

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO
EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE
CONCRETO ARMADO, TACNA, 2022”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

**Bach. JUAN PABLO PALACO DE LA TORRE
Bach. CRISTIAN JUISEF RODRIGUEZ BERMEJO**

TACNA – PERÚ

2022

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
TESIS

**“INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO
EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE
CONCRETO ARMADO, TACNA, 2022”**

Tesis sustentada y aprobada el 04 de Junio de 2022; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE : Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

SECRETARIO : Mtro. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRIAS

VOCAL : Mag. MARTÍN PAUCARA ROJAS

ASESOR : Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Juan Pablo Palaco de la Torre, en calidad de: Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificados con DNI N° 74498992.

Yo Cristian Juisef Rodriguez Bermejo, en calidad de: Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificados con DNI N° 71994062.

Declaro bajo juramento que:

1. Somos autores de la tesis titulada:

“Influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado, Tacna, 2022”

La misma que presentamos para optar:

El Título Profesional de Ingeniero Civil

2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumimos frente a la Universidad cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, nos hacemos responsables frente a la Universidad y a terceros, de cualquier daño que pudiera Manual del plan e informe de investigación ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro y/o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 04 de Junio 2022



JUAN PABLO PALACO DE LA TORRE

DNI:74498992



CRISTIAN JUISEF RODRIGUEZ BERMEJO

DNI: 71994062

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis queridos padres: Francisco y Claudia como reconocimiento a sus grandes esfuerzos, por motivarme a ser mejor cada día, por creer firmemente en mis capacidades y brindarme su cariño, estoy eternamente agradecido por todas sus enseñanzas y su apoyo invaluable.

A mis hermanos Henry y Francisco por permitirme ser su referencia y ejemplo, estoy completamente seguro que les irá muy bien en sus carreras.

(JUAN PABLO PALACO DE LA TORRE)

Dedico esta tesis a Dios, a mi madre, Maritza por su constante apoyo y cuidados a mi persona, cada consejo, cada regaño, me sirvió mucho para llegar hasta aquí.

A mi padre, Hugo, por todo su esfuerzo, su sacrificio, su apoyo incondicional, por sus consejos, y por siempre moldearme a ser una persona correcta y disciplinada.

A mi hermanita, Shantal por todo el cariño que me brindó y me motivó a ser un ejemplo a seguir para ella.

**(CRISTIAN JUISEF RODRIGUEZ
BERMEJO)**

AGRADECIMIENTO

A Dios por guiarnos en la etapa de Pre Grado, brindándonos protección y salud, y dándonos la oportunidad de convertirnos en profesionales de la Carrera de Ingeniería Civil.

A nuestros familiares, quienes velaron e hicieron un esfuerzo para que nosotros pudiéramos estudiar en la Universidad y convertirnos en profesionales.

A todos nuestros docentes de la escuela profesional de ingeniería civil y todos aquellos que, en algún curso de los 10 ciclos, nos enseñaron, compartiendo su conocimiento, sabiduría y experiencia.

A mis compañeros, amigos que compartimos muchas experiencias, muchas alegrías y muchas tristezas y preocupaciones, que de ahora en adelante seremos colegas.

A el Mtro. Ing. Edgar Hipólito Chaparro Quispe, nuestro asesor, por su constante apoyo y predisposición para la realización de este proyecto de tesis.

(Juan Pablo Palaco de la Torre y Cristian Juisef Rodríguez Bermejo)

ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DEL JURADO.....	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
RESUMEN.....	xxi
ABSTRACT	xxii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 Descripción del Problema	2
1.2 Formulación del Problema	3
1.2.1. Problema General.....	3
1.2.2. Problemas Específicos.....	3
1.3 Justificación e Importancia.....	3
1.4 Objetivos	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivos Específicos.....	4
1.5 Hipótesis	4
1.5.1. Hipótesis General.....	4
1.5.2. Hipótesis Específicas	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes del Estudio	5
2.1.1 Antecedentes Locales.....	5
2.1.2 Antecedentes Nacionales	5
2.1.3 Antecedentes Internacionales	6
2.2 Bases Teóricas	7
2.2.1 Capacidad Portante del Suelo	7
2.2.1.1 Ensayos de Laboratorio.	7

2.2.2 Análisis Estructural	11
2.2.2.1 Predimensionamiento de elementos estructurales.....	11
2.2.2.2 Análisis Sísmico.....	15
2.2.2.3 Diseño de elementos estructurales.....	25
2.3 Definición de términos	48
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	49
3.1 Tipo y Nivel de la investigación.....	49
3.1.1 Tipo de investigación	49
3.1.2 Nivel de la Investigación.....	49
3.2 Población y muestra de estudio	49
3.2.1 Población	49
3.2.2 Muestra de estudio	49
3.3 Operacionalización de variables	50
3.4 Técnicas e instrumentos para recolección de datos.....	51
3.4.1 Técnicas para Recolección de datos	51
3.4.2 Instrumentos para la recolección de datos.....	52
3.4.2.1 Normas y Documentos.....	52
3.4.2.2 Software computacional.....	52
3.5 Procesamiento y análisis de datos.....	54
3.5.1 Descripción del Proyecto	54
3.5.1.1 Ubicaciones del Proyecto.....	55
a. Macro localización	55
b. Micro localización	56
b.1 Primera ubicación – Tacna	56
b.2 Segunda ubicación – Ciudad Nueva	56
b.3 Tercera ubicación – Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.....	57
3.5.1.2 Arquitectura del Proyecto.....	57
3.5.2 Procesamiento de datos	62
3.5.3 Análisis de datos.....	63

CAPÍTULO IV: RESULTADOS	64
4.1 Estudio de Suelos	64
4.1.1 Características Mecánicas del Suelo 1 (Tacna)	64
4.1.1.1 Parámetros Sísmicos	64
4.1.1.2 Propiedades del suelo.....	64
4.1.1.3 Capacidad Portante.	65
4.1.2 Características Mecánicas del Suelo 2 (Ciudad Nueva).....	66
4.1.2.1 Parámetros Sísmicos	66
4.1.2.2 Clasificación de suelos y límites de consistencia.	66
4.1.2.3 Capacidad Portante.	67
4.1.3 Características Mecánicas del Suelo 3 (Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa)	68
4.1.3.1 Parámetros Sísmicos	68
4.1.3.2 Propiedades del suelo.....	68
4.1.3.3 Capacidad Portante.	69
4.2 Resumen de Datos de Estudio de Mecánica de Suelos.....	70
4.3 Predimensionamiento de Elementos Estructurales	70
4.3.1 Predimensionamiento de Columnas	70
4.3.1.1 Columna Medianera.....	70
4.3.1.2 Columna Central.	72
4.3.2 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas.....	73
4.3.2.1 Cálculo de la sección de viga por ejes.	74
4.3.3 Predimensionamiento de Vigas Chatas	76
4.3.4 Predimensionamiento de Losas Aligeradas	76
4.3.5 Predimensionamiento de Losas Macizas	77
4.4 Análisis Sismorresistente de la Estructura	77
4.4.1 Estructura en Suelo S2 (Distrito Tacna y CGAL).....	77
4.4.1.1 Parámetros Sísmicos	77
4.4.1.2 Sistema Estructural en ambas direcciones.....	77
4.4.1.3 Factores de Irregularidad (I_a , I_p).....	78

4.4.1.4 Estimación del Peso Total de la Estructura	81
4.4.1.5 Análisis Estático.....	82
4.4.1.6 Análisis Dinámico modal Espectral.	85
4.4.2 Estructura en Suelo S3 Ciudad Nueva.....	90
4.4.2.1 Parámetros Sísmicos.....	90
4.4.2.2 Sistema Estructural en ambas direcciones.....	91
4.4.2.3 Factores de Irregularidad (Ia, Ip).....	91
4.4.2.4 Estimación del Peso Total de la Estructura.....	94
4.4.2.5 Análisis Estático.....	95
4.4.2.6 Análisis Dinámico modal Espectral.	98
4.5 Diseño Estructural	102
4.5.1 Diseño Estructural para Suelo S2 (Distrito Tacna y CGAL).....	103
4.5.1.1 Diseño de Columna.	103
4.5.1.2 Diseño de placas.	109
4.5.1.3 Diseño de Viga Peraltada.	125
4.5.1.4 Diseño de Viga Chata.	133
4.5.1.5 Diseño de Losa Aligerada.	137
4.5.1.6 Diseño de Losa Maciza.....	148
4.5.1.7 Diseño de Cimentaciones.	161
4.5.2 Diseño Estructural para Suelo S3 Distrito Ciudad Nueva.....	184
4.5.2.1 Diseño de Columna.	184
4.5.2.2 Diseño de placa.	190
4.5.2.3 Diseño de Viga Peraltada.	206
4.5.2.4 Diseño de Viga Chata.	216
4.5.2.5 Diseño de Losa Aligerada y Losa Maciza.....	219
4.5.2.6 Diseño de Cimentaciones	220
4.5.3 Diseño Estructural de Cimentaciones para Suelo Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.....	235
4.5.3.1 Diseño de Cimentaciones.	235

4.6 Análisis Comparativo de Resultados Obtenidos.....	251
4.6.1 Capacidad Portante	251
4.6.2 Fuerza Cortante en la Base	253
4.6.3 Periodo Fundamental.....	253
4.6.4 Distorsiones de Entrepiso	254
4.6.5 Resultados del Diseño de Columnas	256
4.6.6 Resultados del Diseño de Placas.....	257
4.6.7 Resultados del Diseño de Vigas	258
4.6.7.1 Vigas que conectan Columna – Columna.	258
4.6.7.2 Vigas que conectan Columna – Placa.....	259
4.6.8 Resultados del Diseño de Cimentaciones.....	260
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN.....	263
CONCLUSIONES	266
RECOMENDACIONES.....	270
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	271
ANEXO: Matriz De Consistencia.....	26573

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos y sus normas aplicadas ...	7
Tabla 2. Factor α para predimensionamiento de vigas para no verificar deflexiones	12
Tabla 3. Espesor aproximado de Luz libre	14
Tabla 4. Predimensionamiento considerando sobre carga en losa	15
Tabla 5. Factores de zona “Z”	16
Tabla 6. Categoría de las Edificaciones y Factor U.....	17
Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelo.....	18
Tabla 8. Factor de suelos “S”	19
Tabla 9. Sistemas Estructurales	20
Tabla 10. Factor de Irregularidad en Altura.....	22
Tabla 11. Factor de Irregularidad en Planta.....	22
Tabla 12. Límites para la distorsión del entrepiso	24
Tabla 13. Valores para coeficiente α_c	30
Tabla 14. Cuantía de una losa según su refuerzo.....	36
Tabla 15. Coeficiente k por tipo de suelo	41
Tabla 16. Tabla de Winkler de los coeficientes de balasto según su carga admisible del suelo	43
Tabla 17. Distorsión Angular α	45
Tabla 18. Operacionalización de Variables	50
Tabla 19. Características Principales.....	54
Tabla 20. Ubicación de las zonas de estudio	55
Tabla 21. Resumen de resultados de ensayos de Laboratorio del Suelo 1 – Tacna	65
Tabla 22. Resumen de resultados de ensayos de Laboratorio del Suelo 2 – Ciudad Nueva.....	67
Tabla 23. Resumen de resultados de ensayos de Laboratorio del Suelo 3 – Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa	69
Tabla 24. Características Esenciales del Suelo de las zonas de Estudio.....	70
Tabla 25. Predimensionamiento del Peralte de Viga en los ejes con dirección X...74	74
Tabla 26. Predimensionamiento de la base de Viga en los ejes con dirección X ...74	74
Tabla 27. Predimensionamiento del Peralte de Viga en los ejes con dirección Y...75	75
Tabla 28. Predimensionamiento de la base de Viga en los ejes con dirección Y ...75	75
Tabla 29. Identificación del Sistema Estructural en ambas direcciones	78
Tabla 30. Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “X”	78

Tabla 31. Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “Y”	79
Tabla 32. Verificación en Irregularidad Torsional en el eje “X”	80
Tabla 33. Verificación en Irregularidad Torsional en el eje “Y”	80
Tabla 34. Verificación por Esquinas Entrantes en el eje “X” e “Y”	81
Tabla 35. Peso de la Estructura.....	81
Tabla 36. Distribución de la fuerza sísmica por nivel	83
Tabla 37. Desplazamiento del centro de masa en el eje X.....	83
Tabla 38. Desplazamiento del centro de masa en el eje Y.....	84
Tabla 39. Coeficientes de Participación Modal	86
Tabla 40. Distorsiones máximas en la Dirección “X”	89
Tabla 41. Distorsiones máximas en la Dirección “Y”	89
Tabla 42. Verificación de la Fuerza Cortante Mínima en la base y factor de amplificación.....	90
Tabla 43. Fuerza Cortante en la base amplificada en el Eje X e Y.....	90
Tabla 44. Identificación del Sistema Estructural en ambas direcciones	91
Tabla 45. Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “X”	92
Tabla 46. Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “Y”	92
Tabla 47. Verificación en Irregularidad Torsional en el eje “X”	93
Tabla 48. Verificación en Irregularidad Torsional en el eje “Y”	93
Tabla 49. Verificación por Esquinas Entrantes en el eje “X” e “Y”	94
Tabla 50. Peso de la Estructura.....	94
Tabla 51. Distribución de la fuerza sísmica por nivel	95
Tabla 52. Desplazamiento del centro de masa en el eje X.....	96
Tabla 53. Desplazamiento del centro de masa en el eje Y.....	97
Tabla 54. Coeficientes de Participación Modal	98
Tabla 55. Distorsiones máximas en la Dirección “X”	101
Tabla 56. Distorsiones máximas en la Dirección “Y”	101
Tabla 57. Verificación de la Fuerza Cortante Mínima en la base y factor de amplificación.....	102
Tabla 58. Fuerza Cortante en la base amplificada en el Eje X e Y.....	102
Tabla 59. Mayores momentos y fuerzas cortantes en el primer nivel para C-31 ..	104
Tabla 60. Esfuerzos Nominales en dirección X para C-31	105
Tabla 61. Esfuerzos Nominales en dirección Y para C-31	106
Tabla 62. Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y	110
Tabla 63. Esfuerzos Nominales en dirección X para P5Y	113
Tabla 64. Esfuerzos Nominales en dirección Y para P5Y	114
Tabla 65. Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y	118

Tabla 66. Esfuerzos Nominales en dirección X para P2X	121
Tabla 67. Esfuerzos Nominales en dirección Y para P2X	122
Tabla 68. Resumen de dimensiones de zapatas con su respectiva distribución de aceros.....	179
Tabla 69. Mayores momentos y fuerzas cortantes en el primer nivel para C-31 ..	185
Tabla 70. Esfuerzos Nominales en dirección X para C-31	186
Tabla 71. Esfuerzos Nominales en dirección Y para C-31	187
Tabla 72. Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y	192
Tabla 73. Esfuerzos Nominales en dirección X para P5Y	195
Tabla 74. Esfuerzos Nominales en dirección Y para P5Y	196
Tabla 75. Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y	200
Tabla 76. Esfuerzos Nominales en dirección X para P2X	203
Tabla 77. Esfuerzos Nominales en dirección Y para P2X	204
Tabla 78. Resumen de cargas de cimentación por elemento.....	222
Tabla 79. Resumen de datos del predimensionamiento.....	235
Tabla 80. Resumen de dimensiones de zapatas con su respectiva distribución de aceros.....	245

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Proceso de Tamizado de las muestras de suelo.....	8
Figura 2. Carta Unificada de Clasificación de Suelos.....	9
Figura 3. Modos de falla por capacidad portante	10
Figura 4. Tipos de Vigas	12
Figura 5. Detalle de “Ln”	13
Figura 6. Detalle de Losa Aligerada.....	14
Figura 7. Zonas Sísmicas del Territorio Peruano	16
Figura 8. Requerimientos de estribos en columnas	28
Figura 9. Detalle de requerimiento de estribos en vigas.....	34
Figura 10. Sección Transversal de vigueta	35
Figura 11. Detalle de elementos y dimensiones de una Losa Aligerada	35
Figura 12. Detalle de Losa Maciza.....	38
Figura 13. Fuerzas actuantes en la Losa Maciza.....	38
Figura 14. Zapata central, esquinera y perimetral	41
Figura 15. Detalle interno de una zapata aislada	42
Figura 16. Asentamiento diferencial.....	45
Figura 17. Detalle de dimensiones y punzonamiento de una Zapata Aislada.....	46
Figura 18. Inicio software AutoCad 2019	52
Figura 19. Inicio software ETABS 17	53
Figura 20. Inicio software SAFE 16.....	53
Figura 21. Inicio software SAP 2000.....	53
Figura 22. Ubicación Geográfica de las zonas de Estudio	55
Figura 23. Ubicación del terreno en estudio del distrito de Tacna	56
Figura 24. Ubicación del terreno en estudio del distrito de Ciudad Nueva	56
Figura 25. Ubicación del terreno en estudio del distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.....	57
Figura 26. Plano en Planta Primer Nivel – Arquitectura	58
Figura 27. Plano en Planta Piso Típico – Arquitectura	59
Figura 28. Plano en Planta de Azotea – Arquitectura.....	60
Figura 29. Elevación Corte A-A. Arquitectura.....	61
Figura 30. Elevación Corte B-B. Arquitectura.....	61
Figura 31. Elevación de fachada - Arquitectura.....	62
Figura 32. Ubicación de Calicatas para Estudio de Suelos – Tacna	64
Figura 33. Capacidad portante del Suelo 1 - Tacna	65
Figura 34. Excavación de Calicata 02 del Estudio de Suelos.....	66

Figura 35. Capacidad portante del Suelo 2 - Ciudad Nueva	67
Figura 36. Parámetros Sísmicos del Suelo 3 - Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.....	68
Figura 37. Capacidad portante del Suelo 3 - Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa	69
Figura 38. Área tributaria de la columna medianera más desfavorable	71
Figura 39. Detalle de Columna Medianera o Perimetral.....	71
Figura 40. Área tributaria de la columna central más desfavorable	72
Figura 41. Detalle de Columna Central	73
Figura 42. Cargas Vivas Mínimas repartidas según uso u ocupación de Edificaciones	73
Figura 43. Detalle de Viga	75
Figura 44. Detalle de Losa Aligerada Unidireccional.....	76
Figura 45. Desplazamiento del centro de masa en el eje X	84
Figura 46. Desplazamiento del centro de masa en el eje Y	85
Figura 47. Periodos fundamentales de la Estructura.....	87
Figura 48. Espectro de aceleración de la Norma E.030	88
Figura 49. Desplazamiento del centro de masa en el eje X	96
Figura 50. Desplazamiento del centro de masa en el eje X	97
Figura 51. Periodos fundamentales de la Estructura.....	99
Figura 52. Espectro de aceleración de la Norma E.030	100
Figura 53. Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección X.....	105
Figura 54. Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección Y.....	106
Figura 55. Detalle de Columna	107
Figura 56. Detalle de Sección de Columna.....	108
Figura 57. Vista en planta de la placa P5Y	109
Figura 58. Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección X	113
Figura 59. Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección Y	114
Figura 60. Detalle de Placa.....	115
Figura 61. Detalle de Sección de PLACA PL-1	116
Figura 62. Vista en planta de la placa P2X	117
Figura 63. Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección X	121
Figura 64. Detalle de Placa PL-2	122
Figura 65. Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección Y	123
Figura 66. Detalle de Sección de PLACA PL-2.....	124
Figura 67. Vista en planta de la viga B10.....	125
Figura 68. Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B10.....	125

Figura 69. Detalle de Sección de Viga VP-1	129
Figura 70. Vista en planta de la viga B2.....	129
Figura 71. Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B2.....	130
Figura 72. Detalle de Sección de Viga VP-2	133
Figura 73. Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B66.....	133
Figura 74. Detalle de Sección de Viga Vch-1.....	137
Figura 75. Losa para la parte superior los ejes 1-3 y D-E	138
Figura 76. Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y D-E	139
Figura 77. Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y D-E	139
Figura 78. Detalle de colocación de los refuerzos en Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y D-E.....	142
Figura 79. Losa para la parte superior los ejes 1-3 y A-C	143
Figura 80. Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y A-C	144
Figura 81. Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y A-C	144
Figura 82. Detalle de colocación de los refuerzos en Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y A-C.....	147
Figura 83. Losa 1 entre los ejes 1-1' y C-C'	148
Figura 84. Diagrama de Fuerza Cortante V13 (Eje X) y V23 (Eje Y) de la Losa 1 entre los ejes 1-1' y C-C'	149
Figura 85. Diagrama de Momento Flector M11 (Eje X) y M22 (Eje Y) de la Losa 1 entre los ejes 1-1' y C-C'	150
Figura 86. Detalle de colocación de los refuerzos en Losa maciza para la parte superior los ejes 1-2 y C-D	154
Figura 87. Losa 2 entre los ejes 1'-2 y C-D	155
Figura 88. Diagrama de Fuerza Cortante V13 (Eje X) y V23 (Eje Y) de la Losa 2 entre los 1'-2 y C-D.....	156
Figura 89. Diagrama de Momento Flector M11 (Eje X) y M22 (Eje Y) de la Losa 1 entre los 1'-2 y C-D.....	157
Figura 90. Detalle de colocación de los refuerzos en Losa Aligerada para la parte superior entre los Ejes 1'-2 y C-D	161
Figura 91. Vista en planta de la cimentación modelada	168
Figura 92. Distribución de Presiones bajo carga de servicio (CM+CV)	169

Figura 93. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sx)	170
Figura 94. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV-0,8Sx)	171
Figura 95. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sy)	171
Figura 96. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV-0,8Sy)	172
Figura 97. Distribución de Asentamientos bajo carga de servicio (CM+CV).....	173
Figura 98. Ratios de punzonamiento en vista en planta de la cimentación del edificio	174
Figura 99. Diagrama de Momentos de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y ..	177
Figura 100. Cantidad de acero requerido de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y	178
Figura 101. Ventana de Diseño de Zapatas.....	178
Figura 102. Verificación de requerimiento por Corte	180
Figura 103. Diagrama de Momentos Flectores de la Viga de Cimentación	180
Figura 104. Diagrama de Fuerzas Cortante de la Viga de Cimentación.....	181
Figura 105. Detalle de Sección de Viga Vc-1	184
Figura 106. Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección X.....	187
Figura 107. Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección Y	188
Figura 108. Detalle de Columna	188
Figura 109. Detalle de Sección de Columna	190
Figura 110. Vista en planta de la placa P5Y	191
Figura 111. Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección X	195
Figura 112. Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección Y	196
Figura 113. Detalle de Placa.....	197
Figura 114. Detalle de Sección de PLACA PL-1	198
Figura 115. Vista en planta de la placa P2X	199
Figura 116. Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección X	203
Figura 117. Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección Y	204
Figura 118. Detalle de Placa PL-2	205
Figura 119. Detalle de Sección de PLACA PL-2	206
Figura 120. Vista en planta de la viga B10.....	207
Figura 121. Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B10.....	207
Figura 122. Detalle de Sección de Viga VP-1	211
Figura 123. Vista en planta de la viga B2.....	211

Figura 124. Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B2.....	212
Figura 125. Detalle de Sección de Viga VP-2	215
Figura 126. Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B66.....	216
Figura 127. Detalle de Sección de Viga Vch-1.....	219
Figura 128. Vista en planta de la cimentación modelada	221
Figura 129. Distribución de Presiones bajo carga de servicio (CM+CV)	222
Figura 130. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sx)	223
Figura 131. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV- 0,8Sx).....	224
Figura 132. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sy)	224
Figura 133. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV- 0,8Sy).....	225
Figura 134. Distribución de Asentamientos bajo carga de servicio (CM+CV).....	225
Figura 135. Ratios de punzonamiento en vista en planta de la cimentación del edificio	226
Figura 136. Diagrama de Momentos de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y.	227
Figura 137. Cantidad de acero requerido de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y	228
Figura 138. Distribución de acero en losas de cimentación para el edificio.....	229
Figura 139. Diagrama de Fuerzas Cortantes de las Losas de Cimentación.....	230
Figura 140. Diagrama de Momentos Flectores de la Viga de Cimentación	231
Figura 141. Diagrama de Fuerzas Cortante de la Viga de Cimentación.....	232
Figura 142. Detalle de Sección de Viga Vc-1.....	234
Figura 143. Vista en planta de la cimentación modelada	236
Figura 144. Distribución de Presiones bajo carga de servicio (CM+CV)	237
Figura 145. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sx)	238
Figura 146. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV- 0,8Sx).....	238
Figura 147. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sy)	239
Figura 148. Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV- 0,8Sy).....	239
Figura 149. Distribución de Asentamientos bajo carga de servicio (CM+CV).....	240

Figura 150. Ratios de punzonamiento en vista en planta de la cimentación del edificio	242
Figura 151. Diagrama de Momentos de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y.	244
Figura 152. Cantidad de acero requerido de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y	245
Figura 153. Verificación de requerimiento por Corte	246
Figura 154. Diagrama de Momentos Flectores de la Viga de Cimentación	247
Figura 155. Diagrama de Fuerzas Cortante de la Viga de Cimentación.....	248
Figura 156. Detalle de Sección de Viga Vc-1.....	251
Figura 157. Histograma de la Capacidad Portante y profundidad de desplante por cada Zona de Estudio.....	252
Figura 158. Tendencia de la capacidad portante de cada Zona de Estudio	252
Figura 159. Comparativa de fuerza cortante en la Base para cada zona	253
Figura 160. Comparativa de los Periodos Fundamentales de cada estructura.....	253
Figura 161. Comparativa de Derivas en Eje X para zona Tacna y Ciudad Nueva (Placa 210Kg/cm ²).....	254
Figura 162. Comparativa de Derivas en Eje X para cada zona	255
Figura 163. Comparativa de Derivas en Eje Y para cada zona	255
Figura 164. Fuerzas internas actuantes en la Columna más Crítica del Edificio ..	256
Figura 165. Comparativa de Requerimiento de Acero del Diseño de Columnas ..	256
Figura 166. Fuerzas internas actuantes en la Placa más Crítica del Edificio.....	257
Figura 167. Comparativa de Diseño de Elementos de borde de la Placa.....	257
Figura 168. Comparativa de Diseño del Alma de la Placa	258
Figura 169. Fuerzas Últimas actuantes en la Viga C-C más Crítica del Edificio ...	258
Figura 170. Comparativa de Requerimiento de Acero de Vigas tipo C-C.....	259
Figura 171. Fuerzas Últimas Actuantes en la Viga C-P más Crítica del Edificio ...	259
Figura 172. Comparativa de Requerimiento de Acero de Vigas tipo C-P	260
Figura 173. Comparativas de Área de cimentaciones del Terreno	260
Figura 174. Comparativa de las áreas de los Tipos de Zapata en Zonas de Tacna y CGAL.....	261
Figura 175. Comparativa de las verificaciones de esfuerzos sobre el Terreno de Fundación.....	261
Figura 176. Momentos Máximos en Ejes por Zona de Cimentación.....	262
Figura 177. Acero Total Requerido por Ejes en cada zona de cimentación	262

RESUMEN

El presente proyecto titula “Influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado, Tacna, 2022”, el cual tuvo por objetivo general, evaluar la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado en la ciudad de Tacna, para ello se efectuó el análisis sísmico y diseño estructural de los elementos de concreto armado, se empleó la misma Arquitectura para las tres zonas escogidas, que fueron el distrito de Tacna, Ciudad Nueva y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa. Se obtuvieron datos como capacidad portante y parámetros sísmicos, de los estudios de suelos de dichas zonas, estudios ya aprobados para otros proyectos de construcción. El terreno proyectado tiene un área de 103,04m², con 8m de fachada y 12,88m de fondo, cuenta con 5 niveles. Las secciones de los elementos estructurales para las 3 zonas son: para columnas de 30x35cm, para vigas de 25x35cm, placas de espesor de 25cm y longitud de 120 y 150cm, losas aligeradas y macizas de espesor de 20cm. Se realizó el análisis sísmico bajo los parámetros y exigencias establecidas en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Se realizó el diseño de los elementos estructurales de manera que cumplieron con los parámetros y verificaciones establecidos en la Norma E.060 Concreto Armado y E.050 Suelos y Cimentaciones. Para las zonas de Tacna y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, se empleó zapatas aisladas, combinadas y conectadas, con una altura de 50cm, y una profundidad de desplante de 1,50m, recomendada por sus estudios de suelos. Para la zona de Ciudad Nueva, debido a su baja capacidad portante y gran carga a soportar, se empleó un sistema de losas de cimentación de 1m de altura en los bordes y 70cm de altura en el centro. Todas las cimentaciones fueron conectadas con vigas de cimentación para distribuir mejor las cargas de los elementos excéntricos. Se identificó las diferencias entre al análisis sísmico y el diseño estructural de la edificación para las zonas de estudio, concluyendo que la zona de Ciudad Nueva es la que más demanda acero y concreto en los diseños. Se evaluó la influencia de la capacidad portante del suelo, para el análisis sísmico y diseño de elementos estructurales que reciben cargas laterales (sismo), tiene una influencia indirecta, para el diseño losas aligeradas o macizas, tiene una influencia nula y finalmente para el diseño de cimentaciones, tiene una influencia directa.

Palabras Clave: Acero, Análisis Sísmico, Balasto, Capacidad Portante, Cimentación, Concreto Armado, Diseño Estructural, Distorsión Máxima.

ABSTRACT

This project is entitled "Influence of the bearing capacity of the soil in the analysis and design of a reinforced concrete building, Tacna, 2022", the general objective of which was to evaluate the influence of the bearing capacity of the soil in the analysis and design of a reinforced concrete building in the city of Tacna, For this purpose, seismic analysis and structural design of reinforced concrete elements were carried out, using the same architecture for the three areas chosen, which were the district of Tacna, Ciudad Nueva and Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa. Data such as bearing capacity and seismic parameters were obtained from soil studies of these areas, studies already approved for other construction projects. The projected site has an area of 103.04m², with a frontage of 8m and a depth of 12.88m, with 5 levels. The sections of the structural elements for the 3 zones are: for columns of 30x35cm, for beams of 25x35cm, slabs with a thickness of 25cm and lengths of 120 and 150cm, lightened and solid slabs with a thickness of 20cm. The seismic analysis was carried out under the parameters and requirements established in the E.030 Seismic Resistant Design Standard. The design of the structural elements was carried out in such a way that they complied with the parameters and verifications established in the E.060 Reinforced Concrete and E.050 Soils and Foundations Standard. For the Tacna and Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa areas, isolated, combined and connected footings were used, with a height of 50cm, and a depth of 1.50m, recommended by their soil studies. For the Ciudad Nueva area, due to its low bearing capacity and high load bearing capacity, a system of slab foundations of 1m high at the edges and 70cm high in the centre was used. All foundations were connected with foundation beams to better distribute the loads of the eccentric elements. The differences between the seismic analysis and the structural design of the building for the study zones were identified, concluding that the Ciudad Nueva zone is the most demanding in terms of steel and concrete design. The influence of the bearing capacity of the soil was evaluated, for the seismic analysis and design of structural elements that receive lateral loads (earthquake), it has an indirect influence, for the design of lightened or solid slabs, it has a null influence and finally for the design of foundations, it has a direct influence.

Keywords: Steel, Seismic Analysis, Ballast, Bearing Capacity, Foundation, Reinforced Concrete, Structural Design, Maximum Distortion.

INTRODUCCIÓN

La provincia de Tacna se encuentra en constante crecimiento poblacional, lo que conlleva al aumento de construcciones de viviendas multifamiliares. Estas nuevas construcciones deben ser proyectadas y ejecutadas por profesionales en el rubro. Es de vital importancia considerar la ubicación del proyecto de construcción para el diseño del proyecto; Tacna se encuentra en una zona altamente sísmica, por lo que es necesario realizar el análisis sísmico a todos proyectos de construcción, bajo los parámetros de la normativa vigente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

La presente investigación tiene por objeto evaluar la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado en la ciudad de Tacna, mediante la identificación de variaciones que existen en el análisis y diseño estructural considerando tres zonas de estudio con diferente capacidad portante cada una, el primero se ubica en el distrito de Tacna, el segundo en el distrito de Ciudad Nueva y el tercero en el distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

Para concretar dicho objetivo se obtuvieron estudios de suelos ya aprobados para otros proyectos de construcción por cada zona, de los cuales se extrajeron los datos como parámetros sísmicos, profundidad de cimentación recomendable, resultado ensayos de laboratorio y capacidad portante, para luego realizar el análisis y diseño estructural de la vivienda multifamiliar.

La presente investigación alberga cinco capítulos, el primero, capítulo I, se expone el planteamiento del problema, su descripción, las interrogantes, su justificación, objetivos e hipótesis planteadas. En el capítulo II de Marco Teórico, se exponen los antecedentes de la investigación, bases teóricas acerca de Propiedades y Estudios de suelos, predimensionamiento de elementos estructurales, análisis sísmico según la Norma Técnica Peruana E.030, diseño de elementos estructurales. Para el Capítulo III, se presenta el desarrollo de la metodología a implementar para el desarrollo de esta tesis, que incluye, tipo y nivel de la investigación, población y/o muestra de estudio, operacionalización de variables, técnicas e instrumentos y procesamiento y análisis de datos. En el capítulo IV, se presentan en tablas y figuras los resultados obtenidos luego de desarrollar, el análisis y diseño de una edificación para zonas escogidas. Finalmente, el capítulo V, se presentan las discusiones respecto a la comparación de nuestros resultados obtenidos con respecto a nuestras hipótesis y otras investigaciones. Para finalmente presentar las conclusiones, recomendaciones y anexos.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del Problema

El Perú pertenece geográficamente al Cinturón de Fuego del Pacífico, zona que clasifica como una zona altamente sísmica y volcánica a nivel mundial, considerado un riesgo permanente o una amenaza incesante para las edificaciones existentes y futuras.

Con referencia a nuestra Región de Tacna, se tiene un silencio sísmico, por lo que las nuevas infraestructuras deberían tener un buen comportamiento frente a un sismo de mayor intensidad que los sismos pasados. Sin embargo, existen edificaciones informales y en proceso de construcción que no cuentan con la supervisión de profesionales en el rubro de la construcción, que en su mayoría tienden a no tener un adecuado comportamiento estructural frente a un evento sísmico y que pueden generar pérdidas de vidas humanas.

Las familias peruanas siguen optando por la autoconstrucción, esto se ve reflejado en que cada año se construyen 50 mil viviendas informales con la modalidad de la autoconstrucción, y 21 mil viviendas de manera formal, por lo que existe el riesgo que cuando suceda un terremoto, estas viviendas colapsen. (Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios (ADI), 2019). En el Perú el 80% de viviendas han sido construidas informalmente y de ese porcentaje, la por lo menos la mitad son altamente vulnerables a un terremoto de alta intensidad. En las zonas periféricas de las ciudades esta cifra alcanza un 90%. (Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO), 2018).

La población a menudo no considera el impacto que tiene la capacidad portante de la zona donde va a construir, porque que se enfoca más en economizar durante el proceso constructivo de su vivienda, sin embargo, a largo plazo, puede generar fallas en la estructura durante un posible evento sísmico reduciendo la vida útil de la vivienda, por tal motivo, el presente proyecto plantea identificar la influencia que tiene la capacidad portante del suelo en tres distritos más urbanizados de la Provincia de Tacna (Tacna, Ciudad Nueva y Gregorio Albarracín Lanchipa). Por lo general, gran parte de las edificaciones de estos distritos son de 2 a 5 niveles, con proyecciones a más niveles.

1.2 Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

¿Cuál es la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado en la ciudad de Tacna?

1.2.2. Problemas Específicos

- a. ¿Cuáles son las características del Análisis Sísmico de las edificaciones de concreto armado considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna?
- b. ¿Cuál es el diseño estructural de concreto armado más eficiente según las distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna?
- c. ¿Cuáles son las diferencias entre las edificaciones en las principales zonas urbanas de Tacna respecto a su análisis sísmico y diseño estructural?

1.3 Justificación e Importancia

El presente proyecto se justifica por demostrar la influencia de la capacidad portante del suelo en la correcta realización del análisis y diseño estructural para las nuevas viviendas de los distritos más urbanizados de la ciudad de Tacna, ya que aún se sigue observando edificaciones recientemente autoconstruidas.

La zona urbana de la ciudad de Tacna tiene diferentes tipos de suelos por cada distrito, por lo que la capacidad portante del suelo, es variable. En el presente proyecto, se seleccionó 03 zonas urbanas para ser consideradas en el estudio, se efectuó el análisis y diseño de una edificación de concreto armado y en base a los datos obtenidos, se identifica que influencia tiene la capacidad portante en el análisis y diseño estructural, se ha considerado las actualizaciones aprobadas más recientes de las Normas Técnicas Peruanas del Reglamento Nacional de Edificaciones, ya que al no considerarlas, se generarían diseños deficientes e incompletos.

Según la Norma E030, en la clasificación de zonas sísmicas, Tacna pertenece a la Zona 04, este dato debe ser esencial por los profesionales al momento de diseñar nuevas estructuras que soporten o resistan los futuros eventos sísmicos, evitando así daños materiales y pérdida de vidas humanas.

1.4 Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Evaluar la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado en la ciudad de Tacna.

1.4.2. Objetivos Específicos

- a. Efectuar el Análisis Sísmico de las edificaciones de concreto armado considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna.
- b. Efectuar el diseño estructural de concreto armado de un edificio considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna.
- c. Identificar las diferencias entre las edificaciones en las principales zonas urbanas de Tacna respecto a su análisis sísmico y diseño estructural.

1.5 Hipótesis

1.5.1. Hipótesis General

La capacidad portante del suelo influirá directamente en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado de la ciudad de Tacna.

1.5.2. Hipótesis Específicas

- a. El análisis sísmico efectuado al edificio de concreto armado para distintas capacidades portantes, permite determinar la zona urbana donde tiene mejor comportamiento sísmico.
- b. El diseño estructural de concreto armado efectuado al edificio para distintas capacidades portantes, permite determinar la zona urbana donde existen mayores dimensiones en los elementos estructurales.
- c. Las diferencias encontradas de los resultados obtenidos del análisis sísmico y diseño estructural del edificio de concreto amado permiten identificar los aspectos influidos por la capacidad portante del suelo.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del Estudio

2.1.1 Antecedentes Locales

Condori (2020) planteó en su trabajo de tesis titulado “Análisis y diseño estructural de una edificación de 5 pisos de concreto armado mediante la aplicación de la metodología BIM en el distrito de Tacna”, donde realizó el diseño estructural sismorresistente de un edificio destinado a oficinas en la ciudad de Tacna, bajo la aplicación de la metodología BIM concluyendo que se logró implementar esta metodología permite tener mayor control en la etapa de diseño de proyecto y detectar posibles interferencias gracias al intercambio de información entre especialidades. Gracias a esta metodología implementada se facilitó la obtención detallada y precisa en la cuantificación de materiales, reduciendo el tiempo de elaboración de la documentación.

Barriga y Guerra (2019) desarrollaron el trabajo de tesis titulado “Diseño estructural de una edificación de 7 pisos en la ciudad de Tacna”, donde aborda el diseño estructural de un edificio que servirá de hotel, gimnasio y spa. Conformado por dos sótanos, 7 pisos y azotea de concreto armado, el autor logró demostrar que el análisis y diseño se realiza en función al tipo de terreno y que, al momento de la proyección, se cumpla con el reglamento nacional de edificaciones que presenta el estándar mínimo.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Rojas (2018) desarrolló el proyecto “Influencia del tipo de suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis - 2018”, que tuvo como objetivo dar a conocer las variaciones que existen en el diseño estructural teniendo en cuenta dos zonas de estudio con diferentes tipos de suelos. El autor indica que para cumplir el objetivo fue de vital importancia realizar un buen Estudio de Suelos siguiendo los parámetros que establece la Norma Técnica Peruana E-050 (Suelos y Cimentaciones), luego procedió a realizar el diseño estructural de acuerdo a lo establecido en las NTP E-020 (Cargas), E-060 (Concreto Armado) y E-030 (Diseño Sismo Resistente). El autor concluye que, al tener distintas capacidades portantes del suelo, los metrados de acero y concreto varían, por lo que el suelo con menor resistencia requiere de mayores metrados de acero y concreto.

Olivera (2021) en su tesis “Influencia de la interacción suelo -estructura en el análisis y diseño estructural de edificios de concreto armado, urb. álamos, Wánchaq, Cusco - 2021” indica que la interacción suelo-estructura influye significativamente en el análisis y diseño estructural de edificios de concreto armado situado en suelo intermedio (Arcillas) en la Urb. Álamos, debido al efecto que genera la liberación del empotramiento de la base, la adición del modelado de la cimentación y la aplicación de los factores de rigidez del suelo.

2.1.3 Antecedentes Internacionales

Villafañe (2018) en su tesis “Influencia del tipo de perfil de suelo en los costos para una estructura aporticada en la ciudad de Cartagena de acuerdo a la NSR 10”, tuvo como objetivo, analizar la variación en costos de cantidad de material entre dos perfiles de suelo, identificando los parámetros requeridos para el análisis de una estructura, definir sus materiales, secciones, cargas y fuerzas sísmicas, así como el análisis estructural que se realizó para dos tipos de suelo definidos en la NSR-10 como C y D. Elaborando el diseño de cada elemento estructural y así conocer en cuánto incide la variación de un tipo de suelo en el diseño de elementos estructurales para edificios de 3, 5, 7 y 10 pisos.

Ordoñez (2015) en su tesis “Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos de Estructuras de Hormigón Armado Aporticadas y Estructuras con Muros de Corte”, para la obtención del grado de magister en estructuras de la Escuela Politécnica Nacional de Quito-Ecuador. El objetivo de esta tesis es aplicar un método alternativo de diseño sísmico, que fue basado en desplazamientos, el cual se enfatiza en los parámetros de demanda de desplazamiento, fuerza y aceleración para controlar el mecanismo de deformación.

Vasco (2003) en su libro “Guía para análisis y diseño estructural de edificios de hormigón armado” constituye todos los conceptos de Ingeniería Estructural y de manera lógica y ordenada, brindando recomendaciones para el análisis estructural de edificaciones. Para el desarrollo de su libro, el autor planteó definir la estructura de un edificio de concreto armado de 5 niveles, mediante el cálculo, análisis y diseño estructural sismorresistente. Utilizando los Criterios establecidos en el Código Ecuatoriano de la Construcción, lo establecido en el Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-99 para el diseño y usando los Programas SAP 2000 y ETABS su Análisis. La estructura debe diseñarse con el objeto de tener resistencia y rigidez adecuada para resistir todas las cargas aplicables tales como cargas vivas, cargas muertas, efectos sísmicos y de viento.

2.2 Bases Teóricas

Para el desarrollo del proyecto de tesis, el análisis y diseño se regirá bajo las siguientes Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Metrado de Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones

2.2.1 Capacidad Portante del Suelo

La capacidad portante del suelo es un dato que se encuentra en el estudio de suelos del terreno, que se realiza previo al análisis y diseño de una edificación de concreto armado.

El Instituto de la Construcción y Gerencia, (2018), la norma E-050. SUELOS Y CIMENTACIONES, indica que los objetivos del Estudio de suelos son:

- Establecer el Perfil geotécnico del suelo del terreno del proyecto.
- Determinar las propiedades físicas y características del comportamiento de mecánica del suelo, hasta la profundidad donde las cargas externas sean de consideración.

2.2.1.1 Ensayos de Laboratorio.

Los ensayos de laboratorio se realizan dentro del estudio de mecánica de suelos de la zona a construir, los cuales se detallan en la Tabla 1, que se muestra a continuación:

Tabla 1

Ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos y sus normas aplicadas

Prueba	Norma Aplicable	
	Norma NTP	Norma ASTM
Contenido de Humedad	NTP 339,127	ASTM D 2216
Análisis Granulométrico	NTP 339,128	ASTM D 422
Límite Líquido y Límite Plástico	NTP 339,129	ASTM D 4318
Clasificación SUCS	NTP 339,134	ASTM D 2487
Peso Específico	NTP 339,131	ASTM D 854

Nota. La tabla muestra la normativa correspondiente para cada ensayo de mecánica de suelos.

- a. **Ensayo de contenido de humedad natural.** Este ensayo permite conocer si en la zona de muestreo es un suelo saturado o parcialmente saturado, indica la cantidad de agua que contienen los diferentes estratos que posee el suelo estudiado. Para la ejecución de este ensayo, se requiere que la muestra sea inalterada y sellada, para evitar la pérdida de humedad. Para el cálculo del contenido de humedad, se prosigue de acuerdo a la Norma Técnica Peruana (NTP 339-127).
- b. **Ensayo de Análisis Granulométrico.** Es un método que determina las proporciones relativas de los diferentes tamaños de granos presentes, tomando muestras representativas de los estratos de una calicata. Para este análisis, existen diferentes métodos para trabajar entre los cuales se encuentran el método por vía húmeda y el método por vía seca, el primero de mayor precisión y el segundo con menor demanda de tiempo. Los datos obtenidos en el laboratorio son procesados mediante los cálculos de gabinete para obtener el porcentaje de finos y gravas que no se retienen en cada malla, este procedimiento se desarrolla de acuerdo a la Norma Técnica Peruana (NTP 339-128). En la Figura 1 se muestra el tamizado de la muestra de suelo para el Análisis Granulométrico.

Figura 1

Proceso de Tamizado de las muestras de suelo



Nota. La figura muestra parte del proceso de tamizado de la muestra del suelo.

- c. **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).** Este sistema identifica tres grandes divisiones de suelo: suelos de grano grueso, suelo de grano fino y suelos altamente orgánicos, que son subdivididas en un total de 15 grupos básicos

de suelo. Basados en los resultados de observaciones visuales y en ensayos de laboratorio, un suelo es catalogado de acuerdo con los grupos básicos de suelos, asignándoles un símbolo (S) y nombre del grupo, quedando así clasificado. Los diagramas de flujo, para suelos de grano fino y para los suelos de grano grueso, pueden ser utilizados para asignar el símbolo (S) y nombre del grupo apropiado. Norma Técnica Peruana (NTP 339-134). A continuación, se detalla la clasificación como se muestra en la Figura 2.

Figura 2

Carta Unificada de Clasificación de Suelos

Tabla 1.8 Carta Unificada de Clasificación de Suelos (según ASTM, 2000)

Criterios para la asignación de símbolos de grupo y nombres de grupo con el uso de pruebas de laboratorio ^a			Clasificación de suelos		
			Símbolo de grupo	Nombre de grupo ^b	
Suelos de partículas gruesas Más del 50% retenido en la malla no. 200	Gravas Más del 50% de la fracción gruesa retenida en la malla no. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	GW	Grava bien graduada ^l
		Menos del 5% de finos ^c	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^e$	GP	Grava mal graduada ^l
	Arenas El 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla no. 4	Gravas con finos	Los finos se clasifican como ML o MH	GM	Grava limosa ^{l,4,b}
		Más del 12% de finos ^c	Los finos se clasifican como CL o CH	GC	Grava arcillosa ^{l,6,b}
Suelos de partículas finas El 50% o más pasa la malla no. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	SW	Arena bien graduada ^l
		Menos del 5% de finos ^d	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^e$	SP	Arena mal graduada ^l
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Arena con finos	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	Arena limosa ^{l,4,b}
		Más del 12% de finos ^d	Los finos se clasifican como CL o CH	SC	Arena arcillosa ^{l,6,b}
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	inorgánicos	$PI > 7$ y se grafica en o arriba de la línea ^l "A"	CL	Arcilla de baja plasticidad (figera) ^{k,l,m}
			$PI < 4$ o se grafica debajo de la línea ^l "A"	ML	Limo ^{k,l,m}
Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	orgánicos	Límite líquido – secado en horno < 0.75	OL	Arcilla orgánica ^{k,l,m,n} Limo orgánico ^{k,l,m,o}	
		Límite líquido – no secado < 0.75	OH	Arcilla de alta ^{k,l,m} Limo orgánico ^{k,l,m}	
Suelos altamente orgánicos		Principalmente materia orgánica, de color oscuro y con olor orgánico	PT	Turba	

^aBasado en el material que pasa por la malla de 75 mm (3 pulg).
^bSi la muestra de campo contiene guijarros o pedruzcos, o ambos, añada al nombre de grupo "con guijarros o pedruzcos, o ambos".
^cLas gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos duales: GW-GM grava bien graduada con limo; GW-GC grava bien graduada con arcilla; GP-GM grava mal graduada con limo; GP-GC grava mal graduada con arcilla.
^dLas arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos duales: SW-SM arena bien graduada con limo; SW-SC arena bien graduada con arcilla; SP-SM arena mal graduada con limo; SP-SC arena mal graduada con arcilla.
^e $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$
^fSi el suelo contiene $\geq 15\%$ de arena, añada "con arena" al nombre de grupo.
^gSi los finos se clasifican como CL-ML, use el símbolo dual GC-GM o SC-SM.
^hSi los finos son orgánicos, añada "con finos orgánicos" al nombre de grupo.
ⁱSi el suelo contiene $\geq 15\%$ de grava, añada "con grava" al nombre de grupo.
^jSi los límites de Atterberg se sitúan en el área sombreada, el suelo es una arcilla limosa CL-ML.
^kSi el suelo contiene 15 a 29% mayor de la malla no. 200, añada "con arena" o "con grava", el que sea predominante.
^lSi el suelo contiene $\geq 30\%$ mayor de la malla no. 200, predominantemente grava, añada "arcoso" al nombre de grupo.
^mSi el suelo contiene $\geq 30\%$ mayor de la malla no. 200, predominantemente grava, añada "gravoso" al nombre de grupo.
ⁿ $PI \geq 4$ y se grafica en o arriba de la línea "A".
^o $PI < 4$ o se grafica debajo de la línea "A".
^pPI se grafica en o arriba de la línea "A".
^qPI se grafica debajo de la línea "A".

Nota. La tabla muestra los criterios para la clasificación de los suelos extraído de ASTM, (2000).

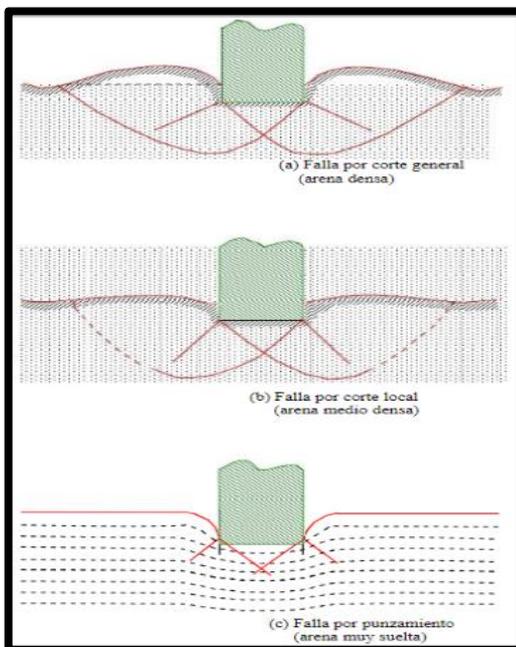
- d. Límites de ATTERBERG.** Mide la plasticidad de las arcillas. Atterberg demostró que la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas sino circunstancial, que dependía de su contenido de agua. Para las arcillas y suelos finos, se les puede dar una consistencia semilíquida mezclándolos con agua. Cuando este contenido de humedad se reduzca por evaporación, volviendo a mezclar la muestra se obtendrá un material plástico; si el contenido de humedad se reduce aún más, el material se hace semisólido y se rompe o desmorona cuando se deforma. El Límite líquido (ASTM D-348), es el contenido de humedad

para que el suelo se comporte como material plástico. El Límite plástico, es el contenido de agua del material en el límite inferior de su estado plástico.

- e. **Peso Específico.** Se determina la relación entre el peso de la sustancia y su volumen (peso específico).
- f. **Densidad In Situ.** Este ensayo se desarrolla mediante el Cono de Arena, permite obtener la densidad del terreno, y así verificar los resultados obtenidos en trabajos de compactación de suelos, para compararlos con las especificaciones técnicas en cuanto a la humedad, la densidad y el grado de compactación del suelo, obteniendo la calidad del suelo estudiado.
- g. **Capacidad Portante del Suelo.** Se define a la capacidad que tiene el suelo para soportar las cargas que provienen de la estructura, para el cálculo de la capacidad portante se basa en las propiedades resistentes y de compresibilidad de los suelos, determinados con base a la información de los ensayos realizados y en la interpretación realizada, el método usado será "Método de Terzaghi". A continuación, se muestran los tipos de falla por capacidad portante en la Figura 3.

Figura 3

Modos de falla por capacidad portante



Nota. La figura muestra las fallas por capacidad portante, para arena densa, arena medio densa, arena muy suelta extraído de Alva Hurtado, (2010).

2.2.2 Análisis Estructural

2.2.2.1 Predimensionamiento de elementos estructurales.

a. Predimensionamiento de Columnas

Las columnas se deben ser diseñadas para resistir las fuerzas axiales y momento máximo que provienen de las cargas amplificadas de todos los pisos, considerando la carga viva actuando en solo uno de los tramos adyacentes del piso o techo bajo consideración. Debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial. Se seguirá el criterio de dimensionamiento por carga vertical. Para este tipo de edificio se recomiendan los siguientes criterios de predimensionamiento recomendado por American Concrete Institute. (ACI, 2019).

Para Columnas Centrales:

$$\text{Área} = \frac{P(\text{servicio})}{0,45 \times f'c} \quad (1)$$

Para Columnas excéntricas o esquineras:

$$\text{Área} = \frac{P(\text{servicio})}{0,35 \times f'c} \quad (2)$$

Donde:

$$P_{\text{servicio}}: P \times A \times N \quad (3)$$

Edificios de categoría A (Ver E.030) P: 1500 Kg/m

Edificios de categoría B (Ver E.030) P: 1250 Kg/m

Edificios de categoría C (Ver E.030) P: 1000 Kg/m

A: Área tributaria.

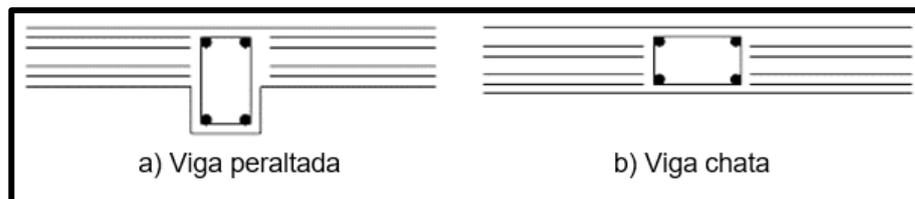
N: Número de pisos.

b. Predimensionamiento de Vigas

La viga es un elemento estructural horizontal de una edificación, que trabaja a flexión; la longitud predomina frente a las otras dimensiones. A lo largo de la historia, las vigas han estado conformadas por diversos tipos de material: madera, acero y concreto armado. Existen dos tipos de vigas, las peraltadas y vigas chatas, como se observa en la Figura 4.

Figura 4

Tipos de Vigas



Nota. La figura muestra el detalle de una viga peraltada, el cual su altura supera el de la losa, mientras que la viga chata tiene el mismo peralte que la losa.

Según Blanco (1994) para el predimensionamiento de vigas peraltadas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo o doceavo de la mayor luz libre entre apoyos.

$$h = Ln/12 \text{ ó } Ln/10 \quad (4)$$

El Reglamento Nacional de Edificaciones en la NTE-060 en su acápite 10.4.1.3, indica que la condición para no verificar deflexiones en una viga es que el peralte debe ser mayor o igual que el dieciseisavo de la luz libre.

$$h_{min} = Ln/16 \quad (5)$$

O se puede emplear la Tabla 2 para el predimensionamiento del peralte de la viga en función al factor α que depende de la sobrecarga de la edificación, dicho dato aplicado a la ecuación (6)

$$h = \frac{Ln}{\alpha} \quad (6)$$

Tabla 2

Factor α para predimensionamiento de vigas para no verificar deflexiones

Wsc	α
S/C \leq 200 Kgf/m ²	12
200 < S/C \leq 350 Kgf/m ²	11
350 < S/C \leq 600 Kgf/m ²	10
600 < S/C \leq 750 Kgf/m ²	9

Nota. La tabla muestra el factor α para una S/C de 200Kgf/m², el cual corresponde a 12.

Para el predimensionamiento de la base o ancho de la viga, se considera una longitud mayor que 0,3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25cm. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0,5 del peralte, debido a que el ancho es

menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga. Otra forma de dimensionar, es a través del ancho tributario de la viga a evaluar y dividirla entre veinte, está debe ser mayor de 25 cm.

$$b \leq h/2 \quad (7)$$

$$b = At/20 \quad (8)$$

$$b \geq 25\text{cm} \quad (9)$$

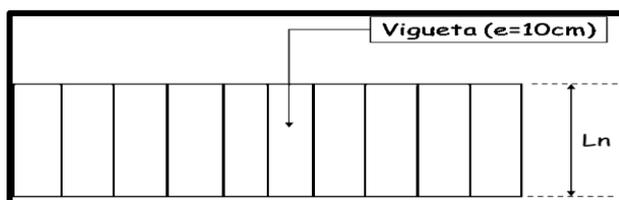
c. Predimensionamiento de Losas Aligeradas

Una losa es un elemento estructural usado para conceder un área plana a una edificación. Es un elemento plano principalmente horizontal, cuyas zonas de entresijos superiores son paralelas o casi paralelas entre sí. Las losas tienen la posibilidad de tener diferentes condiciones de apoyo, y la conducta referente a los esfuerzos y deformaciones dependerá de cómo estén configuradas las mismas. (Yamín, Nilson, & Darwin, 1999)

Las losas de entresijo son elementos que se encargan de distribuir tanto la carga viva como carga muerta hacia los elementos estructurales horizontales o verticales. En el Perú, las losas aligeradas por lo general tienen viguetas de 0,10m. de ancho, separadas una distancia libre de 0,30m, debido a que los ladrillos comerciales tienen esta medida de ancho. El espesor de los aligerados es la suma de la altura de los ladrillos y de una losa superior de 5 cm. Es por ello que los espesores de los aligerados varían entre 0,17m, 0,20m, 0,25m. y 0,30m teniendo en cuenta que los espesores de los ladrillos comerciales fabricados en el Perú son de 0,12m, 0,15 m, 0,20 m. y 0,25 m de altura, respectivamente. Para establecer el espesor (h) de las losas aligeradas, armadas en un sentido, la norma indica que en losas aligeradas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/cm² y luces menores a 7,5 m podemos prescindir de realizar la verificación de deflexiones. En la Figura 5 se muestra en detalle general de la luz libre de una vigueta.

Figura 5

Detalle de "Ln"



Nota. La figura muestra el detalle luz libre de una vigueta.

c.1 Primer criterio de predimensionamiento

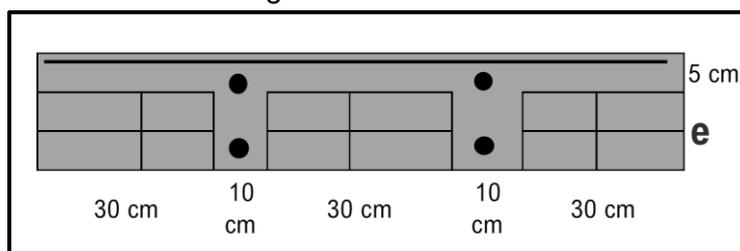
$$h \geq l_n/25 \quad (10)$$

Donde “ l_n ” es la longitud libre del elemento, “ e ” es el espesor y “ h ” es la altura de la losa aligerada. La Figura 6 muestra el detalle general de una Losa Aligerada.

$$h = e + 5\text{cm} \quad (11)$$

Figura 6

Detalle de Losa Aligerada



Nota. La figura muestra el detalle de losa aligerada.

c.2 Segundo criterio de predimensionamiento

La Tabla 3 se emplea para sobrecargas normales del orden máximo de 300 a 350 Kgf/cm^2 .

Tabla 3

Espesor aproximado de Luz libre

Luz libre l_n (m)	e (m)	H (m)
< 4 m	0,17	0,12
$4 < l_n \leq 5,50$	0,20	0,15
$5 < l_n \leq 6,50$	0,25	0,20
$6 < l_n \leq 7,50$	0,30	0,25

Nota. Dimensiones del espesor de losa en relación a la luz libre la vigueta extraída de Blanco Blasco, (1994).

c.3 Tercer criterio de predimensionamiento

Para emplear el tercer criterio para el predimensionamiento de losas aligeradas, se hace uso de la Tabla 4 que se muestra a continuación.

Tabla 4*Predimensionamiento considerando sobre carga en losa*

S/C (Kgf/m²)	150	200	250	300	350	400	450	500
Peralte (h)	Ln/30	Ln/28	Ln/26	Ln/24	Ln/22	Ln/21	Ln/20	Ln/19

Nota. Peralte de la losa en relación a la sobrecarga de la losa aligerada extraído de Ambrocio. (2015).

d. Predimensionamiento de Losas Macizas

Se utilizan generalmente en ambientes de dimensiones medianas ($L \leq 4$ m), como, por ejemplo, en estructuras de albañilería confinada, para luces mayores resultan los costos altos y además aumentan la masa del edificio y en consecuencia el peso. Generalmente se emplea las siguientes ecuaciones.

$$h = \frac{Ln}{40} \quad (12)$$

$$h = \frac{\text{Perímetro}}{40} \quad (13)$$

2.2.2.2 Análisis Sísmico.

a. Parámetros para la Modelación Sísmica

a.1 Zonificación Sísmica

El territorio nacional peruano está dividido en cuatro zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica. (Norma E-030, 2018)

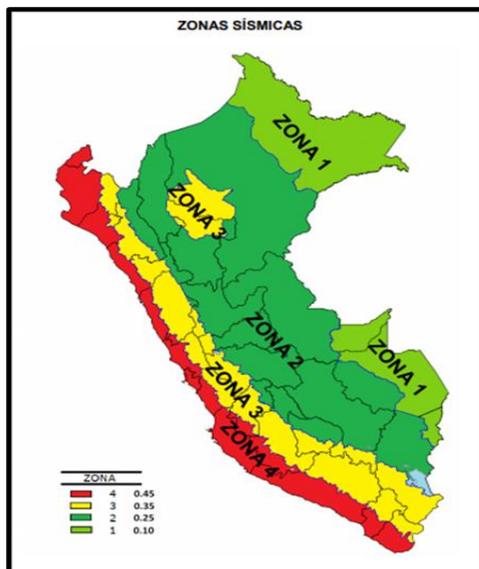
- *Zona 1:* Sismicidad Baja
- *Zona 2:* Sismicidad Media
- *Zona 3:* Sismicidad Alta
- *Zona 4:* Sismicidad Muy Alta

A cada zona se asigna un factor Z. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Norma E-030, 2018). Dicho factor depende de las Zonas Sísmicas del

Territorio Peruano, como se muestra en la Figura 7 y sus valores se definen en la Tabla 5.

Figura 7

Zonas Sísmicas del Territorio Peruano



Nota. La figura muestra la zonificación sísmica en el mapa del Perú extraído de Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

Tabla 5

Factores de zona "Z"

Zona	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. Factor que se emplea en el análisis sísmico de un proyecto acorde a la zona extraído de Tabla N°1 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

a.2 Categoría de las edificaciones

Según la Norma E-030, Artículo 3.1, cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas. El factor de uso o importancia (U), se usará según la clasificación que se haga.

- *Categoría A. Edificaciones Esenciales:* se clasifica en A1, para establecimientos del sector salud, y A2, edificaciones esenciales para el manejo de emergencias,

todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio luego de ocurrido un desastre, por ejemplo, puertos, aeropuertos, estaciones, locales municipales, estaciones de bomberos, cuarteles, instalaciones de generación de energía, plantas de tratamiento, instituciones educativas, nivel básico y superiores y edificaciones cuyo colapso genere un riesgo adicional, como fábricas, depósitos de materiales inflamables o tóxicos. (NTE E.030, 2018).

- *Categoría B. Edificaciones Importantes:* son las construcciones que reúnen a gran cantidad de personas, como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses, cárceles, museos y bibliotecas, y depósitos de almacenes importantes de abastecimiento. (NTE E.030, 2018).
- *Categoría C. Edificaciones Comunes:* aquí entran a tallar, las viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales. (NTE E.030, 2018).
- *Categoría D. Edificaciones Temporales:* son construcciones provisionales para depósitos, casetas, y otros similares. (NTE E.030, 2018).

Tabla 6

Categoría de las Edificaciones y Factor U

Categoría de la Edificación	Descripción	Factor U
A	Edificaciones Esenciales	1,5
B	Edificaciones Importantes	1,3
C	Edificaciones Comunes	1,0
D	Edificaciones Temporales	-

Nota. Factor que se emplea en el análisis sísmico de un proyecto acorde la categoría de la edificación, extraído de Tabla N°5 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

a.3 Condiciones geotécnicas

- *Suelo tipo So - Roca dura:* corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. (NTE E.030, 2018).

- *Suelo tipo S1 - Suelos muy rígidos:* corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s. (NTE E.030, 2018).
- *Suelo tipo S2 - Suelo intermedio:* corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s. (NTE E.030, 2018).
- *Suelo tipo S3 - Suelos blandos:* corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s. (NTE E.030, 2018).
- *Suelo tipo S4 - Condiciones excepcionales:* A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. (NTE E.030, 2018).

En la Tabla 7 se muestra las características del suelo por tipo de perfil considerado en la Norma E.030, en la Tabla 8 se muestran los valores del factor S , en función al tipo de perfil del suelo y la zona sísmica.

Tabla 7

Clasificación de los perfiles de suelo

Perfil	V_s	N60	S_u
S0	> 1500 m/s	-	
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Resumen de valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo. Extraído de Tabla N°2 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

Tabla 8*Factor de suelos "S"*

	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Factor que se emplea en el análisis sísmico de un proyecto acorde a la relación Zona y tipo de suelo, extraído de Tabla N°3 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

a.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción (Ro)

Los sistemas estructurales se clasifican según la norma E.030, en Estructuras de Concreto Armado, Estructuras de Acero, Estructuras de Albañilería, Estructuras de Madera y Estructuras de Tierra. Sin embargo, para interés del proyecto, solo se enfoca en Estructuras de Concreto Armado, los cuales se subclasifican en:

- *Pórticos.* En este sistema el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos se diseñan para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. (NTE E.030, 2018).
- *Muros Estructurales.* En este sistema la resistencia sísmica predomina por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base. (NTE E.030, 2018).
- *Dual.* Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros es mayor que 20% y menor que 70% del cortante en la base del edificio. (NTE E.030, 2018).
- *Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).* Edificaciones cuyo sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad están dadas por los muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos. (NTE E.030, 2018).

En la Tabla 9 se muestran los valores del Coeficiente Básico de Reducción por cada tipo de Sistema Estructural.

Tabla 9*Sistemas Estructurales*

Sistema Estructural de Concreto Armado	Coefficiente Básico de Reducción Ro
Pórticos	8,00
Dual	7,00
De muros estructurales	6,00
Muros de ductilidad limitada	4,00

Nota. Factor que se emplea en el análisis sísmico de un proyecto acorde al tipo de sistema estructural de la edificación. Extraído de Tabla N°7 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

a.5 Factores de Irregularidad Sísmica

a.5.1 Irregularidad Estructural en Altura

- *Irregularidad por piso blando.* Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (NTE E.030, 2018).
- *Piso Débil.* Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior (NTE E.030, 2018)
- *Irregularidad Extrema Rigidez.* Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (NTE E.030, 2018).
- *Irregularidad Extrema Resistencia.* Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior (NTE E.030, 2018).
- *Irregularidad de Masa o Peso.* Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces

el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos (NTE E.030, 2018).

- *Irregularidad Geométrica Vertical.* La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos (NTE E.030, 2018).
- *Discontinuidad en los sistemas Resistentes.* Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento (NTE E.030, 2018).
- *Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes.* Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total (NTE E.030, 2018).

a.5.2 Irregularidad estructural en Planta

- *Irregularidad Torsional Extrema.* Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{m\acute{a}x}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}) (NTE E.030, 2018).
- *Esquinas Entrantes.* La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta (NTE E.030, 2018).
- *Discontinuidad del Diafragma.* La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma (NTE E.030, 2018).
- *Sistemas no Paralelos.* Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos (NTE E.030, 2018).

En la Tabla 10 y Tabla 11 se muestran los valores de los factores de Irregularidad tanto en Altura y en Planta respectivamente.

Tabla 10

Factor de Irregularidad en Altura

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0,75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	
Irregularidad Extrema de Rigidez	0,50
Irregularidad Extrema de Resistencia	
Irregularidad de Masa o Peso	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical	0,80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0,60

Nota. Factor que se emplea en el análisis sísmico de un proyecto acorde al tipo de sistema estructural de la edificación. Extraído de Tabla N°8 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

Tabla 11

Factor de Irregularidad en Planta

Irregularidades Estructurales en Planta	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional	0,75
Irregularidad Torsional Extrema	0,60
Esquinas Entrantes	0,90
Discontinuidad del Diafragma	0,85
Sistemas no Paralelos	0,90

Nota. Factor que se emplea en el análisis sísmico de un proyecto acorde al tipo de sistema estructural de la edificación. Extraído de Tabla N°9 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

a.6 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R

Para el cálculo del Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, es el producto del coeficiente R_o y de los factores I_a e I_p . Como se muestra en la siguiente ecuación.

$$R = R_o \times I_a \times I_p \quad (14)$$

b. Análisis Sísmico Estático

b.1 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a las 2 direcciones de análisis, se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P \quad (15)$$

El valor del cociente de C/R debe cumplir la siguiente condición.

$$\frac{C}{R} \geq 0,11 \quad (16)$$

b.2 Distribución de la fuerza sísmica en altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante las ecuaciones (17) y (18).

$$F_i = \alpha \times V \quad (17)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \times (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k} \quad (18)$$

Donde “ n ” es el número de pisos del edificio, “ k ” es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$
- Para T mayor que 0.5 segundos: $k = (0,75 + 0,5T) < 2,0$

b.3 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, la fuerza en cada nivel (f_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis), en el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}).

$$M_{ti} = \pm F_i \times e_i \quad (19)$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles.

c. Análisis Dinámico Modal Espectral

c.1 Modos de vibración y periodos fundamentales

Los modos de vibración se determinan con un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes. (NTE E.030, 2018)

c.2 Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se emplea un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g \quad (20)$$

c.3 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por $(0,75 \times R)$ y para estructuras irregulares, por $(0,85 \times R)$, los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas (NTE E.030, 2018).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso o deriva de entrepiso, calculado, no debe exceder el cociente de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla 12.

Tabla 12

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. Datos que sirve para controlar o limitar las distorsiones de entrepiso por tipo de material predominante. Extraído de Tabla N°11 de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2018).

c.4 Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en el primer entresolio del edificio no debe ser menor que el 80% del cortante estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. (NTE E.030, 2018)

2.2.2.3 Diseño de elementos estructurales.

Para el diseño de elementos estructurales como columnas, muros estructurales (placas), vigas, losas aligeradas, losas macizas y cimentaciones, se diseña bajo las combinaciones de carga. La resistencia requerida según la norma E.060 para de servicio y cargas de sismo.

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (21)$$

$$U = 1,25(CM + CV) \pm CS \quad (22)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (23)$$

a. Diseño de Columnas

Para el diseño de una columna, esta se debe diseñar por Flexocompresión y por corte. La resistencia de diseño es calculada a partir de las cargas amplificadas o combinaciones de carga antes mencionadas en las ecuaciones (21), (22) y (23), que figuran en la Norma E.060.

a.1 Cálculo Preliminar del Área de Acero

Para el refuerzo preliminar, el área de refuerzo longitudinal total A_{st} , no debe ser menor que 1%, ni mayor que 6% del área total A_g o área bruta de la sección de la columna. (Norma E.060, 2009)

$$A_{S_{mínimo}} = 1\% \times A_g \quad (24)$$

$$A_{S_{máximo}} = 6\% \times A_g \quad (25)$$

a.2 Diseño por Flexocompresión

La sección de la columna es sometida a Flexocompresión para una determinada distribución de acero, con ello se obtiene diferentes valores de carga y momento resistente, la curva que indica esta resistencia se le conoce como el

Diagrama de Interacción. Para el diseño final por Flexocompresión de las columnas, se realizan varios tanteos con la distribución de acero que cumpla con el acero requerido calculado anteriormente, por lo general, los estructuralistas ejecutan este diseño en el software Etabs, del cual obtienen el diagrama de interacción para una determinada cuantía de acero. Se debe verificar que los puntos que representan a los pares de Carga Axial Última y Momento Flector Último, de cada una de las combinaciones de carga en las dos direcciones, se encuentren dentro de la curva del diagrama de interacción.

a.3 Diseño por Corte

El diseño por corte consiste en la resistencia de la sección de la columna que es capaz de soportar la fuerza cortante última en la sección crítica. La fuerza cortante última (V_u) debe ser menor o igual a la Resistencia Nominal (V_n) multiplicada por ϕ .

$$\phi V_n \geq V_u \quad (26)$$

La resistencia Nominal (V_n) se calcula con la ecuación (27) y la Cortante última con la ecuación (28).

$$V_n = V_c + V_s \quad (27)$$

$$V_u = \frac{(M_{ns} + M_{ni})}{h_n} \quad (28)$$

Donde V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (estribos). El momento último es producto de ϕ por Momento Nominal, como muestra la ecuación (30) y h_n es la altura efectiva de la columna.

$$M_u = \phi M_n \quad (29)$$

El aporte del concreto para elementos con carga axial o elementos a compresión, se calcula con la siguiente ecuación.

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}\right) \times b_w \times d \quad (30)$$

Donde N_u es la carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o M_u . Y A_g es el área bruta de la sección de la columna. (Norma E.060, 2009).

Cálculo del cortante del refuerzo, se emplean las siguientes fórmulas.

$$V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_s \quad (31)$$

El refuerzo mínimo de cortante para todo elemento de concreto armado sometido a flexión donde el V_u exceda de $0,5\phi V_c$.

$$V_u \geq 0,5\phi V_c \quad (32)$$

Para el cálculo de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (estribos), se emplea la siguiente ecuación.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad (33)$$

a.4 Espaciamiento de estribos

Para el espaciamiento en la zona la zona central, de la ecuación anterior, se puede obtener dicho espaciamiento "S", sin embargo, según la norma E.060, indica que el espaciamiento no debe ser mayor a 30cm.

Para la zona de confinamiento, según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones donde el S_o no debe exceder al menor de las siguientes ecuaciones:

- i. Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$S_{o_{min}} = 8 \times dB \quad (34)$$

- ii. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

$$S_{o_{min}} = \frac{b}{2} \quad (35)$$

- iii. 100 mm.

$$S_{o_{min}} = 100 \text{ mm} \quad (36)$$

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor de las siguientes condiciones, según norma E.060 en el 21.4.5.3.

- i. Una sexta parte de la luz libre del elemento.

$$L_{o_{min}} = \frac{H}{6} \quad (37)$$

- ii. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.

$$L_{o_{min}} = h \quad (38)$$

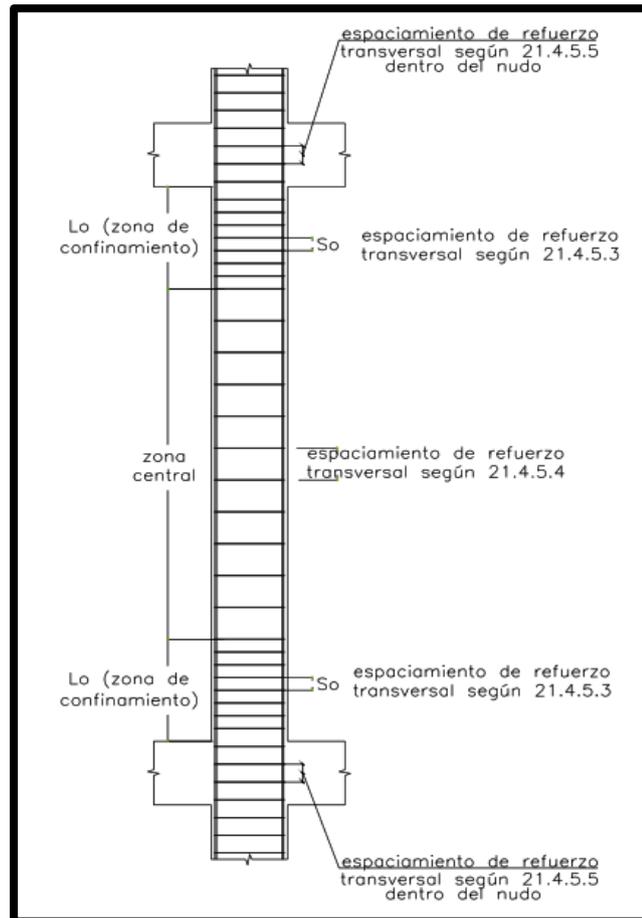
- iii. 500 mm.

$$L_{o_{min}} = 500 \text{ mm} \quad (39)$$

Para la zona del nudo, el espaciamiento no debe exceder de 150mm.

$$L_{o_{min}} = 150 \text{ mm} \quad (40)$$

El detalle de Espaciamiento de una Columna se muestra en la Figura 8 donde se indica la zona de confinamiento, zona central, y los incisos de la norma donde indica el criterio de diseño.

Figura 8*Requerimientos de estribos en columnas*

Nota. Figura 21.4.5 de la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

b. Diseño de Placas

Las Placas o muros de corte, son elementos estructurales que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. Referente al diseño, es similar al de una columna, con la diferencia que, debido a su aporte de rigidez lateral, absorben cortantes altas y producen grandes momentos, son las encargadas de controlar los desplazamientos laterales ocasionados por las cargas de sismo.

b.1 Diseño por Flexocompresión

La placa es sometida a Flexocompresión para una determinada distribución de acero, obteniendo su Diagrama de Interacción. Para que las placas sean consideradas como muros esbeltos, que es requerimiento para que se diseñen por

Flexocompresión, la norma indica que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1, como lo muestra la siguiente ecuación.

$$\frac{Ht}{L} \geq 1 \quad (41)$$

El refuerzo vertical se distribuye a lo largo del muro, concentrándose una mayor cantidad de refuerzo en los extremos de la placa (elementos de borde), estas zonas se diseñan como columnas sometidas a Flexocompresión, debido a que estos resisten momentos de carga de gravedad y de sismo, por lo general debe confinarse con estribos.

Para la verificación de si la placa requiere de confinamiento en los extremos, se debe cumplir la siguiente condición.

$$\sigma_{comp\ max} > 0,2 \times f'c \quad (42)$$

$$\sigma_{comp\ max} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (43)$$

$$0,2 \times f'c \quad (44)$$

Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c = \frac{Lm}{600 \times \left(\frac{\delta u}{hm}\right)} \quad (45)$$

Donde Lm es la longitud del muro en el plano horizontal, y hm es la altura total del muro, δu es el desplazamiento lateral inelástico máximo producido por el mismo.

La longitud de confinamiento, según la norma E.060, debe ser mayor de las siguientes condiciones:

$$L_{confinamiento} = \frac{c}{2} \quad (46)$$

$$L_{confinamiento} = c - 0,1 \times Lm \quad (47)$$

Para el cálculo del acero en los elementos de borde, se emplea la siguiente ecuación.

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times L \times Z} \quad (48)$$

b.2 Diseño por Corte

Para el acero en el alma, se calcula la cortante de diseño V_u , la Resistencia V_n y la contribución de concreto V_c , mediante las ecuaciones (49), (50) y (51), respectivamente.

$$V_u = V_{ua} \times R \quad (49)$$

$$V_n \leq 0,83 \times \sqrt{f'c} \times Acwv \quad (50)$$

$$V_c = A_c w (\alpha_c \times \sqrt{f'_c}) \quad (51)$$

Donde los valores del coeficiente α_c se indican en la Tabla 13.

