

**UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ DE
MENDOZA DE AMAZONAS**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ZAPATAS CONECTADAS A
DIFERENTE PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. ESTUDIO DE
CASO: VIVIENDA PROYECTADA DE 04 NIVELES UBICADA EN
LA LOCALIDAD DE CHACHAPOYAS - 2016.**

Tesis para obtener el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

Bach. ANIBAL BILLI GRAHAN SANCHEZ MONTOYA

Bach. RICHARD OTONIEL SANCHEZ VEGA

Asesor:

Ing. JORGE CHÁVEZ GUIVIN

Co-Asesor:

Ing. JOHN HILMER SALDAÑA NUÑEZ

CHACHAPOYAS

2016

DEDICATORIA

A mi Padre.

Que esperó tanto este momento. Y desde arriba donde está, siempre será mi luz y mi ejemplo.

A mi Madre.

Por su constancia y apoyo en los momentos más duros y difíciles, gracias por tu compañía mamá.

A mis hermanos de toda la vida por todo el cariño, amor y aliento que me dan, gracias.

RICHARD OTONIEL SANCHEZ VEGA

A mi madre.

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, y por el valor mostrado para salir adelante, pero más que nada, por su amor.

A mi padre.

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre.

A mis hermanas y toda mi familia por su constante apoyo

ANIBAL BILLI GRAHAN SANCHEZ MONTOYA

AGRADECIMIENTO

A Dios; por protegernos durante todo nuestro camino y darnos fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de nuestras vidas.

A los ingenieros Jorge Chávez Guivin y Jhon Hilmer Saldaña Nuñez; nuestros asesores por su colaboración y guía durante todo el proceso para la elaboración de la presente tesis.

A nuestros padres por su ejemplo, apoyo moral y confianza en nosotros.

A nuestros docentes por compartir con sus conocimientos y experiencias y formarnos como ingenieros.

Al arquitecto Arturo Díaz Jáuregui por su desinteresada colaboración y apoyo en el diseño arquitectónico, así como también por sus consejos y orientaciones.

A todos nuestros amigos, compañeros de clase y familiares por su apoyo y amistad.

LOS AUTORES.

**AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL
TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA DE AMAZONAS**

Ph.D. Jorge Luis Maicelo Quintana
RECTOR

Dr. Oscar Andrés Gamarra Torres
VICERRECTOR ACADÉMICO

Dra. María Nelly Luján Espinoza
VICERRECTORA DE INVESTIGACIÓN

Dr. Ever Lázaro Salome Bazán.
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

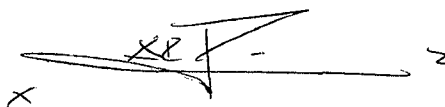
JURADO DE TESIS



M.Sc. Ing. Edwin Adolfo Díaz Ortiz,
PRESIDENTE



Ing. Percy Ramos Torres
SECRETARIO



Lic. José Luis Quispe Osorio
VOCAL

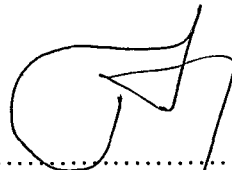
VISTO BUENO DEL ASESOR DE TESIS

El docente de la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas que suscribe, hace constatar que ha asesorado la tesis titulada “COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ZAPATAS CONECTADAS A DIFERENTE PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. ESTUDIO DE CASO: VIVIENDA PROYECTADA DE 04 NIVELES UBICADA EN LA LOCALIDAD DE CHACHAPOYAS - 2016”, de los tesisistas egresados de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

- Bach. Anibal Billi Graham Sanchez Montoya
- Bach. Richard Otoniel Sanchez Vega.

El suscrito da el visto bueno de la mencionada tesis dándole pase para que sea sometida a la revisión por el jurado evaluador comprometiéndose a supervisar el levantamiento de las observaciones que formulen para su posterior sustentación.

Chachapoyas, 20 de mayo de 2016.



.....

