dirección X.

3.7.3.4.8 **Calculo de D/C por cortante, dirección X**

Para que se realice un correcto diseño por cortante, es necesario apoyarnos de una hoja de cálculo, en donde se colocaron los datos hallados previamente del Etabs, de tal manera que se halló la relación demanda – capacidad y que esta fue menor que 1.

Figura 76.

Resistencia máxima al cortante



Nota: La figura muestra el proceso de diseño de la resistencia máxima al cortante y la verificación de la demanda – capacidad – dirección X

Luego de verificar que el muro resistió las solicitaciones por cortante, es necesario que se diferencie la resistencia que aporta el concreto (V_c), de la resistencia que aporta el acero (V_s), para de esta manera, poder calcular el refuerzo

necesario para cubrir estas fuerzas de corte, de tal manera que apoyados de una hoja de cálculo realizamos las siguientes operaciones:

Figura 77.

Resistencia del concreto y acero al cortante

Resistencia Maxima del Concreto al Cortante		
Vc=	38.40 tn -->	$V_C = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t_w \cdot l_w$
Cortante que toma el Acero		
Vs=	93.96 tn -->	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_u$
varilla de Ø=	0.71 Ø 3/8	
N° de capas =	2	
Av=	1.42	$S = \frac{A_v \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$
S=	12.70 cm -->	
Sdiseño=	12 cm	
Refuerzo por cortante asumido : Ø 3/8" @ 10 cm		

Nota: La figura muestra el cálculo de las resistencias al cortante del concreto y acero, así como la distancia "s" de diseño, para cumplir cola cuantía de diseño.

Por último, se verifica que la separación de diseño $S_{diseño}$, fue menor que el $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima que es 0.0025

Figura 78.

Verificación de la cuantía mínima

Verificacion de cuantia minima		
$\rho_{minima} =$	0.0025	
Tw=	25 cm	
lw=	100 cm	
Ast=	6.25 cm ² -->	$A_{st} = \rho_{min} \times T_w \times L_w$
varillas de :	Ø 3/8	
Area:	0.71 cm ²	
N° de capas=	2	$S_{max} = \frac{A_v}{A_{st}}$
Av:	1.42	
Smax=	22.720 -->	Cumple, es mayor que S de diseño

Nota: se verifica que la separación de diseño, es menor a la separación $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima

3.7.3.4.9 **Diseño por Cortante – Capacidad, en Y**

Para esto, se ingresó al Etabs y se encontró los datos en el diagrama de la curva P – M, Ver sección 8.2.4.2

Hallamos las fuerzas actuantes en la dirección Y

3.7.3.4.10 **Fuerzas máximas, Dirección Y.** De la tabla 48 se obtuvo la máxima fuerza cortante V_2 a usar en la dirección Y, juntamente con su axial P y momento M_3

Tabla 53.

Cortantes máximos en Dirección Y

Fuerzas máximas en dirección Y		
Combinación 1.25(D+L) +SDDY		
P	V3	M2
tonf	tonf	tonf-m
-157.1841	-19.00	-113.591

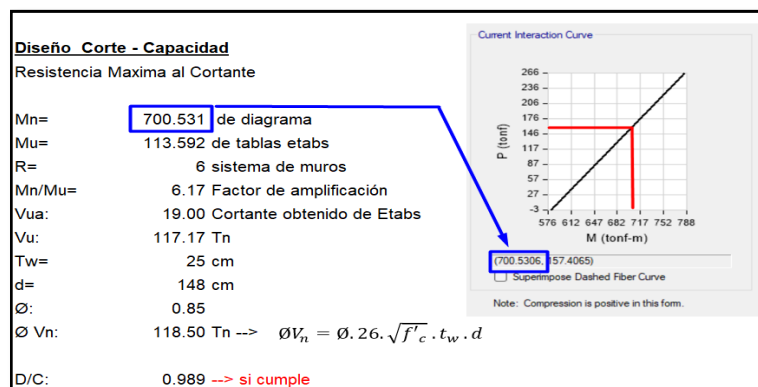
Nota: Fuerzas de diseño máximas en dirección Y

3.7.3.4.11 **Calculo de D/C por corte, dirección Y**

Luego, se usó una hoja de cálculo para hallar la relación D/C, y se comprobó que ésta sea menor que 1.

Figura 79.

Resistencia máxima al cortante

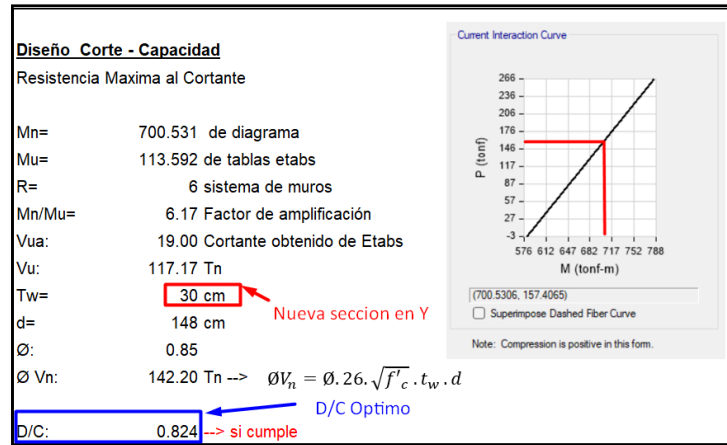


Nota: La figura muestra el proceso de diseño de la resistencia máxima al cortante y la verificación de la demanda – capacidad – dirección Y

Se pudo ver que la D/C, está al límite de la unidad, por lo que se decidió agrandar la sección de 25 cm a 30 cm, se volvió a realizar el mismo procedimiento y se obtuvo una relación D/C de 0.824, que fue óptimo.

Figura 80.

Cálculo óptimo de D/C

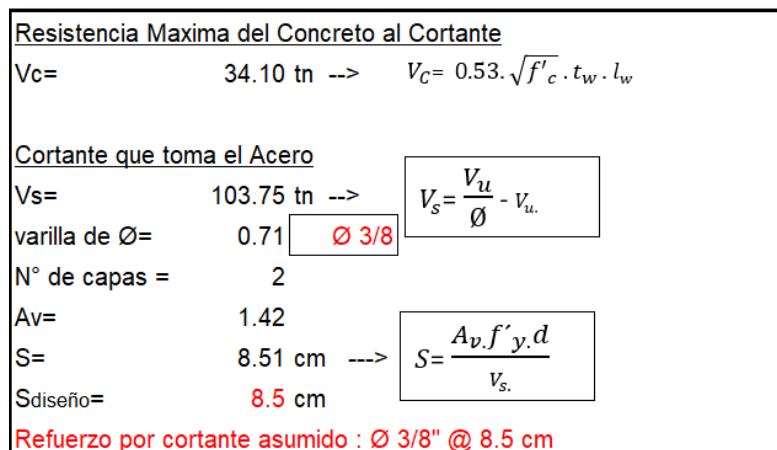


Nota: la figura muestra al resultado óptimo del análisis corte capacidad

Luego de verificar que el muro resistirá las solicitaciones por cortante, es necesario que se diferencie la resistencia que aporta el concreto (V_c), de la resistencia que aporta el acero (V_s), para de esta manera, poder calcular el refuerzo necesario para cubrir estas fuerzas de corte, de tal manera que apoyados de una hoja de cálculo se realizó las siguientes operaciones:

Figura 81.

Resistencia del concreto y acero al cortante

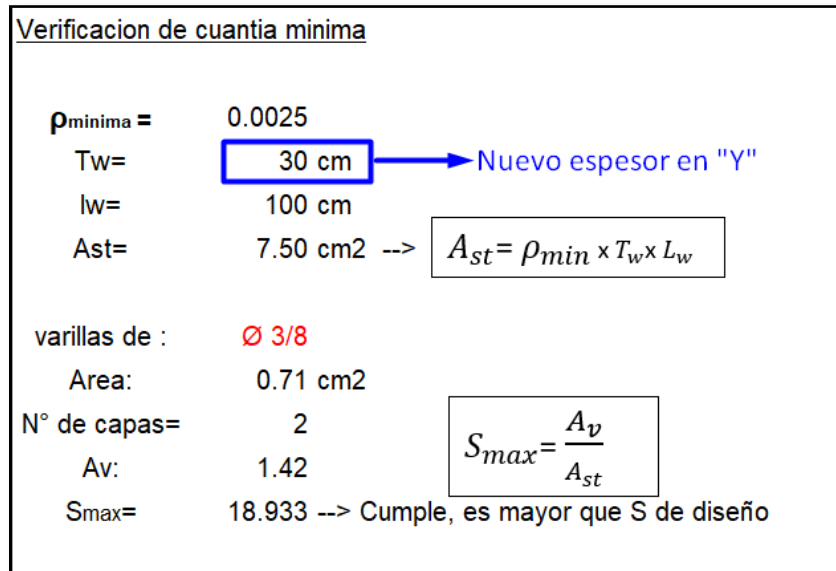


Nota: La figura muestra el cálculo de las resistencias al cortante del concreto y acero, así como la distancia "s" de diseño, para cumplir cola cuantía de diseño.

Por último, se verificó que la separación de diseño $S_{\text{diseño}}$, fue menor que el $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima que es 0.0025

Figura 82.

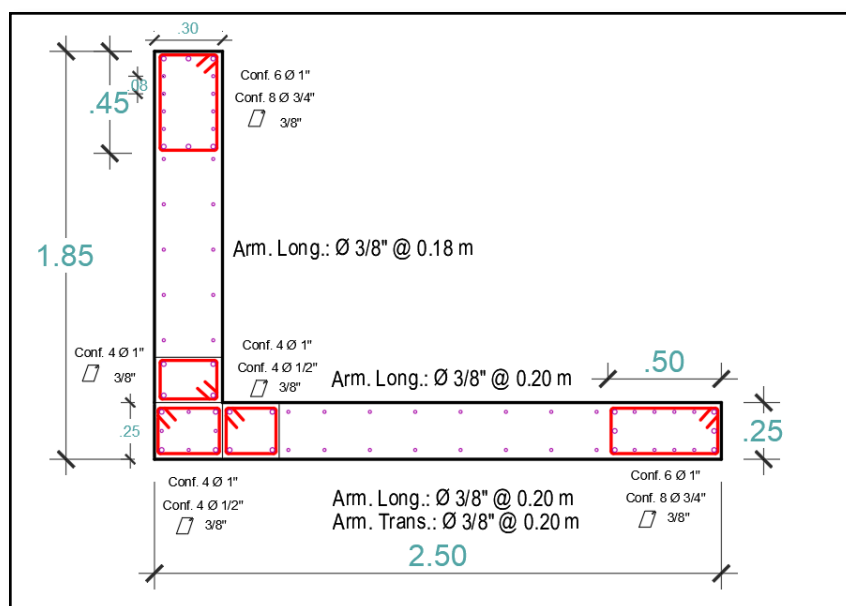
Verificación de la cuantía mínima



Nota: se verifica que la separación de diseño, es menor a la separación $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima

Figura 83.

Dimensiones y distribución de acero longitudinal final de Muro 02



Nota: Se muestra distribución final del Muro 02, y aumento de espesor en dirección Y

3.7.3.5 Diseño de elementos de borde

Para hallar la longitud de los elementos de borde, se halló nuestro "C", ya que la esta longitud se encuentra en función de "C".

3.7.3.5.1 *Calculo de profundidad del Eje Neutro*

Se usó dos metodologías para hallar el "C"

Jack Moehle.

De la figura 33 se obtuvo la siguiente expresión simplificada para hallar el valor de "C":

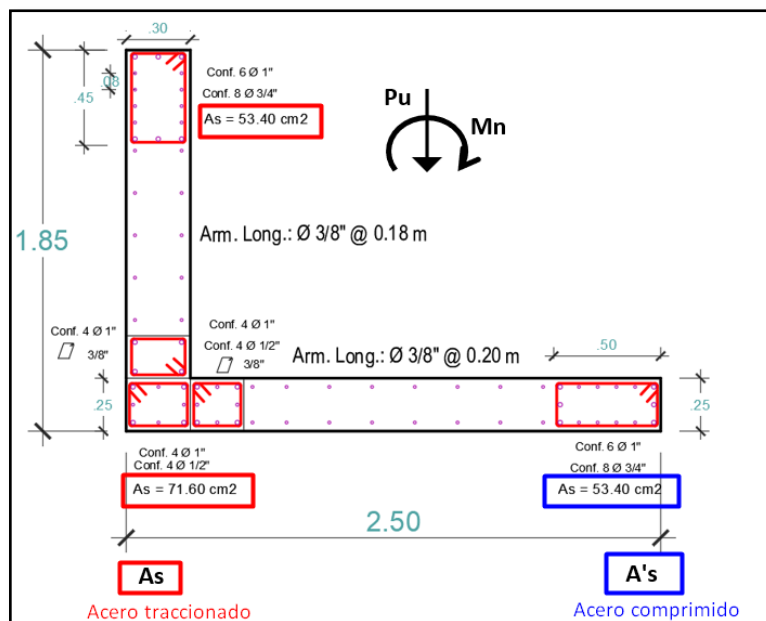
$$c = \frac{P_u + (A_s \times f_y) + (\rho_l \times b_w \times L_m \times f'_y) - (A'_s \times f_y)}{(0.85 \times f_c \times b_w \times B) + (2 \rho_l \times b_w \times f_y)}$$

Teniendo todos los valores requeridos, se procedió; ayudados con una hoja de cálculo, a obtener el valor de C:

Para momento en dirección X, en ambos sentidos

Figura 84.

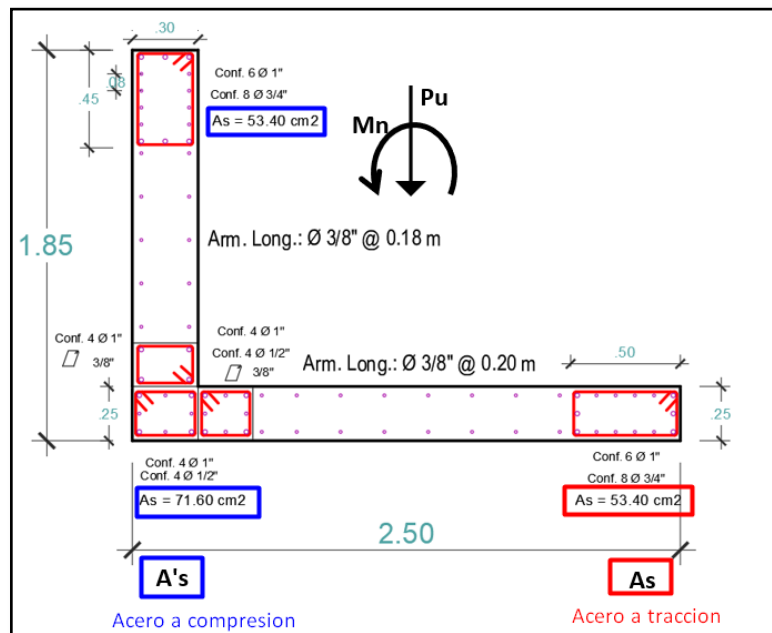
Análisis en X, de izquierda a derecha



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en X, cuando el sismo viene de izquierda a derecha.

Figura 85.

Análisis en X, de derecha a izquierda



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en X, cuando el sismo viene de derecha a izquierda.

Tabla 54.

Valor de C, Muro 02, Dirección X. Ambos sentidos

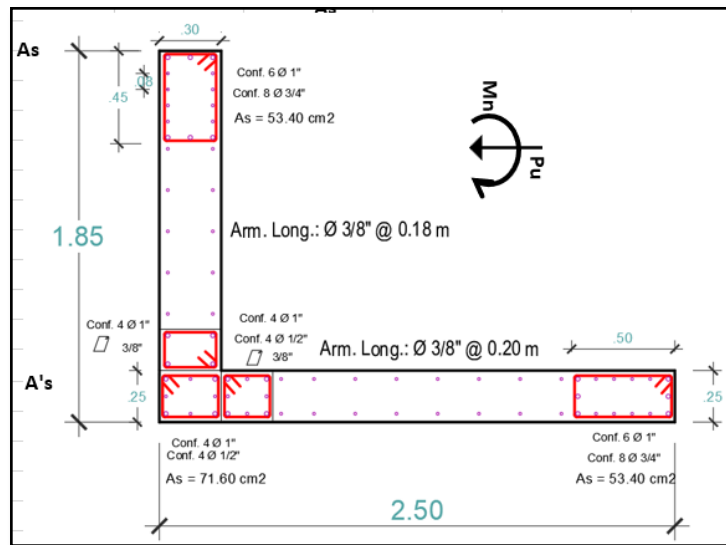
Análisis de eje neutro en dirección X			
Variable	Valor X -->	Valor X <--	Und
$f_c =$	210	210	kgf/cm ²
$f_y =$	4200	4200	kgf/cm ²
$t_w =$	25	185	cm
$L_w =$	250	250	cm
$P =$	175610	175610	kgf
$A_s =$	125	53.4	cm ²
$A_s' =$	53.4	125	cm ²
$\rho_l =$	0.00284	0.00284	
C =	125.50	13.13	cm

Nota: valores requeridos para para obtener C en dirección X, ambos sentidos

Para momento en dirección Y, en ambos sentidos

Figura 86.