Tabla 13

Valores para coeficiente α_c

Relación hm/lm	α_c
$\leq 1,5$	0,25
1,51 – 1,99	Por interpolación
$\geq 2,0$	0,17

Nota. La tabla muestra los valores de α_c función de la relación hm/lm, para su cálculo, se interpolan los rangos. Extraído de Ítem 11.10.5 de la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

Verificación de las siguientes condiciones. Para el primer caso, cuando la cortante de diseño V_u es menor que:

$$V_u < 0,085 \times \sqrt{f'_c} \times A_c w \quad (52)$$

El refuerzo mínimo distribuido será el siguiente:

- i. La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0,002.

$$\rho_{horizontal} \geq 0,0025 \quad (53)$$

- ii. La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0,0015.

$$\rho_{vertical} \geq 0,0015 \quad (54)$$

El espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal no debe ser mayor a 400mm, ni tres veces el espesor del muro.

$$S \leq 40cm \quad (55)$$

$$S \leq 3 \times T \quad (56)$$

El segundo caso, cuando la cortante de diseño V_u es mayor que:

$$V_u > 0,085 \times \sqrt{f'_c} \times A_c w \quad (57)$$

Donde V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , entonces se provee de refuerzo por corte.

$$V_u > \phi V_c \quad (58)$$

Se calcula V_s despejando de la ecuación (27), y empleamos la ecuación (59) para calcular la cuantía horizontal.

$$V_s = A_c w \times \rho_h \times f_y \quad (59)$$

Para calcular el refuerzo horizontal, empleamos la ecuación (60), y para el espaciamiento la ecuación (61).

$$A_{sb} = 0,0025 \times 100 \times b \quad (60)$$

$$S = \frac{A_v}{A_{sv}} \quad (61)$$

En un muro deben emplearse por lo menos, dos capas de refuerzo, cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 200mm. (Norma E.060, 2009).

$$T \geq 20cm \quad (62)$$

Para calcular el refuerzo vertical, empleamos la ecuación (63), el cual debe cumplir la condición de la ecuación (64). Para calcular el área de acero, se emplea la ecuación (60) y para su espaciamiento (61).

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{hm}{lm}\right) \times (\rho_h - 0,0025) \quad (63)$$

$$\rho_v \geq 0,0025 \quad (64)$$

El cálculo del área de acero requerida, mediante la ecuación (60) y su espaciamiento (61). Se debe tener en cuenta que si hm/lm no excede de 2,0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

Por lo general, los estructuralistas ejecutan este diseño en el software Etabs, del cual obtienen el diagrama de interacción para una determinada distribución de acero. Se debe verificar que los puntos que representan a los pares de Carga Axial Última y Momento Flector Último, de cada una de las combinaciones de carga en las dos direcciones, se encuentren dentro de la curva del diagrama de interacción, solo así, se entenderá que los aceros colocados, son suficientes para soportar los momentos de la placa. Se verifica que la resistencia de la sección transversal es adecuada para resistir la fuerza cortante última en la sección analizada. Esta fuerza, cortante de diseño V_u , debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante la siguiente ecuación.

$$V_u \geq V_{ua} \times \left(\frac{Mn}{M_{ua}}\right) \quad (65)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificado provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo. La norma recomienda que los estribos sean como mínimo 3/8" para barras longitudinales de hasta 1", su espaciamiento en los elementos de borde, no debe ser menor que las siguientes condiciones:

- i. Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$S_{o_{min}} = 10 \times dB \quad (66)$$

- ii. La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.

$$S_{o_{min}} = b \quad (67)$$

iii. 250 mm.

$$S_{o_{min}} = 250 \text{ mm} \quad (68)$$

c. Diseño de Vigas

Las vigas cumplen la función de transmitir la carga de las losas hacia los elementos verticales como columnas y placas, dan aporte de rigidez a la estructura cuando conforman un pórtico. Las vigas de pórticos reciben fuerzas y momentos de origen sísmico, pero se tendrá que analizar si en ella predomina las fuerzas sísmicas o las cargas de gravedad para realizar el diseño.

La viga se diseña para que tenga una falla dúctil provocada por la fluencia del acero que se presenta de forma gradual, precedida por señales visibles de peligro como ensanchamiento y alargamiento de grietas, visualización notoria de deflexiones, que, a comparación de una falla frágil, esta última implica una falla provocada por el aplastamiento del concreto, es cual es instantánea y explosiva, sin previo aviso, que puede resultar fatal en una edificación.

Para su análisis estructural se emplean las combinaciones de carga antes ya mencionadas en las ecuaciones (21), (22) y (23).

c.1 Diseño por Flexión

Se calcula la cuantía balanceada mediante la siguiente ecuación.

$$\rho_b = 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (69)$$

Luego se calcula la cuantía máxima que, según la norma, el refuerzo de acero no deberá exceder de $0,75\rho_b$, que se representa en la ecuación (70). El acero máximo se calcula mediante la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times \rho_b \quad (70)$$

$$A_{smax} = \rho_{bmax} \times b \times d \quad (71)$$

Luego se calcula la cantidad de acero mínimo mediante la siguiente ecuación (72), sin embargo, esta no debe ser menor que la ecuación (73).

$$A_{smin} = 0,7 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b \times d \quad (72)$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} \times b \times d \quad (73)$$

La cantidad de acero requerido se calcula para cada momento máximo positivo y negativo, primero se calcula la profundidad del bloque equivalente a

compresión “a” mediante la ecuación (74), luego se calcula el acero requerido mediante la ecuación (75).

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0,85 \times f'c \times b}} \quad (74)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - \frac{a}{2})} \quad (75)$$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de “a” se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{As_c \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \quad (76)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times As_c \times fy \times (d - \frac{a}{2}) \quad (77)$$

c.2 Diseño por corte

Cuando las vigas que resisten cargas de sismo, se le debe dar resistencia al corte mediante la colocación de estribos. Se calcula el aporte de resistencia del concreto mediante la ecuación (78), luego se verifica que ϕVc sea menor que la cortante última.

$$Vc = 0,53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \quad (78)$$

$$Vu > \phi Vc \quad (79)$$

Si cumpliera la condición, significa que se requiere refuerzo por corte, por lo tanto, se calcula Vs despejando de la ecuación (31).

c.3 Espaciamiento de estribos

Por lo general, se emplean estribos de 3/8” por criterio de proceso constructivo. Para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento.

$$L_c = 2 \times d \quad (80)$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

- i. $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm.

$$S = \frac{d}{4} \quad (81)$$

- ii. Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$S = 10 \times Db \quad (82)$$

- iii. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

$$S = 24 \times Db \quad (83)$$

- iv. No será menor que 300mm.

$$S \leq 30cm \quad (84)$$

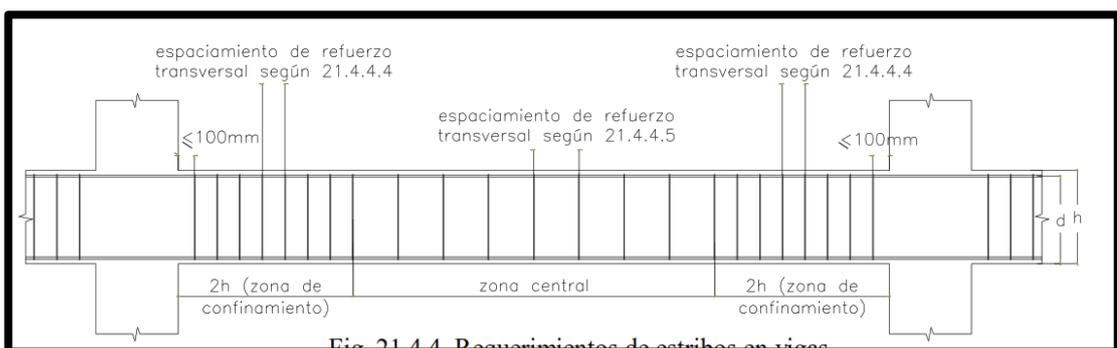
Para el espaciamiento en la zona fuera de la longitud de confinamiento, se despeja S de la ecuación (33). Sin embargo, el espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma, es no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento.

$$S_{m\acute{a}x} = 0,5 \times d \quad (85)$$

El detalle de Espaciamiento de una Viga se muestra en la Figura 9 donde se indica la zona de confinamiento, zona central, y los incisos de la norma donde indica el criterio de diseño.

Figura 9

Detalle de requerimiento de estribos en vigas

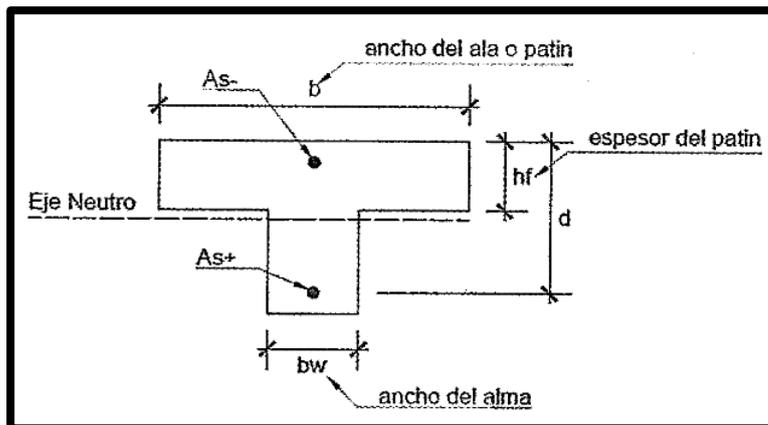


Nota. Figura 21.4.4 de la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

d. Diseño de Losas Aligeradas

La losa es un elemento estructural de concreto armado que se caracterizan por estar hechas con ladrillos huecos, con el objeto de aligerar su peso. Es un sistema de concreto reforzado para pisos. Para su diseño, el procedimiento es parecido al diseño de vigas. Por lo general, la vigueta tiene la forma de una viga en T, la parte superior se le denomina Ala o Patín, y la parte inferior se denomina Alma. En la Figura 10 y Figura 11 se muestran los detalles de una losa aligerada, donde muestran los componentes de este.

Figura 10
Sección Transversal de vigueta

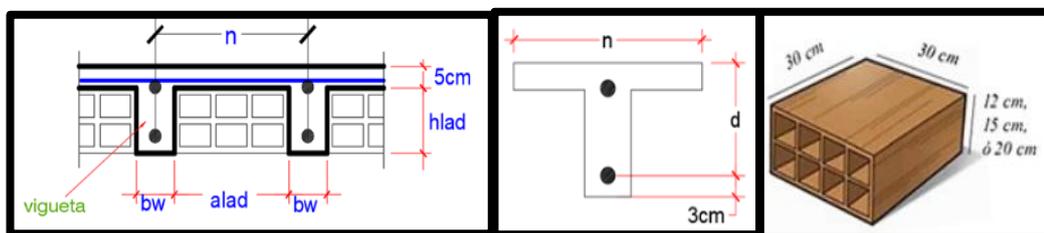


Nota. Figura 5.1 del libro Concreto de Dr. Ricardo Oviedo Sarmiento.

Se requieren los siguientes datos de propiedades de los materiales y del aligerado para el diseño de una losa aligerada.

- Espesor de la losa : e
- Resistencia del Concreto : $f'c$
- Módulo de Elasticidad del concreto E_c : $15000\sqrt{f'c}$
- Peso Específico del Concreto γ_c : $2,4 \text{ Tnf/m}^2$
- Límite de fluencia del acero f_y : 4200Kgf/cm^2
- Módulo de Elasticidad del acero E_s : $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Factor de Reducción ϕ (Flexión) : 0,90
- Factor de Reducción ϕ (Corte) : 0,85
- Espaciamiento de viguetas : N o b
- Ancho de viguetas : b_w
- Altura de Ladrillo : h_{lad}
- Altura de Losa Superior : h_{losa}
- Altura Total : $h_{total} = h_{lad} + h_{losa}$
- Recubrimiento : r
- Peralte Efectivo : $(d = h_{total} - r)$

Figura 11
Detalle de elementos y dimensiones de una Losa Aligerada



Se desarrolla el metrado de cargas, en función a la Norma E.020 Cargas, se calcula tanto la Carga Muerta (CM) y Carga Viva (CV), con el fin de obtener la Carga Última o Carga de Servicio que es la combinación de carga ($W_u = 1,4CM + 1,7CV$), se desarrolla luego los diagramas de Fuerza Cortante y de Momento Flector, para la obtención de fuerzas últimas, que servirán para el diseño por Flexión.

d.1 Diseño por flexión

La cantidad de acero requerido se calcula para cada momento máximo positivo y negativo, primero se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74), luego se calcula el acero requerido mediante la ecuación (75). Luego se calcula la cantidad de acero mínimo y máximo empleando las ecuaciones (69), (70), (71) y (72), con el fin que los aceros colocados sean mayores a este acero mínimo y menores que el acero máximo, se realiza dichas verificaciones. Las ecuaciones antes mencionadas se encuentran en el diseño de vigas.

Para el refuerzo por cambios volumétricos o Acero de Temperatura, para conocer la cantidad de acero de temperatura se emplea la ecuación (86). Sin embargo, es usual emplear una cuantía de acero de 0,0018, pero este dato depende del tipo de barra a emplear como se muestra en la Tabla 14.

Tabla 14

Cuantía de una losa según su refuerzo

Tipo de Barra	ρ
Barras Lisas	0,0025
Barras corrugadas con $f_y < 420 \text{ Mpa}$	0,0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420 \text{ Mpa}$	0,0018

Nota. Norma E.060.

$$A_{Stemperatura} = 0,0018 \times b \times t \quad (86)$$

$$S_1 = \frac{A_b}{A_{Stemperatura}} \times 100 \quad (87)$$

La norma también nos indica para losas aligeradas unidireccionales, hay dos condiciones donde el S no debe exceder para el refuerzo por contracción y temperatura, plasmadas en las ecuaciones (88) y (89).

- i. Espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa.

$$S = 5 \times t \quad (88)$$

- ii. No debe exceder de 400mm.

$$S \leq 40\text{cm} \quad (89)$$

d.2 Diseño por corte

La fuerza cortante debe ser soportada íntegramente por el concreto, ya que no se refuerza por esfuerzo cortante (estribos), por lo que se verifica que ϕV_c sea mayor que V_u , cumpliendo con la condición, si no cumpliese, se procede a realizar ensanches en el ancho del alma de la vigueta b_w . Para la verificación se calcula el V_c con la ecuación (90) y luego se verifica con la ecuación (91).

$$\phi V_c = 1,1 \times \phi \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (90)$$

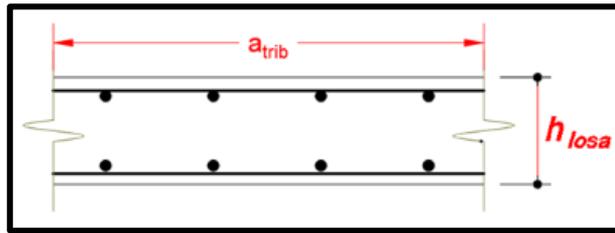
$$\phi V_c > V_u \quad (91)$$

e. Diseño de Losas Macizas

La losa maciza es un elemento estructural de concreto armado que se diseña por flexión y corte, similar al diseño de una viga de sección rectangular, pero se analiza en las dos direcciones. Se requieren los siguientes datos de propiedades de los materiales y dimensiones de la losa maciza para proceder con su diseño.

Espesor de la losa	:	e
Resistencia del Concreto	:	f'_c
Módulo de Elasticidad del concreto E_c	:	$15000\sqrt{f'_c}$
Peso Específico del Concreto γ_c	:	$2,4 \text{ Tnf/m}^2$
Límite de fluencia del acero f_y	:	4200Kgf/cm^2
Módulo de Elasticidad del acero E_s	:	$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Factor de Reducción ϕ (Flexión)	:	$0,90$
Factor de Reducción ϕ (Corte)	:	$0,85$
Altura de Losa Superior	:	h_{losa}
Recubrimiento	:	r
Peralte Efectivo	:	$(d = h_{\text{total}} - r)$

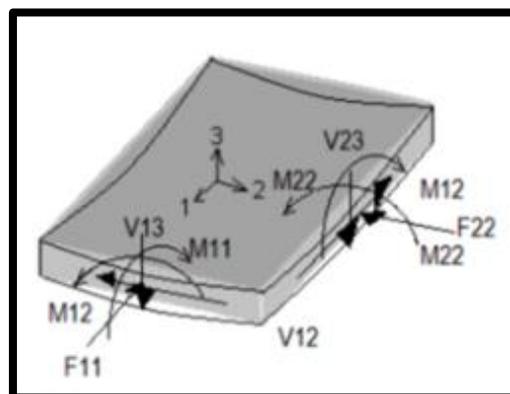
En la Figura 12 se muestra el detalle común de una Losa Maciza.

Figura 12*Detalle de Losa Maciza*

Se desarrolla el metrado de cargas, en función a la Norma E.020 Cargas, se calcula tanto la Carga Muerta (CM) y Carga Viva (CV), con el fin de obtener la Carga Última o carga de servicio que es la combinación de carga ($W_u=1,4CM+1,7CV$), ya que la estructura no recibe fuerzas ni momentos de sismo, se desarrolla luego los diagramas de Fuerza Cortante y de Momento Flector, para la obtención de fuerzas últimas, que servirán para el diseño por Flexión y Corte. La Figura 13 muestra cómo actúan las fuerzas en una Losa Maciza.

Figura 13

Fuerzas actuantes en la Losa Maciza



e.1 Diseño por flexión

Por lo general para el refuerzo por flexión se recomienda calcular por sectores o franjas de 1m de ancho, es decir que $b=100\text{cm}$. La cantidad de acero requerido se calcula para cada momento máximo positivo y negativo para cada eje, ya que la losa maciza es bidireccional, primero se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74), luego se calcula el acero requerido mediante la ecuación (75), luego se verifica que la cantidad de acero cumpla con los lineamientos de acero mínimo que nos indica la normativa de concreto armado. Es

decir que para calcular la cantidad de acero mínimo se emplea la ecuación (86). Las ecuaciones antes mencionadas se encuentran en el diseño de vigas.

Se recomienda que el acero colocado se reparta en dos capas. Respecto al espaciamiento colocado del refuerzo de acero, este se calcula con la ecuación (87) y según la norma, se debe cumplir la siguiente condición.

- i. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de dos veces el espesor de la losa.

$$S \leq 2 \times t \quad (92)$$

e.2 Diseño por corte

La resistencia que tiene la losa maciza es similar a como se indica en la losa aligerada, es decir que la fuerza cortante debe ser soportada íntegramente por el concreto, a excepción que la norma no indica un aumento del 10% como lo hace en losas aligeradas, por lo que se verifica que ϕV_c sea mayor que V_u , cumpliendo con la condición, Para la verificación se calcula el V_c con la ecuación (78) y luego se verifica con la ecuación (91).

e.3 Refuerzo de Temperatura

La losa maciza cuenta con acero en las dos direcciones y en dos capas, por lo que no se requiere calcular acero de temperatura ya que la armadura también ocupa la función de acero de temperatura.

e.4 Verificación de Deflexiones

Se suele realizar la verificación de deflexiones, empleando los resultados que arroja el software SAP2000, se extraen las deflexiones máximas por carga muerta y carga viva, para cada eje, se calcula la sumatoria de estas, $\delta_{CM} + \delta_{CV}$, y se calcula la deflexión máxima permisible con la ecuación (93), donde L es la longitud de la losa.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{360} \quad (93)$$

Se verifica que la sumatoria de deflexiones por carga muerta y viva sean menores a la deflexión máxima permisible.

$$\delta_{perm} > \delta_{CM} + \delta_{CV} \quad (94)$$

f. Diseño de la Cimentación

La cimentación es el elemento estructural que tiene como función repartir la carga de la columna o muro en un área de terreno de manera uniforme y segura, sin provocar asentamientos diferenciales y sin exceder la capacidad o esfuerzo admisible del terreno. Se considera cimentaciones superficiales a las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; cimentaciones continuas (cimientos corridos) y plateas de cimentación.

Los estudios de Mecánica de Suelos brindan la información necesaria para poder hacer el diseño de cimentación acorde a las propiedades del suelo en el nivel que se haya previsto. Asegurando los factores de seguridad adecuados para las condiciones de estabilidad. Dichos estudios de suelo determinan la capacidad portante del terreno (q_{adm}), el nivel mínimo de cimentación o profundidad de desplante (Df), el asentamiento diferencial máximo y la agresividad del terreno.

En resumen, se requieren de los siguientes datos.

Capacidad Portante del Suelo:	:	q_{adm}
Profundidad de Desplante:	:	Df
Peso Específico del Suelo:	:	γ_s
Resistencia del Concreto	:	$f'c$
Módulo de Elasticidad del concreto E_c	:	$15000\sqrt{f'c}$
Peso Específico del Concreto γ_c	:	$2,4 \text{ Tnf/m}^2$
Límite de fluencia del acero f_y	:	4200Kgf/cm^2
Módulo de Elasticidad del acero E_s	:	$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Factor de Reducción ϕ (Flexión)	:	0,90
Factor de Reducción ϕ (Corte)	:	0,85

f.1 Predimensionamiento

f.1.1 Zapatas aisladas

Se escoge a las columnas o muros que soportan mayor carga no amplificada (cargas de servicio) de la superestructura, por cada tipo de zapata aislada, es decir, zapata central, perimetral y esquinera. Para el cálculo del área de la zapata, se empleará la siguiente ecuación.

$$A_{za1} \geq \frac{P_{servicio}}{k \times q_a} \quad (95)$$

Donde el factor “k” depende de la calidad del suelo, y se obtiene de la Tabla 15.

Tabla 15

Coficiente k por tipo de suelo

Tipo de Suelo	k
Roca Dura	1,0
Muy Rígida	0,9
Intermedio	0,8
Blando o flexible	0,7

Para calcular las dimensiones de las zapatas, es decir B y L, se considera las siguientes condiciones. Para zapatas centrales y esquineras, se considera inicialmente una zapata cuadrada, como muestra la ecuación (96) y para zapatas perimetrales, la longitud de la zapata será el doble de la base, como se muestra en la ecuación (97), y se verifica que la nueva área sea mayor al área de la zapata requerida de la ecuación (95). Se muestra ejemplos de zapatas centrales, esquineras y perimetrales en la Figura 14.

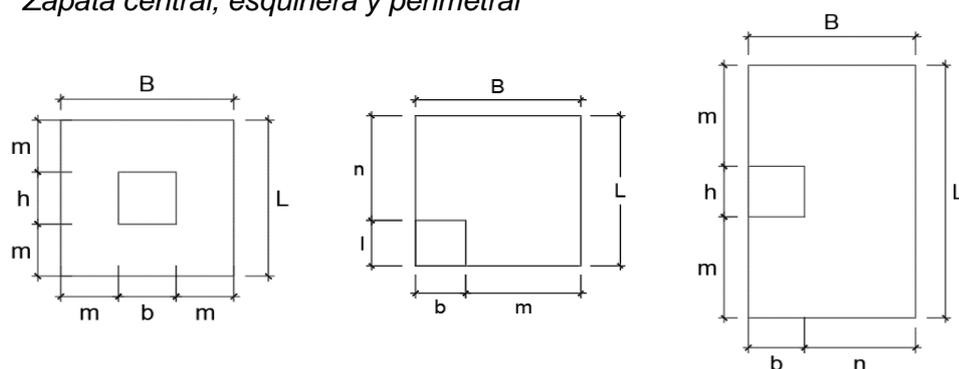
$$A_{za2} = B \times L \rightarrow B = L \quad (96)$$

$$A_{za2} = B \times L \rightarrow L = 2B \quad (97)$$

$$A_{za2} \geq A_{za1} \quad (98)$$

Figura 14

Zapata central, esquinera y perimetral



Para Predimensionar la altura de la zapata, este se calcula mediante la ecuación (99).

$$H = Ld + \phi_{barra} + r \quad (99)$$

Donde Ld es la longitud de desarrollo del acero, la normativa indica que la longitud de desarrollo debe tomarse como el mayor las ecuaciones (100) y (101). El

diámetro de la barra se considera el diámetro del acero mayor colocado en la columna, multiplicado por dos, debido a que la parrilla de acero está conformada por barras en dos direcciones. Para el recubrimiento, la norma indica que el este para concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él es de 70mm, sin embargo, generalmente para zapatas se considera un recubrimiento $r = 7,5cm$.

$$Ld = \frac{0,075 \times fy}{\sqrt{f'c}} \times Db \quad (100)$$

$$Ld = 0,0044 \times fy \times Db \quad (101)$$

$$\Phi_{barra} = 2 \times Db_{col} \quad (102)$$

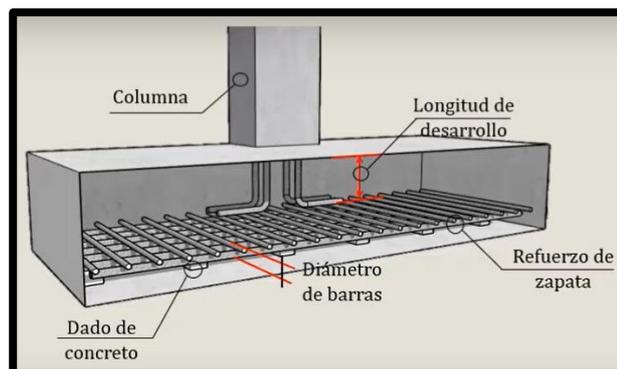
Cabe mencionar también que según la Norma E.060, la altura mínima de zapatas es 30 cm.

$$H \geq 0,30m \quad (103)$$

La Figura 15 muestra en detalle interno de una zapata aislada y sus componentes.

Figura 15

Detalle interno de una zapata aislada



f.1.2 Viga de cimentación

Para el predimensionamiento de una viga de cimentación, se identifica la mayor luz libre entre una zapata excéntrica y una central, la altura de la viga se calcula con la ecuación (104), la base de la viga se calcula con la ecuación (105), y se verifica que esta debe ser mayor que su altura entre dos.

$$h = \frac{L_1}{7 a 8} \quad (104)$$

$$b = \frac{P_{ext}}{31 \times L_1} \quad (105)$$

$$b \geq \frac{h}{2} \quad (106)$$

f.2 Coeficiente de Balasto

El cálculo del coeficiente de balasto es conocido por el nombre de Método de Winkler, que interpreta que el suelo es equivalente a un número infinito de resortes elásticos – muelles o bielas biarticuladas cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto (k), este depende de la forma y dimensiones de la cimentación, las cargas, rigidez relativa del cimiento, y capacidad portante del suelo. Por lo general, dicho coeficiente es brindado en el Estudio de Suelos, sin embargo, este se puede obtener, interpolando con los datos en la tabla de Winkler, que se muestra en la Tabla 16.

Tabla 16

Tabla de Winkler de los coeficientes de balasto según su carga admisible del suelo

Esf. Adm (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)	Esf. Adm (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)	Esf. Adm (kg/cm²)	Winkler (kg/cm³)
0,25	0,65	1,55	3,19	2,85	5,70
0,30	0,78	1,60	3,28	2,90	5,80
0,35	0,91	1,65	3,37	2,95	5,90
0,40	1,04	1,70	3,46	3,00	6,00
0,45	1,17	1,75	3,55	3,05	6,10
0,50	1,30	1,80	3,64	3,10	6,20
0,55	1,39	1,85	3,73	3,15	6,30
0,60	1,48	1,90	3,82	3,20	6,40
0,65	1,57	1,95	3,91	3,25	6,50
0,70	1,66	2,00	4,00	3,30	6,60
0,75	1,75	2,05	4,10	3,35	6,70
0,80	1,84	2,10	4,20	3,40	6,80
0,85	1,93	2,15	4,30	3,45	6,90
0,90	2,02	2,20	4,40	3,50	7,00
0,95	2,11	2,25	4,50	3,55	7,10
1,00	2,20	2,30	4,60	3,60	7,20
1,05	2,29	2,35	4,70	3,65	7,30
1,10	2,38	2,40	4,80	3,70	7,40
1,15	2,47	2,45	4,90	3,75	7,50
1,20	2,56	2,50	5,00	3,80	7,60
1,25	2,65	2,55	5,10	3,85	7,70
1,30	2,74	2,60	5,20	3,90	7,80
1,35	2,83	2,65	5,30	3,95	7,90
1,40	2,92	2,70	5,40	4,00	8,00
1,45	3,01	2,75	5,50		
1,50	3,10	2,80	5,60		

Nota. Morrison Ingenieros.

f.3 Verificaciones

Para realizar las verificaciones, la norma indica que se utilizan las cargas de servicio, o fuerzas y momentos no amplificados.

f.3.1 Verificación de esfuerzo por gravedad

Se verifica que las presiones que ejercen las zapatas deberán cumplir con la siguiente ecuación.

$$\sigma_1 = \frac{1,05(P_{cm} + P_{cv})}{B \times L} + \frac{6(M_{cmx} + M_{cvx})}{B \times L^2} + \frac{6(M_{cmy} + M_{cvy})}{L \times B^2} \leq \sigma_{adm} \quad (107)$$

f.3.2 Verificación por sismo

Para la verificación por sismo, se considera tanto en el eje X como en el eje Y. En este caso, la Norma E.060 permite incrementar en un 30% la presión admisible del suelo, cuando hay intervención de cargas temporales, como las de sismo, mientras que las cargas por acciones sísmicas podrán reducirse en un 80% de los valores provenientes del análisis, por lo tanto, deberá cumplir con las siguientes ecuaciones.

Para Sismo en X:

$$\sigma_2 = \frac{1,05(P_{cm} + P_{cv} + P_{csx})}{B \times L} + \frac{6(M_{cmx} + M_{cvx} + M_{csx})}{B \times L^2} + \frac{6(M_{cmy} + M_{cvy})}{L \times B^2} \leq 1,3 \times \sigma_{adm} \quad (108)$$

Para Sismo en Y:

$$\sigma_3 = \frac{1,05(P_{cm} + P_{cv} + P_{csy})}{B \times L} + \frac{6(M_{cmx} + M_{cvx})}{B \times L^2} + \frac{6(M_{cmy} + M_{cvy} + M_{csy})}{L \times B^2} \leq 1,3 \times \sigma_{adm} \quad (109)$$

f.4 Control de Asentamientos

Para el cálculo de los asentamientos máximos tolerables, se selecciona la distorsión angular (α) de acuerdo a la Tabla 17, una luz máxima entre cimentaciones.

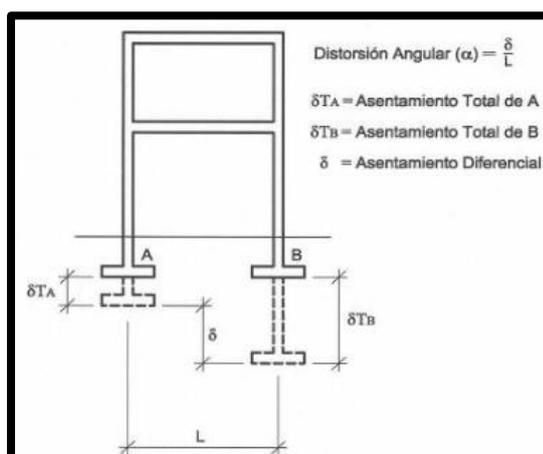
Conociendo esos dos datos anteriores mencionados, despejando en la ecuación (110) se halla el asentamiento diferencial que también es el asentamiento máximo tolerable. En la Figura 16 se muestra el detalle del cálculo del asentamiento máximo tolerable.

$$\alpha = \frac{\delta}{L} \quad (110)$$

Tabla 17*Distorsión Angular α*

$\alpha = \frac{\delta}{L}$	Descripción
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concretos cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Nota. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, Tabla 8.

Figura 16*Asentamiento diferencial*

Nota. Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, Figura 4.

f.5 Verificación por punzonamiento

La resistencia al corte por punzonamiento de las zapatas se determina en base a las disposiciones de la norma ACI 318-08, se calcula el peralte de la zapata con la ecuación (111), el perímetro crítico b_o con la ecuación (112), el área crítica A_o , ecuación (113), y la cortante última de diseño V_u mediante la ecuación (114).

$$d = H - r - \phi_b \quad (111)$$

$$b_o = 2(b + d) + 2(d + l) \quad (112)$$

$$A_o = (d + l)(d + b) \quad (113)$$

$$V_u = \sigma_{ult}(A_{zap} - A_o) \quad (114)$$

La reacción última del suelo o esfuerzo último se calculará de acuerdo a las combinaciones de carga exigidas por la Norma E.060 y amplificando las cargas sísmicas por 1,25. O también se puede considerar el mayor de las siguientes 3 ecuaciones.

$$\sigma_{ult1} = 1,55 \times \sigma_1 \quad (115)$$

$$\sigma_{ult2} = 1,25 \times \sigma_2 \quad (116)$$

$$\sigma_{ult3} = 1,25 \times \sigma_3 \quad (117)$$

La resistencia al corte o aporte de concreto se determina eligiendo el menor de las siguientes tres condiciones.

$$V_c = 0,53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (118)$$

$$V_c = 0,27 \times \left(2 + \frac{\alpha \times d}{b_o}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (119)$$

$$V_c = 1,06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (120)$$

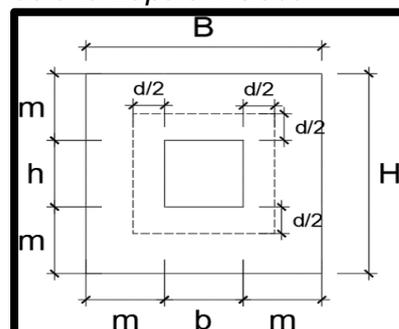
Donde β_c se obtiene de la relación de largo y ancho de la columna, y α_s depende del tipo de columna que soporta la zapata, para columnas centradas tendrá un valor de 40, para columnas exteriores, 30, y para columnas en esquinas, 20.

$$\beta_c = \frac{l}{b} \quad (121)$$

Para que la cimentación cumpla con esta verificación, se debe cumplir la siguiente condición, en caso de no cumplir, se debe aumentar el peralte de la zapata. Cuando existe vigas de cimentación que conectan zapatas, no se calcula su verificación por punzonamiento de dichas zapatas conectadas, ya que la viga de cimentación impide que se pueda presentar efectos de punzonamiento. Los Detalles de las dimensiones para la verificación por punzonamiento se muestran en la Figura 17.

$$V_u < \phi V_c \quad (122)$$

Figura 17
Detalle de dimensiones y punzonamiento de una Zapata Aislada



f.6 Diseño por Flexión

Para efectuar el diseño por flexión, se diseña por cada eje, tanto eje X como eje Y, se calcula el momento último, con el esfuerzo último mediante la ecuación (123). Luego conociendo el momento último, podemos calcular la profundidad a y el área de acero con las ecuaciones (74) y (124).

$$M_u = \frac{\sigma_{ult} \times B \times m^2}{2} \quad (123)$$

$$A_s = \frac{0,85 \times f'c \times B \times a}{f_y} \quad (124)$$

Luego se verifica que la cantidad de acero cumpla con los lineamientos de acero mínimo que nos indica la normativa de concreto armado. Es decir que para calcular la cantidad de acero mínimo se emplea la ecuación (125).

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \times b \times d \quad (125)$$

Se calcula el espaciamiento para el acero a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con la condición de espaciamiento máximo que indica la norma.

- i. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor.

$$S \leq 3 \times H \quad (126)$$

- ii. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder de 400 mm.

$$S \leq 40cm \quad (127)$$

f.7 Diseño por Corte

Para el diseño por corte, se debe verificar el cumplimiento de las siguientes condiciones.

$$\phi V_c \geq V_u \quad (128)$$

Dicha condición debe cumplirse tanto para la dirección X (ecuación (129) y (130)) y para la dirección Y (ecuación (131) y (132)).

$$V_u = \sigma_{ult} \times B \times (m - d) \quad (129)$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'c} \times B \times d \quad (130)$$

$$V_u = \sigma_{ult} \times L \times (m - d) \quad (131)$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'c} \times L \times d \quad (132)$$

g. Diseño de Vigas de cimentación

Para el diseño de vigas de cimentación, el procedimiento es el mismo que una viga normal, explicada en el apartado C de diseño de elementos estructurales.

h. Diseño de Losas de cimentación

El proceso de diseño es muy similar al diseño de losas macizas, se efectúa por franjas de diseño de 1m, sin embargo, cuando se diseñan mediante software, estas franjas tienen una distancia de $L/4$, entre los ejes de columnas y placas.

2.3 Definición de términos

- *Capacidad Portante*: Es el máximo esfuerzo de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. (NTE E.050, 2018).
- *Análisis Estructural*: es el proceso de cálculo y determinación de los efectos de las cargas y las fuerzas internas en una estructura. (NTE E.060, 2009).
- *Rigidez Lateral*: Es una medida que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones (NTE E.060, 2009).
- *Estructuración*: Es el proceso de concebir las dimensiones del proyecto, la arquitectura los elementos usados tanto en planta como en elevación. (NTE E.060, 2009).
- *Concreto Armado o Reforzado*: es el concreto estructural reforzado acero. (NTE E.060, 2009).
- *Columna*: Elemento estructural con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial a compresión. (NTE E.060, 2009).
- *Losa*: Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones, según el tipo de apoyo existente en su contorno. (NTE E.060, 2009).
- *Viga*: Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante. (NTE E.060, 2009).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y Nivel de la investigación

3.1.1 Tipo de investigación

Esta es una investigación es del tipo explicativo porque se identifica e interpreta la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado.

3.1.2 Nivel de la Investigación

El nivel de investigación es aprehensivo porque nuestros objetivos implican analizar y comparar los análisis y diseños de concreto armado de una edificación típica para los distritos elegidos.

3.2 Población y muestra de estudio

3.2.1 Población

La población de la presente investigación serán las edificaciones de concreto armado de la ciudad de Tacna.

3.2.2 Muestra de estudio

La muestra de la presente investigación serán las Edificaciones de concreto armado típicas, en zonas urbanas del distrito de Tacna, Ciudad Nueva y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

3.3 Operacionalización de variables

Tabla 18

Operacionalización de Variables

Variable Independiente	Definición Conceptual	Dimensión	Indicadores
Capacidad portante del suelo	Resistencia máxima del suelo para soportar las cargas aplicadas mediante la cimentación, tal que no se produzcan fallos o asentamientos diferenciales excesivos.	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de Suelo. • Calidad del Suelo 	<ul style="list-style-type: none"> • Perfiles de Suelo. • Contenido de Humedad (NTP 339.127 – ASTM D2216) - (%). • Análisis Granulométrico (NTP 339.128 – ASTM D422) (%). • Límite Líquido y Límite Plástico (NTP 339.129 – ASTM D4318) (%). • Peso Específico (NTP 339.131 – ASTM D854) (g/cm³). • Clasificación Unificada de Suelos SUCS (NTP 339.134 – ASTM D2487).
Variable Dependiente	Definición Conceptual	Dimensión	Indicadores
Análisis y diseño de una edificación de concreto armado	Procedimiento técnico para la construcción de edificaciones conformadas por elementos estructurales como vigas, columnas, losas y cimentaciones de concreto armado.	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis Sísmico. • Diseño de Concreto Armado. • Tipo de Cimentación • Metrado de Cargas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Norma E-020 “Carga” • Norma E-030 “Diseño Sismorresistente” • Norma E-060 “Concreto Armado” • Norma E-050 “Suelo Cimentaciones” Programa ETABS

3.4 Técnicas e instrumentos para recolección de datos

3.4.1 Técnicas para Recolección de datos

Para la recopilación de datos, se extrajeron de estudios de suelos ya aprobados para otros proyectos existentes de cada zona a evaluar. Se realizó la revisión bibliográfica referida al análisis sísmico y diseño de concreto armado de una edificación, con el fin, que los métodos estandarizados a utilizar estén regidos bajo las Normas Técnicas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para desarrollar el Objetivo Específico 01 que es “Efectuar el Análisis Sísmico de las edificaciones de concreto armado considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna.”

- a. Se recopilaron los datos o parámetros sísmicos de estudios existentes de mecánica de suelos para los tres distritos de la ciudad de Tacna.
- b. Se propuso un diseño arquitectónico típico de una vivienda multifamiliar de cinco pisos y su predimensionamiento de elementos estructurales.
- c. Se modeló el diseño propuesto en el software Etabs v.17 para realizar el análisis estático y dinámico bajo la normativa (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente) con los parámetros sísmicos brindados en el EMS de cada zona.
- d. Se realizó la evaluación e interpretación de los datos obtenidos del Análisis Sísmico de la edificación propuesta.

Para desarrollar el Objetivo Específico 02 que es “Efectuar el diseño estructural de concreto armado de un edificio considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna.”

- a. Se elaboró los diseños de elementos de concreto armado bajo la normativa (Norma Técnica E.060 CONCRETO ARMADO).
- b. Diseño de Columnas
- c. Diseño de Placas (Muros de Concreto Armado)
- d. Diseño de Vigas (Peraltadas, Vigas Chatas)
- e. Diseño de Losas (Aligeradas o Macizas)
- f. Diseño de Cimentación

Objetivo Específico 03 “Identificar las diferencias entre las edificaciones en las principales zonas urbanas de Tacna respecto a su análisis sísmico y diseño estructural.”

- a. Se realizó el análisis comparativo del comportamiento sísmico de la edificación propuesta para las 03 zonas seleccionadas de la ciudad de Tacna,

evaluando, interpretando e identificando la zona donde la edificación tiene mejor comportamiento sísmico.

- b. Se realizó el análisis comparativo del diseño estructural de la edificación propuesta para las 03 zonas seleccionadas de la ciudad de Tacna, evaluando, interpretando e identificando la zona donde la edificación tiene el dimensionamiento más eficiente.
- c. Se identificaron los aspectos donde la capacidad portante tiene mayor influencia en ambos análisis mencionados en los ítems 1 y 2.

3.4.2 Instrumentos para la recolección de datos

3.4.2.1 Normas y Documentos.

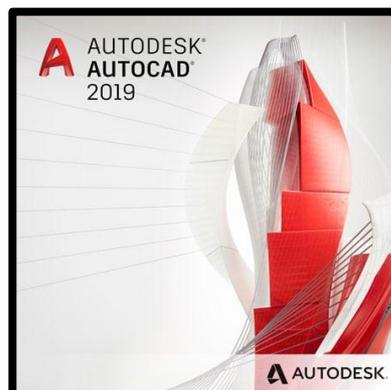
- Norma Técnica E.020 METRADO DE CARGAS
- Norma Técnica E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE
- Norma Técnica E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
- Norma Técnica E.060 CONCRETO ARMADO

3.4.2.2 Software computacional.

- Autodesk AutoCAD 2019, software empleado para el desarrollo de la presente tesis, el logó del software se muestra en la Figura 18.

Figura 18

Inicio software AutoCad 2019



Nota. Autodesk.

- CSI Etabs v.17, software empleado para el desarrollo de la presente tesis, el logó del software se muestra en la Figura 19.

Figura 19

Inicio software ETABS 17



Nota. CSI.

- CSI SAFE v.16

Figura 20

Inicio software SAFE 16

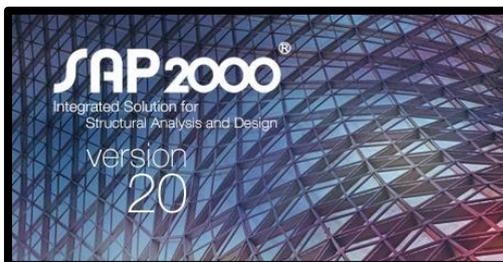


Nota. CSI.

- CSI SAP 2000

Figura 21

Inicio software SAP 2000



Nota. CSI.

- Microsoft Office Word 2019
- Microsoft Office Excel 2019
- Google Drive

3.5 Procesamiento y análisis de datos

3.5.1 Descripción del Proyecto

En la presente investigación se propuso evaluar la influencia de la capacidad portante del suelo en una edificación de concreto armado de 05 niveles. Para el desarrollo de esta propuesta, fue necesario realizarlo considerando Estudios de Mecánica de Suelos aprobados de otros proyectos ya existentes de los distritos de Tacna (Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento del Servicio Académico de la E.A.P. de Ingeniería Civil – FIAG de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman de Tacna”), Ciudad Nueva (Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento de la capacidad operativa del servicio de la Municipalidad Distrital de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva – Tacna - Tacna”) y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa (Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Creación del servicio de práctica deportiva en la Asociación de Vivienda Los Ediles del distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – provincia de Tacna – departamento de Tacna”).

Se tuvo definido el diseño arquitectónico de la vivienda multifamiliar común para los 03 distritos considerados en esta investigación, que consistió de pisos típicos desde el primer nivel considerando una azotea utilizable, esto debido a que, en las edificaciones reales de 05 pisos, de cualquier sistema estructural, suelen presentarse este tipo de diseño arquitectónico.

El proyecto consistió de un edificio multifamiliar de 05 niveles con las siguientes características que se detallan en la Tabla 19.

Tabla 19

Características Principales

Características	Proyecto
Tipo de Proyecto	Edificio Multifamiliar
Área de terreno	103,04 m ²
Número de Niveles	5 niveles
Número de Departamentos	1 por Nivel
Altura de Niveles	2,90m en primer nivel y 2,70m los pisos típicos.
Características	05 departamentos independientes y tanque elevado.

3.5.1.1 Ubicaciones del Proyecto.

Debido a la metodología del proyecto, se tomaron en cuenta 03 lugares como zonas de estudio para el desarrollo de esta tesis “*Influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado, Tacna, 2022*”. A continuación, la Tabla 20 muestra las ubicaciones de cada zona escogida.

Tabla 20

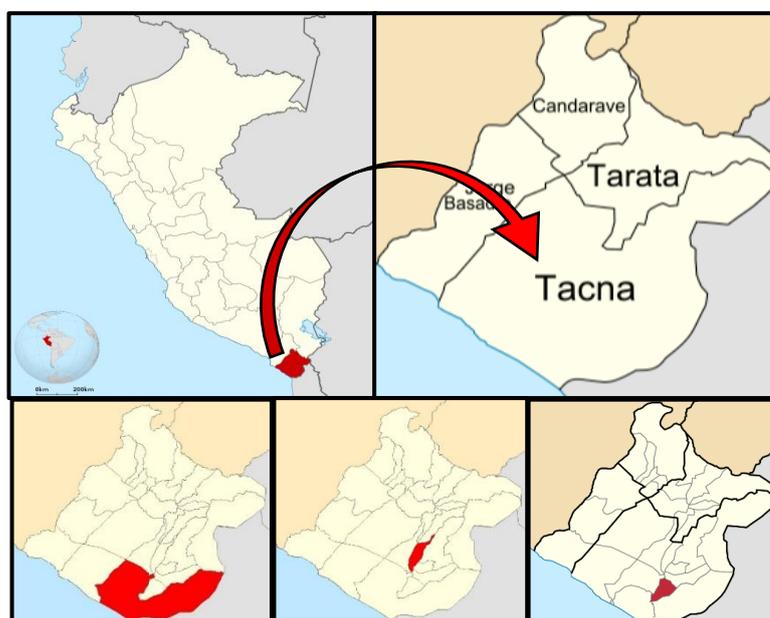
Ubicación de las zonas de estudio

	Primera Ubicación	Segunda Ubicación	Tercera Ubicación
Departamento	Tacna	Tacna	Tacna
Provincia	Tacna	Tacna	Tacna
Distrito	Tacna	Ciudad Nueva	Coronel GAL
Lugar	Ciudad Universitaria – Av. Miraflores S/N	Manuel Lorenzo de Vidau N° 448	Complejo Deportivo - Asociación de Vivienda Los Ediles
Área	103,04m ²	103,04m ²	103,04m ²

a. Macro localización

Figura 22

Ubicación Geográfica de las zonas de Estudio

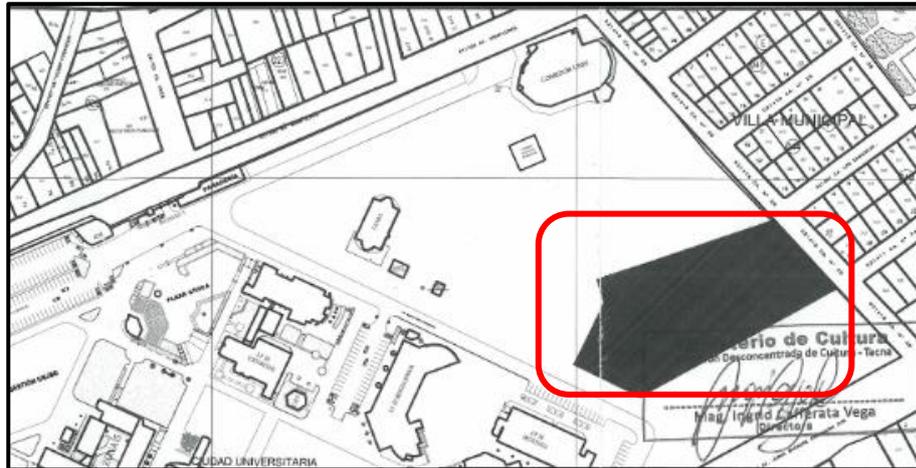


b. Micro localización

b.1 Primera ubicación – Tacna

Figura 23

Ubicación del terreno en estudio del distrito de Tacna



Nota. Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento del Servicio Académico de la E.A.P. de Ingeniería Civil – FIAG de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman de Tacna”.

b.2 Segunda ubicación – Ciudad Nueva

Figura 24

Ubicación del terreno en estudio del distrito de Ciudad Nueva



Nota. Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento de la capacidad operativa del servicio de la Municipalidad Distrital de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva – Tacna - Tacna”.

b.3 Tercera ubicación – Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa

Figura 25

Ubicación del terreno en estudio del distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa



Nota. Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Creación del servicio de práctica deportiva en la Asociación de Vivienda Los Ediles del distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – provincia de Tacna – departamento de Tacna”.

3.5.1.2 Arquitectura del Proyecto.

El proyecto poseerá una frentera de 8,00m y 12,88m de fondo, el ingreso por la frentera, contiene un pasillo que llega a las escaleras de acceso a los demás niveles de la edificación.

El primer piso consta de 01 sala-comedor, cocina, 01 baño, 01 lavanderías, 01 patio y 02 dormitorios.

El segundo piso consta de 01 sala-comedor, cocina, 01 baño, 01 lavanderías y 02 dormitorios.

El tercer piso consta de 01 sala-comedor, cocina, 01 baño, 01 lavanderías y 02 dormitorios.

El cuarto piso consta de 01 sala-comedor, cocina, 01 baño, 01 lavanderías y 02 dormitorios.

El quinto piso consta de 01 sala-comedor, cocina, 01 baño, 01 lavanderías y 02 dormitorios.

La azotea utilizable consta de 02 áreas comunes (01 lavandería y 01 terraza). Las Figuras 26, 27, 28, 29, 30 y 31, muestran las distribuciones arquitectónicas en planta y elevación del proyecto.

Figura 26

Plano en Planta Primer Nivel – Arquitectura

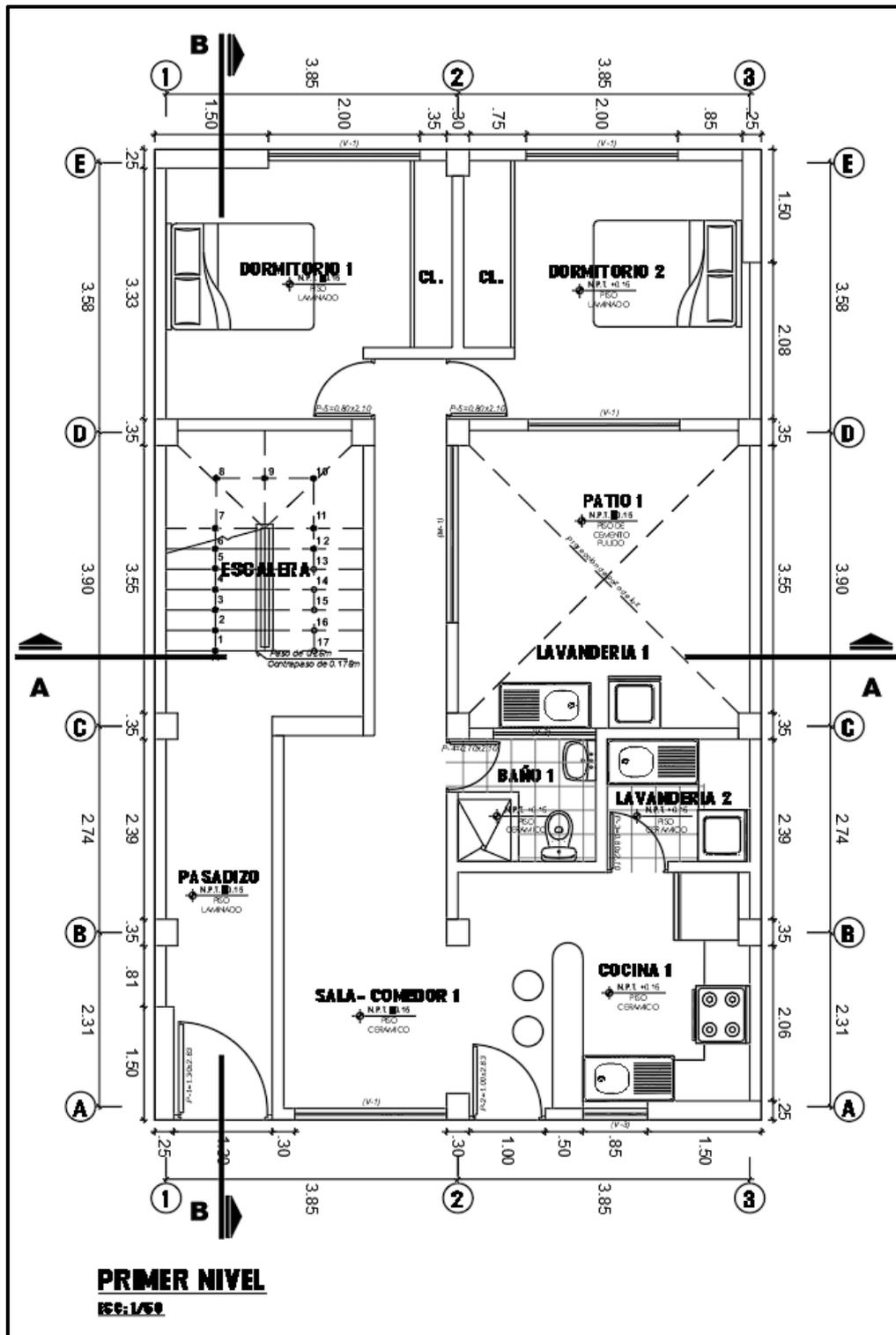


Figura 27
Plano en Planta Piso Típico – Arquitectura

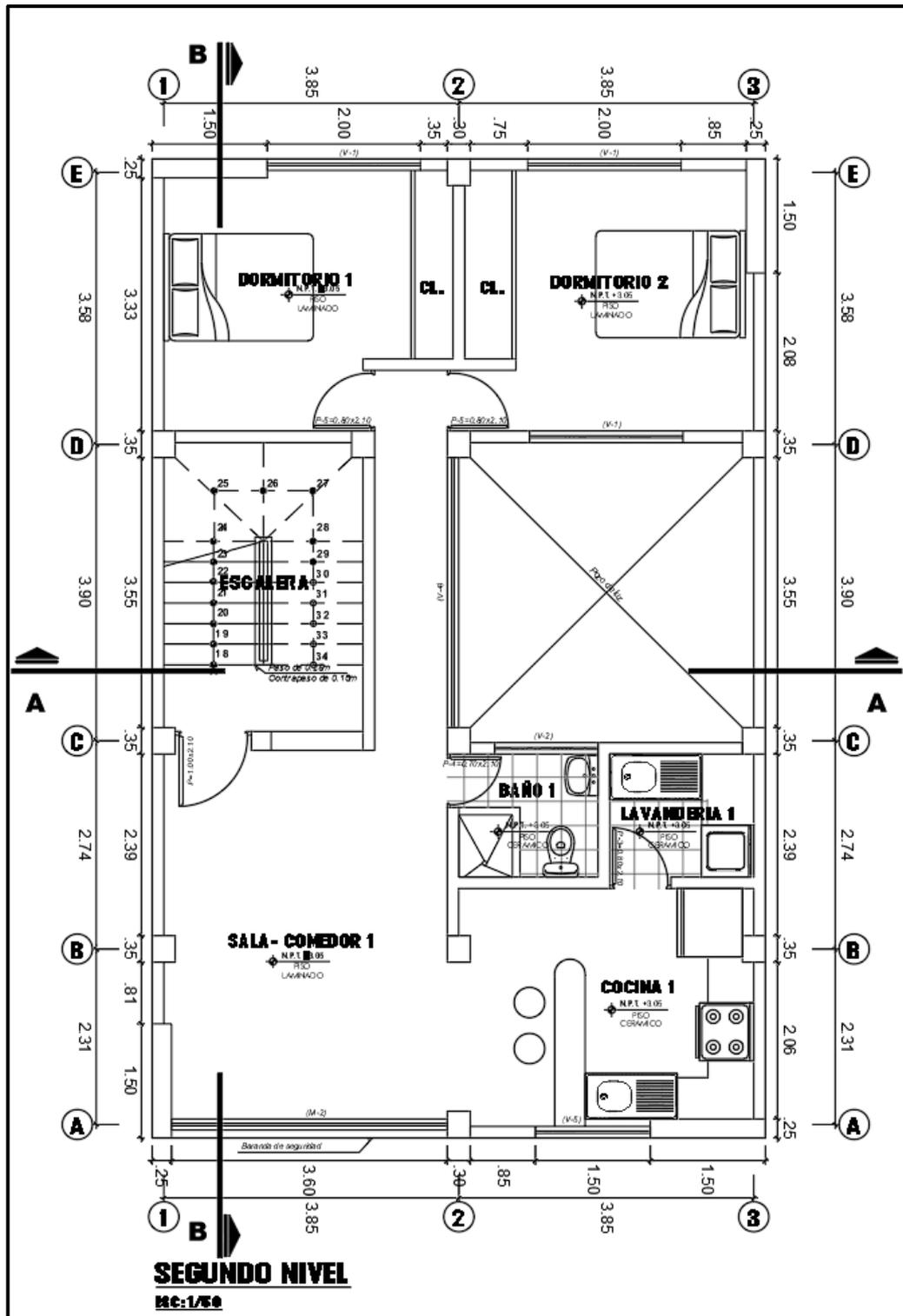


Figura 28

Plano en Planta de Azotea – Arquitectura

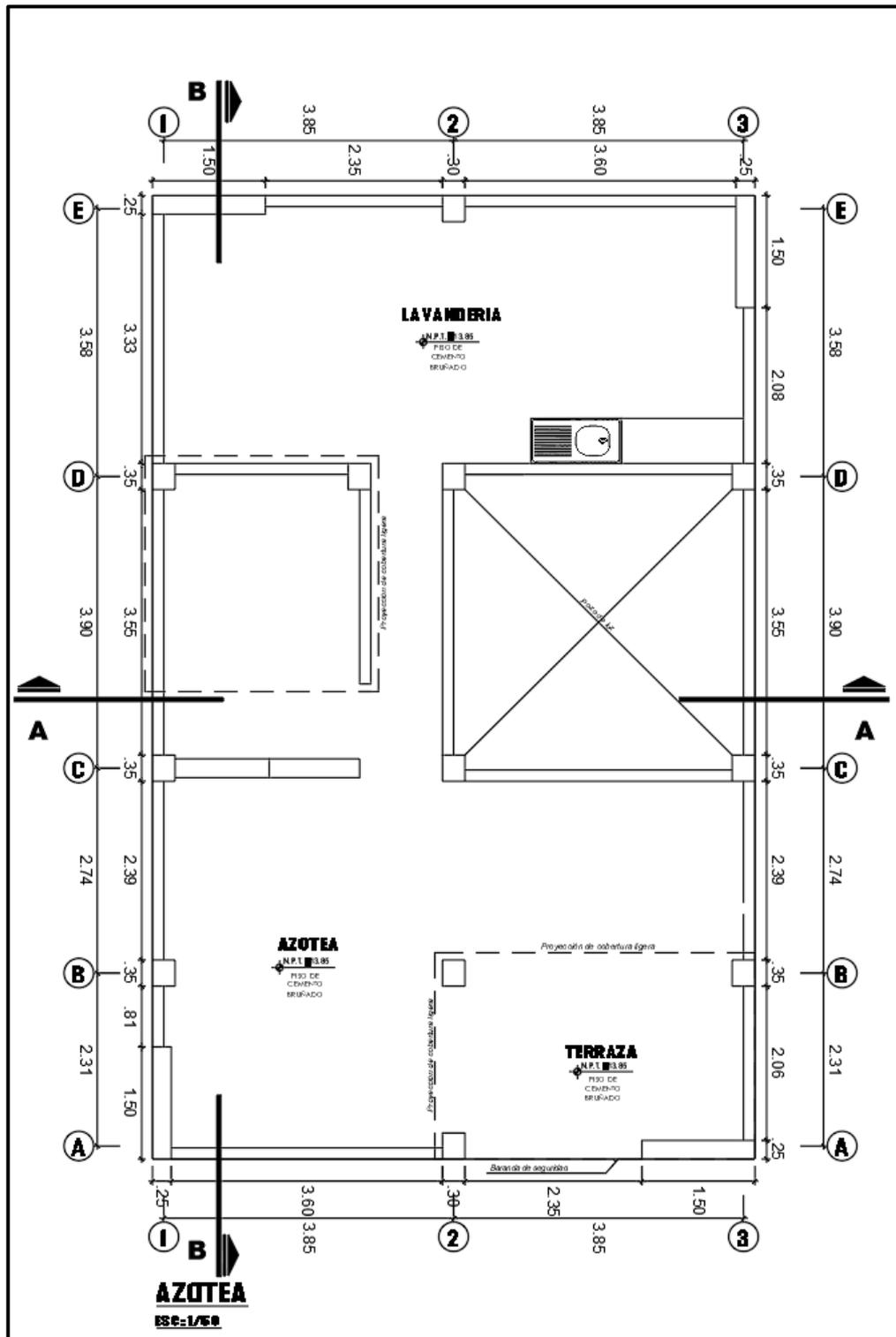


Figura 29

Elevación Corte A-A. Arquitectura

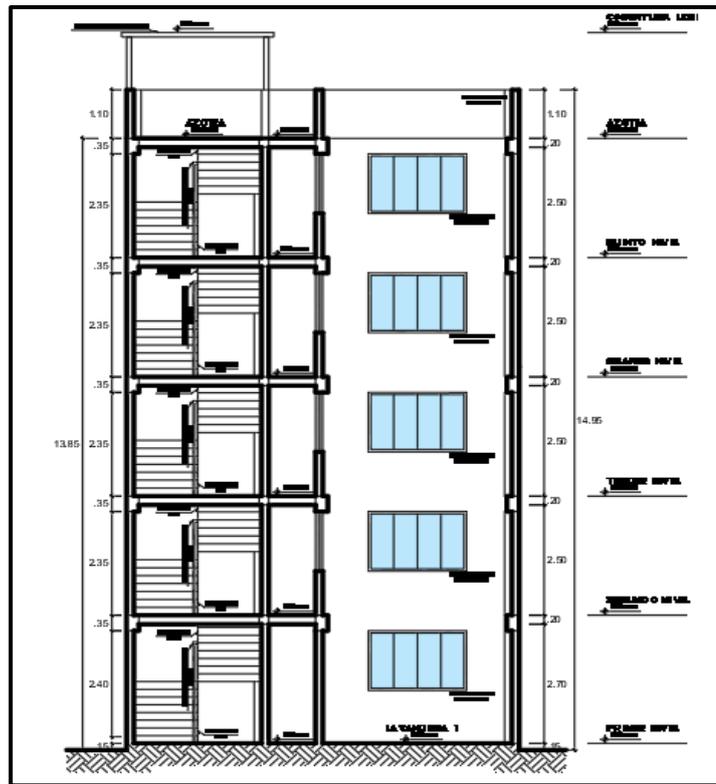


Figura 30

Elevación Corte B-B. Arquitectura

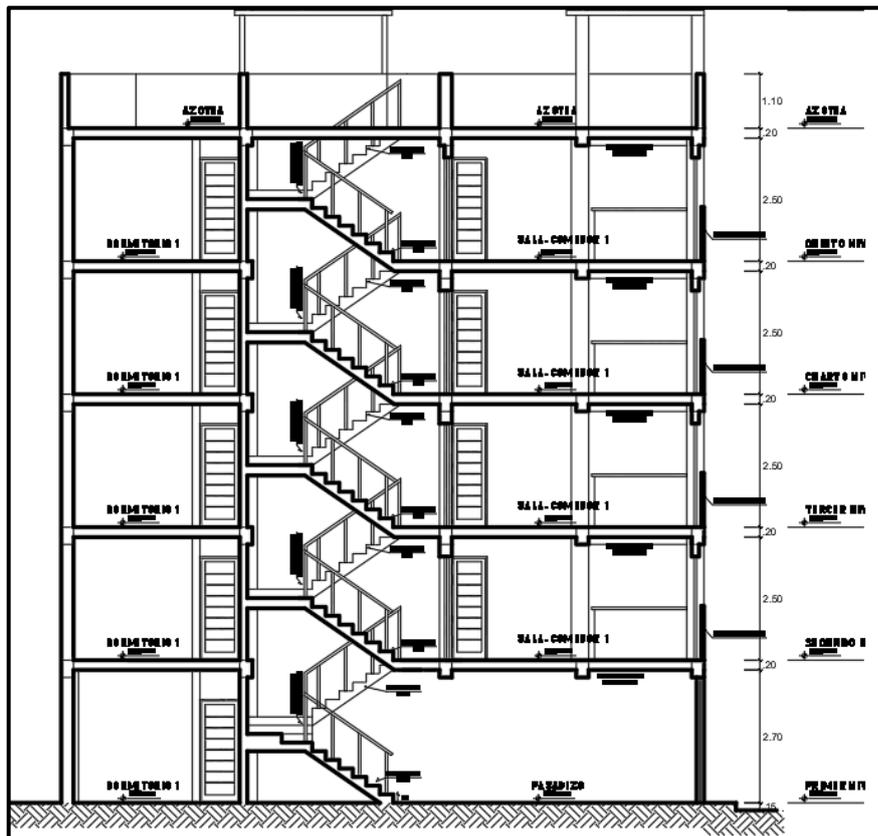
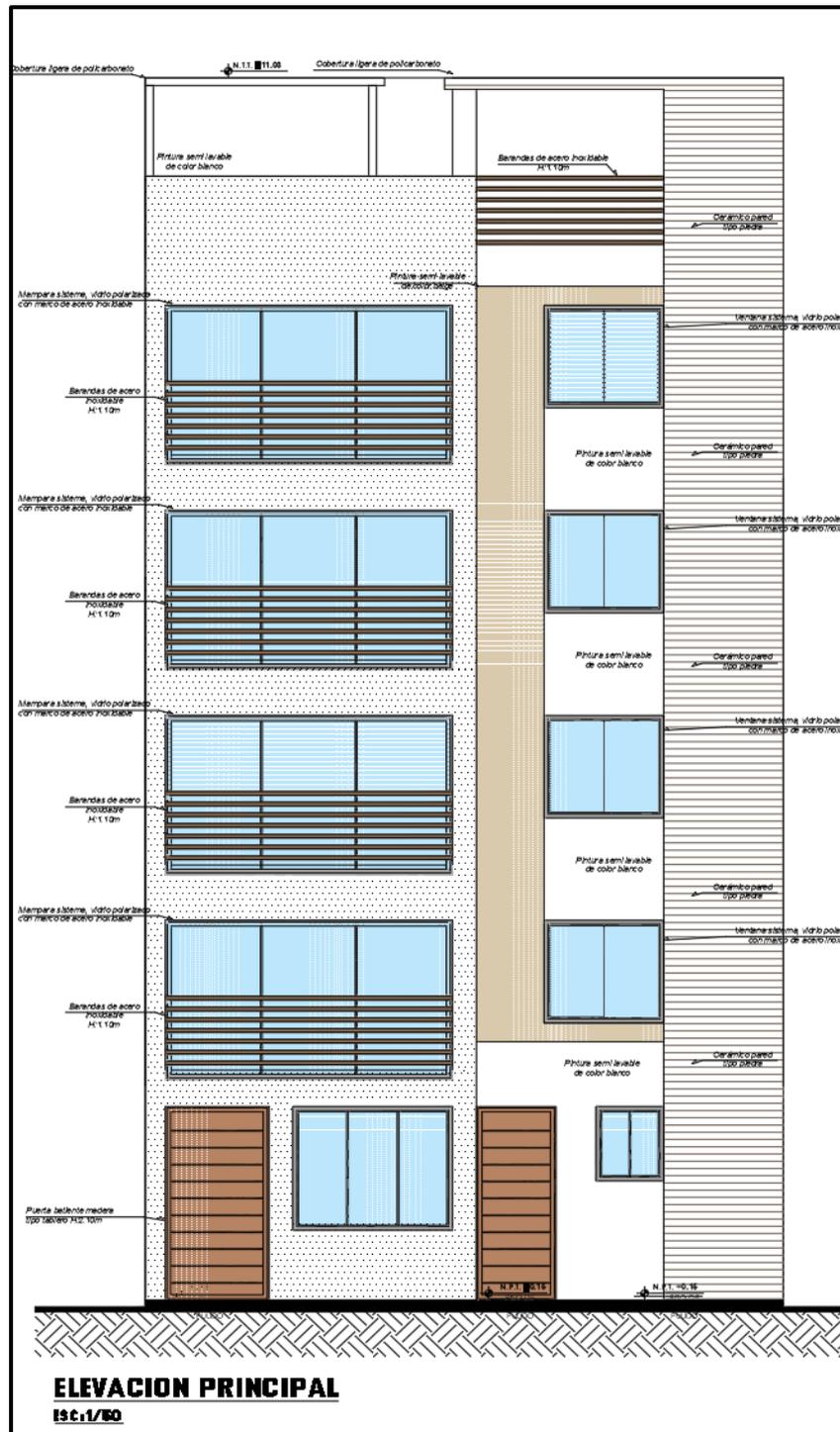


Figura 31
Elevación de fachada - Arquitectura



3.5.2 Procesamiento de datos

Los resultados son mostrados mediante tablas, figuras, seguidamente se procederá con su análisis e interpretación para el desarrollo de las conclusiones de la investigación.

3.5.3 Análisis de datos

Se analizaron las cargas a la que será sometida la edificación propuesta, como cargas de gravedad y carga sísmica.

Luego del modelamiento en el software Etabs v.17, se analizó los datos obtenidos del análisis estático como la Fuerza cortante en la base, la distribución de la fuerza sísmica en altura, el periodo fundamental de vibración; y del análisis dinámico modal espectral se analizarán los modos de vibración, aceleración espectral, Fuerza cortante mínima, con el fin de no superar el desplazamiento lateral relativo admisible para Concreto Armado.

Luego del diseño de concreto armado de los elementos estructurales, se comparó la cantidad de acero requerido y colocado de la edificación propuesta para cada zona de estudio.

Se recolectó todos los datos anteriormente mencionados, para la realización de un análisis comparativo entre las 03 zonas elegidas, con el fin de determinar la influencia de la capacidad portante en el diseño de una edificación de concreto armado.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1 Estudio de Suelos

4.1.1 Características Mecánicas del Suelo 1 (Tacna)

4.1.1.1 Parámetros Sísmicos.

De acuerdo al Estudio de Suelos para la zona de Tacna, este indica que corresponde los siguientes parámetros sísmicos. Clasificación tipo de suelo de cimentación: Tipo S_2 . Periodo predominante de vibración del suelo: $T_s = 0,60$. Factor de suelo: $S = 1,05$. Factor de Zona: $Z = 0,45$.

4.1.1.2 Propiedades del suelo.

A continuación, se muestra la Figura 32, el cual muestra la ubicación de las calicatas que se emplearon para el Estudio de las propiedades del Suelo.

Figura 32

Ubicación de Calicatas para Estudio de Suelos – Tacna



Nota. Imagen extraída Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento del Servicio Académico de la E.A.P. de Ingeniería Civil – FIAG de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman de Tacna”.

En la Tabla 21, se realizó el resumen de los valores de los ensayos de laboratorio que se ejecutaron para el Estudio de Suelo de la zona de Tacna, el cual realizaron 09 calicatas, para dicho proyecto. Para los cuales se obtuvieron la Densidad Máxima, Densidad Seca, Densidad Húmeda, Densidad Natural, Densidad

Relativa, Límite Líquido, Límite Plástico, Índice Plástico, Coeficiente de Cohesión y la Clasificación SUCS.

Tabla 21

Resumen de resultados de ensayos de Laboratorio del Suelo 1 – Tacna

Ensayos	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9
Densidad Mínima (Kg/m ³)	1,817	1,798	1,772	1,799	1,777	1,780	1,785	1,787	1,790
Densidad Máxima (Kg/m ³)	2,091	2,079	2,070	2,079	2,071	2,085	2,089	2,090	2,098
Densidad Seca (Kg/m ³)	1,946	1,939	1,918	1,936	1,916	1,929	1,928	1,941	1,937
Densidad Húmeda (Kg/m ³)	1,992	1,968	1,946	1,969	1,949	1,961	1,958	1,977	1,980
Humedad Natural (%)	2,36	1,48	1,42	1,68	1,72	1,63	1,56	1,83	2,24
Densidad Relativa (%)	50,60	53,80	53,00	52,60	51,10	52,90	51,10	54,90	51,70
Límite Líquido (%)	N.P.								
Límite Plástico (%)	N.P.								
Índice Plástico (%)	N.P.								
Cohesión	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Clasificación SUCS	GP	GP	GP	GP	GW	GW	GW	GP	GP

Nota. Extracto de resultados de los ensayos de laboratorio realizados, extraídos del Estudio de Suelos del Proyecto “Mejoramiento del Servicio Académico de la E.A.P. de Ingeniería Civil – FIAG de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman de Tacna”.

4.1.1.3 Capacidad Portante.

La capacidad portante, se obtuvo del estudio de Suelos y también de la memoria de cálculo estructural, como muestra la Figura 33.

Figura 33

Capacidad portante del Suelo 1 - Tacna



Nota. Extracto de la capacidad portante del suelo, considerada en la memoria de cálculo del proyecto, profundidad de desplante de 1,50m. Suelos del Proyecto “Mejoramiento del Servicio Académico de la E.A.P. de Ingeniería Civil – FIAG de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman de Tacna”

4.1.2 Características Mecánicas del Suelo 2 (Ciudad Nueva)

4.1.2.1 Parámetros Sísmicos.

De acuerdo al Estudio de Suelos para la zona de Ciudad Nueva, este indica que corresponde los siguientes parámetros sísmicos. Tipo de Suelo: Blandos, medianamente flexibles, Tipo S_3 . Factor de suelo: $S = 1,05$. Factor de Uso $U = 1,5$. Periodo predominante $T_P = 1$; $T_L = 1,6$. Factor de Zona: $Z = 0,45$.

4.1.2.2 Clasificación de suelos y límites de consistencia.

A continuación, se muestra la Figura 34, el cual muestra el proceso de desarrollo de una de las calicatas que se emplearon para el Estudio de las propiedades del Suelo.

Figura 34

Excavación de Calicata 02 del Estudio de Suelos



Nota. Imagen extraída del Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento de la capacidad operativa del servicio de la Municipalidad Distrital de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva – Tacna - Tacna”.

En la Tabla 22, se realizó el resumen de los valores de los ensayos de laboratorio que se ejecutaron para el Estudio de Suelo de la zona de Ciudad Nueva, el cual realizaron 06 calicatas, para dicho proyecto. Para los cuales se obtuvieron la Densidad Mínima, Densidad Seca, Densidad Húmeda, Humedad Natural, Límite Líquido, Límite Plástico, la Clasificación SUCS y la Clasificación AASHTO.

Tabla 22

Resumen de resultados de ensayos de Laboratorio del Suelo 2 – Ciudad Nueva

Ensayos	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
Densidad Mínima (Kg/m ³)	1,231	1,16	1,248	1,164	1,220	1,238
Densidad Seca (Kg/m ³)	1,146	1,28	1,427	1,650	1,466	1,480
Densidad Húmeda (Kg/m ³)	1,177	1,31	1,458	1,700	1,505	1,520
Humedad Natural (%)	2,67	2,33	2,23	2,77	2,69	2,53
Límite Líquido (%)	17,80	17,60	17,50	17,50	18,00	18,20
Límite Plástico (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Índice Plástico (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Clasificación SUCS	SM	SM	SM	SM	SM	SM
Clasificación AASHTO	A-2A4(0)	A-2A4(0)	A-2A4(0)	A-2A4(0)	A-2A4(0)	A-2A4(0)

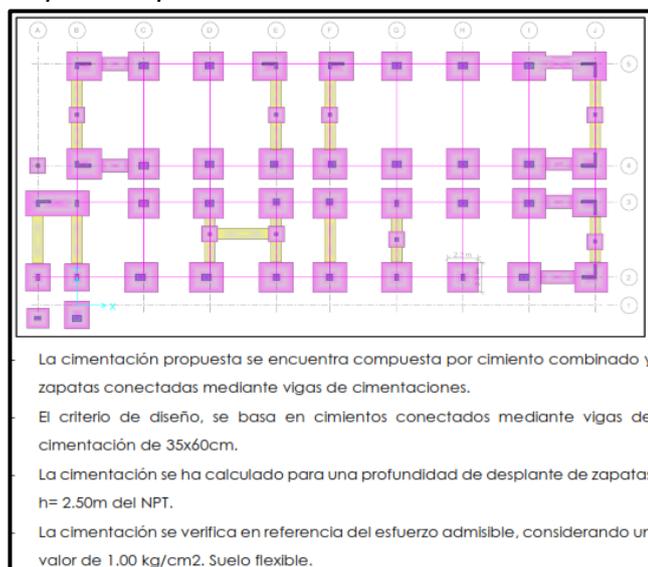
Nota. Extracto de resultados de los ensayos de laboratorio realizados, extraídos del Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento de la capacidad operativa del servicio de la Municipalidad Distrital de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva – Tacna - Tacna”.

4.1.2.3 Capacidad Portante.

La capacidad portante, se obtuvo del estudio de Suelos y también de la memoria de cálculo estructural, como muestra la Figura 35.

Figura 35

Capacidad portante del Suelo 2 - Ciudad Nueva



Nota. Fragmento extraído del Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Mejoramiento de la capacidad operativa del servicio de la Municipalidad Distrital de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva – Tacna - Tacna”.

4.1.3 Características Mecánicas del Suelo 3 (Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa)

4.1.3.1 Parámetros Sísmicos.

A continuación, se muestra la Figura 36, que contiene un extracto del Estudios de Suelos del Proyecto en la zona de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, donde se nos brinda los parámetros sísmicos de este suelo.

Figura 36

Parámetros Sísmicos del Suelo 3 - Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa

ZONA 4	Z	=	0.45
FACTOR DE USO	U	=	1.0
FACTOR DE AMPLIACION DEL SUELO	S	=	1.05
PERIODO PREDOMINANTE	$T_p(s)$	=	0.60
	$T_l(s)$	=	2.0

Nota. Extracto de parámetros sísmicos considerados, extraídos del Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Creación del servicio de práctica deportiva en la Asociación de Vivienda Los Ediles del distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – provincia de Tacna – departamento de Tacna”.

4.1.3.2 Propiedades del suelo.

En la Tabla 23, se realizó el resumen de los valores de los ensayos de laboratorio que se ejecutaron para el Estudio de Suelo de la zona de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, el cual realizaron 04 calicatas, para dicho proyecto. Para los cuales se obtuvieron la Densidad Mínima, Densidad Máxima, Densidad Seca, Densidad Húmeda, Humedad Natural, Densidad Relativa, Límite Líquido, Límite Plástico, Índice Plástico, Coeficiente de Cohesión y la Clasificación SUCS.