Ing. Jorge Chávez Guivin
ASESOR

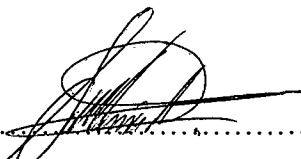
VISTO BUENO DEL CO - ASESOR DE TESIS

El docente de la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas que suscribe, hace constatar que ha asesorado la tesis titulada “COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ZAPATAS CONECTADAS A DIFERENTE PROFUNDIDAD DE DESPLANTE. ESTUDIO DE CASO: VIVIENDA PROYECTADA DE 04 NIVELES UBICADA EN LA LOCALIDAD DE CHACHAPOYAS - 2016”, de los tesisistas egresados de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

- Bach. Anibal Billi Graham Sanchez Montoya
- Bach. Richard Otoniel Sanchez Vega.

El suscrito da el visto bueno de la mencionada tesis dándole pase para que sea sometida a la revisión por el jurado evaluador comprometiéndose a supervisar el levantamiento de las observaciones que formulen para su posterior sustentación.

Chachapoyas, 20 de mayo de 2016.


.....
Mg. Ing. John Hilmer Saldaña Nuñez
CO-ASESOR

DECLARACIÓN JURADA DE NO PLAGIO

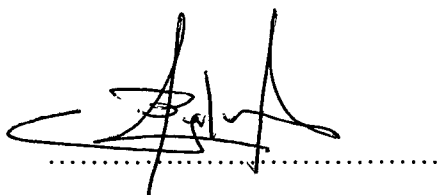
Nosotros, Anibal Billi Grahan Sanchez Montoya y Richard Otoniel Sanchez Vega bachilleres de la escuela profesional de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas, identificados(a) con DNI N° 70214143 y 72489817.

Declaramos bajo juramento que:

- Somos los autores de la tesis titulada: Comportamiento sísmico de zapatas conectadas a diferente profundidad de desplante. Estudio de caso: vivienda proyectada de 04 niveles ubicada en la localidad de Chachapoyas - 2016, la misma que presentamos para optar el título profesional de Ingeniero civil.
- 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.
- La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
- La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
- Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestras acciones se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas.

Chachapoyas, 20 de mayo del 2016.



Anibal Billi Grahan Sanchez Montoya
DNI N° 70214143



Richard Otoniel Sanchez Vega
DNI N° 72489817

ÍNDICE GENERAL

	Página.
I. INTRODUCCIÓN	1
II. OBJETIVOS.....	5
Objetivo general.....	5
Objetivos Específicos.	5
III. MARCO TEÓRICO	6
Antecedentes de la investigación.	6
Bases teóricas.....	8
Definición de términos básicos.....	19
IV. MATERIAL Y MÉTODOS.....	21
Inspección Ocular	21
Propuesta Arquitectónica	21
Estructuración	22
Características de los Materiales.....	23
4.1.1. Concreto Estructural.....	23
4.1.2. Acero de refuerzo.	23
4.1.3. Unidades de albañilería.	23
Suelo de fundación.....	24
Normas empleadas.....	25
Predimensionamiento de elementos estructurales.	25
4.1.4. Criterios de predimensionamiento.....	26
Metrado de cargas de gravedad.	28
4.1.5. Tipos de Carga.....	28
Análisis Sísmico.	30
Diseño de elementos de elementos estructurales.....	39
4.1.6. Columnas.....	40
4.1.6.1. Esbeltez en columnas.	41
4.1.6.2. Efecto local de esbeltez.	41
4.1.6.3. Efecto global de esbeltez.....	42
4.1.6.4. Flexo compresión en columnas.....	43

4.1.6.5.	Flexión biaxial.....	43
4.1.6.6.	Fuerza cortante en columnas.....	44
4.1.7.	Cimentaciones.....	46
4.1.7.1.	Zapatas aisladas.....	46
4.1.7.2.	Dimensionamiento de zapatas.....	46
4.1.8.	Muros de Corte.....	51
4.1.8.1.	Diseño de muros por el método general.....	52
4.1.9.	Muros de Sostenimiento.....	55
V.	RESULTADOS.....	59
	Estructuración.....	59
	Predimensionamiento.....	64
5.1.1.	Predimensionamiento de losas aligeradas.....	64
5.1.2.	Predimensionamiento de vigas.....	64
5.1.3.	Predimensionamiento de columnas.....	65
5.1.4.	Predimensionamiento de placas (muro de corte).....	67
	Metrado de cargas.....	67
	Análisis sísmico.....	69
5.1.5.	Análisis preliminar.....	69
5.1.6.	Resultados del análisis y diseño.....	74
5.1.6.1.	Fuerza cortante en la base.....	74
5.1.6.2.	Desplazamientos laterales (derivadas).....	74
5.1.6.3.	Coefficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0).....	77
5.1.6.4.	Comportamiento sísmico de la interacción viga-columna.....	79
A.	Fuerza (V) generada luego del análisis sísmico estático.....	79
B.	Fuerza (V) generada luego del análisis sísmico dinámico.....	80
5.1.6.5.	Alternativa de solución para el caso planteado.....	81
	Diseño de columnas críticas.....	83
5.1.7.	Efecto local de esbeltez.....	85
5.1.8.	Diseño de acero en columnas.....	86
	Predimensionamiento y diseño de cimentaciones.....	101
5.1.9.	Diseño de cimentaciones.....	102
5.1.10.	Diseño de Cimentaciones críticas.....	130
5.1.11.	Esfuerzos críticos en la sub-estructura:.....	135