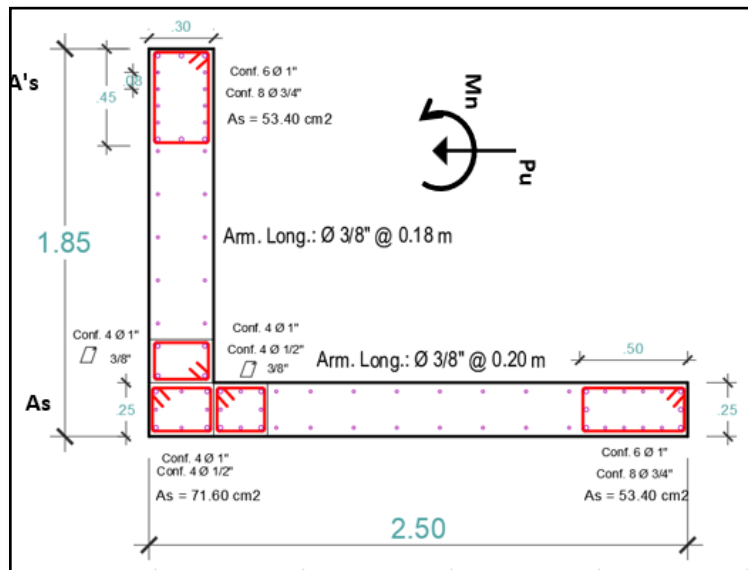
Análisis en Y, de arriba abajo ↓



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en Y, cuando el sismo viene de arriba abajo.

Figura 87.

Análisis en Y, de abajo a arriba ↑



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en Y, cuando el sismo viene de abajo a arriba.

Tabla 55.*Valor de C, Muro 02, Dirección Y. Ambos sentidos*

Análisis de eje neutro en dirección Y			
Variable	Valor Y ↓	Valor Y ↑	Und
fc=	210	210	kgf/cm2
fy=	4200	4200	kgf/cm2
tw=	250	30	cm
Lw=	185	185	cm
P=	162701.7	162701.7	kgf
As=	53.4	125	cm2
As'=	125	53.4	cm2
ρl =	0.0026	0.0026	
C=	8.58	100.63	cm

Nota: valores requeridos para para obtener C en dirección Y, ambos sentidos.

Software Sap 2000

Se modeló el Muro 02, colocándole las dimensiones y distribución de acero de refuerzo, en el Sap 2000, con su herramienta de Section Designer, posteriormente se ingresó al diagrama momento curvatura, donde se colocó la carga axial con la que hemos venido trabajando (ver tabla 47 y 48), se buscó en el diagrama el valor de 0.003, el cual se considera la deformación máxima del concreto, y se obtuvo la deformación del acero.

Para dirección X, en ambos sentidos se obtuvo los siguientes resultados

Figura 88.

Cálculo de la deformación del acero en X “→”

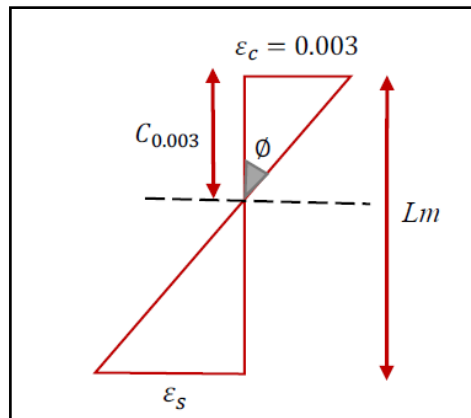


Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en X

Una vez hallada la deformación del acero, se procedió a realizar el cálculo de la profundidad del eje neutro, con una semejanza de triángulos, obtenemos “C”:

Figura 89.

Semejanza de triángulos para hallar “C” en X “→”



Nota: el C se obtiene haciendo esta semejanza de triángulos

De la imagen anterior se obtuvo la siguiente formula:

$$c = \frac{0.003 \times L_w}{(0.003 + \epsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003 \times 250}{(0.003 + 0.0342)} = 20.16 \text{ cm}$$

Figura 90.

Cálculo de la deformación del acero en X “←”



Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en X

Análogamente como en el sentido anterior, se halló la profundidad del eje neutro con una semejanza de triángulos, obteniendo lo siguiente:

$$c = \frac{0.003xL_w}{(0.003 + \epsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003x250}{(0.003 + 0.000313)} = 122.34 \text{ cm}$$

Para dirección Y, se realizó el mismo proceso que en la dirección X, previamente calculada, solo nos percatarnos que cambia la longitud y espesor del muro, así como la fuerza axial que gobierna

Figura 91.

Cálculo de la deformación del acero en Y “↓”

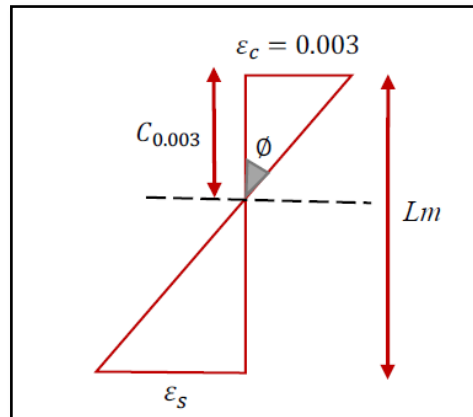


Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en Y ↓

Una vez hallada la deformación del acero, se procedió a realizar el cálculo de la profundidad del eje neutro, con una semejanza de triángulos, y se obtuvo “C”:

Figura 92.

Semejanza de triángulos para hallar “C” en Y “↓”



Nota: el C se obtiene haciendo esta semejanza de triángulos

De la imagen anterior se obtuvo la siguiente formula:

$$c = \frac{0.003 \times L_w}{(0.003 + \varepsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003 \times 185}{(0.003 + 0.0371)} = 13.84 \text{ cm}$$

Figura 93. *Cálculo de la deformación del acero en Y “↑”*



Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en Y ↑

Análogamente como en el sentido anterior, se halló la profundidad del eje neutro con una semejanza de triángulos, donde se obtuvo lo siguiente:

$$c = \frac{0.003xL_w}{(0.003 + \varepsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003x185}{(0.003 + 0.002128)} = 108.23 \text{ cm}$$

3.7.3.5.2 **Resumen entre ambas metodologías**

Tabla 56.

Comparación de cálculo de “C”, dirección X

Resumen “C” - dirección "x"			
Jack Moehle		Sap 2000	
Valor X -->	Valor X <--	Valor X -->	Valor X <--
125.50	13.13	122.35	20.16

Nota: se muestra la comparación del cálculo de C en dirección X, mediante los dos métodos propuestos en la presente tesis,

Tabla 57.

Comparación de cálculo de “C”, dirección Y

Resumen “C” - dirección "Y"			
Jack Moehle		Sap 2000	
Valor Y ↓	Valor Y ↑	Valor Y ↓	Valor Y ↑
8.585	100.63	13.84	108.23

Nota: se muestra la comparación del cálculo de C en dirección Y, mediante los dos métodos propuestos en la presente tesis,

3.7.3.5.3 **Calculo de elementos de borde**

La longitud del confinamiento del borde (L_{EB}) depende directamente de el “C”, hallado previamente; y la longitud del muro. Se escogió el valor “C” que dio el Software sap 2000, por ser más preciso. Por lo tanto, L_{BE} , fue el mayor valor de las siguientes expresiones:

3.7.3.5.4 **Dirección en X “→”**

$$L_{EB} = \frac{C}{2} \rightarrow c = \frac{122.35}{2} \rightarrow c = 61.175 \text{ cm}$$

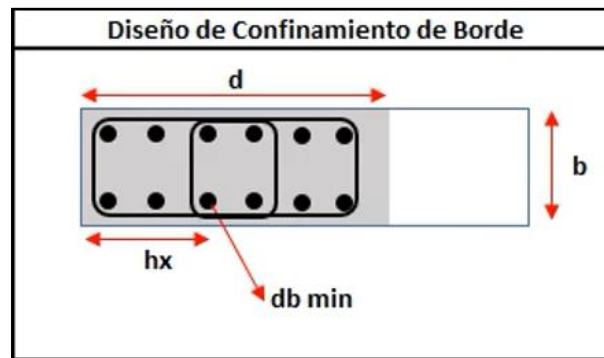
$$L_{EB} = C - 0.1xL_{EB} \rightarrow c = 122.35 - 0.1x250 \rightarrow c = 97.35 \text{ cm}$$

Nuestro L_{EB} es: 97.35 cm, que es mayor a la longitud del confinamiento dado al muro (50 cm). Por lo tanto, se confinó 50 cm más, para cumplir con el requerimiento mínimo en este diseño.

Ayudados de una hoja de cálculo se obtuvo el valor “s” de separación de elementos de borde:

Figura 94.

Nomenclatura de elementos de borde



Nota: Se muestra los nombres a usar para el cálculo del S, en los elementos de borde

Tabla 58.

Medidas de borde confinado, en X “→”

Longitudes de Confinamiento		
b=	25	cm
d=	100	cm

Nota: Medidas de área en confinamiento

Según NTE E.060

Tabla 59.

Datos para diseño de elementos de borde – NTE E.060

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo	Datos NTE E.060
As long:	Ø 1"	As estribo.: Ø 3/8	10. d_b : 25.40 cm
Diámetro	2.54 cm	Diámetro: 0.953 cm	min (b y d): 25 cm
$d_b \text{ min} =$	2.54 cm	$d_s \text{ min} =$ 0.953 cm	S min: 25 cm

Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde

Tabla 60.*Resultado de confinamiento según NTE E.060*

Diseño de elementos de borde		
S =	25	cm
$h_x =$	35	cm

*Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde***Según Código ACI 318.14****Tabla 61.***Datos para el diseño de elemento de borde – ACI 318.14*

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo		Código ACI 318.14	
A_s long:	Ø 1"	A_s estr.:	Ø 3/8	6. d_b :	15.24 cm
Diámetro:	2.54 cm	Diámetro:	0.953 cm	1/3. b :	10.00 cm
d_b min=	2.54 cm	d_s min=	0.953 cm	S_o :	15.00 cm

*Nota: Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde – según ACI***Tabla 62.***Resultado de confinamiento según ACI 318.14*

Diseño de elementos de borde			Área total perpendicular a "b"		N° ramas Ø 3/8"	
S =	10.00	cm	$A_{sh} =$	1.125	cm ²	Min 2
$h_x =$	16.67	cm	Área total perpendicular a "d"		N° ramas Ø 3/8"	
h_x efec. =	15.00	cm	$A_{sh} =$	4.5	cm ²	Min 7

*Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde, según ACI***3.7.3.5.5 Dirección en X "←"**

$$L_{EB} = \frac{C}{2} \rightarrow c = \frac{20.16}{2} \rightarrow c = 10.08 \text{ cm}$$

$$L_{EB} = C - 0.1 \times L_{EB} \rightarrow c = 20.16 - 0.1 \times 250 \rightarrow c = -4.83 \text{ cm}$$

Nuestro L_{EB} es: 10.08 cm, que es menor a la longitud del confinamiento dado al muro (55 cm). Por lo tanto, cae dentro del área confinada.

Ayudados de una hoja de cálculo se obtuvo el valor “s” de separación de elementos de borde:

Tabla 63.

Medidas de borde confinado, en X “←”

Longitudes de Confinamiento		
b=	25	cm
d=	55	cm

Nota: Medidas de área en confinamiento

Según NTE E.060

Tabla 64.

Datos para diseño de elementos de borde – NTE E.060

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo		Datos NTE E.060	
As long:	Ø 1"	As estr.:	Ø 3/8	$10.d_b$: 25.40 cm	
Diámetro	2.54 cm	Diámetro:	0.953 cm	$min (b y d)$: 25 cm	
$d_b min$ =	2.54 cm	$d_s min$ =	0.953 cm	$S min$: 25 cm	

Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde

Tabla 65.

Resultado de confinamiento según NTE E.060

Diseño de elementos de borde		
S =	25	cm
h_x =	35	cm

Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde

Según Código ACI 318.14

Tabla 66.

Datos para el diseño de elemento de borde – ACI 318.14

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo		Código ACI 318.14	
A_s long:	Ø 1"	A_s estr.:	Ø 3/8	$6.d_b$:	15.24 cm
Diámetro:	2.54 cm	Diámetro:	0.953 cm	$1/3.b$:	10.00 cm
d_b min=	2.54 cm	d_s min=	0.953 cm	S_o :	15.00 cm

Nota: Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde – según ACI

Tabla 67.

Resultado de confinamiento según ACI 318.14

Diseño de elementos de borde			Área total perpendicular a "b"	Nº ramas Ø 3/8"
S =	10.00	cm	A_{sh} = 1.125 cm ²	Min 2
h_x =	16.67	cm	Área total perpendicular a "d"	Nº ramas Ø 3/8"
h_x efec. =	15.00	cm	A_{sh} = 2.47 cm ²	Min 4

Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde, según ACI

3.7.3.5.6 Dirección en Y “↓”

Al igual que en la dirección X, se calculó nuestra longitud de elemento de borde (L_{EB}), en función al valor de “C” que dio Sap 200,

$$L_{EB} = \frac{C}{2} \rightarrow c = \frac{13.84}{2} \rightarrow c = 6.92 \text{ cm}$$

$$L_{EB} = C - 0.1x L_{EB} \rightarrow c = 13.84 - 0.1x185 \rightarrow c = -4.66 \text{ cm}$$

Nuestro L_{EB} es: 6.92 cm, que es menor a la longitud del confinamiento dado al muro (55 cm). Por lo tanto, cumplió con nuestro diseño.

Este sentido, al tener igual longitud de confinamiento que el de la sección 8.2.5.2.4. se obtuvieron similares resultados. Ver tabla 64 y 65

3.7.3.5.7 Dirección en Y “↑”

Análogamente a la sección 8.2.5.2.1, se procedió a verificar y calcular el acero y longitud de confinamiento del elemento de borde y se obtuvieron los siguientes resultados:

$L_{eb} = 90$ cm, que es mayor al confinamiento inicial, dado al muro (45cm) en este sentido, se confinó 45 cm adicionales, para cumplir con este requerimiento.

Tabla 68.

Medidas de borde confinado, en Y “↑”

Longitudes de Confinamiento		
b=	30	cm
d=	90	cm

Nota: Medidas de área en confinamiento

Según NTE E.060

Tabla 69.

Datos para diseño de elementos de borde – NTE E.060

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo	Datos NTE E.060
As long:	Ø 1”	As estr.: Ø 3/8	10. d_b : 25.40 cm
Diámetro	2.54 cm	Diámetro: 0.953 cm	min (b y d): 30 cm
d_b min=	2.54 cm	d_s min= 0.953 cm	S min: 25 cm

Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde

Tabla 70.

Resultado de confinamiento según NTE E.060

Diseño de elementos de borde		
S =	25	cm
h_x =	35	cm

Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde

Según Código ACI 318.14

Tabla 71.

Datos para el diseño de elemento de borde – ACI

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo		Código ACI 318.14	
A_s long:	Ø 1"	A_s estr.:	Ø 3/8	$6.d_b$:	15.24 cm
Diámetro:	2.54 cm	Diámetro:	0.953 cm	$1/3.b$:	10.00 cm
d_b min=	2.54 cm	d_s min=	0.953 cm	S_o :	15.00 cm

Nota: Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde – según ACI

Tabla 72.

Resultado de confinamiento según ACI 318.14

Diseño de elementos de borde			Área total perpendicular a "b"	Nº ramas Ø 3/8"
S =	10.00	cm	A_{sh} = 1.35 cm ²	Min 2
h_x =	20.00	cm	Área total perpendicular a "d"	Nº ramas Ø 3/8"
h_x efec. =	15.00	cm	A_{sh} = 4.05 cm ²	Min 6

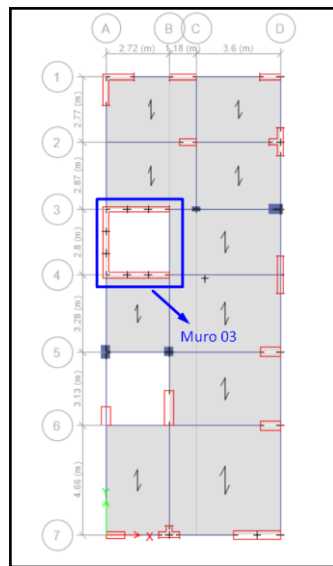
Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde, según ACI

3.7.4 Muro 03

El muro 03 es un muro tipo “C”, sus medidas son: 3.05 m (dirección Y), 2.95 m (ala 01 - dirección X) y 2.95 m (ala 02 - dirección X), con un espesor constante inicial de 0.25 m, este muro se encuentra en la intercepción del eje A y eje 3 - 4, del Edificio 03, llamado “Edificio Israel”, este muro se desarrolla desde el nivel 01 hasta el último nivel, además no existieron aberturas en ningún nivel.

Figura 95.

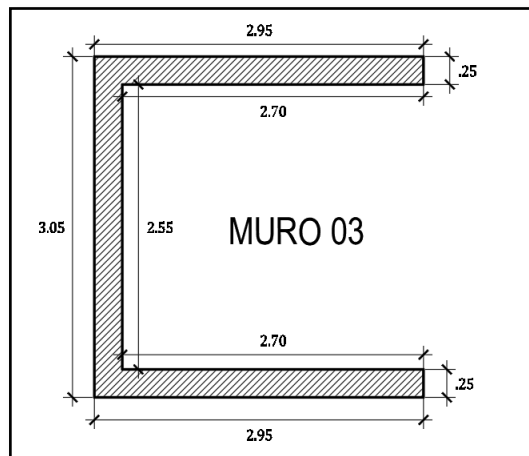
Ubicación del Muro 03



Nota: Ubicación del Muro 03, intercepción del eje A y ejes 3 - 4

Figura 96.