Tabla 23

Resumen de resultados de ensayos de Laboratorio del Suelo 3 – Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa

Ensayos	Calicata 1	Calicata 2	Calicata 3	Calicata 4
Densidad Mínima (Kg/m ³)	1,710	1,771	1,763	1,795
Densidad Máxima (Kg/m ³)	2,070	2,078	2,069	2,083
Densidad Seca (Kg/m ³)	1,872	1,911	1,905	1,924
Densidad Húmeda (Kg/m ³)	1,901	1,939	1,928	1,942
Humedad Natural (%)	1,52	1,46	1,17	0,93
Densidad Relativa (%)	49,90	49,60	50,50	48,60
Límite Líquido (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Límite Plástico (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Índice Plástico (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Cohesión	0,00	0,00	0,00	0,00
Clasificación SUCS	GP	GP	GW	GP

Nota. Extracto de resultados de los ensayos de laboratorio realizados, extraído del Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Creación del servicio de práctica deportiva en la Asociación de Vivienda Los Ediles del distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – provincia de Tacna – departamento de Tacna”.

4.1.3.3 Capacidad Portante.

La capacidad portante, se obtuvo del estudio de Suelos y también de la memoria de cálculo estructural, como muestra la Figura 37.

Figura 37

Capacidad portante del Suelo 3 - Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa

PARA PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Df = 1.50 m
Calicata N° 01 : Q Adm. = 2.10 kg/cm ²
Calicata N° 02 : Q Adm. = 2.14 kg/cm ²
Calicata N° 04 : Q Adm. = 2.15 kg/cm ²

Nota. Extracto de resultados de los cálculos de la capacidad portante del suelo extraídos del Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto “Creación del servicio de práctica deportiva en la Asociación de Vivienda Los Ediles del distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – provincia de Tacna – departamento de Tacna”.

4.2 Resumen de Datos de Estudio de Mecánica de Suelos

A continuación, se elaboró la Tabla 24, el cual contiene el resumen de los datos más relevantes del Estudio de Suelos para cada zona, que servirán para el análisis y diseño de la estructura.

Tabla 24

Características Esenciales del Suelo de las zonas de Estudio

Características	Lugar 1 (Tacna)	Lugar 2 (Ciudad Nueva)	Lugar 3 (Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa)
Tipo de Suelo	GP	SM	GP
Capacidad portante	2 Kg/cm ²	1 Kg/cm ²	2,13 Kg/cm ²
Tipo de Perfil de Suelo	S ₂	S ₃	S ₂
Factor de Suelo	1,05	1,10	1,05
Profundidad de Desplante	$Df = 1,50m$	$Df = 2,50m$	$Df = 1,50m$
Densidad del Suelo	$\gamma_s = 1,967gr/cm^3$	$\gamma_s = 1,45gr/cm^3$	$\gamma_s = 1,93gr/cm^3$

Nota. Información o dato de interés para el análisis y diseño de la edificación de concreto armado para cada zona de estudio.

4.3 Predimensionamiento de Elementos Estructurales

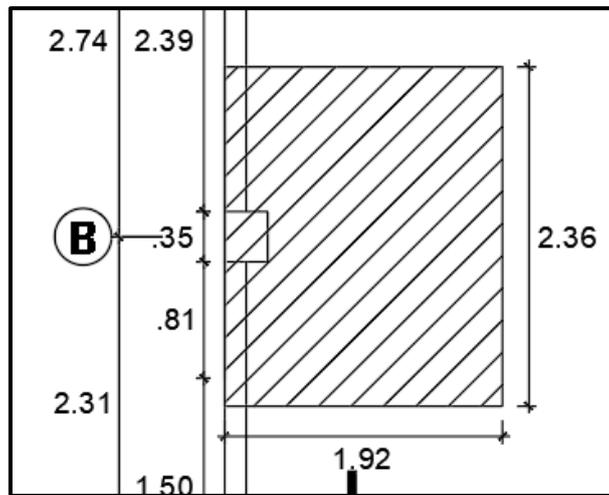
4.3.1 Predimensionamiento de Columnas

4.3.1.1 Columna Medianera.

Área Tributaria de la Columna: La figura 38, muestra las dimensiones del área tributaria perteneciente a una columna medianera de la distribución arquitectónica en planta.

Figura 38

Área tributaria de la columna medianera más desfavorable



Nota. Según dato extraído de AutoCAD, el Área Tributaria (At) es de 4,54m².

Peso de la Edificación: La categoría de la Edificación es C – Viviendas comunes, por lo que la Carga Total de entrepiso será 1,0 Tnf/m².

Carga De Servicio: Aplicando la ecuación (3), se tiene:

$$P_{SERV} = 1000 \frac{Kg}{m^2} \times 4,54 m^2 \times 5$$

$$P_{SERV} = 22700 Kg$$

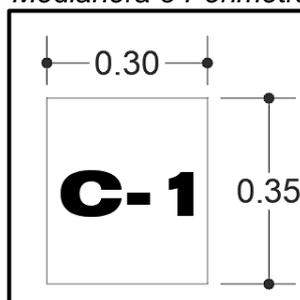
Área De La Columna: Aplicando la ecuación (2) para columnas medianeras, se tiene:

$$A_{COL} = \frac{22700 Kg}{0,35 \times 210 \frac{Kg}{cm^2}} = 308,84 cm^2$$

Sin embargo, la norma E0.60 indica que las columnas deben tener un área mínima de 1000 cm², por lo tanto, la Columna Medianera tendrá una sección de 30x35cm, como se muestra en la Figura 39.

Figura 39

Detalle de Columna Medianera o Perimetral

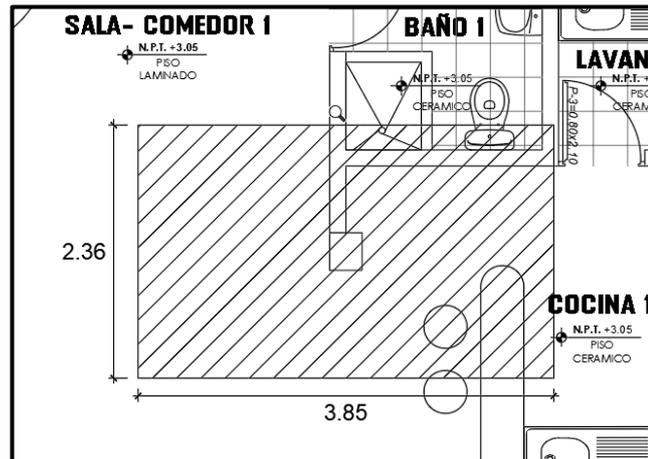


4.3.1.2 Columna Central.

Área Tributaria de la Columna: La figura 40, muestra las dimensiones del área tributaria perteneciente a una columna central de la distribución arquitectónica en planta.

Figura 40

Área tributaria de la columna central más desfavorable



Nota. Según dato extraído de AutoCAD, el Área Tributaria (At) es de 9,09m².

Peso de la Edificación: La categoría de la Edificación es C – Viviendas comunes, por lo que la Carga Total de entrepiso será 1,0 Tnf/m².

Carga De Servicio: Aplicando la ecuación (3), se tiene:

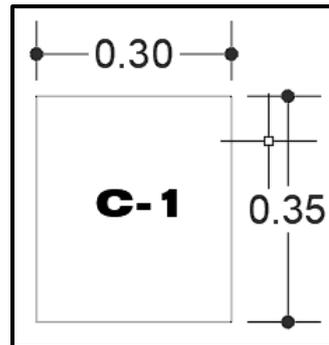
$$P_{SERV} = 1000 \frac{Kg}{m^2} \times 9,09 m^2 \times 5$$

$$P_{SERV} = 45450Kgf$$

Área De La Columna: Aplicando la ecuación (1) para columnas centrales, se tiene:

$$A_{COL} = \frac{45450 Kg}{0,45 \times 210 \frac{Kg}{cm^2}} = 480,95 cm^2$$

Sin embargo, la norma E0.60 indica que las columnas deben tener un área mínima de 1000 cm², por lo tanto, la Columna Central tendrá una sección de 30x35cm, como se muestra en la Figura 41.

Figura 41*Detalle de Columna Central***4.3.2 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas**

Para Predimensionar el peralte de la viga, se requiere conocer la sobrecarga de la edificación, el cual se extrae de la norma E.020 Cargas, los cuales se muestran los valores en la Figura 42.

Figura 42*Cargas Vivas Mínimas repartidas según uso u ocupación de Edificaciones*

Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Nota. Se extrajo la sobrecarga o carga viva para una vivienda de Tabla N°1 Cargas Vivas Mínimas repartidas, de la Norma E.020 CARGAS.

Predimensionamiento de la Viga Tramo Eje 1-2. Según planos, la luz libre más crítica es $L_n = 3,85 \text{ m}$, para el cálculo de su peralte se emplea la ecuación (6), donde α será 12 según Tabla 2.

$$h = \frac{3,85}{12} = 0,32\text{m}$$

La norma indica que debe cumplir con la condición de la ecuación (5).

$$h_{min} = \frac{3,85}{16} = 0,24\text{m}$$

Se optará por considerar un peralte de $h = 0,35\text{m}$.

Para el predimensionamiento de la Base "b" se emplea la ecuación (7).

$$b = \frac{0,35}{2} = 0,18\text{m}$$

También se emplea la ecuación (8), para ello, es necesario calcular el Ancho Tributario.

$$At = \frac{2,43}{2} + \frac{2,31}{2} = 2,37m$$

$$b = \frac{2,37}{20} = 0,12m$$

Como ambos predimensionamientos de la base de las vigas no cumplen con la dimensión mínima indicada en la norma, Ecuación (9), se opta por considerar la base mínima recomendada de 0,25m.

4.3.2.1 Cálculo de la sección de viga por ejes.

En la Tabla 25 y 27, muestran el cálculo por tramos del peralte de las vigas en el Eje X e Y, mientras que en la Tabla 26 y 28, se muestran los cálculos para la dimensión de la base de la viga en el Eje X e Y.

Tabla 25

Predimensionamiento del Peralte de Viga en los ejes con dirección X

Tramo	Luz Libre "Ln" (m)	Peralte de Viga "h" (m)	Peralte Mínimo "h _{min} " (m)	Peralte Escogido "h _{def} " (m)	Peralte "h" (m)
Eje 1-2	3,85	0,32	0,24	0,35	0,35
Eje 2-3	3,85	0,32	0,24	0,35	

Nota. La tabla muestra el peralte h en función a las ecuaciones (5) y (6); para los ejes 1-2 y 2-3.

Tabla 26

Predimensionamiento de la base de Viga en los ejes con dirección X

Tramo	Base de la Viga "b" (m)	b>0.25m ¿Cumple?	Base "b" (m)	Ancho Tributario "B" (m)	Base de la Viga "b" (m)	b>0.25m ¿Cumple?	Base "b" (m)
Eje 1-2	0,18	No Cumple b=	0,25	2,37	0,12	No Cumple b=	0,25
Eje 2-3	0,18	No Cumple b=	0,25	2,37	0,12	No Cumple b=	0,25

Nota. La tabla muestra la base b en función a las ecuaciones (7), (8) y (9); para los ejes 1-2 y 2-3.

Tabla 27

Predimensionamiento del Peralte de Viga en los ejes con dirección Y

Tramo	Luz Libre "Ln" (m)	Peralte de Viga "h" (m)	Peralte Mínimo "h _{min} " (m)	Peralte Escogido "h _{def} " (m)	Peralte "h" (m)
Eje A-B	2,31	0,19	0,14	0,20	
Eje B-C	2,43	0,20	0,15	0,25	0,35
Eje C-D	3,90	0,33	0,24	0,35	
Eje D-E	3,58	0,30	0,22	0,30	

Nota. La tabla muestra el peralte h en función a las ecuaciones (5) y (6); para los ejes A hasta E.

Tabla 28

Predimensionamiento de la base de Viga en los ejes con dirección Y

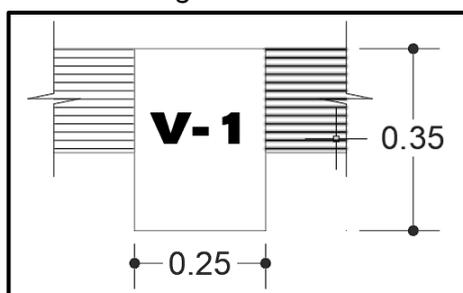
Tramo	Base de la Viga "b" (m)	b>0.25m ¿Cumple?	Base "b" (m)	Ancho Tributario "B" (m)	Base de la Viga "b" (m)	b>0.25m ¿Cumple?	Base "b" (m)
Eje A-B	0,10	No Cumple b=	0,25	1,40	0,07	No Cumple b=	0,25
Eje B-C	0,13	No Cumple b=	0,25	1,40	0,07	No Cumple b=	0,25
Eje C-D	0,18	No Cumple b=	0,25	1,40	0,07	No Cumple b=	0,25
Eje D-E	0,15	No Cumple b=	0,25	0,70	0,04	No Cumple b=	0,25

Nota. La tabla muestra la base b en función a las ecuaciones (7), (8) y (9); para los ejes A hasta E.

Por lo tanto, para este proyecto solo se tendrá una sección única de viga de 25x35cm, que se muestra en la Figura 43.

Figura 43

Detalle de Viga



4.3.3 Predimensionamiento de Vigas Chatas

Para este proyecto se emplearán vigas chatas para soportar el peso de tabiquerías, tendrán un espesor igual al de losas aligeradas, es decir $h=0,20m$, y un ancho de 0,15 y 0,20m.

4.3.4 Predimensionamiento de Losas Aligeradas

Criterio 01: Cuando la sobrecarga es menor a 300 Kgf/cm^2 . Mayor luz libre de la vigueta: 3,83 m. Para el cálculo del peralte "h" Se emplea la ecuación (10).

$$h = \frac{Ln}{25} = \frac{3,83}{25} = 0,153m = \mathbf{0,15m}$$

Por lo tanto, el peralte de Losa Aligerada bajo el criterio 01 es de $e = 0,15m$.

Criterio 02: mayor luz libre de la vigueta en el proyecto 3,83m. De la Tabla 3, en relación a nuestro $Ln = 3,83m$. Nos corresponde un peralte "e" de 0,17m

Criterio 03: Cuando la sobrecarga es menor a 300 Kgf/cm^2 . Mayor luz libre de la vigueta: 3,83 m.

De acuerdo a la Figura 29, el cual muestra las Vargas vivas mínimas, no corresponde para una vivienda una sobrecarga $S/C = 200 \text{ Kgf/m}^2$. Por lo que haciendo uso de la Tabla 4, para el proyecto corresponde considerar la siguiente relación.

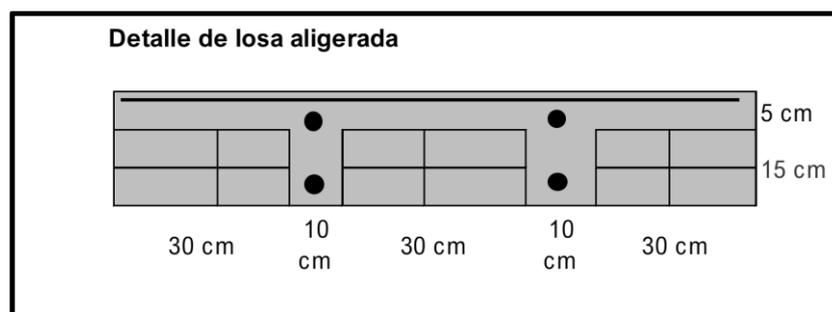
$$h = \frac{Ln}{28} = \frac{3,83}{28} = 0,137 = \mathbf{0,14m}$$

Por lo tanto, el peralte de Losa Aligerada bajo el criterio 03 es de $e = 0,14m$.

De acuerdo a los 3 criterios considerados en el predimensionamiento de la losa aligerada, el criterio 02 indica el mayor peralte de losa (17cm), sin embargo, bajo criterio de proceso constructivo y comercial, se considera que el peralte de la losa aligerada será de 20cm, la Figura 44 muestra dicho detalle.

Figura 44

Detalle de Losa Aligerada Unidireccional



4.3.5 Predimensionamiento de Losas Macizas

El proyecto contiene dos losas macizas, por lo que se usará el de mayor longitud, empleando la ecuación (12) y (13).

$$h = \frac{3,70}{40} = 0,0925 = \mathbf{0,10m}$$

$$h = \frac{9,70}{40} = 0,2425 = \mathbf{0,24m}$$

Para tener continuidad en el espesor se usará losa maciza de 20cm

$$\mathbf{h = 0,20m}$$

4.4 Análisis Sismorresistente de la Estructura

Para realizar el análisis sismorresistente se emplearon los parámetros sísmicos brindados en los Estudios de Suelos de cada zona, en el caso de la zona de Tacna y CGAL, se nos presentan los mismos parámetros sísmicos, por lo que se analizó las zonas por tipo de suelo (S2 para Tacna y CGAL, y S3 para Ciudad Nueva).

4.4.1 Estructura en Suelo S2 (Distrito Tacna y CGAL)

4.4.1.1 Parámetros Sísmicos.

Zona Sísmica: Zona 4 (Tacna)	$Z = 0,45$
Categoría de la Edificación: C Edificaciones Comunes	$U = 1,00$
Factor de Amplificación de Suelos: Suelos Intermedios S ₂	$S = 1,05$
	$TP = 0,60$
	$TL = 2,00$

4.4.1.2 Sistema Estructural en ambas direcciones.

Para identificar el Sistema Estructural al que pertenece la estructura modelada, se extrajo datos de cortantes para columnas y placas del software, y así calcular su porcentaje de incidencia, de acuerdo a lo descrito en el Ítem A.4, se identificó que la edificación presenta un Sistema de Muros Estructurales, por ende, de acuerdo a la Tabla 9, corresponde un Ro de 6. Dicho cálculo se refleja en la Tabla 29.

Tabla 29*Identificación del Sistema Estructural en ambas direcciones*

Dirección	Periodo (T)	C	Cortante (Kgf)			Porcentaje		Ro
			V	Columnas	Placas	Columnas	Placas	
Eje X-X	0,408	2,5	58358,29	8116,39	50317,1	13,91%	86,22%	6
Eje Y-Y	0,439	2,5	59312,78	11585,7	47808,02	19,53%	80,60%	6

Nota. La tabla muestra que las Placas se llevan mayor porcentaje de la fuerza cortante en la base, mayor al 70%, por lo tanto, según la Norma E.030, la edificación pertenece a Sistema de Muros Estructurales.

4.4.1.3 Factores de Irregularidad (Ia, Ip).

a. Irregularidades Estructurales en Altura

Se procedió a realizar las verificaciones en base a lo indicado en el Ítem A.5.1 y el uso de hojas de cálculo.

a.1 Irregularidad por Piso Blando

Se desarrolló la verificación por irregularidad por Piso Blando, tanto para el Eje X y Eje Y, que se muestra en la Tabla 30 y Tabla 31.

Tabla 30*Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “X”*

Story	Stiffness X tonf/m	% de rigidez de piso i con respecto a piso i+1	Condición	Rigidez promedio de 3 pisos superiores	%rigidez de piso i con respecto a promedio de 3 pisos superiores	Condición
Story5	7107,074					
Story4	11326,201	159%	No irregular			
Story3	14014,147	124%	No irregular	10815,81		
Story2	18112,224	129%	No irregular	14484,19	167%	No irregular
Story1	38303,105	211%	No irregular	23476,49	264%	No irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en altura por piso blando según la Norma E.030, el cual, no cuenta con esta irregularidad.

Tabla 31*Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “Y”*

Story	Vy kg-f	% de rigidez de piso i con respecto a piso i+1	Condición	Rigidez promedio de 3 pisos superiores	%rigidez de piso i con respecto a promedio de 3 pisos superiores	Condición
Story5	6838,007					
Story4	10908,273	160%	No irregular			
Story3	13439,253	123%	No irregular	10395,18		
Story2	17211,862	128%	No irregular	13853,13	166%	No irregular
Story1	35689,114	207%	No irregular	22113,41	258%	No irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en altura por piso blando según la Norma E.030. el cual. no cuenta con esta irregularidad.

Se efectuó las comprobaciones de irregularidades en altura mediante la información obtenida del análisis estructural en el Etabs, la estructura no presenta irregularidad en altura, por lo que el valor de $I_a = 1,0$.

b. Irregularidades Estructurales en Planta

Se procedió a realizar las verificaciones en base a lo indicado en el Ítem A.5.2 y el uso de hojas de cálculo.

b.1 Irregularidad Torsional

Se desarrolló la verificación por irregularidad Torsional, tanto para el Eje X y Eje Y, que se muestra en la Tabla 32 y Tabla 33.

Tabla 32*Verificación en Irregularidad Torsional en el eje "X"*

Story	Load Case/Combo	Maximum (m)	Average (m)	Desplaz relativo Δ_{max} U_x	Desplaz relativo Δ average U_x	Δ max > 1.3 Δ average	Obs.
Story5	Sismo XX Max	0,015524	0,013827	0,003078	0,002723	1,13	No Irregular
Story4	Sismo XX Max	0,012446	0,011104	0,003542	0,003146	1,13	No Irregular
Story3	Sismo XX Max	0,008904	0,007958	0,003806	0,003391	1,12	No Irregular
Story2	Sismo XX Max	0,005098	0,004567	0,003403	0,003044	1,12	No Irregular
Story1	Sismo XX Max	0,001695	0,001523	0,001695	0,001523	1,11	No Irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en planta - torsional según la Norma E.030, el cual, no cuenta con esta irregularidad.

Tabla 33*Verificación en Irregularidad Torsional en el eje "Y"*

Story	Load Case/Combo	Maximum (m)	Average (m)	Desplaz relativo Δ_{max} U_y	Desplaz relativo Δ average U_y	Δ max > 1.3 Δ average	Obs.
Story5	Sismo YY Max	0,015021	0,014665	0,002958	0,002858	1,03	No Irregular
Story4	Sismo YY Max	0,012063	0,011807	0,003402	0,00331	1,03	No Irregular
Story3	Sismo YY Max	0,008661	0,008497	0,003653	0,003581	1,02	No Irregular
Story2	Sismo YY Max	0,005008	0,004916	0,003316	0,003255	1,02	No Irregular
Story1	Sismo YY Max	0,001692	0,001661	0,001692	0,001661	1,02	No Irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en planta - torsional según la Norma E.030, el cual, no cuenta con esta irregularidad.

b.2 Esquinas Entrantes

Se desarrolló la verificación de irregularidad por Esquinas Entrantes, tanto para el Eje X y Eje Y, que se muestra en la Tabla 34.

Tabla 34

Verificación por Esquinas Entrantes en el eje "X" e "Y"

Eje	Longitud (m)	Aberturas (m)	% de dimensión	Condición >20%
X	8,00	3,85	48%	IRREGULAR
Y	12,88	3,90	30%	IRREGULAR

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en planta – esquinas entrantes, según la Norma E.030, el cual, sí cuenta con esta irregularidad.

Como existe irregularidad por esquina entrante, de acuerdo a la Tabla 11, corresponde considerar el factor de irregularidad $I_p = 0,90$.

De las verificaciones por irregularidades en la estructura, se concluye que:

- La estructura no presenta irregularidad en altura. Por lo tanto $I_a = 1,00$
- La estructura presenta irregularidad por Esquinas Entrantes, lo que lo califica como irregular. $I_p = 0,90$
- Para la obtención del Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R, se emplea la ecuación (14).

$$R = 6 \times 1 \times 0,90 = 5,40$$

4.4.1.4 Estimación del Peso Total de la Estructura

Se extrajo los pesos de la Estructura del modelado en el Software Etabs, los cuales se muestra en la Tabla 35.

Tabla 35

Peso de la Estructura

Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m
Story1	D1	7460,18	7460,18
Story2	D2	7385,30	7385,30
Story3	D3	7385,30	7385,30
Story4	D4	7385,30	7385,30
Story5	D5	6184,52	6184,52
MT =		35800,60 kg	
PT =		351,09 Tnf	

Nota. La tabla muestra los pesos por nivel de la estructura modelada en Etabs v.17 y el Peso Total.

4.4.1.5 Análisis Estático

a. Fuerza Cortante en la base

Se calcula la fuerza cortante en la base para las dos direcciones X e Y, acorde a la ecuación (15).

$$Z = 0,45$$

$$U = 1,00$$

$$C = 2,5$$

$$S = 1,05$$

$$R_x = 5,4$$

$$R_y = 5,4$$

$$PT = 351,09 \text{ Tnf}$$

$$V_{ex} = \frac{0,45 \times 1,00 \times 2,50 \times 1,05}{5,40} \times 351,09 = 76,80 \text{ Tnf}$$

$$V_{ey} = \frac{0,45 \times 1,00 \times 2,50 \times 1,05}{5,40} \times 351,09 = 76,80 \text{ Tnf}$$

Según la norma E.030, se debe cumplir la siguiente condición de la ecuación (16).

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2,5}{5,4} = 0,46 \geq 0,11 \dots \text{Sí Cumple}$$

$$\frac{C}{R_y} = \frac{2,5}{5,4} = 0,46 \geq 0,11 \dots \text{Sí Cumple}$$

b. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Para calcular la distribución de la fuerza sísmica en altura, se emplearon las ecuaciones (17) y (18), y se desarrolló en hojas de cálculo, obteniendo los siguientes resultados que se reflejan en la Tabla 36.

Tabla 36*Distribución de la fuerza sísmica por nivel*

Ítem	Pi	Hi	Pi x Hi	ai	Fi x-x	Fi y-y
nivel 1	73,160	2,9	212,16	0,07	5,724	5,724
nivel 2	72,425	5,6	405,58	0,14	10,943	10,943
nivel 3	72,425	8,3	601,13	0,21	16,219	16,219
nivel 4	72,425	11,0	796,68	0,28	21,495	21,495
nivel 5	60,650	13,7	830,90	0,29	22,418	22,418
			2846,46	1,00	76,800	76,800

Nota. La tabla muestra el cálculo de la distribución de la fuerza sísmica en altura de la estructura modelada en Etabs v17.

c. Desplazamientos del centro de masa

El desplazamiento de los centros de masa, se extrajeron de los resultados luego de correr el programa, dichos resultados se muestran en la Tabla 37 y Tabla 38; y de forma gráfica en la Figura 45 y Figura 46.

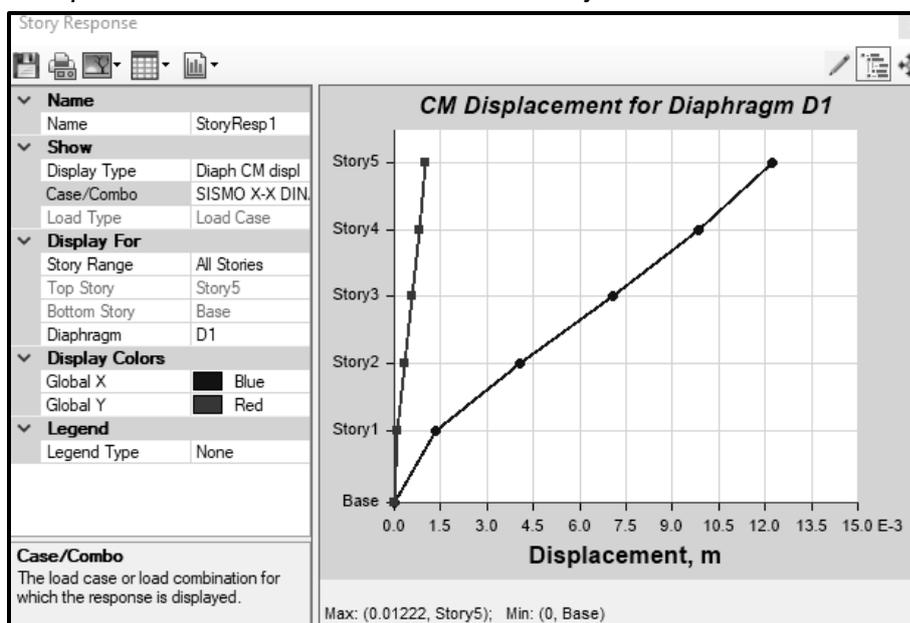
Tabla 37*Desplazamiento del centro de masa en el eje X*

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m
Story5	D5	Sismo X-X Dinámico Max	0,01222	0,000986
Story4	D4	Sismo X-X Dinámico Max	0,009831	0,000793
Story3	D3	Sismo X-X Dinámico Max	0,00706	0,000571
Story2	D2	Sismo X-X Dinámico Max	0,004062	0,000333
Story1	D1	Sismo X-X Dinámico Max	0,001359	0,000113

Nota. La tabla muestra los desplazamientos del centro de masa en el Eje X, datos recolectados de la estructura modelada en Etabs v.17.

Figura 45

Desplazamiento del centro de masa en el eje X



Nota. La figura muestra la gráfica de los desplazamientos del centro de masa en el Eje X bajo el sismo dinámico X, el máximo desplazamiento se da en el piso cinco con un valor de 0,01222m. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v.17.

Tabla 38

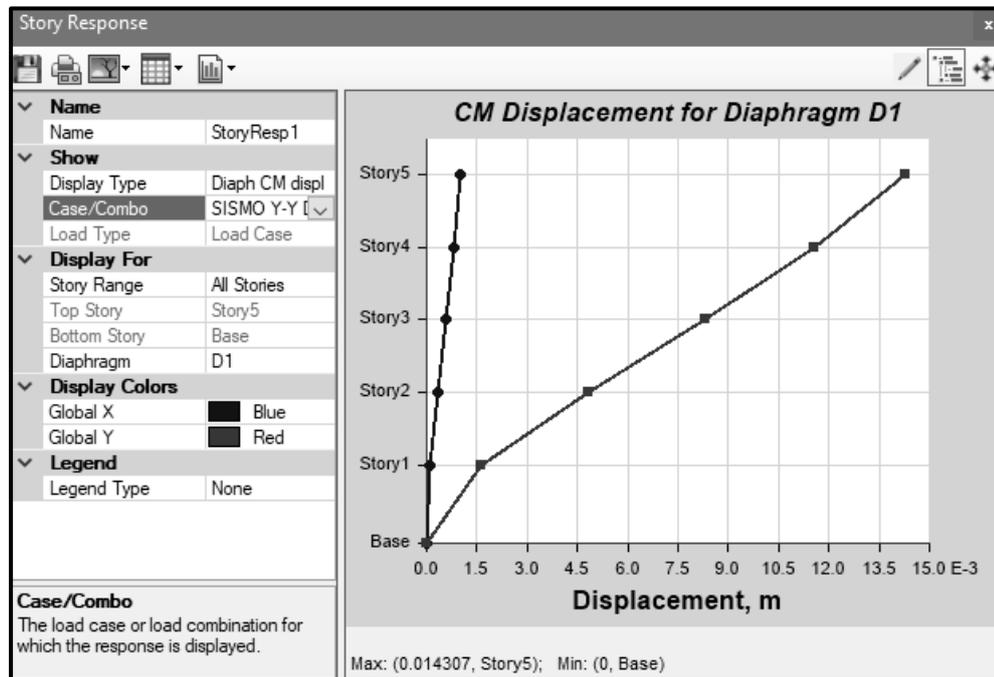
Desplazamiento del centro de masa en el eje Y

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m
Story5	D5	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,001022	0,014307
Story4	D4	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,000816	0,011539
Story3	D3	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,00058	0,00832
Story2	D2	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,00033	0,004815
Story1	D1	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,000109	0,001628

Nota. La tabla muestra los desplazamientos del centro de masa en el Eje Y, datos recolectados de la estructura modelada en Etabs v17.

Figura 46

Desplazamiento del centro de masa en el eje Y



Nota. La figura muestra la gráfica de los desplazamientos del centro de masa en el Eje X bajo el sismo dinámico Y, el máximo desplazamiento se da en el piso cinco con un valor de 0, 014307m. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v17.

4.4.1.6 Análisis Dinámico modal Espectral.

a. Modos de vibración

Se obtuvo los periodos fundamentales para cada uno de los modos de vibración de la estructura propuesta. Se considera por cada piso, 3 grados de libertad, al tratarse de una edificación de 05 pisos, le corresponde 15 modos de vibración. En la Tabla 39 se muestran los periodos de vibración.

Tabla 39*Coefficientes de Participación Modal*

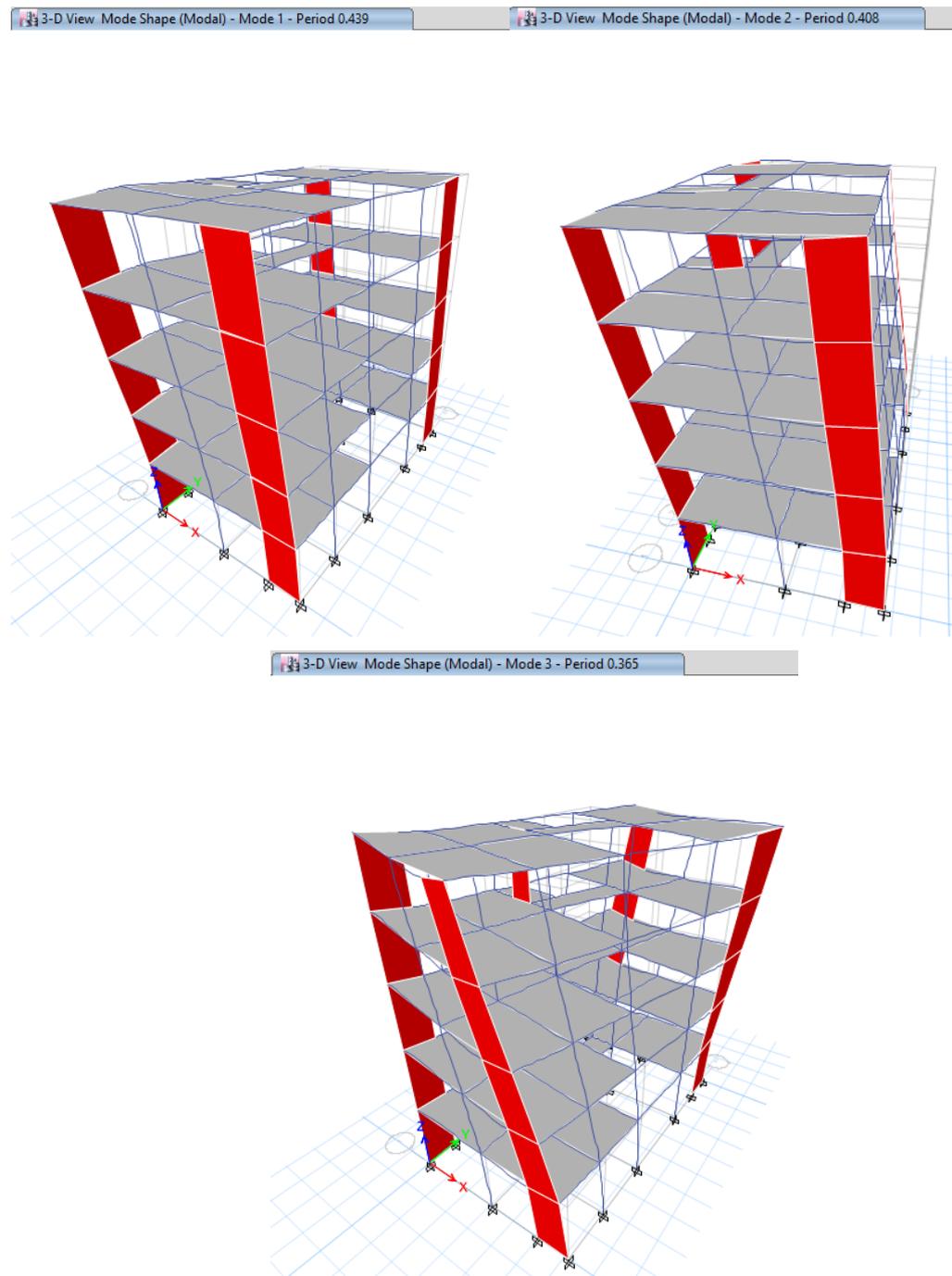
Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0,439	0,0056	0,7507	0,0000094
Modal	2	0,408	0,729	0,0055	0,019
Modal	3	0,365	0,0192	0,0004	0,7248
Modal	4	0,117	0,0005	0,1463	0,0001
Modal	5	0,107	0,1462	0,0005	0,0018
Modal	6	0,093	0,0018	0,0003	0,1518
Modal	7	0,051	0,000027	0,0564	0,0001
Modal	8	0,046	0,0564	0,00002528	0,0003
Modal	9	0,038	0,0002	0,00003638	0,06
Modal	10	0,027	0,0000011	0,0283	0,000002
Modal	11	0,024	0,0288	0,00000062	0,0001
Modal	12	0,020	0,000038	0,000	0,0299
Modal	13	0,018	0,000	0,0115	0,000
Modal	14	0,015	0,0122	0,000	0,000018
Modal	15	0,013	0,000016	0,00001121	0,0123

Nota. La tabla muestra los 15 modos de vibración, siendo los principales, los modos 1, 2 y 3. Datos recolectados de la estructura modelada en Etabs v.17.

El primer modo de vibración se presenta en la dirección Y-Y con periodo fundamental de 0,439 segundos y 75,07% de masa participante, evidenciando un movimiento traslacional a la estructura. El segundo modo de vibración se presenta en la dirección X-X con periodo fundamental de 0,408 segundos y 72,9% de masa participante, evidenciando un movimiento traslacional a la estructura. Por último, el tercer modo de vibración presenta rotación en la dirección Z-Z con periodo fundamental de 0,365 segundos y 72,48% de masa participante. Se muestra las representaciones gráficas en la Figura 47.

Figura 47

Periodos fundamentales de la Estructura



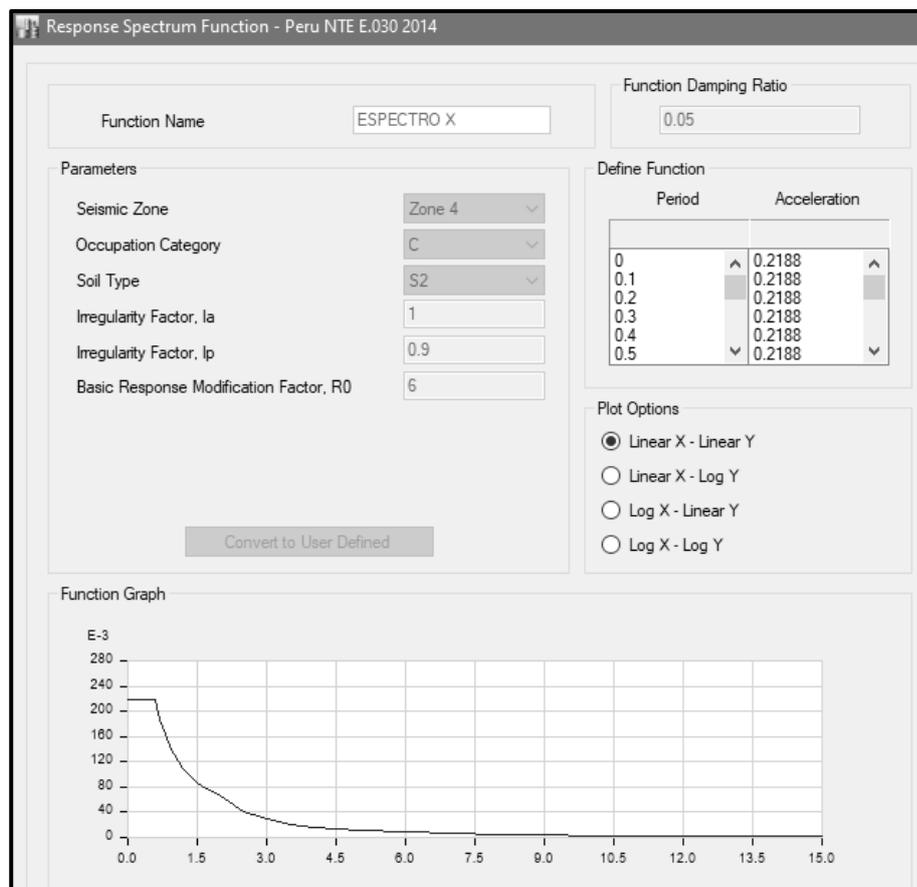
Nota. La figura muestra los tres modos de vibración principales y periodos fundamentales de la edificación. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v17.

b. Aceleración Espectral

Se realizó el análisis dinámico por medio de combinaciones espectrales brindadas por la Norma E.030. A continuación, se muestra el espectro de pseudo aceleraciones sísmicas empleadas en el Programa ETABS, para considerar las cargas sísmicas en las direcciones X-X e Y-Y, como se muestra en la Figura 48.

Figura 48

Espectro de aceleración de la Norma E.030



Nota. La figura muestra el cuadro del espectro de aceleración, considerando los parámetros sísmicos para suelo en la zona Tacna. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v.17.

c. Determinación de Desplazamientos laterales

Para edificios de Concreto Armado, según la Tabla 12, establece que el desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder al valor 0,007 de distorsión en todos los niveles, esto se cumplió en las direcciones X e Y como se muestran en la Tabla 40 y Tabla 41.

Tabla 40*Distorsiones máximas en la Dirección "X"*

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Drift*R*0,85	Cumple < 0,007?
Story5	Sismo X-X Max	X	0,001148	0,0053	Cumple
Story4	Sismo X-X Max	X	0,001318	0,0060	Cumple
Story3	Sismo X-X Max	X	0,001412	0,0065	Cumple
Story2	Sismo X-X Max	X	0,001261	0,0058	Cumple
Story1	Sismo X-X Max	X	0,000584	0,0027	Cumple

Nota. La tabla muestra las derivas máximas en la dirección X para la edificación en zona Tacna. Las cuales cumplen al no superar el límite indicado en la norma E.030.

Tabla 41*Distorsiones máximas en la Dirección "Y"*

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Drift*R*0,85	Cumple < 0,007?
Story5	Sismo Y-Y Max	Y	0,001104	0,0051	Cumple
Story4	Sismo Y-Y Max	Y	0,001267	0,0058	Cumple
Story3	Sismo Y-Y Max	Y	0,001362	0,0063	Cumple
Story2	Sismo Y-Y Max	Y	0,001229	0,0056	Cumple
Story1	Sismo Y-Y Max	Y	0,000584	0,0027	Cumple

Nota. La tabla muestra las derivas máximas en la dirección Y para la edificación en zona Tacna. Las cuales cumplen al no superar el límite indicado en la norma E.030.

Las distorsiones máximas en la dirección X se encuentra en el tercer nivel con un valor de 0,0065. Para la dirección Y, la distorsión máxima también se encuentra en el tercer nivel con un valor de 0,0063, ambos valores son menores a 0,007 que es la distorsión máxima permisible según la Tabla N°9 de la norma NTE E.030-2018.

d. Fuerza cortante Mínima en la base

Como la edificación modelada es una estructura irregular, según el ítem C.4, corresponde considerar que la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 90% del cortante estático, por lo que se realizó su verificación en la Tabla 42.

Tabla 42

Verificación de la Fuerza Cortante Mínima en la base y factor de amplificación

Story	Load Case/Combo	Location	Cortante Basal Estática	90% Cortante basal	Cortante Basal Dinámica	Factor de Modificación
Story1	Sismo X-X Dinámico Max	Bottom	76,800	69,120	58,336	1,185
Story1	Sismo Y-Y Dinámico Max	Bottom	76,800	69,120	59,293	1,166

Nota. La tabla muestra la verificación de la cortante mínima en la base, el cual verificamos que la cortante dinámica es menor que el 90% de la cortante basal, lo que conlleva a aplicar un factor de modificación.

Finalmente, se requiere amplificar las fuerzas en un 18,5% en la dirección X-X, mientras que en la dirección Y-Y se amplificará un 16,6%. Debido a esta necesidad de modificación se optó por amplificar la fuerza en ambas direcciones un 20% para que sea mayor al 90% de la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio. Esta información se introdujo al ETABS para que amplifique las fuerzas internas y continuar la etapa del diseño para los elementos estructurales. Dicha amplificación se ve reflejada en la Tabla 43 que muestra la nueva fuerza cortante en la base amplificada.

Tabla 43

Fuerza Cortante en la base amplificada en el Eje X e Y

Story	Load Case/Combo	Location	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	Sismo X-X Dinámico Max	Bottom	70,0031	5,0867	490,1888	51,4148	700,9936
Story1	Sismo Y-Y Dinámico Max	Bottom	5,0867	71,1519	301,1749	711,9792	51,7513

Nota. La tabla muestra las fuerzas cortantes en la base amplificadas luego de haber introducido el factor de amplificación en el software Etabs.

4.4.2 Estructura en Suelo S3 Ciudad Nueva

4.4.2.1 Parámetros Sísmicos.

Zona Sísmica: Zona 4 (Ciudad Nueva)	$Z = 0,45$
Categoría de la Edificación: C Edificaciones Comunes	$U = 1,0$
Factor de Amplificación de Suelos: Suelos Intermedios S ₂	$S = 1,10$
	$TP = 1,0$
	$TL = 1,6$

4.4.2.2 Sistema Estructural en ambas direcciones

Para identificar el Sistema Estructural al que pertenece la estructura modelada, se extrajo datos de cortantes para columnas y placas del software, y así calcular su porcentaje de incidencia, de acuerdo a lo descrito en el Ítem A.4, se identificó que la edificación presenta un Sistema de Muros Estructurales, por ende, de acuerdo a la Tabla 9, corresponde un Ro de 6. Dicho cálculo se refleja en la Tabla 44.

Tabla 44

Identificación del Sistema Estructural en ambas direcciones

Dirección	Periodo (T)	C	Cortante (Kgf)			Porcentaje		Ro
			V	Columnas	Placas	Columnas	Placas	
Eje X-X	0,43	2,5	44646,29	6681,39	37997,05	14,97%	85,11%	6
Eje Y-Y	0,40	2,5	31004,17	3484,53	27535,13	11,24%	88,81%	6

Nota. La tabla muestra que las Placas se llevan mayor porcentaje de la fuerza cortante en la base, mayor al 70%, por lo tanto, según la Norma E.030, la edificación pertenece a Sistema de Muros Estructurales.

4.4.2.3 Factores de Irregularidad (Ia, Ip).

a. Irregularidades Estructurales en Altura

Se procedió a realizar las verificaciones en base a lo indicado en el Ítem A.5.1 y el uso de hojas de cálculo.

a.1 Irregularidad por Piso Blando

Se desarrolló la verificación por irregularidad por Piso Blando, tanto para el Eje X y Eje Y, que se muestra en la Tabla 45 y Tabla 46.

Tabla 45

Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “X”

Story	Stiffness X tonf/m	% de rigidez de piso i con respecto a piso i+1	Condición	Rigidez promedio de 3 pisos superiores	%rigidez de piso i con respecto a promedio de 3 pisos superiores	Condición
Story5	7107,074					
Story4	11326,201	159%	No irregular			
Story3	14014,147	124%	No irregular	10815,81		
Story2	18112,224	129%	No irregular	14484,19	167%	No irregular
Story1	38303,105	211%	No irregular	23476,49	264%	No irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en altura por piso blando según la Norma E.030, el cual, no cuenta con esta irregularidad.

Tabla 46

Verificación en Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en el eje “Y”

Story	Vy kg-f	% de rigidez de piso i con respecto a piso i+1	Condición	Rigidez promedio de 3 pisos superiores	%rigidez de piso i con respecto a promedio de 3 pisos superiores	Condición
Story5	6838,007					
Story4	10908,273	160%	No irregular			
Story3	13439,253	123%	No irregular	10395,18		
Story2	17211,862	128%	No irregular	13853,13	166%	No irregular
Story1	35689,114	207%	No irregular	22113,41	258%	No irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en altura por piso blando según la Norma E.030, el cual, no cuenta con esta irregularidad.

Se efectuó las comprobaciones de irregularidades en altura mediante la información obtenida del análisis estructural en el Etabs, la estructura no presenta irregularidad en altura, por lo que el valor de $I_a = 1,0$

b. Irregularidades Estructurales en Planta

Se procedió a realizar las verificaciones en base a lo indicado en el Ítem A.5.2 y el uso de hojas de cálculo.

b.1 Irregularidad Torsional

Se desarrolló la verificación por irregularidad Torsional, tanto para el Eje X y Eje Y, que se muestra en la Tabla 47 y Tabla 48.

Tabla 47

Verificación en Irregularidad Torsional en el eje "X"

Story	Load Case/Combo	Maximum (m)	Average (m)	Desplaz relativo Δ_{max} U_x	Desplaz relativo Δ average U_x	Δ max > 1,3 Δ average	OBS
Story5	Sismo XX Max	0,015524	0,013827	0,003078	0,002723	1,13	No Irregular
Story4	Sismo XX Max	0,012446	0,011104	0,003542	0,003146	1,13	No Irregular
Story3	Sismo XX Max	0,008904	0,007958	0,003806	0,003391	1,12	No Irregular
Story2	Sismo XX Max	0,005098	0,004567	0,003403	0,003044	1,12	No Irregular
Story1	Sismo XX Max	0,001695	0,001523	0,001695	0,001523	1,11	No Irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en planta - torsional según la Norma E.030, el cual, no cuenta con esta irregularidad.

Tabla 48

Verificación en Irregularidad Torsional en el eje "Y"

Story	Load Case/Combo	Maximum (m)	Average (m)	Desplaz relativo Δ_{max} U_y	Desplaz relativo Δ average U_y	Δ max > 1,3 Δ average	OBS
Story5	Sismo YY Max	0,015021	0,014665	0,002958	0,002858	1,03	No Irregular
Story4	Sismo YY Max	0,012063	0,011807	0,003402	0,00331	1,03	No Irregular
Story3	Sismo YY Max	0,008661	0,008497	0,003653	0,003581	1,02	No Irregular
Story2	Sismo YY Max	0,005008	0,004916	0,003316	0,003255	1,02	No Irregular
Story1	Sismo YY Max	0,001692	0,001661	0,001692	0,001661	1,02	No Irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en planta - torsional según la Norma E.030, el cual, no cuenta con esta irregularidad.

b.2 Esquinas Entrantes

Se desarrolló la verificación de irregularidad por Esquinas Entrantes, tanto para el Eje X y Eje Y, que se muestra en la Tabla 49.

Tabla 49

Verificación por Esquinas Entrantes en el eje "X" e "Y"

Eje	Longitud (M)	Aberturas (m)	% de dimensión	Condición >20%
X	8,00	3,85	48%	Irregular
Y	12,50	3,90	30%	Irregular

Nota. La tabla muestra la verificación de irregularidad en planta – esquinas entrantes, según la Norma E.030, el cual, sí cuenta con esta irregularidad.

Como existe irregularidad por esquina entrante, de acuerdo a la Tabla 11, corresponde considerar el factor de irregularidad $I_p = 0,90$.

De las verificaciones por irregularidades en la estructura, se concluye que:

- La estructura no presenta irregularidad en altura. Por lo tanto $I_a = 1,0$
- La estructura presenta irregularidad por Esquinas Entrantes, lo que lo califica como irregular. $I_p = 0,90$
- Para la obtención del Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas R, se emplea la ecuación (14).

$$R = 6,00 \times 1,00 \times 0,90 = 5,40$$

4.4.2.4 Estimación del Peso Total de la Estructura.

Se extrajo los pesos de la Estructura del modelado en el Software Etabs, los cuales se muestra en la Tabla 50.

Tabla 50

Peso de la Estructura

Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m
Story1	D1	7460,18	7460,18
Story2	D2	7385,30	7385,30
Story3	D3	7385,30	7385,30
Story4	D4	7385,30	7385,30
Story5	D5	6184,52	6184,52
MT =		35800,60 kg	
PT =		351,09 Tnf	

Nota. La tabla muestra los pesos por nivel de la estructura modelada en Etabs v.17 y el Peso Total.

4.4.2.5 Análisis Estático.

a. Fuerza Cortante en la base

Se calcula la fuerza cortante en la base para las dos direcciones X e Y, acorde a la ecuación (15).

$$\begin{aligned} Z &= 0,45 \\ U &= 1,00 \\ C &= 2,50 \\ S &= 1,10 \\ R_x &= 5,40 \\ R_y &= 5,40 \\ PT &= 351,09 \text{ Tnf} \end{aligned}$$

$$V_{ex} = \frac{0,45 \times 1,00 \times 2,50 \times 1,10}{5,40} \times 351,09 = 80,46 \text{ Tnf}$$

$$V_{ey} = \frac{0,45 \times 1,00 \times 2,50 \times 1,10}{5,40} \times 351,09 = 80,46 \text{ Tnf}$$

Según la norma E.030, se debe cumplir la siguiente condición de la ecuación (16).

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2,5}{5,4} = 0,46 \geq 0,11 \dots \text{Sí Cumple}$$

$$\frac{C}{R_y} = \frac{2,5}{5,4} = 0,46 \geq 0,11 \dots \text{Sí Cumple}$$

b. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Para calcular la distribución de la fuerza sísmica en altura, se emplearon las ecuaciones (17) y (18), y se desarrolló en hojas de cálculo, obteniendo los siguientes resultados que se reflejan en la Tabla 51.

Tabla 51

Distribución de la fuerza sísmica por nivel

Ítem	Pi	Hi	Pi x Hi	αi	Fi x-x	Fi y-y
Nivel 1	73,160	2,9	212,16	0,07	5,997	5,997
Nivel 2	72,425	5,6	405,58	0,14	11,464	11,464
Nivel 3	72,425	8,3	601,13	0,21	16,991	16,991
Nivel 4	72,425	11,0	796,68	0,28	22,519	22,519
Nivel 5	60,650	13,7	830,90	0,29	23,486	23,486
			2846,46	1,00	80,457	80,457

Nota. La tabla muestra el cálculo de la distribución de la fuerza sísmica en altura de la estructura modelada en Etabs v.17.

c. Desplazamientos del centro de masa

El desplazamiento de los centros de masa, se extrajeron de los resultados luego de correr el programa, dichos resultados se muestran en la Tabla 52 y Tabla 53; y de forma gráfica en la Figura 49 y Figura 50.

Tabla 52

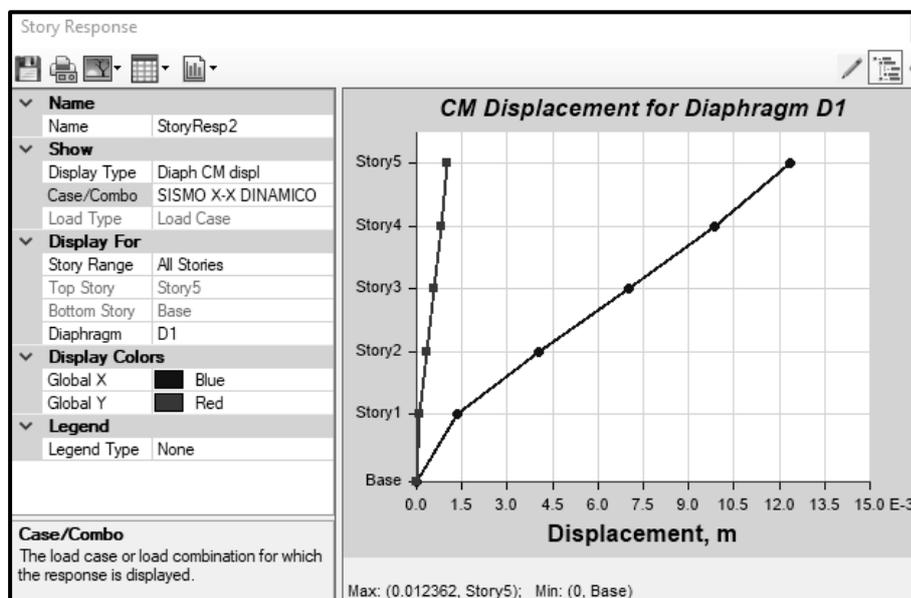
Desplazamiento del centro de masa en el eje X

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m
Story5	D5	Sismo X-X Dinámico Max	0,012362	0,001013
Story4	D4	Sismo X-X Dinámico Max	0,009879	0,000811
Story3	D3	Sismo X-X Dinámico Max	0,007043	0,000579
Story2	D2	Sismo X-X Dinámico Max	0,004019	0,000335
Story1	D1	Sismo X-X Dinámico Max	0,001331	0,000113

Nota. La tabla muestra los desplazamientos del centro de masa en el Eje X, datos recolectados de la estructura modelada en Etabs v.17.

Figura 49

Desplazamiento del centro de masa en el eje X

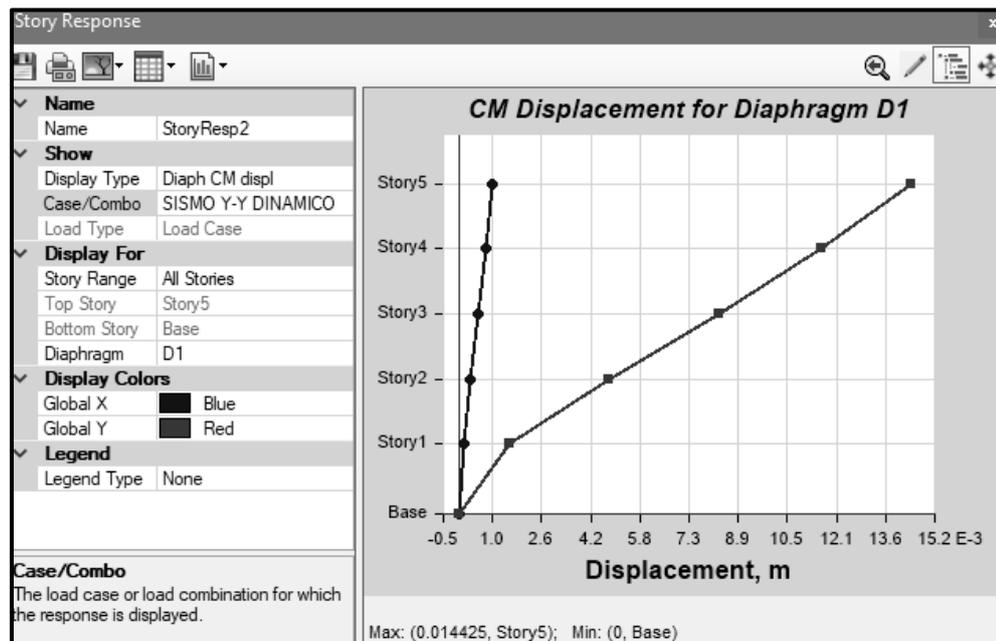


Nota. La figura muestra la gráfica de los desplazamientos del centro de masa en el Eje X bajo el sismo dinámico X, el máximo desplazamiento se da en el piso cinco con un valor de 0,012362m. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v17.

Tabla 53*Desplazamiento del centro de masa en el eje Y*

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX m	UY m
Story5	D5	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,00105	0,014425
Story4	D4	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,000832	0,011562
Story3	D3	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,000587	0,008279
Story2	D2	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,000331	0,004753
Story1	D1	Sismo Y-Y Dinámico Max	0,000108	0,001591

Nota. La tabla muestra los desplazamientos del centro de masa en el Eje Y, datos recolectados de la estructura modelada en Etabs v17.

Figura 50*Desplazamiento del centro de masa en el eje X*

Nota. La figura muestra la gráfica de los desplazamientos del centro de masa en el Eje X bajo el sismo dinámico Y, el máximo desplazamiento se da en el piso cinco con un valor de 0,014425. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v.17.

4.4.2.6 Análisis Dinámico modal Espectral.

a. Modos de vibración

Se obtuvo los periodos fundamentales para cada uno de los modos de vibración de la estructura propuesta. Se considera por cada piso, 3 grados de libertad, al tratarse de una edificación de 05 pisos, le corresponde 15 modos de vibración. En la Tabla 54 se muestran los periodos de vibración.

Tabla 54

Coefficientes de Participación Modal

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0,430	0,0059	0,7461	0,000023
Modal	2	0,400	0,7278	0,0057	0,0155
Modal	3	0,356	0,0156	0,0004	0,7239
Modal	4	0,113	0,0004	0,1492	0,0001
Modal	5	0,103	0,1496	0,0004	0,0015
Modal	6	0,089	0,0014	0,0003	0,1555
Modal	7	0,048	0,0000218	0,0575	0,000049
Modal	8	0,043	0,0575	0,00001937	0,0002
Modal	9	0,036	0,0001	0,00002073	0,0609
Modal	10	0,026	0,0000008	0,0287	0,000
Modal	11	0,023	0,0291	0,000	0,000043
Modal	12	0,019	0,0000321	0,00000061	0,0301
Modal	13	0,017	0,000	0,0117	0,000
Modal	14	0,014	0,0124	0,000	0,000016
Modal	15	0,012	0,00001608	0,00001124	0,0124

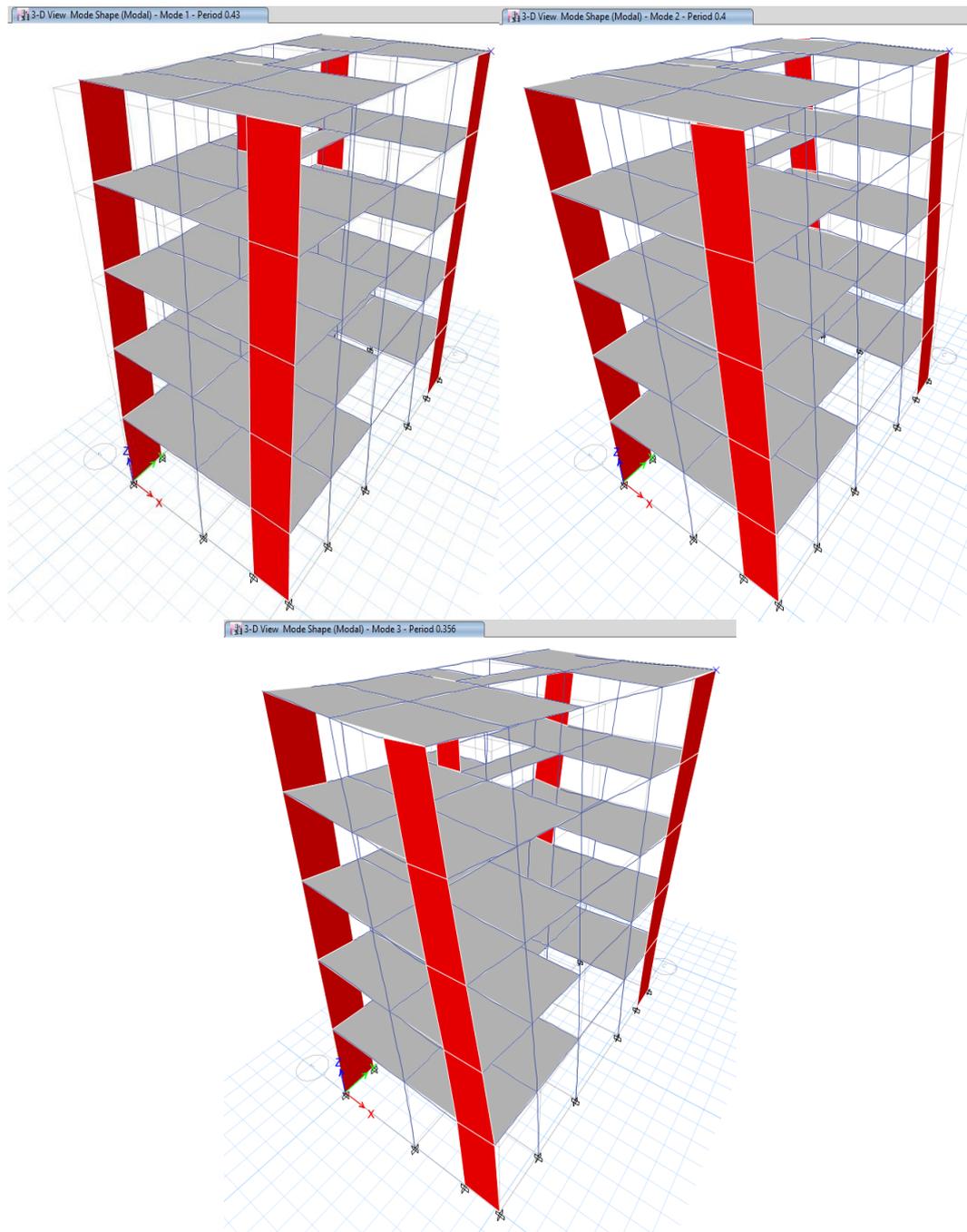
Nota. La tabla muestra los 15 modos de vibración, siendo los principales, los modos 1, 2 y 3. Datos recolectados de la estructura modelada en Etabs v.17.

El primer modo de vibración se presenta en la dirección Y-Y con periodo fundamental de 0,430 segundos y 74,61% de masa participante, evidenciando un movimiento traslacional a la estructura. El segundo modo de vibración se presenta en la dirección X-X con periodo fundamental de 0,40 segundos y 72,78% de masa participante, evidenciando un movimiento traslacional a la estructura. Por último, el tercer modo de vibración presenta rotación en la dirección Z-Z con periodo

fundamental de 0,356 segundos y 72,39% de masa participante. Se muestra las representaciones gráficas en la Figura 51.

Figura 51

Periodos fundamentales de la Estructura



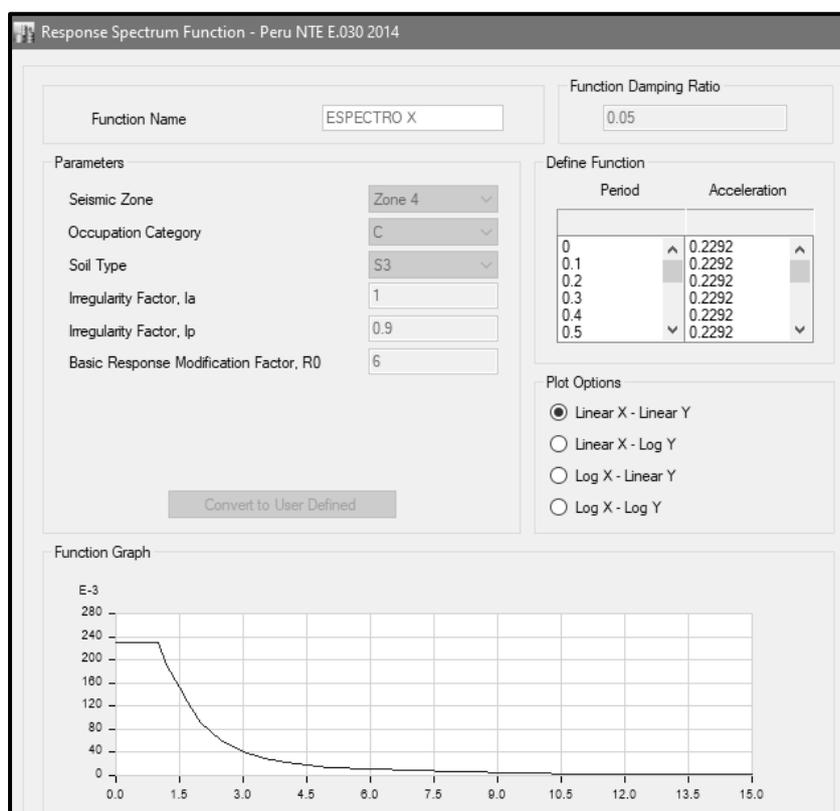
Nota. La figura muestra los tres modos de vibración principales y periodos fundamentales de la edificación. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v.17.

b. Aceleración Espectral

Se realizó el análisis dinámico por medio de combinaciones espectrales dadas por la Norma E.030. A continuación, se muestra el espectro de pseudo aceleraciones sísmicas empleadas en el Programa ETABS, para considerar las cargas sísmicas en las direcciones X-X e Y-Y, como se muestra en la Figura 52.

Figura 52

Espectro de aceleración de la Norma E.030



Nota. La figura muestra el cuadro del espectro de aceleración, considerando los parámetros sísmicos para suelo en la zona Ciudad Nueva. Gráfico recolectado de la estructura modelada en Etabs v17.

c. Determinación de Desplazamientos laterales

Para edificios de Concreto Armado, según la Tabla 12, establece que el desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder al valor 0,007 de distorsión en todos los niveles, esto se cumplirá en las direcciones X e Y, como se muestran en la Tabla 55 y Tabla 56.

Tabla 55*Distorsiones máximas en la Dirección "X"*

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Drift*R*0,85	Cumple <0,007?
Story5	Sismo X-X Max	X	0,001183	0,0054	CUMPLE
Story4	Sismo X-X Max	X	0,001338	0,0061	CUMPLE
Story3	Sismo X-X Max	X	0,001413	0,0065	CUMPLE
Story2	Sismo X-X Max	X	0,001243	0,0057	CUMPLE
Story1	Sismo X-X Max	X	0,000568	0,0026	CUMPLE

Nota. La tabla muestra las derivas máximas en la dirección X para la edificación en zona Tacna. Las cuales cumplen al no superar el límite indicado en la norma E.030.

Tabla 56*Distorsiones máximas en la Dirección "Y"*

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Drift*R*0,85	Cumple <0,007?
Story5	SISMO Y-Y Max	Y	0,001139	0,0052	CUMPLE
Story4	SISMO Y-Y Max	Y	0,001291	0,0059	CUMPLE
Story3	SISMO Y-Y Max	Y	0,00137	0,0063	CUMPLE
Story2	SISMO Y-Y Max	Y	0,001218	0,0056	CUMPLE
Story1	SISMO Y-Y Max	Y	0,000569	0,0026	CUMPLE

Nota. La tabla muestra las derivas máximas en la dirección Y para la edificación en zona Tacna. Las cuales cumplen al no superar el límite indicado en la norma E.030.

Las distorsiones máximas en la dirección X se encuentra en el tercer nivel con un valor de 0,0065. Para la dirección Y, la distorsión máxima se encuentra también se encuentra en el tercer nivel con un valor de 0,0063, ambos valores son menores a 0,007 que es la distorsión máxima permisible según la Tabla N°11 de la norma NTE E.030-2018.

d. Fuerza cortante Mínima en la base

Como la edificación modelada es una estructura irregular, según el ítem C.4, corresponde considera que la fuerza cortante en el primer entresuelo del edificio no puede ser menor que el 90% del cortante estático, por lo que se realizó su verificación en la Tabla 57.

Tabla 57

Verificación de la Fuerza Cortante Mínima en la base y factor de amplificación

Story	Load Case/Combo	Location	Cortante basal estática	90% Cortante basal	Cortante Basal Dinámica	Factor de Modificación
Story1	Sismo X-X Dinámico Max	Bottom	80,457	72,411	60,921	1,189
Story1	Sismo Y-Y Dinámico Max	Bottom	80,457	72,411	61,817	1,171

Nota. La tabla muestra la verificación de la cortante mínima en la base, el cual verificamos que la cortante dinámica es menor que el 90% de la cortante basal, lo que conlleva a aplicar un factor de modificación.

Finalmente, se requiere amplificar las fuerzas en un 18,9% en la dirección X-X, mientras que en la dirección Y-Y se amplificará un 17,1%. Sin embargo, se amplificó en ambas direcciones un 20% para que sea mayor al 90% de la fuerza cortante en el primer entrespacio del edificio. Esta información se introdujo al ETABS para que amplifique las fuerzas internas y continuar la etapa del diseño para los elementos estructurales. Dicha amplificación se ve reflejada en la Tabla 58 que muestra la nueva fuerza cortante en la base amplificada.

Tabla 58

Fuerza Cortante en la base amplificada en el Eje X e Y

Story	Load Case/Combo	Location	VX Tonf	VY Tonf	T Tonf-m	MX Tonf-m	MY Tonf-m
Story1	Sismo X-X Dinámico Max	Bottom	73,105	5,3951	510,0459	54,7264	733,2035
Story1	Sismo Y-Y Dinámico Max	Bottom	5,3951	74,1807	313,5828	743,4026	55,0899

Nota. La tabla muestra las fuerzas cortantes en la base amplificadas luego de haber introducido el factor de amplificación en el software Etabs.

4.5 Diseño Estructural

Para realizar el diseño estructural, en especial de los elementos de Columnas, Placas y viga, se extraen las cargas que son resultado del análisis sismorresistente del software Etabs, por ende, el diseño de los elementos antes mencionados se divide por tipo de suelo, es decir Suelo S2 para Tacna y CGAL, y Suelo S3 para Ciudad Nueva.

4.5.1 Diseño Estructural para Suelo S2 (Distrito Tacna y CGAL)

4.5.1.1 Diseño de Columna.

Para el presente proyecto solo se proyectó una sección de columna típica de 0,30x0,35m de sección. Para su diseño, se emplearon los datos obtenidos del software Etabs, y se verificó los resultados de acuerdo a las disposiciones indicadas en la NTP E-0.60.

a. Cálculo Preliminar del Área de Acero

Para el cálculo del Área de Acero mínimo, se empleó la ecuación (24).

$$A_{S_{\text{mínimo}}} = 1\% \times 1050 \text{ cm}^2 = 10,50 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del Área de Acero máximo, se empleó la ecuación (25).

$$A_{S_{\text{máximo}}} = 6\% \times 1050 \text{ cm}^2 = 63 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se optó por colocar la siguiente distribución de acero:

$$A_{S_{\text{colocado}}} = 6 \phi^{5/8} = 6 \times 1,99 \text{ cm}^2 = 11,94 \text{ cm}^2$$

Cumpliendo con la condición indicada en la norma:

$$A_{S_{\text{máximo}}} \geq A_{S_{\text{colocado}}} \geq A_{S_{\text{mínimo}}}$$

$$42 \text{ cm}^2 \geq 11,94 \text{ cm}^2 \geq 10,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Sí cumple.}$$

b. Diseño por Flexocompresión

Según el Etabs la columna C-31 es una columna perimetral que tiene mayor carga, fuerza cortante y momentos con respecto a las demás, considerada la más crítica, está ubicada en la intersección de los ejes 1-1 y B-B. Por lo que se consideró las cargas del primer nivel donde se acumulan las mayores fuerzas internas, dichos valores de las fuerzas se observan en la Tabla 59, con estas fuerzas, se realizan combinaciones de carga, obteniendo cargas axiales y momentos últimos.

Tabla 59

Mayores momentos y fuerzas cortantes en el primer nivel para C-31

Load Case/Combo	Pu (Tnf)	V2 (Tnf)	V3 (Tnf)	M2 (Tnf-m)	M3 (Tnf-m)
1,4CM + 1,7CV	18,902	-0,574	-0,086	-0,075	-0,548
0,90CM ± CSX Max	2,058	0,269	0,322	0,492	0,920
0,90CM ± CSX Min	17,452	-0,777	-0,406	-0,564	-1,403
0,90CM ± CSY Max	39,280	-0,185	1,840	1,968	0,494
0,90CM ± CSY Min	58,212	-0,322	-1,923	-2,938	-0,363
1,25(CM+CV) ± CSX Max	8,593	0,039	0,291	0,464	0,700
1,25(CM+CV) ± SX Min	23,987	-1,007	-0,437	-0,592	-1,624
1,25(CM+CV) ± CSY Max	32,970	-0,415	1,808	2,020	0,861
1,25(CM+CV) ± CSY Min	64,746	-0,553	-1,955	-2,965	-0,583

Nota. La tabla muestra las cargas axiales y momentos últimos del primer nivel de la columna C-31, luego de aplicado las combinaciones de carga indicadas en la Norma E.060, de las cuales se observó que se obtienen mayores momentos cuando el sismo actúa en el eje X-X.

Para la verificación con el diagrama de interacción, se hizo uso de hojas de cálculo y el empleo del software Etabs, donde se obtiene 11 puntos para las distintas curvas del diagrama en ambas direcciones (X e Y), realizado la verificación correspondiente y se verificó que cumple con ($6 \phi^{5/8}$). La Tabla 60 muestra los valores de carga y momento del diagrama de interacción de la distribución de acero insertada en el programa, y la Figura 53 se muestra el Diagrama de Interacción, con los valores de Carga Última de la columna.

Tabla 60

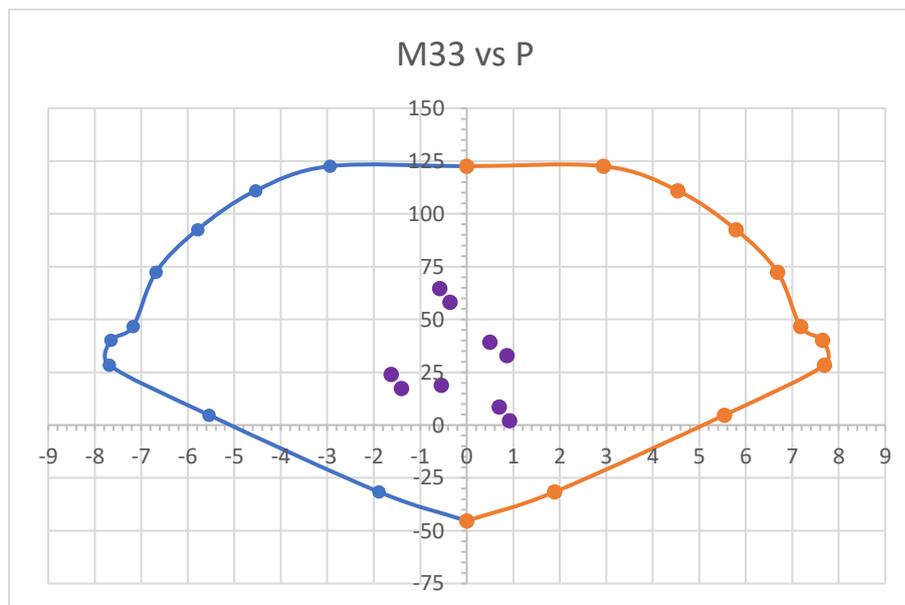
Esfuerzos Nominales en dirección X para C-31

Curve #01 0°				Curve #13 180°			
Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	122,544	0,000	0,000	1	122,544	0,000	0,000
2	122,544	0,000	2,942	2	122,544	0,000	-2,942
3	110,941	0,000	4,541	3	110,941	0,000	-4,541
4	92,546	0,000	5,788	4	92,546	0,000	-5,788
5	72,370	0,000	6,684	5	72,370	0,000	-6,684
6	46,724	0,000	7,178	6	46,724	0,000	-7,178
7	40,166	0,000	7,651	7	40,166	0,000	-7,651
8	28,483	0,000	7,690	8	28,483	0,000	-7,690
9	4,760	0,000	5,543	9	4,760	0,000	-5,543
10	-31,610	0,000	1,891	10	-31,610	0,000	-1,891
11	122,544	0,000	0,000	1	122,544	0,000	0,000

Por consiguiente, se presenta el diagrama de interacción de la columna C-31, donde se colocarán los datos para las combinaciones de cargas mostradas en la Tabla 59, y finalmente verificar si el diseño propuesto es correcto o requiere modificación de la cantidad de acero longitudinal.

Figura 53

Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección X



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Para la a dirección Y-Y se toma en cuenta las curvas que están en los 90° y 270°, debido a que en ese sentido actúan los momentos y cargas nominales que sirven de límites para determinar el diseño. La Tabla 61 muestra los valores de carga y momento del diagrama de interacción de la distribución de acero insertada en el programa, y la Figura 54 se muestra el Diagrama de Interacción, con los valores de Carga Última de la columna. Luego se presenta el detalle de la Columna en la Figura 55.