Diseño de vigas conectoras (de arriostre o de amarre).	147
Diseño de muro de contención.....	152
5.1.12. Diseño de la zapata.	157
Alternativas para cimentar.	161
5.1.13. Muro de sótano	161
5.1.14. Explanado.	162
Análisis comparativo.	163
VI. DISCUSIÓN.....	165
VII. CONCLUSIONES.	167
VIII. RECOMENDACIONES.	169
IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	171
ANEXOS.....	174

ÍNDICE DE TABLAS.

	Página.
Tabla N° 1. Espesores de losa en función a luz libre.	26
Tabla N° 2. Peso específico aproximado de elementos estructurales.	29
Tabla N° 3. Tabla de carga equivalente de la tabiquería (*).	29
Tabla N° 4. Sobre carga de ambientes en el diseño a utilizar	29
Tabla N° 5. Valores del factor de zona.....	31
Tabla N° 6. Factor “S”.....	32
Tabla N° 7. Periodo T_P y T_L para cada perfil de suelo.	32
Tabla N° 8. Valores del coeficiente de reducción según norma E.030.	35
Tabla N° 9. Factor dependiente del sistema estructural.	37
Tabla N° 10. Carga equivalente de tabiquería móvil.	68
Tabla N° 11. Peso propio de los en función a espesor de aligerado.....	68
Tabla N° 12. Participación de masas.....	71
Tabla N° 13. Periodos para cada una de las direcciones de la estructura.....	71
Tabla N° 14. Resumen de fuerzas cortantes en la base.	74
Tabla N° 15. Resumen de fuerzas cortantes en la base escalados.....	74
Tabla N° 16. Derivas generadas del análisis sísmico estático.....	75
Tabla N° 17. Derivas generadas del análisis sísmico dinámico.	76
Tabla N° 18. Fuerzas transmitidas hacia el terreno.	101
Tabla N° 19. Resumen del cálculo del área de las cimentaciones.....	102
Tabla N° 20. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-1.	106
Tabla N° 21. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-2.	110
Tabla N° 22. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-6.	113
Tabla N° 23. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-7.	116
Tabla N° 24. Tabla resumen de perímetro crítico y área crítica.....	117
Tabla N° 25. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-8.	121
Tabla N° 26. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-9.	124
Tabla N° 27. Tabla resumen de perímetro crítico y área crítica para zapata Z-10.....	126
Tabla N° 28. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-10.	129
Tabla N° 29. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-3.	134
Tabla N° 30. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-4.	143
Tabla N° 31. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-5.	146

Tabla N° 32. Distribución de acero en viga VC-1 25cmx45cm.....	148
Tabla N° 33. Resumen de momentos que actúan en muro.....	155

ÍNDICE DE FIGURAS.