Dimensiones de Muro 03



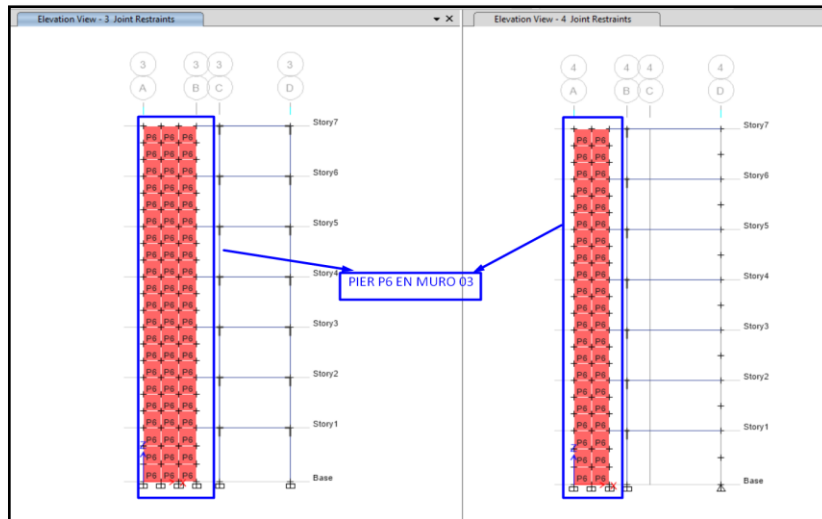
Nota: Dimensiones geométricas del Muro 03

3.7.4.1 Asignación de Pier al Muro 03

Para poder obtener las fuerzas del muro, se colocó el mismo “pier” a los tres paneles del muro, así el programa lo reconoció como un solo muro.

Figura 97.

Asignación de Pier “P6” al Muro 03



Nota: Se muestra la asignación del Pier al Muro 03 en ambas direcciones del muro, a lo largo del eje d y eje 3 - 4.

3.7.4.2 Fuerzas actuantes en el Muro 03

Luego de haber asignado correctamente los pier´s, se procedió a analizar y obtener las cargas máximas de P, V y M; que inciden en este muro, siendo las que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 73.

Fuerzas del Muro 03 – tipo C, en dirección X

Story	Pier	Output Case	P tonf	V3 tonf	M2 tonf-m
Story1	P6	1.25(D+L)+SDDX	-208.4854	98.6508	657.4385
Story1	P6	1.25(D+L)+SDDX	-348.1084	-89.6971	-722.6788
Story1	P6	0.9(D)+SDDX	-105.0324	96.5931	671.4871
Story1	P6	0.9(D)+SDDX	-244.6553	-91.7547	-708.6301
Máximos:			-348.1084	96.5931	-722.6788

Nota: Se muestran las fuerzas máximas obtenidas del Muro 03 en dirección X, en el 1er Piso, al cual se le asigno el Pier P6

Tabla 74.*Fuerzas del Muro 03 – tipo C, en dirección Y*

Story	Pier	Output Case	P tonf	V2 tonf	M3 tonf-m
Story1	P6	1.25(D+L)+SDDY	-263.1343	81.2563	877.6039
Story1	P6	1.25(D+L)+SDDY	-293.4596	-84.2738	-968.435
Story1	P6	0.9(D)+SDDY	-159.6812	81.9252	897.6119
Story1	P6	0.9(D)+SDDY	-190.0065	-83.6050	-948.427
Máximos:			-293.4596	-84.2738	-968.435

Nota: Se muestran las fuerzas máximas obtenidas del Muro 03 en dirección Y, en el 1er Piso, al cual se le asigno el Pier P6.

3.7.4.3 Diseño a Flexocompresión del Muro 03 – tipo C

Para el diseño de flexocompresión, se tuvieron en claro las dimensiones y factores que se usaron en el proceso, las cuales fueron:

Tabla 75.*Datos Generales del Muro 03, muro en C.*

Datos Generales del Muro 03	
h=	19.10 m (altura)
L_{w x}=	2.95 m (ancho)
L_{w y}=	3.05 m (ancho)
t_w=	25.00 cm (espesor)
d_{x1}=	236.00 cm
d_y=	2.44.00 cm
Recubrimiento=	2.50 cm
B1=	0.85
d'=	6.00 cm
Ø=	0.75 compresión
Ø=	0.90 flexión

Nota: Datos generales del Muro 03 a analizar.

3.7.4.3.1 **Verificación de 2 capas refuerzo en el muro.**

Esta verificación estuvo en función de la relación de aspecto del muro, como este muro tiene 3 anchos, se usó el mayor, teniendo una altura total $h = 19.10$ m y un ancho total $L_w =$ de 3.05 m, entonces se cumplió que:

$\frac{h}{L_w} \geq 2$, entonces: $\frac{19.10}{3.05} = 6.42 \geq 2$, por lo tanto, si cumplió. Se necesitó 2 capas de refuerzo longitudinal.

3.7.4.3.2 **Predimensionamiento de acero en extremos**

Para este caso, se usó el método de los momentos últimos, a partir de los cuales se halló un área de acero, para el panel sobre el cual afecta directamente el momento analizado, se usó la siguiente fórmula:

$$A_{s \text{ ext}} = \frac{M_u}{2 \times 0.9 \times f_y \times d}$$

Donde:

M_u = Momento último

f_y = Límite de fluencia del acero (4200 kg/cm²)

d = Peralte efectivo (80% de L_w)

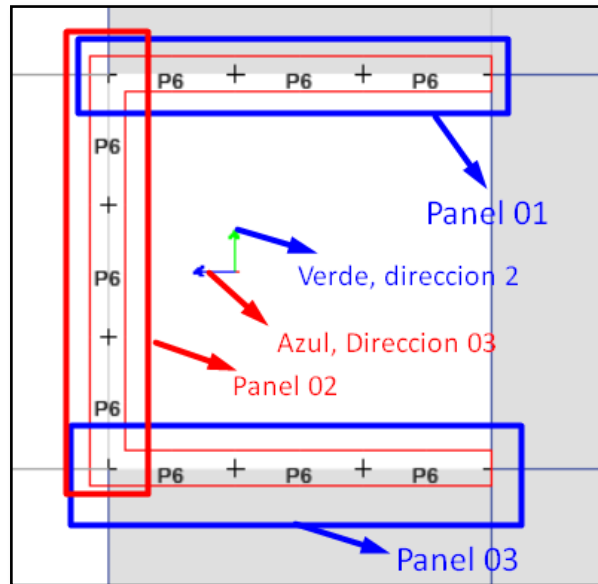
Para la obtención de los momentos últimos mostrados en sección 8.3.2, se hizo un análisis en Etabs, sin haberle asignado alguna distribución especial de acero de refuerzo, es decir, se asumió que la distribución inicial del acero fue uniforme a lo largo del muro, como predeterminadamente Etabs lo tiene. Ver figuras 67 y 54.

Es así, que se cuenta con todos los valores de la ecuación, por lo que se procedió a calcular el acero en los extremos de los paneles del muro, además se debe recordar que, a parte del M_u , en la ecuación hay un factor que es el peralte efectivo "d" y este está en función de la longitud del muro (L_w), el cual; fue

correctamente calculado, ya que depende de la dirección del análisis donde se este realizando.

Figura 98.

Dirección y sentido de ejes locales y paneles en Muro 03.

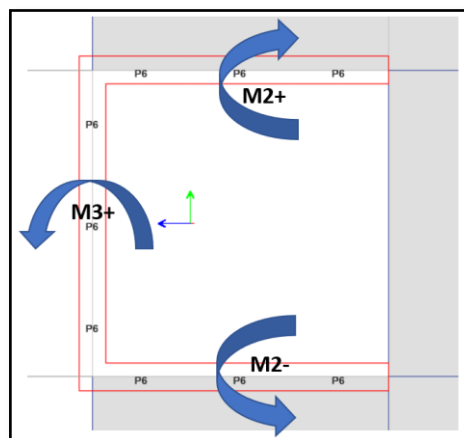


Nota: se muestra los paneles del muro 03 y direcciones de ejes locales.

Como se vio, predeterminadamente Etabs toma con dirección 2 de análisis el color “verde” y la dirección 3 el color “azul”, estos sentidos y direcciones, se tomaron en cuenta al momento de predimensionar el acero en los extremos de cada panel del muro C.

Figura 99.

Dirección y sentido de M_u en Muro 03



Nota: Dirección y sentido de M_u actuantes en Muro 03.

3.7.4.3.3 **Dirección X - Panel 01 y 03.** Para el panel 01 y 03 (dirección X) el acero en los bordes vino dado por:

Panel 01:

$$A_{s\ ext} = \frac{M_{2+}}{2 \times 0.9 \times f_y \times d} \rightarrow A_{s\ ext} = \frac{671.48}{2 \times 0.9 \times 4200 \times 2.36}$$

$$A_{s\ ext} = 37.64\ \text{cm}^2\ \text{en cada borde.}$$

En este primer tanteo, para el panel 01; se necesitó colocar 37.64 cm² de área de acero en los bordes del panel 01. Esta área de acero fue cubierta con 4 varillas de Ø 1" + 8 varillas de Ø 5/8", además se adicionaron barras de Ø 1/2" para darle una sobre resistencia.

Tabla 76.

Acero en elementos de borde, panel 01 – dirección X

Área total de acero para elementos de borde			
Numero de barras	Tipo de barra	Área de barra	Área parcial
4	1"	5.10 cm ²	20.40 cm ²
8	5/8"	1.99 cm ²	15.92 cm ²
TOTAL			36.32 cm ²

Nota: Se muestra el área y numero de barras que se usarán en los elementos de borde en el panel 01 - dirección X, para que sea cubierto el área de acero requerido en un primer predimensionamiento.

Panel 03:

$$A_{s\ ext} = \frac{M_{2-}}{2 \times 0.9 \times f_y \times d} \rightarrow A_{s\ ext} = \frac{722.67}{2 \times 0.9 \times 4200 \times 2.36}$$

$$A_{s\ ext} = 40.51\ \text{cm}^2\ \text{en cada borde.}$$

En este primer tanteo, para el panel 03; se necesitó colocar 40.51 cm² de área de acero en los bordes del panel 03. Esta área de acero fue cubierta con 4 varillas de Ø 1" + 8 varillas de Ø 5/8" y varillas adicionales donde se requiera para garantizar una D/C óptima.

Tabla 77.

Acero en elementos de borde, panel 03 – dirección X

Área total de acero para elementos de borde			
Numero de barras	Tipo de barra	Área de barra	Área parcial
4	1"	5.10 cm ²	20.40 cm ²
8	5/8"	1.99 cm ²	15.92 cm ²
TOTAL			36.32 cm ²

Nota: Se muestra el área y numero de barras que se usarán en los elementos de borde en el panel 03 - dirección X, para que sea cubierto el área de acero requerido en un primer predimensionamiento.

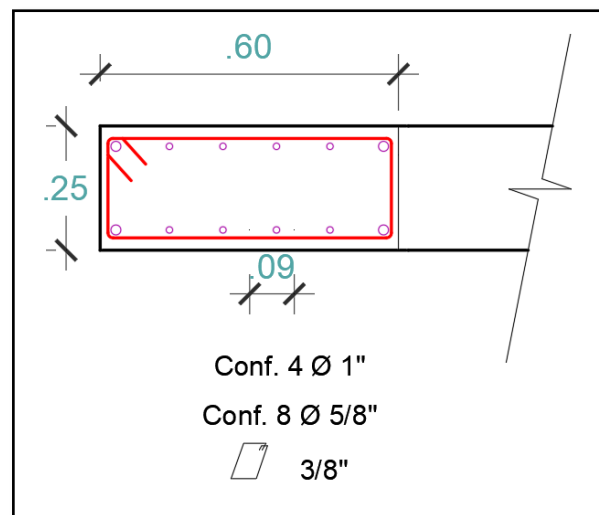
Estas varillas de acero, se confinaron a un 20% de:

$L_w \times 1$, que es igual a $295 \text{ cm} \times 0.2 = 60.00 \text{ cm}$.

Además, se usó una varilla de $\varnothing 3/8"$ para los estribos.

Figura 100.

Distribución inicial de acero en borde del Muro 03 – panel 01 y 03, dirección X



Nota: Se muestra la distribución de varillas de 4 $\varnothing 1"$ + 8 $\varnothing 5/8"$ en el borde del panel 01 y 03 en dirección X y estribos de $\varnothing 3/8"$

3.7.4.3.4 **Dirección Y - Panel 03.** Para el panel 03 (dirección Y) el acero en los bordes vino dado por:

$$A_{s\ ext} = \frac{M_{3+}}{2 \times 0.9 \times f_y \times d} \rightarrow A_{s\ ext} = \frac{897.61}{2 \times 0.9 \times 4200 \times 2.44}$$

$$A_{s\ ext} = 48.66 \text{ cm}^2 \text{ en cada borde.}$$

En este primer tanteo, se necesitó colocar 48.46 cm² de área de acero en los bordes del panel 03. Como estos bordes, se encuentran en la intercepción de los paneles, el área de acero inicialmente fue cubierta con 16 varillas de Ø 1/2" + 4 varillas de Ø 3/8". Se reemplazó por varillas de mayor diámetro, de acuerdo fue requerido.

Tabla 78.

Acero en elementos de borde – dirección Y

Área total de acero para elementos de borde			
Numero de barras	Tipo de barra	Área de barra	Área parcial
16	1/2"	1.30 cm ²	20.80 cm ²
4	3/8"	0.71 cm ²	2.84 cm ²
TOTAL			23.64 cm ²

Nota: Se muestra el área y numero de barras que se usaron en los elementos de borde en la dirección Y, para que sea cubierto el área de acero requerido en un primer predimensionamiento.

Estas varillas de acero, se confinaron en un 20% de L_w y, que es igual a 305 cm x 0.20= 61 cm (se redondea a 60 cm), además se usó una varilla de Ø 3/8" para los estribos.

3.7.4.3.5 **Predimensionamiento de acero en alma**

Ambos paneles de nuestro muro tienen un espesor t_w de 0.25, por lo que un mismo predimensionamiento sirve para ambos.

Inicialmente para un prediseño del acero en el alma, se usó la cuantía mínima ρ_{min} = 0.0025. (ver sección 8.1.3.3)

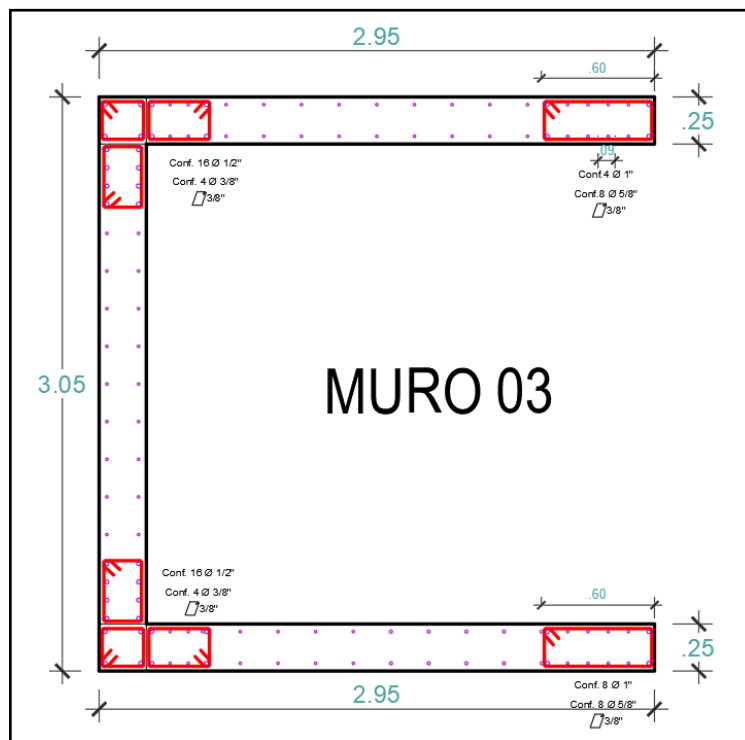
Al redondear se propone usar un S de 20 cm, con esta distancia, tuvimos una cuantía de:

$$\rho_{diseño} = \frac{2 \times 0.71}{25 \times 20} = 0.00284 > a 0.0025$$

Entonces, después de haber hecho un análisis preliminar, se ingresó esta primera distribución de refuerzo y área de acero a Etabs, para que puede verificar, si la distribución hallada cumple para resistir las solicitaciones provenientes del análisis estructural. Esta distribución inicial se muestra en la siguiente figura:

Figura 101.

Distribución preliminar de acero de refuerzo en Muro 03.



Nota: Distribución inicial de acero de refuerzo en alma y elementos de borde del Muro 03.

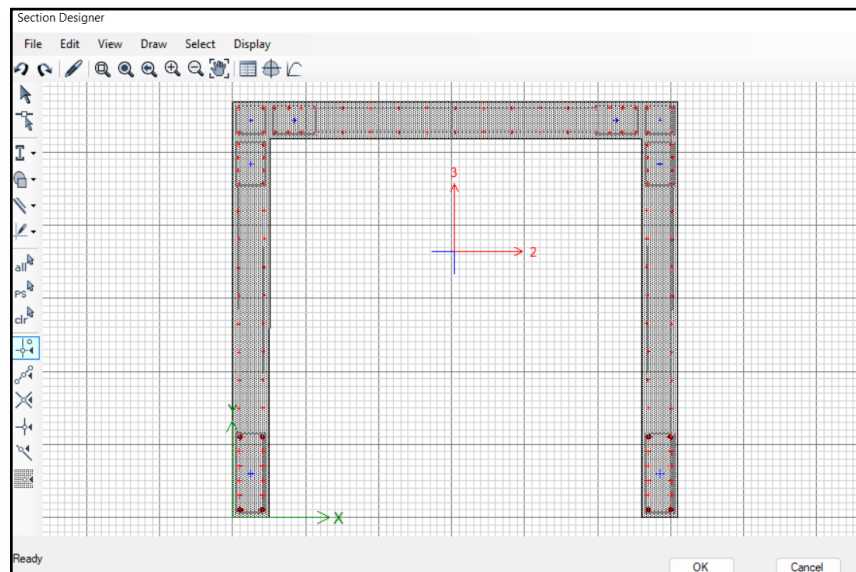
3.7.4.3.6 **Modelado de acero en refuerzo en Etabs**

El procedimiento para el modelado del Muro 03, fue el mismo utilizado en la sección 8.1.3.4, donde se modeló el refuerzo para el Muro 01 (muro regular)

Al igual que el Muro 01, se modelo la sección del acero refuerzo en Etabs, como se muestra en la figura.