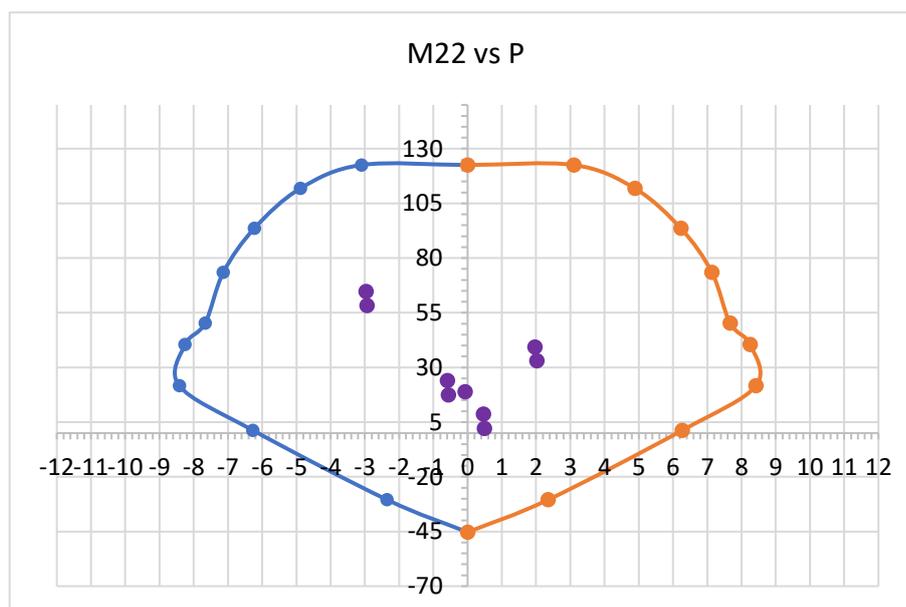
Tabla 61

Esfuerzos Nominales en dirección Y para C-31

Curve #7 90°				Curve #19 270°			
Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	122,544	0,000	0,000	1	122,544	0,000	0,000
2	122,544	3,102	0,000	2	122,544	-3,102	0,000
3	111,834	4,885	0,000	3	111,834	-4,885	0,000
4	93,558	6,230	0,000	4	93,558	-6,230	0,000
5	73,486	7,134	0,000	5	73,486	-7,134	0,000
6	50,255	7,667	0,000	6	50,255	-7,667	0,000
7	40,469	8,253	0,000	7	40,469	-8,253	0,000
8	21,602	8,421	0,000	8	21,602	-8,421	0,000
9	1,247	6,270	0,000	9	1,247	-6,270	0,000
10	-30,475	2,353	0,000	10	-30,475	-2,353	0,000
11	-45,331	0,000	0,000	11	-45,331	0,000	0,000

Figura 54

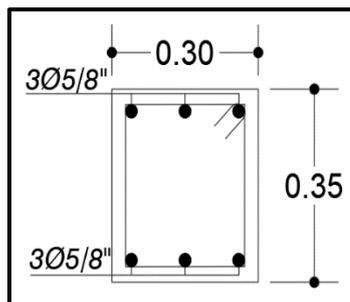
Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección Y



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Figura 55

Detalle de Columna



c. Diseño por Corte

Para este caso, se tienen los siguientes datos:

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

$$Ag = 1050 \text{ cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = h - 2r = 35 - 2(3) = 29 \text{ cm}$$

$$hn = 2,70m$$

$$Nu = 23,987 \text{ Tnf}$$

$$Mu = -1,624 \text{ Tnf.m}$$

Calculamos la resistencia del aporte del concreto, mediante la fórmula (30).

$$Vc = 0,53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{23,987 \times 10^3}{140 \times 1050} \right) \times 30 \times 29$$

$$Vc = 7772,32 \text{ Kgf} = 7,772 \text{ Tnf}$$

$$\phi Vc = 0,85 \times 7772,32 \text{ Kgf} = 6,606 \text{ Tnf}$$

La cortante última se extrae del software Etabs, en este caso es:

$$Vu = 3,629 \text{ Tnf}$$

Verificamos la condición de refuerzo mínimo por cortante donde la cortante última no exceda de $0,5\phi Vc$, aplicando la ecuación (32).

$$3,629 \geq 0,5 \times 6,606$$

$$3,629 \geq 3,303$$

De acuerdo al análisis anterior, se requiere de refuerzo mínimo por corte, entonces calculamos el aporte de los estribos despejando Vs de la ecuación (31).

$$Vs = \frac{3,629}{0,85} - 7,772 = -3,503 \text{ Tnf}$$

d. Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para la Zona Central, suponiendo un estribo en la columna, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 29}{3,503 \times 10^3}$$

$$S = 49,55 \text{ cm}$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo para columnas según indica la Norma, es de 30cm, por ende, en la zona central se colocarán estribos de 3/8" espaciados cada 30cm, esto en la Zona Central. Para la Zona de Confinamiento, según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones donde el So no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (34), (35), y (36).

- i. $S_{o_{min}} = 8 \times 1,59 \text{ cm} = 12,72 \text{ cm}$
- ii. $S_{o_{min}} = \frac{30 \text{ cm}}{2} = 15 \text{ cm}$
- iii. $S_{o_{min}} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$

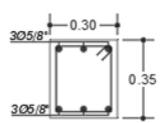
Entonces se tiene estribos de 3/8" espaciados cada 10cm, esto en la Zona de Confinamiento. Según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones para la longitud de la zona de confinamiento (Lo), el cual se escogerá el mayor de las siguientes tres condiciones, usando las ecuaciones (37), (38) y (39).

- i. $Lo_{min} = \frac{270}{6} = \frac{270}{6} \text{ cm} = 45 \text{ cm}$
- ii. $Lo_{min} = h = 35 \text{ cm}$
- iii. $Lo_{min} = 50 \text{ cm}$

Entonces se escoge el mayor de las 3 condiciones, por lo que Lo será de 50 cm, esto en la Zona de Confinamiento. Por lo tanto, se proyecta para la Columna, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 6@0,10; resto @0,30m. Dicho detalle de Columna se muestra en la Figura 56.

Figura 56

Detalle de Sección de Columna

C-1	
<i>b X h</i>	
<i>b X h</i>	0.30x0.35m
<i>Nº y Ø Acero</i>	8Ø5/8"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 01 @ 0.05m. 06 @ 0.10m. Rto. @ 0.30m.

4.5.1.2 Diseño de placas.

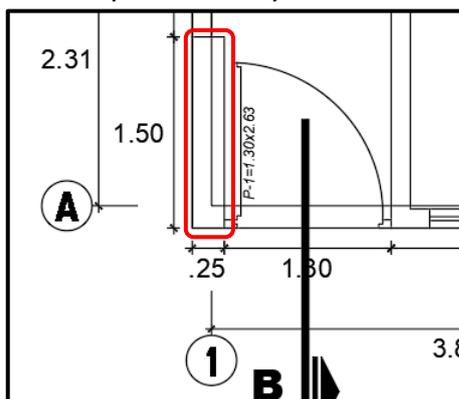
a.1 Placa de 1,50m

Para el diseño de la placa P5Y está ubicada en la intersección de los ejes 1-1 y A-A, como se muestra en la Figura 57, es considerada según el análisis sísmico, la más crítica, se requieren los siguientes datos:

Altura de la placa H	: 2,70m
Longitud de la placa Lm	: 1,50m
Espesor de la placa T	: 0,25m
Inercia I	: 7031250 cm ⁴
Resistencia del Concreto f'c	: 210Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero fy	: 4200Kgf/cm ²

Figura 57

Vista en planta de la placa P5Y



Se verifica, si el muro es considerado, esbelto o muro corto, mediante la condición de la ecuación (41).

$$\frac{2,70}{1,50} \geq 1$$

$$1,67m \geq 1$$

La relación H y T, nos da un valor de 1,67, que es mayor a 1, por ende, el muro se considera esbelto, por lo que requiere de un diseño por Flexocompresión.

a.1.1 Diseño por Flexocompresión

Según el Etabs la placa P5Y es una placa esquinera que tiene mayor carga, fuerza cortante y momentos con respecto a las demás, considerada la

más crítica, por lo que se consideró las cargas del primer nivel donde se acumulan las mayores fuerzas internas, con estas fuerzas, se realizan combinaciones de carga, obteniendo cargas axiales y momentos últimos, dichos valores de las fuerzas se observan en la Tabla 62.

Tabla 62

Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y

Muro	Combinación	Pu	V2	V3	M2	M3
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
P5 Y	1,4CM+1,7CV	42,945	-0,178	0,291	0,292	0,177
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSX Max	23,270	3,728	0,857	2,287	15,193
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSX Min	51,307	-4,025	-0,363	-1,792	-14,865
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSY Max	-16,652	25,658	0,392	0,575	93,543
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSY Min	91,228	-25,955	0,103	-0,080	-93,215
P5 Y	0,90CM ± CSX Max	9,282	3,804	0,745	2,173	15,168
P5 Y	0,90CM ± CSX Min	37,319	-3,949	-0,475	-1,905	-14,890
P5 Y	0,90CM ± CSY Max	-30,640	25,734	0,280	0,461	93,518
P5 Y	0,90CM ± CSY Min	77,240	-25,879	-0,010	-0,194	-93,240

Nota. Datos extraídos del modelado en software Etabs.

De la tabla anterior, se extraen los siguientes datos:

$$Pu = 91,228 \text{ Tnf}$$

$$Mu_{22} \text{ máx} = 2,287 \text{ Tnf}$$

$$Mu_{33} \text{ máx} = 93,543 \text{ Tnf}$$

a.1.1.1 Elementos de confinamiento de muros.

Para la a verificación si el elemento estructural requiere de confinamiento en los extremos (elementos de borde), se emplea las ecuaciones (42), (43) y (44).

$$\sigma_{comp \text{ max}} = \frac{91,228 \times 1000}{150 \times 25} \pm \frac{93,543 \times 10^5 \times 75}{7031250} = 124,11 \frac{kg}{cm^2}$$

$$0,2 \times f'c = 0,2 \times 210 = 42 \frac{kg}{cm^2}$$

$$124,11 \frac{kg}{cm^2} > 42 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, la placa requiere de confinamiento en los bordes.

Para la verificación de la longitud de confinamiento, se calcula la profundidad al eje neutro "c", empleando la ecuación (45), con ello se corrobora con las dos condiciones que indica la norma, mediante la ecuación (46) y (47).

$$c = \frac{150}{600 \times 0,007} = 35,71 \text{ cm}$$

$$L_{\text{confinamiento}} = \frac{35,71}{2} = 17,86 \text{ cm}$$

$$L_{\text{confinamiento}} = 35,71 - 0,1 \times 150 = 20,71 \text{ cm}$$

Por proceso constructivo, optaremos por tener una longitud de 25 cm para el confinamiento de bordes de la placa.

Para calcular el acero en los elementos de borde, empleamos la ecuación (48).

$$A_s = \frac{93,543 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times 150 \times 0,9} = 18,33 \text{ cm}^2$$

Se colocará la siguiente distribución de acero en los elementos de borde, *Número de varillas* $10\phi 5/8'' = 19,90 \text{ cm}^2$.

a.1.2 Diseño por Corte

a.1.2.1 Elementos en el Alma.

Para calcular el acero en el alma, primero necesitamos calcular la cortante última de diseño, la Resistencia V_n y la contribución de concreto V_c , mediante las ecuaciones (49), (50) y (51), respectivamente.

$$V_u = 25,96 \text{ Tnf} \times 5,40 = 140,184 \text{ Tnf}$$

$$V_n = 0,83 \times \sqrt{210} \times 150 \times 25 = 45,104 \text{ Tnf}$$

Para calcular el factor α_c interpolamos en la Tabla 13, del cual obtenemos que $\alpha_c = 0,202$

$$V_c = 150 \times 25 (0,202 \times \sqrt{210}) = 10,977 \text{ Tnf}$$

Se realiza la verificación de la ecuación (52) y (57).

$$0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 0,085 \times \sqrt{210} \times 150 \times 25 = 4619,13 \text{ Kgf} = 4,619 \text{ Tnf}$$

$$140,184 \text{ Tnf} > 4,619 \text{ Tnf}$$

Por lo que tenemos el siguiente caso: $V_u > 0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw$.

Verificamos si V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , si requiere o no proveerse de refuerzo por corte.

$$140,184 \text{ Tnf} > (0,85 \times 10,977 \text{ Tnf} = 9,155 \text{ Tnf})$$

Lo indica que se requiere proveer de refuerzo por corte, calculamos V_s de la ecuación (27).

$$V_s = 45,104 T_{nf} - 10,977 T_{nf} = 34,127 T_{nf}$$

Calculamos el refuerzo horizontal empleando la ecuación (59) y (60).

$$\rho_h = \frac{34,127 \times 1000}{25 \times 150 \times 4200} = 0,002167$$

$$A_{sb} = 0,0025 \times 100 \times 25 = 6,25 \text{ cm}^2$$

Como el espesor del muro es mayor a 200mm, la norma indica que debe emplearse dos capas de refuerzo, por ende, por capa requerirá de $3,13\text{cm}^2$. Para calcular el espaciamiento, empleamos la ecuación (50).

$$S = \frac{0,71}{3,13} \times 100 = 22,68 \text{ cm}$$

Por lo que se opta por colocar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$, como refuerzo horizontal. Se verifica que el espaciamiento escogido de 20cm, cumpla con las dos condiciones que indica la norma, mediante las ecuaciones, (52) y (53).

$$20\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots OK$$

$$20\text{cm} \leq 3 \times 25 = 75 \dots OK$$

Calculamos el refuerzo vertical empleando la ecuación (59) y (60).

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{270}{150} \right) \times (0,002167 - 0,0025) = 0,002383$$

$$0,002383 \geq 0,0025 \dots \text{No cumple}$$

Como cuantía vertical no debe ser menor que 0,0025, y en este caso, se calculó menor, se opta por considerar la cuantía vertical, de 0,0025 que es el mismo que el horizontal, por lo tanto, se colocará la siguiente distribución de acero en el alma, vertical *varillas de $\phi 3/8'' @ 0,15\text{m}$* .

Para la verificación con el diagrama de interacción, se hizo uso de hojas de cálculo y el empleo del software Etabs, donde se obtiene 11 puntos para las distintas curvas del diagrama en ambas direcciones (X e Y), se realizó la primera prueba con la distribución de acero preliminar ($10 \phi 5/8''$) en los bordes y dos capas de $3/8''$ en el alma, las fuerzas últimas sobrepasaban el diagrama de interacción, motivo por el cual, se optó por aumentar la longitud de confinamiento, y la sección de varilla en el alma. Dichas verificaciones del diagrama de interacción, se reflejan en la Tabla 63, Tabla 64, Figura 58 y Figura 59.

$$L_{\text{confinamiento}} = 35\text{cm}$$

Refuerzo en el borde: 10 varillas de $\phi 5/8''$

Refuerzo en el alma horizontal de $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

Refuerzo en el alma vertical de $\phi 3/8'' @ 15\text{cm}$

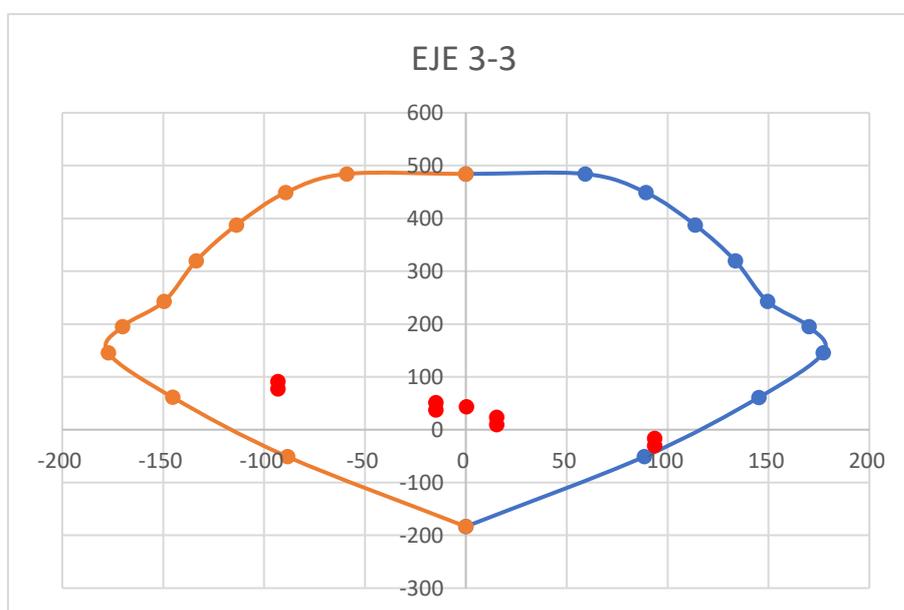
Tabla 63

Esfuerzos Nominales en dirección X para P5Y

Curve #1 0°				Curve #13 180°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	484,167	0,000	200	1	484,167	0,000	0,000
2	484,167	0,000	59,055	2	484,167	0,000	-59,112
3	448,798	0,000	89,292	3	448,757	0,000	-89,359
4	387,287	0,000	113,686	4	387,287	0,000	-113,781
5	319,731	0,000	133,491	5	319,731	0,000	-133,601
6	242,701	0,000	149,480	6	242,701	0,000	-149,614
7	195,096	0,000	170,039	7	195,096	0,000	-170,229
8	145,353	0,000	177,088	8	145,582	0,000	-177,266
9	61,002	0,000	145,209	9	61,346	0,000	-145,366
10	-51,228	0,000	88,365	10	-51,228	0,000	-88,365
11	-183,451	0,000	0,000	11	-183,451	0,000	0,000

Figura 58

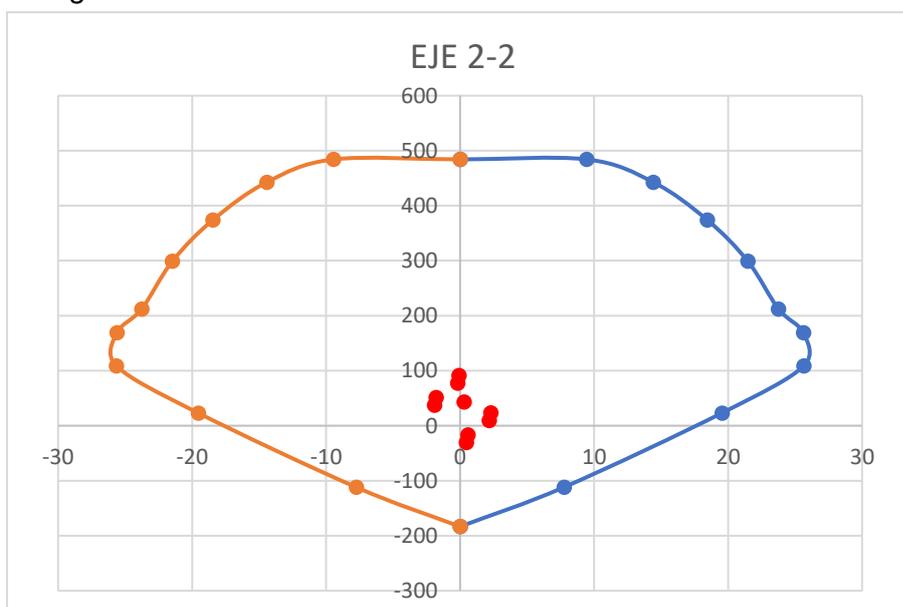
Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección X



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Tabla 64*Esfuerzos Nominales en dirección Y para P5Y*

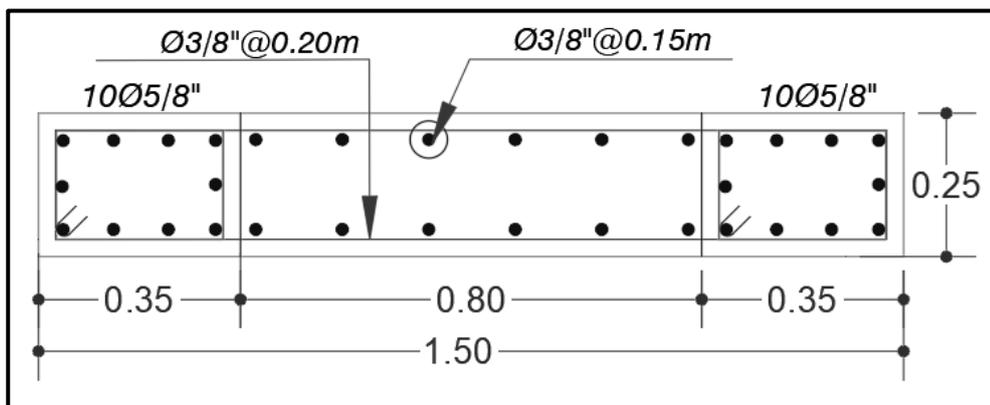
Curve #7 90°				Curve #19 270°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	484,167	0,000	0,000	1	484,167	0,000	0,000
2	484,167	9,443	0,000	2	484,167	-9,443	0,000
3	442,671	14,422	0,000	3	442,671	-14,422	0,000
4	374,087	18,446	0,000	4	374,087	-18,446	0,000
5	298,916	21,474	0,000	5	298,916	-21,474	0,000
6	212,141	23,762	0,000	6	212,141	-23,762	0,000
7	168,806	25,619	0,000	7	168,806	-25,619	0,000
8	108,731	25,646	0,000	8	108,731	-25,646	0,000
9	23,081	19,541	0,000	9	23,081	-19,541	0,000
10	-111,809	7,753	0,000	10	-111,809	-7,753	0,000
11	-183,451	0,000	0,000	11	-183,451	0,000	0,000

Figura 59*Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección Y*

Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Se muestra el Detalle de la distribución de Aceros en la Placa, en la Figura

60.

Figura 60*Detalle de Placa*

Nota. La figura muestra el detalle de la placa diseñada por Flexocompresión, el cual tiene 10 varillas de 5/8" en los bordes y 12 varillas de 1/2" en el alma.

Verificamos la resistencia de la sección transversal, si resiste la fuerza cortante última, empleando la ecuación (65).

$$Vu = 140,184 \text{ Tnf}$$

$$Vua = 25,96 \text{ Tnf}$$

$$Mu = 93,543 \text{ Tnf.m}$$

$$Mn = 168,50 \text{ Tnf.m}$$

$$140,184 \text{ Tnf} \geq \left(25,96 \times \left(\frac{168,50}{93,543} \right) = 46,76 \text{ Tnf} \right)$$

Lo que nos indica que la sección si resiste la fuerza cortante.

a.1.3 Espaciamiento de estribos en los elementos de borde

Para la *Zona de Confinamiento*, según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones donde el S_o no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (34), (35), y (36).

$$i. \quad S_{o_{min}} = 8 \times 1,59 \text{ cm} = 12,72 \text{ cm}$$

$$ii. \quad S_{o_{min}} = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$$iii. \quad S_{o_{min}} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Entonces se tiene estribos de 3/8" espaciados cada 10cm, esto en la Zona de Confinamiento.

Según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones para la longitud de la zona de confinamiento (L_o), el cual se escogerá el mayor de las siguientes tres condiciones, usando las ecuaciones (37), (38) y (39).

- i. $Lo_{min} = \frac{270}{6} = \frac{270}{6} cm = 45 cm$
- ii. $Lo_{min} = h = 35 cm$
- iii. $Lo_{min} = 50 cm$

Entonces se escoge el mayor de las 3 condiciones, por lo que Lo será de 50 cm, esto en la Zona de Confinamiento.

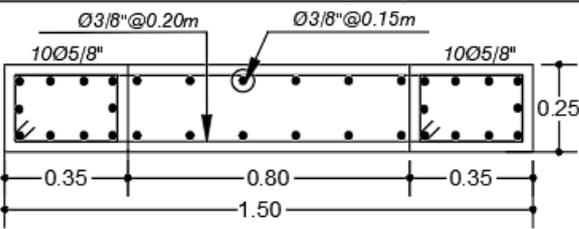
Para la *Zona de Central* se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para su espaciamiento la norma nos indica 3 condiciones donde el So para elementos de borde no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (57), (58), y (59).

- i. $So_{min} = 10 \times 1,59 cm = 15,9 cm$
- ii. $So_{min} = 25 cm$
- iii. $So_{min} = 250 mm = 25 cm$

Por lo tanto, se proyecta para los elementos de borde, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 5@0,10; resto @0,15m. A continuación, se muestra el detalle final de la Placa en la Figura 61.

Figura 61

Detalle de Sección de PLACA PL-1

PL-1	
<i>LxHxt</i>	<i>1.50m x 2.70m x 0.25m</i>
<i>Nº y Ø Acero</i>	<i>Borde 10 Ø5/8"</i> <i>Alma 12 Ø3/8"</i>
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	<p>Elementos de borde :</p> <p>3/8" 1@0.05, 5@0.10m, Rest @0.15m.</p>

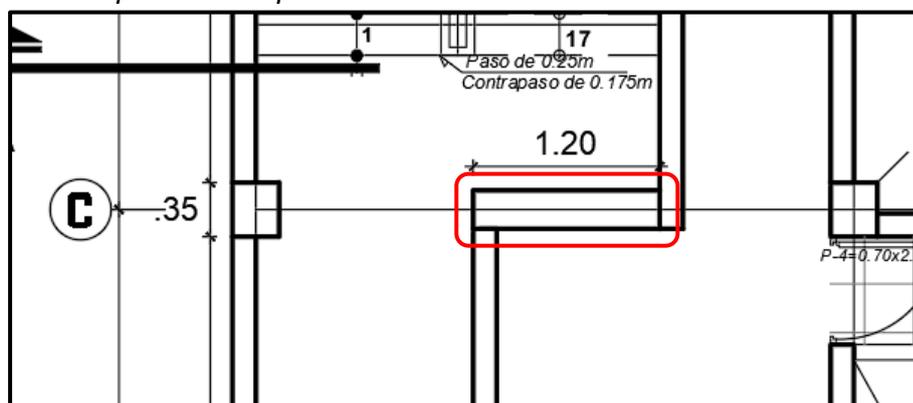
a.2 Placa de 1,20m

Para el diseño de la placa P2X que está ubicada en el eje C-C, como se muestra en la Figura 62, se requieren los siguientes datos:

Altura de la placa H	: 2,70m
Longitud de la placa Lm	: 1,20m
Espesor de la placa T	: 0,25m
Inercia I	: 3600000 cm ⁴
Resistencia del Concreto f'c	: 210Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero fy	: 4200Kgf/cm ²

Figura 62

Vista en planta de la placa P2X



Se verifica, si el muro es considerado, esbelto o muro corto, mediante la condición de la ecuación (41).

$$\frac{2,70}{1,20} \geq 1$$

$$2,25m \geq 1$$

La relación H y T, nos da un valor de 2,25, que es mayor a 1, por ende, el muro se considera esbelto, por lo que requiere de un diseño por Flexocompresión.

a.2.1 Diseño por Flexocompresión

Según el Etabs la placa P2X es una placa central, al ser una placa única, se consideró las cargas del primer nivel donde se acumulan las mayores fuerzas internas, con estas fuerzas, se realizan combinaciones de carga, obteniendo

cargas axiales y momentos últimos, dichos valores de las fuerzas se observan en la Tabla 65.

Tabla 65

Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y

Muro	Combinación	Pu tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
P2 X	1,4CM+1,7CV	60,7864	-0,5199	-0,3498	-0,3369	-0,4874
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSX Max	37,2717	16,105	-0,2496	-0,0916	46,5769
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSX Min	67,7058	-16,9919	-0,3491	-0,4844	-47,3925
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSY Max	47,9579	0,9242	0,1352	1,5347	3,6013
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSY Min	57,0197	-1,8111	-0,7339	-2,1107	-4,417
P2 X	0,90CM ± CSX Max	16,578	16,2989	-0,122	0,0319	46,7829
P2 X	0,90CM ± CSX Min	47,0121	-16,798	-0,2215	-0,3609	-47,1865
P2 X	0,90CM ± CSY Max	27,2641	1,1181	0,2628	1,6582	3,8073
P2 X	0,90CM ± CSY Min	36,3259	-1,6172	-0,6063	-1,9872	-4,211

Nota. Datos extraídos del modelado en software Etabs.

De la tabla anterior, se extraen los siguientes datos:

$$Pu = 67,71 \text{ Tnf}$$

$$Mu_{22} \text{ máx} = -2,11 \text{ Tnf.m}$$

$$Mu_{33} \text{ máx} = -47,39 \text{ Tnf}$$

a.2.1.1 Elementos de confinamiento de muros.

Para la verificación si el elemento estructural requiere de confinamiento en los extremos (elementos de borde), se emplea las ecuaciones (42), (43) y (44).

$$\sigma_{comp \text{ max}} = \frac{67,71 \times 1000}{120 \times 25} \pm \frac{47,39 \times 10^5 \times 60}{3600000} = 101,55 \frac{kg}{cm^2}$$

$$0,2 \times f'c = 0,2 \times 210 = 42 \frac{kg}{cm^2}$$

$$101,55 \frac{kg}{cm^2} > 42 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, la placa requiere de confinamiento en los bordes. Para la verificación de la longitud de confinamiento, se calcula la profundidad al eje neutro "c", empleando la ecuación (45), con ello se corrobora con las dos condiciones que indica la norma, mediante la ecuación (46) y (47).

$$c = \frac{120}{600 \times 0,007} = 28,57 \text{ cm}$$

$$L_{\text{confinamiento}} = \frac{28,57}{2} = 14,29 \text{ cm}$$

$$L_{\text{confinamiento}} = 28,57 - 0,1 \times 120 = 16,57 \text{ cm}$$

Por proceso constructivo, optaremos por tener una longitud de 25 cm para el confinamiento de bordes de la placa.

Para calcular el acero en los elementos de borde, empleamos la ecuación (48).

$$A_s = \frac{47,39 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times 120 \times 0,9} = 11,61 \text{ cm}^2$$

Se colocará la siguiente distribución de acero en los elementos de borde, *Número de varillas* $6\phi 5/8'' = 11,94 \text{ cm}^2$.

a.2.2 Diseño por Corte

a.2.2.1 Elementos en el Alma.

Para calcular el acero en el alma, primero necesitamos calcular la cortante última de diseño, la Resistencia V_n y la contribución de concreto V_c , mediante las ecuaciones (49), (50) y (51), respectivamente.

$$V_u = 16,991 Tnf \times 5,40 = 91,75 Tnf$$

$$V_n = 0,83 \times \sqrt{210} \times 120 \times 25 = 36,083 Tnf$$

Para calcular el factor α_c checamos Tabla 13, del cual obtenemos que $\alpha_c = 0,17$.

$$V_c = 120 \times 25 (0,17 \times \sqrt{210}) = 7,39 Tnf$$

Se realiza la verificación de la ecuación (52) y (57).

$$0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 0,085 \times \sqrt{210} \times 120 \times 25 = 3695,30 \text{ Kgf} = 3,70 Tnf$$

$$91,75 Tnf > 3,70 Tnf$$

Por lo que, por lo que tenemos el siguiente caso: $V_u > 0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw$.

Verificamos si V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , si requiere o no proveerse de refuerzo por corte.

$$91,75 Tnf > (0,85 \times 7,39 Tnf = 6,282 Tnf)$$

Lo indica que se requiere proveer de refuerzo por corte, calculamos V_s de la ecuación (27).

$$V_s = 36,083 Tnf - 7,39 Tnf = 28,693 Tnf$$

Calculamos el refuerzo horizontal empleando la ecuación (59) y (60).

$$\rho_h = \frac{28,693 \times 1000}{25 \times 120 \times 4200} = 0,002277$$

$$A_{sb} = 0,0025 \times 100 \times 25 = 6,25 \text{ cm}^2$$

Como el espesor del muro es mayor a 200mm, la norma indica que debe emplearse dos capas de refuerzo, por ende, por capa requerirá de 3,13cm². Para calcular el espaciamiento, empleamos la ecuación (50).

$$S = \frac{0,71}{3,13} \times 100 = 22,68 \text{ cm}$$

Por lo que se opta por colocar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$, como refuerzo horizontal. Se verifica que el espaciamiento escogido de 20cm, cumpla con las dos condiciones que indica la norma, mediante las ecuaciones, (52) y (53).

$$20\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots OK$$

$$20\text{cm} \leq 3 \times 25 = 75 \dots OK$$

Calculamos el refuerzo vertical empleando la ecuación (63) y (64).

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{270}{120} \right) \times (0,002277 - 0,0025) = 0,002472$$

$$0,002472 \geq 0,0025 \dots NO CUMPLE$$

Como la cuantía vertical no debe ser menor que 0,0025, y en este caso, se calculó menor, se opta por considera la cuantía vertical, de 0,0025 que es el mismo que el horizontal, por lo tanto, se colocará la siguiente distribución de acero vertical en el alma *varillas de $\phi 3/8'' @ 0,20\text{m}$* . Para la verificación con el diagrama de interacción, se hizo uso de hojas de cálculo y el empleo del software Etabs, donde se obtiene 11 puntos para las distintas curvas del diagrama en ambas direcciones (X e Y), realizado la primera prueba con la distribución de acero preliminar ($6 \phi 5/8''$) en los bordes y dos capas de $3/8''$ en el alma, corroborando que las fuerzas últimas no sobrepasaban el diagrama de interacción, por lo tanto, la distribución es correcta. Dichas verificaciones del diagrama de interacción, se reflejan en la Tabla 66, Tabla 67, Figura 63 y Figura 64.

$$L_{\text{confinamiento}} = 25\text{cm}$$

Refuerzo en el borde: 6 varillas de $\phi 5/8''$

Refuerzo en el alma horizontal de $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

Refuerzo en el alma vertical de $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

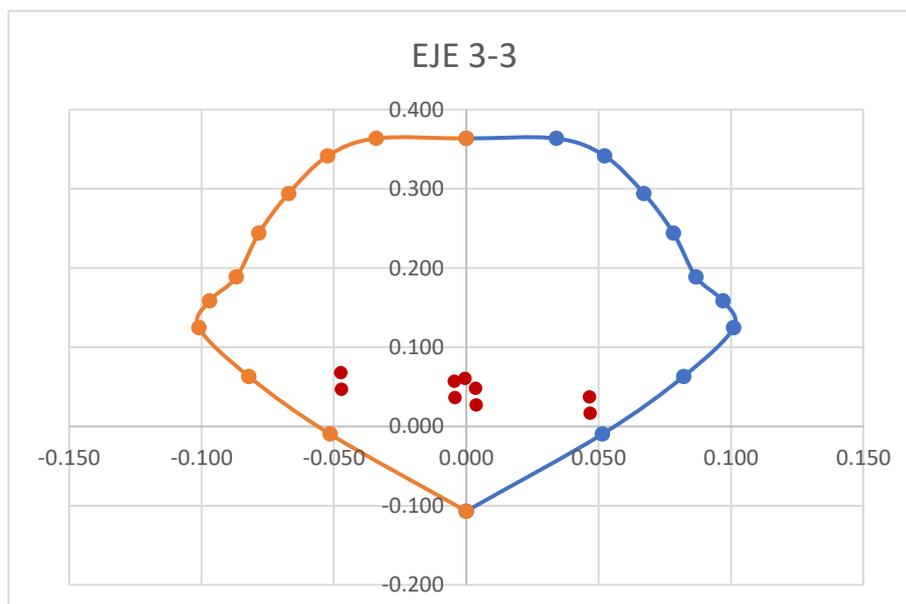
Tabla 66

Esfuerzos Nominales en dirección X para P2X

Curve #1 0°				Curve #13 180°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	363,543	0,000	0,000	1	363,543	0,000	0,000
2	363,543	0,000	34,007	2	363,543	0,000	-34,007
3	341,484	0,000	52,307	3	341,484	0,000	-52,307
4	294,139	0,000	67,085	4	294,139	0,000	-67,085
5	243,906	0,000	78,306	5	243,906	0,000	-78,306
6	188,658	0,000	86,818	6	188,658	0,000	-86,818
7	158,371	0,000	96,964	7	158,371	0,000	-96,964
8	124,655	0,000	100,955	8	124,655	0,000	-100,955
9	63,196	0,000	82,145	9	63,196	0,000	-82,145
10	-9,616	0,000	51,428	10	-9,616	0,000	-51,428
11	-106,836	0,000	0,000	11	-106,836	0,000	0,000

Figura 63

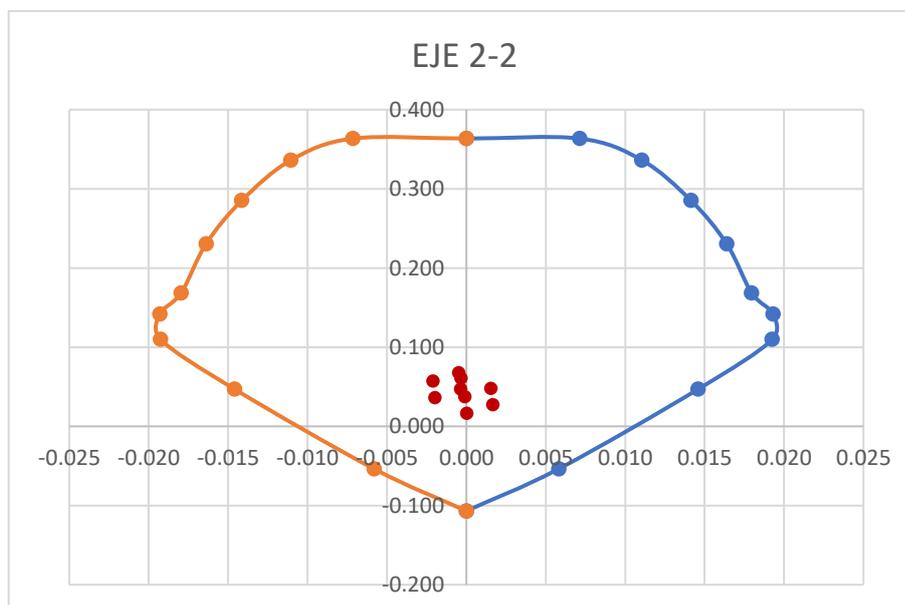
Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección X



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Tabla 67*Esfuerzos Nominales en dirección Y para P2X*

Curve #7 90°				Curve #19 270°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	363,543	0,000	0,000	1	363,543	0,000	0,000
2	363,543	7,141	0,000	2	363,543	-7,141	0,000
3	336,196	11,052	0,000	3	336,196	-11,052	0,000
4	285,221	14,145	0,000	4	285,221	-14,145	0,000
5	230,539	16,390	0,000	5	230,539	-16,390	0,000
6	168,572	17,958	0,000	6	168,572	-17,958	0,000
7	141,793	19,308	0,000	7	141,793	-19,308	0,000
8	109,801	19,254	0,000	8	109,801	-19,254	0,000
9	47,013	14,596	0,000	9	47,013	-14,596	0,000
10	-53,650	5,812	0,000	10	-53,650	-5,812	0,000
11	-106,836	0,000	0,000	11	-106,836	0,000	0,000

Figura 64*Detalle de Placa PL-2*

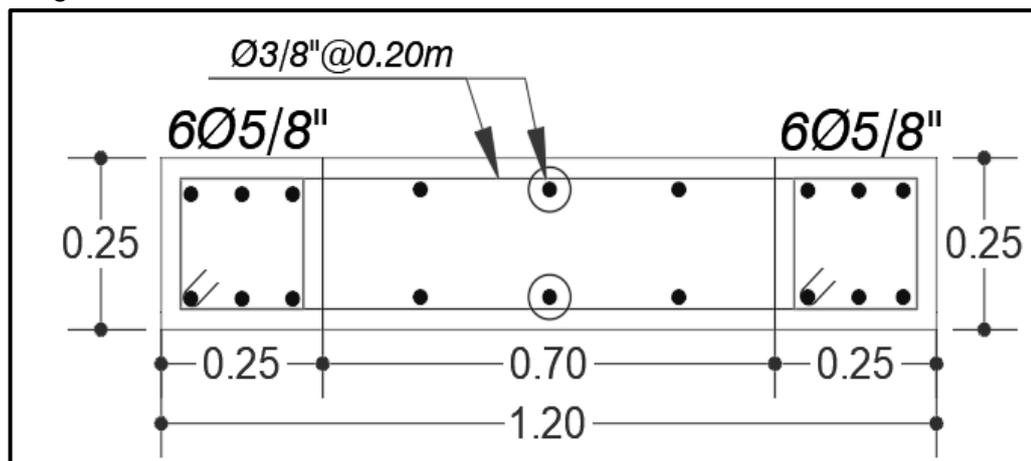
Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Se muestra el Detalle de la distribución de Aceros en la Placa, en la Figura

65.

Figura 65

Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección Y



Nota. La figura muestra el detalle de la placa diseñada por Flexocompresión, el cual tiene 6 varillas de 5/8" en los bordes y 6 varillas de 3/8" en el alma.

Verificamos la resistencia de la sección transversal, si resiste la fuerza cortante última, empleando la ecuación (65).

$$Vu = 91,75 \text{ Tnf}$$

$$Vua = -16,991 \text{ Tnf}$$

$$Mu = -47,393 \text{ Tnf.m}$$

$$Mn = 83,80 \text{ Tnf.m}$$

$$91,75 \text{ Tnf} \geq \left(16,991 \times \left(\frac{83,80}{47,393} \right) = 30,04 \text{ Tnf} \right)$$

Lo que nos indica que la sección si resiste la fuerza cortante.

a.2.3 Espaciamiento de estribos en los elementos de borde

Para la *Zona de Confinamiento*, según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones donde el S_o no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (34), (35), y (36).

i. $S_{o_{min}} = 8 \times 1,59 \text{ cm} = 12,72 \text{ cm}$

ii. $S_{o_{min}} = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12,5 \text{ cm}$

iii. $S_{o_{min}} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$

Entonces se tiene estribos de 3/8" espaciados cada 10cm, esto en la Zona de Confinamiento.

Según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones para la longitud de la zona de confinamiento (L_o), el cual se escogerá el mayor de las siguientes tres condiciones, usando las ecuaciones (37), (38) y (39).

- i. $Lo_{min} = \frac{270}{6} = \frac{270}{6} cm = 45 cm$
- ii. $Lo_{min} = h = 35 cm$
- iii. $Lo_{min} = 50 cm$

Entonces se escoge el mayor de las 3 condiciones, por lo que Lo será de 50 cm, esto en la Zona de Confinamiento.

Para la *Zona de Central* se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para su espaciamiento la norma nos indica 3 condiciones donde el So para elementos de borde no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (57), (58), y (59).

- i. $So_{min} = 10 \times 1,59 cm = 15,9 cm$
- ii. $So_{min} = 25 cm$
- iii. $So_{min} = 250 mm = 25 cm$

Por lo tanto, se proyecta para los elementos de borde, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 5@0,10; resto @0,15m. A continuación, se muestra el detalle final de la Placa en la Figura 66.

Figura 66

Detalle de Sección de PLACA PL-2

PL-2	
<i>LxHxt</i>	1.20m x 2.70m x 0.25m
<i>Nº y Ø Acero</i>	Borde 6 Ø5/8" Alma 6 Ø3/8"
DETALLES	
ESTRIBOS	Elementos de borde : 3/8" 1@0.05, 5@0.10m, Rest @0.15m.

4.5.1.3 Diseño de Viga Peraltada.

Se tienen dos tipos de vigas, la primera entre columnas y la segunda entre columna y placa, para ello elegimos el tramo de viga más crítica para cada caso, según nos brinda el programa Etabs, en este caso, la viga B10 y B2.

a. Diseño de Viga B10

Para el diseño de la viga B10 que se ubica en el eje 1-1 y B-C, como se muestra en la Figura 67, se extrae las fuerzas y momentos que actúan en la viga del software Etabs, lo cual se refleja en la Figura 68.

Figura 67

Vista en planta de la viga B10

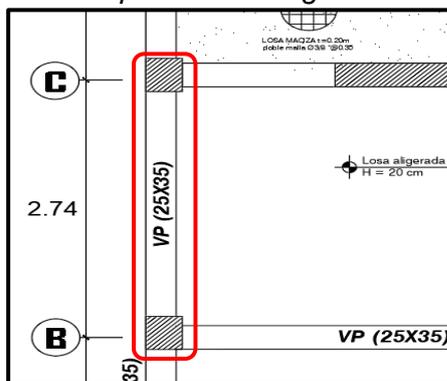
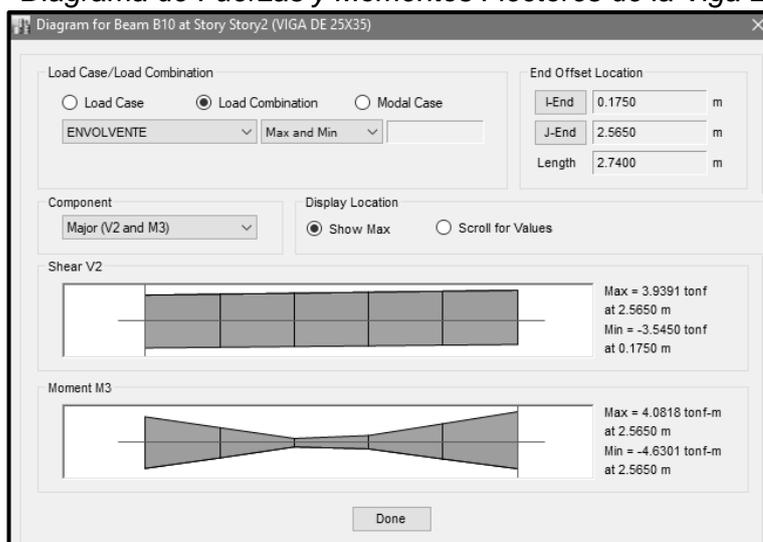


Figura 68

Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B10



Nota. La figura muestra los diagramas de Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores, se extrae los datos de Momentos máximos negativos y positivos.

a.1 Momentos Máximos

$$Mu_{max}^- = 4,63 \text{ Tnf.m} \quad Mu_{max}^+ = 4,08 \text{ Tnf}$$

a.2 Propiedades de la sección y material

Base de la Viga b	: 0,25m
Altura de la Viga h	: 0,35m
Peralte de la Viga d	: 0,35 – 0,06 = 0,29m
Resistencia del Concreto $f'c$: 210 Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero fy	: 4200 Kgf/cm ²
Coefficiente β_1	: 0,85
Coefficiente ϕ	: 0,90

a.3 Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$As_{max} = 0,01594 \times 25 \times 29 = 11,55 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$As_{min1} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 29 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{14}{4200} \times 25 \times 29 = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$As_{min1} \geq As_{min2}$$

$$1,75 \text{ cm}^2 \geq 2,42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $As_{min} = 2,42 \text{ cm}^2$.

a.3.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión “a” mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 4,08 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 3,74 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{4,08 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(29 - \frac{3,74}{2}\right)} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\emptyset 1'' = 10,2 \text{ cm}^2$

a.3.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 4,63 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 4,29 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{4,63 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(29 - \frac{4,29}{2}\right)} = 4,56 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\emptyset 1'' = 10,2 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{10,2 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25} = 9,60 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 10,2 \times 4200 \times \left(29 - \frac{9,60}{2}\right) = 933055,20 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 9,33 \text{ Tnf} \cdot \text{m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 9,33 \text{ Tnf} \cdot \text{m} &> 4,63 \text{ Tnf} \cdot \text{m} \dots \text{OK.} \end{aligned}$$

a.4 Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$\begin{aligned} V_c &= 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 29 = 5,568 \text{ Tnf} \\ \emptyset V_c &= 0,85 \times 5,568 = 4,733 \text{ Tnf} \end{aligned}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que ϕV_c . Ecuación (79)

$$3,94Tnf > 4,733 Tnf$$

Lo que indica que no se requiere refuerzo por corte (estribos), sin embargo, la normativa indica un espaciamiento mínimo para los estribos en la viga. entonces se calcula V_s despejando de la ecuación (31).

$$V_s = \frac{3,94}{0,85} - 5,568 = -0,93 Tnf$$

a.5 Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 29 = 58 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

- i. $S = \frac{29}{4} = 7,25 \text{ cm}$
- ii. $S = 10 \times 2,54 = 25,4 \text{ cm}$
- iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8 \text{ cm}$
- iv. $S = 30 \text{ cm}$

Se colocarán estribos cerrados a cada 10 cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 29}{0,93 \times 10^3}$$

$$S = 185,97 \text{ cm}$$

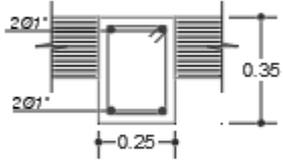
Sin embargo, el espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

$$S_{o_{\text{máx}}} = 0,5 \times 29 = 14,5 \text{ cm}$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 15 cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 6@0,10; resto @0,15m, se muestra el detalle de la viga en la Figura 69.

Figura 69*Detalle de Sección de Viga VP-1*

VP-1	
<i>b X h</i>	0.25x0.35m
<i>Nº y Ø Acero</i>	4Ø1"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 01 @ 0.05m. 06 @ 0.10m. Rto. @ 0.15m.

b. Diseño de Viga B2

Para el diseño de la viga B2 que se ubica en el eje 1-1 y A-B, como se muestra en la Figura 70, se extrae las fuerzas y momentos que actúan en la viga del software Etabs, lo cual se refleja en la Figura 71.

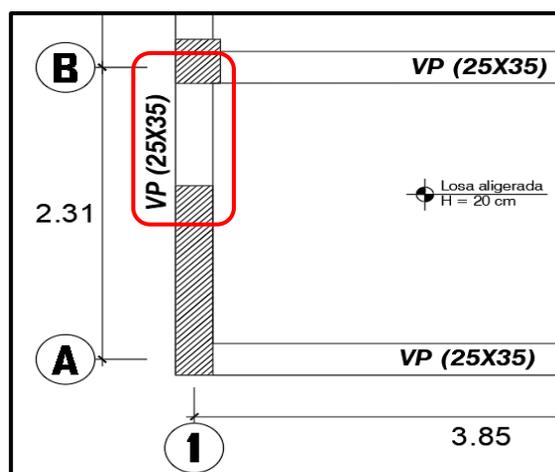
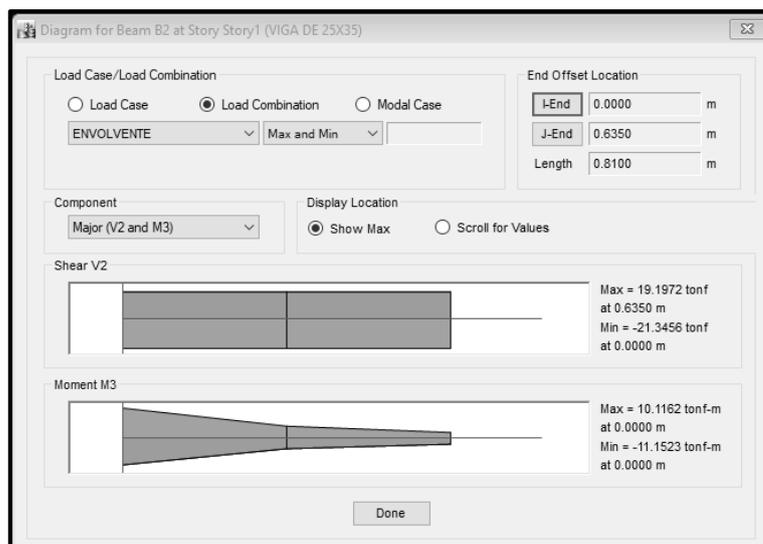
Figura 70*Vista en planta de la viga B2*

Figura 71

Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B2



Nota. La figura muestra los diagramas de Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores, se extrae los datos de Momentos máximos negativos y positivos.

b.1 Momentos Máximos

$$Mu_{max}^- = 11,15 \text{ Tnf} \quad Mu_{max}^+ = 10,12 \text{ Tnf}$$

b.2 Propiedades de la sección y material

Base de la Viga b	: 0,25m
Altura de la Viga h	: 0,35m
Peralte de la Viga d	: 0,35 – 0,06 = 0,29m
Resistencia del Concreto f'_c	: 210 Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero f_y	: 4200 Kgf/cm ²
Coefficiente β_1	: 0,85
Coefficiente ϕ	: 0,90

b.3 Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$As_{max} = 0,01594 \times 25 \times 29 = 11,55 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$As_{min1} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 29 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{14}{4200} \times 25 \times 29 = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$As_{min1} \geq As_{min2}$$

$$1,75 \text{ cm}^2 \geq 2,42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $As_{min} = 2,42 \text{ cm}^2$.

b.3.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 10,12 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 10,64 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$As = \frac{10,12 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times (29 - \frac{10,64}{2})} = 11,31 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\phi 1'' + 1\phi \frac{5''}{8} = 12,19 \text{ cm}^2$

b.3.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 11,15 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 12,10 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$As = \frac{11,15 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times (29 - \frac{12,10}{2})} = 12,85 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\phi 1'' + 1\phi \frac{3''}{4} + 2\phi \frac{5''}{8} = 17,02 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{17,02 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25} = 16,02 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 17,02 \times 4200 \times \left(29 - \frac{16,02}{2}\right) = 1350404,24 \text{ Kg}\cdot\text{cm} = 13,50 \text{ Tnf}\cdot\text{m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\phi M_n > M_u$$

$$13,50 \text{ Tnf}\cdot\text{m} > 11,50 \text{ Tnf}\cdot\text{m} \dots \text{OK.}$$

b.4 Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 29 = 5,568 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 5,568 = 4,733 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que ϕV_c . Ecuación (79)

$$21,35 \text{ Tnf} > 4,733 \text{ Tnf}$$

Lo que indica que se requiere refuerzo por corte (estribos), entonces se calcula V_s despejando de la ecuación (31).

$$V_s = \frac{21,35}{0,85} - 5,568 = 19,55 \text{ Tnf}$$

b.5 Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de $3/8''$ por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 29 = 58 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

i. $S = \frac{29}{4} = 7,25 \text{ cm}$

ii. $S = 10 \times 1,27 = 12,7 \text{ cm}$

iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8 \text{ cm}$

iv. $S = 30 \text{ cm}$

Se colocarán estribos cerrados a cada 5cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 29}{19,55 \times 10^3}$$

$$S = 8,85 \text{ cm}$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

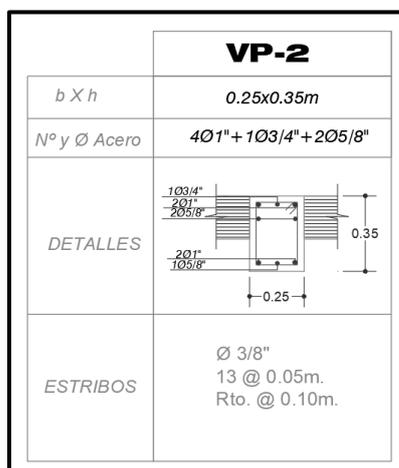
$$S_{o_{m\acute{a}x}} = 0,5 \times 29 = 14,5 \text{ cm}$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 10 cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga, usar estribos de 3/8", 13@0,05; resto @0,10m, se muestra el detalle de la viga en la Figura 72.

Figura 72

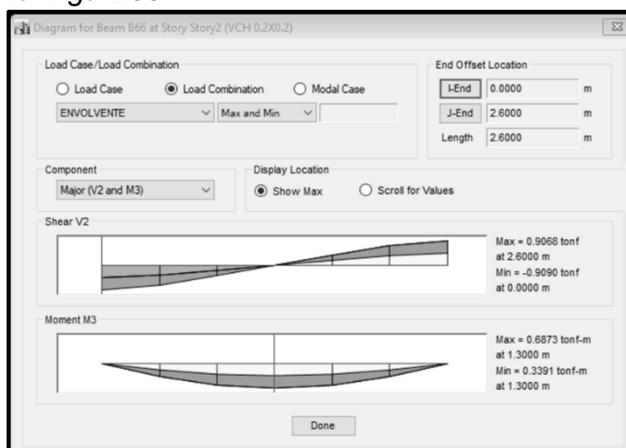
Detalle de Sección de Viga VP-2



4.5.1.4 Diseño de Viga Chata.

Figura 73

Diagrama de Fuerzas y Momentos Flexores de la Viga B66



Nota. La figura muestra los diagramas de Fuerzas Cortantes y Momentos Flexores, se extrae los datos de Momentos máximos negativos y positivos.

a. Momentos Máximos

$$Mu_{max}^- = 0,34 \text{ Tnf. m} \quad Mu_{max}^+ = 0,69 \text{ Tnf. m}$$

b. Propiedades de la sección y material

Base de la Viga b	:	0,20m
Altura de la Viga h	:	0,20m
Peralte de la Viga d	:	$0,20 - 0,06 = 0,14m$
Resistencia del Concreto $f'c$:	210 Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero fy	:	4200 Kgf/cm ²
Coefficiente β_1	:	0,85
Coefficiente φ	:	0,90

c. Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$As_{max} = 0,01594 \times 20 \times 14 = 4,46 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$As_{min1} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 20 \times 14 = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{14}{4200} \times 20 \times 14 = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$As_{min1} \geq As_{min2}$$

$$0,68 \text{ cm}^2 \geq 0,93 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $As_{min} = 0,93 \text{ cm}^2$.

c.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 \times 0,69 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 1,63 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,69 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(14 - \frac{1,63}{2}\right)} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\phi_{\frac{3''}{8}} = 1,42 \text{ cm}^2$

c.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 \times 0,34 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 0,78 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,34 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(14 - \frac{0,78}{2}\right)} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\phi_{\frac{3''}{8}} = 1,42 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{1,42 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 20} = 1,67 \text{ m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1,42 \times 4200 \times \left(14 - \frac{1,67}{2}\right) = 70664,45 \text{ Kgf. cm} = 0,71 \text{ Tnf. m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\phi M_n > M_u$$

$$0,71 \text{ Tnf. m} > 0,69 \text{ Tnf. m} \dots \text{OK.}$$

d. Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 14 = 2,15 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 2,15 = 1,83 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que ϕV_c . Ecuación (79)

$$0,91 \text{ Tnf} > 1,83 \text{ Tnf}$$

Lo que indica que no se requiere refuerzo por corte (estribos), sin embargo, la normativa indica un espaciamiento mínimo de para los estribos en la viga. entonces se calcula V_s despejando de la ecuación (31).

$$V_s = \frac{0,91}{0,85} - 1,83 = -0,76 \text{ Tnf}$$

e. Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 14 = 28 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

- i. $S = \frac{14}{4} = 3,5 \text{ cm}$
- ii. $S = 10 \times 1,91 = 19,1 \text{ cm}$
- iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8 \text{ cm}$
- iv. $S = 30 \text{ cm}$

Se colocarán estribos cerrados a cada 10cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 14}{0,93 \times 10^3}$$

$$S = 89,78 \text{ cm}$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

$$S_{o_{m\acute{a}x}} = 0,5 \times 14 = 7 \text{ cm}$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 15 cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga Chata, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 3@0,10; resto @0,15m, se muestra detalle de la viga en la Figura 74.

Figura 74*Detalle de Sección de Viga Vch-1*

Vch-1	
<i>b X h</i>	0.20x0.20m
<i>Nº y Ø Acero</i>	4Ø5/8"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 13 @ 0.05m. Rto. @ 0.10m.

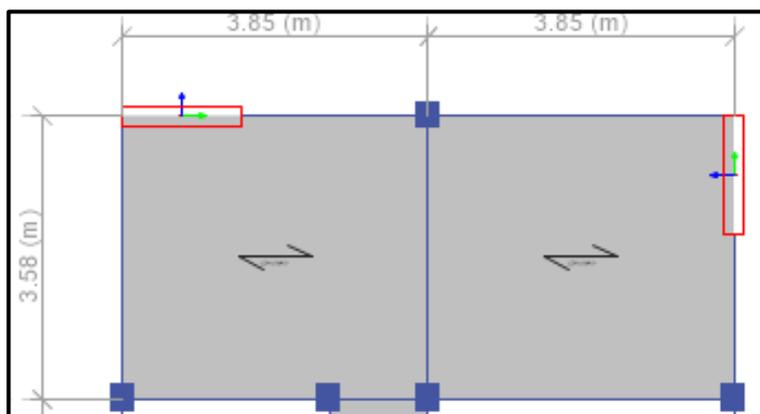
4.5.1.5 Diseño de Losa Aligerada.**a. Losa Aligerada 1 entre los ejes 1-3 y D-E**

Para el diseño de la losa aligerada que está ubicada en el tramo de los ejes 1-3 y D-E, como se muestra la Figura 75, se requieren los siguientes datos:

Espesor de la losa e	: 0,20m
Resistencia del Concreto $f'c$: 210Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto E_c	: 217370.65 kg/cm ²
Peso Específico del Concreto γ_c	: 2,4 Tnf/m ²
Límite de fluencia del acero f_y	: 4200Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero E_s	: 2×10^6 kg/cm ²
Factor de Reducción ϕ (Flexión)	: 0,90
Factor de Reducción ϕ (Corte)	: 0,85
Espaciamiento de viguetas n	: 0,40m
Ancho de viguetas b_w	: 0,10m
Altura de Ladrillo h_{lad}	: 0,15m
Altura de Losa Superior h_{losa}	: 0,05m
Recubrimiento r	: 0,03m
Peralte Efectivo ($d = h_{total} - r$)	: 0,17m

Figura 75

Losa para la parte superior los ejes 1-3 y D-E



Nota. Modelado de la Estructura en Etabs.

a.1 Medrado de Cargas

a.1.1 Carga Muerta (CM)

$$\text{Peso Propio: } 300 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 120 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso Terminado: } 100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 40 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería Repartida: } 150 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 60 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{CM = 220 \frac{Kgf}{m}}$$

a.1.2 Carga Viva (CV)

$$\text{Sobrecarga: } 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 80 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{CV = 80 \frac{Kgf}{m}}$$

a.1.3 Carga Última (Wu)

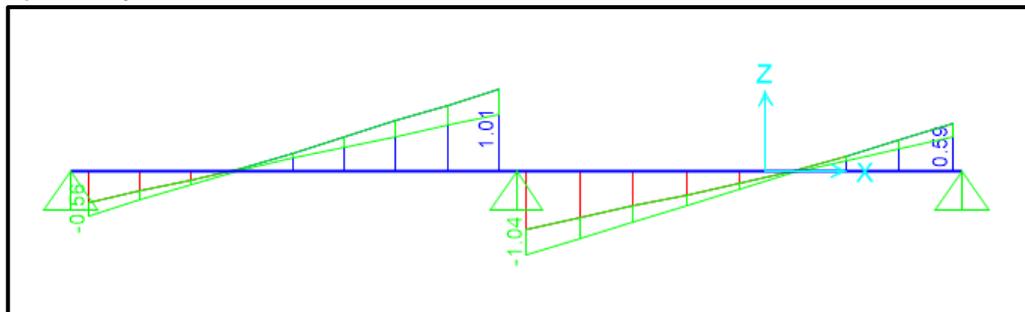
$$Wu = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 \left(220 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}} \right) + 1,7 \left(80 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}} \right) = 444 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{Wu = 0,44 \frac{Tnf}{m}}$$

Con ello se obtienen los diagramas Fuerza Cortante y Momento Flector, estos también pueden ser obtenidos, del modelado de la losa empleando el software SAP 2000, como se muestra en las Figuras 76 y Figura 77.

Figura 76

Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y D-E

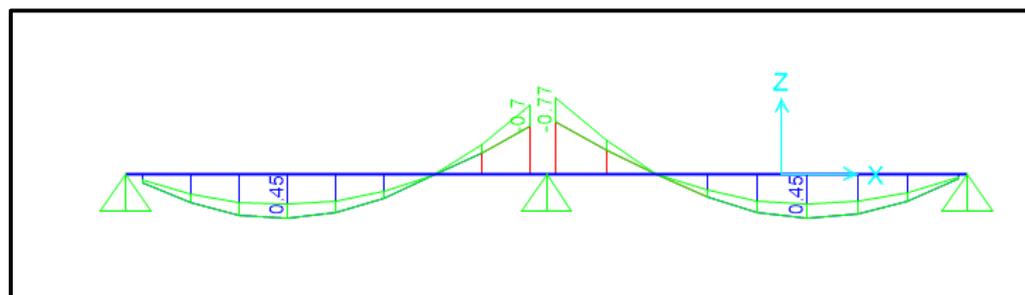


Nota. La figura muestra el diagrama fuerza cortante, donde se puede extraer la cortante última que actúa en la losa aligerada. Extraído del Modelado de la Losa Aligerada en SAP 2000.

$$Vu = 1,04 \text{ Tnf}$$

Figura 77

Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y D-E



Nota. La figura muestra el diagrama Momento flector, donde se puede extraer los momentos máximo positivos y negativos que actúan en la losa aligerada. Extraído del Modelado de la Losa Aligerada en SAP 2000.

$$Mu_1 = +0,45 \text{ Tnf.m}$$

$$Mu_2 = -0,77 \text{ Tnf.m}$$

a.2 Diseño por Flexión

a.2.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,45 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times 40 \text{ cm}}} = 0,42 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,45 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,42 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,71 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72).

$$A_{s_{min+}} = \frac{0,7 \times \sqrt{210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times 40 \text{ cm} \times 17 \text{ cm}}}{4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200}\right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{b_{max}} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$A_{s_{max+}} = 0,01594 \times 40 \times 17 = 10,84 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de acero máximo y acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido es inferior al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_{sc} = 2\emptyset 1/2" = 2,54 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{max+}} \geq A_s^+ \geq A_{s_{min+}}$$

$$10,84 \text{ cm}^2 \geq 2,54 \text{ cm}^2 \geq 1,64 \text{ cm}^2 \dots OK$$

a.2.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,77 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times 10 \text{ cm}}} = 3,10 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,77 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{3,10 \text{ cm}}{2}\right)} = 1,32 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72).

$$A_{s_{min-}} = \frac{0,7 \times \sqrt{210 \text{ Kg}f/\text{cm}^2} \times 10\text{cm} \times 17\text{cm}}{4200 \text{ Kg}f/\text{cm}^2} = 0,41\text{cm}^2$$

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{b_{max}} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$A_{s_{max-}} = 0,01594 \times 10 \times 17 = 2,71\text{cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de acero máximo y acero mínimo, en este caso, cumple, por lo tanto, se opta por colocar $A_{sc} = 2\emptyset 3/8'' = 1,42\text{cm}^2$

$$A_{s_{max+}} \geq A_s^+ \geq A_{s_{min+}}$$

$$2,71\text{cm}^2 \geq 1,42\text{cm}^2 \geq 0,41\text{cm}^2 \dots OK$$

a.2.3 Acero de temperatura

La cantidad de acero o refuerzo por contracción o temperatura, se emplea la ecuación (86).

$$A_{s_{temperatura}} = 0,0018 \times 100\text{cm} \times 5\text{cm}$$

$$A_{s_{temperatura}} = 0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo que se opta por considerar la varilla de $1/4''$ que se usualmente se emplea en los proyectos de construcción, $A_{sc} = 1\emptyset 1/4'' = 0,32 \text{ cm}^2$. Luego se calcula el espaciamiento para dicho acero de temperatura a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con las condiciones de espaciamiento máximo que indica la norma mediante las ecuaciones (88) y (89).

$$S = \frac{0,32 \text{ cm}^2}{0,90 \text{ cm}^2} \times 100 = 35,6 \text{ cm}$$

i. $S = 5 \times 5\text{cm} = 25\text{cm}$

ii. $S \leq 40 \text{ cm}$

Se escoge el menor de los Espaciamientos, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm, entonces, se colocará *varillas de $\emptyset 1/4'' @ 0,25\text{m}$* .

a.3 Diseño por Corte

Se verifica que ϕV_c sea mayor que V_u , lo que indica que no se requiere refuerzo por cortante, para ello se calcula el V_c con la ecuación (90) y luego se verifica con la ecuación (91).

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times 10 \text{ cm} \times 17 \text{ cm} = 1220,80 \text{ kgf} = 1,22 \text{ Tnf}$$

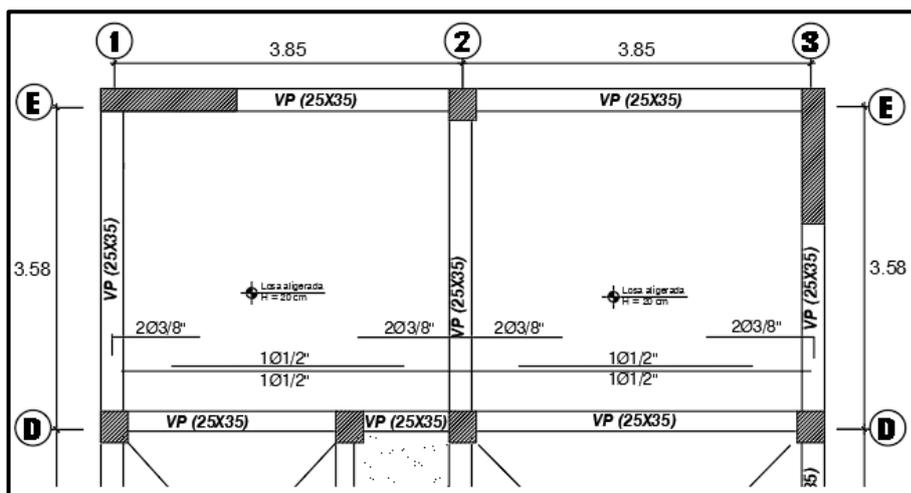
$$\phi V_c \geq V_u$$

$$1,22 \text{ Tnf} \geq 1,04 \text{ Tnf} \dots \text{OK}$$

Se muestra el detalle en planta de la distribución de aceros en losa aligerada en la Figura 78.

Figura 78

Detalle de colocación de los refuerzos en Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y D-E



Nota. La figura muestra detalle de acero en la losa aligerada de la zona superior. El cual cuenta con acero de temperatura de $\phi 1/4'' @ 0,25\text{m}$.

b. Losa Aligerada 2 entre los ejes 1-3 y A-C

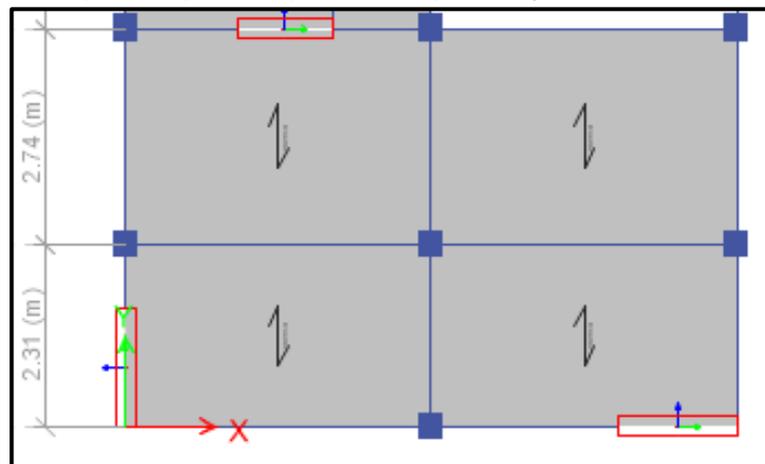
Para el diseño de la losa aligerada que está ubicada en el tramo de los ejes 1-3 y A-C, como se muestra en la Figura 79, se requieren los siguientes datos:

Espesor de la losa e	: 0,20m
Resistencia del Concreto f'_c	: 210Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto E_c	: 217370.65 kg/cm ²
Peso Específico del Concreto γ_c	: 2,4 Tnf/m ²

Límite de fluencia del acero f_y	:	4200Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero E_c	:	2×10^6 kg/cm ²
Factor de Reducción ϕ (Flexión)	:	0,90
Factor de Reducción ϕ (Corte)	:	0,85
Espaciamiento de viguetas n	:	0,40m
Ancho de viguetas b_w	:	0,10m
Altura de Ladrillo h_{lad}	:	0,15m
Altura de Losa Superior h_{losa}	:	0,05m
Recubrimiento r	:	0,03m
Peralte Efectivo ($d = h_{total} - r$)	:	0,17m

Figura 79

Losas para la parte superior los ejes 1-3 y A-C



Nota. Modelado de la Estructura en Etabs.

b.1 Metrado de Cargas

b.1.1 Carga Muerta (CM)

$$\text{Peso Propio: } 300 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 120 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso Terminado: } 100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 40 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería Repartida: } 150 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 60 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{CM = 220 \frac{Kgf}{m}}$$

b.1.2 Carga Viva (CV)

$$\text{Sobrecarga: } 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,40\text{m} = 80 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$CV = 80 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

b.1.3 Carga Última (Wu)

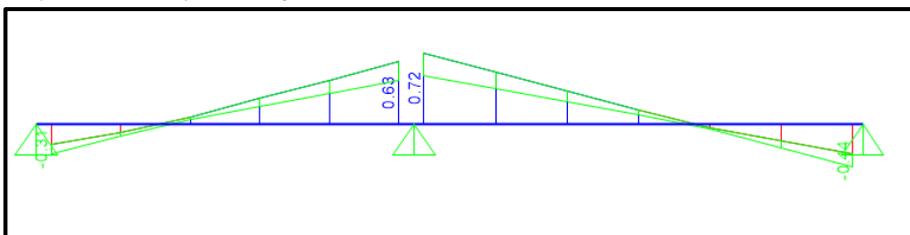
$$Wu = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 \left(220 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}} \right) + 1,7 \left(80 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}} \right) = 444 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$Wu = 0,44 \frac{\text{Tnf}}{\text{m}}$$

Con ello se obtienen los diagramas Fuerza Cortante y Momento Flector, estos también pueden ser obtenidos, del modelado de la losa empleando el software SAP 2000, como se muestra en las Figuras 80 y Figura 81.

Figura 80

Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y A-C

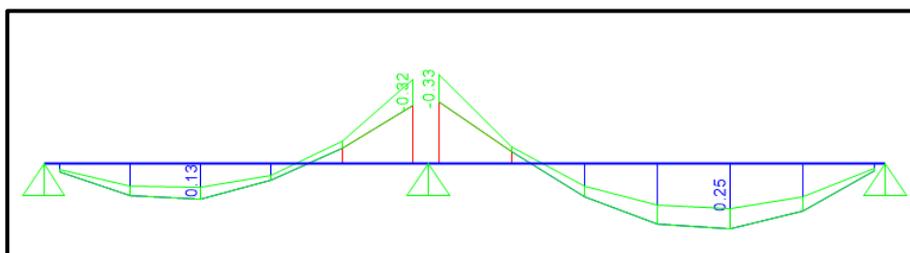


Nota. La figura muestra el diagrama fuerza cortante, donde se puede extraer la cortante última que actúa en la losa aligerada. Extraído del Modelado de la Losa Aligerada en SAP 2000.

$$Vu = 0,72 \text{ Tnf}$$

Figura 81

Diagrama de Fuerza Cortante de Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y A-C



Nota. La figura muestra el diagrama Momento flector, donde se puede extraer los momentos máximo positivos y negativos que actúan en la losa aligerada. Extraído del modelado de la Losa Aligerada en SAP 2000.

$$Mu_1 = +0,25 \text{ Tnf.m}$$

$$Mu_2 = -0,33 \text{ Tnf.m}$$

b.2 Diseño por Flexión

b.2.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,25 \times 10^5 \text{ Kgf.cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kgf/cm}^2 \times 40 \text{ cm}}} = 0,23 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,25 \times 10^5 \text{ Kgf.cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kgf/cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,23 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,39 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72).

$$A_{s_{min+}} = \frac{0,7 \times \sqrt{210 \text{ Kgf/cm}^2 \times 40 \text{ cm} \times 17 \text{ cm}}}{4200 \text{ Kgf/cm}^2} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200}\right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{b_{max}} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$A_{s_{max+}} = 0,01594 \times 40 \times 17 = 10,84 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de acero máximo y acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido es inferior al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_{sc} = 2\emptyset 1/2" = 2,54 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{max+}} \geq A_s^+ \geq A_{s_{min+}}$$

$$10,84 \text{ cm}^2 \geq 2,54 \text{ cm}^2 \geq 1,64 \text{ cm}^2 \dots OK$$

b.2.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,33 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 10 \text{ cm}}} = 1,25 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,33 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{1,25 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,53 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72).

$$A_{s_{min-}} = \frac{0,7 \times \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2 \times 10 \text{ cm} \times 17 \text{ cm}}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200}\right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{b_{max}} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$A_{s_{max-}} = 0,01594 \times 10 \times 17 = 2,71 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de acero máximo y acero mínimo, en este caso, cumple, por lo tanto, se opta por colocar $A_{sc} = 1\emptyset 3/8'' = 0,71 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{max+}} \geq A_s^+ \geq A_{s_{min+}}$$

$$2,71 \text{ cm}^2 \geq 0,71 \text{ cm}^2 \geq 0,41 \text{ cm}^2 \dots OK$$

b.2.3 Acero de temperatura

La cantidad de acero o refuerzo por contracción o temperatura, se emplea la ecuación (86).

$$A_{s_{temperatura}} = 0,0018 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temperatura}} = 0,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por lo que se opta por considerar la varilla de $1/4''$ que se usualmente se emplea en los proyectos de construcción, $A_{sc} = 1\emptyset 1/4'' = 0,32 \text{ cm}^2$. Luego se calcula el espaciamiento para dicho acero de temperatura a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con las condiciones de espaciamiento máximo que indica la norma mediante las ecuaciones (88) y (89).

$$S = \frac{0,32 \text{ cm}^2}{0,90 \text{ cm}^2} \times 100 = 35,6 \text{ cm}$$

i. $S = 5 \times 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

ii. $S \leq 40 \text{ cm}$

Se escoge el menor de los Espaciamientos, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm, entonces, se colocará *varillas de $\phi 1/4'' @ 0,25m$* .

b.3 Diseño por Corte

Se verifica que ϕV_c sea mayor que V_u , lo que indica que no se requiere refuerzo por cortante, para ello se calcula el V_c con la ecuación (90) y luego se verifica con la ecuación (91).

$$\phi V_c = 1,1 \times 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times 10 \text{ cm} \times 17 \text{ cm} = 1220,80 \text{ kgf} = 1,22 \text{ Tnf}$$

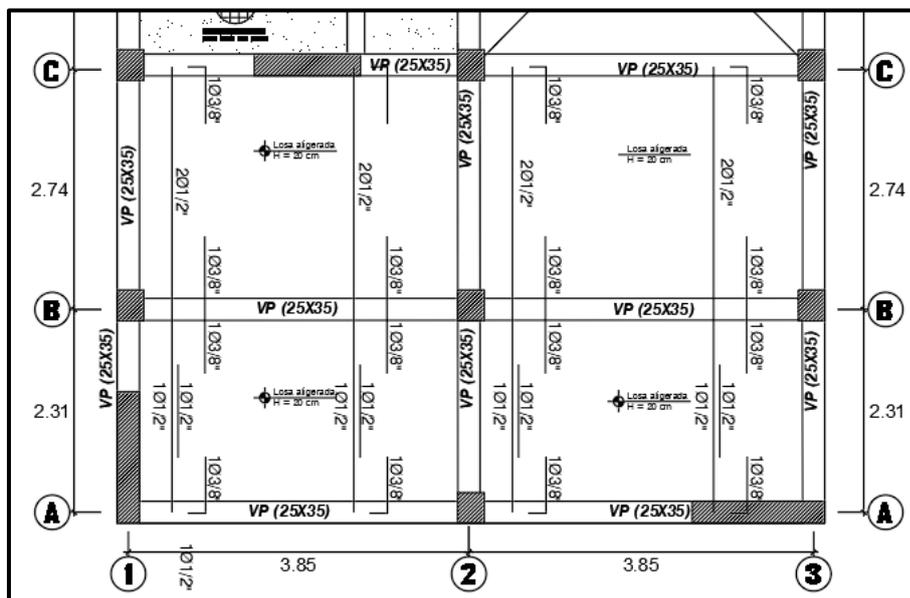
$$\phi V_c \geq V_u$$

$$1,22 \text{ Tnf} \geq 0,72 \text{ Tnf} \dots \text{OK}$$

Se muestra el detalle en planta de la distribución de aceros en losa aligerada en la Figura 82.

Figura 82

Detalle de colocación de los refuerzos en Losa Aligerada para la parte superior los ejes 1-3 y A-C



Nota. La figura muestra detalle de acero en la losa aligerada de la zona superior. El cual cuenta con acero de temperatura de $\phi 1/4'' @ 0,25m$.