	Página.
Figura N° 1. Vista frontal de la catedral de Chachapoyas luego del terremoto de 1924.....	1
Figura N° 2. Vista de dos zapatas a diferente profundidad de desplante.	3
Figura N° 3. Vivienda ubicada en Chachapoyas cuya cimentación se construyó a desnivel.	4
Figura N° 4. Viviendas al borde del colapso (cerro las conchitas – Lima).	6
Figura N° 5. Vista en elevación de una construcción a ampliar con una existente.	7
Figura N° 6. Zapatas combinadas.....	13
Figura N° 7. Zapatas próximas entre sí.	14
Figura N° 8. Vista en elevación de cimientos a desnivel.	17
Figura N° 9. Limitaciones que afectan a las zapatas.	18
Figura N° 10. Mapa de zonificación (PDU Chachapoyas).....	24
Figura N° 11. Flujo del proceso de diseño.	26
Figura N° 12. Zonas sísmicas según Norma E.030 – 2016	31
Figura N° 13. Sección crítica para verificación por punzonamiento.....	48
Figura N° 14. Parámetros para el diseño general de zapatas.....	49
Figura N° 15. Descripción gráfica de muro de corte.....	52
Figura N° 16. Elementos del muro.	55
Figura N° 17. Ubicación de fuerza resultante horizontal en muro.	57
Figura N° 18. Planta primer nivel.....	60
Figura N° 19. Planta segunda al cuarto nivel.	61
Figura N° 20. Planta azotea.	62
Figura N° 21. Renderizado 3D de la edificación planteada.	63
Figura N° 22. Topografía de terreno vs. estructura.	63
Figura N° 23. Área tributaria de columnas más críticas.....	65
Figura N° 24. Reacciones por carga de servicio (CM+CV).....	66
Figura N° 25. Ubicación de predio para propuesta de edificación.....	70
Figura N° 26. Periodos vs aceleración espectral.	72
Figura N° 27. Renderizado del modelo en ETABS v2015.2.0.....	73
Figura N° 28. Modelo 3D del ETABS v2015.2.0.	73
Figura N° 29. Descripción gráfica de derivas generadas del análisis estático.	75
Figura N° 30. Descripción gráfica de derivas generadas del análisis sísmico dinámico. ...	76
Figura N° 31. Ubicación en planta de placas.	77

Figura N° 32. Fuerza cortante total y elementos que lo absorben.	77
Figura N° 33. Fuerza cortante absorbida por las placas.	78
Figura N° 34. Descripción gráfica de fuerza cortante producido en columna A-2.	79
Figura N° 35. Descripción gráfica de fuerza cortante producido en columna B-2.	79
Figura N° 36. Descripción gráfica del corte producido en columna C-2.	79
Figura N° 37. Fuerza cortante en función al desnivel producido en columna A-2.	80
Figura N° 38. Fuerza cortante en función al desnivel producido en columna B-2.	80
Figura N° 39. Fuerza cortante en función al desnivel producido en columna C-2.	80
Figura N° 40. Fuerza cortante sobre una placa.	81
Figura N° 41. Alternativa planteada usando placas para absorber fuerza cortante.	81
Figura N° 42. Corte producido en columnas por envolvente de combinaciones.	82
Figura N° 43. Momento producido por carga lateral en las columnas.	83
Figura N° 44. Descripción gráfica de momento producido en eje 3.	84
Figura N° 45. Descripción gráfica de momento producido en eje 2.	84
Figura N° 46. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna B2.	86
Figura N° 47. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna B2. ..	87
Figura N° 48. Puntos (P, M22) ubicados en el diagrama de interacción de columna B2. ..	87
Figura N° 49. Distribución final de refuerzo en columna B2.	90
Figura N° 50. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna A2.	90
Figura N° 51. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna A2. ..	91
Figura N° 52. Puntos (P, M22) ubicados en el diagrama de interacción de columna A2. ..	91
Figura N° 53. Distribución final de refuerzo en columna A2.	93
Figura N° 54. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna C2.	94
Figura N° 55. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna. C2. .	94
Figura N° 56. Puntos (P, M22) ubicados en el diagrama de interacción de columna C2. ..	95
Figura N° 57. Distribución final de refuerzo en columna C2.	97
Figura N° 58. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna A3.	97
Figura N° 59. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna A3. ..	98
Figura N° 60. Puntos (P, M22) ubicados en el Diagrama de interacción de columna A3. ..	98
Figura N° 61. Distribución final de refuerzo en columna A3.	100
Figura N° 62. Reacciones del suelo por carga de servicio.	101
Figura N° 63. Dimensiones en planta de zapatas.	103
Figura N° 64. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-1.	105