Figura 102.

Modelado de acero preliminar – Muro 03



Nota: Se muestra la distribución de acero, tal cual se propuso en el predimensionamiento.

3.7.4.3.7 Asignación del modelo de refuerzo al Muro 02

Inmediatamente después de tener el modelado del acero, se procedió a seleccionar el muro en estudio, para posteriormente asignarle el reforzamiento modelado. Ver sección 8.1.3.5

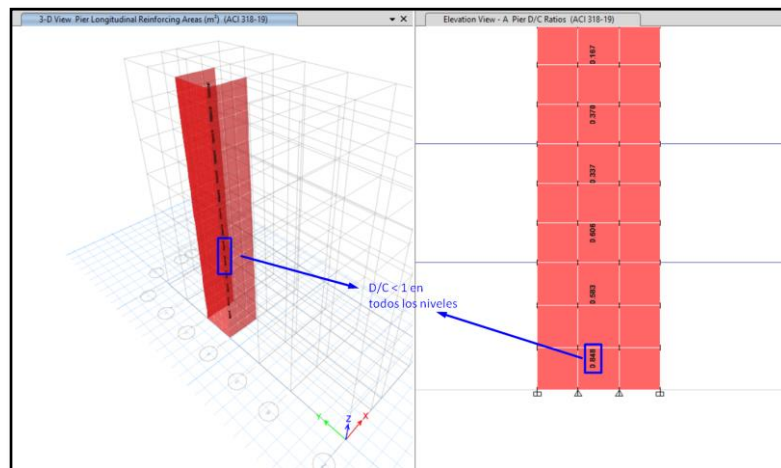
3.7.4.3.8 Verificación de la Demanda – Capacidad del Muro 03

Una vez que se asignó el modelado de acero, se prosigió a correr el programa y verificar que la demanda capacidad D/C , sea menor que 1 en todos los niveles del muro. Ver sección 8.1.3.6.

Se obtuvo los ratios D/C y se verificó que todos son menores a la unidad, por lo que nuestro muro cumplió con todos y cada uno de las solicitudes dadas por las combinaciones.

Figura 103.

Resultados D/C del Muro 03



Nota: La figura muestra el muro tipo C analizado y el valor de D/C menor a 1, en el primer piso.

3.7.4.4 Diseño a cortante del Muro 03

Antes de empezar el diseño por cortante, se halló la altura hasta donde se aplicará.

3.7.4.4.1 **Calculo de altura de análisis por corte - capacidad**

El reforzamiento del acero del muro por análisis corte – capacidad, fue en la mayor de las siguientes dimensiones: 2 pisos, L_w ó $M_u/4V_u$, donde se obtuvieron los siguientes resultados:

3.7.4.4.2 **En dirección X**

$$L_w x = 2.95 \text{ m}$$

$$M_u/4V_u = 492.478 / 4(80.67) = 1.52 \text{ m}$$

$$2 \text{ pisos } (2.90 \text{ m} + 2.70\text{m} = 5.60\text{m})$$

Siendo “2 pisos” el mayor de todos, por lo tanto, el análisis corte – capacidad fue hasta los 2 primeros pisos en la dirección X

3.7.4.4.3 **En dirección Y**

$$L_w y = 3.05$$

$$M_u/4V_u = 883.86 / 4(83.99) = 2.63 \text{ m}$$

2 pisos (2.90 m + 2.70m = 5.60m)

Siendo “2 pisos” el mayor de todos, por lo tanto, el análisis corte – capacidad fue hasta los 2 primeros pisos en la dirección Y

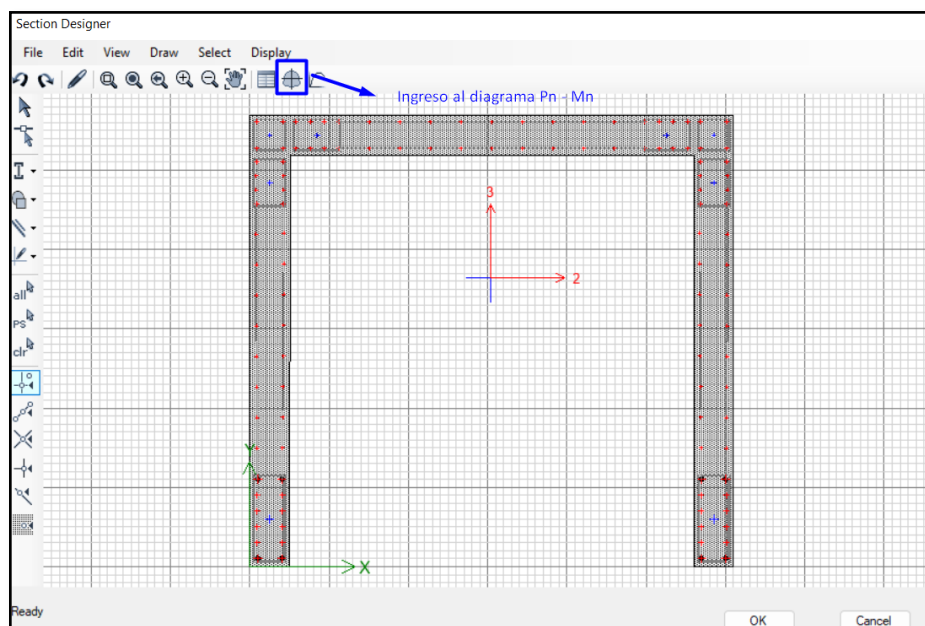
Por lo tanto, en ambas direcciones; el análisis corte – capacidad fue hasta los 2 primeros pisos. Ver Figura 57

3.7.4.4.4 **Ingreso al Diagrama Pn - Mn**

Para esto, se ingresó al Etabs y se encontró los datos en el diagrama de la curva P – M, en la herramienta “Section Designer”

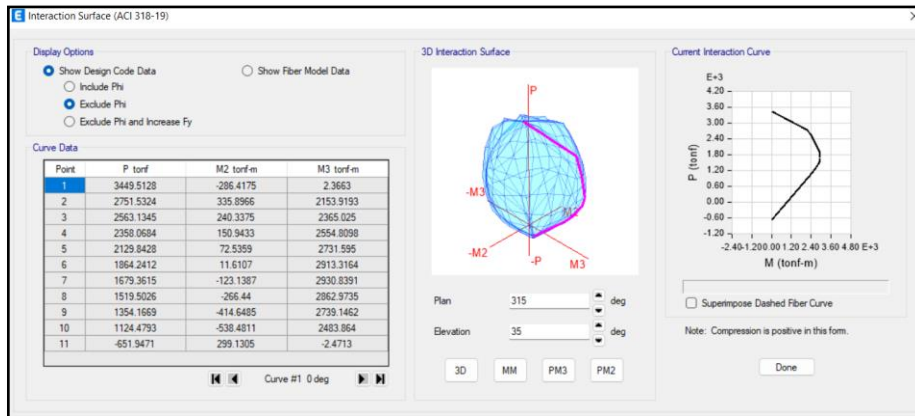
Figura 104.

Ingreso al diagrama P – M en Etabs, Muro 03



Nota: Se muestra la interfaz del Section Designer

3.7.4.4.5 Diagrama P – M, Muro 03



Nota: se muestra el diagrama P – M del Muro 03 en Etabs.

3.7.4.4.6 Diseño por Cortante – Capacidad, en X

Primero se definieron que fuerzas actuaron en el panel de la dirección X

3.7.4.4.7 **Fuerzas máximas, Dirección X – Panel 01.** De la tabla 73 se obtuvieron la máxima fuerza cortante V_{3+} que se usaron en la dirección X, juntamente con su axial P y momento M_{2+}

Tabla 79.

Cortante máximo en Dirección X – panel 01

Fuerzas máximas en dirección X		
Combinación 1.25(D+L) +SDDX		
P	V_{3+}	M_{2+}
tonf	tonf	tonf-m
-208.485	98.65	657.4285

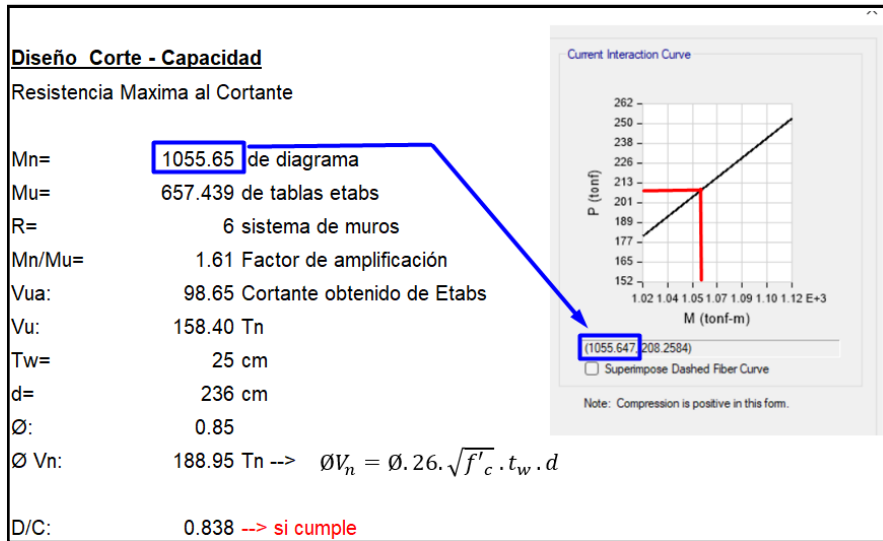
Nota: Fuerzas de diseño máximas en dirección X.

3.7.4.4.8 Calculo de D/C por cortante, Panel 01

Para poder realizar un correcto diseño por cortante, fue necesario el apoyo de una hoja de cálculo, en donde se colocaron los datos hallados previamente del Etabs, de tal manera que se halló la relación demanda – capacidad y esta fue menor que 1.

Figura 105.

Resistencia máxima al cortante

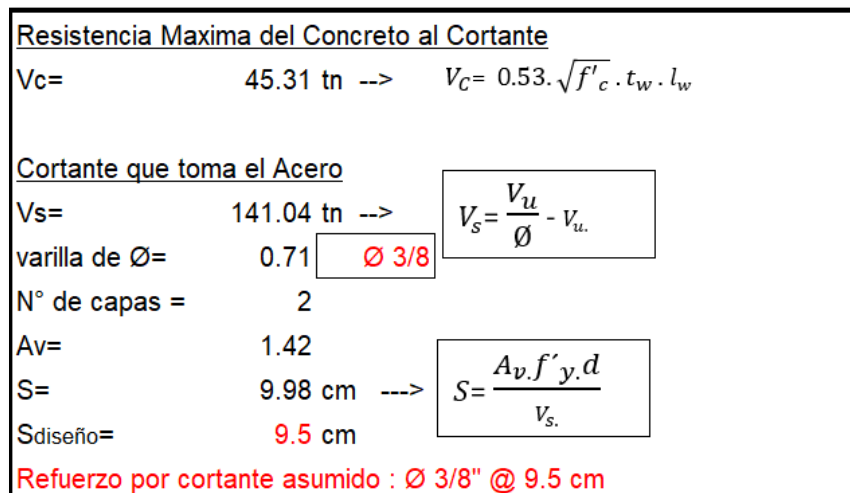


Nota: La figura muestra el proceso de diseño de la resistencia máxima al cortante y la verificación de la demanda – capacidad – Panel 01

Luego de verificar que el muro resistió las solicitaciones por cortante, es necesario diferenciar la resistencia que aporta el concreto (V_c), de la resistencia que aporta el acero (V_s), para de esta manera, poder calcular el refuerzo necesario para cubrir estas fuerzas de corte, de tal manera que apoyados de una hoja de cálculo se realizó las siguientes operaciones:

Figura 106.

Resistencia del concreto y acero al cortante



Nota: La figura muestra el cálculo de las resistencias al cortante del concreto y acero, así como la distancia "s" de diseño, para cumplir cola cuantía de diseño.

Por último, se verificó que la separación de diseño $S_{\text{diseño}}$, fue menor que el $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima que es 0.0025

Figura 107.

Verificación de la cuantía mínima

Verificación de cuantía mínima	
$\rho_{\text{mínima}} =$	0.0025
$T_w =$	25 cm
$l_w =$	100 cm
$A_{st} =$	6.25 cm ² --> $A_{st} = \rho_{\text{min}} \times T_w \times L_w$
varillas de :	Ø 3/8
Area:	0.71 cm ²
N° de capas=	2
$A_v =$	1.42
$S_{\text{max}} =$	22.720 --> $S_{\text{max}} = \frac{A_v}{A_{st}}$ Cumple, es mayor que S de diseño

Nota: se verifica que la separación de diseño, es menor a la separación $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima

3.7.4.4.9 **Fuerzas máximas, Dirección X – Panel 03.** De la tabla 73 se obtuvieron la máxima fuerza cortante V_3 que se usó en la dirección X, juntamente con su axial P y momento M_2 .

Tabla 80.

Cortante máximo en Dirección X – panel 03

Fuerzas máximas en dirección X		
Combinación 1.25(D+L) +SDDX		
P	V_3	M_2
tonf	tonf	tonf-m
-348.1084	-89.6971	-722.678

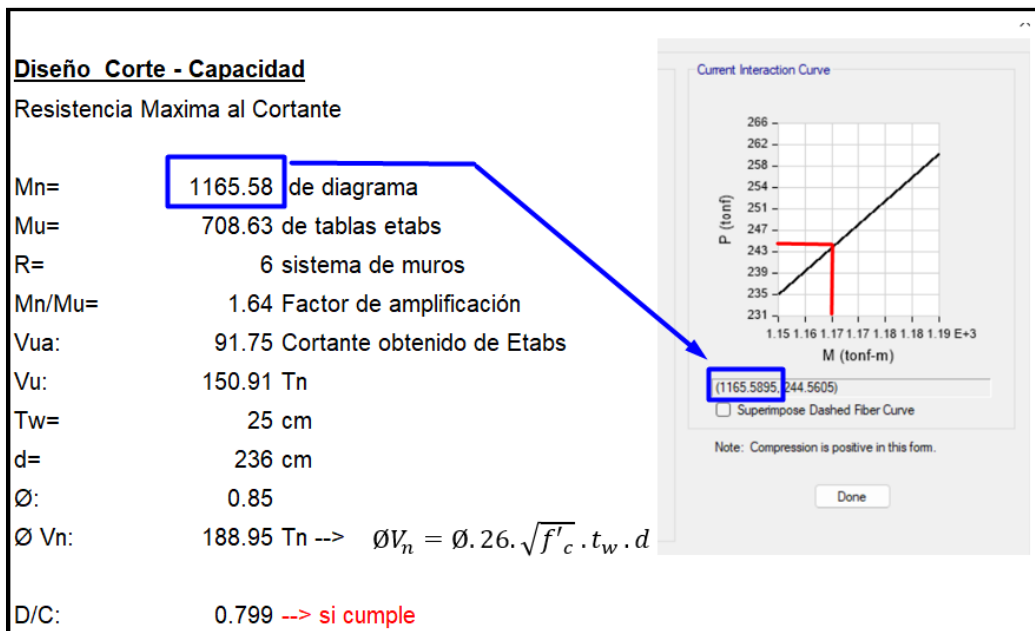
Nota: Fuerzas de diseño máximas en dirección X.

3.7.4.4.10 **Calculo de D/C por cortante, Panel 03**

Para poder realizar un correcto diseño por cortante, es necesario apoyarnos de una hoja de cálculo, en donde se colocaron los datos hallados previamente del Etabs, de tal manera que se halló la relación demanda – capacidad y que esta fue menor que 1.

Figura 108.

Resistencia máxima al cortante



Nota: La figura muestra el proceso de diseño de la resistencia máxima al cortante y la verificación de la demanda – capacidad – Panel 03

Luego de verificar que el muro resistió las solicitaciones por cortante, es necesario diferenciar la resistencia que aporta el concreto (V_c), de la resistencia que aporta el acero (V_s), para de esta manera, poder calcular el refuerzo necesario para cubrir estas fuerzas de corte, de tal manera que apoyados de una hoja de cálculo se realizó las siguientes operaciones:

Figura 109.

Resistencia del concreto y acero al cortante

Resistencia Maxima del Concreto al Cortante		
Vc=	45.31 tn -->	$V_C = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t_w \cdot l_w$
Cortante que toma el Acero		
Vs=	132.23 tn -->	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{ui}$
varilla de Ø=	0.71 Ø 3/8	
N° de capas =	2	
Av=	1.42	$S = \frac{A_v \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$
S=	10.64 cm -->	
Sdiseño=	9.5 cm	
Refuerzo por cortante asumido : Ø 3/8" @ 9.5 cm		

Nota: La figura muestra el cálculo de las resistencias al cortante del concreto y acero, así como la distancia "s" de diseño, para cumplir cola cuantía de diseño.