4.5.1.6 Diseño de Losa Maciza.

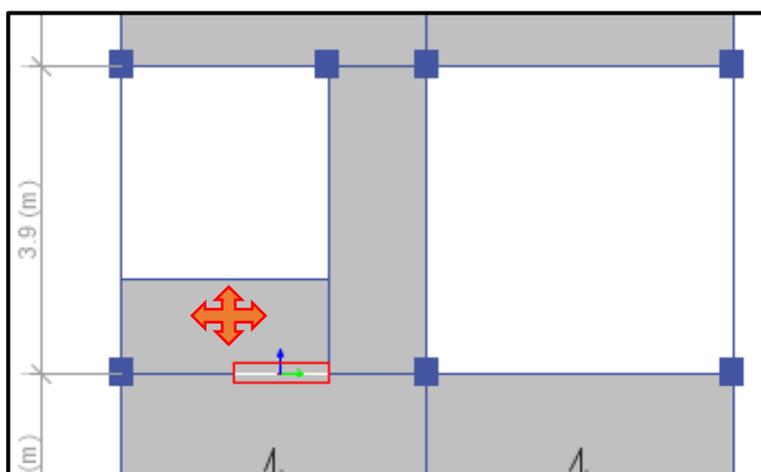
a. Losa Maciza 1 entre los ejes 1-1' y C-C'

Para el diseño de la losa maciza que está ubicada en el tramo de los ejes 1-1' y C-C', como se muestra en la Figura 83, se requieren los siguientes datos:

Espesor de la losa e	: 0,20m
Resistencia del Concreto $f'c$: 210Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto E_c	: 217370.65 kg/cm ²
Peso Específico del Concreto γ_c	: 2,40 Tnf/m ³
Límite de fluencia del acero f_y	: 4200Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero E_s	: 2×10^6 kg/cm ²
Factor de Reducción ϕ (Flexión)	: 0,90
Factor de Reducción ϕ (Corte)	: 0,85
Ancho Tributario	: 1,00 m
Altura de Losa Superior h_{losa}	: 0,20m
Recubrimiento r	: 0,03m
Peralte Efectivo ($d = h_{total} - r$)	: 0,17m

Figura 83

Losa 1 entre los ejes 1-1' y C-C'



Nota. Modelado de la Estructura en Etabs.

a.1 Metrado de Cargas

a.1.1 Carga Muerta (CM)

$$\text{Peso Propio: } 2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,20\text{m} \times 1,00\text{m} = 480 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso Terminado: } 100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1,00\text{m} = 100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería: } 50 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1,00\text{m} = 50 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$CM = 630 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

a.1.2 Carga Viva (CV)

$$\text{Sobrecarga: } 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1,00\text{m} = 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$CV = 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

a.1.3 Carga Última (Wu)

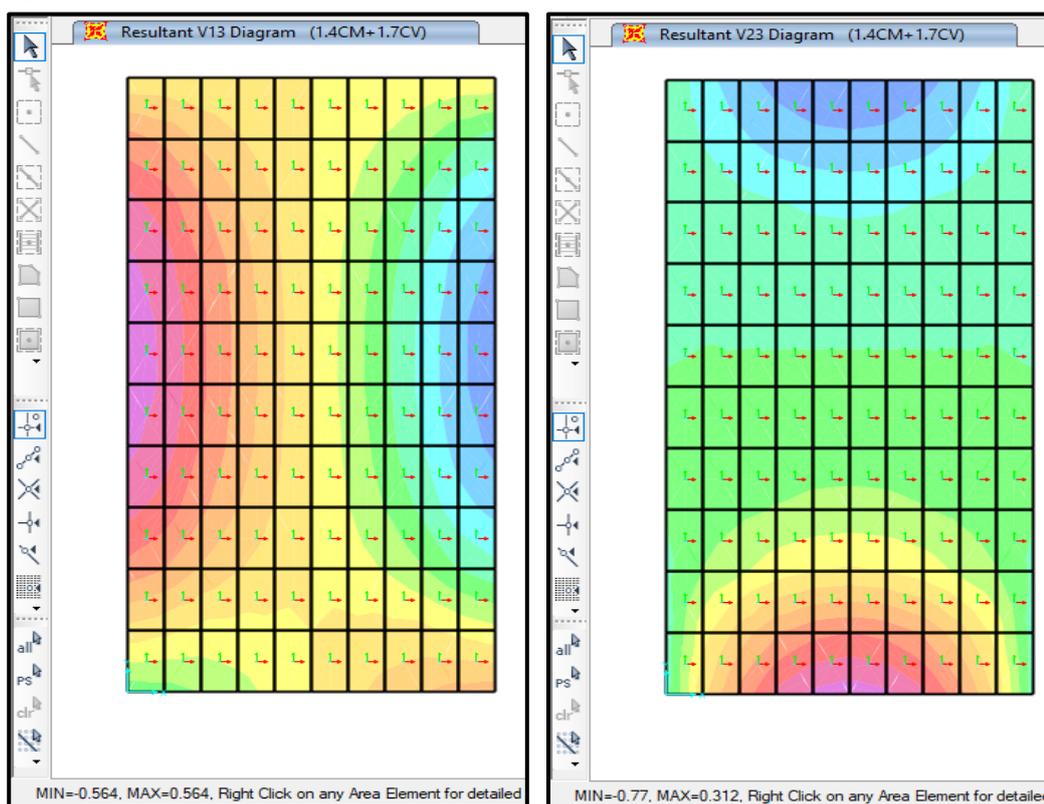
$$Wu = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 \left(630 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}} \right) + 1,7 \left(200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}} \right) = 1222 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$Wu = 1,22 \frac{\text{Tnf}}{\text{m}}$$

Con ello se obtienen los diagramas Fuerza Cortante y Momento Flector, estos también pueden ser obtenidos, del modelado de la losa empleando el software SAP 2000, como se muestran en las Figuras 84 y Figura 85.

Figura 84

Diagrama de Fuerza Cortante V13 (Eje X) y V23 (Eje Y) de la Losa 1 entre los ejes 1-1' y C-C'



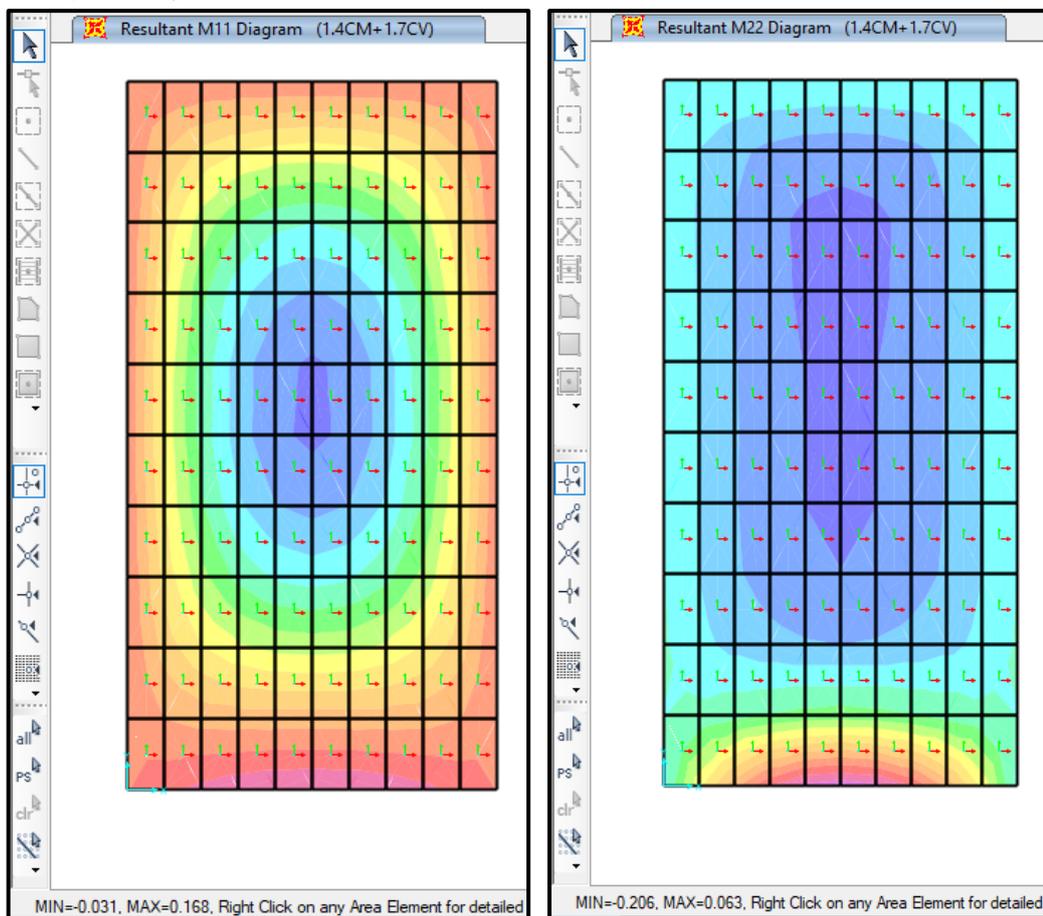
Nota. La figura muestra la influencia de la fuerza cortante, donde se puede extraer la cortante última por eje, que actúan en la losa maciza.

$$V_{11u} = 0,564 Tnf$$

$$V_{22u} = 0,770 Tnf$$

Figura 85

Diagrama de Momento Flector M_{11} (Eje X) y M_{22} (Eje Y) de la Losa 1 entre los ejes 1-1' y C-C'



Nota. La figura muestra la influencia de momentos positivos y negativos, donde se puede extraer los momentos máximos positivos y negativos por eje, que actúan en

$$M_{11+} = 0,168 Tnf.m \quad M_{11-} = 0,031 Tnf.m$$

$$M_{22+} = 0,063 Tnf.m \quad M_{22-} = 0,206 Tnf.m$$

a.2 Diseño por Flexión

a.2.1 Momento Positivo M_{11}

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,168 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 0,062 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,168 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,062 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,262 \text{ cm}^2$$

a.2.2 Momento Negativo M11

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,031 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 0,0114 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,689 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,0114 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,05 \text{ cm}^2$$

a.2.3 Acero Mínimo

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (86), para una capa, y para dos capas, es la mitad de la primera.

Una Capa:

$$A_{s_{min1}} = 0,0018 \times b \times t$$

$$A_{s_{min1}} = 0,0018 \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Dos Capas:

$$A_{s_{min2}} = \frac{A_{s_{min1}}}{2}$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{3,6 \text{ cm}^2}{2} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de ser mayor que el acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido tanto para el momento positivo y negativo, son inferiores al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 3,6 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq A_{s_{min+}}$$

$$0,062 \text{ y } 0,05 \geq 1,8 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Se opta por considerar la varilla de 3/8" que se usualmente se emplea en losas macizas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 3/8'' = 0,71 \text{ cm}^2$.

Se calcula el espaciamiento para el acero a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con la condición de espaciamiento máximo que indica la norma mediante la ecuación (92).

$$S = \frac{A_b}{A_{s_{min2}}} \times 100$$

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{1,8 \text{ cm}^2} \times 100 = 39,44 \text{ cm} = 0,394 \text{ m}$$

$$i. \quad S \leq 2 \times t = 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ m}$$

Se escoge el menor de los Espaciamientos, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 35 cm, entonces, se colocará 1 varilla de $\emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m}$, tanto para el acero superior y el acero inferior.

$$\therefore 1 \emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{Acero Inferior}$$

$$\therefore 1 \emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{Acero Superior}$$

a.2.4 Momento Positivo M22

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,063 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 0,0231 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,063 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,0231 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,098 \text{ cm}^2$$

a.2.5 Momento Negativo M22

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,206 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 0,076 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,206 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,076 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,321 \text{ cm}^2$$

a.2.6 Acero Mínimo

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (86), para una capa, y para dos capas, es la mitad de la primera.

Una Capa:

$$A_{s_{min1}} = 0,0018 \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Dos Capas:

$$A_{s_{min2}} = \frac{A_{s_{min1}}}{2}$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{3,6 \text{ cm}^2}{2} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de ser mayor que el acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido tanto para el momento positivo y negativo, son inferiores al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 3,6 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq A_{s_{min+}}$$

$$0,098 \text{ cm}^2 \text{ y } 0,321 \text{ cm}^2 \geq 1,8 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Se opta por considerar la varilla de 3/8" que se usualmente se emplea en losas macizas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 3/8'' = 0,71 \text{ cm}^2$.

Se calcula el espaciamiento para el acero a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con la condición de espaciamiento máximo que indica la norma mediante la ecuación (92).

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{1,8 \text{ cm}^2} \times 100 = 39,44 \text{ cm} = 0,394 \text{ m}$$

$$i. \quad S \leq 2 \times t = 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ m}$$

Se escoge el menor de los Espaciamientos, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 35 cm, entonces, se colocará 1 varilla de $\emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m}$, tanto para el acero superior y el acero inferior.

$$\therefore 1 \emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{Acero Inferior}$$

$$\therefore 1 \emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{Acero Superior}$$

a.3 Diseño por Corte

Se verifica que ϕV_c sea mayor que V_u , lo que indica que no se requiere refuerzo por cortante, para ello se calcula el V_c con la ecuación (78) y luego se verifica con la ecuación (91).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} \times 100 \text{ cm} \times 17 \text{ cm} = 13056,73 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 13056,73 \text{ Kg} = 11,10 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Para V11u:

$$11,01 \text{ Tnf} \geq 0,564 \text{ Tnf} \dots \text{OK}$$

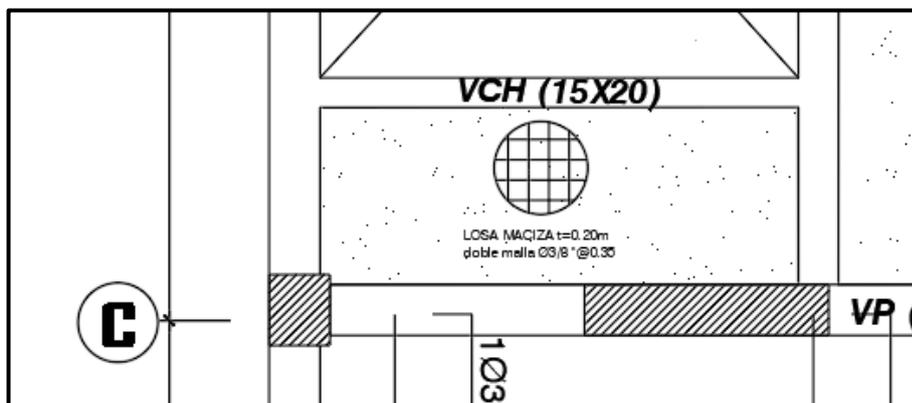
Para V22u:

$$11,01 \text{ Tnf} \geq 0,77 \text{ Tnf} \dots \text{OK}$$

Se muestra el detalle en planta de la losa maciza en la Figura 86.

Figura 86

Detalle de colocación de los refuerzos en Losa maciza para la parte superior los ejes 1-2 y C-D



Nota. La figura muestra detalle de acero en la losa maciza de la zona superior.

b. Losa Maciza 2 entre los ejes 1'-2 y C-D

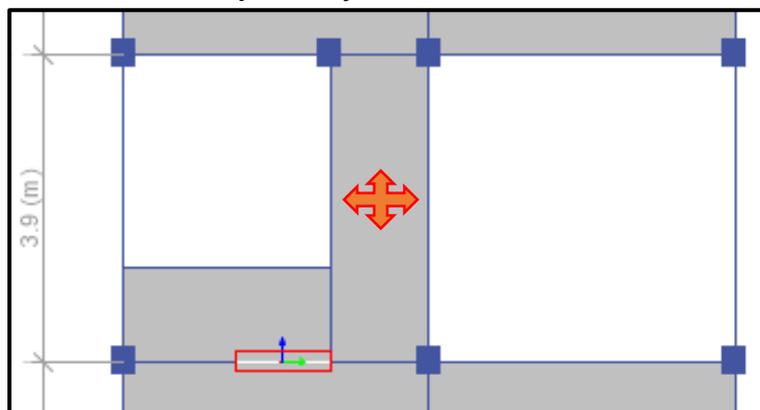
Para el diseño de la losa maciza que está ubicada en el tramo de los ejes 1'-2 y C-D, como se muestra en la Figura 87, se requieren los siguientes datos:

Espesor de la losa e	: 0,20m
Resistencia del Concreto f'_c	: 210Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto E_c	: 217370.65 kg/cm ²

Peso Específico del Concreto γ_c	:	2,4 Tnf/m ²
Límite de fluencia del acero f_y	:	4200Kgf/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero E_c	:	2×10^6 kg/cm ²
Factor de Reducción ϕ (Flexión)	:	0,90
Factor de Reducción ϕ (Corte)	:	0,85
Ancho Tributario	:	1,00 m
Altura de Losa Superior h_{losa}	:	0,20m
Recubrimiento r	:	0,03m
Peralte Efectivo ($d = h_{total} - r$)	:	0,17m

Figura 87

Losa 2 entre los ejes 1'-2 y C-D



Nota. Modelado de la Estructura en Etabs.

b.1 Metrado de Cargas

b.1.1 Carga Muerta (CM)

$$\text{Peso Propio: } 2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0,20\text{m} \times 1\text{m} = 480 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso Terminado: } 100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = 100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Tabiquería: } 50 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = 50 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$CM = 630 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

b.1.2 Carga Viva (CV)

$$\text{Sobrecarga: } 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1\text{m} = 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

$$CV = 200 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}}$$

b.1.3 Carga Última (W_u)

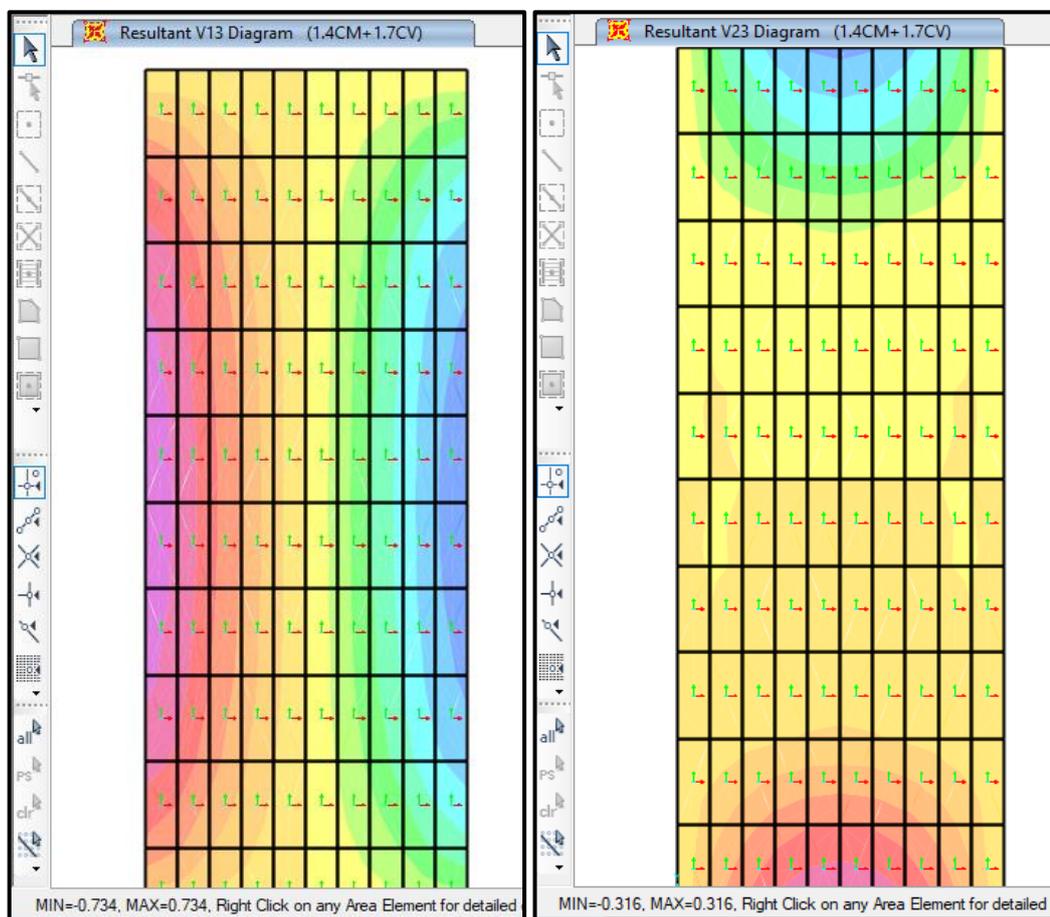
$$W_u = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 \left(630 \frac{Kgf}{m} \right) + 1,7 \left(200 \frac{Kgf}{m} \right) = 1222 \frac{Kgf}{m}$$

$$W_u = 1,22 \frac{Tnf}{m}$$

Con ello se obtienen los diagramas Fuerza Cortante y Momento Flector, estos también pueden ser obtenidos, del modelado de la losa empleando el software SAP 2000, como se muestra en las Figuras 88 y Figura 89.

Figura 88

Diagrama de Fuerza Cortante V_{13} (Eje X) y V_{23} (Eje Y) de la Losa 2 entre los 1'-2 y C-D



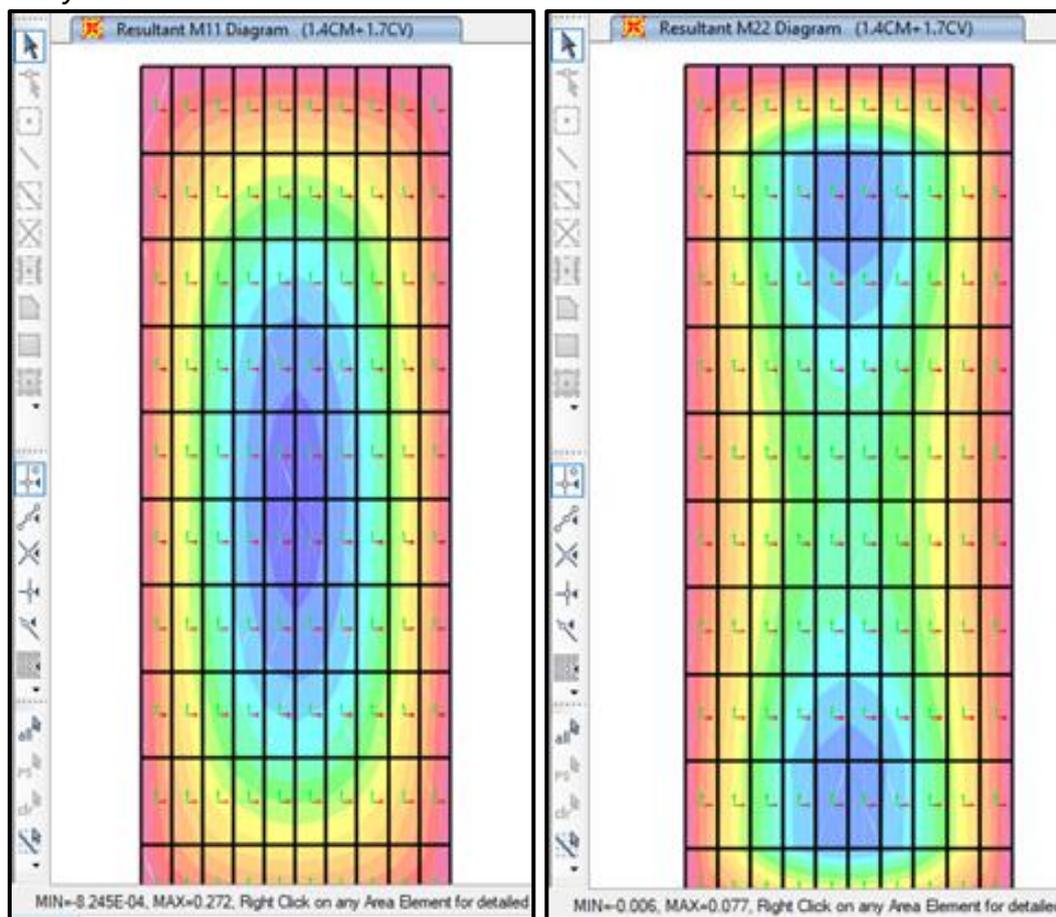
Nota. La figura muestra la influencia de la fuerza cortante, donde se puede extraer la cortante última por eje, que actúan en la losa maciza.

$$V_{11u} = 0,734 Tnf$$

$$V_{22u} = 0,316 Tnf$$

Figura 89

Diagrama de Momento Flector M11 (Eje X) y M22 (Eje Y) de la Losa 1 entre los 1'-2 y C-D



Nota. La figura muestra la influencia de momentos positivos y negativos, donde se puede extraer los momentos máximos positivos y negativos por eje, que actúan en la losa maciza.

$$M_{11+} = 0,272 \text{ Tnf.m} \quad M_{11-} = 0,001 \text{ Tnf.m}$$

$$M_{22+} = 0,077 \text{ Tnf.m} \quad M_{22-} = 0,006 \text{ Tnf.m}$$

b.2 Diseño por Flexión

b.2.1 Momento Positivo M11

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,272 \times 10^5 \text{ Kgf.cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kgf/cm}^2 \times 100\text{cm}}} = 0,100 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,272 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,100 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,425 \text{ cm}^2$$

b.2.2 Momento Negativo M11

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,001 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 0,0004 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,001 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,0004 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,002 \text{ cm}^2$$

b.2.3 Acero Mínimo

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (86), para una capa, y para dos capas, es la mitad de la primera.

Una Capa:

$$A_{s_{min1}} = 0,0018 \times 100 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Dos Capas:

$$A_{s_{min2}} = \frac{A_{s_{min1}}}{2}$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{3,6 \text{ cm}^2}{2} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de ser mayor que el acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido tanto para el momento positivo y negativo, son inferiores al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 3,6 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq A_{s_{min+}}$$

$$0,062 \text{ y } 0,05 \geq 1,8 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Se opta por considerar la varilla de 3/8" que se usualmente se emplea en losas macizas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 3/8'' = 0,71 \text{ cm}^2$.

Se calcula el espaciamiento para el acero a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con la condición de espaciamiento máximo que indica la norma mediante la ecuación (92).

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2}{1,8 \text{ cm}^2} \times 100 = 39,44 \text{ cm} = 0,394 \text{ m}$$

$$S \leq 2 \times t = 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ m}$$

Se escoge el menor de los Espaciamientos, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 35 cm, entonces, se colocará 1 varilla de $\emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m}$, tanto para el acero superior y el acero inferior.

$$\therefore 1 \emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{Acero Inferior}$$

$$\therefore 1 \emptyset 3/8'' @ 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{Acero Superior}$$

b.2.4 Momento Positivo M22

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,077 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 0,0282 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,077 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,0282 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,120 \text{ cm}^2$$

b.2.5 Momento Negativo M22

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 0,006 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 0,85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}} = 0,0022 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,006 \times 10^5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 \times \left(17 \text{ cm} - \frac{0,0022 \text{ cm}}{2}\right)} = 0,009 \text{ cm}^2$$

b.2.6 Acero Mínimo

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (86), para una capa, y para dos capas, es la mitad de la primera.

Una Capa:

$$A_{s_{min1}} = 0,0018 \times 100\text{cm} \times 20\text{cm} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Dos Capas:

$$A_{s_{min2}} = \frac{A_{s_{min1}}}{2}$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{3,6 \text{ cm}^2}{2} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Se debe verificar que cumpla la condición de ser mayor que el acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido tanto para el momento positivo y negativo, son inferiores al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 3,6 \text{ cm}^2$

$$A_s \geq A_{s_{min+}}$$

$$0,098 \text{ cm}^2 \text{ y } 0,321 \text{ cm}^2 \geq 1,8 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Se opta por considerar la varilla de 3/8" que se usualmente se emplea en losas macizas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 3/8'' = 0,71 \text{ cm}^2$.

Se calcula el espaciamiento para el acero a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con la condición de espaciamiento máximo que indica la norma mediante la ecuación (92).

$$S = \frac{0,71\text{cm}^2}{1,8 \text{ cm}^2} \times 100 = 39,44\text{cm} = 0,394\text{m}$$

$$i. \quad S \leq 2 \times t = 2 \times 0,20 = 0,40\text{m}$$

Se escoge el menor de los Espaciamientos, por lo tanto, se considera un espaciamiento de 35 cm, entonces, se colocará 1varilla de $\emptyset 3/8''@0,35\text{m}$, tanto para el acero superior y el acero inferior.

$$\therefore 1\emptyset 3/8''@0,35\text{m} \rightarrow \text{Acero Inferior}$$

$$\therefore 1\emptyset 3/8''@0,35\text{m} \rightarrow \text{Acero Superior}$$

b.3 Diseño por Corte

Se verifica que $\emptyset V_c$ sea mayor que V_u , lo que indica que no se requiere refuerzo por cortante, para ello se calcula el V_c con la ecuación (78) y luego se verifica con la ecuación (91).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} \times 100\text{cm} \times 17\text{cm} = 13056,73\text{Kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 13056,73 \text{Kg} = 11,10 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Para V11u:

$$11,01 \text{ Tnf} \geq 0,734 \text{ Tnf} \dots OK$$

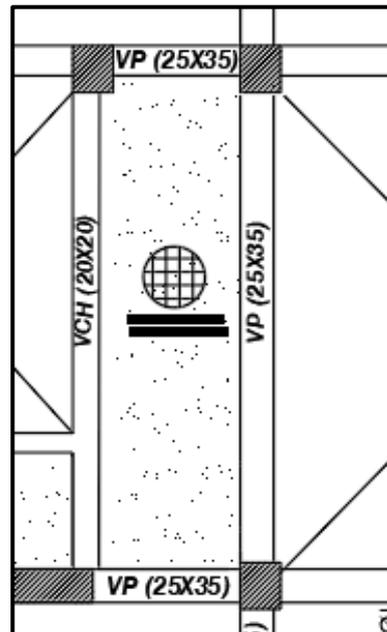
Para V22u:

$$11,01 \text{ Tnf} \geq 0,316 \text{ Tnf} \dots OK$$

Se muestra el detalle en planta de la losa maciza en la Figura 90.

Figura 90

Detalle de colocación de los refuerzos en Losa Aligerada para la parte superior entre los Ejes 1'-2 y C-D



Nota. La figura muestra detalle de acero en la losa maciza de la zona superior.

4.5.1.7 Diseño de Cimentaciones.

Para el diseño de cimentaciones, se debe lograr que la presión ejercida por la cimentación no exceda a las presiones del suelo o su capacidad portante, y evitar que se produzcan asentamientos diferenciales. Para el diseño de cimentaciones, se emplearon los siguientes datos.

Capacidad Portante del Suelo: $q_{adm} = 2 \text{Kg/cm}^2$

Tipo de Suelo:	S ₂ Intermedio
Resistencia del Concreto:	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Límite de Fluencia:	$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Profundidad de Desplante:	$Df = 1,50\text{m}$
Peso Específico del Suelo:	$\gamma_s = 1,967\text{Kg/m}^3$

a. Predimensionamiento

a.1 Zapata Central – Columna

Se identifica la Columna Central que soporta mayor Carga de servicio, para este caso según el Etabs, es la columna C36 con carga de Servicio ($P_{servicio} = 21887.45 \text{ Kg}$). De 0,30x0,35m de sección.

Calculamos el área que requiere la zapata empleando la ecuación (95), en este caso, al tener un suelo intermedio, según la Tabla 15, nos corresponde un $k = 0,8$.

$$A_{za} = \frac{21887,45 \text{ Kg}}{0,8 \times 2\text{Kg/cm}^2} = 13679,66\text{cm}^2 = 1,37\text{m}^2$$

Calculamos las dimensiones de la zapata, bajo la condición que se trata de una zapata central, aplica la ecuación (96) donde $B = L$

$$A_{za} = B^2$$

$$B = \sqrt{A_{za}}$$

$$B = \sqrt{1,37\text{cm}^2}$$

$$B = 1,17\text{m}$$

Por temas constructivos, se considerará las siguientes dimensiones para “B” y “L”.

$$B = 1,20\text{m}$$

$$L = 1,20\text{m}$$

$$A_{za} = B \times L = 1,20 \times 1,20 = 1,44 \text{ m}^2$$

Verificamos que el área de la zapata calculada sea mayor al requerimiento del área inicial, como se indica en la ecuación (98).

$$1,44 \text{ m}^2 \geq 1,37 \text{ m}^2 \dots OK$$

Para Predimensionar la altura de la zapata “H”, se emplea la ecuación (99), pero primero se calcula la longitud de desarrollo del acero, el cual según norma se escoge el mayor de las ecuaciones (100) y (101).

$$i. \quad Ld = \frac{0,075 \times 4200}{\sqrt{210}} \times 1,59 = 34,51\text{cm}$$

$$ii. \quad Ld = 0,0044 \times 4200 \times 1,59 = 29,34cm$$

Escogiendo el mayor de las anteriores condiciones, corresponde al $Ld = 34,51cm$.

Por lo general, como primera consideración de acero en la zapata, se considera el diámetro del acero mayor colocado en la columna, en este caso es 5/8", sin embargo, la parrilla de acero está conformada por barras en dos direcciones, se emplea la ecuación (102). Finalmente, el recubrimiento será de $r = 7,5cm$.

$$\emptyset_{barras} = 2 \times 1,59 = 3,18cm$$

Por lo tanto, la altura "H" de la zapata será:

$$H = 34,51 + 3,18 + 7,5$$

$$H = 45,19cm = 45cm$$

Se verifica la condición de altura mínima para zapatas, mediante la ecuación (103).

$$0,45m \geq 0,30m \dots OK$$

Entonces las dimensiones para las zapatas centrales serán:

$$B = 1,20m$$

$$L = 1,20m$$

$$H = 0,45m$$

a.2 Zapata Perimetral – Columna

Se identifica la Columna Perimetral que soporta mayor Carga de servicio, para este caso según el Etabs, es la columna C31 con carga de Servicio ($P_{servicio} = 13031,73 Kgf$). De 0,30x0,35m de sección.

Calculamos el área que requiere la zapata empleando la ecuación (95), en este caso, al tener un suelo intermedio, según la Tabla 15, nos corresponde un $k = 0,8$.

$$A_{za} = \frac{13031,73 Kgf}{0,8 \times 2Kg/cm^2} = 8144,83cm^2 = 0,81m^2$$

Calculamos las dimensiones de la zapata, bajo la condición que se trata de una zapata perimetral, aplica la ecuación (97) donde $L = 2B$

$$A_{za} = B^3$$

$$B = \sqrt[3]{A_{za}}$$

$$B = \sqrt[3]{0,81cm^2}$$

$$B = 0,93m$$

Por temas constructivos, se considerará las siguientes dimensiones para “B” y “L”.

$$B = 0,95m$$

$$L = 2 \times 0,95 = 1,90m$$

$$A_{za} = B * L = 0,95 \times 1,90 = 1,81 m^2$$

Verificamos que el área de la zapata calculada sea mayor al requerimiento del área inicial, como se indica en la ecuación (98).

$$1,81 m^2 \geq 0,81 m^2 \dots OK$$

Para Predimensionar la altura de la zapata “H”, se emplea la ecuación (99), pero primero se calcula la longitud de desarrollo del acero, el cual según norma se escoge el mayor de las ecuaciones (100) y (101).

$$i. \quad Ld = \frac{0,075 \times 4200}{\sqrt{210}} \times 1,59 = 34,51cm$$

$$ii. \quad Ld = 0,0044 \times 4200 \times 1,59 = 29,34cm$$

Escogiendo el mayor de las anteriores condiciones, corresponde al $Ld = 34,51cm$. Por lo general, como primera consideración de acero en la zapata, se considera el diámetro del acero mayor colocado en la columna, en este caso es 5/8”, sin embargo, la parrilla de acero está conformada por barras en dos direcciones, se emplea la ecuación (102). Finalmente, el recubrimiento será de $r = 7,5cm$.

$$\phi_{barrera} = 2 \times 1,59 = 3,18cm$$

Por lo tanto, la altura “H” de la zapata será:

$$H = 34,51 + 3,18 + 7,5$$

$$H = 45,19cm = 45cm$$

Se verifica la condición de altura mínima para zapatas, mediante la ecuación (103).

$$0,45m \geq 0,30m \dots OK$$

Entonces las dimensiones para las zapatas centrales serán:

$$B = 0,95m$$

$$L = 1,90m$$

$$H = 0,45m$$

a.3 Zapata Esquinera – Placa

Se identifica la Placa Esquinera que soporta mayor Carga de servicio, para este caso según el Etabs, es la placa P5Y con carga de Servicio ($P_{servicio} = 29830,65 Kgf$). De 0,30x0,35m de sección. Calculamos el área que requiere la

zapata empleando la ecuación (95), en este caso, al tener un suelo intermedio, según la Tabla 15, nos corresponde un $k = 0,8$.

$$A_{za} = \frac{29830,65 \text{ Kgf}}{0,8 \times 2 \text{ Kg/cm}^2} = 18644,16 \text{ cm}^2 = 1,86 \text{ m}^2$$

Calculamos las dimensiones de la zapata, bajo la condición que se trata de una zapata esquinera, aplica la ecuación (96) donde $B = L$

$$A_{za} = B^2$$

$$B = \sqrt{A_{za}}$$

$$B = \sqrt{1,86 \text{ cm}^2}$$

$$B = 1,37 \text{ m}$$

Por temas constructivos, se considerará las siguientes dimensiones para "B" y "L".

$$B = 1,40 \text{ m}$$

$$L = 1,40 \text{ m}$$

$$A_{za} = B \times L = 1,40 \times 1,40 = 1,96 \text{ m}^2$$

Verificamos que el área de la zapata calculada sea mayor al requerimiento del área inicial, como se indica en la ecuación (98).

$$1,96 \text{ m}^2 \geq 1,86 \text{ m}^2 \dots OK$$

Para Predimensionar la altura de la zapata "H", se emplea la ecuación (99), pero primero se calcula la longitud de desarrollo del acero, el cual según norma se escoge el mayor de las ecuaciones (100) y (101).

$$i. \quad Ld = \frac{0,075 \times 4200}{\sqrt{210}} \times 1,59 = 34,51 \text{ cm}$$

$$ii. \quad Ld = 0,0044 \times 4200 \times 1,59 = 29,34 \text{ cm}$$

Escogiendo el mayor de las anteriores condiciones, corresponde al $Ld = 34,51 \text{ cm}$. Por lo general, como primera consideración de acero en la zapata, se considera el diámetro del acero mayor colocado en la columna, en este caso es 5/8", sin embargo, la parrilla de acero está conformada por barras en dos direcciones, se emplea la ecuación (102). Finalmente, el recubrimiento será de $r = 7,5 \text{ cm}$.

$$\emptyset_{barras} = 2 \times 1,59 = 3,18 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la altura "H" de la zapata será:

$$H = 34,51 + 3,18 + 7,5$$

$$H = 45,19 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

Se verifica la condición de altura mínima para zapatas, mediante la ecuación (103).

$$0,45 \text{ m} \geq 0,30 \text{ m} \dots OK$$

Entonces las dimensiones para las zapatas centrales serán:

$$B = 1,20m$$

$$L = 1,20m$$

$$H = 0,45m$$

a.4 Zapata Central – Placa

Se identifica la Placa Central que soporta mayor Carga de servicio, para este caso según el Etabs, es la placa P2X con carga de Servicio ($P_{servicio} = 41991Kgf$). De 0,30x0,35m de sección. Calculamos el área que requiere la zapata empleando la ecuación (95), en este caso, al tener un suelo intermedio, según la Tabla 15, nos corresponde un $k = 0,8$.

$$A_{za} = \frac{41991Kgf}{0,8 \times 2Kg/cm^2} = 26244,38cm^2 = 2,62m^2$$

Calculamos las dimensiones de la zapata, bajo la condición que se trata de una zapata central, aplica la ecuación (96) donde $B = L$

$$A_{za} = B^2$$

$$B = \sqrt{A_{za}}$$

$$B = \sqrt{2,62cm^2}$$

$$B = 1,62m$$

Por temas constructivos, se considerará las siguientes dimensiones para “B” y “L”.

$$B = 1,65m$$

$$L = 1,65m$$

$$A_{za} = B \times L = 1,65 \times 1,65 = 2,72 m^2$$

Verificamos que el área de la zapata calculada sea mayor al requerimiento del área inicial, como se indica en la ecuación (98).

$$2,72 m^2 \geq 2,62 m^2 \dots OK$$

Para Predimensionar la altura de la zapata “H”, se emplea la ecuación (99), pero primero se calcula la longitud de desarrollo del acero, el cual según norma se escoge el mayor de las ecuaciones (100) y (101).

$$i. \quad Ld = \frac{0,075 \times 4200}{\sqrt{210}} \times 1,59 = 34,51cm$$

$$ii. \quad Ld = 0,0044 \times 4200 \times 1,59 = 29,34cm$$

Escogiendo el mayor de las anteriores condiciones, corresponde al $Ld = 34,51cm$. Por lo general, como primera consideración de acero en la zapata, se considera el diámetro del acero mayor colocado en la columna, en este caso es 5/8” ,

sin embargo, la parrilla de acero está conformada por barras en dos direcciones, se emplea la ecuación (102). Finalmente, el recubrimiento será de $r = 7,5cm$.

$$\phi_{barras} = 2 \times 1,59 = 3,18cm$$

Por lo tanto, la altura "H" de la zapata será:

$$H = 34,51 + 3,18 + 7,5$$

$$H = 45,19cm = 45cm$$

Se verifica la condición de altura mínima para zapatas, mediante la ecuación (103).

$$0,45m \geq 0,30m \dots OK$$

Entonces las dimensiones para las zapatas centrales serán:

$$B = 1,20m$$

$$L = 1,20m$$

$$H = 0,45m$$

a.5 Viga de Cimentación

Debido a la existencia de zapatas excéntricas, se requirió que las zapatas estén conectadas mediante vigas de cimentación a las zapatas centrales, con el objeto de obtener estabilidad. Se identifica la distancia más desfavorable entre columnas o placas perimetrales o esquineras y columnas o placas centrales, por lo que la longitud $L_1 = 3,85m$. Distancia entre la columna C31 y C1 según el Etabs.

Para el Predimensionamiento de las dimensiones Viga de Cimentación, se emplea la ecuación (104) para calcular la altura.

$$h = \frac{3,85m}{8} = 0,48m$$

Sin embargo, por proceso constructivo y teniendo en cuenta que las alturas de las zapatas anteriormente predimensionadas, tiene un valor de 0,45m, por lo tanto, es conveniente que la altura de esta viga de cimentación sea la misma.

$$h = 0,45m$$

Para el cálculo de la base de la viga de cimentación, se emplea las ecuaciones (105), y se verifica que cumpla la condición (106).

$$b = \frac{13,03Tn}{31 \times 3,85m} = 0,11m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,45}{2} = 0,23m$$

$$0,11m \geq 0,23m \dots No Cumple$$

Sin embargo, por proceso constructivo asumimos que b será igual al ancho de columna o placa de menor dimensión.

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$0,25\text{m} \geq 0,23\text{m} \dots OK$$

Entonces las dimensiones de la viga de cimentación serán:

$$B = 0,25\text{m}$$

$$L = 3,85\text{m}$$

$$H = 0,45\text{m}$$

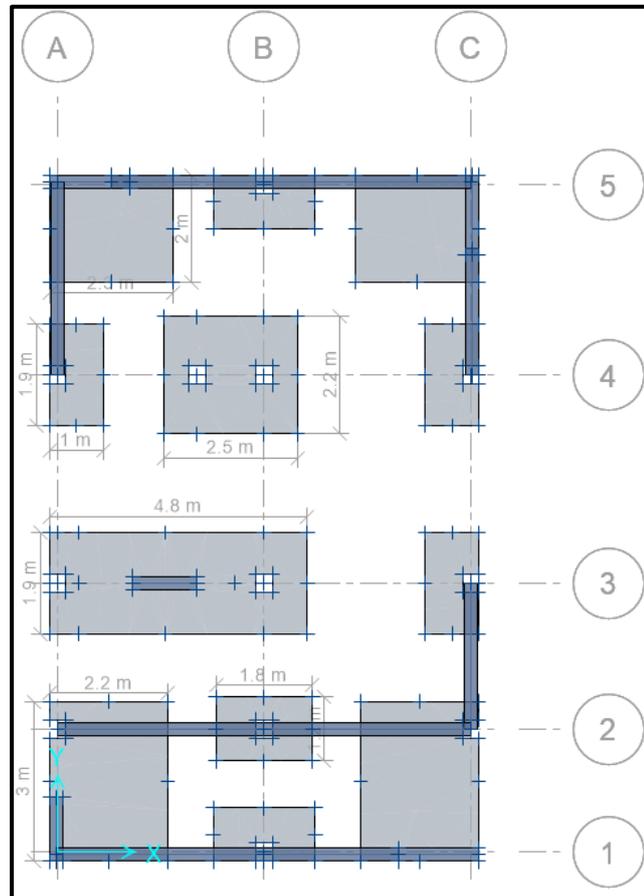
b. Modelamiento de cimentaciones en programa SAFE

Se ha empleado el software de ingeniería SAFEv16 para el análisis de las cimentaciones de concreto armado, con el objeto de tener un análisis más certero, se procedió a extraer las cargas de las reacciones del Etabs, se implementó dicho archivo en el SAFE, se definieron los materiales, los elementos, las cargas, a fin de contrastar los resultados y que cumplan con las verificaciones por cargas de gravedad y sismo, asentamientos, punzonamiento y calculo por flexión y corte.

A continuación, se muestra el modelado con las dimensiones finales en el SAFE, que cumplen con las verificaciones antes mencionadas, en la Figura 91.

Figura 91

Vista en planta de la cimentación modelada



El software nos solicita ingresar el valor del coeficiente de balasto para la asignación del suelo, como en el estudio de suelos, no se nos brinda dicho valor, se obtiene el coeficiente de balasto “k” de la Tabla 16. Para este caso nos corresponde un coeficiente de balasto de $4Kg/cm^3$. También solicita asignar la carga muerta o Carga Superficial del suelo y la carga viva o sobrecarga que soportarán las cimentaciones. La carga muerta se calcula con la siguiente ecuación, y la carga viva según normativa para viviendas corresponde a $200Kg/cm^2$.

$$W_D = \gamma_s \times h_{relleno}$$

$$W_D = 1,967 \frac{Tn}{m^2} \times 1m$$

$$W_L = 0,2 \frac{Tn}{m^2}$$

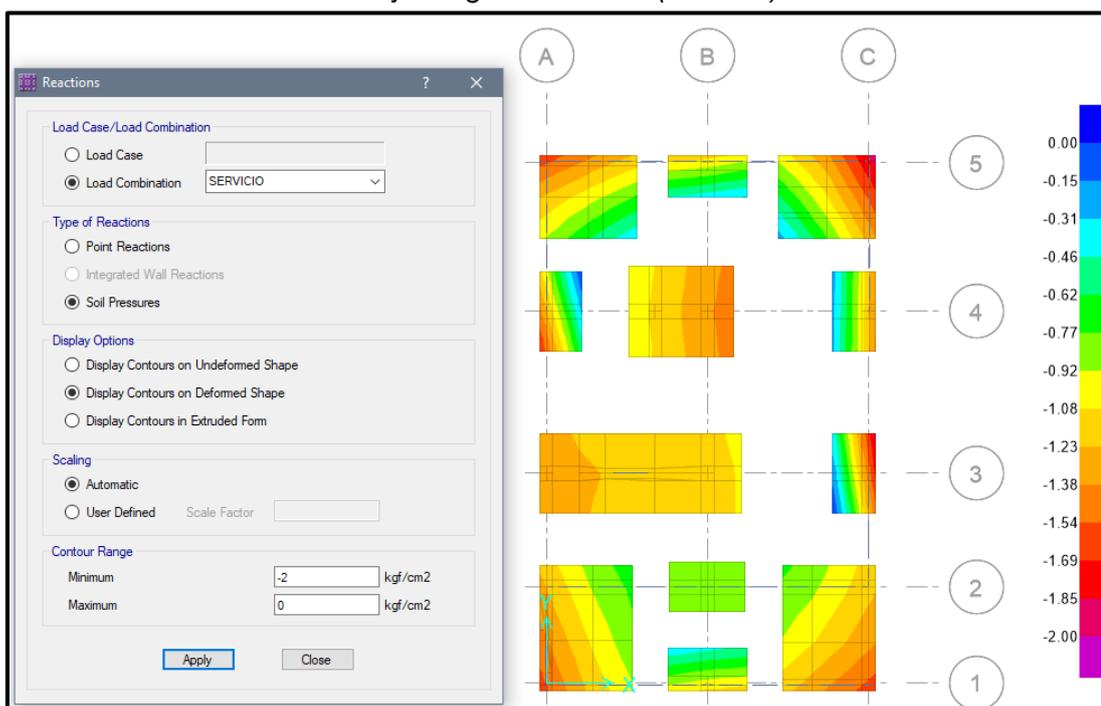
c. Verificación Presiones Sobre el Suelo

c.1 Distribución de presiones debido a cargas de Servicio

Se presenta la distribución de las presiones debido a las cargas de servicio $CS = CM + CV$. Como se muestra en la Figura 92, se indica la regla de colores con unidad de medida en Kgf/cm^2 .

Figura 92

Distribución de Presiones bajo carga de servicio (CM+CV)



Presión Máxima = $1,933\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

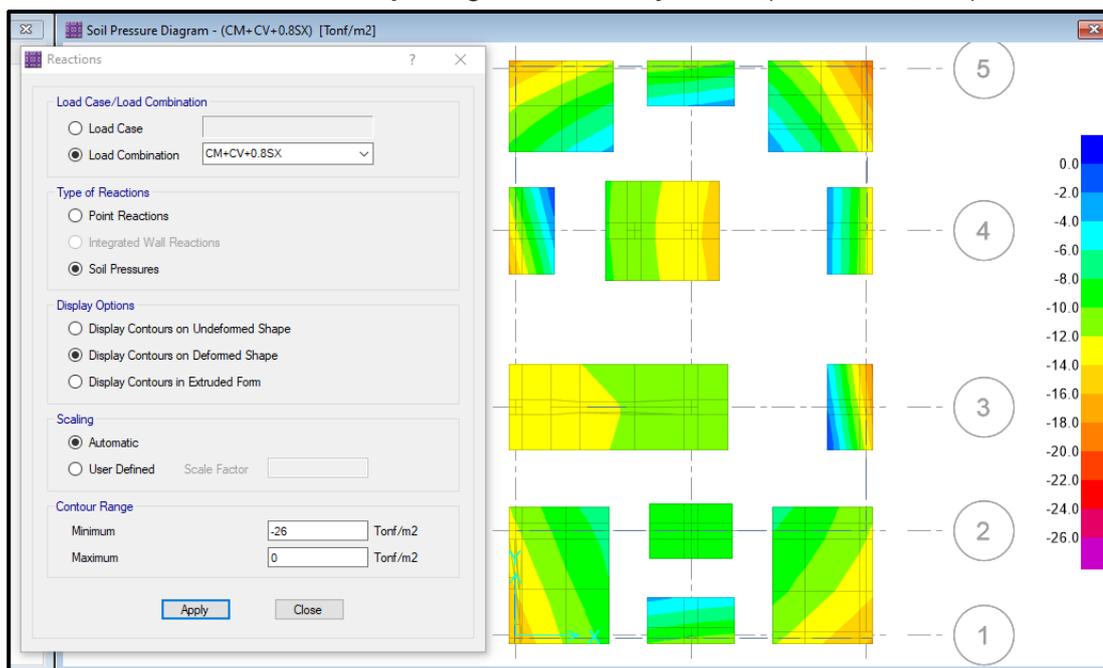
Presión Mínima = $0,014\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

c.2 Distribución de presiones debido a Fuerzas de Sismo

Se presentan las distribuciones de las presiones debido a las cargas fuerzas sísmicas, como se muestran en la Figura 93, Figura 94, Figura 95 y Figura 96, para esta verificación la norma a E.060, nos indica que las cargas sísmicas se reducen en un 80% y la capacidad admisible del suelo se incrementa en un 30%, se verifica las presiones tanto en sentido X ($\text{CM} + \text{CV} \pm 0,8\text{Sx}$) e Y ($\text{CM} + \text{CV} \pm 0,8\text{Sy}$). Se indica la regla de colores con unidad de medida en Tnf/m^2 .

Figura 93

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo ($\text{CM}+\text{CV}+0,8\text{Sx}$)

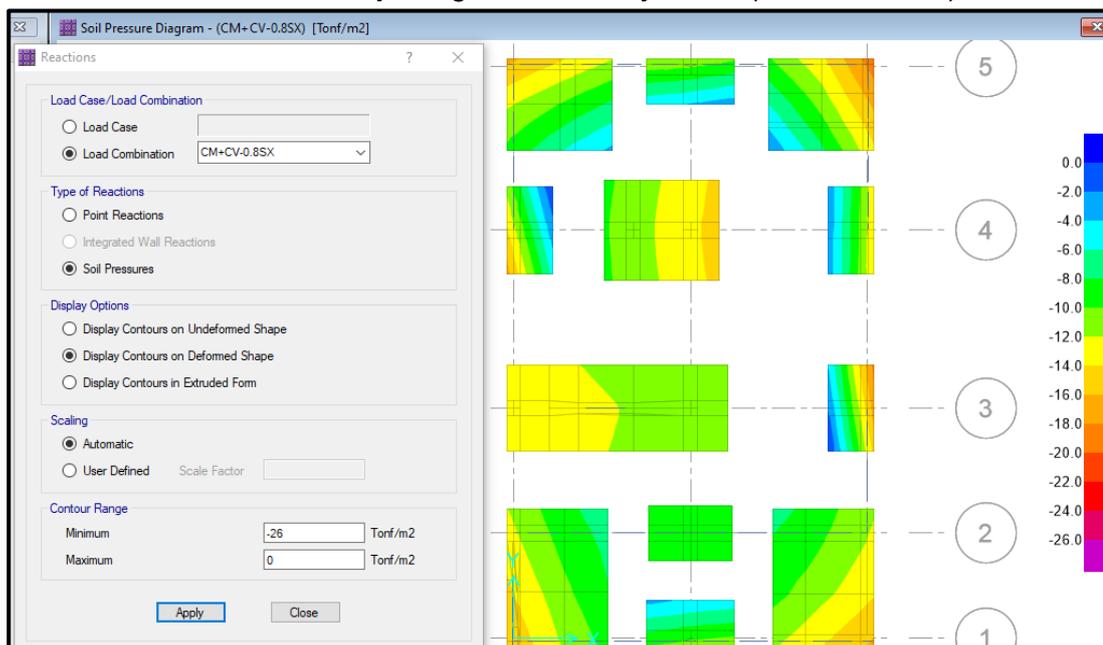


Presión Máxima = $1,933\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,014\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Figura 94

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV-0,8Sx)

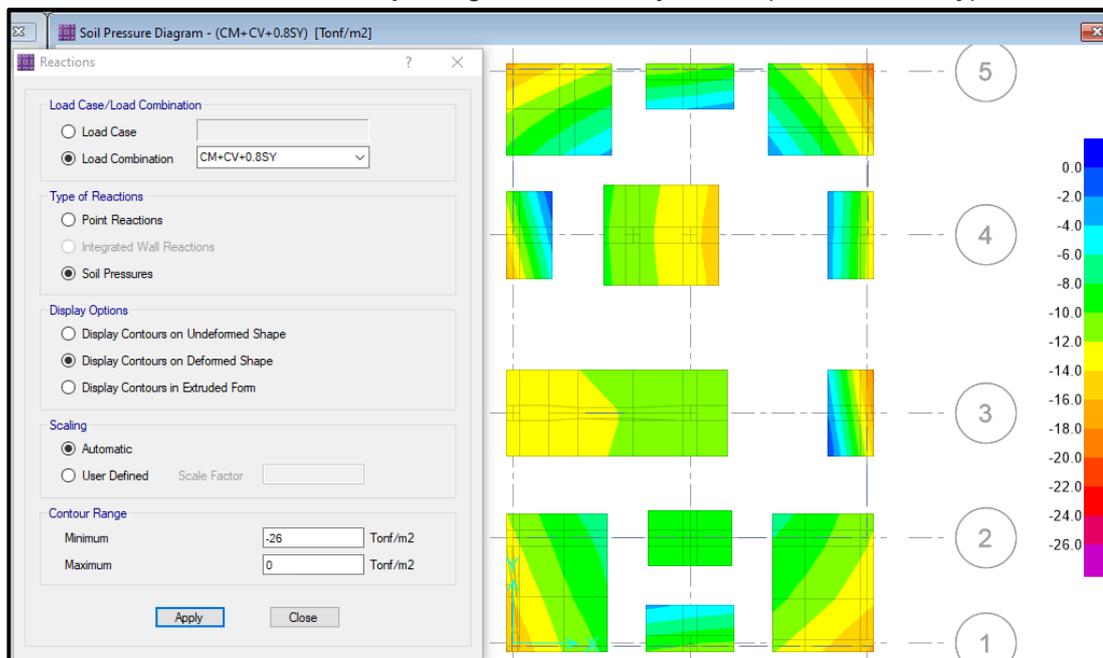


Presión Máxima = $1,942\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,016\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Figura 95

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sy)

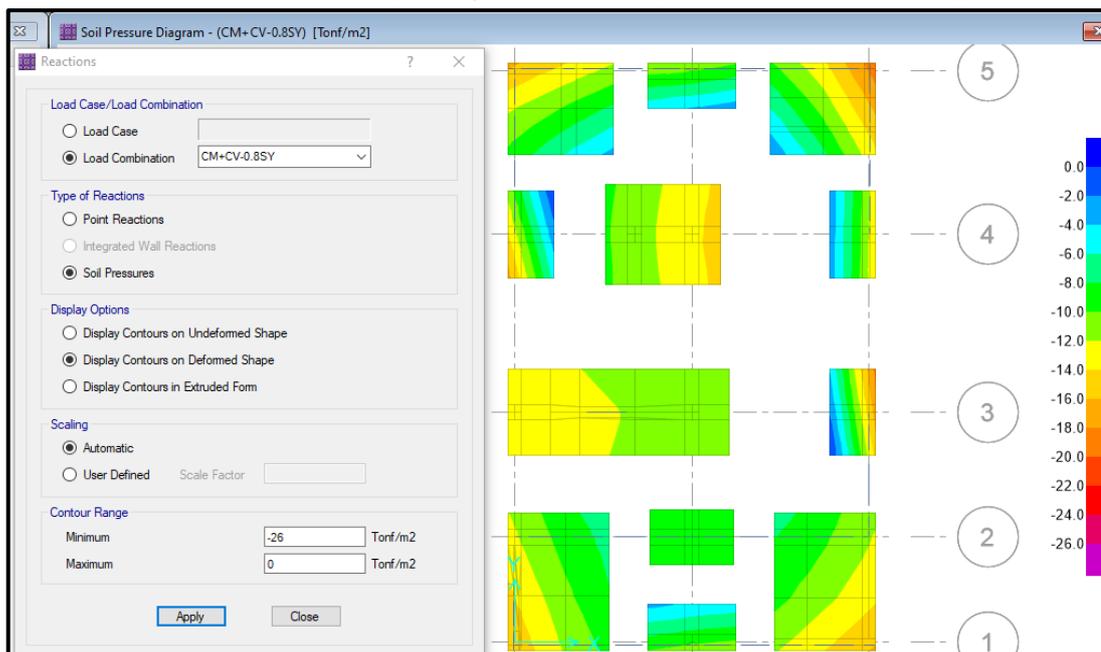


Presión Máxima = $1,933\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,014\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Figura 96

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV-0,8Sy)



Presión Máxima = $1,944\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,014\text{Kg}/\text{cm}^2 < 2,60\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

d. Verificación de Asentamientos en el Suelo

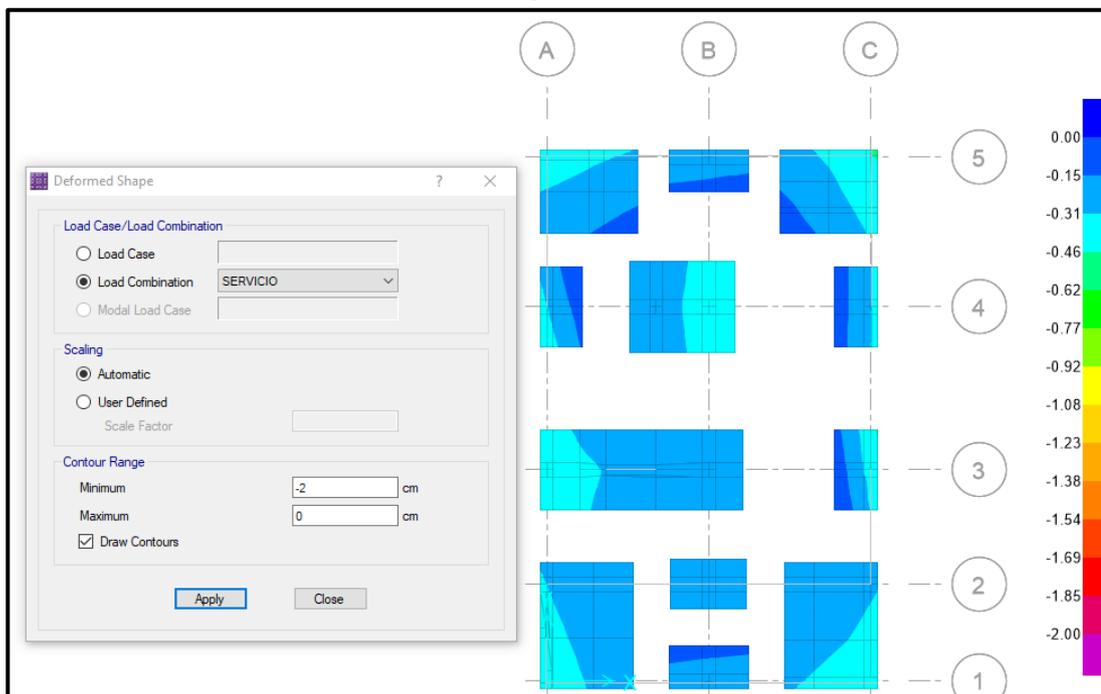
Se calcula el máximo asentamiento tolerable, para ello identificamos de la tabla 17 que nos corresponde una distorsión angular α de 1/500, ya que no se permitirán grietas en el edificio. La luz más desfavorable es 3,90m, por lo tanto, se calcula empleando la ecuación (110).

$$\delta = \alpha \times L = 0,002 \times 3,90\text{m} = 0,0078\text{m}$$

Se presenta la distribución de las deformaciones o asentamientos debido a las cargas de servicio CS = CM + CV, como se muestra en la Figura 97, se indica la regla de colores con unidad de medida en *cm*.

Figura 97

Distribución de Asentamientos bajo carga de servicio (CM+CV)



Asentamiento Máxima = $0,483\text{cm} < 0,78\text{cm}$... Cumple

Asentamiento Mínima = $0,0035\text{cm} < 0,78\text{cm}$... Cumple

e. Diseño De Zapatas

e.1 Verificación por punzonamiento de las zapatas

Se verifica como ejemplo la zapata de la columna C-1, es cual se ubica en la intersección de los ejes 2-2 y eje B-B, es una zapata centrada, se calcula su perímetro crítico con la ecuación (112), su área crítica con la ecuación (113) y su cortante última de diseño mediante la ecuación (114).

$$l = 35\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$d = 50 - 7 - 1,59 = 41,41\text{cm}$$

$$b_o = 2(30 + 41,41) + 2(35 + 41,41) = 295,64\text{cm}$$

$$A_o = (41,41 + 25)(41,41 + 35) = 5456,44\text{cm}^2$$

Calculamos el esfuerzo último de diseño mediante las ecuaciones (115), (116), y (117).

$$i. \quad \sigma_{ult1} = 1,55 \times 19,33 = 29,96 \text{ Tnf/m}^2$$

$$ii. \quad \sigma_{ult2} = 1,25 \times 19,42 = 24,28 \text{ Tnf/m}^2$$

$$iii. \quad \sigma_{ult3} = 1,25 \times 19,44 = 24,3 Tnf/m^2$$

$$\sigma_{ult} = 29,96 Tnf/m^2$$

$$V_u = 29,96(1,80 \times 1,20 - 0,55) = 48,24 Tnf$$

Luego calculamos la resistencia del concreto, el cual es el menor de las tres ecuaciones (118), (119) y (120), donde α_s , según la tabla 18 le corresponde un valor de 40.

$$\alpha_s = 40$$

$$i. \quad V_c = 0,53 \times \left(1 + \frac{2}{\frac{35}{30}}\right) \times \sqrt{210} \times 295,64 \times 41,41 = 255,216 Tnf$$

$$ii. \quad V_c = 0,27 \times \left(2 + \frac{40 \times 41,41}{295,64}\right) \times \sqrt{210} \times 295,64 \times 41,41 = 364,18 Tnf$$

$$iii. \quad V_c = 1,06 \times \sqrt{210} \times 295,64 \times 41,41 = 188,05 Tnf$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 188,05 = 159,85 Tnf$$

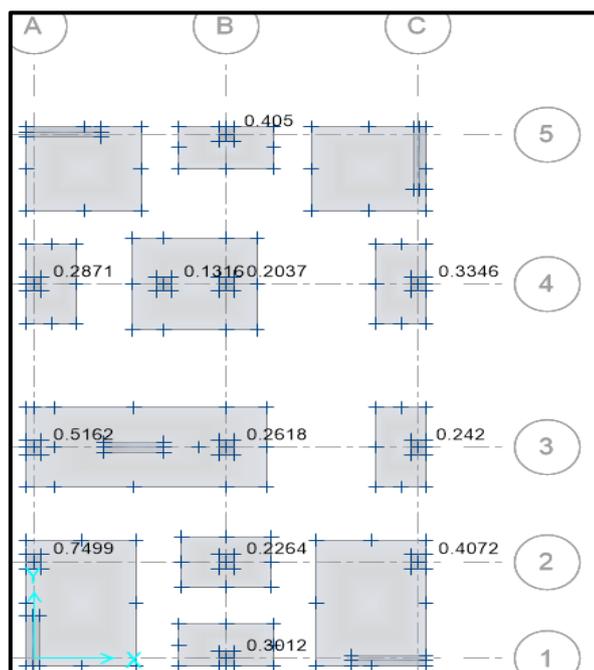
Se verifica la condición con la ecuación (122).

$$159,85 Tnf > 47,74 Tnf \dots OK$$

Para la verificación por punzonamiento de las demás zapatas, se hace uso del programa, este nos proporciona un cociente que representa la Cortante última producida por la zapata entre la capacidad ϕV_c , o llamada también cortante de diseño, este valor debe ser menor a la unidad para que la cimentación cumpla con la verificación por punzonamiento. Se muestra en la Figura 98, que las zapatas cumplen con verificación por Punzonamiento.

Figura 98

Ratios de punzonamiento en vista en planta de la cimentación del edificio



Nota. La figura muestra que los factores son menores a uno, lo que nos indica que la altura asumida de 50cm es correcta.

e.2 Diseño por Flexión

Se realiza el diseño por flexión de la zapata de la columna C-1. Para ello, calculamos la franja de diseño m , luego calculamos el momento último con la ecuación (123) y el área de acero con la ecuación (124).

e.2.1 Para X:

$$m = \frac{B - b}{2} = \frac{1,80 - 0,30}{2} = 0,75$$

$$M_u = \frac{29,96 \times 1,80 \times 0,75^2}{2} = 15,17 \text{ Tnf.m}$$

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 15,17 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 180}} = 1,24 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (124).

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 180 \times 1,24}{4200} = 9,47 \text{ cm}^2$$

e.2.2 Acero Mínimo

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (125). Se debe verificar que cumpla la condición de ser mayor que el acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido, es inferior al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 13,93 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \times 180 \text{ cm} \times 43 \text{ cm} = 13,93 \text{ cm}^2$$

$$9,47 \geq 13,93 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Se opta por considerar la varilla de 5/8" que se usualmente se emplea en zapatas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 5/8'' = 1,99 \text{ cm}^2$.

Se calcula el espaciamiento para el acero a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con la condición de espaciamiento máximo que indica la norma mediante la ecuación (126) y (127).

$$S = \frac{1,99 \text{ cm}^2}{13,93 \text{ cm}^2} \times 180 = 25,71 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$$

- i. $S \leq 3 \times 50 = 150 \text{ cm}$
- ii. $S \leq 40 \text{ cm}$

Por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm, entonces, se colocará 1 varilla de $\emptyset 5/8'' @ 0,25 \text{ m}$.

e.2.3 Para Y:

$$m = \frac{L - h}{2} = \frac{1,20 - 0,35}{2} = 0,43 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{29,96 \times 1,20 \times 0,43^2}{2} = 3,32 \text{ Tnf.m}$$

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 3,32 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 120}} = 0,40 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 120 \times 0,40}{4200} = 2,05 \text{ cm}^2$$

e.2.4 Acero Mínimo

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (125). Se debe verificar que cumpla la condición de ser mayor que el acero mínimo, como se observa, la cantidad de acero requerido, es inferior al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 9,29 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{\min}} = 0,0018 \times 120 \text{ cm} \times 43 \text{ cm} = 9,29 \text{ cm}^2$$

$$2,05 \geq 9,29 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Se opta por considerar la varilla de 5/8'' que se usualmente se emplea en zapatas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 5/8'' = 1,99 \text{ cm}^2$.

Se calcula el espaciamiento para el acero a colocar mediante la ecuación (87), cumpliendo con la condición de espaciamiento máximo que indica la norma mediante la ecuación (126) y (127).

$$S = \frac{1,99 \text{ cm}^2}{9,29 \text{ cm}^2} \times 120 = 25,71 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$$

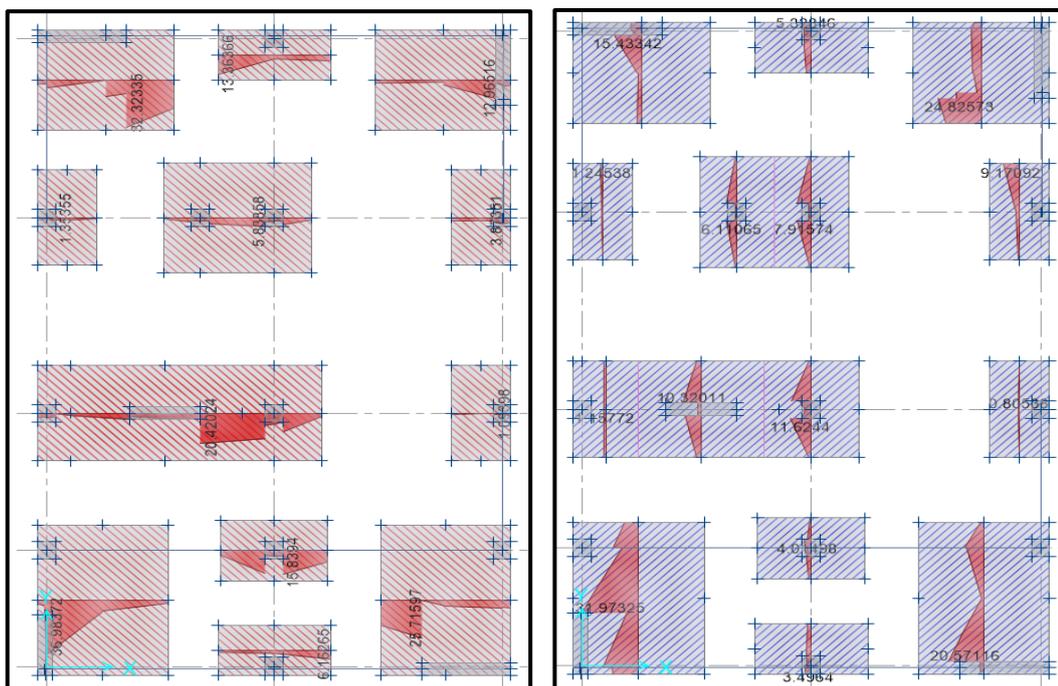
- i. $S \leq 3 \times 50 = 150 \text{ cm}$
- ii. $S \leq 40 \text{ cm}$

Por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm, entonces, se colocará 1 varilla de $\varnothing 5/8'' @ 0,25 \text{ m}$.

Para los diseños por flexión de las demás zapatas, se hace uso del programa, este nos proporciona una ventana, donde se puede realizar varias modificaciones en distribuciones de acero para los requerimientos por momentos en las cimentaciones, nos facilita con darnos resultados del área de acero total a usar, así como el número de varillas especificando el diámetro respectivo, para nuestro caso insertamos los datos resultantes del cálculo anterior, es decir que el diámetro de nuestras varillas $5/8''$. La Figura 99 muestra los diagramas de momentos por ejes de las zapatas y la Figura 100 se muestra los requerimientos de acero por ejes de la zapata.

Figura 99

Diagrama de Momentos de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y



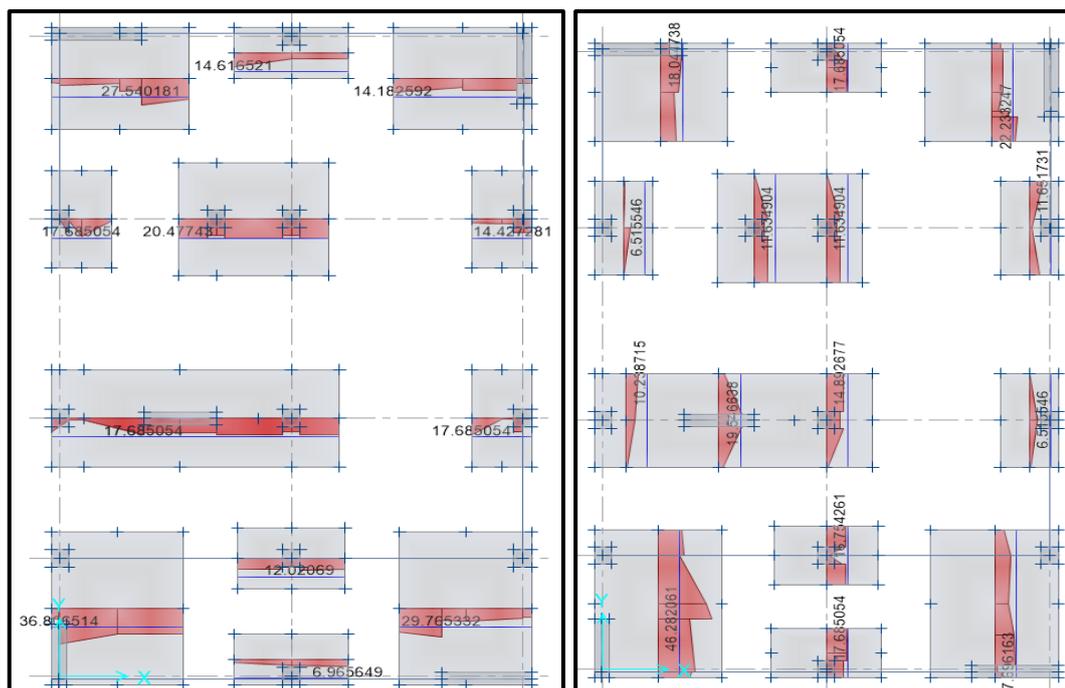
Nota. La figura muestra que los valores de los momentos últimos por zapata.

Momento Máximo en X = 36,98 Tnf.m

Momento Máximo en Y = 31,97 Tnf.m

Figura 100

Cantidad de acero requerido de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y

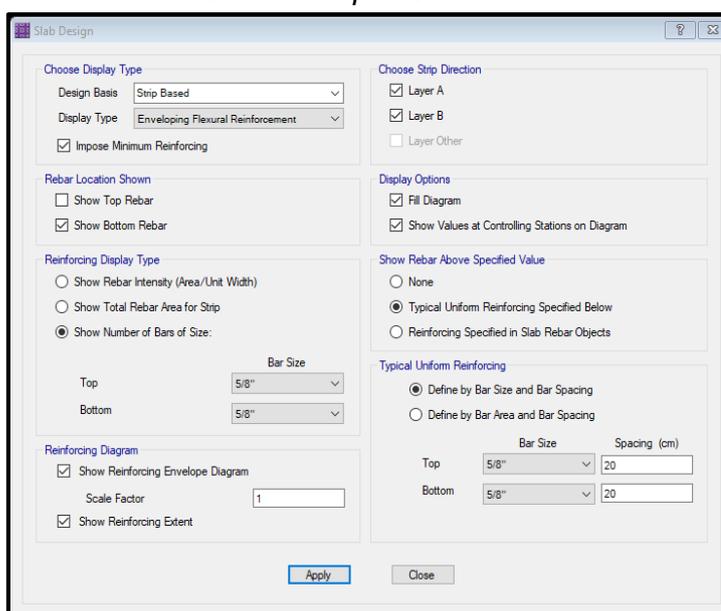


Nota. La figura muestra el acero requerido en las zapatas.

Con la siguiente ventana, que se muestra en la Figura 101, se puede realizar varias distribuciones de acero, cambiar el diámetro de la varilla, los espaciamientos, con el objeto de obtener para cada tipo de zapata, su cuantía necesaria para que cumpla con el diseño. Por lo tanto, se muestra en la Tabla 68, el resumen de la distribución de aceros por tipo de zapatas.

Figura 101

Ventana de Diseño de Zapatas



La Tabla 68, se resumen los detalles por tipo de zapata.

Tabla 68

Resumen de dimensiones de zapatas con su respectiva distribución de aceros

Tipos De Zapatas	Largo(m)	Ancho(m)	Acero	
			Eje X	Eje Y
Z-01	1,80	1,20	5/8" @ 0,15m	5/8" @ 0,20m
Z-02	1,90	1,00	5/8" @ 0,125m	5/8" @ 0,15m
Z-03	2,30	2,00	5/8" @ 0,20m	5/8" @ 0,20m
Z-04	2,30	2,00	5/8" @ 0,125m	5/8" @ 0,20m
ZC-01	2,50	2,20	5/8" @ 0,25m	5/8" @ 0,25m
ZC-02	4,80	1,90	5/8" @ 0,20m	5/8" @ 0,25m
ZC-03	3,00	2,20	5/8" @ 0,20m	5/8" @ 0,20m
ZC-04	3,00	2,20	3/4" @ 0,10m	3,4" @ 0,125m

e.3 Diseño por Corte

Para el diseño por corte, debe cumplir con la condición de la ecuación (128). Para ello se emplean las ecuaciones (129) y (130). Para el eje X y las ecuaciones (131) y (132) para el eje Y.

Para X:

$$B = 2m + b$$

$$m = \frac{B - b}{2} = \frac{1,80 - 0,30}{2} = 0,75$$

$$V_u = 29,96 \times 1,80 \times (0,75 - 0,41) = 18,34 Tnf$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 180 \times 41,41 = 57,25 Tnf$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 57,52 = 48,66 Tnf$$

$$48,66 Tnf \geq 18,34 Tnf \dots OK$$

Para Y:

$$L = 2m + l$$

$$m = \frac{L - l}{2} = \frac{1,20 - 0,35}{2} = 0,43$$

$$V_u = 29,96 \times 1,20 \times (0,43 - 0,41) = 0,72 Tnf$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 41,41 = 38,17 Tnf$$

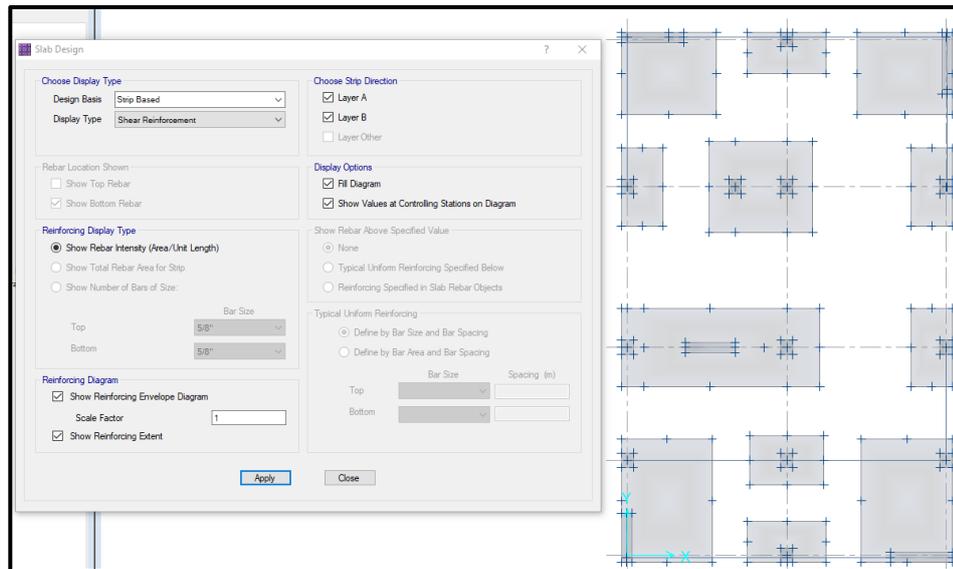
$$\phi V_c = 0,85 \times 38,17 = 32,44 Tnf$$

$$32,44 Tnf \geq 0,72 Tnf \dots OK$$

Se verifica en la Figura 102, que la cimentación no requiere de refuerzo por corte.