Figura N° 65. Distribución final del refuerzo para zapata Z-1.....	107
Figura N° 66. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-2.....	109
Figura N° 67. Distribución final del refuerzo para zapata Z-2.....	110
Figura N° 68. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-6.....	112
Figura N° 69. Distribución final del refuerzo para zapata Z-6.....	113
Figura N° 70. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-7.....	115
Figura N° 71. Distribución final del refuerzo para zapata Z-7.....	116
Figura N° 72. Diagramas de fuerza cortante de zapata combinada Z-8.....	119
Figura N° 73. Diagramas de momento flector para ambas direcciones Z8.....	120
Figura N° 74. Distribución final del refuerzo para zapata Z-8.....	121
Figura N° 75. Diagramas de momento flector para ambas direcciones Z-9.	123
Figura N° 76. Distribución final del refuerzo para zapata Z-9.....	125
Figura N° 77. Diagramas de fuerza cortante de zapata Z-10.	127
Figura N° 78. Diagramas de momento flector para ambas direcciones Z-10.	128
Figura N° 79. Distribución final del refuerzo para zapata Z-10.....	129
Figura N° 80. Distribución de esfuerzos en el terreno debido a una carga puntual.	130
Figura N° 81. Elevación del planteamiento de zapatas a desnivel.	131
Figura N° 82. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-3.....	133
Figura N° 83. Distribución final del refuerzo para zapata Z-3.....	134
Figura N° 84. Descripción gráfica del corte producido.....	135
Figura N° 85. Elementos de la placa.	136
Figura N° 86. Esfuerzos máximos resultado del análisis estructural.	137
Figura N° 87. Esfuerzos máximos para diseño.	137
Figura N° 88. Predimensionamiento de placa.	138
Figura N° 89. Distribución de acero en placa.....	140
Figura N° 90. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-4.....	142
Figura N° 91. Distribución final del refuerzo para zapata Z-4.....	143
Figura N° 92. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-5.....	145
Figura N° 93. Distribución final del refuerzo para zapata Z-5.....	146
Figura N° 94. Envolvente de momentos para viga de conexión.	147
Figura N° 95. Diagrama de cortantes para vigas de conexión.	149
Figura N° 96. Sección de viga VC-1.....	150
Figura N° 97. Distribución de refuerzo en cimentación a desnivel.....	151

Figura N° 98. Representación esquemática de muro.....	152
Figura N° 99. Fuerzas actuantes en el muro.....	154
Figura N° 100. Diagrama de esfuerzos en la cimentación de muro.	158
Figura N° 101. Distribución de refuerzo en muro de sostenimiento.....	160
Figura N° 102. Descripción gráfica de muro de sótano.	161
Figura N° 103. Construcción en ladera considerando corte total de superficie.	162
Figura N° 104. Elevación 02 de la edificación (frente en desnivel).....	163
Figura N° 105. Análisis comparativo de las dos propuestas de edificación.....	164

RESUMEN

El mercado de vivienda popular durante años sigue siendo atendido principalmente por el sector informal y la autoconstrucción, lo que ha producido edificaciones vulnerables estructuralmente, de baja calidad y con elevados costos. Existe, en tanto, un severo déficit de oferta habitacional de calidad y poco accesible a los sectores mayoritarios de la población, razón por la cual debe de analizarse nuevos sistemas constructivos que garanticen seguridad y calidad a menores costos. El presente estudio, se enfoca en analizar los problemas estructurales que se presentan cuando se plantea cimentaciones con zapatas en terrenos accidentados (laderas), evitando hacer uso excesivo de movimiento de tierras usando cimentaciones a desnivel (diferente nivel de fondo de cimentación). Se ha empleado el método analítico y la técnica de la observación para la recolección de datos, los cuales se ingresaron en los campos requeridos por el software de modelación estructural (ETABS v2015.2.0). Mediante éste análisis se obtuvieron los esfuerzos producidos en la zona de interacción viga de conexión - columna del tramo en desnivel, lo cual permitió determinar su comportamiento estructural y plantear elementos para absorber los esfuerzos originados.

Palabras clave: cimentación, ladera, desnivel, comportamiento estructural.

ABSTRACT

The popular housing market for years remains primarily served by the informal sector and self-construction, which has produced buildings structurally vulnerable, low quality and high costs. There is, meanwhile, a severe shortage of housing supply quality and very accessible to the majority sectors of the population, which is why new building systems to ensure safety and quality at lower costs should be analyzed. This study focuses on analyzing the structural problems that occur when foundation with footings arises in rough terrain (slopes), avoiding excessive use of earthwork foundations using underpass (different background level foundation). It has been used analytical technique for collecting observation data, which are entered by the required structural modeling software (ETABS v2015.2.0) method and fields. Sunken column section, which allowed to determine their structural behavior and propose elements to absorb originating efforts - efforts by this analysis produced in the area connecting beam interaction were obtained.