Por último, se verificó que la separación de diseño $S_{diseño}$, fue menor que el $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima que es 0.0025

Figura 110.

Verificación de la cuantía mínima

Verificacion de cuantia minima		
$\rho_{minima} =$	0.0025	
$T_w =$	25 cm	
$l_w =$	100 cm	
$A_{st} =$	6.25 cm ² -->	$A_{st} = \rho_{min} \times T_w \times L_w$
varillas de :	Ø 3/8	
Area:	0.71 cm ²	
N° de capas=	2	$S_{max} = \frac{A_v}{A_{st}}$
Av:	1.42	
$S_{max} =$	22.720 --> Cumple, es mayor que S de diseño	

Nota: se verifica que la separación de diseño, es menor a la separación $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima

3.7.4.4.11 **Diseño por Cortante – Capacidad, en Y**

Para esto, se ingresó al Etabs y se encontró los datos en el diagrama de la curva P – M, Ver sección 8.2.4.2

3.7.4.4.12 **Fuerzas máximas, Dirección Y.** De la tabla 74 se obtuvo la máxima fuerza cortante V_3 que se usó en la dirección Y, juntamente con su axial P y momento M_2

Tabla 81.

Cortantes máximos en Dirección Y

Fuerzas máximas en dirección Y		
Combinación 1.25(D+L) +SDDY		
P	V_2	M_3
tonf	tonf	tonf-m
-293.4596	-84.2738	-968.435

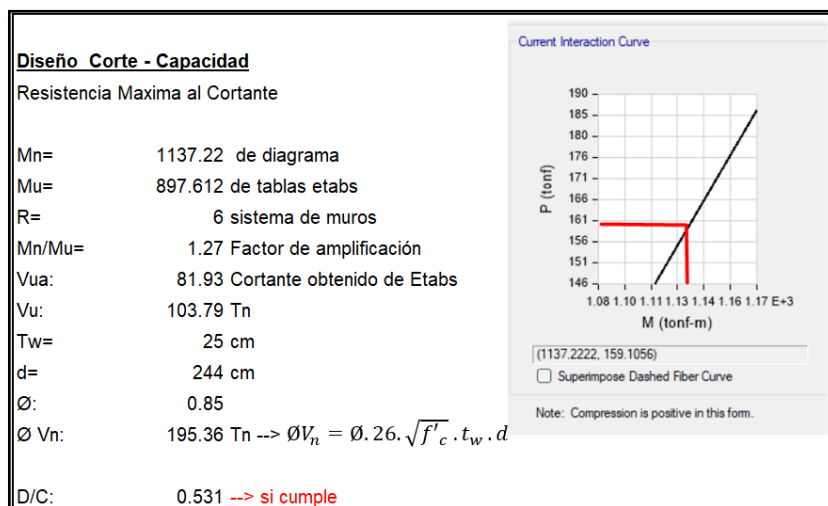
Nota: Fuerzas de diseño máximas en dirección Y

3.7.4.4.13 **Calculo de D/C por corte, dirección Y**

Luego, se usó una hoja de cálculo para hallar la relación D/C, que fue menor que 1.

Figura 111.

Resistencia máxima al cortante



Nota: La figura muestra el proceso de diseño de la resistencia máxima al cortante y la verificación de la demanda – capacidad – dirección Y

Luego de verificar que el muro resistió las solicitaciones por cortante, fue necesario diferenciar la resistencia que aporta el concreto (V_c), de la resistencia que aporta el acero (V_s), para, de esta manera, poder calcular el refuerzo necesario para cubrir estas fuerzas de corte, de tal manera que apoyados de una hoja de cálculo se realizó las siguientes operaciones:

Figura 112.

Resistencia del concreto y acero al cortante

Resistencia Maxima del Concreto al Cortante		
$V_c =$	46.85 tn -->	$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t_w \cdot l_w$
Cortante que toma el Acero		
$V_s =$	75.26 tn -->	$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_u$
varilla de $\phi =$	0.71 Ø 3/8	
N° de capas =	2	
$A_v =$	1.42	$S = \frac{A_v \cdot f'_y \cdot d}{V_s}$
$S =$	19.34 cm -->	
$S_{diseño} =$	15 cm	
Refuerzo por cortante asumido : Ø 3/8" @ 15 cm		

Nota: La figura muestra el cálculo de las resistencias al cortante del concreto y acero, así como la distancia "s" de diseño, para cumplir cola cuantía de diseño.

Por último, se verificó que la separación de diseño $S_{diseño}$, fue menor que el $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima que es 0.0025

Figura 113.

Verificación de la cuantía mínima

Verificación de cuantía mínima		
$\rho_{mínima} =$	0.0025	
$T_w =$	25 cm	
$l_w =$	100 cm	
$A_{st} =$	6.25 cm ² -->	$A_{st} = \rho_{min} \times T_w \times l_w$
varillas de :	Ø 3/8	
Area:	0.71 cm ²	
N° de capas =	2	$S_{max} = \frac{A_v}{A_{st}}$
$A_v =$	1.42	
$S_{max} =$	22.720 -->	Cumple, es mayor que S de diseño

Nota: se verifica que la separación de diseño, es menor a la separación $S_{0.0025}$, proveniente de la cuantía mínima

3.7.4.5 Diseño de elementos de borde

Para hallar la longitud de los elementos de borde, se halló el “C”, ya que esta longitud se encuentra en función de “C”.

3.7.4.5.1 *Calculo de profundidad del Eje Neutro*

Se usó dos metodologías para hallar el “C”

Jack Moehle.

De la figura 33 se obtuvo la siguiente expresión simplificada para hallar el valor de “C”:

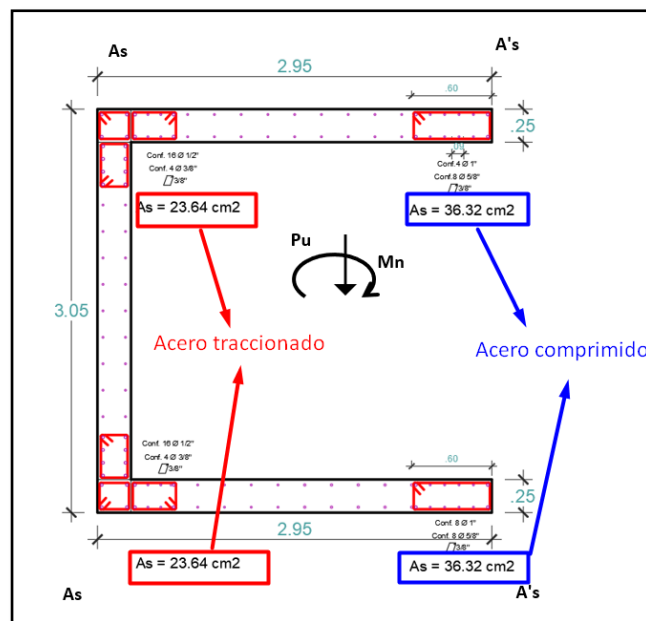
$$c = \frac{P_u + (A_s \times f_y) + (\rho_l \times b_w \times L_m \times f'_y) - (A'_s \times f_y)}{(0.85 \times f_c \times b_w \times B) + (2 \rho_l \times b_w \times f_y)}$$

Teniendo todos los valores requeridos, se procedió; ayudados con una hoja de cálculo, a obtener el valor de C:

Para momento en **dirección X**, en ambos sentidos

Figura 114.

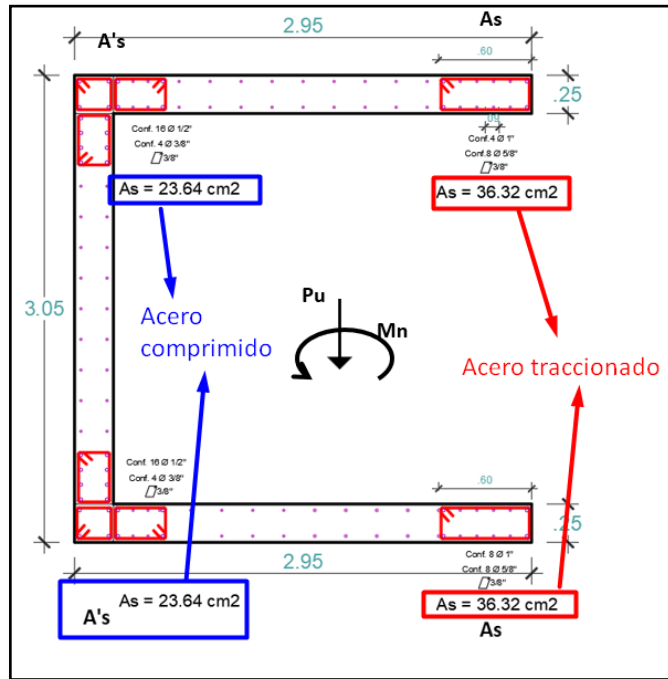
Análisis en X, de izquierda a derecha, “→”



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en X, cuando el sismo viene de izquierda a derecha

Figura 115.

Análisis en X, de derecha a izquierda, “←”



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en X, cuando el sismo viene de derecha a izquierda.

Tabla 82.

Valor de C, Muro 03, Dirección X. Ambos sentidos

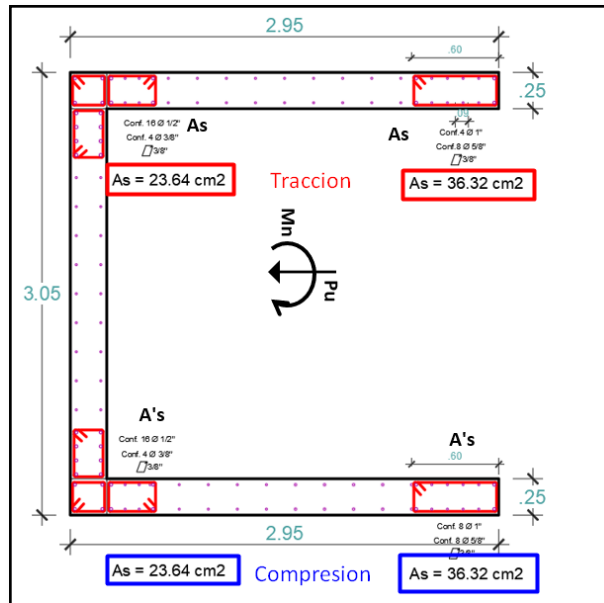
Análisis de eje neutro en dirección X			
Variable	Valor X -->	Valor X <--	Und
f_c =	210	210	kgf/cm ²
f_y =	4200	4200	kgf/cm ²
t_w =	50	305	cm
L_w =	295	295	cm
P=	348108.4	348108.4	kgf
A_s =	47.28	72.64	cm ²
A_s' =	72.64	47.28	cm ²
ρ_f =	0.00284	0.00284	
C=	47.56	28.57	cm

Nota: valores requeridos para para obtener C en dirección X, ambos sentidos

Para momento en **dirección Y**, en ambos sentidos

Figura 116.

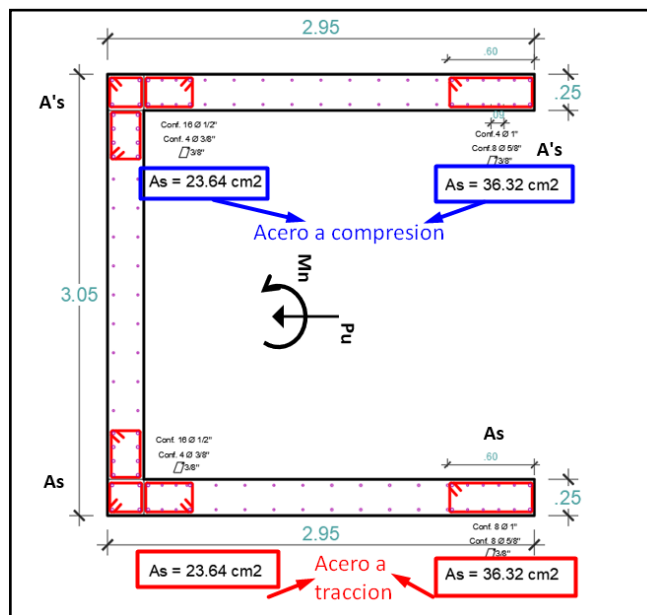
Análisis en Y, de arriba abajo ↓



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en Y, cuando el sismo viene de arriba abajo.

Figura 117.

Análisis en Y, de abajo a arriba ↑



Nota: Se está analizando la profundidad del eje neutro en Y, cuando el sismo viene de abajo a arriba.

Tabla 83.

Valor de C, Muro 02, Dirección Y. Ambos sentidos

Análisis de eje neutro en dirección Y			
Variable	Valor Y ↓	Valor Y ↑	Und
fc=	210	210	kgf/cm2
fy=	4200	4200	kgf/cm2
tw=	305	305	cm
Lw=	305	305	cm
P=	293459.6	293459.6	kgf
As=	59.96	59.96	cm2
As'=	59.96	59.96	cm2
ρ I=	0.0026	0.0026	
C=	24.92	24.92	cm

Nota: valores requeridos para para obtener C en dirección Y, ambos sentidos.

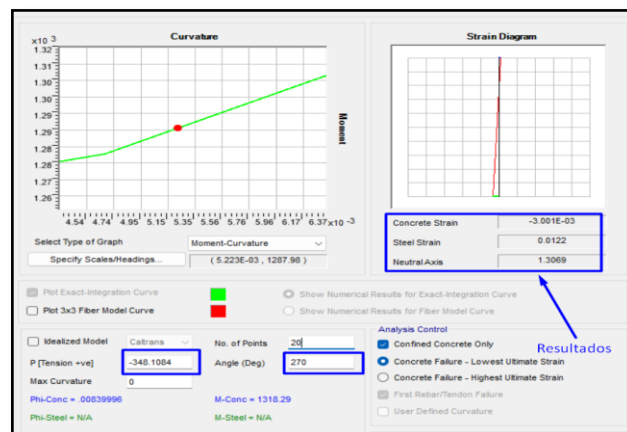
Software Sap 2000

Se modeló el Muro 03, colocándole las dimensiones y distribución de acero de refuerzo, en el Sap 2000, con su herramienta de Section Designer, posteriormente se ingresó al diagrama momento curvatura, donde se colocó la carga axial con la que hemos venido trabajando (ver tabla 73 y 74), se buscó en el diagrama el valor de 0.003, el cual se considera la deformación máxima del concreto, y se obtuvo la deformación del acero.

Para dirección X, en ambos sentidos se obtuvieron los siguientes resultados

Figura 118.

Cálculo de la deformación del acero en X “→”

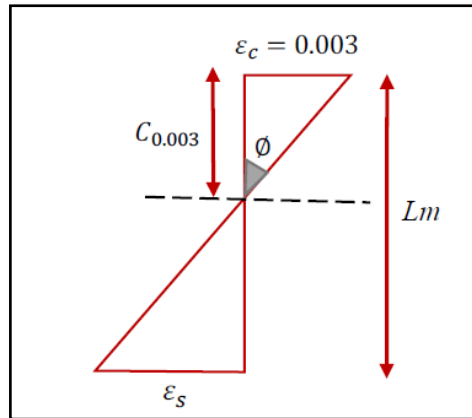


Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en X

Una vez que se halló la deformación del acero, se procede a realizar el cálculo de la profundidad del eje neutro, con una semejanza de triángulos, se obtuvo “C”:

Figura 119.

Semejanza de triángulos para hallar “C” en X “→”



Nota: el C se obtiene haciendo esta semejanza de triángulos

De la imagen anterior se obtuvo la siguiente formula:

$$c = \frac{0.003 \times L_w}{(0.003 + \varepsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003 \times 295}{(0.003 + 0.0122)} = 58.22 \text{ cm}$$

Figura 120.

Cálculo de la deformación del acero en X “←”



Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en X

Análogamente como en el sentido anterior, se halló la profundidad del eje neutro con una semejanza de triángulos, y se obtuvo lo siguiente:

$$c = \frac{0.003xL_w}{(0.003 + \varepsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003x295}{(0.003 + 0.0445)} = 18.63 \text{ cm}$$

Para la dirección Y, se realizó el mismo proceso que en la dirección X, previamente calculada, solo se cambió longitud y espesor del muro, así como la fuerza axial que gobierna

Figura 121.

Cálculo de la deformación del acero en Y “↓”

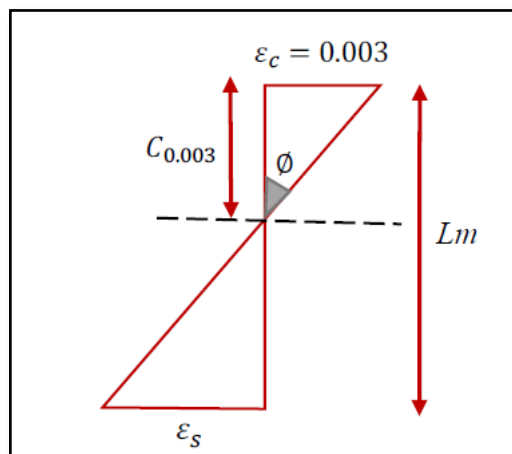


Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en Y ↓

Una vez hallada la deformación del acero, se procedió a realizar el cálculo de la profundidad del eje neutro, con una semejanza de triángulos, y se obtuvo “C”:

Figura 122.