Figura 102

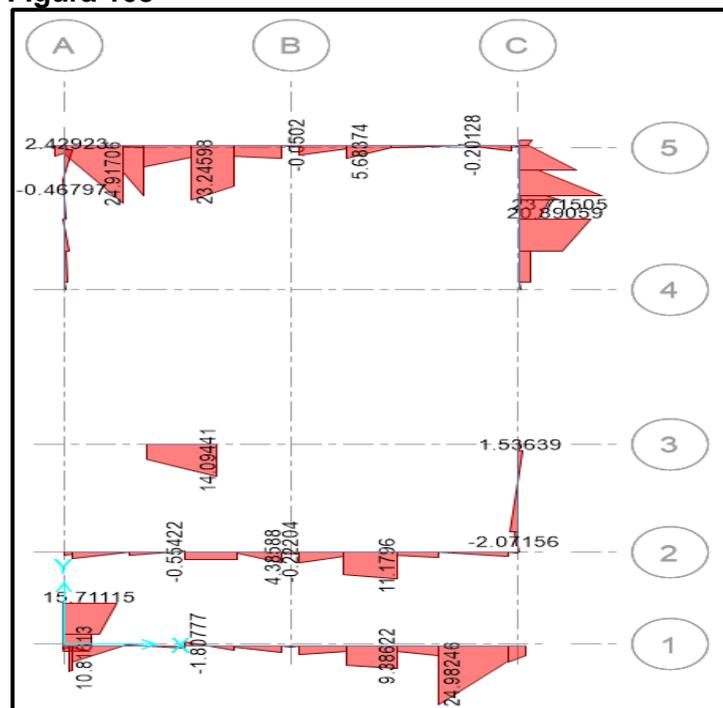
Verificación de requerimiento por Corte



Nota. La figura muestra que la cimentación no requiere de refuerzo por corte.

f. Diseño de Vigas de Cimentación

Como ya se tiene la cimentación modelada en el programa SAFE, se extraen los datos de momento máximo positivo y negativo, como se muestra en la Figura 103, y cortante máxima de la Figura 104.

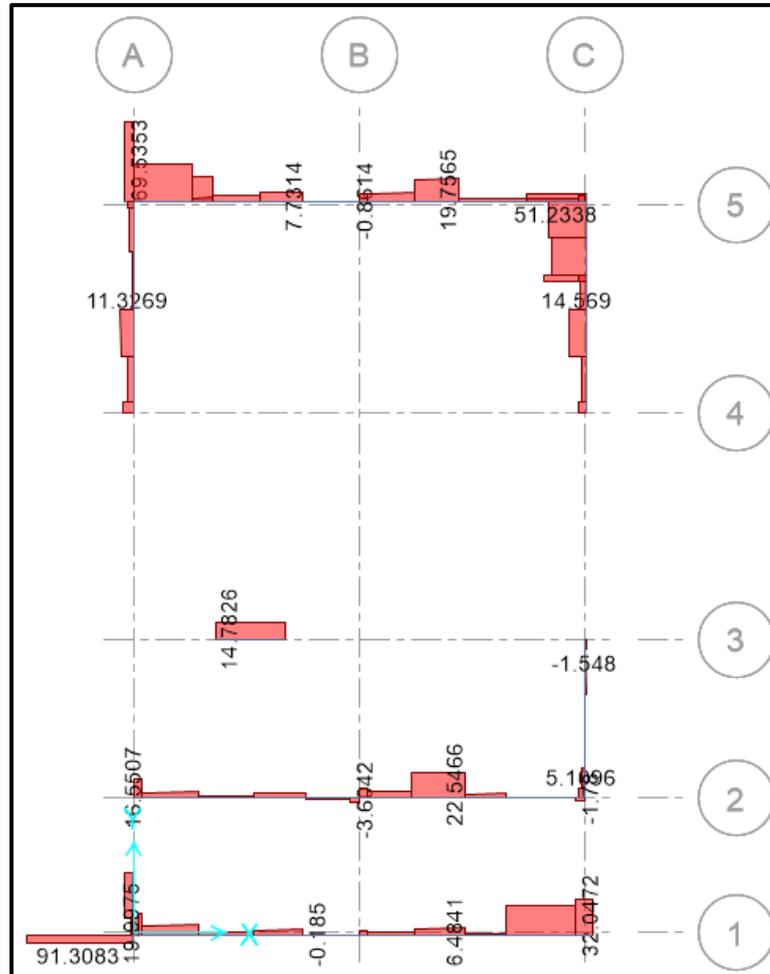
Figura 103

Nota. La figura muestra que los valores de los momentos máximos de las vigas de cimentación.

$$Mu_{max}^- = 2,07 \text{ Tnf.m} \quad Mu_{max}^+ = 24,98 \text{ tnf}$$

Figura 104

Diagrama de Fuerzas Cortante de la Viga de Cementación



Nota. La figura muestra que los valores de las fuerzas cortantes máximas de las vigas de cimentación.

$$Vu = 91,31 \text{ Tnf}$$

f.1 Propiedades de la sección y material

Base de la Viga b	: 0,25m
Altura de la Viga h	: 0,50m
Peralte de la Viga d	: $0,50 - 0,07 = 0,43m$
Resistencia del Concreto $f'c$: 210 Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero fy	: 4200 Kgf/cm ²
Coficiente β_1	: 0,85
Coficiente ϕ	: 0,90

f.2 Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$As_{max} = 0,01594 \times 25 \times 43 = 17,14 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$As_{min1} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 43 = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{14}{4200} \times 25 \times 43 = 3,58 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $As_{min} = 3,58 \text{ cm}^2$.

f.2.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 24,98 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 18,40 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$As = \frac{24,98 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(43 - \frac{18,40}{2} \right)} = 19,55 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $7\phi 1" = 35,70 \text{ cm}^2$

f.2.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 2,07 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 1,22 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{2,07 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(29 - \frac{4,29}{2}\right)} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\emptyset \frac{5''}{8} = 3,98 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{35,70 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25} = 33,60 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 35,70 \times 4200 \times \left(43 - \frac{33,60}{2}\right) = 3535585,20 \text{ Kg.f.cm} = 35,36 \text{ Tnf.m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\phi Mn > Mu$$

$$35,36 \text{ Tnf.m} > 24,98 \text{ Tnf.m} \dots \text{OK.}$$

f.3 Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 43 = 8,256 \text{ Tnf}$$

$$\emptyset V_c = 0,85 \times 8,256 = 7,018 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que $\emptyset V_c$. Ecuación (79)

$$91,31 \text{ Tnf} > 7,018 \text{ Tnf}$$

Lo que indica que se requiere refuerzo por corte (estribos).

f.4 Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de $3/8''$ por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 43 = 86 \text{ cm} = 0,90 \text{ m}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

$$\text{i. } S = \frac{43}{4} = 10,75 \text{ cm}$$

- ii. $S = 10 \times 2,54 = 25,4cm$
- iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8cm$
- iv. $S = 30cm$

Se colocarán estribos cerrados a cada 10cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento. El espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

$$S_{o_{m\acute{a}x}} = 0,5 \times 43 = 21,5 cm$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 20cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 9@0,10; resto @0,20m, dicho detalle se muestra en la Figura 105.

Figura 105

Detalle de Sección de Viga Vc-1

	VC
<i>b X h</i>	0.25 x 0.50m
<i>Nº y Ø Acero</i>	2Ø5/8" + 7Ø1"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 01 @ 0.05m. 09 @ 0.10m. Rto. @ 0.20m.

4.5.2 Diseño Estructural para Suelo S3 Distrito Ciudad Nueva

4.5.2.1 Diseño de Columna.

Para el presente proyecto solo se proyectó una sección de columna típica de 0,30x0,35m de sección. Para su diseño, se emplearon los datos obtenidos del software Etabs, y se verificó los resultados de acuerdo a las disposiciones indicadas en la NTP E-0.60.

a. Cálculo Preliminar del Área de Acero

Para el cálculo del Área de Acero mínimo, se empleó la ecuación (24).

$$A_{S_{\text{mínimo}}} = 1\% \times 1050 \text{ cm}^2 = 10,50 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del Área de Acero máximo, se empleó la ecuación (25).

$$A_{S_{\text{máximo}}} = 6\% \times 1050 \text{ cm}^2 = 63 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se optó por colocar la siguiente distribución de acero:

$$A_{S_{\text{colocado}}} = 6 \varnothing 5/8'' = 8 \times 1,99 \text{ cm}^2 = 11,94 \text{ cm}^2$$

Cumpliendo con la condición indicada en la norma:

$$A_{S_{\text{máximo}}} \geq A_{S_{\text{colocado}}} \geq A_{S_{\text{mínimo}}}$$

$$42 \text{ cm}^2 \geq 15,92 \text{ cm}^2 \geq 10,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Sí cumple.}$$

b. Diseño por Flexocompresión

Según el Etabs la columna C-31 es una columna perimetral que tiene mayor carga, fuerza cortante y momentos con respecto a las demás, considerada la más crítica, está ubicada en la intersección de los ejes 1-1 y B-B. Por lo que se consideró las cargas del primer nivel donde se acumulan las mayores fuerzas internas, dichos valores de las fuerzas se observan en la Tabla 69, se realizan combinaciones de carga, obteniendo cargas axiales y momentos últimos.

Tabla 69

Mayores momentos y fuerzas cortantes en el primer nivel para C-31

Load Case/Combo	Pu (Tnf)	V2 (Tnf)	V3 (Tnf)	M2 (Tnf-m)	M3 (Tnf-m)
1,4CM ± 1,7CV	18,032	-0,574	-0,089	-0,078	-0,546
1,25(CM+CV) ± CSX Max	7,877	0,024	0,276	0,443	0,674
1,25(CM+CV) ± SX Min	23,196	-0,992	-0,429	-0,576	-1,596
1,25(CM+CV) ± CSY Max	34,204	-0,416	1,763	2,771	-0,341
1,25(CM+CV) ± CSY Min	44,337	-1,211	-4,195	-5,906	-1,660
0,90CM ± CSX Max	1,635	0,254	0,309	0,472	0,894
0,90CM ± CSX Min	16,954	-0,762	-0,396	-0,547	-1,376
0,90CM ± CSY Max	40,446	-0,186	1,795	2,800	-0,122
0,90CM ± CSY Min	59,034	-0,322	-1,883	-2,875	-0,361

Nota. La tabla muestra las cargas axiales y momentos últimos del primer nivel de la columna C-31, luego de aplicado las combinaciones de carga indicadas en la Norma E.060, de las cuales se observó que se obtienen mayores momentos cuando el sismo actúa en el eje X-X.

Para la verificación con el diagrama de interacción, se hizo uso de hojas de cálculo y el empleo del software Etabs, donde se obtiene 11 puntos para las distintas curvas del diagrama en ambas direcciones (X e Y), realizado la primera prueba con la distribución de acero preliminar ($6 \phi^{5/8}$ "), las fuerzas últimas sobrepasaban el diagrama de interacción, motivo por el cual, se optó por colocar la siguiente distribución $8 \phi^{5/8}$ ". La Tabla 70 muestra los valores de carga y momento del diagrama de interacción de la distribución de acero insertada en el programa.

Por lo que la nueva cantidad de acero colocado es:

$$A_{s_{colocado}} = 8 \phi^{5/8} = 8 * 1,99 \text{ cm}^2 = 15,92 \text{ cm}^2$$

Cumpliendo con la condición indicada en la norma:

$$A_{s_{máximo}} \geq A_{s_{colocado}} \geq A_{s_{mínimo}}$$

$$42 \text{ cm}^2 \geq 15,92 \text{ cm}^2 \geq 10,50 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Sí cumple.}$$

Tabla 70

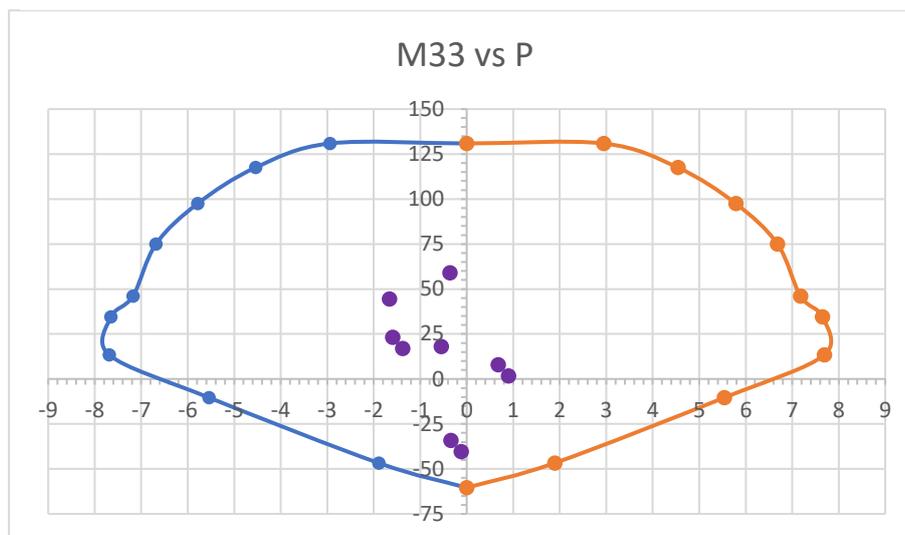
Esfuerzos Nominales en dirección X para C-31

Curve #01 0°				Curve #13 180°			
Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	130,905	0,000	0,000	1	130,905	0,000	0,000
2	130,905	0,000	2,942	2	130,905	0,000	-2,942
3	117,486	0,000	4,541	3	117,486	0,000	-4,541
4	97,465	0,000	5,788	4	97,465	0,000	-5,788
5	74,932	0,000	6,684	5	74,932	0,000	-6,684
6	46,013	0,000	7,178	6	46,013	0,000	-7,178
7	34,516	0,000	7,651	7	34,516	0,000	-7,651
8	13,373	0,000	7,690	8	13,373	0,000	-7,690
9	-10,350	0,000	5,543	9	-10,350	0,000	-5,543
10	-46,720	0,000	1,891	10	-46,720	0,000	-1,891
11	-60,442	0,000	0,000	11	-60,442	0,000	0,000

Por consiguiente, se presenta el diagrama de interacción de la columna C-31, donde se colocarán los datos para las combinaciones de cargas mostradas en la Tabla 69, y finalmente verificar si el diseño propuesto es correcto o requiere modificación de la cantidad de acero longitudinal. La Figura 106 muestra el Diagrama de Interacción, con los valores de Carga Última de la columna.

Figura 106

Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección X



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Para la a dirección Y-Y se toma en cuenta las curvas que están en los 90° y 270°, debido a que en ese sentido actúan los momentos y cargas nominales que sirven de límites para determinar el diseño, en la Tabla 71, se muestran dichos valores. La Figura 107 muestra el Diagrama de Interacción, con los valores de Carga Última de la columna. Luego se presenta el detalle de la Columna en la Figura 108.

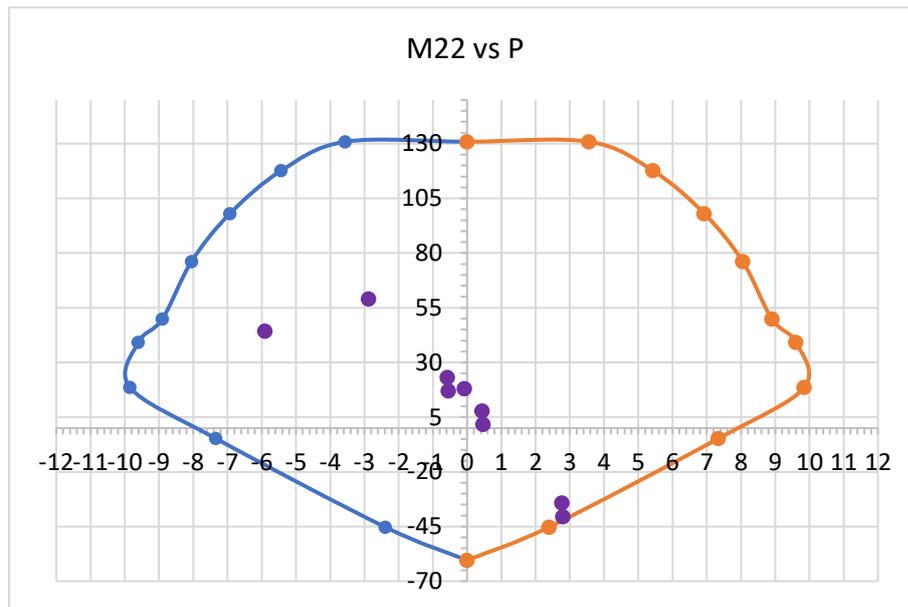
Tabla 71

Esfuerzos Nominales en dirección Y para C-31

Curve #7 90°				Curve #19 270°			
Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P Tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	130,905	0,000	0,000	1	130,905	0,000	0,000
2	130,905	3,561	0,000	2	130,905	-3,561	0,000
3	117,654	5,430	0,000	3	117,654	-5,430	0,000
4	98,078	6,927	0,000	4	98,078	-6,927	0,000
5	76,144	8,050	0,000	5	76,144	-8,050	0,000
6	49,854	8,902	0,000	6	49,854	-8,902	0,000
7	39,236	9,604	0,000	7	39,236	-9,604	0,000
8	18,624	9,847	0,000	8	18,624	-9,847	0,000
9	-4,761	7,340	0,000	9	-4,761	-7,340	0,000
10	-45,250	2,392	0,000	10	-45,250	-2,392	0,000
11	-60,442	0,000	0,000	11	-60,442	0,000	0,000

Figura 107

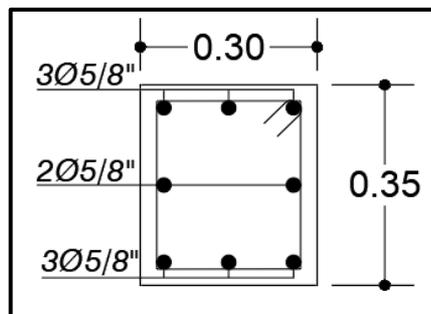
Diagrama de Interacción de Columna C-31 en dirección Y



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Figura 108

Detalle de Columna



c. Diseño por Corte

Para este caso, se tienen los siguientes datos:

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

$$Ag = 1050 \text{ cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = h - 2r = 35 - 2(3) = 29 \text{ cm}$$

$$hn = 2,70\text{m}$$

$$Nu = 44,337 \text{ Tnf}$$

$$Mu = -1,660 Tnf.m$$

Calculamos la resistencia del aporte del concreto, mediante la fórmula (30).

$$Vc = 0,53 \times \sqrt{210} \times \left(1 + \frac{44,337 \times 10^3}{140 \times 1050} \right) \times 30 \times 29$$

$$Vc = 8,697 Tnf$$

$$\emptyset Vc = 7,393 Tnf$$

La cortante última se extrae del software Etabs, en este caso es:

$$Vu = 4,195 Tnf$$

Verificamos la condición de refuerzo mínimo por cortante donde la cortante última no exceda de $0,5\emptyset Vc$, aplicando la ecuación (32).

$$4,195 \geq 0,5 \times 8,697$$

$$4,195 \geq 7,393$$

De acuerdo al análisis anterior, se requiere de refuerzo mínimo por corte, entonces calculamos el aporte de los estribos despejando Vs de la ecuación (31).

$$Vs = \frac{4,195}{0,85} - 8,697 = -3,762 Tnf$$

$$Vs = -3,762 Tnf$$

d. Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para la *Zona Central*, suponiendo un estribo en la columna, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 29}{3,762 \times 10^3}$$

$$S = 46,15 cm$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo para columnas según indica la Norma, es de 30cm, por ende, en la zona central se colocarán estribos de 3/8" espaciados cada 30cm, esto en la Zona Central. Para la *Zona de Confinamiento*, según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones donde el S_o no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (34), (35), y (36).

$$i. \quad S_{o_{min}} = 8 \times 1,59 cm = 12,72 cm$$

$$ii. \quad S_{o_{min}} = \frac{30 cm}{2} = 15 cm$$

$$iii. \quad S_{o_{min}} = 100 mm = 10 cm$$

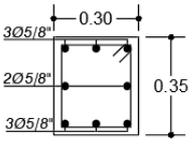
Entonces se tiene estribos de 3/8" espaciados cada 10cm, esto en la Zona de Confinamiento. Según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones para la longitud de la zona de confinamiento (L_o), el cual se escogerá el mayor de las siguientes tres condiciones, usando las ecuaciones (37), (38) y (39).

- i. $Lo_{min} = \frac{270}{6} = \frac{270}{6} cm = 45 cm$
- ii. $Lo_{min} = h = 35 cm$
- iii. $Lo_{min} = 50 cm$

Entonces se escoge el mayor de las 3 condiciones, por lo que Lo será de 50 cm, esto en la Zona de Confinamiento. Por lo tanto, se proyecta para la Columna, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 6@0,10; resto @0,30m. Dicho detalle de Columna se muestra en la Figura 109.

Figura 109

Detalle de Sección de Columna

C-1	
$b \times h$ \varnothing	
$b \times h$	0.30x0.35m
Nº y \varnothing Acero	8 \varnothing 5/8"
DETALLES	
ESTRIBOS	\varnothing 3/8" 01 @ 0.05m. 06 @ 0.10m. Rto. @ 0.30m.

4.5.2.2 Diseño de placa.

a. Placa de 1,50m

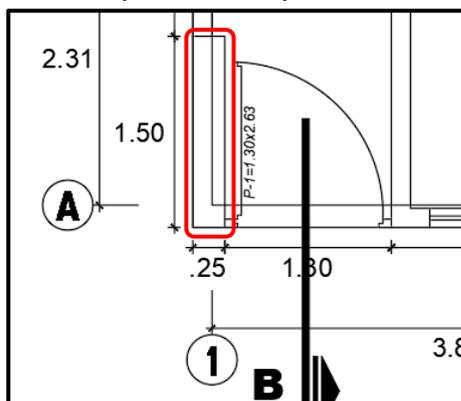
Para el diseño de la placa P5Y está ubicada en la intersección de los ejes 1-1 y A-A, como se muestra en la Figura 110, es considerada según el análisis sísmico, la más crítica, se requieren los siguientes datos:

Altura de la placa H	: 2,70m
Longitud de la placa Lm	: 1,50m
Espesor de la placa T	: 0,25m
Inercia I	: 7031250 cm ⁴
Resistencia del Concreto f'c	: 280Kgf/cm ²

Límite de fluencia del acero f_y : 4200Kgf/cm²
 Coeficiente de Reducción Sísmica R : 5,40

Figura 110

Vista en planta de la placa P5Y



Se verifica, si el muro es considerado, esbelto o muro corto, mediante la condición de la ecuación (41).

$$\frac{2,70}{1,50} \geq 1$$

$$1,67m \geq 1$$

La relación H y T, nos da un valor de 1,67, que es mayor a 1, por ende, el muro se considera esbelto, por lo que requiere de un diseño por Flexocompresión.

a.1 Diseño por Flexocompresión

Según el Etabs la placa P5Y es una placa esquinera que tiene mayor carga, fuerza cortante y momentos con respecto a las demás, considerada la más crítica, por lo que se consideró las cargas del primer nivel donde se acumulan las mayores fuerzas internas, con estas fuerzas, se realizan combinaciones de carga, obteniendo cargas axiales y momentos últimos, dichos valores de las fuerzas se observan en la Tabla 72.

Tabla 72*Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y*

Muro	Combinación	Pu tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
P5 Y	1,4CM+1,7CV	43,949	-0,205	0,305	0,303	0,248
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSX Max	21,388	4,519	1,012	2,904	19,251
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSX Min	54,923	-4,862	-0,495	-2,390	-18,796
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSY Max	-26,375	31,627	0,435	0,681	120,760
P5 Y	1,25(CM+CV) ± CSY Min	102,687	-31,970	0,083	-0,167	-120,305
P5 Y	0,90CM ± CSX Max	7,060	4,605	0,895	2,786	19,208
P5 Y	0,90CM ± CSX Min	40,595	-4,776	-0,612	-2,508	-18,839
P5 Y	0,90CM ± CSY Max	-40,704	31,713	0,318	0,563	120,717
P5 Y	0,90CM ± CSY Min	88,359	-31,884	-0,034	-0,285	-120,348

Nota. Datos extraídos del modelado en software Etabs.

De la tabla anterior, se extraen los siguientes datos:

$$Pu = 102,69 \text{ Tnf}$$

$$Mu_{22} \text{ máx} = 2,90 \text{ Tnf}$$

$$Mu_{33} \text{ máx} = 120,76 \text{ Tnf}$$

a.1.1 Elementos de confinamiento de muros

Para la a verificación si el elemento estructural requiere de confinamiento en los extremos (elementos de borde), se emplea las ecuaciones (42), (43) y (44).

$$\sigma_{comp \text{ max}} = \frac{102,69 \times 1000}{150 \times 25} \pm \frac{120,76 \times 10^5 \times 75}{7031250} = 156,19 \frac{kg}{cm^2}$$

$$0,2 \times f'c = 0,2 \times 280 = 56 \frac{kg}{cm^2}$$

$$156,19 \frac{kg}{cm^2} > 56 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, la placa requiere de confinamiento en los bordes. Para la verificación de la longitud de confinamiento, se calcula la profundidad al eje neutro "c", empleando la ecuación (45), con ello se corrobora con las dos condiciones que indica la norma, mediante la ecuación (46) y (47).

$$c = \frac{150}{600 \times 0,007} = 35,71 \text{ cm}$$

$$L_{confinamiento} = \frac{35,71}{2} = 17,86 \text{ cm}$$

$$L_{\text{confinamiento}} = 35,71 - 0,1 \times 150 = 20,71 \text{ cm}$$

Por proceso constructivo, optaremos por tener una longitud de 25 cm para el confinamiento de bordes de la placa. Para calcular el acero en los elementos de borde, empleamos la ecuación (48).

$$A_s = \frac{120,76 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times 150 \times 0,9} = 23,66 \text{ cm}^2$$

Se colocará la siguiente distribución de acero en los elementos de borde, *Número de varillas* $12\phi 5/8'' = 23,88 \text{ cm}^2$.

a.2 Diseño por Corte

a.2.1 Elementos en el Alma

Para calcular el acero en el alma, primero necesitamos calcular la cortante última de diseño, la Resistencia V_n y la contribución de concreto V_c , mediante las ecuaciones (49), (50) y (51), respectivamente.

$$V_u = 31,97 \text{ Tnf} \times 5,40 = 172,64 \text{ Tnf}$$

$$V_n = 0,83 \times \sqrt{280} \times 150 \times 25 = 52,082 \text{ Tnf}$$

Para calcular el factor α_c interpolamos en la Tabla 13, del cual obtenemos que $\alpha_c = 0,202$

$$V_c = 150 \times 25 (0,202 \times \sqrt{280}) = 12,675 \text{ Tnf}$$

Se realiza la verificación de la ecuación (52) y (57).

$$0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 0,085 \times \sqrt{280} \times 150 \times 25 = 5333,71 \text{ Kgf} = 5,33 \text{ Tnf}$$

$$172,64 \text{ Tnf} > 5,33 \text{ Tnf}$$

Por lo que, por lo que tenemos el siguiente caso: $V_u > 0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw$. Verificamos si V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , si requiere o no proveerse de refuerzo por corte.

$$172,64 \text{ Tnf} > (0,85 \times 12,675 \text{ Tnf} = 10,77 \text{ Tnf})$$

Lo indica que se requiere proveer de refuerzo por corte, calculamos V_s de la ecuación (27).

$$V_s = 52,082 \text{ Tnf} - 12,675 \text{ Tnf} = 39,41 \text{ Tnf}$$

Calculamos el refuerzo horizontal empleando la ecuación (59) y (60).

$$\rho_h = \frac{39,41 \times 1000}{25 \times 150 \times 4200} = 0,002502$$

$$A_{sb} = 0,0025 \times 100 \times 25 = 6,25 \text{ cm}^2$$

Como el espesor del muro es mayor a 200mm, la norma indica que debe emplearse dos capas de refuerzo, por ende, por capa requerirá de $3,13\text{cm}^2$. Para calcular el espaciamiento, empleamos la ecuación (50).

$$S = \frac{1,27}{3,13} \times 100 = 40,58 \text{ cm}$$

Por lo que se opta por colocar $\phi 1/2'' @ 35\text{cm}$, como refuerzo horizontal. Se verifica que el espaciamiento escogido de 35cm, cumpla con las dos condiciones que indica la norma, mediante las ecuaciones, (52) y (53).

$$35\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots OK$$

$$35\text{cm} \leq 3 \times 25 = 75 \dots OK$$

Calculamos el refuerzo vertical empleando la ecuación (59) y (60).

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{270}{150} \right) \times (0,002502 - 0,0025) = 0,002501$$

$$0,002501 \geq 0,0025 \dots OK$$

Como cuantía vertical es muy similar al horizontal, se colocará la siguiente distribución de acero en el alma, acero vertical *varillas de $\phi 3/8'' @ 0,15\text{m}$* .

Para la verificación con el diagrama de interacción, se hizo uso de hojas de cálculo y el empleo del software Etabs, donde se obtiene 11 puntos para las distintas curvas del diagrama en ambas direcciones (X e Y), se realizó la primera prueba las fuerzas últimas sobrepasaban el diagrama de interacción, motivo por el cual, se aumentó la longitud de confinamiento, la cantidad de aceros y los diámetros. Dichas verificaciones del diagrama de interacción, se reflejan en la Tabla 73, Tabla 74, Figura 111 y Figura 112.

$$L_{\text{confinamiento}} = 35\text{cm}$$

Refuerzo en el borde: 12 varillas de $\phi 5/8''$

Refuerzo en el alma horizontal de $\phi 1/2'' @ 40\text{cm}$

Refuerzo en el alma vertical de $\phi 1/2'' @ 15\text{cm}$

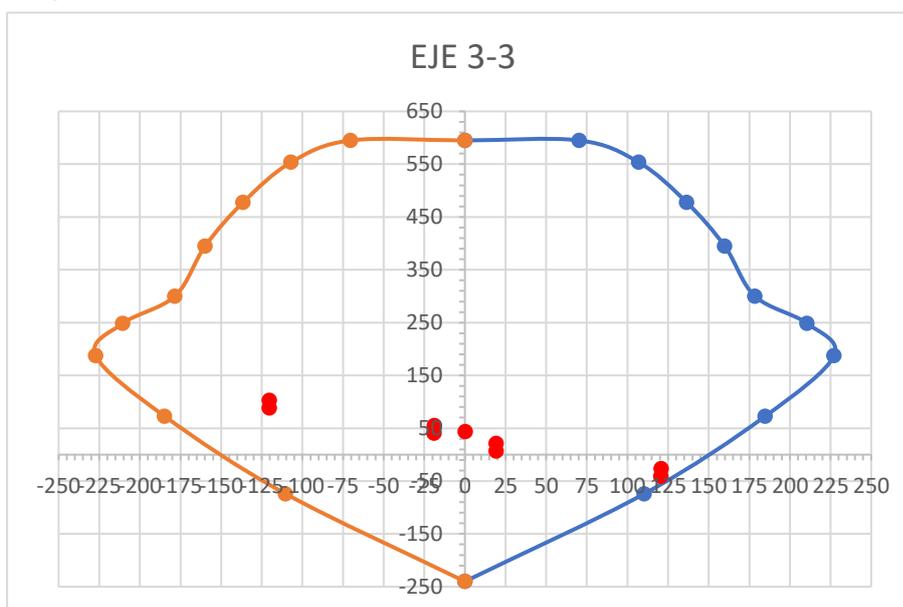
Tabla 73

Esfuerzos Nominales en dirección X para P5Y

Curve #1 0°				Curve #13 180°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	594,995	0,000	0,000	1	594,995	0,000	0,000
2	594,995	0,000	70,416	2	594,995	0,000	-70,416
3	553,576	0,000	106,968	3	553,576	0,000	-106,968
4	477,924	0,000	136,412	4	477,924	0,000	-136,412
5	394,703	0,000	159,889	5	394,703	0,000	-159,889
6	300,216	0,000	178,410	6	300,216	0,000	-178,410
7	248,648	0,000	210,479	7	248,648	0,000	-210,479
8	187,654	0,000	227,157	8	187,654	0,000	-227,157
9	72,954	0,000	184,873	9	72,954	0,000	-184,873
10	-73,977	0,000	110,401	10	-73,977	0,000	-110,401
11	-240,096	0,000	0,000	11	-240,096	0,000	0,000

Figura 111

Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección X



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

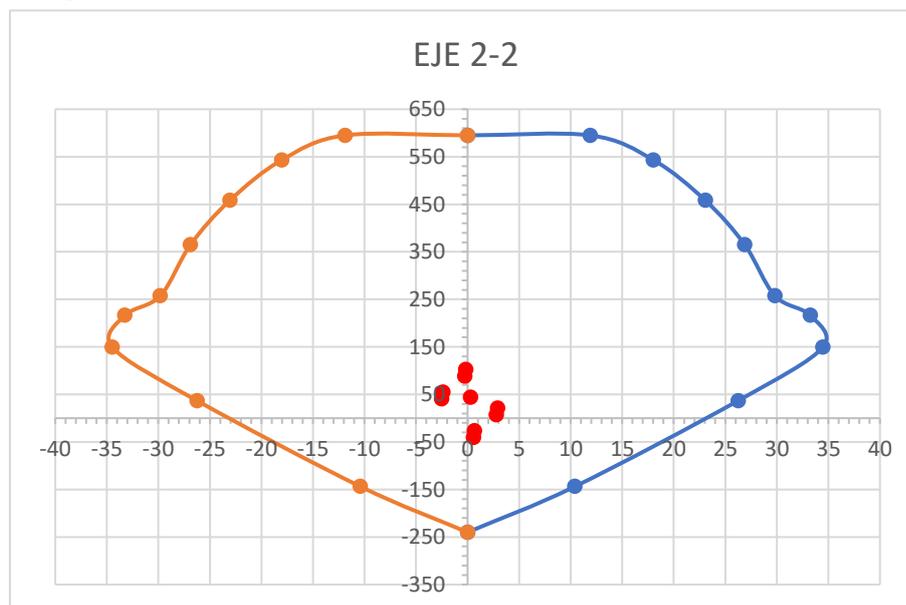
Tabla 74

Esfuerzos Nominales en dirección Y para P5Y

Curve #7 90°				Curve #19 270°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	594,995	0,000	0,000	1	594,995	0,000	0,000
2	594,995	11,894	0,000	2	594,995	-11,894	0,000
3	543,229	18,018	0,000	3	543,229	-18,018	0,000
4	458,219	23,059	0,000	4	458,219	-23,059	0,000
5	365,078	26,877	0,000	5	365,078	-26,877	0,000
6	257,430	29,809	0,000	6	257,430	-29,809	0,000
7	216,304	33,247	0,000	7	216,304	-33,247	0,000
8	149,522	34,469	0,000	8	149,522	-34,469	0,000
9	36,797	26,243	0,000	9	36,797	-26,243	0,000
10	-143,613	10,414	0,000	10	-143,613	-10,414	0,000
11	-240,096	0,000	0,000	11	-240,096	0,000	0,000

Figura 112

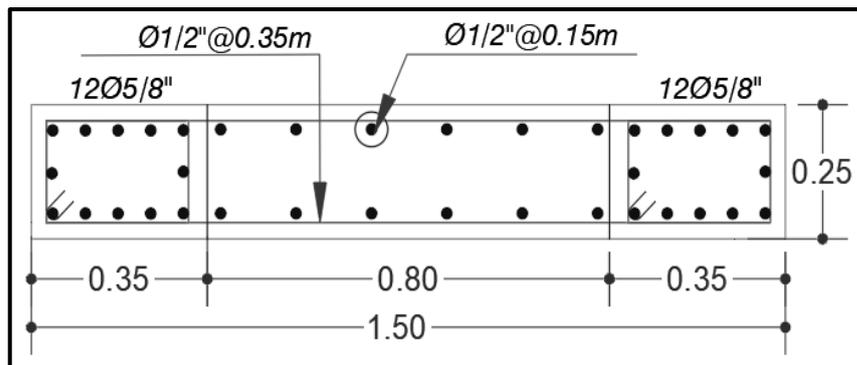
Diagrama de Interacción de Placa P5Y en dirección Y



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Se muestra el detalle de la distribución de aceros en la placa, en la Figura

113.

Figura 113*Detalle de Placa*

Nota. La figura muestra el detalle de la placa diseñada por Flexocompresión, el cual tiene 10 varillas de 5/8" en los bordes y 12 varillas de 1/2" en el alma.

Verificamos la resistencia de la sección transversal, si resiste la fuerza cortante última, empleando la ecuación (63).

$$Vu = 172,64 \text{ Tnf}$$

$$Vua = 31,97 \text{ Tnf}$$

$$Mu = 120,76 \text{ Tnf.m}$$

$$Mn = 197,80 \text{ Tnf.m}$$

Calculamos la cortante de diseño Vu , mediante la ecuación (54).

$$172,64 \text{ Tnf} \geq \left(31,97 \times \left(\frac{197,80}{120,76} \right) \right) = 52,37 \text{ Tnf}$$

Lo que nos indica que la sección si resiste la fuerza cortante.

a.3 Espaciamiento de estribos en los elementos de borde

Para la *Zona de Confinamiento*, según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones donde el S_o no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (34), (35), y (36).

i. $S_{o_{min}} = 8 \times 1,59 \text{ cm} = 12,72 \text{ cm}$

ii. $S_{o_{min}} = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12,5 \text{ cm}$

iii. $S_{o_{min}} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$

Entonces se tiene estribos de 3/8" espaciados cada 10cm, esto en la Zona de Confinamiento. Según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones para la longitud de la zona de confinamiento (L_o), el cual se escogerá el mayor de las siguientes tres condiciones, usando las ecuaciones (37), (38) y (39).

- i. $Lo_{min} = \frac{270}{6} = \frac{270}{6} cm = 45 cm$
- ii. $Lo_{min} = h = 35 cm$
- iii. $Lo_{min} = 50 cm$

Entonces se escoge el mayor de las 3 condiciones, por lo que Lo será de 50 cm, esto en la Zona de Confinamiento. Para la *Zona de Central* se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para su espaciamiento la norma nos indica 3 condiciones donde el So para elementos de borde no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (57), (58), y (59).

- i. $So_{min} = 10 \times 1,59 cm = 15,9 cm$
- ii. $So_{min} = 25 cm$
- iii. $So_{min} = 250 mm = 25 cm$

Por lo tanto, se proyecta para los elementos de borde, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 5@0,10; resto @0,15m. A continuación, se muestra el detalle final de la Placa en la Figura 114.

Figura 114

Detalle de Sección de PLACA PL-1

PL-1	
<i>LxHxt</i>	1.50m x 2.70m x 0.25m
<i>Nº y Ø Acero</i>	Borde 12 Ø5/8" Alma 12 Ø1/2"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Elementos de borde : 3/8" 1@0.05, 5@0.10m, Rest @0.15m.

b. Placa de 1,20m

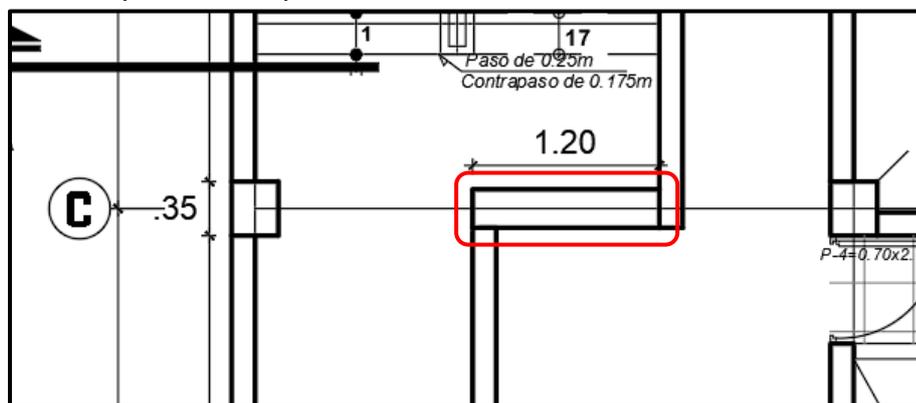
Para el diseño de la placa P2X que está ubicada en el eje C-C, como se muestra en la Figura 115, se requieren los siguientes datos:

- Altura de la placa H : 2,70m
- Longitud de la placa L_m : 1,20m
- Espesor de la placa T : 0,25m

Inercia I : 3600000 cm⁴
 Resistencia del Concreto f'c : 280Kgf/cm²
 Límite de fluencia del acero fy : 4200Kgf/cm²

Figura 115

Vista en planta de la placa P2X



Se verifica, si el muro es considerado, esbelto o muro corto, mediante la condición de la ecuación (41).

$$\frac{2,70}{1,20} \geq 1$$

$$2,25m \geq 1$$

La relación H y T, nos da un valor de 2,25, que es mayor a 1, por ende, el muro se considera esbelto, por lo que requiere de un diseño por Flexocompresión.

b.1 Diseño por Flexocompresión

Según el Etabs la placa P2x es una placa central, al ser una placa única, se consideró las cargas del primer nivel donde se acumulan las mayores fuerzas internas, con estas fuerzas, se realizan combinaciones de carga, obteniendo cargas axiales y momentos últimos, dichos valores de las fuerzas se observan en la Tabla 75.

Tabla 75*Fuerzas Internas máximas en el primer nivel para P5Y*

Muro	Combinación	Pu tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
P2 X	1,4CM+1,7CV	63,003	-0,535	-0,354	-0,340	-0,426
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSX Max	35,967	19,473	-0,242	-0,035	59,246
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSX Min	72,837	-20,385	-0,365	-0,546	-59,955
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSY Max	48,789	1,217	0,235	2,079	4,825
P2 X	1,25(CM+CV) ± CSY Min	60,015	-2,129	-0,841	-2,660	-5,534
P2 X	0,90CM ± CSX Max	14,517	19,671	-0,112	0,090	59,431
P2 X	0,90CM ± CSX Min	51,387	-20,186	-0,235	-0,421	-59,770
P2 X	0,90CM ± CSY Max	27,339	1,415	0,364	2,204	5,010
P2 X	0,90CM ± CSY Min	38,565	-1,931	-0,712	-2,535	-5,349

De la tabla anterior, se extraen los siguientes datos:

$$Pu = 72,84 \text{ Tnf}$$

$$Mu_{22} \text{ máx} = -2,66 \text{ Tnf} \cdot m$$

$$Mu_{33} \text{ máx} = -59,96 \text{ Tnf}$$

b.1.1 Elementos de confinamiento de muros

Para la verificación si el elemento estructural requiere de confinamiento en los extremos (elementos de borde), se emplea las ecuaciones (42), (43) y (44).

$$\sigma_{comp \text{ max}} = \frac{72,84 \times 1000}{120 \times 25} \pm \frac{59,96 \times 10^5 \times 60}{3600000} = 124,21 \frac{kg}{cm^2}$$

$$0,2 \times f'c = 0,2 \times 280 = 56 \frac{kg}{cm^2}$$

$$124,21 \frac{kg}{cm^2} > 56 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, la placa requiere de confinamiento en los bordes. Para la verificación de la longitud de confinamiento, se calcula la profundidad al eje neutro "c", empleando la ecuación (45), con ello se corrobora con las dos condiciones que indica la norma, mediante la ecuación (46) y (47).

$$c = \frac{120}{600 \times 0,007} = 28,57 \text{ cm}$$

$$L_{confinamiento} = \frac{28,57}{2} = 14,29 \text{ cm}$$

$$L_{confinamiento} = 28,57 - 0,1 \times 120 = 16,57 \text{ cm}$$

Por proceso constructivo, optaremos por tener una longitud de 25 cm para el confinamiento de bordes de la placa. Para calcular el acero en los elementos de borde, empleamos la ecuación (48).

$$A_s = \frac{59,96 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times 120 \times 0,9} = 14,69 \text{ cm}^2$$

Se colocará la siguiente distribución de acero en los elementos de borde, *Número de varillas* $6\phi 5/8'' = 11,94 \text{ cm}^2$. Debido a que luego de realizar su análisis del diagrama de interacción, cumple con las Cargas últimas.

b.2 Diseño por Corte

b.2.1 Elementos en el Alma

Para calcular el acero en el alma, primero necesitamos calcular la cortante última de diseño, la Resistencia V_n y la contribución de concreto V_c , mediante las ecuaciones (49), (50) y (51), respectivamente.

$$V_u = 20,385 \text{ Tnf} \times 5,40 = 10,08 \text{ Tnf}$$

$$V_n = 0,83 \times \sqrt{280} \times 120 \times 25 = 41,67 \text{ Tnf}$$

Para calcular el factor α_c checamos Tabla 13, del cual obtenemos que $\alpha_c = 0,17$.

$$V_c = 120 \times 25 (0,17 \times \sqrt{280}) = 8,53 \text{ Tnf}$$

Se realiza la verificación de la ecuación (52) y (57).

$$0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 0,085 \times \sqrt{280} \times 120 \times 25 = 4266,97 \text{ Kgf} = 4,27 \text{ Tnf}$$

$$10,08 \text{ Tnf} > 4,27 \text{ Tnf}$$

Por lo que, por lo que tenemos el siguiente caso: $V_u > 0,085 \times \sqrt{f'c} \times Acw$.

Verificamos si V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , si requiere o no proveerse de refuerzo por corte.

$$10,08 \text{ Tnf} > (0,85 \times 8,53 \text{ Tnf} = 7,25 \text{ Tnf})$$

Lo indica que se requiere proveer de refuerzo por corte, calculamos V_s de la ecuación (27).

$$V_s = 41,67 \text{ Tnf} - 8,53 \text{ Tnf} = 33,14 \text{ Tnf}$$

Calculamos el refuerzo horizontal empleando la ecuación (59) y (60).

$$\rho_h = \frac{33,14 \times 1000}{25 \times 120 \times 4200} = 0,00263$$

$$A_{sb} = 0,00263 \times 100 \times 25 = 6,58 \text{ cm}^2$$

Como el espesor del muro es mayor a 200mm, la norma indica que debe emplearse dos capas de refuerzo, por ende, por capa requerirá de $3,29\text{cm}^2$. Para calcular el espaciamiento, empleamos la ecuación (50).

$$S = \frac{0,71}{3,29} \times 100 = 21,58 \text{ cm}$$

Por lo que se opta por colocar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$, como refuerzo horizontal. Se verifica que el espaciamiento escogido de 20cm, cumpla con las dos condiciones que indica la norma, mediante las ecuaciones, (52) y (53).

$$20\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots OK$$

$$20\text{cm} \leq 3 \times 25 = 75 \dots OK$$

Calculamos el refuerzo vertical empleando la ecuación (63) y (64).

$$\rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{270}{120} \right) \times (0,00263 - 0,0025) = 0,002516$$

$$0,002516 \geq 0,0025 \dots OK$$

Como cuantía vertical es mayor que la horizontal, se optará la misma distribución, por lo que se colocará la siguiente distribución de acero en el alma, horizontal y vertical *varillas de $\phi 3/8'' @ 0,20\text{m}$* .

Para la verificación con el diagrama de interacción, se hizo uso de hojas de cálculo y el empleo del software Etabs, donde se obtiene 11 puntos para las distintas curvas del diagrama en ambas direcciones (X e Y), se realizó la primera prueba las fuerzas últimas se encuentran dentro del diagrama de interacción, lo que indica que la distribución escogida es correcta. Dichas verificaciones del diagrama de interacción, se reflejan en la Tabla 76, Tabla 77, Figura 116 y Figura 117.

$$L_{\text{confinamiento}} = 25\text{cm}$$

Refuerzo en el borde: 6 varillas de $\phi 5/8''$

Refuerzo en el alma horizontal y vertical de $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

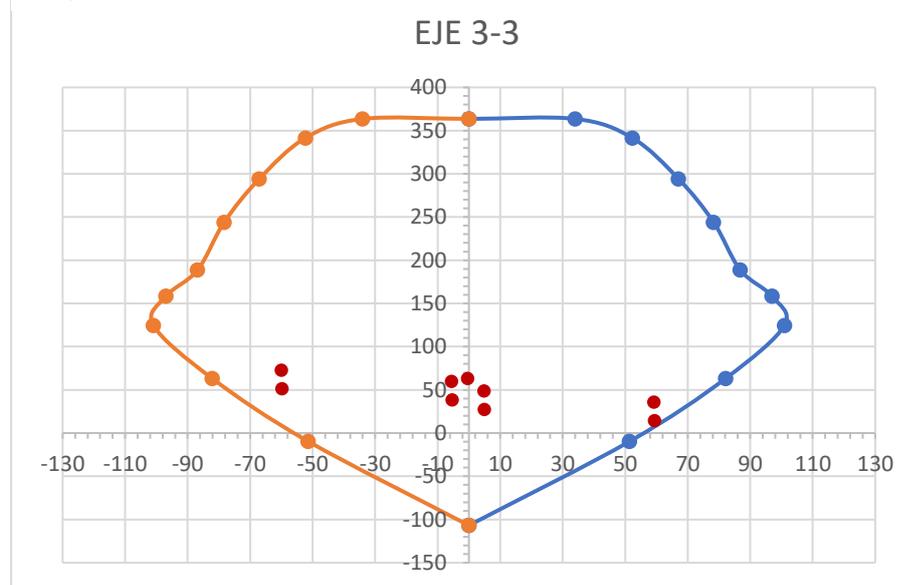
Tabla 76

Esfuerzos Nominales en dirección X para P2X

Curve #1 0°				Curve #13 180°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	363,543	0,000	0,000	1	363,543	0,000	0,000
2	363,543	0,000	34,007	2	363,543	0,000	-34,007
3	341,484	0,000	52,307	3	341,484	0,000	-52,307
4	294,139	0,000	67,085	4	294,139	0,000	-67,085
5	243,906	0,000	78,306	5	243,906	0,000	-78,306
6	188,658	0,000	86,818	6	188,658	0,000	-86,818
7	158,371	0,000	96,964	7	158,371	0,000	-96,964
8	124,655	0,000	100,955	8	124,655	0,000	-100,955
9	63,196	0,000	82,145	9	63,196	0,000	-82,145
10	-9,616	0,000	51,428	10	-9,616	0,000	-51,428
11	-106,836	0,000	0,000	11	-106,836	0,000	0,000

Figura 116

Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección X



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

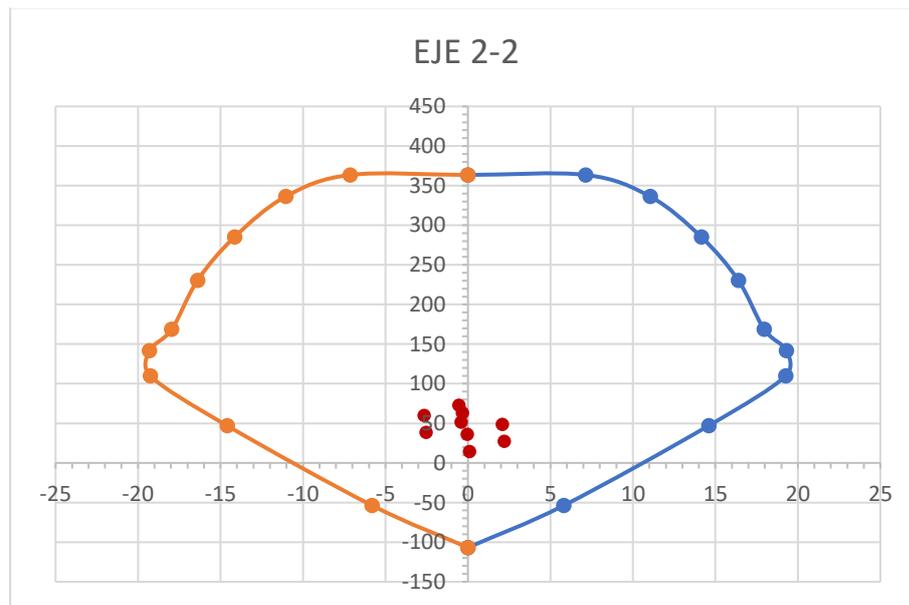
Tabla 77

Esfuerzos Nominales en dirección Y para P2X

Curve #7 90°				Curve #19 270°			
Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m	Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	363,543	0,000	0,000	1	363,543	0,000	0,000
2	363,543	7,141	0,000	2	363,543	-7,141	0,000
3	336,196	11,052	0,000	3	336,196	-11,052	0,000
4	285,221	14,145	0,000	4	285,221	-14,145	0,000
5	230,539	16,390	0,000	5	230,539	-16,390	0,000
6	168,572	17,958	0,000	6	168,572	-17,958	0,000
7	141,793	19,308	0,000	7	141,793	-19,308	0,000
8	109,801	19,254	0,000	8	109,801	-19,254	0,000
9	47,013	14,596	0,000	9	47,013	-14,596	0,000
10	-53,650	5,812	0,000	10	-53,650	-5,812	0,000
11	-106,836	0,000	0,000	11	-106,836	0,000	0,000

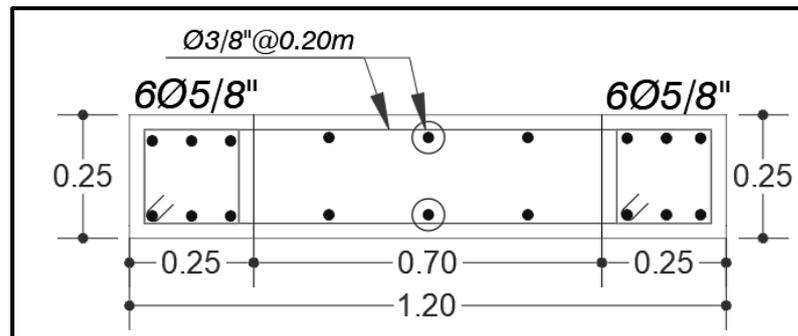
Figura 117

Diagrama de Interacción de Placa P2X en dirección Y



Nota. La figura muestra que las fuerzas combinadas últimas se encuentran dentro de la zona límite de diseño o curva Mu-Pu, verificándose que la distribución de acero longitudinal propuesto es el adecuado por Flexocompresión.

Se muestra el detalle de la distribución de aceros en la placa, en la Figura 118.

Figura 118*Detalle de Placa PL-2*

Nota. La figura muestra el detalle de la placa diseñada por Flexocompresión, el cual tiene 6 varillas de 5/8" en los bordes y 6 varillas de 3/8" en el alma.

Verificamos la resistencia de la sección transversal, si resiste la fuerza cortante última, empleando la ecuación (63).

$$Vu = 10,08 Tnf$$

$$Vua = 20,385 Tnf$$

$$Mu = -59,96 Tnf.m$$

$$Mn = 85,50 Tnf.m$$

Calculamos la cortante de diseño Vu , mediante la ecuación (54).

$$10,08 Tnf \geq \left(20,385 \times \left(\frac{85,50}{59,96} \right) = 29,07 Tnf \right)$$

Lo que nos indica que la sección si resiste la fuerza cortante.

b.3 Espaciamiento de estribos en los elementos de borde

Para la *Zona de Confinamiento*, según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones donde el S_o no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (34), (35), y (36).

$$i. \quad S_{o_{min}} = 8 \times 1,59 \text{ cm} = 12,72 \text{ cm}$$

$$ii. \quad S_{o_{min}} = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$$iii. \quad S_{o_{min}} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Entonces se tiene estribos de 3/8" espaciados cada 10cm, esto en la Zona de Confinamiento. Según la norma en el 21.4.5.3 nos indica 3 condiciones para la longitud de la zona de confinamiento (L_o), el cual se escogerá el mayor de las siguientes tres condiciones, usando las ecuaciones (37), (38) y (39).

$$i. \quad L_{o_{min}} = \frac{270}{6} = \frac{270}{6} \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

- ii. $L_{o_{min}} = h = 35 \text{ cm}$
- iii. $L_{o_{min}} = 50 \text{ cm}$

Entonces se escoge el mayor de las 3 condiciones, por lo que L_o será de 50 cm, esto en la Zona de Confinamiento. Para la Zona de Central se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para su espaciamiento la norma nos indica 3 condiciones donde el S_o para elementos de borde no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (57), (58), y (59).

- i. $S_{o_{min}} = 10 \times 1,59 \text{ cm} = 15,9 \text{ cm}$
- ii. $S_{o_{min}} = 25 \text{ cm}$
- iii. $S_{o_{min}} = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$

Por lo tanto, se proyecta para los elementos de borde, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 5@0,10; resto @0,15m. A continuación, se muestra el detalle final de la Placa en la Figura 119.

Figura 119

Detalle de Sección de PLACA PL-2

PL-2	
<i>LxHxt</i>	1.20m x 2.70m x 0.25m
<i>Nº y Ø Acero</i>	Borde 6 Ø5/8" Alma 6 Ø3/8"
DETALLES	
ESTRIBOS	Elementos de borde : 3/8" 1@0.05, 5@0.10m, Rest @0.15m.

4.5.2.3 Diseño de Viga Peraltada.

Se tienen dos tipos de vigas, la primera entre columnas y la segunda entre columna y placa, para ello elegimos el tramo de viga más crítica para cada caso, según nos brinda el programa Etabs, en este caso, la viga B10 y B2.

a. Diseño de Viga B10

Para el diseño de la viga B10 que se ubica en el eje 1-1 y B-C, como se muestra en la Figura 120, se extrae las fuerzas y momentos que actúan en la viga del software Etabs, lo cual se refleja en la Figura 121.

Figura 120

Vista en planta de la viga B10

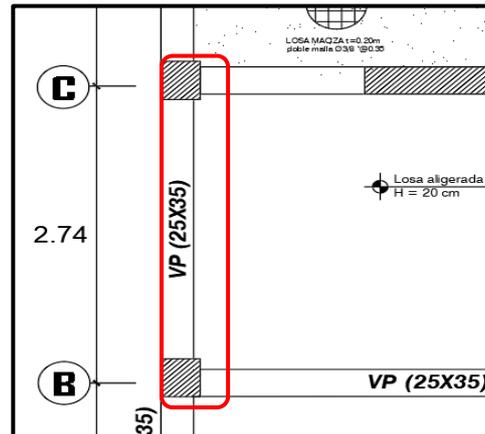
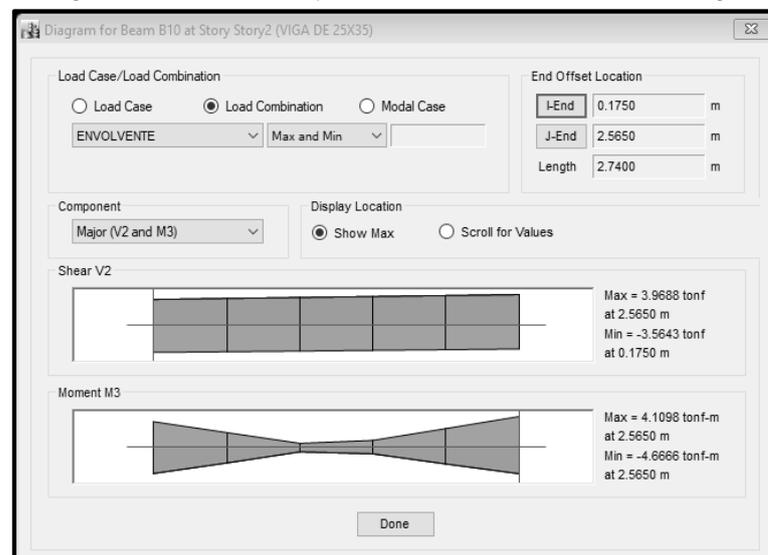


Figura 121

Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B10



Nota. La figura muestra los diagramas de Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores, se extrae los datos de Momentos máximos negativos y positivos.

a.1 Momentos Máximos

$$Mu_{max}^- = 4,67 \text{ Tnf.m}$$

$$Mu_{max}^+ = 4,11 \text{ Tnf}$$

a.2 Propiedades de la sección y material

Base de la Viga b	:	0,25m
Altura de la Viga h	:	0,35m
Peralte de la Viga d	:	$0,35 - 0,06 = 0,29m$
Resistencia del Concreto $f'c$:	210 Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero f_y	:	4200 Kgf/cm ²
Coefficiente β_1	:	0,85
Coefficiente ϕ	:	0,90

a.3 Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$As_{max} = 0,01594 \times 25 \times 29 = 11,55 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$As_{min1} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 29 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{14}{4200} \times 25 \times 29 = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$As_{min1} \geq As_{min2}$$

$$1,75 \text{ cm}^2 \geq 2,42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $As_{min} = 2,42 \text{ cm}^2$.

a.3.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 4,11 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 3,77 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{4,11 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(29 - \frac{3,77}{2}\right)} = 4,01 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\emptyset 1'' = 10,20 \text{ cm}^2$

a.3.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 4,67 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 4,33 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{4,67 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(29 - \frac{4,33}{2}\right)} = 4,60 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\emptyset 1'' = 10,20 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{10,2 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25} = 9,60 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 10,2 \times 4200 \times \left(29 - \frac{9,60}{2}\right) = 933055,20 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 9,33 \text{ Tnf} \cdot \text{m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\phi M_n > M_u$$

$$9,33 \text{ Tnf} \cdot \text{m} > 4,67 \text{ Tnf} \cdot \text{m} \dots \text{OK.}$$

a.4 Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 29 = 5,568 \text{ Tnf}$$

$$\emptyset V_c = 0,85 \times 5,568 = 4,733 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que $\emptyset V_c$. Ecuación (79)

$$3,97 \text{ Tnf} > 4,733 \text{ Tnf}$$

Lo que indica que no se requiere refuerzo por corte (estribos), sin embargo, la norma nos indica un espaciamiento mínimo de estribos en vigas, entonces se calcula V_s despejando de la ecuación (31).

$$V_s = \frac{3,97}{0,85} - 5,568 = -0,90 \text{ Tnf}$$

a.5 Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 29 = 58 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

- i. $S = \frac{29}{4} = 7,25 \text{ cm}$
- ii. $S = 10 \times 2,54 = 25,4 \text{ cm}$
- iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8 \text{ cm}$
- iv. $S = 30 \text{ cm}$

Se colocarán estribos cerrados a cada 10cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 29}{0,93 \times 10^3}$$

$$S = 185,97 \text{ cm}$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

$$S_{o_{\text{máx}}} = 0,5 \times 29 = 14,5 \text{ cm}$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 15cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 6@0,10; resto @0,15m, se muestra el detalle de la viga en la Figura 122.

Figura 122*Detalle de Sección de Viga VP-1*

VP-1	
<i>b X h</i>	0.25x0.35m
<i>Nº y Ø Acero</i>	4Ø5/8"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 01 @ 0.05m. 06 @ 0.10m. Rto. @ 0.15m.

b. Diseño de Viga B2

Para el diseño de la viga B2 que se ubica en el eje 1-1 y A-B, como se muestra en la Figura 123, se extrae las fuerzas y momentos que actúan en la viga del software Etabs, lo cual se refleja en la Figura 124.

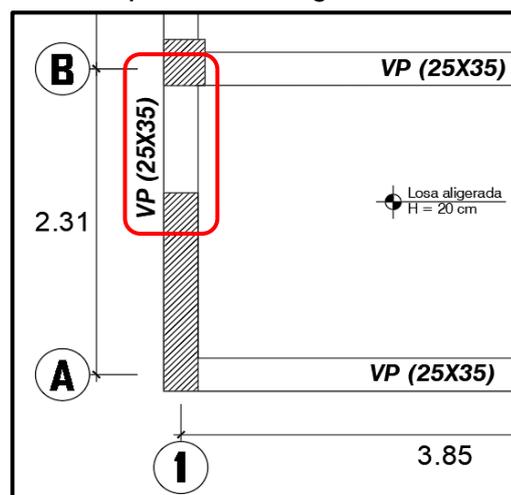
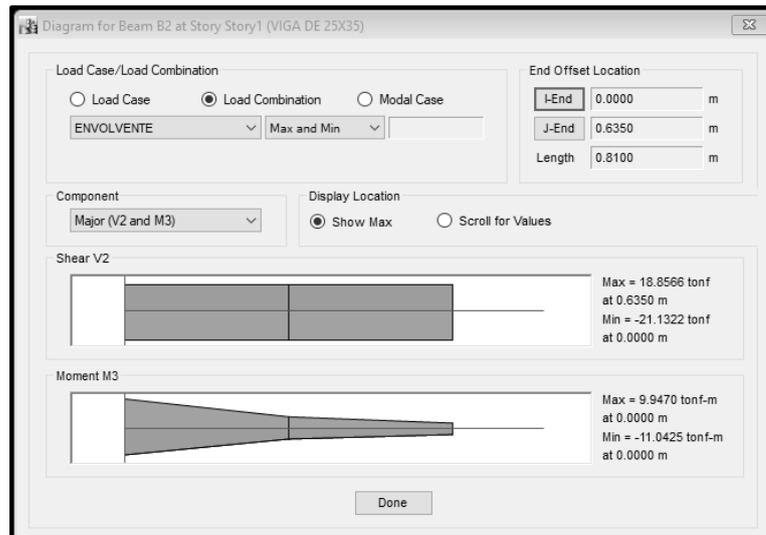
Figura 123*Vista en planta de la viga B2*

Figura 124

Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B2



Nota. La figura muestra los diagramas de Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores, se extrae los datos de Momentos máximos negativos y positivos.

b.1 Momentos Máximos

$$Mu_{max}^- = 11,04 \text{ Tnf} \quad Mu_{max}^+ = 9,95 \text{ Tnf}$$

b.2 Propiedades de la sección y material

Base de la Viga b	: 0,25m
Altura de la Viga h	: 0,35m
Peralte de la Viga d	: 0,35 – 0,06 = 0,29m
Resistencia del Concreto f'_c	: 210 Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero f_y	: 4200 Kgf/cm ²
Coefficiente β_1	: 0,85
Coefficiente ϕ	: 0,90

b.3 Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$As_{max} = 0,01594 \times 25 \times 29 = 11,55 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$As_{min1} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 29 = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{14}{4200} \times 25 \times 29 = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$As_{min1} \geq As_{min2}$$

$$1,75 \text{ cm}^2 \geq 2,42 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $As_{min} = 2,42 \text{ cm}^2$.

b.3.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 9,95 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 10,41 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$As = \frac{9,95 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times (29 - \frac{10,41}{2})} = 11,06 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\phi 1'' + 1\phi \frac{5''}{8} = 12,19 \text{ cm}^2$

b.3.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 29 - \sqrt{29^2 - \frac{2 \times 11,04 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 11,93 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$As = \frac{11,04 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times (29 - \frac{11,93}{2})} = 12,68 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\phi 1'' + 1\phi \frac{3''}{4} + 2\phi \frac{5''}{8} = 17,02 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{17,02 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25} = 16,02 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 17,02 \times 4200 \times \left(29 - \frac{16,02}{2} \right) = 1350404,24 \text{ Kgf.cm} = 13,50 \text{ Tnf.m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\phi M_n > M_u$$

$$13,50 \text{ Tnf.m} > 11,50 \text{ Tnf.m} \dots \text{OK.}$$

b.4 Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 29 = 5,568 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 5,568 = 4,733 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que ϕV_c . Ecuación (79)

$$21,13 \text{ Tnf} > 4,733 \text{ Tnf}$$

Lo que indica que se requiere refuerzo por corte (estribos), entonces se calcula V_s despejando de la ecuación (31).

$$V_s = \frac{21,13}{0,85} - 5,568 = 19,29 \text{ Tnf}$$

b.5 Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de 3/8" por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 29 = 58 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

i. $S = \frac{29}{4} = 7,25 \text{ cm}$

ii. $S = 10 \times 1,91 = 19,1 \text{ cm}$

iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8 \text{ cm}$

iv. $S = 30 \text{ cm}$

Se colocarán estribos cerrados a cada 5cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 29}{19,29 \times 10^3}$$

$$S = 8,97 \text{ cm}$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

$$S_{o_{\text{máx}}} = 0,5 \times 29 = 14,5 \text{ cm}$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 10 cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga VP-2, usar estribos de 3/8", 13@0,05; resto @0,15m, se muestra el detalle de la viga en la Figura 125.

Figura 125

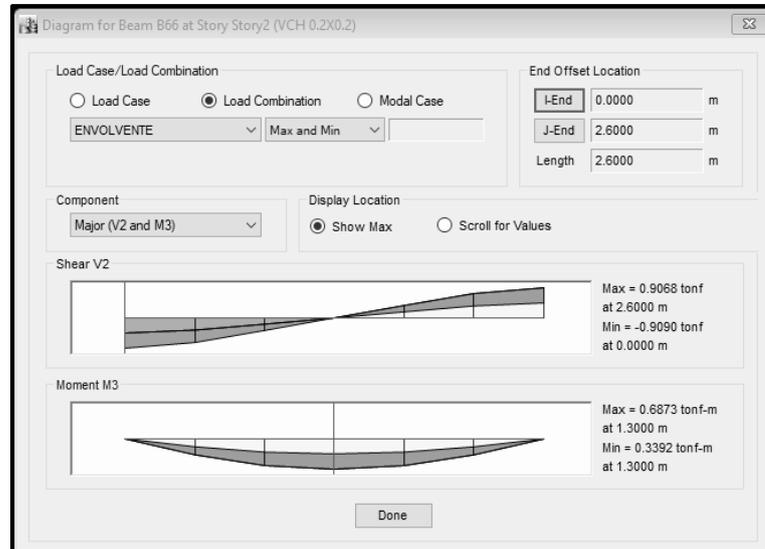
Detalle de Sección de Viga VP-2

VP-2	
<i>b X h</i>	0.25x0.35m
<i>Nº y Ø Acero</i>	4Ø1" + 1Ø3/4" + 2Ø5/8"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 13 @ 0.05m. Rto. @ 0.10m.

4.5.2.4 Diseño de Viga Chata.

Figura 126

Diagrama de Fuerzas y Momentos Flectores de la Viga B66



Nota. La figura muestra los diagramas de Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores, se extrae los datos de Momentos máximos negativos y positivos.

a. Momentos Máximos

$$Mu_{max}^- = 0,34 \text{ Tnf} \cdot \text{m} \quad Mu_{max}^+ = 0,69 \text{ tnf}$$

b. Propiedades de la sección y material

Base de la Viga b	:	0,20m
Altura de la Viga h	:	0,20m
Peralte de la Viga d	:	$0,20 - 0,06 = 0,14\text{m}$
Resistencia del Concreto f'_c	:	210 Kgf/cm ²
Límite de fluencia del acero f_y	:	4200 Kgf/cm ²
Coefficiente β_1	:	0,85
Coefficiente ϕ	:	0,90

c. Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\rho_{bmax} = 0,75 \times 0,02125 = 0,01594$$

$$As_{max} = 0,01594 \times 20 \times 14 = 4,46 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$As_{min1} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 20 \times 14 = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} = \frac{14}{4200} \times 20 \times 14 = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$As_{min1} \geq As_{min2}$$

$$0,68 \text{ cm}^2 \geq 0,93 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $As_{min} = 0,93 \text{ cm}^2$.

c.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 \times 0,69 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 1,63 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$As = \frac{0,69 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(14 - \frac{1,63}{2}\right)} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\emptyset \frac{3''}{8} = 1,42 \text{ cm}^2$

c.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 \times 0,34 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 0,78 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{0,34 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(14 - \frac{0,78}{2}\right)} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\phi \frac{3''}{8} = 1,42 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{1,42 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 20} = 1,67 \text{ m}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1,42 \times 4200 \times \left(14 - \frac{1,67}{2}\right) = 70664,45 \text{ Kgf.cm} = 0,71 \text{ Tnf.m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\phi M_n > M_u$$

$$0,71 \text{ Tnf.m} > 0,69 \text{ Tnf.m} \dots \text{OK.}$$

d. Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 20 \times 14 = 2,15 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 2,15 = 1,83 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que ϕV_c . Ecuación (79)

$$0,91 \text{ Tnf} > 1,83 \text{ Tnf} \dots \text{No cumple}$$

Lo que indica que no se requiere refuerzo por corte (estribos), sin embargo, la normativa indica un espaciamiento mínimo de para los estribos en la viga. entonces se calcula V_s despejando de la ecuación (31).

$$V_s = \frac{0,91}{0,85} - 1,83 = -0,76 \text{ Tnf}$$

e. Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de $3/8''$ por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 14 = 28 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

- i. $S = \frac{14}{4} = 3,5 \text{ cm}$
- ii. $S = 10 \times 1,91 = 19,1 \text{ cm}$
- iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8 \text{ cm}$
- iv. $S = 30 \text{ cm}$

Se colocarán estribos cerrados a cada 10cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento, se despeja S de la ecuación (33).

$$S = \frac{2 \times 0,71 \times 4200 \times 14}{0,93 \times 10^3}$$

$$S = 89,78 \text{ cm}$$

Sin embargo, el espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

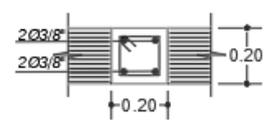
$$S_{o_{\text{máx}}} = 0,5 \times 14 = 7 \text{ cm}$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 15 cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 3@0,10; resto @0,15m, se muestra detalle de la viga chata en la Figura 127.

Figura 127

Detalle de Sección de Viga Vch-1

Vch-1	
<i>b X h</i>	0.20x0.20m
<i>Nº y Ø Acero</i>	4Ø5/8"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 13 @ 0.05m. Rto. @ 0.10m.

4.5.2.5 Diseño de Losa Aligerada y Losa Maciza.

Para el diseño de las Losas aligeradas y la losas Macizas, debido a la distribución arquitectónica similar en las tres zonas, el metrado de cargas es el mismo, por lo tanto, los resultados del diseño son iguales, entonces se podrá observar dicho procedimiento de diseño en el apartado 4.5.1.5 y 4.5.1.6 de esta tesis.

4.5.2.6 Diseño de Cimentaciones

Para el diseño de cimentaciones, se debe lograr que la presión ejercida por la cimentación, el cual transfiere las cargas de la edificación, no exceda a las presiones del suelo o su capacidad portante, y evitar que se produzcan asentamientos diferenciales. Para el diseño de cimentaciones, se emplearon los siguientes datos.

Capacidad Portante del Suelo:	$q_{adm} = 1Kg/cm^2$
Tipo de Suelo:	S ₃ Blando
Resistencia del Concreto:	$f'c = 210 Kg/cm^2$
Límite de Fluencia:	$f_y = 4200 Kg/cm^2$
Profundidad de Desplante:	$Df = 2,50m$
Peso Específico del Suelo:	$\gamma_s = 1,45Kg/m^3$

La zona perteneciente al distrito de Ciudad Nueva tiene una baja capacidad portante para resistir las cargas de una edificación de cinco niveles, por lo que, en el predimensionamiento de zapatas, las dimensiones de las zapatas para cada columna y placa, ocupan más del 70% del área total del terreno, por ende, se optó por la opción de losa de cimentación.

a. Modelamiento de cimentaciones en programa SAFE

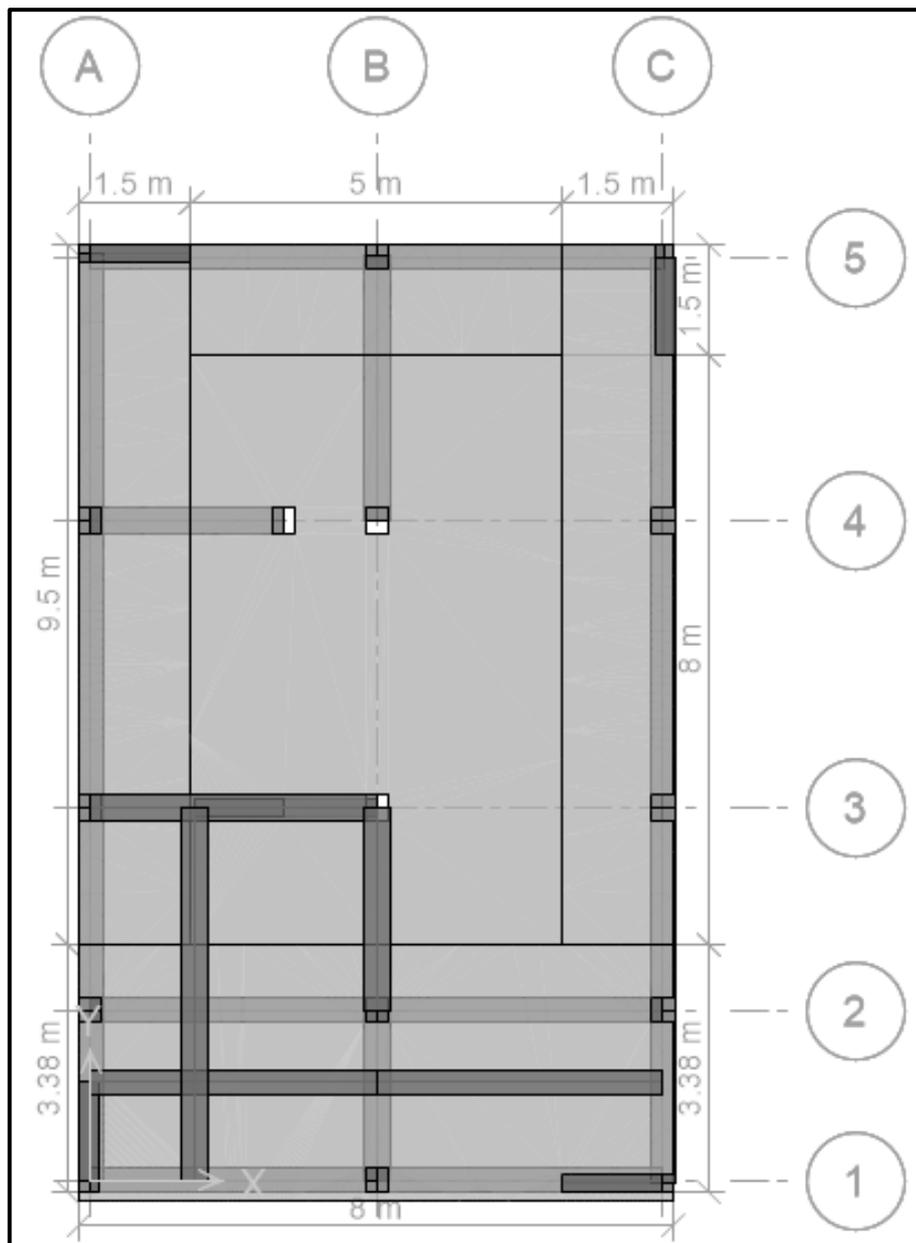
Se ha empleado el software de ingeniería SAFEv16 para el análisis de las cimentaciones de concreto armado, con el objeto de tener un análisis más certero, se procedió a extraer las cargas de las reacciones en la base del Etabs, se implementó dicho archivo en el SAFE, se definieron los materiales, los elementos, las cargas, a fin que el modelado de la estructura cumpla con las verificaciones por cargas de gravedad y sismo, asentamientos, punzonamiento y cálculo por flexión y corte. Luego de lograr cumplir con las verificaciones, la cimentación estará conformada por una losa central de 70cm de altura, una losa perimetral de 1m de altura, esto debido a las fuertes cargas ejercidas en los bordes, vigas de cimentación de 35x70cm, que bordean la losa y conectan las columnas y placas. Sin embargo, el Estudio de Mecánica de Suelos recomienda cimentar a una profundidad de desplante de 2,50m, el cual es aumentar los costos de materiales y producción. Por proceso constructivo, se opta por cimentar la losa de 1m de altura a 1,50m de profundidad, y se rellenará con concreto pobre o concreto ciclópeo de 1:10+30%P.G. hasta alcanzar la profundidad recomendada por el estudio de mecánica de suelos. Se considera este

mejoramiento de suelo, debido a que, en las esquinas y bordes, se alojan grandes cargas que ejercen gran presión en el terreno.