Keywords: foundation, slope, ramp, structural behavior.

I. INTRODUCCIÓN

Dada nuestra ubicación geográfica, uno de los problemas para edificar es la topografía accidentada que posee nuestra localidad, lo que ocasiona problemas al momento de plantear las cimentaciones ya que se hacen uso de técnicas inapropiadas, demasiado uso de concreto y/o elevadas cantidades de movimiento de tierras, lo que ocasiona que las edificaciones resulten demasiado costosas y poco eficientes al momento de soportar solicitaciones sísmicas y cargas de servicio.

Las edificaciones que se vienen construyendo en Chachapoyas no están diseñadas para resistir sismos fuertes, prueba de ello es que el último gran movimiento telúrico que afectó la ciudad en el 2005, que dejó como saldo 40 viviendas declaradas inhabitables y más de un centenar calificadas en estado de emergencia. El 15 de mayo de 1924 la ciudad de Chachapoyas soportó el terremoto más catastrófico en toda su historia con una intensidad de 9.1 en la escala de Richter, el cual destruyó gran parte de la ciudad. (Cabañas, 2005).



Figura N° 1. Vista frontal de la catedral de Chachapoyas luego del terremoto de 1924.

En la actualidad la tradicional forma de construcción de cimentaciones se hacen cuando las cotas del fondo de la cimentación están alineadas, es decir al mismo nivel de fondo de cimentación (N.F.C.), en algunos casos se hace demasiado costoso hacerlas de esta manera, allí es donde nace la propuesta de elaborarlas a desnivel (diferente profundidad de desplante y/o cota de fondo) para solucionar estos problemas constructivos, dado que podríamos hacer que la estructura se comporte mejor y/o similar a los métodos de construcción anteriores, pero haciendo innovaciones las cuales permitirán mejorar las características de la futura edificación.

Es así que, en la construcción generalizada de las cimentaciones construidas por la experiencia cotidiana, se ha utilizado por la falta de información sobre nuevas técnicas alternativas de cimentación desarrolladas para los diferentes tipos de suelos y condiciones topográficas.

El comportamiento de las estructuras durante un movimiento sísmico en los últimos años, como el 07/07/2001 - cerca de la costa del Perú - magnitud 7.6, el 26/09/2005 - norte del Perú - magnitud 7.5, el 20/10/2006 - cerca de la costa central peruana - magnitud 6.7, el 15/08/2007 – Ica y otros; muestran claramente la necesidad de contar con procedimientos de diseño y construcción sísmica que conduzcan a edificaciones con un adecuado grado de predicción de su comportamiento.

Las pérdidas de vidas, la gran cantidad de personas sin hogar, las cuantiosas pérdidas económicas, y los daños psicológicos, han probado ser social y económicamente inaceptables sobre todo para los países del tercer mundo; desde ya por su condición de empobrecimiento.

El Perú, al estar ubicado en el “Cinturón de Fuego del Pacífico” presenta vulnerabilidad a tener consecuencias dañinas ante eventos sísmicos, ya que éstos tienen bastantes probabilidades de tener lugar en la costa de nuestro país. Aproximadamente el 40% del área peruana es altamente sísmica (costa peruana), es posible afirmar que, en la escala Mercalli Modificada (MM), la intensidad sísmica es de unos potenciales 9 grados. Por otro lado, desde un punto de vista más técnico, la Norma de Diseño Sismorresistente peruana E.030, debe ser analizada frecuentemente, debido a que existen edificaciones que han sido diseñadas bajo este reglamento y a pesar de ello, algunas han sido capaces de

soportar un determinado movimiento sísmico, mientras que otras edificaciones no han podido. Debido a ello, se necesita mejorar el mencionado reglamento. Como parte de estas mejoras pueden estar ligados a tecnologías más modernas que se encargan de “proteger” la edificación de un sismo severo. (Meza, 2014)

En el Perú, es cada vez más grande la cantidad de edificaciones que se construyen en zonas sísmicas, lo cual es fácilmente demostrable con los números emitidos por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). Por ejemplo, en enero del 2013, el sector construcción creció 18.40%. El consumo interno de cemento aumentó 18.64% en enero del 2013 en comparación a enero del 2012. Por último, la Población Económicamente Activa (PEA) se incrementó gracias al sector construcción en 13.0%. Después de haber demostrado el aumento de construcción en el Perú, se concluye que cada vez los retos para los ingenieros estructurales y constructores serán más grandes. (Meza, 2014)

Y uno de los aspectos a considerar en las estructuras que actualmente se vienen edificando es que se usan técnicas clásicas de construcción; y es que estas no solucionan problemas que se presentan cuando tenemos determinadas características geográficas como topografía accidentada y características arquitectónicas que no permiten usar un determinado tipo de cimentación.