Semejanza de triángulos para hallar “C” en Y “↓”



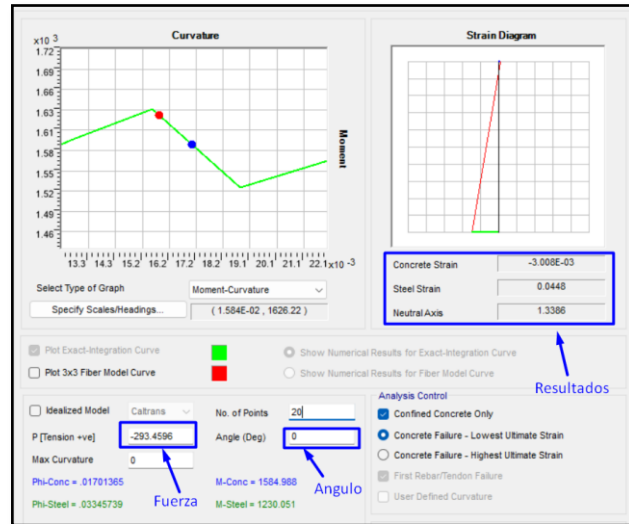
Nota: el C se obtiene haciendo esta semejanza de triángulos

De la imagen anterior se obtuvo la siguiente formula:

$$c = \frac{0.003xL_w}{(0.003 + \epsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003x305}{(0.003 + 0.0448)} = 19.14 \text{ cm}$$

Figura 123.

Cálculo de la deformación del acero en Y “↑”



Nota: Se muestra la deformación del acero, para una deformación de 0.003 del concreto en Y ↑

Análogamente como en el sentido anterior, se halló la profundidad del eje neutro con una semejanza de triángulos, obteniendo lo siguiente:

$$c = \frac{0.003xL_w}{(0.003 + \epsilon_s)} \rightarrow c = \frac{0.003x305}{(0.003 + 0.0448)} = 19.14 \text{ cm}$$

3.7.4.5.2 Resumen entre ambas metodologías

Tabla 84.

Comparación de cálculo de “C”, dirección X

Resumen “C” - dirección "x"			
Jack Moehle		Sep 2000	
Valor X -->	Valor X <--	Valor X -->	Valor X <--
47.56	28.53	58.22	18.63

Nota: se muestra la comparación del cálculo de C en dirección X, mediante los dos métodos propuestos en la presente tesis,

Tabla 85.

Comparación de cálculo de "C", dirección Y

Resumen "C" - dirección "Y"			
Jack Moehle		Sap 2000	
Valor Y ↓	Valor Y ↑	Valor Y ↓	Valor Y ↑
24.92	24.92	19.14	19.14

Nota: se muestra la comparación del cálculo de C en dirección Y, mediante los dos métodos propuestos en la presente tesis,

3.7.4.6 Cálculo de elementos de borde

La longitud del confinamiento del borde (L_{EB}) depende directamente de el "C", hallado previamente; y la longitud del muro. Se escogió el valor "C" que dio el Software sap 2000, por ser más preciso. Por lo tanto, L_{BE} , fue el mayor valor de las siguientes expresiones:

3.7.4.6.1 Dirección en X "→"

$$L_{EB} = \frac{C}{2} \rightarrow c = \frac{58.22}{2} \rightarrow c = 29.11 \text{ cm}$$

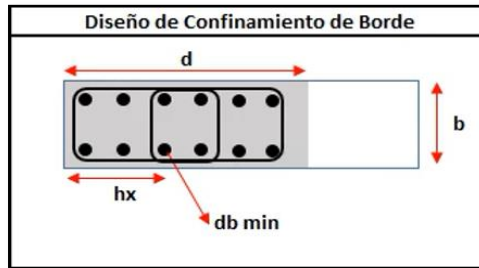
$$L_{EB} = C - 0.1 \times L_{EB} \rightarrow c = 58.22 - 0.1 \times 295 \rightarrow c = 28.72 \text{ cm}$$

Nuestro L_{EB} es: 29.11 cm, fue menor a la longitud del confinamiento dado al muro (60 cm). Por lo tanto, el valor cae dentro del confinamiento inicial brindado.

Ayudados de una hoja de cálculo se obtuvo el valor "s" de separación de elementos de borde:

Figura 124.

Nomenclatura de elementos de borde



Nota: Se muestra los nombres a usar para el cálculo del S, en los elementos de borde

Tabla 86.

Medidas de borde confinado, en X "→"

Longitudes de Confinamiento		
b=	25	cm
d=	60	cm

Nota: Medidas de área en confinamiento

3.7.4.6.2 Según NTE E.060

Tabla 87.

Datos para diseño de elementos de borde – NTE E.060

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo	Datos NTE E.060
As long:	Ø 1"	As estr.: Ø 3/8	10.d _b : 25.40 cm
Diámetro	2.54 cm	Diámetro: 0.953 cm	min (b y d): 25 cm
d _b min=	2.54 cm	d _s min= 0.953 cm	S min: 25 cm

Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde

Tabla 88.

Resultado de confinamiento según NTE E.060

Diseño de elementos de borde		
S =	25	cm
h _x =	35	cm

Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde

Según Código ACI 318.14

Tabla 89.

Datos para el diseño de elemento de borde – ACI

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo		Código ACI 318.14	
A_s long:	Ø 1"	A_s estr.:	Ø 3/8	$6.d_b$:	15.24 cm
Diámetro:	2.54 cm	Diámetro:	0.953 cm	$1/3.b$:	10.00 cm
d_b min=	2.54 cm	d_s min=	0.953 cm	S_o :	15.00 cm

Nota: Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde – según ACI

Tabla 90.

Resultado de confinamiento según ACI 318.14

Diseño de elementos de borde		Área total perpendicular a "b"		Nº ramas Ø 3/8"
S =	10.00 cm	A_{sh} =	1.125 cm ²	Min 2
h_x =	16.67 cm	Área total perpendicular a "d"		Nº ramas Ø 3/8"
h_x efec.=	15.00 cm	A_{sh} =	2.7 cm ²	Min 4

Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde, según ACI

3.7.4.6.3 Dirección en X "←"

$$L_{EB} = \frac{C}{2} \rightarrow c = \frac{18.63}{2} \rightarrow c = 9.31 \text{ cm}$$

$$L_{EB} = C - 0.1x L_{EB} \rightarrow c = 18.63 - 0.1x 2.95 \rightarrow c = -10.86 \text{ cm}$$

Nuestro L_{EB} es: 9.31 cm, fue menor a la longitud del confinamiento dado al muro (60 cm). Por lo tanto, cae dentro del área confinada.

Ayudados de una hoja de cálculo se obtuvo el valor "s" de separación de elementos de borde:

Tabla 91.*Medidas de borde confinado, en X “←”*

Longitudes de Confinamiento		
b=	25	cm
d=	60	cm

*Nota: Medidas de área en confinamiento***Según NTE E.060****Tabla 92.***Datos para diseño de elementos de borde – NTE E.060*

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo		Datos NTE E.060	
As long:	Ø 1/2"	As estr.:	Ø 3/8	10.d _b :	12.7 cm
Diámetro:	1.27 cm	Diámetro:	0.953 cm	min (b y d):	25 cm
d _b min=	1.27 cm	d _s min=	0.953 cm	S min:	25 cm

*Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde***Tabla 93.***Resultado de confinamiento según NTE E.060*

Diseño de elementos de borde		
S =	10	cm
h _x =	35	cm

*Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde***3.7.4.6.4 Según Código ACI 318.14****Tabla 94.***Datos para el diseño de elemento de borde – ACI 318*

Diámetro de acero Longitudinal		Diámetro de acero de Estribo		Código ACI 318.14	
A _s long:	Ø 1/2"	A _s estr.:	Ø 3/8	6.d _b :	7.62 cm
Diámetro:	1.27 cm	Diámetro:	0.953 cm	1/3.b:	10.00 cm
d _b min=	1.27 cm	d _s min=	0.953 cm	S ₀ :	15.00 cm

Nota: Nota: Datos y elección de acero para confinamiento de borde – según ACI

Tabla 95.*Resultado de confinamiento según ACI 318.14*

Diseño de elementos de borde			Área total perpendicular a "b"	Nº ramas Ø 3/8"
S =	10.00	cm	A _{sh} = 1.125 cm ²	Min 2
h _x =	16.67	cm	Área total perpendicular a "d"	Nº ramas Ø 3/8"
h _{x efec.} =	15.00	cm	A _{sh} = 2.7 cm ²	Min 4

*Nota: Resultados de confinamiento de elemento de borde, según ACI***3.7.4.6.5 Dirección en Y “↓”**

Al igual que en la dirección X, se calculó nuestra longitud de elemento de borde (L_{EB}), en función al valor de “C” que dio Sap 200,

$$L_{EB} = \frac{C}{2} \rightarrow c = \frac{19.14}{2} \rightarrow c = 9.57 \text{ cm}$$

$$L_{EB} = C - 0.1 \times L_{EB} \rightarrow c = 19.14 - 0.1 \times 305 \rightarrow c = -11.35 \text{ cm}$$

Nuestro L_{EB} es: 9.57 cm, fue menor a la longitud del confinamiento dado al muro (60 cm).

Debido a la similitud del área en confinamiento, los resultados en este sentido fueron idénticos al de la sección 8.3.5.2.4.

3.7.4.6.6 Dirección en Y “↑”

Análogamente a la sección 8.3.5.2.7, se procedió a verificar y calcular el acero y longitud de confinamiento del elemento de borde y se obtuvieron los mismos resultados, por tener las mismas longitudes de confinamiento y la misma distribución de acero de refuerzo

IV. Presentación de resultados

4 Resultados y Discusión

4.1 Resultados

4.1.1 Patrones de carga

Tabla 96.

Patrones de Cargas – cargas de gravedad

Patrones de Carga			
Parámetro	Edificación 01	Edificación 02	Edificación 03
C _m	500 kg/cm ²	500 kg/cm ²	500 kg/cm ²
C _v	200 kg/cm ²	200 kg/cm ²	200 kg/cm ²
C _v Azotea	100 kg/cm ²	100 kg/cm ²	100 kg/cm ²

Nota: Se muestra las Cargas vivas Y cargas muertas aplicadas en nuestras edificaciones

4.1.2 Datos Generales de las Edificaciones

Tabla 97.

Datos generales

Datos Generales de las Edificaciones				
Parámetro	Factor	Edificación 01	Edificación 02	Edificación 03
Pisos	N°	9	6	7
A. tech total	A _t (m ²)	1444.65	731.72	978.45
Peso de Edif.	P (Tn)	1485.31	719.89	1005.48
Ratio	–	1.03	0.98	1.03

Nota: Resumen de Parámetros de las Edificaciones

4.1.3 Análisis Estático

Tabla 98.

Análisis Estático - Resumen

Análisis Estático				
Parámetro	Factor	Edificación 01	Edificación 02	Edificación 03
Factor de zona	Z	0.45	0.45	0.45
Tipo de suelo	S ₂	1.05	1.05	1.05
factor de uso	U	1	1	1
Sist. Estructural	R ₀	6	6	6
Amplificación sísmica	C	2.5	2.5	2.5
Irregularidad en altura	I _a	1	1	1
Irregularidad en Planta	I _p	0.9	1	0.9
Peso de la edificación	P (Tn)	1485.31	719.89	1005.48
Cortante basal	V (Tn)	284.62	137.7	192.8

Nota: Comparación – resumen de los parámetros del sismo estático de nuestras edificaciones.

4.1.4 Análisis Dinámico

Tabla 99.

Análisis Dinámico – Resumen.

Análisis Dinámico							
Parámetro	Factor	Edificación 01		Edificación 02		Edificación 03	
		X - X	Y - Y	X - X	Y - Y	X - X	Y - Y
Periodo Fundamental	P	0.474	0.397	0.446	0.392	0.422	0.506
Sismo estático	SE (Tn)	284.62	284.62	137.69	137.69	192.8	192.8
Sismo Dinámico	SD (Tn)	214.17	179.94	99.38	80.13	155.6	141.92
Fac. de escalamiento		1.196	1.424	1.108	1.375	1.115	1.223
Despl. máximos.	Δ (cm)	8.71	6.09	6.06	4.16	6.79	8.84

Nota: Comparación – resumen de los parámetros del sismo dinámico de nuestras edificaciones.

4.1.5 Profundidad de eje Neutro

Tabla 100.

Longitud a la compresión del eje "C"

Muro	Metodologías usadas	Longitud a la compresión del eje neutro "C"			
		Valor X →	Valor X ←	Valor Y ↓	Valor Y ↑
Muro 01 rectangular	Jack Moehle (cm)	63.00	63.00	-	-
	Sap 2000 (cm)	67.04	67.04	-	-
	% error	6.0%	6.0%	-	-
Muro 02 Tipo L	Jack Moehle (cm)	125.50	13.13	8.58	100.63
	Sap 2000 (cm)	122.35	20.16	13.84	108.23
	% error	2.5%	34.9%	38.0%	7.0%
Muro 03 Tipo C	Jack Moehle (cm)	47.56	28.53	24.92	24.92
	Sap 2000 (cm)	58.22	18.63	19.14	19.14
	% error	18.3%	34.7%	23.2%	23.2%

Nota: Resumen comparativo del eje neutro, mediante las metodologías usadas en la tesis.

Tabla 101.

Porcentaje de Acierto – Error entre las metodologías estudiadas

Dirección X		Dirección Y	
% Acierto	% Error	% Acierto	% Error
82.9%	17.1%	77.1%	22.9%

Nota: Porcentaje total de acierto error de Jack Moehle, respecto de Sap 2000.

4.1.6 Distribución de refuerzo final en Muros.

4.1.6.1 Muro 01 – Muro Rectangular

Tabla 102.

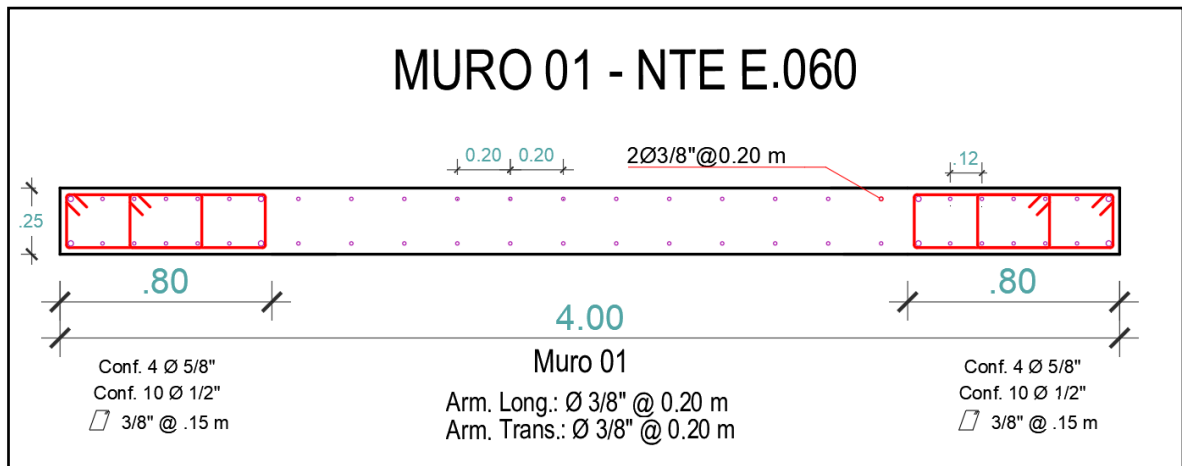
Comparación de armaduras de acero en Muro 01

Datos Generales de Armado del Muro 01			
Armado de muro en todos los pisos			
Parte de Muro	Acero en zona de Muro	NTE E.060	CODIGO ACI 318.19
Elementos de borde - dirección "X"	Acero long. en Bordes	4 Ø 5/8" + 10 Ø 1/2"	4 Ø 5/8" + 12 Ø 1/2"
	Estribos en Bordes "S"	de Ø 3/8" @ 15 cm	de Ø 3/8" @ 10 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos Hx - "X"	max 35 cm	max 15 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos Hx - "Y"	max 35 cm	max 15 cm
	Area total de refuerzo transversal - "X"	No especifica	min 6 Ø 3/8"
	Area total de refuerzo transversal - "Y"	No especifica	min 2 Ø 3/8"
Alma - dirección "X"	Acero Horizontal X-X	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20
	Acero Vertical X-X	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20

Nota: Cuadro comparativo de disposición de acero del Muro 01 entre NTE.060 y ACI 318.14

Figura 125.

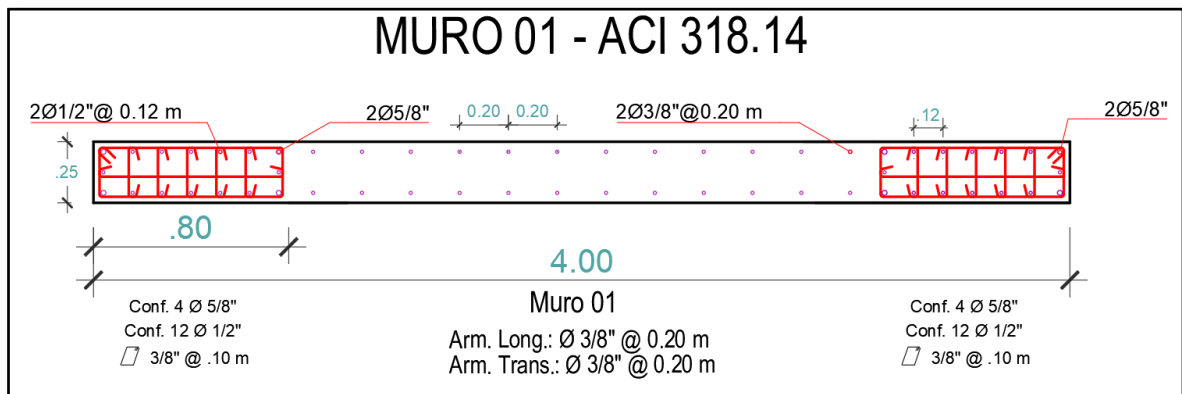
Distribución de acero final en Muro 01 – NTE E.060



Nota: Armado final de Muro 01 – según la NTE E.060

Figura 126.