A continuación, se muestra el modelado con las dimensiones finales en el SAFE, que cumplen con las verificaciones antes mencionadas, en la Figura 128.

Figura 128

Vista en planta de la cimentación modelada



El software nos solicita ingresar el valor del coeficiente de balasto para la asignación del suelo, como en el estudio de suelos, no se nos brinda dicho valor, se obtiene el coeficiente de balasto "k" de la Tabla 16. Para este caso nos corresponde un coeficiente de balasto de $2,2Kg/cm^3$. También solicita asignar la carga muerta o

Carga Superficial del suelo y la carga viva o sobrecarga que soportarán las cimentaciones. La carga muerta se calcula con la siguiente ecuación, y la carga viva según normativa para viviendas corresponde a $200Kg/cm^2$. Se presenta el resumen de cargas por tipo de losa en la Tabla 78.

$$W_D = \gamma_s \times h_{relleno}$$

Tabla 78

Resumen de cargas de cimentación por elemento

Cimentaciones	Carga Muerta (Tnf/m ²)	Carga Viva (Tnf/m ²)
Losa 0,70m	1,16	0,2
Losa 1m	1,16	0,2
V.C.	0,406	0,07

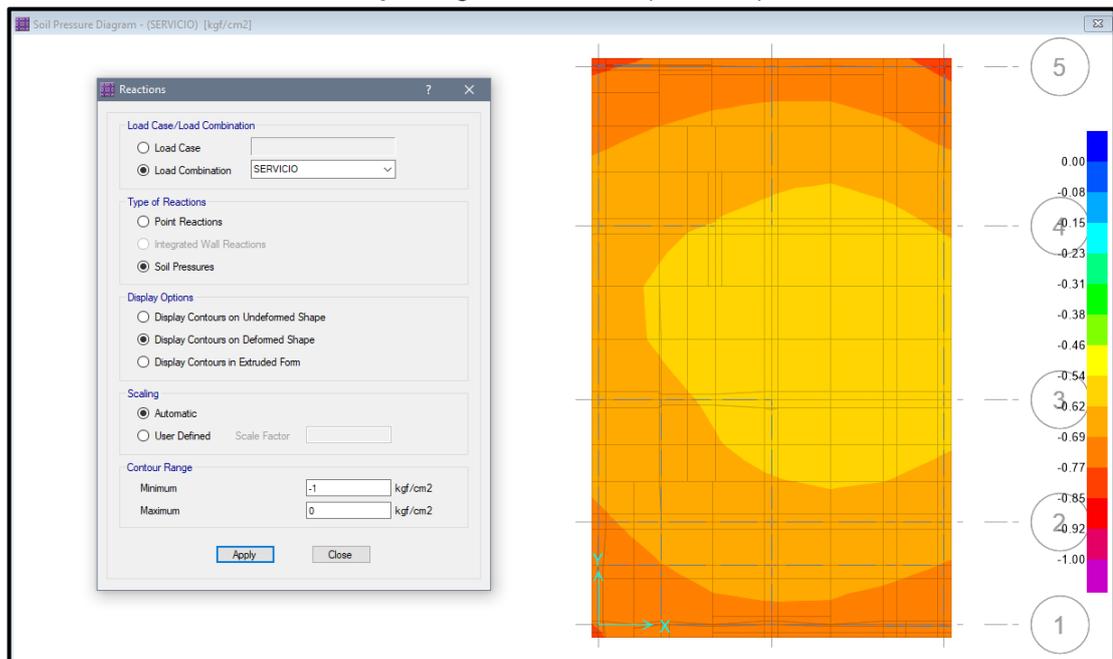
b. Verificación Presiones Sobre el Suelo

b.1 Distribución de presiones debido a cargas de Servicio

Se presenta la distribución de las presiones debido a las cargas de servicio $CS = CM + CV$. Como se muestra en la Figura 129, se indica la regla de colores con unidad de medida en Kgf/cm^2 .

Figura 129

Distribución de Presiones bajo carga de servicio (CM+CV)



Presión Máxima = $0,795\text{Kg}/\text{cm}^2 < 1\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

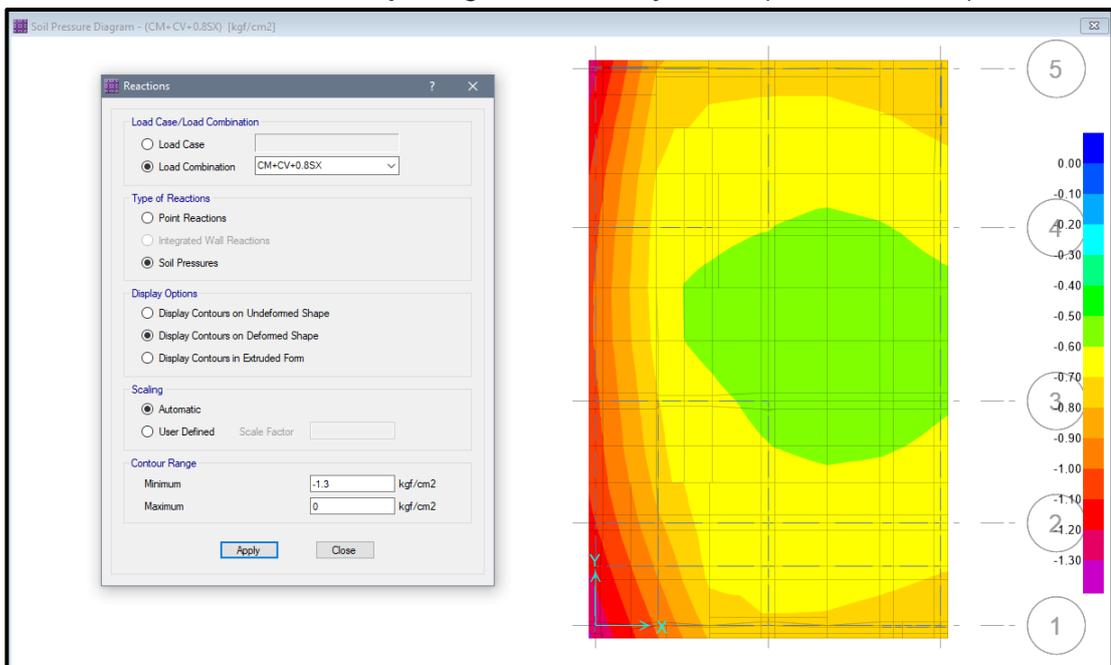
Presión Mínima = $0,556\text{Kg}/\text{cm}^2 < 1\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

b.2 Distribución de presiones debido a Fuerzas de Sismo

Se presentan las distribuciones de las presiones debido a las cargas fuerzas sísmicas, como se muestran en la Figura 130, Figura 131, Figura 132 y Figura 133, para esta verificación la norma a E.060, nos indica que las cargas sísmicas se reducen en un 80% y la capacidad admisible del suelo se incrementa en un 30%, se verifica las presiones tanto en sentido X ($\text{CM} + \text{CV} \pm 0,8\text{Sx}$) e Y ($\text{CM} + \text{CV} \pm 0,8\text{Sy}$). Se indica la regla de colores con unidad de medida en Kg/cm^2 .

Figura 130

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo ($\text{CM}+\text{CV}+0,8\text{Sx}$)

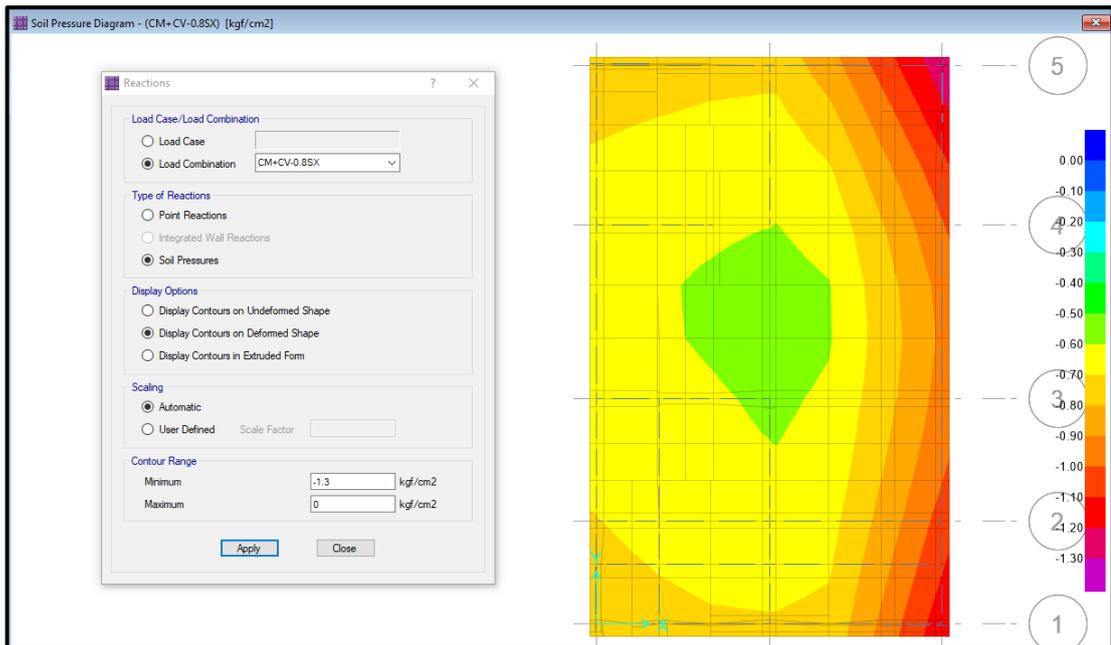


Presión Máxima = $1,261\text{Kg}/\text{cm}^2 < 1,3\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,567\text{Kg}/\text{cm}^2 < 1,3\text{Kg}/\text{cm}^2$... Cumple

Figura 131

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV-0,8Sx)

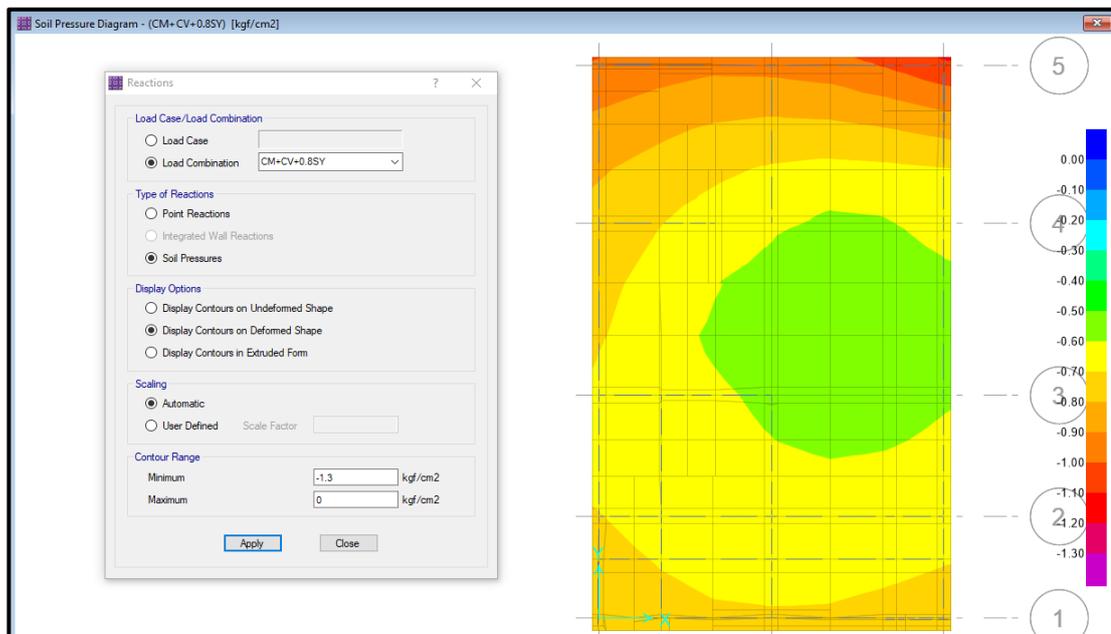


Presión Máxima = $1,261\text{Kgf}/\text{cm}^2 < 1,3\text{Kgf}/\text{cm}^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,567\text{Kgf}/\text{cm}^2 < 1,3\text{Kgf}/\text{cm}^2$... Cumple

Figura 132

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sy)

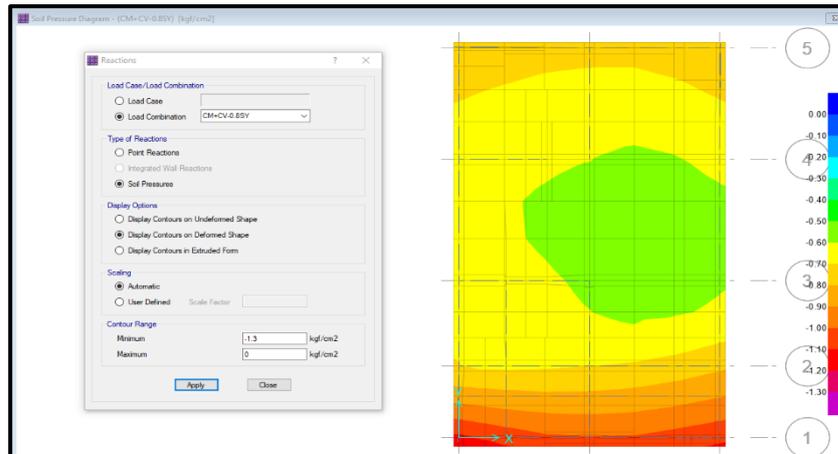


Presión Máxima = $1,18\text{Kgf}/\text{cm}^2 < 1,3\text{Kgf}/\text{cm}^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,556\text{Kgf}/\text{cm}^2 < 1,3\text{Kgf}/\text{cm}^2$... Cumple

Figura 133

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV-0,8Sy)



Presión Máxima = $1,113Kgf/cm^2 < 1,3Kgf/cm^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,556Kgf/cm^2 < 1,3Kgf/cm^2$... Cumple

c. Verificación de Asentamientos en el Suelo

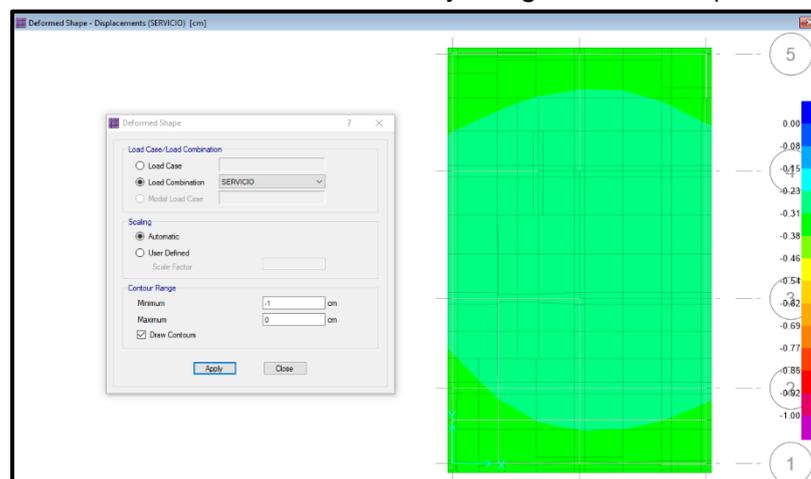
Se calcula el máximo asentamiento tolerable, para ello identificamos de la tabla 17 que nos corresponde una distorsión angular α de 1/500, ya que no se permitirán grietas en el edificio. La luz más desfavorable es 3,90m, por lo tanto, se calcula empleando la ecuación (110).

$$\delta = \alpha \times L = 0,002 \times 3,90m = 0,0078m$$

Se presenta la distribución de las deformaciones o asentamientos debido a las cargas de servicio CS = CM + CV, como se muestra en la Figura 134, se indica la regla de colores con unidad de medida en *cm*.

Figura 134

Distribución de Asentamientos bajo carga de servicio (CM+CV)



Asentamiento Máxima = $0,361\text{cm} < 0,78\text{cm}$... Cumple

Asentamiento Mínima = $0,2525\text{cm} < 0,78\text{cm}$... Cumple

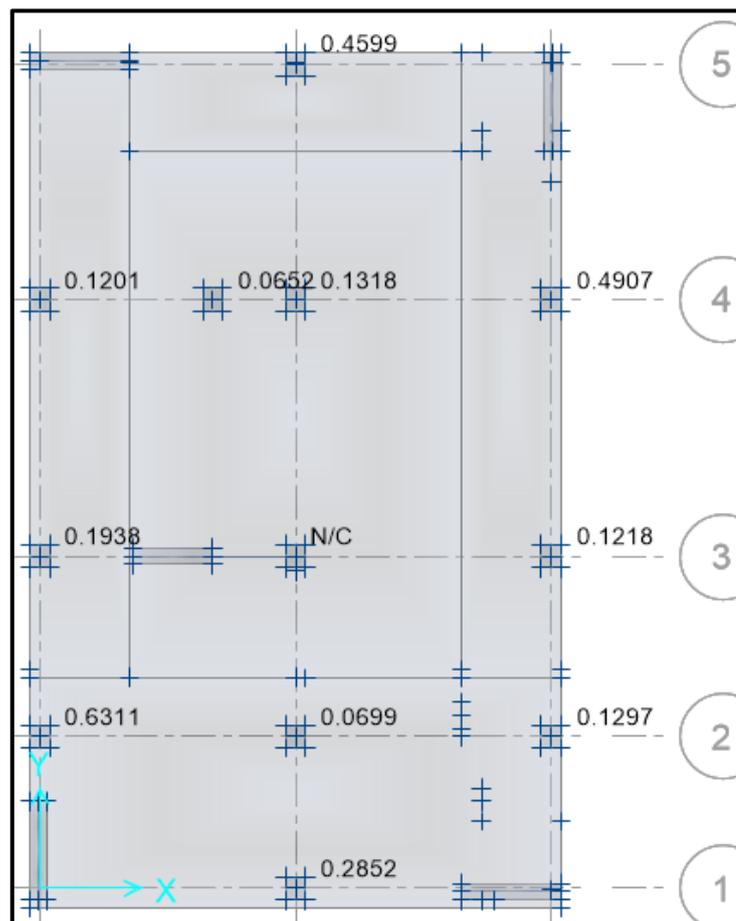
d. Diseño Plateas De Cimentación

d.1 Verificación por punzonamiento

Para la verificación por punzonamiento, se hace uso del programa, como se muestra en la Figura 135, este nos proporciona un cociente que representa la Cortante última producida por la zapata entre la capacidad ϕV_c , o llamada también cortante de diseño, este valor debe ser menor a la unidad para que la cimentación cumpla con la verificación por punzonamiento.

Figura 135

Ratios de punzonamiento en vista en planta de la cimentación del edificio



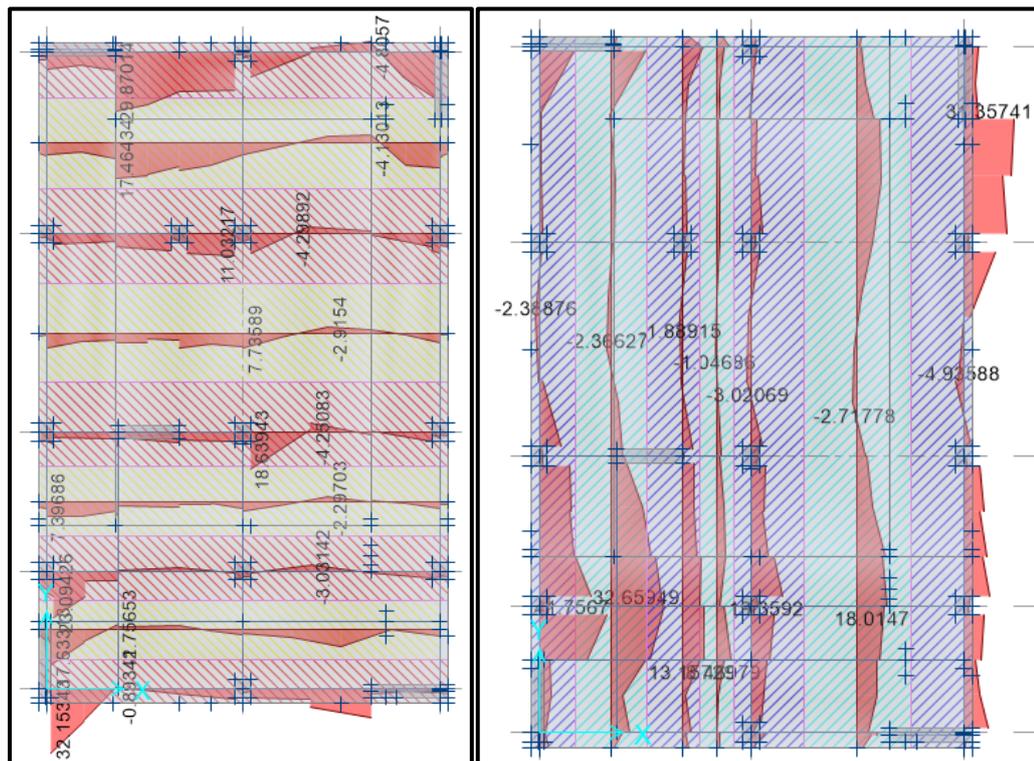
Nota. La figura muestra que los factores son menores a uno, lo que nos indica que la altura asumida de las plateas de cimentación es correcta.

d.2 Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión de las losas de cimentación, se hace uso del programa, este nos proporciona una ventana, donde se puede realizar varias modificaciones en diámetro de acero, distribuciones de acero, espaciamientos, y colocar el acero mínimo, con el fin de cumplir los requerimientos por momentos en las cimentaciones, nos facilita con darnos resultados del área de acero total a usar, así como el número de varillas especificando el diámetro respectivo, para este caso se emplearán varillas 5/8". La Figura 136 muestra los diagramas de momentos por ejes de las plateas de cimentación y la Figura 137, muestra los requerimientos de acero por ejes tanto, superior como inferior.

Figura 136

Diagrama de Momentos de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y

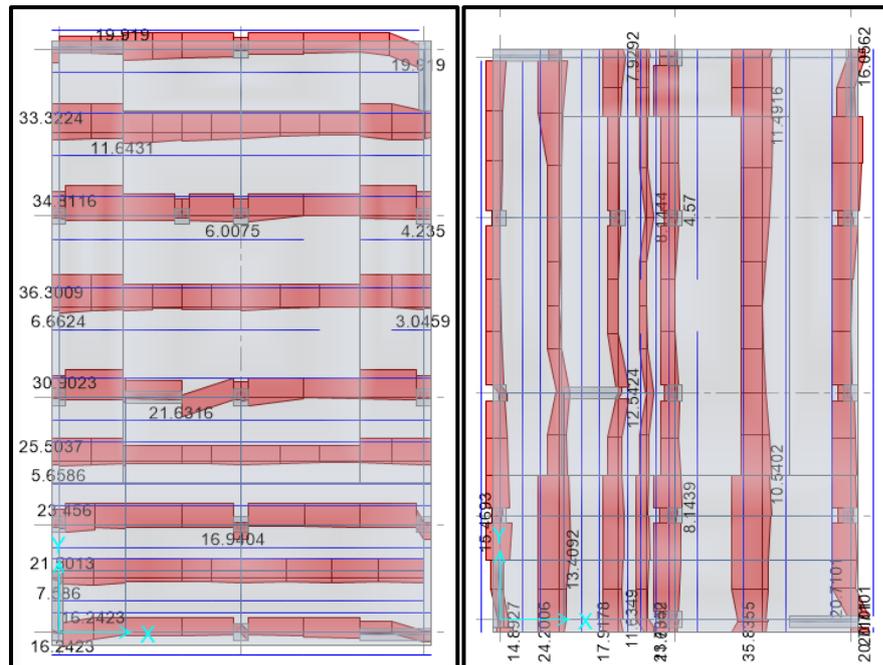


Nota. La figura muestra que los valore de los momentos últimos por zapata.

Momento Máximo + en X = 32,15 Tnf.m Momento Máximo - en X = 5,54 Tnf.m
 Momento Máximo + en Y = 41,76 Tnf.m Momento Máximo en - Y = 4,94 Tnf.m

Figura 137

Cantidad de acero requerido de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y



Nota. La figura muestra que los valores de los momentos últimos de las plateas de cimentación.

Según la figura 137, en el cual nos indica la cantidad de acero requerido por platea de cimentación, después de realizar el análisis por franjas de diseño en el programa SAFE, se obtuvieron las siguientes distribuciones de acero. Las cuales se representan en planta en la Figura 138.

Losa de 70cm:

Acero Transversal Superior $1\emptyset 5/8''@0,15m$

Acero Transversal Inferior $1\emptyset 5/8''@0,15m$

Acero Longitudinal Superior $1\emptyset 5/8''@0,15m$

Acero Longitudinal Inferior $1\emptyset 5/8''@0,15m$

Losa de 100cm:

Acero Transversal Superior $1\emptyset 5/8''@0,10m$

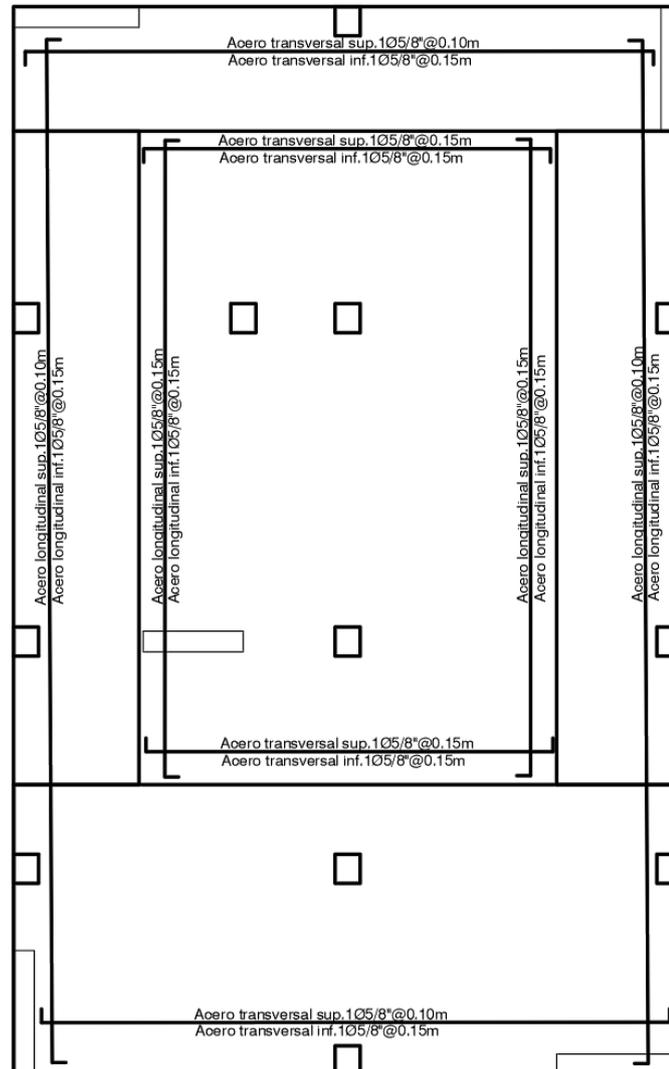
Acero Transversal Inferior $1\emptyset 5/8''@0,15m$

Acero Longitudinal Superior $1\emptyset 5/8''@0,10m$

Acero Longitudinal Inferior $1\emptyset 5/8''@0,15m$

Figura 138

Distribución de acero en losas de cimentación para el edificio



d.3 Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

Para la losa 1 ($h=0,70\text{m}$)

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 500 \times 62,5 = 240,01 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 240,01 = 204,01 \text{ Tnf}$$

Para la losa 2 ($h=1\text{m}$)

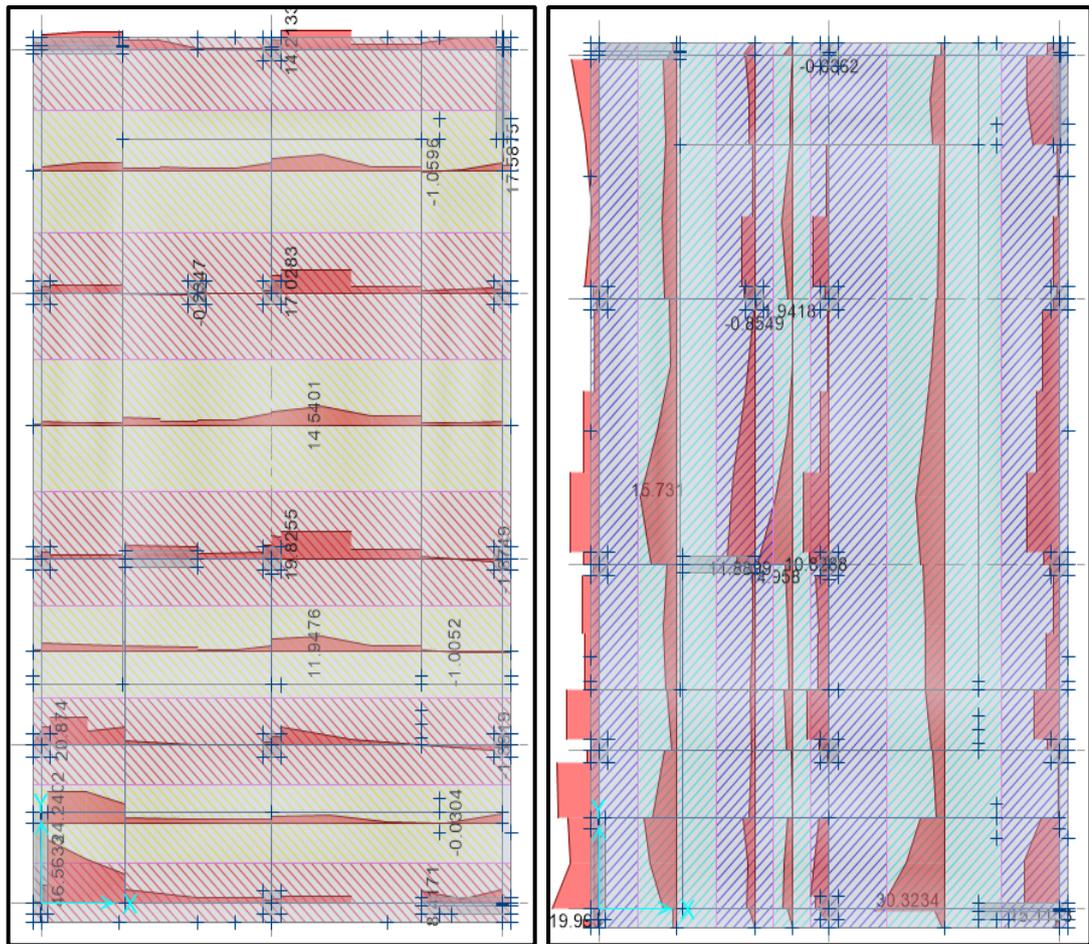
$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 800 \times 92,5 = 568,35 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 568,35 = 483,10 \text{ Tnf}$$

Extraemos el dato de la cortante última del software, de los diagramas de Fuerzas Cortantes como se muestra en la Figura 139.

Figura 139

Diagrama de Fuerzas Cortantes de las Losas de Cimentación



Nota. La figura muestra que los valores de fuerza cortante de las losas.

$$\text{Fuerza Cortante Máxima X} = 46,56 \text{ Tnf}$$

$$\text{Fuerza Cortante Máxima Y} = 30,32 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última no sea mayor que ϕV_c . Ecuación (79).

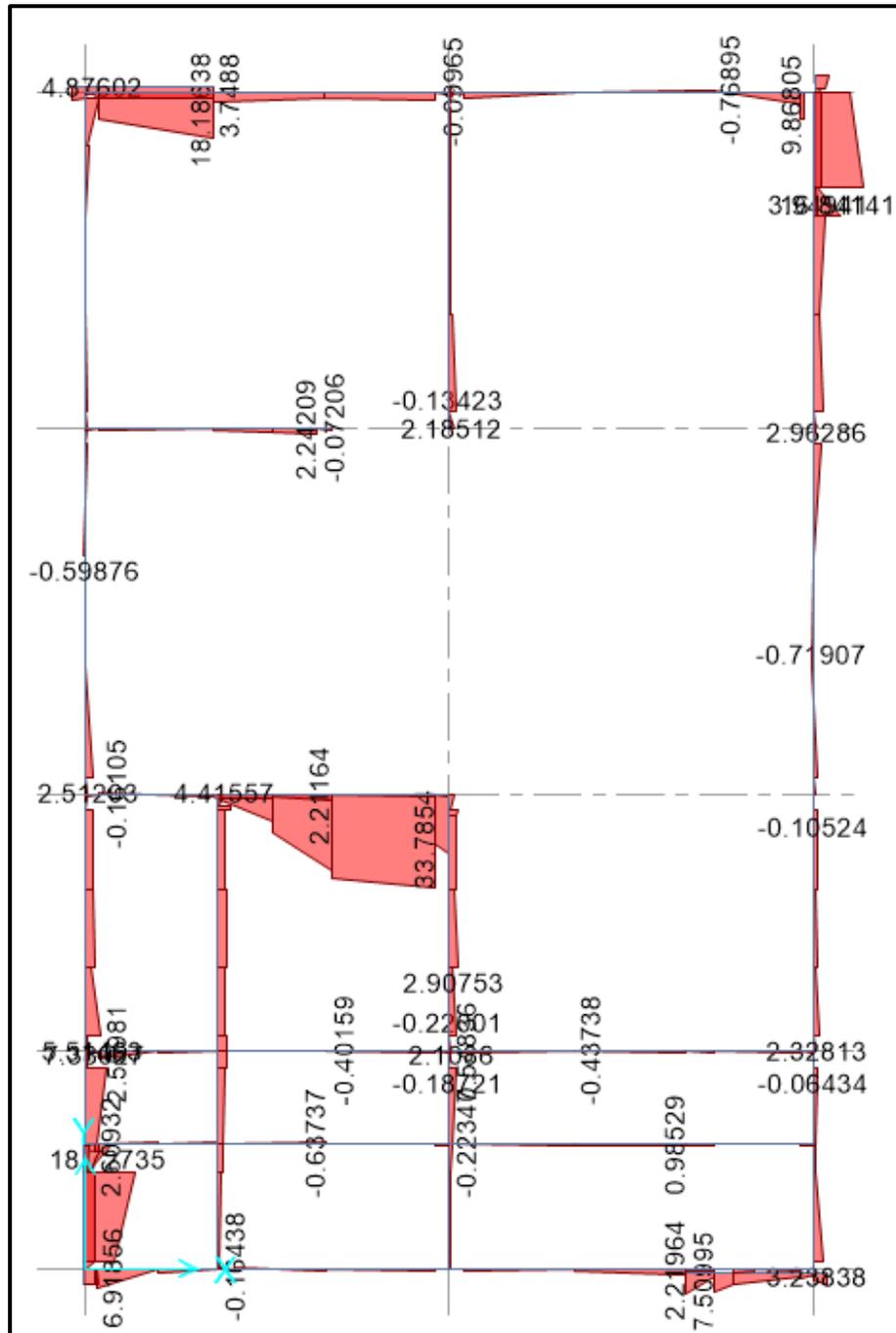
$$204,01 \text{ Tnf} > 46,56 \text{ Tnf} \dots \text{Cumple}$$

e. Diseño de Vigas de Cimentación

Como ya se tiene la cimentación modelada en el programa SAFE, se extraen los datos de momento máximo positivo y negativo como se muestra en la Figura 140, y cortante máxima de la Figura 141.

Figura 140

Diagrama de Momentos Flectores de la Viga de Cimentación

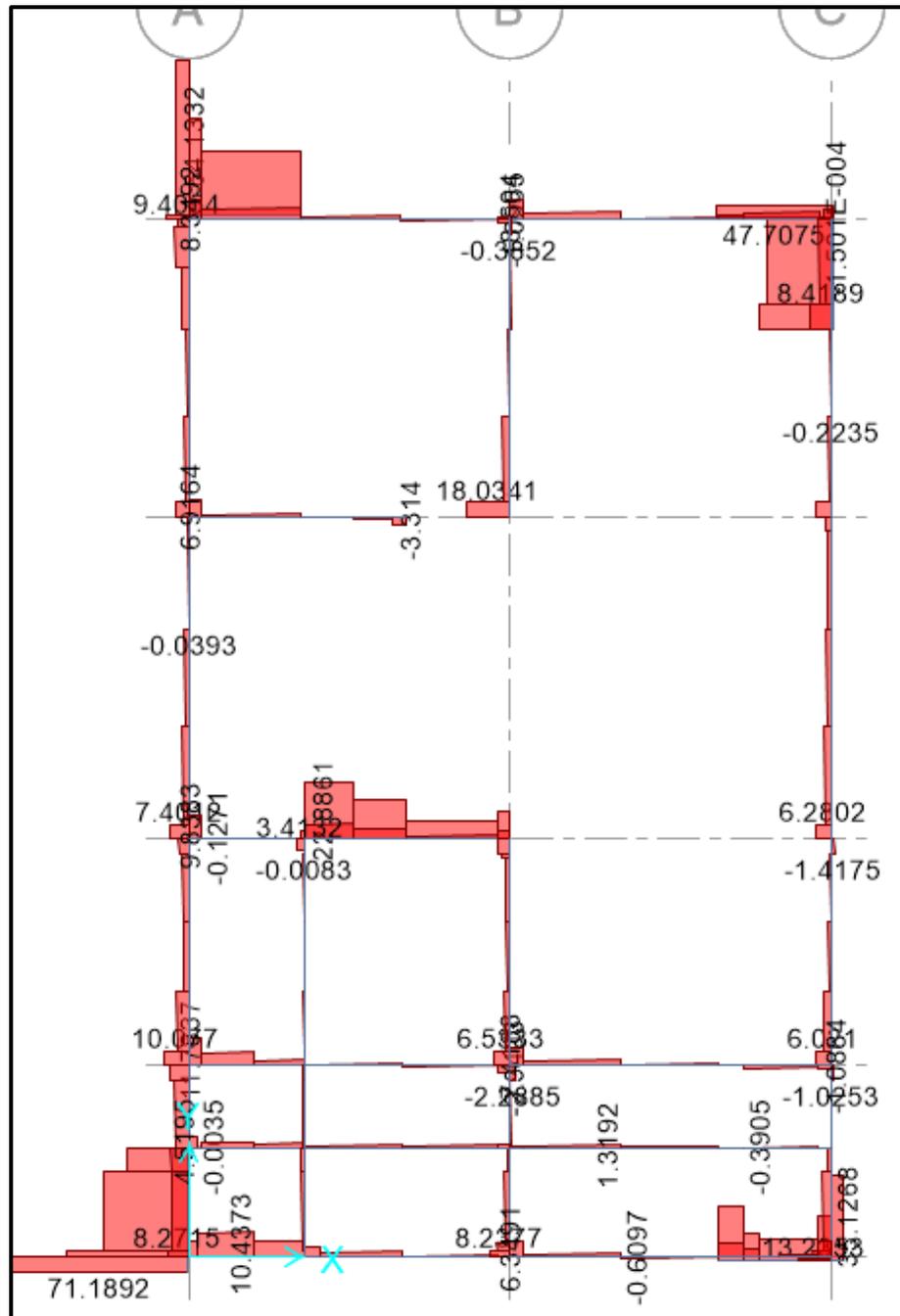


Nota. La figura muestra que los valores de los momentos máximos de las vigas de cimentación.

$$Mu_{max}^- = 0,77 \text{ Tnf.m} \quad Mu_{max}^+ = 33,79 \text{ tnf}$$

Figura 141

Diagrama de Fuerzas Cortante de la Viga de Cimentación



Nota. La figura muestra que los valores de las fuerzas cortantes de las vigas de cimentación.

$$Vu = 71,19 Tnf$$

e.1 Diseño por Flexión

$$A_{s_{max}} = 0,01594 \times 35 \times 63 = 35,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min1}} = 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 35 \times 63 = 5,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min2}} = \frac{14}{4200} \times 35 \times 63 = 7,35 \text{ cm}^2$$

Para momento positivo

$$a = 63 - \sqrt{63^2 - \frac{2 \times 33,79 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 35}} = 10,40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{33,79 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(63 - \frac{10,40}{2}\right)} = 15,47 \text{ cm}^2$$

Para momento Negativo

$$a = 63 - \sqrt{63^2 - \frac{2 \times 0,77 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 35}} = 0,22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,77 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(63 - \frac{0,22}{2}\right)} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Se opta por colocar $2\phi 1'' + 2\phi \frac{5''}{8} = 15,88 \text{ cm}^2$ de acero inferior. $3\phi \frac{5''}{8} = 8,61 \text{ cm}^2$ Y de acero superior.

Se verifica que:

$$a = \frac{15,88 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 35} = 10,68 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 15,88 \times 4200 \times \left(63 - \frac{10,68}{2}\right) = 34,61 \text{ Tnf.m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$34,61 \text{ Tnf.m} > 33,79 \text{ Tnf.m} \dots \text{OK.}$$

e.2 Diseño por corte

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 35 \times 63 = 16,94 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 16,94 = 14,40 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que ϕV_c .

$$71,19 \text{ Tnf} > 14,40 \text{ Tnf}$$

Lo que indica que se requiere refuerzo por corte (estribos).

$$V_s = \frac{71,19}{0,85} - 16,94 = 66,81 \text{ Tnf}$$

e.3 Espaciamiento de estribos.

Se emplea estribos de 1/2" por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 63 = 126 \text{ cm} = 130 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm.

- i. $S = \frac{63}{4} = 15,75 \text{ cm}$
- ii. $S = 10 \times 1,59 = 15,90 \text{ cm}$
- iii. $S = 24 \times 1,27 = 30,48 \text{ cm}$
- iv. $S = 30 \text{ cm}$

Se colocarán estribos cerrados a cada 10cm en la zona de confinamiento. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento.

$$S = \frac{2 \times 1,27 \times 4200 \times 63}{66,81 \times 10^3}$$

$$S = 10,06 \text{ cm}$$

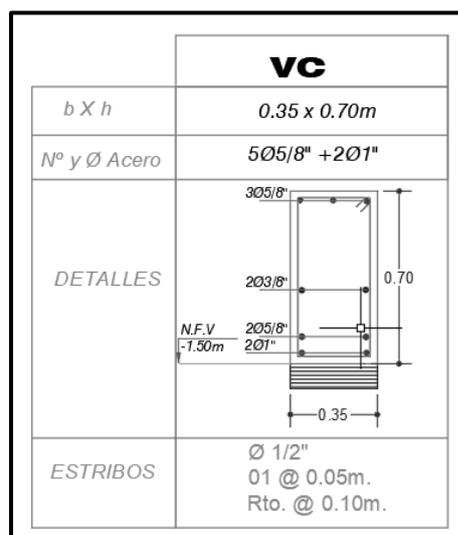
$$S_{o_{\text{máx}}} = 0,5 \times 63 = 31,5 \text{ cm}$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 10 cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga de Cimentación, usar estribos de 1/2", 1 @ 0,05; resto @ 0,10m, dicho detalle se muestra en la Figura 142.

Figura 142

Detalle de Sección de Viga Vc-1



4.5.3 Diseño Estructural de Cimentaciones para Suelo Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa

4.5.3.1 Diseño de Cimentaciones.

Para el diseño de cimentaciones, se emplearon los siguientes datos.

Capacidad Portante del Suelo:	$q_{adm} = 2,13Kg/cm^2$
Tipo de Suelo:	S ₂ Intermedio
Resistencia del Concreto:	$f'c = 210 Kg/cm^2$
Límite de Fluencia:	$f_y = 4200 Kg/cm^2$
Profundidad de Desplante:	$D_f = 1,50m$
Peso Específico del Suelo:	$\gamma_s = 1,93Kg/m^3$

a. Predimensionamiento

En la Tabla 79, se presenta el resumen del predimensionamiento de las zapatas.

Tabla 79

Resumen de datos del predimensionamiento

Tipo de Zapata	Elemento	$P_{servicio}$ (Kgf)	Área de zapata requerida (m ²)	Base (m)	Largo (m)	Área de zapata (m ²)	Altura de la zapata (m)
Zapata Central	C36 (30x25cm)	21887,45	1,28	1,15	1,15	1,32	0,45
Zapata Perimetral	C31 (30x25cm)	13031,73	0,76	0,95	1,90	1,81	0,45
Zapata Esquinera	P5Y (150x25cm)	29830,65	1,75	1,35	1,35	1,82	0,45
Zapata Central	P2X (120x25cm)	41991	2,46	1,60	1,60	2,56	0,45
Viga de Cimentación	C31 a C1	-	-	0,25	3,85	-	0,45

b. Modelamiento de cimentaciones en programa SAFE

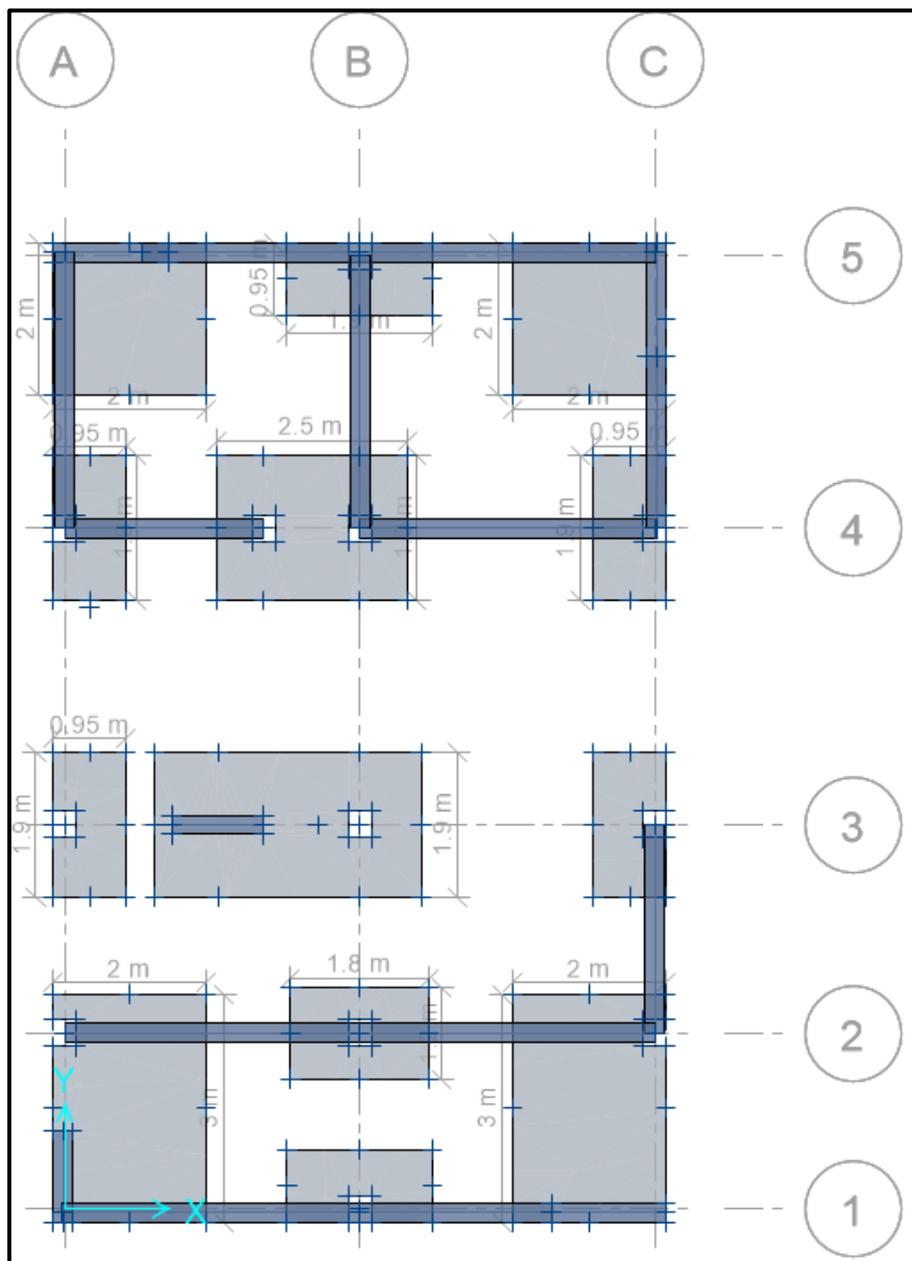
Se ha empleado el software de ingeniería SAFEv16 para el análisis de las cimentaciones de concreto armado, con el objeto de tener un análisis más certero, se procedió a extraer las cargas de las reacciones del Etabs, se implementó dicho

archivo en el SAFE, se definieron los materiales, los elementos, las cargas, a fin de contrastar los resultados y que cumplan con las verificaciones por cargas de gravedad y sismo, asentamientos, punzonamiento y calculo por flexión y corte.

A continuación, se muestra el modelado con las dimensiones finales en el SAFE, que cumplen con las verificaciones antes mencionadas, en la Figura 143.

Figura 143

Vista en planta de la cimentación modelada



El software nos solicita ingresar el valor del coeficiente de balasto para la asignación del suelo, como en el estudio de suelos, no se nos brinda dicho valor, se

obtiene el coeficiente de balasto “k” de la Tabla 16. Para este caso nos corresponde un coeficiente de balasto de $4,26Kg/cm^3$. También solicita asignar la carga muerta o Carga Superficial del suelo y la carga viva o sobrecarga que soportarán las cimentaciones. La carga muerta se calcula con la siguiente ecuación, y la carga viva según normativa para viviendas corresponde a $200Kg/cm^2$.

$$W_D = \gamma_s \times h_{relleno}$$

$$W_D = 1,93 \frac{Tn}{m^2} \times 1m$$

$$W_L = 0,2 \frac{Tn}{m^2}$$

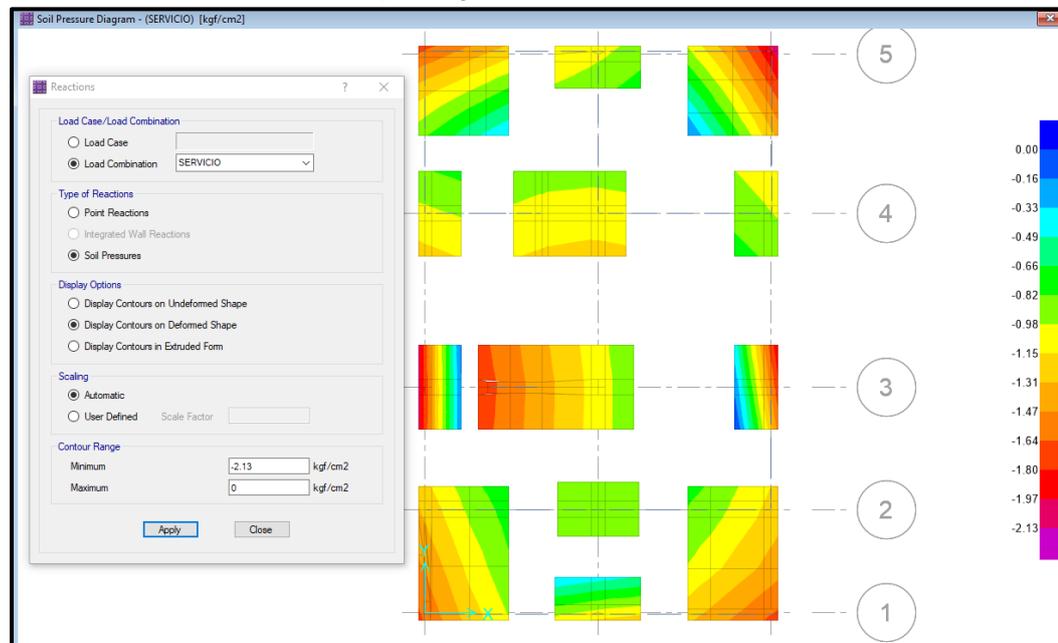
c. Verificación Presiones Sobre el Suelo

c.1 Distribución de presiones debido a cargas de Servicio

Se presenta la distribución de las presiones debido a las cargas de servicio $CS = CM + CV$. Como se muestra en la Figura 144, se indica la regla de colores con unidad de medida en Kgf/cm^2 .

Figura 144

Distribución de Presiones bajo carga de servicio (CM+CV)



Presión Máxima = $2,082Kg/cm^2 < 2,13Kg/cm^2$... Cumple

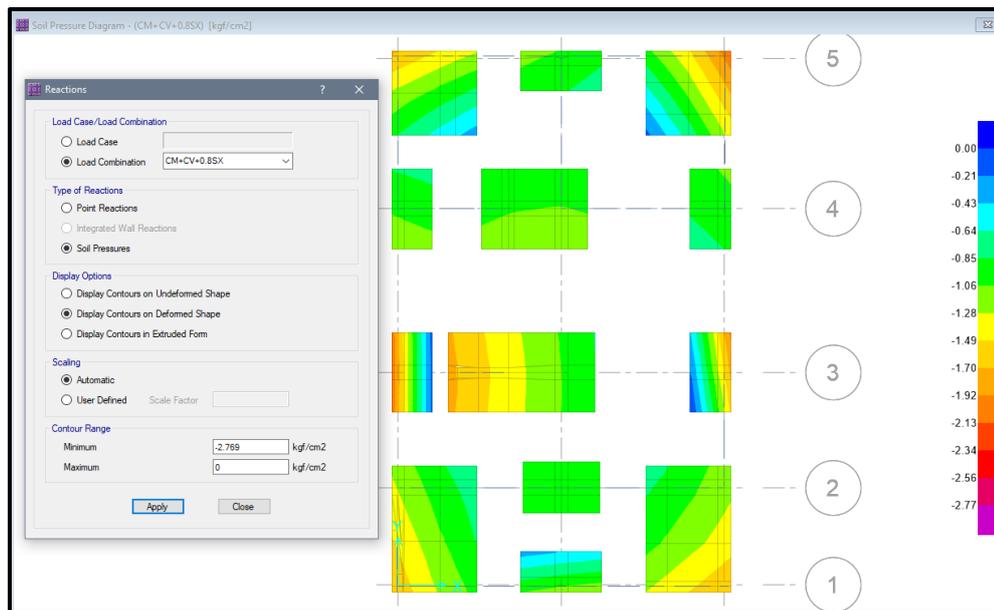
Presión Mínima = $0,0Kg/cm^2 < 2,13 Kg/cm^2$... Cumple

c.2 Distribución de presiones debido a Fuerzas de Sismo

Se presentan las distribuciones de las presiones debido a las cargas fuerzas sísmicas, como se muestran en la Figura 145, Figura 146, Figura 147 y Figura 148, para esta verificación la norma a E.060, nos indica que las cargas sísmicas se reducen en un 80% y la capacidad admisible del suelo se incrementa en un 30%, se verifica las presiones tanto en sentido X ($CM + CV \pm 0,8S_x$) e Y ($CM + CV \pm 0,8S_y$). Se indica la regla de colores con unidad de medida en Kgf/m^2 .

Figura 145

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo ($CM+CV+0,8S_x$)

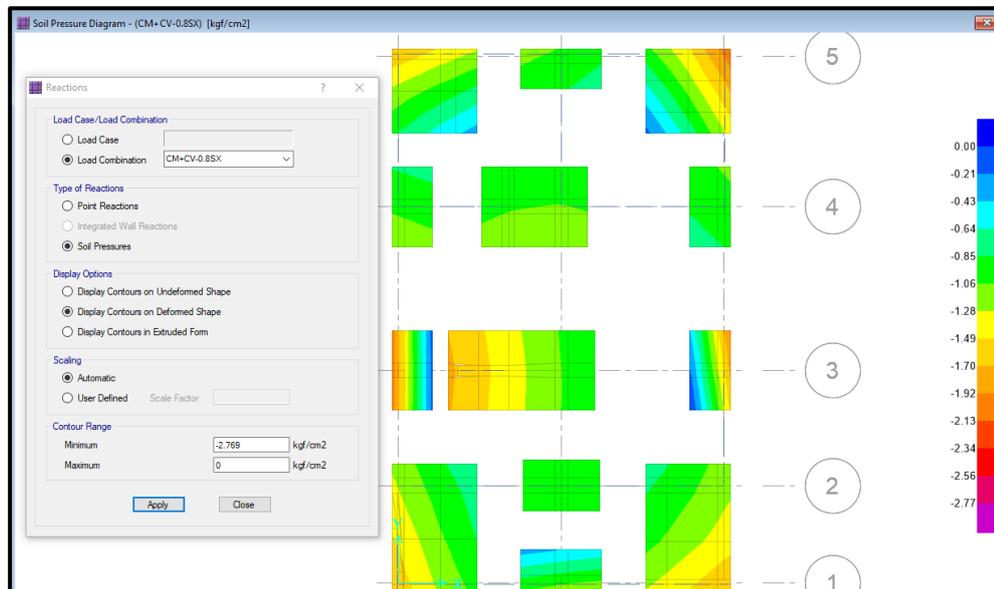


Presión Máxima = $2,094Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

Presión Mínima = $0Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

Figura 146

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo ($CM+CV-0,8S_x$)

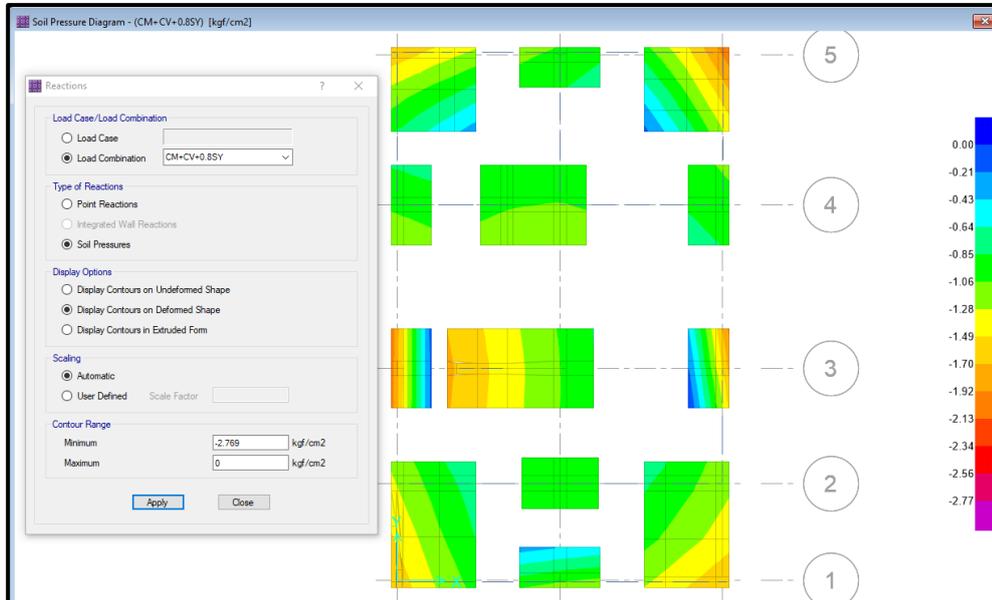


Presión Máxima = $2,084Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

Presión Mínima = $0,00044Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

Figura 147

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV+0,8Sy)

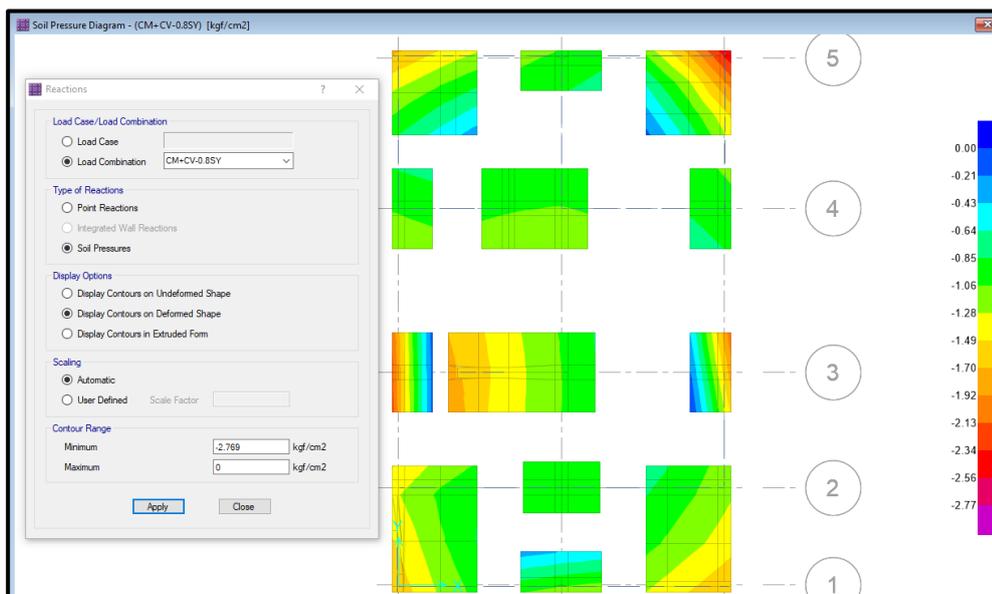


Presión Máxima = $2,1Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

Presión Mínima = $0Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

Figura 148

Distribución de Presiones bajo carga de servicio y sismo (CM+CV-0,8Sy)



Presión Máxima = $2,569Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

Presión Mínima = $0Kgf/cm^2 < 2,769Kgf/cm^2$... Cumple

d. Verificación de Asentamientos en el Suelo

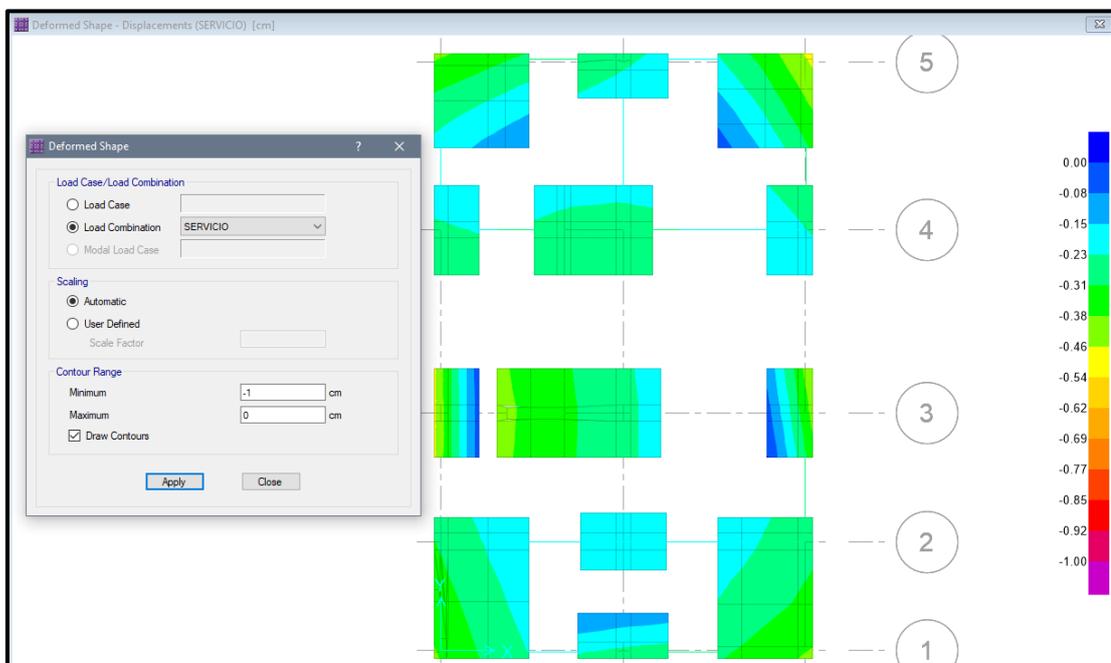
Se calcula el máximo asentamiento tolerable, para ello identificamos de la tabla 17 que nos corresponde una distorsión angular α de 1/500, ya que no se permitirán grietas en el edificio. La luz más desfavorable es 3,90m, por lo tanto, se calcula empleando la ecuación (110).

$$\delta = \alpha \times L = 0,002 \times 3,90m = 0,0078m$$

Se presenta la distribución de las deformaciones o asentamientos debido a las cargas de servicio $CS = CM + CV$, como se muestra en la Figura 149. Se indica la regla de colores con unidad de medida en *cm*.

Figura 149

Distribución de Asentamientos bajo carga de servicio (CM+CV)



Asentamiento Máxima = $0,489cm < 0,78cm$... Cumple

Asentamiento Mínima = $0,0015cm < 0,78cm$... Cumple

e. Diseño De Zapatas

e.1 Verificación por punzonamiento de las zapatas

Se verifica como ejemplo la zapata de la columna C-1, es cual se ubica en la intersección de los ejes 2-2 y eje B-B, es una zapata centrada, se calcula su perímetro

crítico con la ecuación (112), su área crítica con la ecuación (113) y su cortante última de diseño mediante la ecuación (114).

$$l_c = 35\text{cm}$$

$$b_c = 30\text{cm}$$

$$d = 50 - 7 - 1,59 = 41,41\text{cm}$$

$$b_o = 2(30 + 41,41) + 2(35 + 41,41) = 295,64\text{cm}$$

$$A_o = (41,41 + 30)(41,41 + 35) = 5456,44\text{cm}^2$$

Calculamos el esfuerzo último de diseño mediante las ecuaciones (115), (116), y (117).

$$i. \quad \sigma_{ult1} = 1,55 \times 20,82 = 32,27 \text{ Tnf/m}^2$$

$$ii. \quad \sigma_{ult2} = 1,25 \times 20,94 = 26,18 \text{ Tnf/m}^2$$

$$iii. \quad \sigma_{ult3} = 1,25 \times 25,69 = 32,11 \text{ Tnf/m}^2$$

$$\sigma_{ult} = 32,27 \text{ Tnf/m}^2$$

$$V_u = 32,27(1,80 \times 1,20 - 0,55) = 51,95\text{Tnf}$$

Luego calculamos la resistencia del concreto, el cual es el menor de las tres ecuaciones (118), (119) y (120), donde α_s , según la tabla 18 le corresponde un valor de 40.

$$\alpha_s = 40$$

$$i. \quad V_c = 0,53 \times \left(1 + \frac{2}{\frac{35}{30}}\right) \times \sqrt{210} \times 295,64 \times 41,41 = 255,216 \text{ Tnf}$$

$$ii. \quad V_c = 0,27 \times \left(2 + \frac{40 \times 41,41}{295,64}\right) \times \sqrt{210} \times 295,64 \times 41,41 = 364,18 \text{ Tnf}$$

$$iii. \quad V_c = 1,06 \times \sqrt{210} \times 295,64 \times 41,41 = 188,05 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 188,05 = 159,85 \text{ Tnf}$$

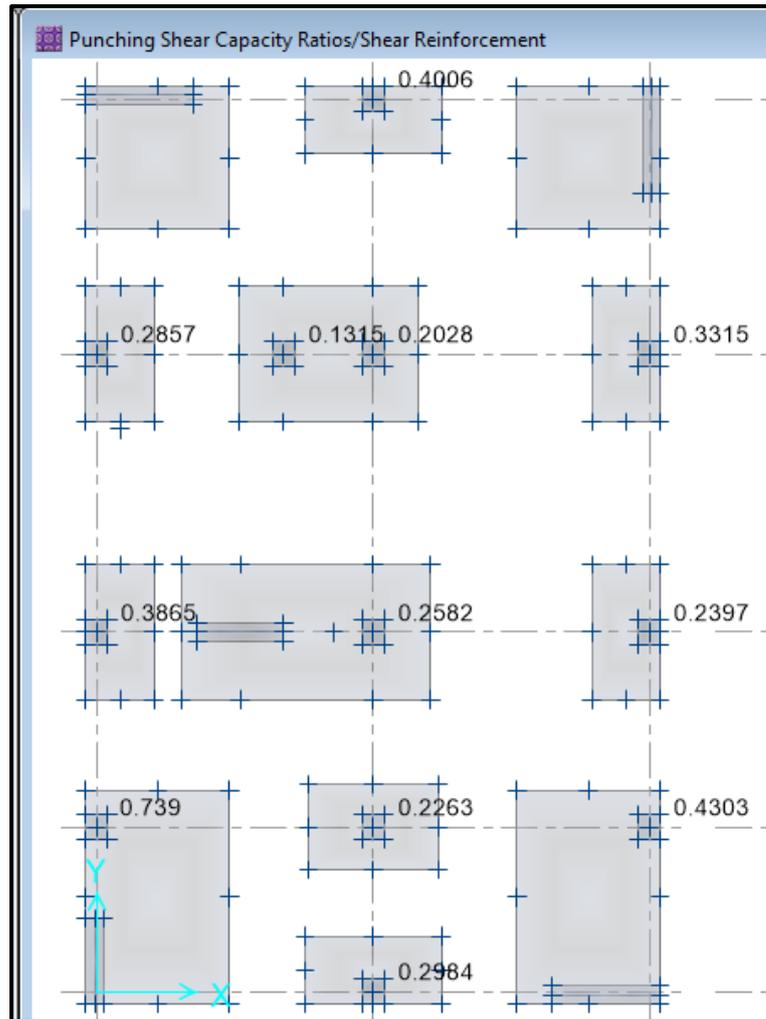
Se verifica la condición con la ecuación (122).

$$159,85 \text{ Tnf} > 51,95 \text{ Tnf} \dots OK$$

Para la verificación por punzonamiento de las demás zapatas, se hace uso del programa, este nos proporciona un cociente que representa la Cortante última producida por la zapata entre la capacidad ϕV_c , o llamada también cortante de diseño, este valor debe ser menor a la unidad para que la cimentación cumpla con la verificación por punzonamiento. Se muestra en la Figura 150, que las zapatas cumplen con la verificación por Punzonamiento.

Figura 150

Ratios de punzonamiento en vista en planta de la cimentación del edificio



Nota. La figura muestra que los factores son menores a uno, lo que nos indica que la altura asumida de 50cm es correcta.

e.2 Diseño por Flexión

Se realiza el diseño por flexión de la zapata de la columna C-1.

Para X:

$$m = \frac{B - b}{2} = \frac{1,80 - 0,30}{2} = 0,75$$

$$M_u = \frac{32,27 \times 1,80 \times 0,75^2}{2} = 16,34 \text{ Tnf.m}$$

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 16,34 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 180}} = 1,33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 180 \times 1,33}{4200} = 10,17 \text{ cm}^2$$

e.2.1 Acero Mínimo

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \times 180 \text{ cm} \times 43 \text{ cm} = 13,93 \text{ cm}^2$$

$$10,17 \geq 13,93 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Como se observa, la cantidad de acero requerido, es inferior al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 13,93 \text{ cm}^2$. Se opta por considerar la varilla de 5/8" que se usualmente se emplea en zapatas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 5/8'' = 1,99 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{1,99 \text{ cm}^2}{13,93 \text{ cm}^2} \times 190 = 27,14 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$$

i. $S \leq 3 \times 50 = 150 \text{ cm}$

ii. $S \leq 40 \text{ cm}$

Por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm, entonces, se colocará 1 varilla de $\emptyset 5/8'' @ 0,25 \text{ m}$.

Para Y:

$$m = \frac{L - h}{2} = \frac{1,20 - 0,35}{2} = 0,43 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{32,27 \times 1,20 \times 0,43^2}{2} = 3,58 \text{ Tnf.m}$$

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 3,58 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 120}} = 0,43 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 \times 210 \times 120 \times 0,43}{4200} = 2,19 \text{ cm}^2$$

e.2.2 Acero Mínimo

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \times 120 \text{ cm} \times 43 \text{ cm} = 9,29 \text{ cm}^2$$

$$2,19 \geq 9,29 \text{ cm}^2 \dots \text{No cumple}$$

Como se observa, la cantidad de acero requerido, es inferior al mínimo, por lo tanto, se opta por colocar $A_s = 9,29 \text{ cm}^2$. Se opta por considerar la varilla de 5/8" que se usualmente se emplea en zapatas en los proyectos de construcción, $A_{sc} = \emptyset 5/8'' = 1,99 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{1,99 \text{ cm}^2}{9,29 \text{ cm}^2} \times 120 = 25,71 \text{ cm} = 0,25 \text{ m}$$

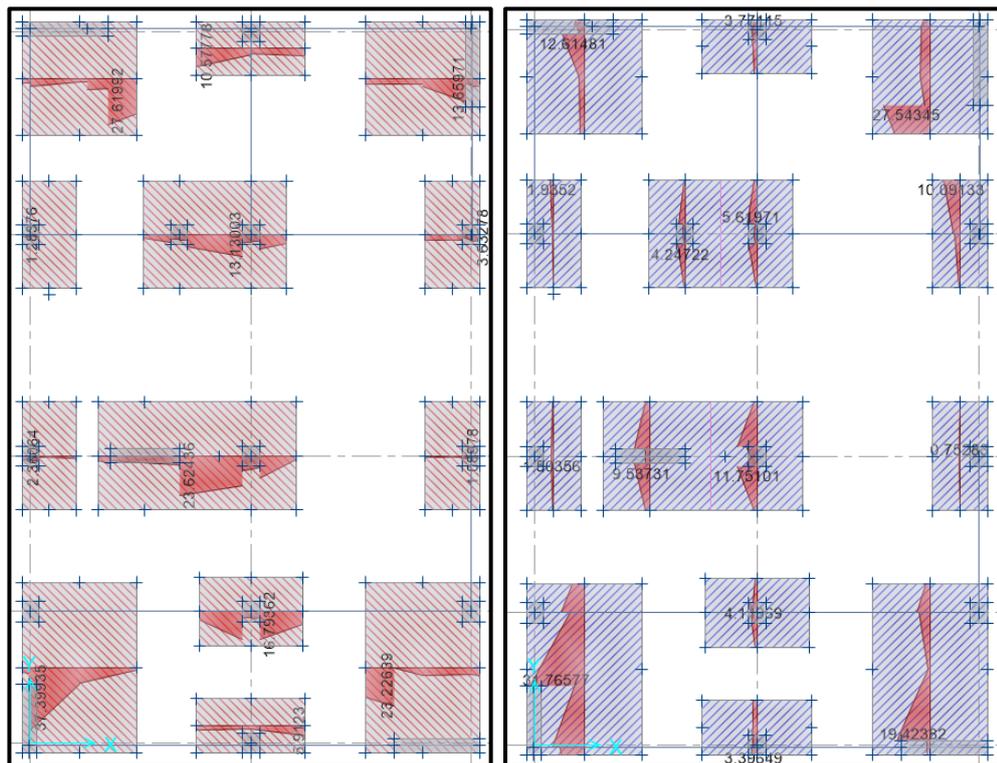
- i. $S \leq 3 \times 50 = 150\text{cm}$
- ii. $S \leq 40\text{cm}$

Por lo tanto, se considera un espaciamiento de 25 cm, entonces, se colocará 1 varilla de $\phi 5/8''@0,25\text{m}$.

Para los diseños por flexión de las demás zapatas, se hace uso del programa, este nos proporciona una ventana, donde se puede realizar varias modificaciones en distribuciones de acero para los requerimientos por momentos en las cimentaciones, nos facilita con darnos resultados del área de acero total a usar, así como el número de varillas especificando el diámetro respectivo, para nuestro caso insertamos los datos resultantes del cálculo anterior, es decir que el diámetro de nuestras varillas $5/8''$. La Figura 151 muestra los diagramas de momentos por ejes de las zapatas y la Figura 152 muestra los requerimientos de acero por ejes de la zapata.

Figura 151

Diagrama de Momentos de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y



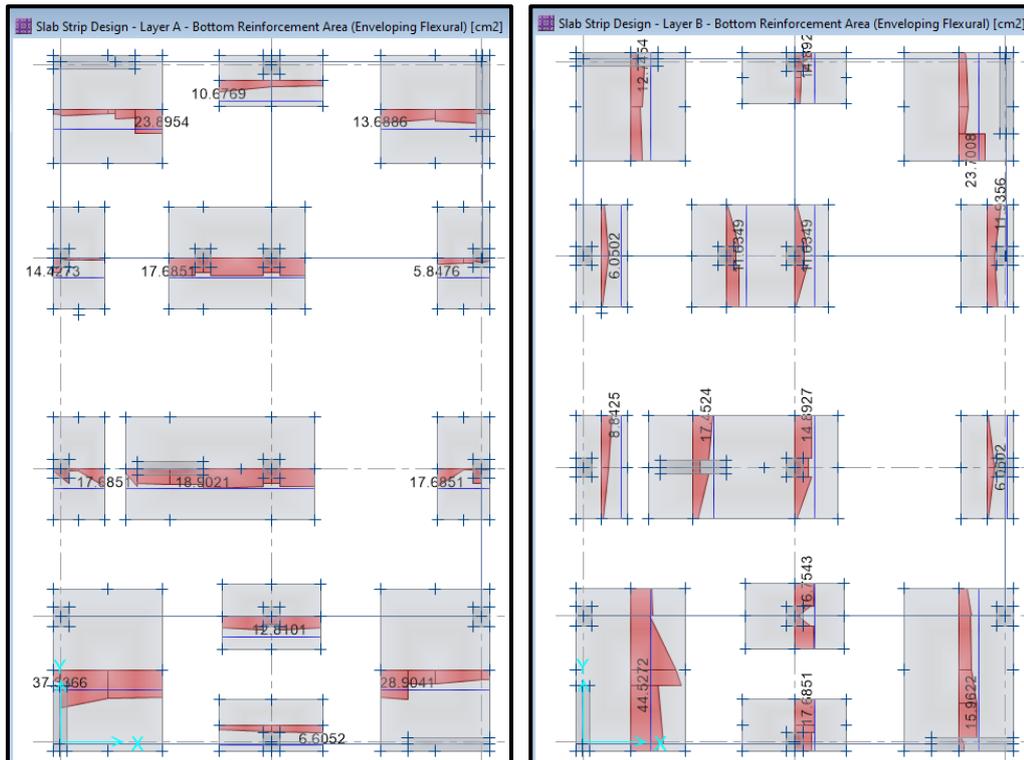
Nota. La figura muestra que los valore de los momentos últimos por zapata.

Momento Máximo en X = 37,34 Tnf.m

Momento Máximo en Y = 31,77 Tnf.m

Figura 152

Cantidad de acero requerido de la Cimentación, para el Eje X y el Eje Y



Nota. La figura muestra que los valores de los momentos últimos por zapata.

En la Tabla 80, se muestra resumen de la distribución de aceros por tipo de zapatas, después realizar las interacciones en el software.

Tabla 80

Resumen de dimensiones de zapatas con su respectiva distribución de aceros

Tipos De Zapatas	Largo(m)	Ancho(m)	Acero	
			Eje X	Eje Y
Z-01	1,80	1,20	5/8" @ 0,15	5/8" @ 0,20
Z-02	1,90	0,95	5/8" @ 0,15	5/8" @ 0,15
Z-03	2,00	2,00	5/8" @ 0,15	5/8" @ 0,15
Z-04	2,00	2,00	5/8" @ 0,15	5/8" @ 0,15
ZC-01	2,50	1,90	5/8" @ 0,20	5/8" @ 0,20
ZC-02	3,48	1,90	5/8" @ 0,20	5/8" @ 0,20
ZC-03	3,00	2,00	5/8" @ 0,20	5/8" @ 0,20
ZC-04	3,00	2,00	3/4" @ 0,10	3,4" @ 0,125

e.3 Diseño por Corte

Para el diseño por corte, debe cumplir con la condición de la ecuación (128). Para ello se emplean las ecuaciones (129) y (130). Para el eje X y las ecuaciones (131) y (132) para el eje Y.