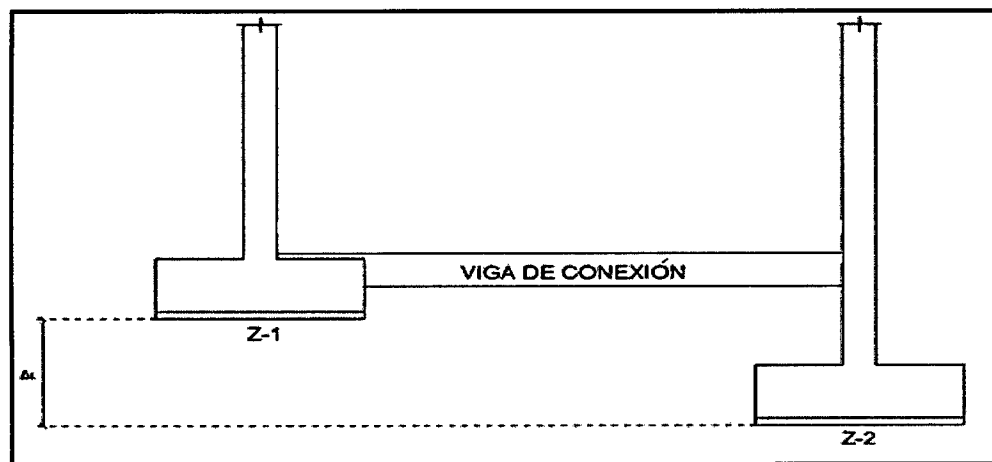


Figura N° 2. Vista de dos zapatas a diferente profundidad de desplante.

El Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde 9° en la escala Mercalli Modificada. Cerca de 18 millones de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestos a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. Cabe indicar que, en investigaciones sísmicas, aún están lejos de poder resolver el peligro sísmico, el cual se incrementa y al que están expuestos cotidianamente. (Villareal, 2009).

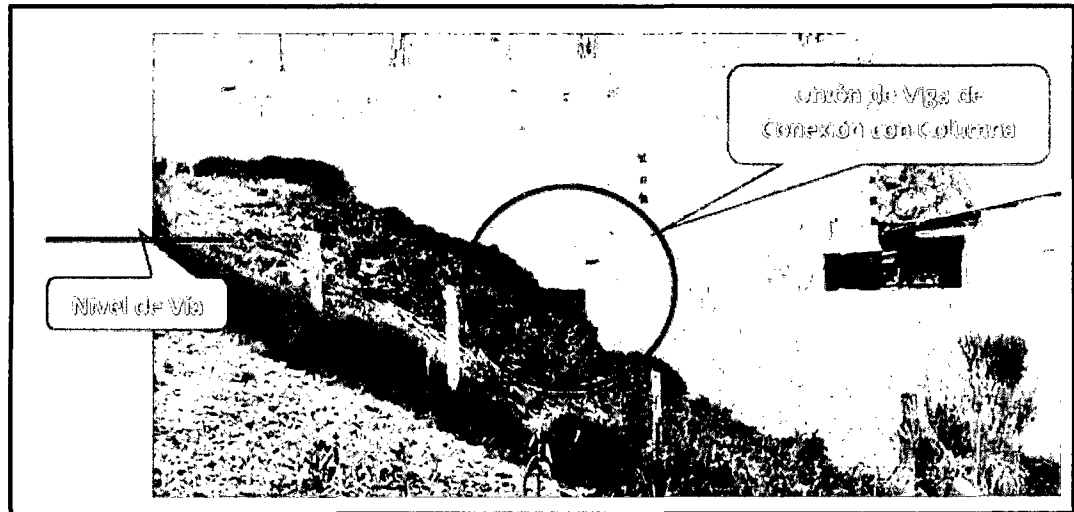


Figura N° 3. Vivienda ubicada en Chachapoyas cuya cimentación se construyó a desnivel.