Distribución de acero final en Muro 01 – ACI 318.14



Nota: Armado final de Muro 01 – según Código ACI 318.14

4.1.6.2 Muro 02 – Muro Tipo L

Tabla 103.

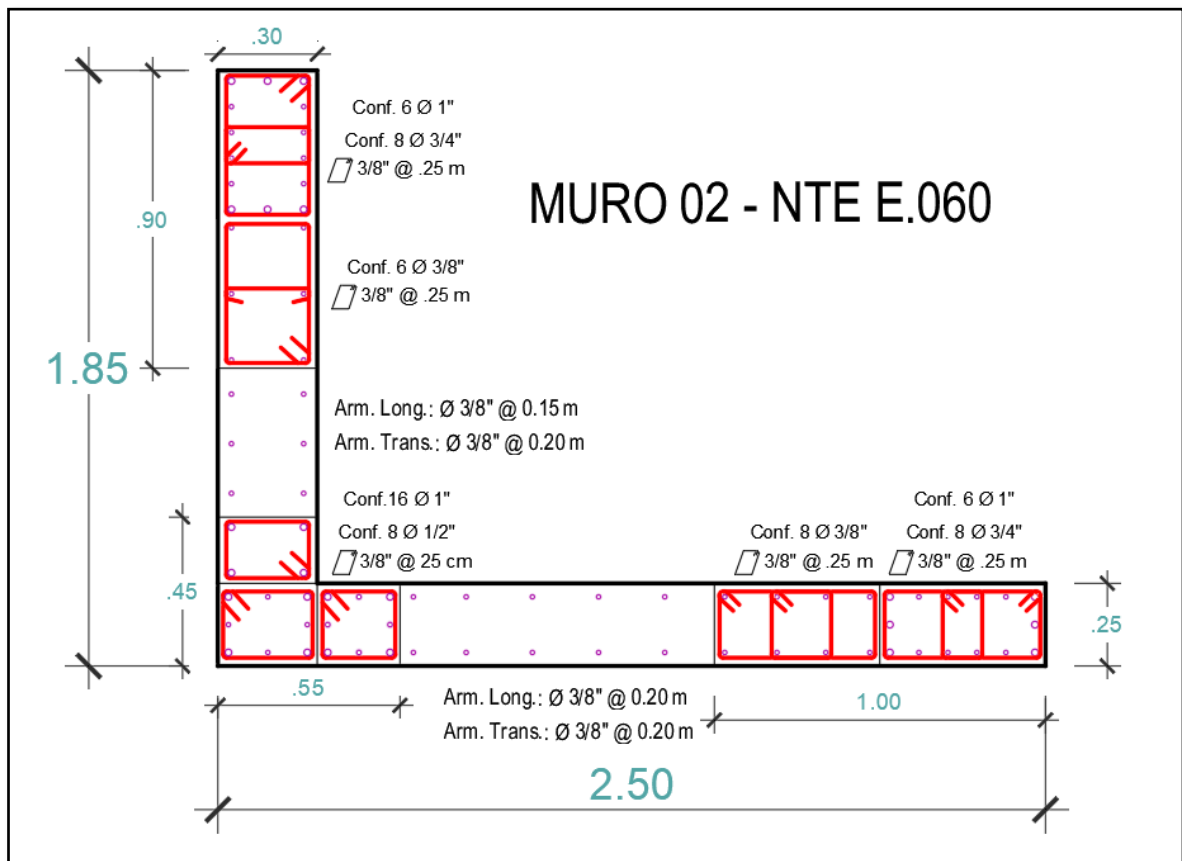
Comparación de armaduras de acero en Muro 02.

Datos Generales de Armado del Muro 02			
Armado de muro en todos los pisos			
Parte del Muro	Acero en zona de Muro	NTE E.060	CODIGO ACI 318.19
Elementos de borde - dirección "X"	Acero long. en Bordes	6Ø1" + 8Ø3/4"+8Ø3/8"	6Ø1" + 8Ø3/4"+10Ø3/8"
	Estribos en Bordes "S"	de Ø 3/8" @ 25 cm	de Ø 3/8" @ 10 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos H _x - "X"	máx. 35 cm	máx. 15 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos H _x - "Y"	máx. 35 cm	máx. 15 cm
	Área total de refuerzo transversal - "X"	No especifica	min 7 Ø 3/8"
	Área total de refuerzo transversal - "Y"	No especifica	min 2 Ø 3/8"
Alma - dirección "X" (elevación)	Acero Horizontal X-X	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20
	Acero Vertical X-X	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20
Elementos de borde - dirección "Y"	Acero long. en Bordes	6Ø1" + 8Ø3/4"+6Ø3/8"	6Ø1" + 8Ø3/4"+10Ø3/8"
	Estribos en Bordes "S"	de Ø 3/8" @ 25 cm	de Ø 3/8" @ 10 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos H _x - "X"	máx. 35 cm	máx. 15 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos H _x - "Y"	máx. 35 cm	máx. 15 cm
	Área total de refuerzo transversal - "X"	No especifica	min 6 Ø 3/8"
	Área total de refuerzo transversal - "Y"	No especifica	min 2 Ø 3/8"
Alma - dirección "Y" (elevación)	Acero Horizontal Y-Y	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20
	Acero Vertical Y-Y	Ø 3/8" @ 0.15	Ø 3/8" @ 0.15
Intercepciones	Acero en Intersecciones	16 Ø1" + 8 Ø 1/2"	16 Ø1" + 12 Ø 1/2"
	Estribo en Intersecciones	Ø 3/8"	1 Ø 3/8" + 6 gra. Ø3/8"

Nota: Cuadro comparativo de disposición de acero del Muro 02 entre NTE.060 y ACI 318.14

Figura 127.

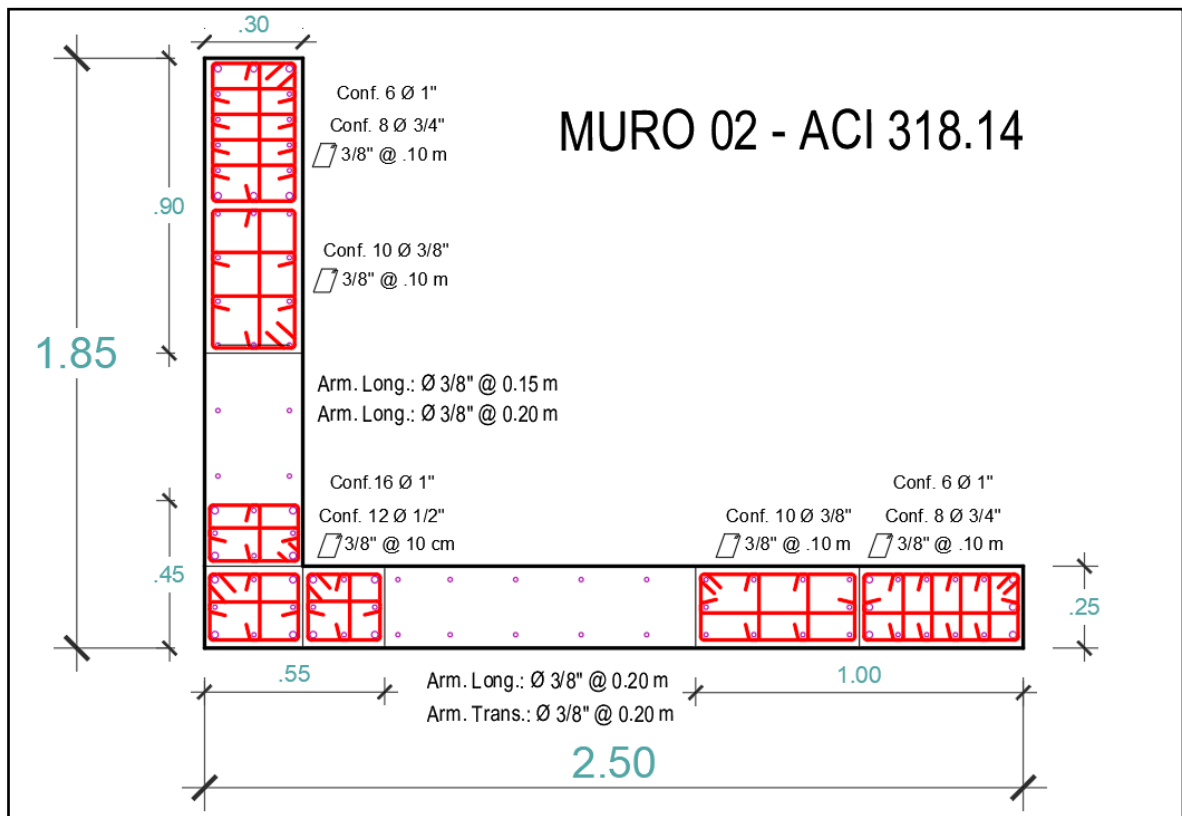
Distribución de acero final en Muro 02 – NTE E.060



Nota: Armado final de Muro 02 – según la NTE E.060

Figura 128.

Distribución de acero final en Muro 02 – ACI 318.14



Nota: Armado final de Muro 02 – según Código ACI 318.14

4.1.6.3 Muro 03 – Muro Tipo C

Tabla 104.

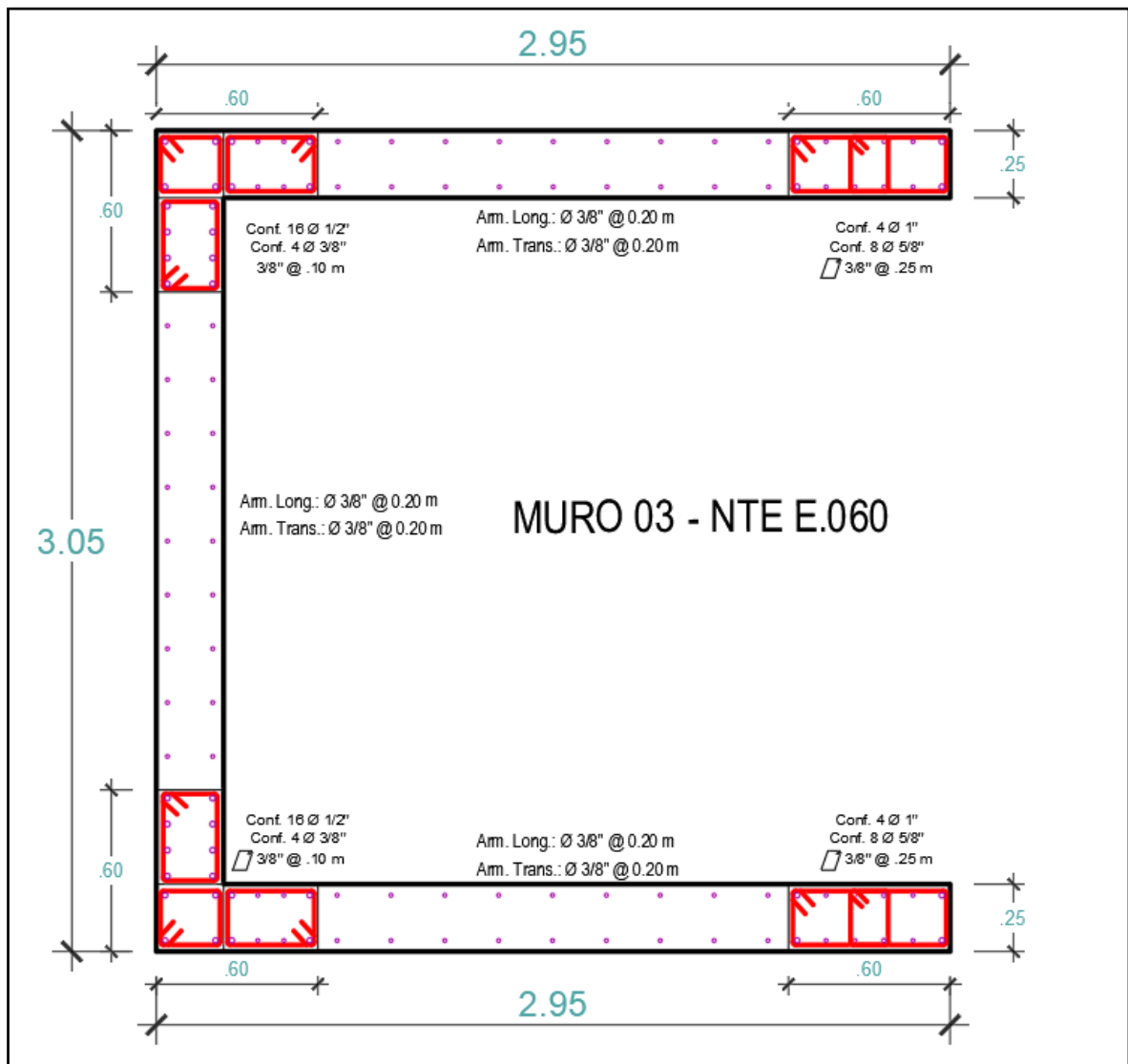
Comparación de armaduras de acero en Muro 03.

Datos Generales de Armado del Muro 03			
Armado de muro en todos los pisos			
Parte del muro	Acero en zona de Muro	NTE E.060	CODIGO ACI 318.19
Elementos de borde - dirección "X"	Acero Long. en Bordes	4Ø1" + 8Ø5/8"	4Ø1" + 8Ø5/8"+2Ø3/8"
	Estribos en Bordes "S"	de Ø 3/8" @ 25 cm	de Ø 3/8" @ 10 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos Hx - "X"	max 35 cm	max 15 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos Hx - "Y"	max 35 cm	max 15 cm
	Área total de refuerzo transversal - "X"	No especifica	min 4 Ø 3/8"
	Área total de refuerzo transversal - "Y"	No especifica	min 2 Ø 3/8"
Alma - dirección "X" (elevación)	Acero Horizontal X-X	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20
	Acero Vertical X-X	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20
Alma - dirección "Y" (elevación)	Acero Horizontal Y-Y	Ø 3/8" @ 0.20	Ø 3/8" @ 0.20
	Acero Vertical Y-Y	Ø 3/8" @ 0.15	Ø 3/8" @ 0.15
Intercepciones	Acero en Intersecciones	16 Ø1/2" + 4 Ø 3/8"	16 Ø1/2" + 12 Ø 3/8"
	Estribo en Intersecciones	3 Ø 3/8" Ø .10 m	3 Ø 3/8" + 8 grap. Ø3/8"
	Espaciamiento entre grapas o estribos Hx - "X"	max 35 cm	max 15 cm
	Espaciamiento entre grapas o estribos Hx - "Y"	max 35 cm	max 15 cm
	Área total de refuerzo transversal - "X"	No especifica	min 4 Ø 3/8"
	Área total de refuerzo transversal - "Y"	No especifica	min 2 Ø 3/8"

Nota: Cuadro comparativo de disposición de acero del Muro 03 entre NTE.060 y ACI 318.14

Figura 129.