Para X:

$$B = 2m + b$$

$$m = \frac{B - b}{2} = \frac{1,80 - 0,30}{2} = 0,75$$

$$V_u = 32,27 \times 1,80 \times (0,75 - 0,41) = 19,75 \text{ Tnf}$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 180 \times 41,41 = 57,25 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 57,25 = 48,66 \text{ Tnf}$$

$$48,66 \text{ Tnf} \geq 19,75 \text{ Tnf} \dots OK$$

Para Y:

$$L = 2m + l$$

$$m = \frac{L - l}{2} = \frac{1,20 - 0,35}{2} = 0,43$$

$$V_u = 32,27 \times 1,20 \times (0,43 - 0,41) = 0,77 \text{ Tnf}$$

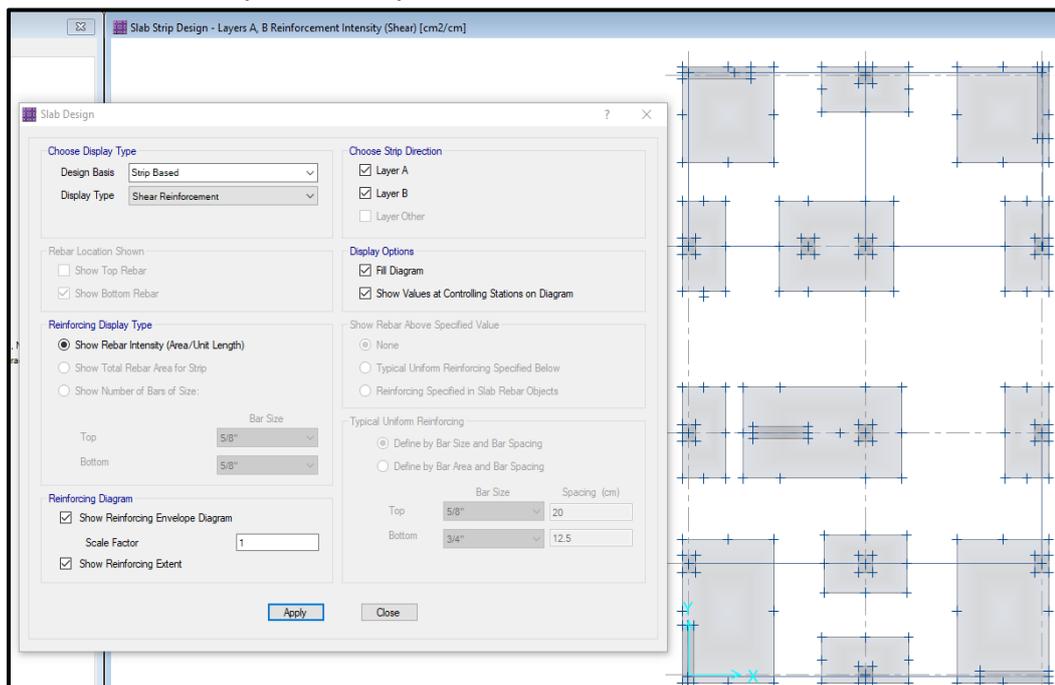
$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 41,41 = 38,17 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 38,17 = 32,44 \text{ Tnf}$$

$$32,44 \text{ Tnf} \geq 0,77 \text{ Tnf} \dots OK$$

Figura 153

Verificación de requerimiento por Corte



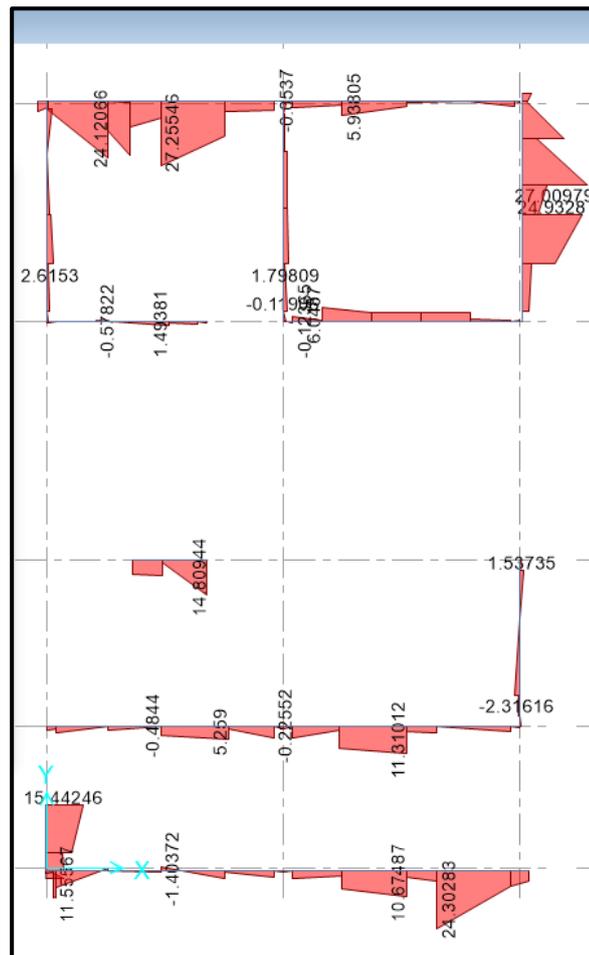
Nota. La figura muestra que la cimentación no requiere de refuerzo por corte.

f. Diseño de Vigas de Cimentación

Como ya se tiene la cimentación modelada en el programa SAFE, se extraen los datos de momento máximo positivo y negativo, como se muestra en la Figura 154, y cortante máxima de la Figura 155.

Figura 154

Diagrama de Momentos Flectores de la Viga de Cimentación



Nota. La figura muestra que los valores de los momentos máximos de las vigas de cimentación.

$$Mu_{max}^- = 2,32 \text{ Tnf.m} \quad Mu_{max}^+ = 27,26 \text{ tnf}$$

f.2 Diseño por Flexión

Calculamos la cuantía balanceada mediante la ecuación (69).

$$\rho_b = 0,85 \times 0,85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0,02125$$

Calculamos la cuantía máxima mediante la ecuación (70) y el acero máximo con la ecuación (71).

$$\begin{aligned}\rho_{bmax} &= 0,75 \times 0,02125 = 0,01594 \\ A_{smax} &= 0,01594 \times 25 \times 43 = 17,14 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

La cantidad de acero mínimo se calcula mediante la ecuación (72), cuyo resultado no debe ser menor que el resultado de la ecuación (73).

$$\begin{aligned}A_{smin1} &= 0,7 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 43 = 2,60 \text{ cm}^2 \\ A_{smin2} &= \frac{14}{4200} \times 25 \times 43 = 3,58 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Por lo tanto, la cantidad de acero mínimo será $A_{smin} = 3,58 \text{ cm}^2$.

f.2.1 Diseño para momento positivo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 27,26 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 20,81 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo positivo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{27,26 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(43 - \frac{20,83}{2} \right)} = 22,13 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $8\emptyset 1" = 40,8 \text{ cm}^2$

f.2.2 Diseño para momento negativo

Se calcula la profundidad del bloque equivalente a compresión "a" mediante la ecuación (74).

$$a = 43 - \sqrt{43^2 - \frac{2 \times 2,32 \times 10^5}{0,9 \times 0,85 \times 210 \times 25}} = 1,37 \text{ cm}$$

Con el dato anterior se calcula el área de acero requerido para el momento máximo negativo, mediante la ecuación (75).

$$A_s = \frac{4,63 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \times \left(43 - \frac{1,37}{2}\right)} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Por lo que se opta por colocar $2\emptyset \frac{5''}{8} = 3,98 \text{ cm}^2$

Para el análisis de la sección, se verifica que el momento último resistente sea mayor al momento último actuante proveniente del análisis estructural, mediante la ecuación (77), el valor de a se calcula con la ecuación (76).

$$a = \frac{40,80 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 25} = 38,40 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 40,80 \times 4200 \times \left(43 - \frac{38,40}{2}\right) = 36558108,80 \text{ Kgf.cm} = 36,55 \text{ Tnf.m}$$

Se verifica la condición que momento ultimo resistente sea mayor que el momento ultimo actuante.

$$\phi M_n > M_u$$

$$36,55 \text{ Tnf.m} > 27,26 \text{ Tnf.m} \dots \text{OK.}$$

f.3 Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto mediante la ecuación (78).

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 43 = 8,256 \text{ Tnf}$$

$$\emptyset V_c = 0,85 \times 8,256 = 7,018 \text{ Tnf}$$

Se verifica que la cortante última sea mayor que $\emptyset V_c$. Ecuación (79)

$$91,15 \text{ Tnf} > 7,018 \text{ Tnf}$$

Lo que indica que se requiere refuerzo por corte (estribos).

f.4 Espaciamiento de estribos

Se emplea estribos de $3/8''$ por criterio de proceso constructivo, para la Zona de confinamiento, se colocan estribos cerrados de confinamiento cuya longitud de confinamiento se calcula con la ecuación (80)

$$L_c = 2 \times 43 = 86 \text{ cm} = 0.90 \text{ m}$$

El primer estribo debe estar situado a no más de 100mm. La norma también nos indica 4 condiciones donde el S no debe exceder, plasmadas en las ecuaciones (81), (82), (83) y (84).

$$\text{i. } S = \frac{43}{4} = 10,75 \text{ cm}$$

- ii. $S = 10 \times 2,54 = 25,4cm$
- iii. $S = 24 \times 0,95 = 22,8cm$
- iv. $S = 30cm$

Se colocarán estribos cerrados a cada 10cm. Para la zona fuera de la longitud de confinamiento. El espaciamiento máximo para vigas según indica la Norma se refleja en la ecuación (85).

$$S_{o_{m\acute{a}x}} = 0,5 \times 43 = 21,5 cm$$

Se colocará estribos a lo largo del elemento, a cada 20cm.

Por lo tanto, se proyecta para la Viga, usar estribos de 3/8", 1@0,05; 9@0,10; resto @0,20m, dicho detalle se muestra en la Figura 156.

Figura 156

Detalle de Sección de Viga Vc-1

VC	
<i>b X h</i>	0.25 x 0.50m
<i>Nº y Ø Acero</i>	2Ø5/8" + 8Ø1"
<i>DETALLES</i>	
<i>ESTRIBOS</i>	Ø 3/8" 01 @ 0.05m. 09 @ 0.10m. Rto. @ 0.20m.

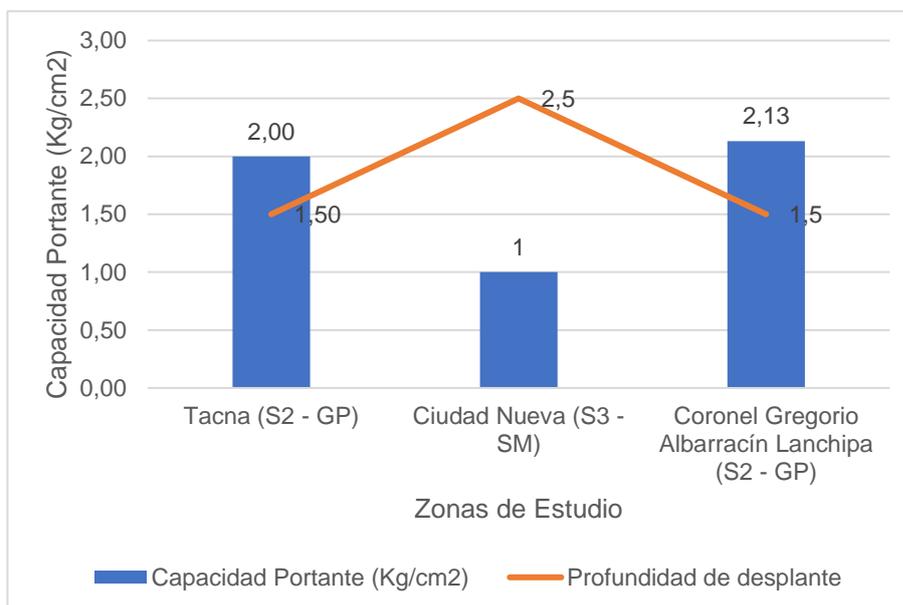
4.6 Análisis Comparativo de Resultados Obtenidos

4.6.1 Capacidad Portante

En la Figura 157, se hizo la gráfica comparativa de los valores de la capacidad portante, por cada zona elegida, y en la Figura 158, se muestra la tendencia en la Capacidad Portante.

Figura 157

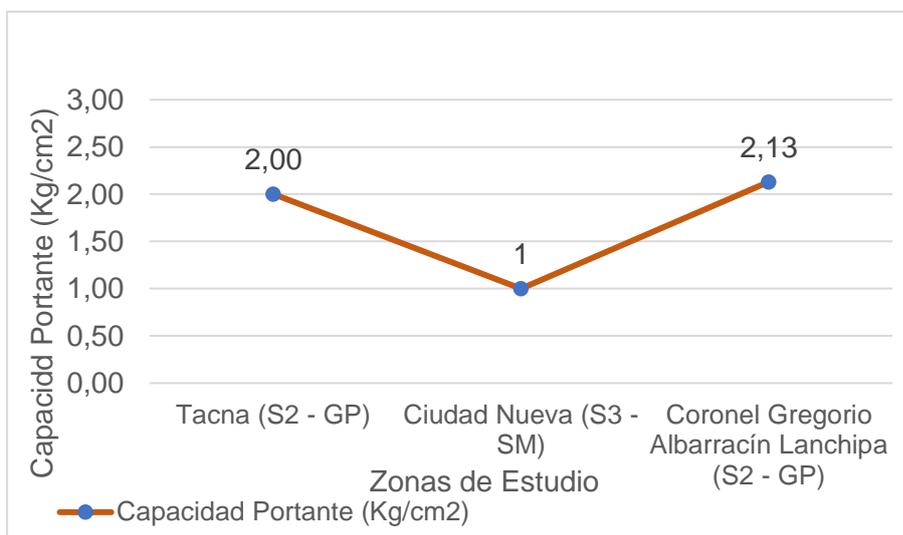
Histograma de la Capacidad Portante y profundidad de desplante por cada Zona de Estudio



Nota. La figura muestra la comparación de datos de la capacidad portante del suelo para cada zona de estudio considerando la profundidad de desplante recomendada por su Estudio de Mecánica de Suelos.

Figura 158

Tendencia de la capacidad portante de cada Zona de Estudio



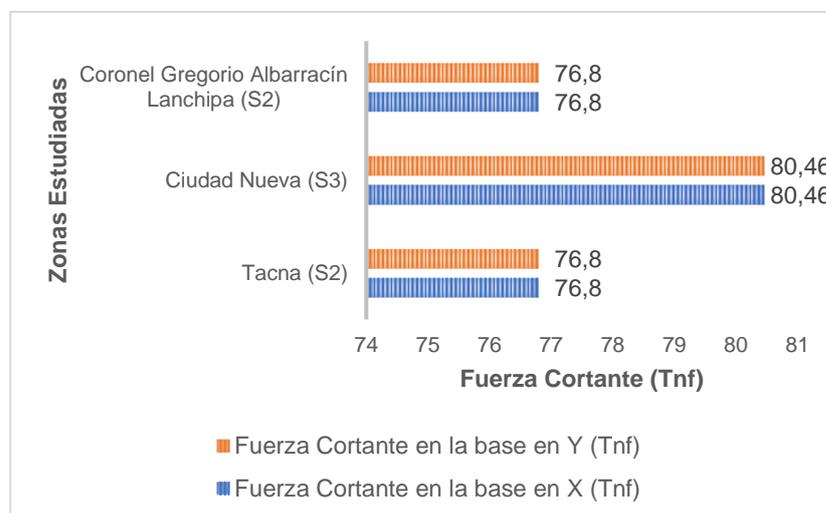
Nota. La figura muestra la diferencia en la capacidad portante del suelo para cada zona de estudio, según se observa, la capacidad portante del suelo de Tacna es 200% mayor que Ciudad Nueva y 6,10% menor que Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, este último es 213% mayor que Ciudad Nueva.

4.6.2 Fuerza Cortante en la Base

En la Figura 159, se presenta la gráfica comparativa de Fuerza Cortante en la Base de cada análisis sísmico.

Figura 159

Comparativa de fuerza cortante en la Base para cada zona



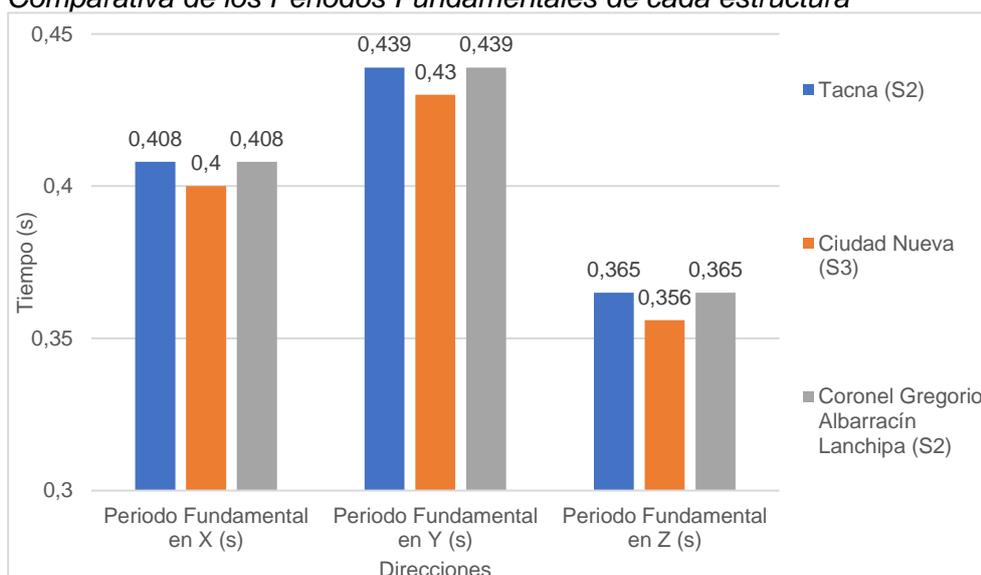
Nota. La figura muestra la diferencia en los valores de la fuerza cortante en la base de la estructura en los diferentes distritos de la provincia de Tacna, se observa que existe mayor fuerza en el distrito de Ciudad Nueva con respecto a las demás.

4.6.3 Periodo Fundamental

La Figura 160, muestra la gráfica comparativa de los periodos por ejes de cada análisis sísmico para cada zona elegida.

Figura 160

Comparativa de los Periodos Fundamentales de cada estructura



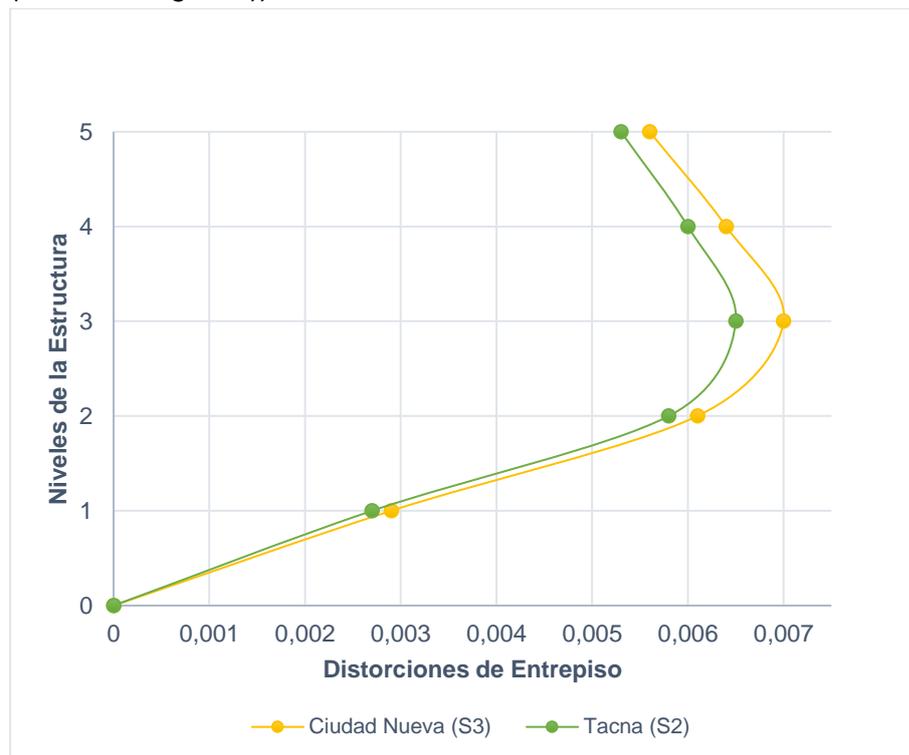
Nota. La figura muestra la variación que existe entre los periodos en las tres direcciones X, Y y Z, para cada zona estudiada. Se observa que el periodo fundamental de la estructura en Ciudad Nueva es menor con respecto los demás sitios, esto debido a que los muros estructurales (placas) de la estructura de Ciudad Nueva tiene una $f'c=280\text{kg/cm}^2$, mientras que, en los otros sitios, se modeló con muros estructurales de $f'c=210\text{kg/cm}^2$.

4.6.4 Distorsiones de Entrepiso

En la Figura 161, se muestra las Derivas resultante del análisis sísmico, para cada zona, en la Figura 162 y Figura 163, se muestra las nuevas Derivas resultantes del análisis sísmico por ejes, modificando la resistencia de las placas en Ciudad Nueva.

Figura 161

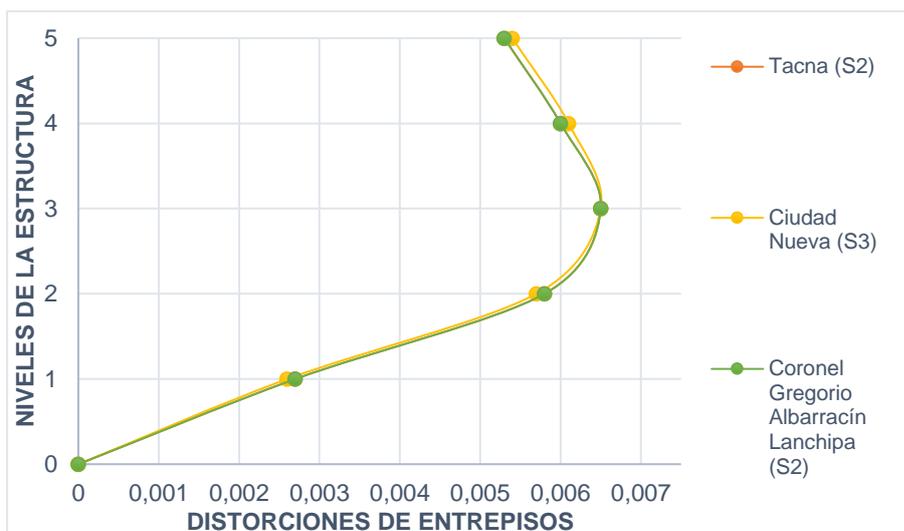
Comparativa de Derivas en Eje X para zona Tacna y Ciudad Nueva (Placa 210Kg/cm²)



Nota. La figura muestra las distorsiones de la estructura para la zona de Tacna y Ciudad Nueva, se observó que, para esta última, su distorsión máxima (0,007 en el piso tres) se encuentra en el límite permisible (0,007 para sistema de muros estructurales según norma E.030) por lo que se optó por incrementar el $f'c$ de los muros estructurales (placa) de 210kg/cm² a 280kg/cm² con el fin de que las derivas no estén al límite permisible.

Figura 162

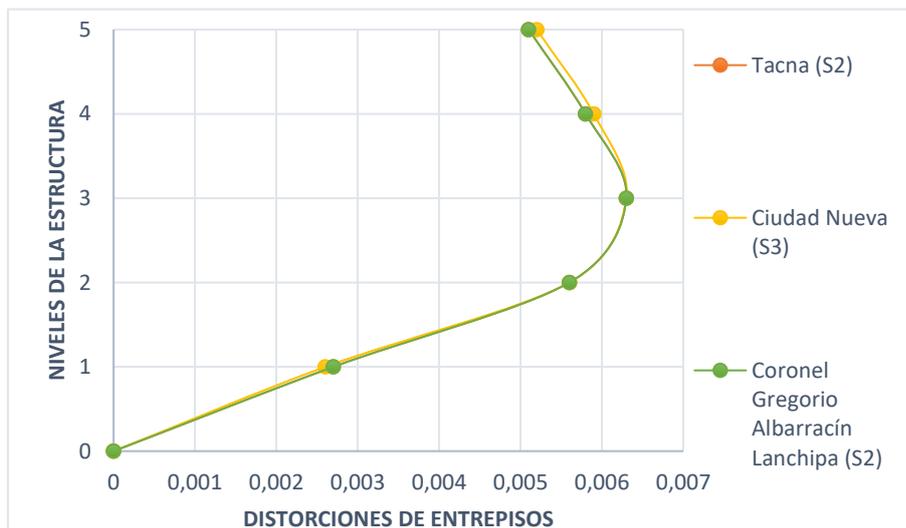
Comparativa de Derivas en Eje X para cada zona



Nota. La figura muestra las distorsiones en el Eje X de la estructura para las zonas de Tacna, Ciudad Nueva y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa. Como los parámetros Sísmicos son similares en las zonas de Tacna y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, los resultados del análisis sísmico, son idénticos. La zona de Ciudad Nueva, presenta mayor desplazamiento lateral en comparación con las demás zonas. Sin embargo, las tres zonas cumplen al no superar límite permisible (0,007 para sistema de muros estructurales según norma E.030).

Figura 163

Comparativa de Derivas en Eje Y para cada zona



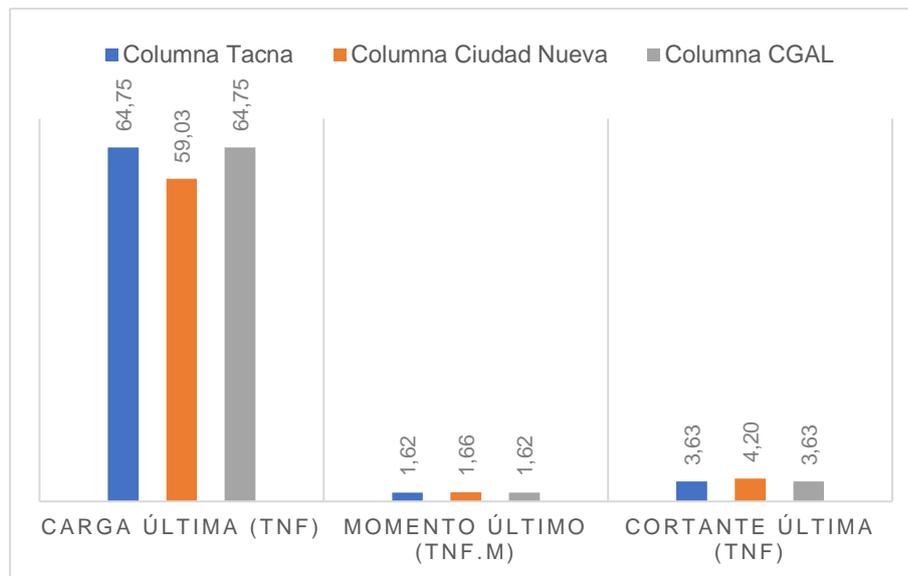
Nota. La figura muestra las distorsiones en el Eje Y de la estructura para las zonas de Tacna, Ciudad Nueva y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa. Como los parámetros Sísmicos son similares en las zonas de Tacna y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, los resultados del análisis sísmico, son idénticos. La zona de Ciudad Nueva, presenta mayor desplazamiento lateral en comparación con las demás zonas. Sin embargo, las tres zonas cumplen al no superar límite permisible (0,007 para sistema de muros estructurales según norma E.030).

4.6.5 Resultados del Diseño de Columnas

En la Figura 164, se muestra las fuerzas últimas actuantes en la columna más crítica, y en la Figura 165 se muestra el acero colocado en número de varillas y en cm^2 .

Figura 164

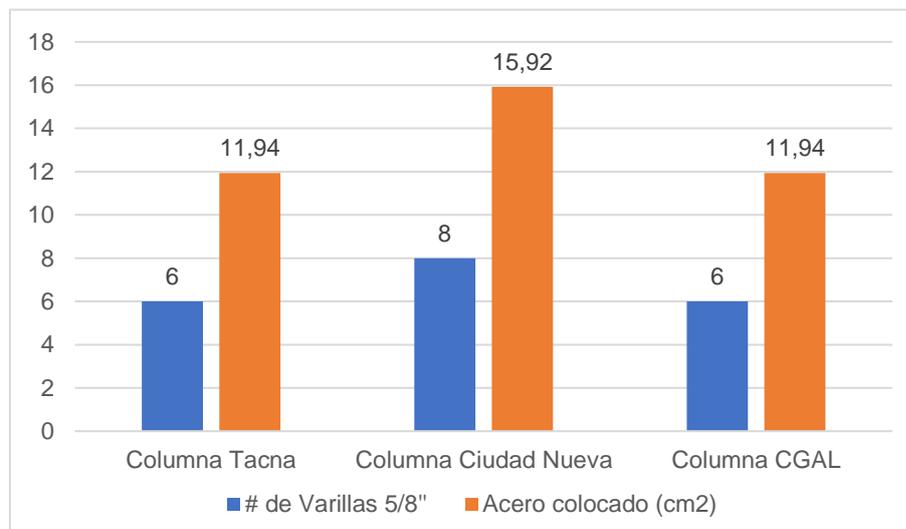
Fuerzas internas actuantes en la Columna más Crítica del Edificio



Nota. La figura las fuerzas últimas actuantes en la columna más crítica del edificio, se observa que, respecto a la carga última, la zona de Tacna y CGAL, son 8,83% mayores a la zona de Ciudad Nueva; el momento último en la zona de Ciudad Nueva es 2,17% mayor a las otras zonas, y la cortante última de ciudad Nueva es 13,60% mayor a las otras zonas.

Figura 165

Comparativa de Requerimiento de Acero del Diseño de Columnas



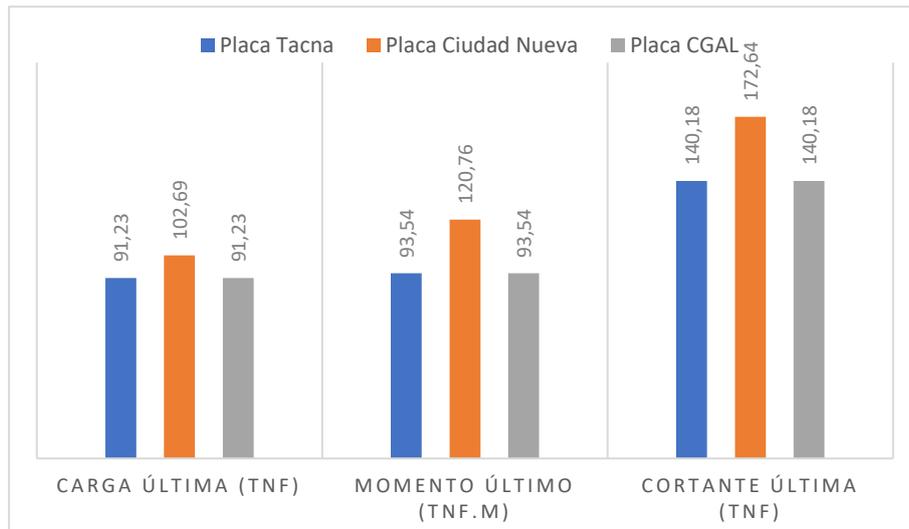
Nota. La figura muestra las varillas de acero de 5/8" colocadas en la sección de columna C-1, y su respectiva cantidad de acero en cm^2 . Se observa que la Zona de Ciudad Nueva, requiere una mayor cantidad de acero para cumplir con soportar sus fuerzas actuantes.

4.6.6 Resultados del Diseño de Placas

En la Figura 166, se muestra las fuerzas últimas actuantes en la placa más crítica, y en la Figura 167 y Figura 168 se muestra el acero requerido, el número de varillas y el acero colocado, tanto para los elementos de borde y para el alma.

Figura 166

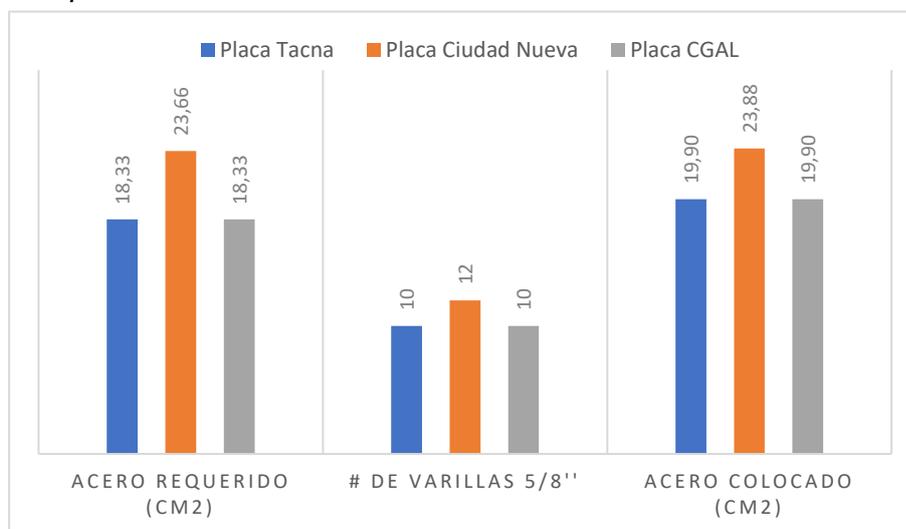
Fuerzas internas actuantes en la Placa más Crítica del Edificio



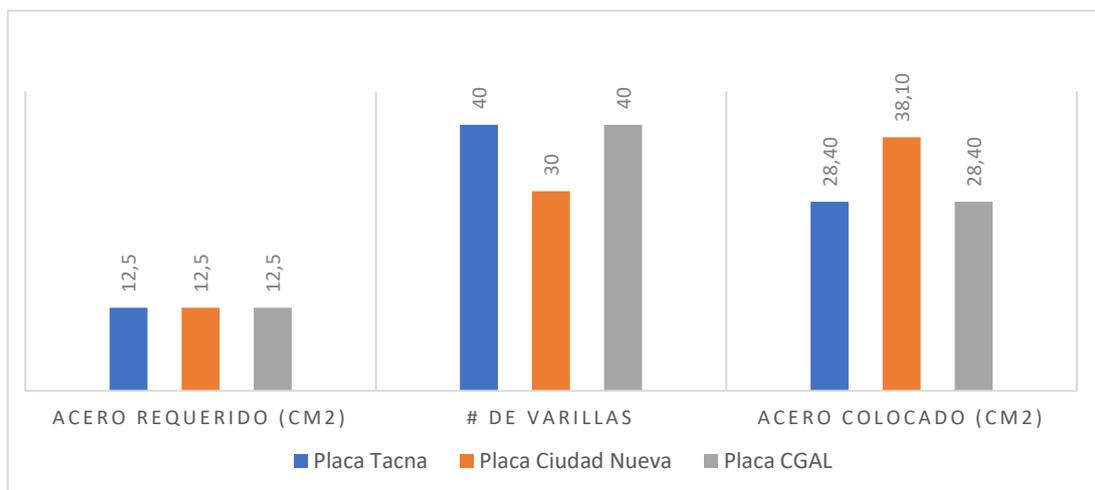
Nota. La figura las fuerzas últimas actuantes en la placa más crítica del edificio, se observa que, respecto a la carga última, la zona de Ciudad Nueva es 11,16% mayor respecto a las demás zonas; el momento último en la zona de Ciudad Nueva es 22,54% mayor a las otras zonas, y la cortante última de ciudad Nueva es 18,80% mayor a las otras zonas.

Figura 167

Comparativa de Diseño de Elementos de borde de la Placa



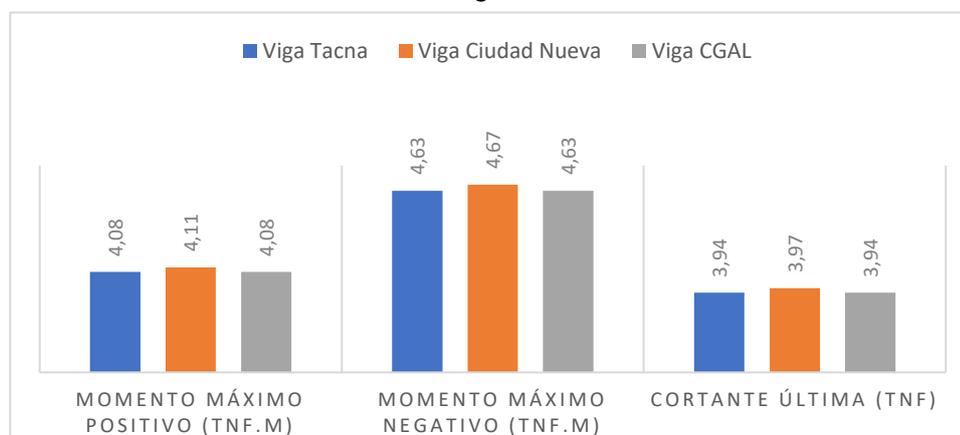
Nota. La figura muestra para los elementos de borde de las placas, la de Ciudad Nueva requiere un 22,53% más cantidad de acero, con respecto a las demás zonas; lo que conlleva a que se colocaran 2 varillas de 5/8" más acero, por lo que su acero colocado es 16,67% mayor a las demás zonas.

Figura 168*Comparativa de Diseño del Alma de la Placa*

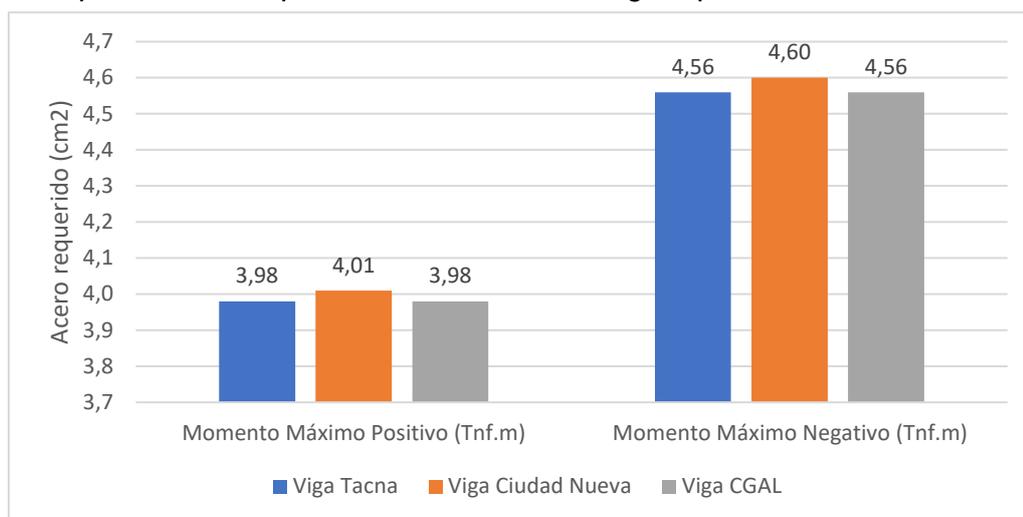
Nota. La figura muestra los resultados del diseño de la zona del alma de la placa, respecto al acero requerido, es el mismo para las tres zonas, el número de varillas, es menor en la zona de Ciudad Nueva debido a que en este se emplearon varillas de 1/2" mientras que en las otras zonas se emplearon de 3/8", sin embargo, la cantidad de acero colocado es un 25,46% mayor en Ciudad Nueva, en comparación a las demás zonas.

4.6.7 Resultados del Diseño de Vigas**4.6.7.1 Vigas que conectan Columna – Columna.**

En la Figura 169, se muestra las fuerzas últimas actuantes en la viga que conecta columna - columna más crítica, y en la Figura 170 se muestra el acero requerido por cada momento máximo actuante en la viga.

Figura 169*Fuerzas Últimas actuantes en la Viga C-C más Crítica del Edificio*

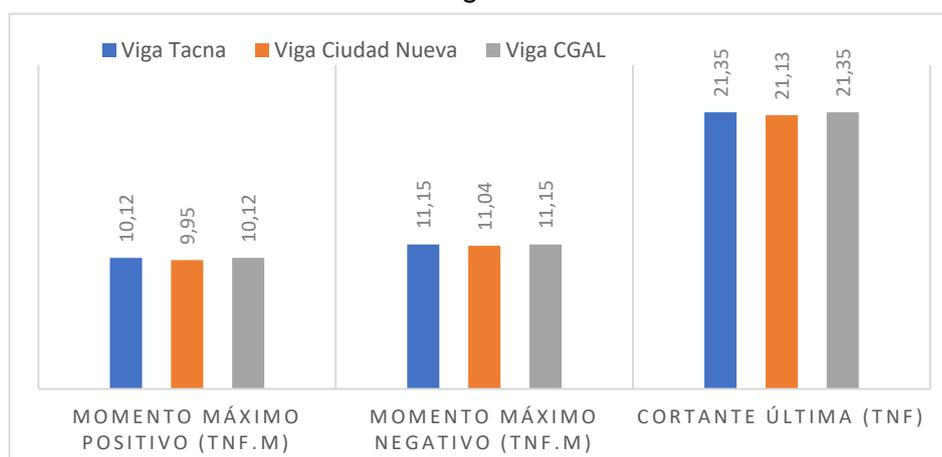
Nota. La figura las fuerzas últimas actuantes en la viga más crítica del edificio que conecta Columna - Columna, se observa que, respecto al Momento Máximo Positivo, la zona de Ciudad Nueva es 0,73% mayor respecto a las demás zonas; el Momento Máximo Negativo en la zona de Ciudad Nueva es 0,86% mayor a las otras zonas, y la cortante última de Ciudad Nueva es 0,76% mayor a las otras zonas. Por lo tanto, la diferencia en las fuerzas actuantes es mínima.

Figura 170**Comparativa de Requerimiento de Acero de Vigas tipo C-C**

Nota. La figura muestra los resultados del acero positivo requerido en la zona de Ciudad Nueva es 0,75% mayor que las otras zonas, el acero negativo requerido en la zona de Ciudad Nueva es 0,87% mayor que las otras zonas, por lo tanto, la diferencia existente es mínima.

4.6.7.2 Vigas que conectan Columna – Placa.

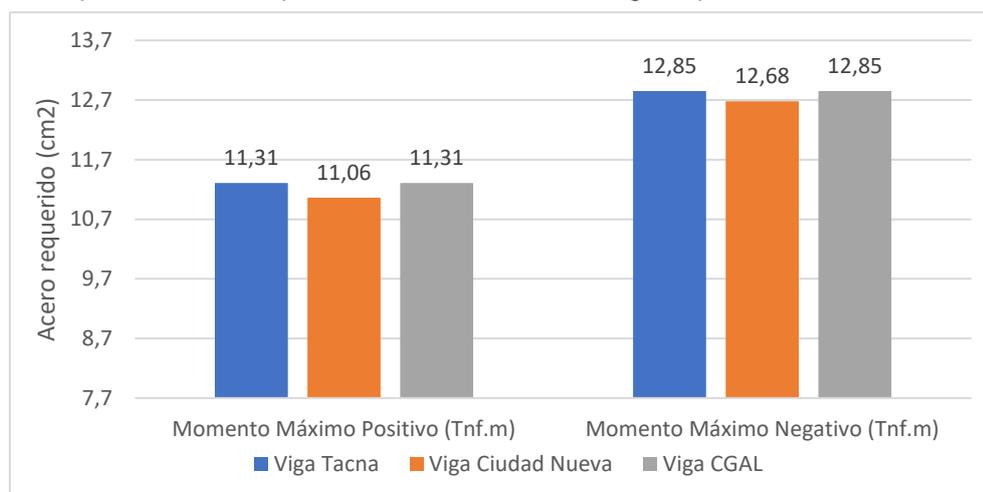
En la Figura 171, se muestra las fuerzas últimas actuantes en la viga que conecta columna - placa más crítica, y en la Figura 172 se muestra el acero requerido por cada momento máximo actuante en la viga.

Figura 171**Fuerzas Últimas Actuantes en la Viga C-P más Crítica del Edificio**

Nota. La figura las fuerzas últimas actuantes en la viga más crítica del edificio que conecta Columna - Placa, se observa que, respecto al Momento Máximo Positivo, las zonas de Tacna y CGAL, son 1,68% mayores que la zona de Ciudad Nueva; el Momento Máximo Negativo en las zonas de Tacna y CGAL, son 0,99% mayores que la zona de Ciudad Nueva y la cortante última en las zonas de Tacna y CGAL son 1,03% mayor que la zona de Ciudad Nueva.

Figura 172

Comparativa de Requerimiento de Acero de Vigas tipo C-P



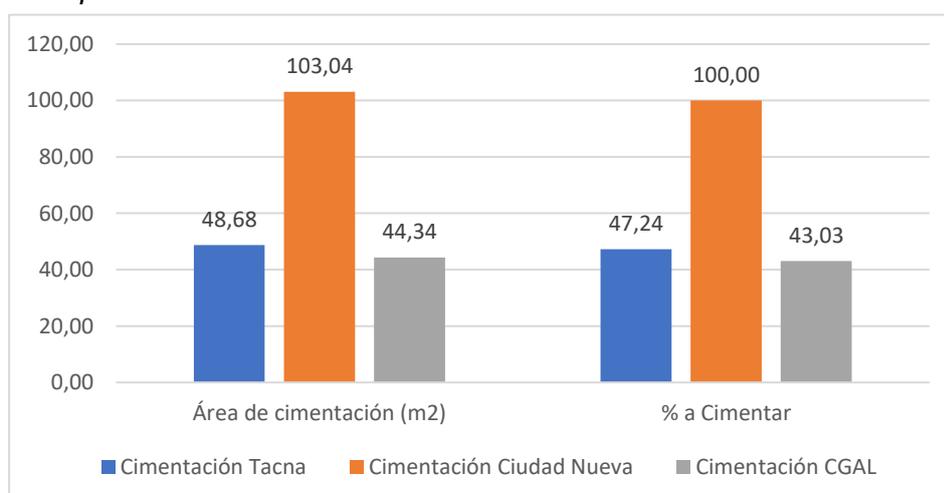
Nota. La figura muestra los resultados del acero positivo requerido en las zonas de Tacna y CGAL, son 2,21% mayores que la zona de Ciudad Nueva, el acero negativo requerido en las zonas de Tacna y CGAL, son 1,32% mayores que la zona de Ciudad Nueva.

4.6.8 Resultados del Diseño de Cimentaciones

La Figura 173, muestra la gráfica comparativa de las áreas totales de cimentación en el terreno, por cada zona. La Figura 174, muestra la comparativa de las áreas de cada tipo de zapata. La Figura 175 muestra la comparativa de las presiones ejercidas en el terreno, para cada zona. La Figura 176, muestra los momentos máximos ejercidos en las cimentaciones en cada zona y la Figura 177, muestra el acero total requerido en cada cimentación para las tres zonas.

Figura 173

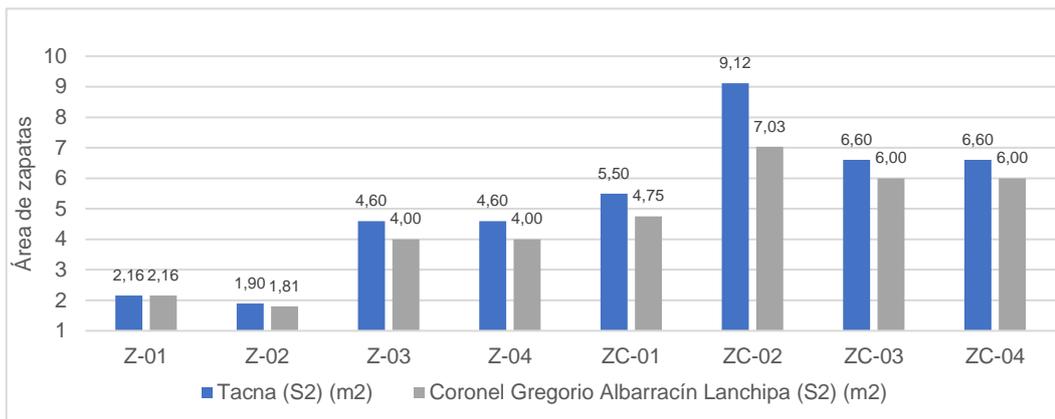
Comparativas de Área de cimentaciones del Terreno



Nota. La figura muestra que, en la zona de Tacna, se proyecta cimentar un 47,24% del área total del terreno, solo considerando las zapatas aisladas; en la zona de Ciudad Nueva, se cimentará el 100% del área de terreno, debido a que se emplea una losa de cimentación que aprovecha el 100% de la capacidad portante del terreno; y para la zona de CGAL, se proyecta cimentar un 43,03% del área total del terreno, solo considerando las zapatas aisladas.

Figura 174

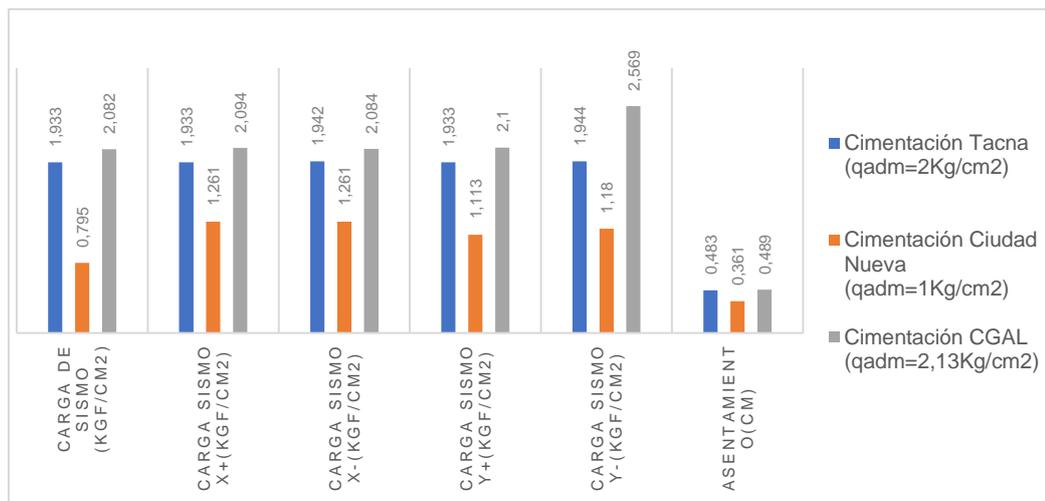
Comparativa de las áreas de los Tipos de Zapata en Zonas de Tacna y CGAL



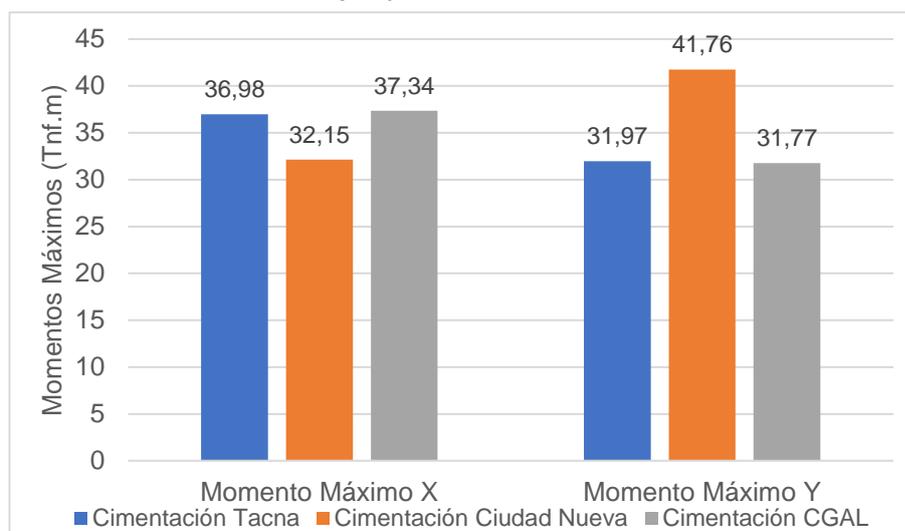
Nota. La figura muestra las diferencias de las áreas por tipo de zapata para cada zona (Tacna y CGAL), se observa que en general, la zona de Tacna tiene mayores áreas, por lo tanto, mayores dimensiones de zapatas respecto a las zapatas de CGAL, fijándose una diferencia notable en la ZC-02.

Figura 175

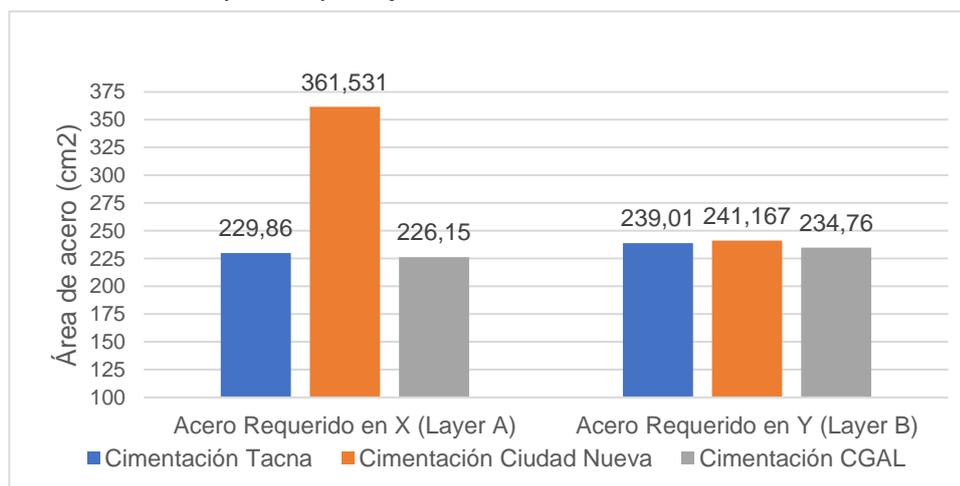
Comparativa de las verificaciones de esfuerzos sobre el Terreno de Fundación



Nota. La figura muestra las diferencias de las presiones ejercidas por cada zona en su suelo de fundación, se observa que existe una mayor presión al suelo en la zona de CGAL, debido a que este es la zona con mayor capacidad portante, de las tres zonas; y la zona con menor presión ejercida al suelo es la zona de Ciudad Nueva, debido a que por su baja capacidad portante, se optó por considerar el sistema de losa de cimentación ya que este reparte uniformemente las presiones a lo largo del 100% del área del terreno. Los asentamientos calculados son menores a 1cm en las tres zonas por lo que son permisibles.

Figura 176*Momentos Máximos en Ejes por Zona de Cimentación*

Nota. La figura muestra la comparativa de momentos máximos existentes por cada eje, en las cimentaciones de las tres zonas, se observa que, respecto al momento máximo en X, la zona de CGAL, resiste el mayor momento en comparación con las otras zonas, siendo 0,96% y 13,90% mayor que Tacna y Ciudad Nueva, respectivamente. Se observa que respecto al momentos máximos en Y, la zona de Ciudad Nueva, resiste el mayor momento en comparación con las otras zonas, siendo 23,44% y 23,92% mayor que Tacna y CGAL, respectivamente.

Figura 177*Acero Total Requerido por Ejes en cada zona de cimentación*

Nota. La figura muestra la comparativa de acero requerido de forma total por cada zona a cimentar, tanto en el eje X como el eje Y, se observa que con respecto al eje X, la zona de Ciudad Nueva requiere un 36,42% y 37,45% más acero que Tacna y CGAL respectivamente, esto debido a que el área refuerzo de la losa de cimentación es mayor que la suma de las zapatas aisladas. Y con respecto al eje Y, la zona de Ciudad Nueva requiere un 0,89% y 2,66% más acero que Tacna y CGAL respectivamente.

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

Se comprobó la hipótesis general puesto que, luego del Predimensionamiento, modelamiento en software Etabs, análisis sísmico y posterior diseño de elementos estructurales, para cada zona con su respectiva capacidad portante y parámetros sísmicos extraídos de los Estudios de suelos empleados para el desarrollo de la presente tesis, se verificó que la capacidad portante del suelo no influye directamente en el análisis sísmico, porque para el modelado de la estructura en el Etabs no se requiere de dicho dato, sin embargo sí se requiere del tipo de suelo, el cual guarda relación con la capacidad portante del suelo. Para el diseño de elementos estructurales tales como las columnas, muros estructurales (placas) y vigas, se emplean las fuerzas últimas que se extraen del Etabs, ya que estos elementos absorben las fuerzas laterales, por ende, la influencia es la misma que para el análisis sísmico, para los elementos como losas aligeradas y losas macizas, estas no son afectadas por fuerzas sísmicas, por lo tanto, para su diseño se basaron bajo las cargas de gravedad (metrado de cargas), es decir que la influencia de la capacidad portante en estos elementos es nula. Para el diseño cimentaciones, se hace uso del dato de capacidad portante del suelo, tanto en el predimensionamiento de zapatas, como sus posteriores verificaciones por presiones o esfuerzos al suelo, por lo que su influencia es directa.

Se comprobó la primera hipótesis específica, para el análisis sísmico se emplean los parámetros sísmicos que se brindan en el Estudio de Mecánica de Suelos, en el caso de la zona de Tacna y CGAL, sus EMS nos presentan los mismos parámetros sísmicos, por lo que solo se requiere analizar las zonas por tipo de suelo (S2 y S3). En la estructuración se distribuyeron placas alrededor en las esquinas de la edificación con el fin de que los centros de masas y centros de rigideces se aproximen y de esta forma, se reduzcan los efectos de torsión provocados por fuerzas de sismo. Esta consideración de estructuración guarda relación con el autor (Ticona, 2018), el cual coloca placas alrededor del perímetro para lograr dicho fin. La magnitud de la fuerza cortante en la base aumenta a medida que el tipo de suelo disminuye su capacidad, como se demuestra en la Figura 159, donde la zona con suelo S3 (Ciudad Nueva) presenta una mayor fuerza cortante en la base que la zona con suelo S2(Tacna y CGAL). Los periodos fundamentales tanto en X, Y, Z para cada zona (S2 y S3), siendo menores en la zona con suelo S3, debido a que los muros estructurales para esta zona son de $f'c=280\text{Kg/cm}^2$, mientras que para la zona con suelo S2, son de $f'c=210\text{Kg/cm}^2$, esto con el fin de reducir los periodos de vibración. Luego de la evaluación de las derivas en el eje X e Y, es decir en ambas direcciones,

todos los niveles cumplen con la distorsión máxima de entrepiso para concreto armado, de 0,007 que se especifica en la Norma Técnica Peruana E.030 "Diseño Sismorresistente". Lo descrito se fundamenta con los autores (Rangel y Villafañe, 2018), (Janampa, 2018), (Cisneros, 2016) y (Rojas, 2018), los cuales realizan análisis sísmicos de edificaciones de concreto armado. Este último indica que las distorsiones en el eje X tiene un aumento del 22,04% y para el eje Y de 46,96% del suelo S2 y S3.

Se comprobó la segunda hipótesis específica, para el diseño de los elementos estructurales como las Columnas, Placas, vigas, losas aligeradas y losas macizas, debido a que se contó con la misma arquitectura para las tres zonas, las dimensiones de las secciones de los elementos son las mismas, sin embargo, al tener dos análisis sísmicos por tipo de suelo (S2 y S3), se tienen distintas fuerzas y momentos para cada tipo de suelo, por lo tanto, los requerimientos de acero serán distintos en Columnas, Placas y Vigas, dichas comparativas se muestran en las Figuras 164, 166, 169, 171 y 176, siendo la zona S3 (Ciudad Nueva) la que requiere mayor cantidad de acero en general, respecto a las losas, estas tendrán los mismos requerimientos de acero para las tres zonas, debido a que se diseñan bajo cargas de gravedad, que dependen de la arquitectura del proyecto. Respecto a las cimentaciones, para las zonas de Tacna y CGAL, se optó por tener zapatas aisladas, combinadas y conectadas, con altura de zapata de 50cm para ambas zonas, las dimensiones de los tipos de zapata para la zona de Tacna y CGAL se detallan en la Tabla 68 y Tabla 80, respectivamente, mientras que para la zona de Ciudad Nueva, debido a su baja capacidad portante, se optó por implementar un sistema de losa de cimentación, conformada por dos losas, una 70cm de altura ubicada en la parte central y otra de 1m que bordea la central, esto debido a que se presentan mayores presiones por cargas de sismo en los bordes del terreno debido a que se tienen columnas y placas perimetrales o excéntricas que se encuentran en el límite de propiedad, este sistema aprovecha 100% del área del terreno, esta consideración va acorde los autores (Escalante e Ibáñez, 2019) que optaron como mejor alternativa la losa de cimentación para edificios de mayor altura, donde el incremento de presiones en el suelo superaba la capacidad admisible de este. Por lo tanto, conociendo las dimensiones de las cimentaciones, se observa que la zona de Ciudad Nueva tiene mayores dimensiones y requerimiento de acero, luego le sigue la Zona de Tacna y finalmente CGAL, como se muestra en las Figuras 173, 174 y 177. En general la resistencia del suelo S3 es 1Kg/cm² y del suelo S2 es 2 y 2,13 Kg/cm², al comparar los requerimientos de acero y concreto (dimensiones), se confirma que la zona con menos capacidad portante, requiere de más acero y concreto, dicho análisis va

acorde con el autor (Rojas, 2018) donde indica que el suelo S3 requiere de un 72% más cantidad de acero y 50,09% más de concreto en comparación que el suelo S2.

Se comprobó la tercera hipótesis específica, identificando mediante el Ítem 4.6 Análisis Comparativo de Resultados Obtenidos, que la capacidad portante del suelo influye en la determinación de la cimentación a emplear, para este proyecto, se emplearon cimentaciones superficiales tales como zapatas y losas de cimentación; influye en el predimensionamiento de la cimentación, el cual la dimensión dependerá de la carga a repartir uniformemente recibida por las columnas y placas, al terreno. A mayor carga, mayor área de cimentación; Influye el nivel de excavación o profundidad de desplante, el cual es recomendado en el estudio de Suelos para determinada capacidad portante, lo cual también se concluye que, a mayores dimensiones de elementos de cimentación, mayor será el costo de construcción, ya que abarca mayor requerimiento de concreto y acero; y mayor profundidad de desplante, mayores serán los costos de movimientos de tierra. Estos resultados concuerdan con el autor (Fuentes, 2018) el cual indica en sus conclusiones que, a mayor requerimiento de área de cimentación, mayor carga de diseño, por ende, mayor costo.

Los resultados obtenidos en esta tesis son relevantes para hacer de conocimiento y concientizar tanto a estudiantes de pregrado de la Carrera de Ingeniería Civil, como la población interesada en la construcción, con el fin de que tengan conocimiento de las consideraciones, proceso de análisis sísmico y el procedimiento de diseño.

CONCLUSIONES

Se concluye que se evaluó la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado, mediante la realización de dicho análisis y diseño en tres zonas escogidas, siendo estas los distritos de Tacna, Ciudad Nueva y CGAL. Se obtuvieron los datos de capacidad portante y parámetros sísmicos de cada zona, extraídos de los Estudios de suelos empleados para el desarrollo de la presente tesis. Se verificó que la capacidad portante del suelo no influye directamente en el análisis sísmico, ya que, en el modelado de la estructura y posterior análisis en el Etabs, no se requiere de dicho dato en específico, sin embargo, sí se requiere del tipo de suelo, el cual guarda relación con la capacidad portante del suelo. Para el diseño de elementos estructurales tales como las columnas, muros estructurales (placas) y vigas, se emplean las fuerzas últimas que se extraen del software, ya que estos elementos absorben las fuerzas laterales, por ende, la influencia es la misma que para el análisis sísmico. Para los elementos como losas aligeradas y losas macizas, estas no son afectadas por fuerzas sísmicas, solo por cargas de gravedad (metrado de cargas), es decir que la influencia de la capacidad portante en estos elementos es nula. Para el diseño cimentaciones, se hace uso del dato de capacidad portante del suelo, tanto en el predimensionamiento de zapatas, como sus posteriores verificaciones por presiones o esfuerzos ejercidas al suelo, por lo que su influencia es directa.

Se concluye que se efectuó el análisis sísmico para las tres zonas mediante el software Etabs, para ello se emplearon los parámetros sísmicos brindados en los Estudios de Suelos de cada zona, en el caso de la zona de Tacna y CGAL, se nos presentan los mismos parámetros sísmicos, por lo que se analizó las zonas por tipo de suelo (S2 para Tacna y CGAL, y S3 para Ciudad Nueva). Se verificó que la estructura solo presenta irregularidad por esquina entrante, sin embargo, no se crearon efectos de torsión significativos debido a la buena distribución de placas. Se realizó un corte en la base de la estructura modelada en Etabs para poder ver qué tipo de sistema estructural es y así definimos que es un sistema de muros estructurales. Obteniendo columnas de 0,30x0,35cm, placas de 1,50x0,25cm y 1,20x0,25, vigas de 0,25x0,35. Se verificó que, en todos los niveles de la edificación para los dos suelos, se cumpla con la distorsión máxima de entrepiso para concreto armado, de 0,007, lo cual indica que se tiene buena rigidez lateral en los modelados. Todos los resultados y valores están dentro de los parámetros para el Análisis

establecidos en la Norma E.030-Diseño Sismorresistente que nos permite realizar un análisis comparativo de manera satisfactoria para esta investigación.

Se concluye que se efectuó diseño de las Columnas, Placas y vigas, debido a que se contó con la misma arquitectura para las tres zonas, las dimensiones de las secciones de los elementos son las mismas, sin embargo, al tener dos análisis sísmicos, uno por cada tipo de suelo (S2 para Tacna y CGAL y S3 para Ciudad Nueva), se obtienen distintas fuerzas y momentos para cada tipo de suelo, por lo tanto, los requerimientos de acero son distintos para el suelo S2 (Tacna y CGAL) y S3 (Ciudad Nueva). Respecto al diseño de losas, tanto para aligeradas y macizas, estas tendrán los mismos requerimientos de acero para las tres zonas, debido a que se diseñan bajo cargas de gravedad, no les afecta las cargas de sismo. Respecto a las cimentaciones, se empleó los datos profundidad de desplante, capacidad portante, densidad del suelo, brindados en los Estudios de Suelo de cada zona, para las zonas de Tacna y CGAL, se optó por tener zapatas aisladas, combinadas y conectadas, con altura de zapata de 50cm para ambas zonas, las dimensiones de los tipos de zapata para la zona de Tacna y CGAL se detallan en la Tabla 68 y Tabla 80, respectivamente, mientras que para la zona de Ciudad Nueva, debido a su baja capacidad portante, se optó por implementar un sistema de losa de cimentación, conformada por dos losas, una 70cm de altura ubicada en la parte central y otra de 1m que bordea la central, esto debido a que se presentan mayores presiones por cargas de sismo en los bordes del terreno debido a que se tienen columnas y placas perimetrales o excéntricas que se encuentran en el límite de propiedad, este sistema aprovecha 100% del área del terreno. Se aseguró la estabilidad de las zapatas y losas incorporando vigas de cimentación con el objeto de resistir los momentos generados por excentricidades en los límites de propiedad y por las placas, distribuyendo uniformemente las presiones sobre el suelo. Para los diseños se hizo uso de los Softwares Etabs, SAP200 y SAFE, los cuales se detallan en el ítem 4.5 Diseño Estructural. Los resultados obtenidos cumplen con los parámetros y verificaciones establecidos en la Norma E.060 Concreto Armado y E.050 Suelos y Cimentaciones.

Se identificó las diferencias respecto al análisis sísmico y el diseño estructural de la edificación para las zonas de estudio, los cuales se detallan a continuación:

- Respecto a la fuerza cortante en la base para la zona de suelo S3 (Ciudad Nueva), es 4,54% mayor que la zona de suelo S2 (Tacna y CGAL).

- Respecto a los periodos de la estructura, la zona de suelo S2 (Tacna y CGAL) es mayor por 1,96%, 2,05% y 2,47% en los ejes X, Y, Z, respectivamente, que la zona de suelo S3 (Ciudad Nueva), debido a que elevó el $f'c$ de las placas de Ciudad Nueva de 210 a 280Kg/cm².
- Respecto a las distorsiones por nivel, se presenta la mayor distorsión en el nivel 3 de la edificación con un valor de 0,0065 en X y 0,0063 en Y para las zonas con suelo S2 y S3, el cual no supera el límite máximo permisible de 0,007 indicado en la Norma E.030.
- Respecto al diseño de Columnas de 30x35cm, la carga última para las zonas con suelo S2(Tacna y CGAL) son 8,83% mayores a la zona de suelo S3 (Ciudad Nueva); el momento último y cortante última en la zona de suelo S3 es 2,17% y 13,60% mayor a las otras zonas, respectivamente; el acero colocado para la zona de suelo S3 es 25% mayor a las otras zonas, la varilla empleada es de 5/8".
- Respecto al diseño de Placa de 150cm, la carga última para la zona de suelo S3 (Ciudad Nueva) es 11,16% mayor a las zonas con suelo S2(Tacna y CGAL); el momento último y cortante última en la zona de suelo S3 es 22,54% y 18,80% mayor a las otras zonas, respectivamente; el acero requerido para los elementos de borde de la zona de suelo S3 es 22,53% mayor a las otras zonas, la varilla empleada es de 5/8", lo que conlleva a que se coloquen 2 varillas de 5/8" más acero en la zona de suelo S3, por ende, su acero colocado es 16,67% mayor a las demás zonas. El acero requerido en el alma de la placa es 12,5cm², el mismo para las tres zonas, sin embargo, para la zona de suelo S3, se empleó varillas de 1/2", mientras para las otras zonas, varillas de 3/8", por lo tanto, la cantidad de acero colocado es un 25,46% mayor en la zona de suelo S3, en comparación a las demás zonas.
- Respecto al diseño de Vigas de 25x35cm que conectan Columna – Columna, el momento máximo positivo, momento máximo negativo y cortante última para la zona con suelo S3 (Ciudad Nueva) es 0,73%, 0,86% y 0,76% mayor que las zonas con suelo S2(Tacna y CGAL), respectivamente; el acero requerido tanto para momento máximo positivo y momento máximo negativo para la zona de suelo S3 es 0,75% y 0,87% mayor a las otras zonas, respectivamente.

- Respecto al diseño de Vigas de 25x35cm que conectan Columna – Placa, el momento máximo positivo, momento máximo negativo y cortante última para la zona con suelo S2(Tacna y CGAL) es 1,68%, 0,99% y 1,03% mayor que las zonas con suelo S3 (Ciudad Nueva), respectivamente; el acero requerido tanto para momento máximo positivo y momento máximo negativo para la zona de suelo S2 es 2,21% y 1,32% mayor a las otras zonas, respectivamente.
- Respecto al diseño de Losas Aligeradas y Macizas, no existen diferencias entre las zonas, debido a que, en el diseño de estos elementos, no influye la capacidad portante, el tipo de suelo y no está sometido bajo cargas de sismo.
- Respecto al diseño de cimentaciones, el área cimentar para la zona de Tacna, Ciudad Nueva y CGAL, son de 47,24%, 100% y 43,03% del área total del terreno, respectivamente. Existe una diferencia del 4,21% de área a cimentar entre Tacna y CGAL, donde se emplean zapatas aisladas, combinadas y conectadas, las dimensiones de los tipos de zapata estas zonas se detallan en la Tabla 68 y Tabla 80, respectivamente y las diferencias en la Figura 174. Las verificaciones de esfuerzos por cargas de servicio, según la Figura 175 existe una mayor presión al suelo en la zona de CGAL, ya que por su mayor capacidad portante requiere de menos área de cimentación, y la zona con menor presión ejercida al suelo es la zona de Ciudad Nueva, debido a que, por su baja capacidad portante, se empleó un sistema de losa de cimentación ya que este reparte uniformemente las presiones a lo largo del 100% del área del terreno. Los asentamientos calculados son menores a 1cm en las tres zonas por lo que son permisibles. Los momentos máximos en X, la zona de CGAL, resiste el mayor momento en comparación con las otras zonas, siendo 0,96% y 13,90% mayor que Tacna y Ciudad Nueva, respectivamente, los momentos máximos en Y, la zona de Ciudad Nueva, resiste el mayor momento en comparación con las otras zonas, siendo 23,44% y 23,92% mayor que Tacna y CGAL, respectivamente. El acero requerido para el eje X, la zona de Ciudad Nueva requiere un 36,42% y 37,45% más acero que Tacna y CGAL respectivamente, y el acero requerido para el eje Y, la zona de Ciudad Nueva requiere un 0,89% y 2,66% más acero que Tacna y CGAL respectivamente.

RECOMENDACIONES

Para posteriores investigaciones, se recomienda extender su aplicación a otro tipo de sistemas, como duales, muro de ductilidad, Albañilería y Aporticadas, u otros tipos de suelos, considerando los otros distritos de la provincia de Tacna, para obtener las diferencias que podrían presentar.

Se recomienda que para suelos de baja capacidad portante se emplee losas o plateas de cimentación debido a que este sistema aprovecha el 100% de área de resistencia del terreno.

Se recomienda exigir un adecuado estudio de suelos, este debe incluir el coeficiente de balasto, que es un dato muy importante para emplear correctamente el software SAFE para diseño de cimentaciones, también es recomendable realizar verificaciones mediante hojas de cálculo corroborando los datos obtenidos por el software.

Se recomienda realizar una mejora del terreno en las zonas del distrito de Ciudad Nueva al momento de realizar construcciones que tengan varios pisos, para incrementar su capacidad portante, obtener un mejor comportamiento sísmico y reducir los asentamientos.

Se recomienda a los ingenieros realizar un correcto análisis y diseño sismorresistente, con una correcta interpretación de la normativa vigente del Reglamento Nacional de Edificaciones, con el fin de obtener una edificación segura para los propietarios.

Se recomienda a la población en general, buscar a profesionales en el sector construcción, para tener una construcción formal con su respectivo análisis sísmico y diseño estructural de la edificación, con el fin de tener un proyecto que brinde seguridad, economía, calidad y durabilidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva Hurtado, J. E. (2010). *Diseño de Cimentaciones*. Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Ambrocio B., P. K. (2015). *Predimensionamiento de Losas y Vigas*.
- American Concrete Institute (ACI). (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. Ecuador.
- Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios (ADI). (23 de mayo de 2019). ADI: Se construyen unas 50 mil viviendas informales todos los años.
- Barriga Nalvarte, C. C., & Guerra Chacón, S. E. (2019). *Diseño Estructural de una edificación de 07 pisos en la ciudad de Tacna*. Arequipa.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO). (2018). Alto Riesgo de las viviendas informales en el Perú.
- Cisneros Milla, Á. R. (2016). *Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótano*. Lima.
- Comisión de Reglamentos Técnicos y Comerciales - INDECOPI. (1999). *NTP-339.134 SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación, SUCS)*. Perú.
- Condori Atencio, J. J. (2020). Análisis y diseño estructural de una edificación de 05 pisos de concreto armado mediante la aplicación de la metodología BIM en el distrito de Tacna.
- Escalante Trujillo, G. A., & Ibañez Quiñones, D. O. (2019). *Influencia de la capacidad portante del suelo de la Mz"II", 1era etapa, urbanización el recreo - Trujillo, en la altura de una edificación de acero estructural*. Trujillo.
- Fuentes Villafuerte, F. C. (2018). *Alternativas del diseño de cimentación para un sistema estructural aporticado y para un sistema dual en un edificio de 4 pisos en el distrito de Huancayo*. Huancayo.
- Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG). (2018). Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones. Perú.
- Janampa Cacñahuaray, R. M. (2018). *Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos y un sótano, Ate - 2018*. Callao.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Peru.

- Olivera Delgado, J. A. (2021). *Influencia de la interacción suelo - estructura en el análisis y diseño estructural de edificaciones de concreto armado, Urb. Álamos, Wánchaq, Cusco - 2021*. Cusco.
- Ordoñez Fernández, J. L. (2015). *Diseño Sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte*. Ecuador.
- Rojas Sebastián, E. (2018). *Influencia del Tipo de Suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis - 2018*. Huánuco.
- Rojas Sebastián, E. (2018). *Influencia del tipo de suelo en el diseño estructural de edificaciones de siete niveles en el distrito de Amarilis - 2018*. Huánuco.
- Vasco López, P. M. (2003). *Guía para Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado*. Ecuador .
- Villafañe Mattos, M. J. (2018). *Influencia del tipo de perfil del suelo en los costos para una estructura aporticada en la ciudad de Cartagena de acuerdo a la NSR-10*. Cartagena.
- Villafañe Mattos, M. J., & Rangel Mora, A. J. (2018). *Influencia del tipo de perfil del suelo en los costos para una estructura aporticada en la ciudad de Cartagena de acuerdo a la NSR-10*. Cartagena de Indias.
- Yamín, L. E., Nilson, A. H., & Darwin, D. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Colombia.

ANEXO: Matriz De Consistencia

INFLUENCIA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO, TACNA, 2022

FORMULACION DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADOR	METODOLOGIA
Problema general	Objetivo General	Hipótesis Principal	VARIABLE INDEPENDIENTE		
¿Cuál es la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado en la ciudad de Tacna?	Objetivo General Evaluar la influencia de la capacidad portante del suelo en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado en la ciudad de Tacna.	Hipótesis Principal La capacidad portante del suelo influirá directamente en el análisis y diseño de una edificación de concreto armado de la ciudad de Tacna.	CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de suelo • Escala de medición: Perfiles de Suelo (velocidad de propagación de onda de corte. • Calidad del Suelo • Escala de medición: <ul style="list-style-type: none"> ○ Peso Unitario(kg/m³) ○ Absorción (%) ○ Densidad(kg/m³) 	<p>Tipo de Investigación: Explicativo</p> <p>Nivel de la Investigación: Aprehensivo</p> <p>Población: La población de la presente investigación serán las edificaciones de concreto armado de la ciudad de Tacna.</p> <p>Muestra: La muestra de la presente investigación serán las Edificaciones de concreto armado típicas, en zonas urbanas del distrito de Tacna, Ciudad Nueva y Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa</p> <p>Técnicas de Recolección de datos: Análisis documentario: Libros, Normas nacionales e internacionales, estudios desarrollados en otras universidades.</p> <p>Materiales y/o Instrumentos Aplicación de programas:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ CSI ETABS 2017 ○ Microsoft Excel 2019 ○ Microsoft Word 2019 ○ Autodesk AutoCAD 2021 ○ SAFE v. 16
Problemas Específicos	Objetivo Específicos	Hipótesis Específicos	VARIABLE DEPENDIENTE		
¿Cuáles son las características del Análisis Sísmico de las edificaciones de concreto armado considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna?	Objetivo Específicos Efectuar el Análisis Sísmico de las edificaciones de concreto armado considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna.	Hipótesis Específicos El análisis sísmico efectuado al edificio de concreto armado para distintas capacidades portantes, permite determinar la zona urbana donde tiene mejor comportamiento sísmico.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño de Concreto armado • Escala de medición: <ul style="list-style-type: none"> ○ D. de Viga (kg, m³) ○ D. de Placa. (kg, m³) ○ D. de Columna. (kg, m³) ○ D. de Losas. (kg, m³) ○ D. de Cimentación. (kg, m³) • Análisis Sísmico • Escala de medición: <ul style="list-style-type: none"> ○ Análisis Estático (tn) ○ Análisis Dinámico (Periodo, Peso Propio, Espectro de diseño) ○ Desplazamientos laterales(m) 	
¿Cuál es el diseño estructural de concreto armado más eficiente según las distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna?	Objetivo Específicos Efectuar el diseño estructural de concreto armado de un edificio considerando distintas capacidades portantes de las principales zonas urbanas de Tacna.	Objetivo Específicos El diseño estructural de concreto armado efectuado al edificio para distintas capacidades portantes, permite determinar la zona urbana donde existen mayores dimensiones en los elementos estructurales.			
¿Cuáles son las diferencias entre las edificaciones en las principales zonas urbanas de Tacna respecto a su análisis sísmico y diseño estructural?	Objetivo Específicos Identificar las diferencias entre las edificaciones en las principales zonas urbanas de Tacna respecto a su análisis sísmico y diseño estructural.	Objetivo Específicos Las diferencias encontradas de los resultados obtenidos del análisis sísmico y diseño estructural del edificio de concreto armado permiten identificar los aspectos influidos por la capacidad portante del suelo.			