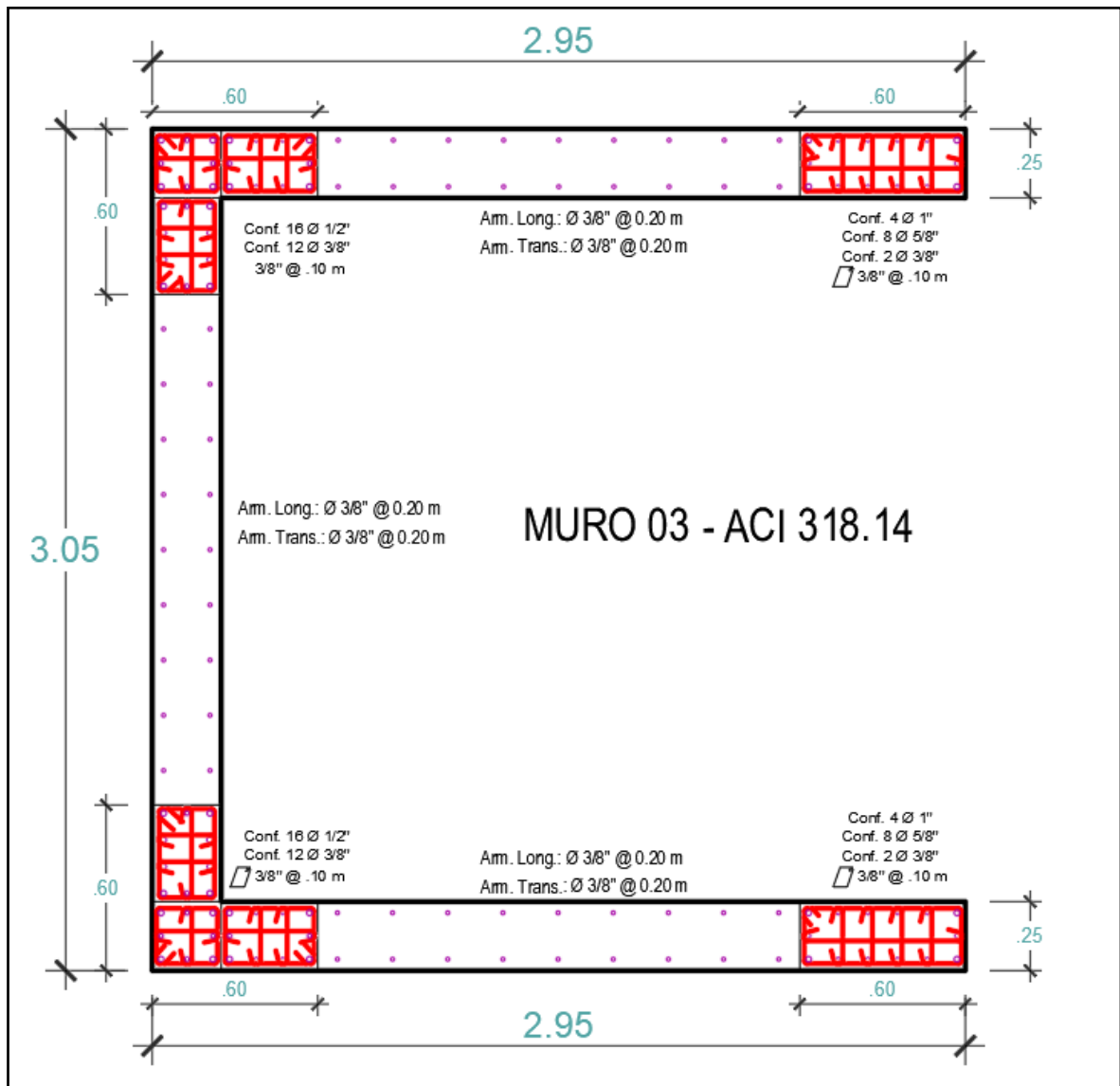
Distribución de acero final en Muro 03 – NTE E.060



Nota: Armado final de Muro 03 – según la NTE E.060

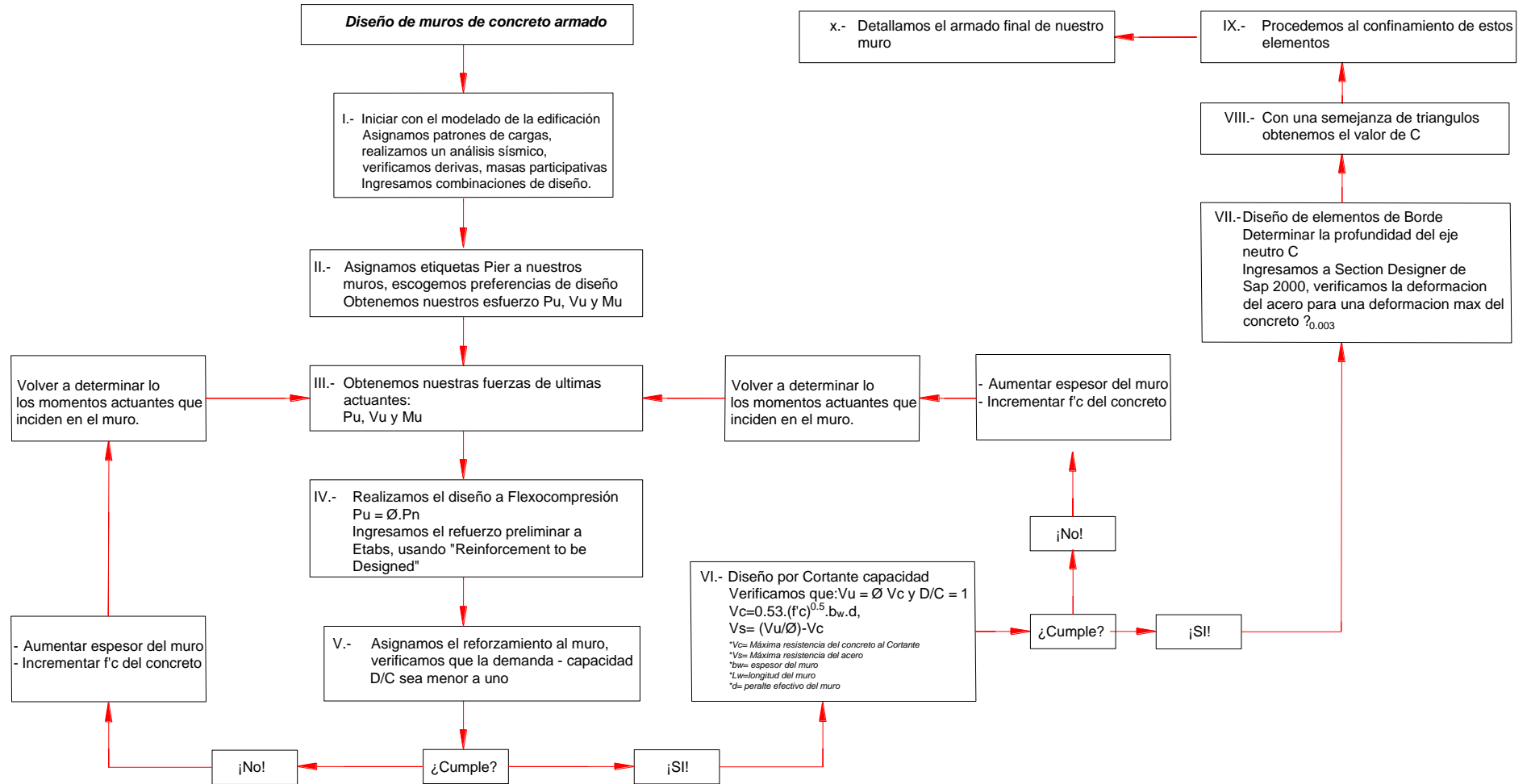
Figura 130.

Distribución de acero final en Muro 03 – ACI 318.14

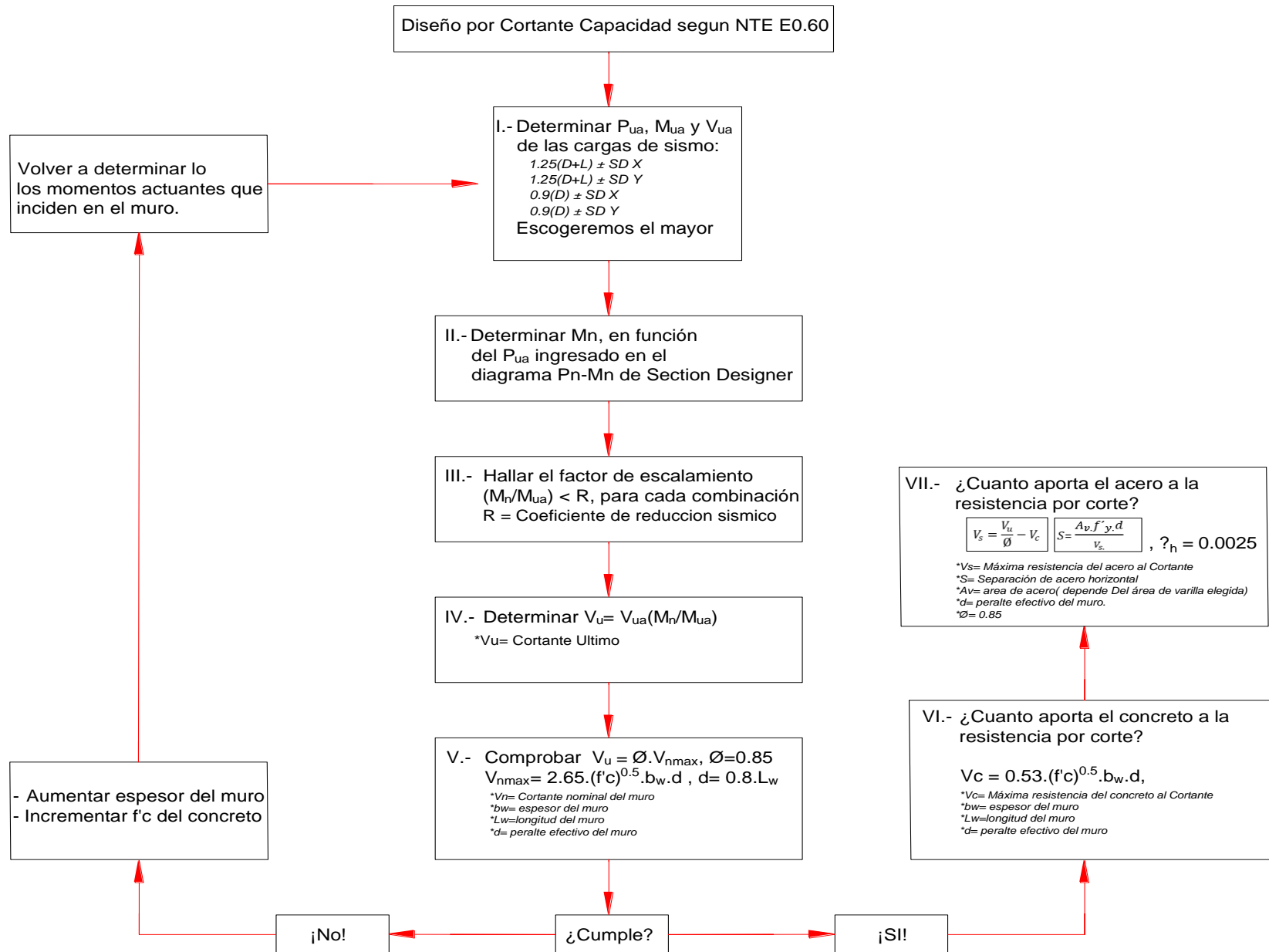


Nota: Armado final de Muro 03 – según Código ACI 318.14

4.1 Pasos para el diseño de muros estructurales



4.1.1 Pasos para el diseño por cortante capacidad



V. Discusión de resultados

5 Conclusiones

El presente informe de tesis afronto exitosamente el diseño de tres muros de concreto armado, siendo uno de ellos regular y los siguientes del tipo L y C, respectivamente, estos elementos formaban parte de estructuras de viviendas multifamiliares que están entre 6 y 9 niveles, las cuales fueron sometidas a todas las cargas sísmicas y de gravedad, en todas las combinaciones que la norma NTE E.060 exige, usando el programa especializado en edificaciones, Etabs 2019

A continuación, presentamos las principales conclusiones de nuestra exegesis:

- Con respecto al predimensionamiento y diseño de muros de concreto armado en edificaciones, se recomienda realizar el análisis estructural en el programa Etabs, siendo unos de los más acertados y accesibles que tenemos en nuestro medio; sin embargo, como todo software, tiene sus limitaciones; teniendo como una de ellas, el cálculo de profundidad del eje neutro y más aún en muros irregulares.

Además, este programa, no realiza la verificación de la Demanda – capacidad por corte en los muros, teniendo que realizarse externamente por nosotros.

- En antítesis con la conclusión previa, tenemos otro programa de estructuras llamado Sap 2000, el cual si entrega un correcto cálculo de la distancia “C” desde la fibra más comprimida al eje neutro, ingresando solo la carga axial que se ejerce en la dirección de estudio del muro y un ángulo, que depende de la dirección y sentido de la fuerza de sismo (Este ángulo fue descrito en la Figura 36), convirtiéndose así, en el programa más acertado y de fácil uso, con el que contamos en nuestro medio, para hallar este parámetro.

- Adicionalmente al Sap 2000, existe un método que no usa software de estructuras, y simplifica mucho la labor de calcular el “C”. Usa la fuerza axial, la longitud del muro y la cantidad de acero en compresión y tracción principalmente, entre otros factores.

Puede usarse tanto en muros regulares, así como irregulares, ya que en su forma de análisis toma al muro en su totalidad, independientemente de su forma, sin disgregarlo en paneles o secciones y solo identifica que áreas del muro están a compresión o tracción, debido a una incursión de carga sísmica en un sentido u otro. Este método fue diseñado por el Dr Jack Moehle, siendo nada más que la aplicación de una sencilla ecuación.

- Este método simplificado que desarrolló el Dr. Jack Moehle, y que sirve para hallar la distancia "C" que existe entre la fibra extrema más comprimida al eje neutro, presenta un 80 % de asertividad, respecto al cálculo más preciso que realiza el programa estructural Sap 2000; siendo una herramienta eficaz y rápida, para obtener una primera aproximación de este factor, puesto normalmente las longitudes de borde no deberían superar el 20% de la longitud del muro, en valores pequeños, el % de error es menor,

- Además, se concluye que no habrá mucha variación en la Longitud de elemento de borde (L_{BE}), si usamos este valor proveniente de la ecuación del Dr. Moehle, ya que la distancia de confinamiento L_{BE} , es a su vez el menor valor entre $C/2$ y $C - 10\%$ de la longitud del muro, reduciendo así el porcentaje de error, ya que el resultado se redondea siempre a un múltiplo superior de 5.

- Respecto a nuestra norma peruana NTE E.060, cuenta con algunos vacíos, en cuanto al confinamiento de elementos de borde, ya que el valor máximo de separación entre líneas de ramas de estribos, siguen siendo 35 cm, y esta distancia no permite un adecuado confinamiento, quitándole ductilidad al muro.

- Nuestra norma, tampoco establece o especifica un valor mínimo del área total del refuerzo transversal en los elementos de borde, generando un déficit a la resistencia a flexión, haciendo la estructura menos dúctil, pudiendo provocar potencialmente, una falla frágil, si se sigue adoptando, al pie de la letra; estas "normas mínimas", plasmadas en nuestro reglamento.

- Si bien es cierto, nuestra norma NTE E.060, establece parámetros para hallar la separación de estribos a lo largo de su eje longitudinal (eje longitudinal

en una vista de “elevación del muro”), sin embargo; estos parámetros, normalmente; dan como resultado una separación mínima entre estribos de 25 cm, dicha separación mínima; no genera adecuadamente un verdadero confinamiento en los bordes.

- Sumando los efectos adversos de las anteriores conclusiones y vislumbrando un latente peligro de falla frágil en nuestros diseños de muros por falta de un adecuado confinamiento, se concluye que, en el diseño de elementos de borde, debemos guiarnos por el código ACI 318, el cual después de haber estudiado y observado las nefastas consecuencias de no contar con un adecuado confinamiento en los bordes del muro, antes eventos telúricos, brinda una normativa actualizada y adecuada, para el diseño de estos.

- Por lo tanto, podemos deducir los siguientes Lineamientos básicos para el diseño de muros irregulares de concreto armado:

- Realizar el modelado, análisis estructural y sísmico en el programa Etabs, por ser el más preciso y de fácil acceso en nuestro medio
- Realizar el diseño a flexocompresión, hallando la Demanda - Capacidad del muro, asegurándonos que sea menor a 1, este puede realizarse en una hoja de cálculo o usando el mismo programa Etabs.
- Realizar el diseño por Corte – Capacidad, siguiendo los pasos descritos en la sección 9.1.1, ayudados de una hoja de cálculo.
- Para el diseño y confinamiento de los elementos de borde, debe realizarse usando el Código ACI 2018, hasta que nuestra norma actualice sus criterios.
- Usar la fórmula del Dr. Jack Moehle para tener una primera aproximación del eje neutro.
- Utilizar el programa Sap 2000, con su herramienta “Section Designer”, para hallar el eje neutro de los muros, siendo este método el más exacto.

6 Bibliografía

- Arteaga Simón, Malavé Jorge y Olival José. (Abril de 2017). Comparación de diseño del muros estructurales de concreto armado según FONDORMA 1753:2006 Y ACI 318:14. *Revista Ingeniería UC*, 1, 125-126. Obtenido de <https://www.redalyc.org/pdf/707/70750544013.pdf>
- EcuRed. (2015). *Ductilidad*. Obtenido de Ecured.cu: <https://www.ecured.cu/Ductilidad>
- EcuRed. (2020). *EcuRed.Cu*. Obtenido de https://www.ecured.cu/Resonancia_mec%C3%A1nica#:~:text=La%20resonancia%20es%20un%20fen%C3%B3meno,vibraci%C3%B3n%20caracter%C3%ADstico%20de%20dicho%20cuerpo.
- Emilio, R. R. (2008). *Diseño de un Edificio de Concreto Armado de Cinco Niveles*. Lima.
- Flores, J., & Guevara, R. (2021). "Análisis comparativo entre el código ACI 318.19, La NTE E.060-2009 y su Propuesta NTE E.060-2019, para el diseño de muros estructurales de concreto armado en edificaciones de mediana altura de 7 niveles a 20 niveles ubicadas en Lima Metropolitana". Lambayeque.
- INEI. (2021). *Perú: Estado de la Población en el año del Bicentenario, 2021*. Obtenido de https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1803/libro.pdf
- Instituto Geofísico del Perú. (2010). *Importancia de la Norma E.030*. Obtenido de <https://www.igp.gob.pe/servicios/informacion-acelerometrica/norma-e.030/importancia>
- Julian, Carrillo; Sergio, Alcocer M. (2011). Comportamiento a Cortante de Muros de Concreto para Vivienda. *Revista de Ingeniería Sísmica*.

Lopez Alvaro, Bazaez Ramiro, Leiva Gilberto, Loyola René, Gómez Miguel. (Noviembre de 2021). Experimental study of in-plane flexural behavior of screen-grid insulated concrete form rectangular and T-shaped walls. *Engineering Structures.*, 247, 1-5.

Luncor Gallo, L. C. (2015). *Propuesta de Analisis de Muros de Corte empleando un Modelo de Desplazamientos Esperados en Edificaciones*. Lima.

M. Gere, J., & J. Goodno, B. (2009). *Mecánica de Materiales*.

María, C., Diana, O., Cristhian, S., Chistian, S., & Maria, V. (2020). *Diseño Estructural de un Edificio de Aulas - LAbpratorios de Concreto Armado*. Piura.

Moehle, J. (2014). *seismic Design of reindorced Concrete Buildings*. New York: Mc graw Hill.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2013). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Megabitec.