II. OBJETIVOS

Objetivo general.

Determinar el comportamiento sísmico de zapatas conectadas a diferente profundidad de desplante en una propuesta de vivienda ubicada en la ciudad de Chachapoyas, Amazonas - 2016.

Objetivos Específicos.

- a) Determinar los esfuerzos que se producen en las sub-estructura cuando actúa una carga lateral (sismo) en los elementos de la cimentación (zapatas, viga de conexión, columnas), cuando se considera un sistema con zapatas conectadas a diferente profundidad de desplante.
- b) Proponer alguna alternativa de solución cuando se produzcan grandes esfuerzos sobre los elementos estructurales de la cimentación (innovación).
- c) Comparar la alternativa de solución propuesta con las alternativas ya conocidas tales como: muro de sótano, muro de contención, explanado.
- d) Diseñar cada uno de los elementos estructurales de la cimentación con los cuales la estructura tendrá un adecuado comportamiento frente a una sollicitación sísmica; garantizando seguridad y calidad a bajo costo.

III. MARCO TEÓRICO

Antecedentes de la investigación.

El Perú es uno de los países de América Latina que posee un relieve totalmente variado, teniendo desde las llanuras y arenas costeras, los empinados y variados territorios de sierra hasta los húmedos y boscosos zonas de selva.

La ciudad de Chachapoyas se encuentra en la región sierra a 2350 msnm con un relieve accidentado que lo constituye gran parte de su territorio.

Es así que la población en su afán de migrar hacia lugares donde las oportunidades de desarrollo están más al alcance viene construyendo deliberadamente viviendas en zonas donde las pendientes del terreno son elevadas, además los suelos no son tan estables constituyendo así un peligro público ante cualquier actividad sísmica de gran magnitud que podría suceder dado que la ciudad se encuentra en zona sísmica 02; dichas construcciones se realizan sin ningún criterio técnico donde el propietario solamente se limita a adquirir un lote de terreno y por iniciativa propia empieza a cimentar y edificar su futura vivienda, en la mayor parte los terrenos tienen fuerte pendiente lo cual obliga a cimentar usando zapatas a diferente profundidad de desplante ya que explanar y nivelar sería demasiado costoso y no estaría a su alcance. (INDECI, 2015).

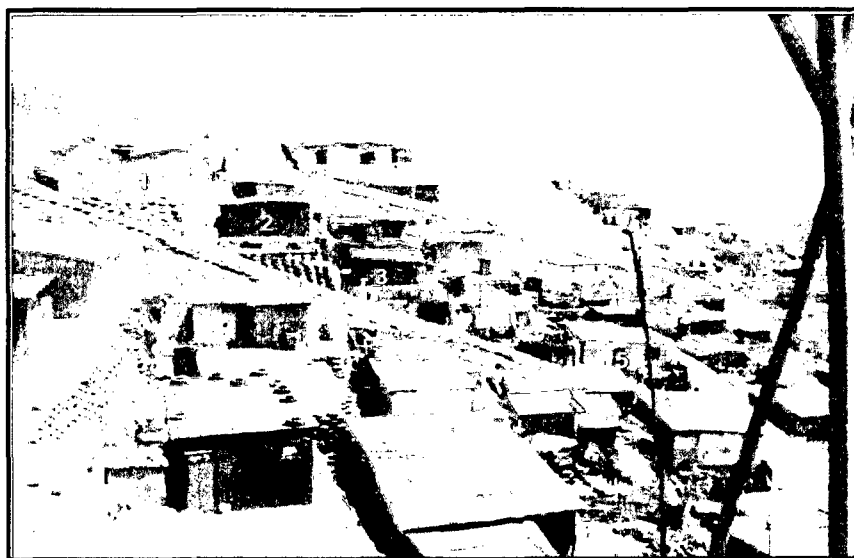


Figura N° 4. Viviendas al borde del colapso (cerro las conchitas – Lima).

Estas características de crecimiento poblacional no solamente lo viven nuestro departamento se ve en mayor grado en ciudades como Lima, Piura, Tumbes y otros, donde la gente migra apresurada por nuevas oportunidades ya sea laborales, educación y calidad de vida; pero la mayor parte de estos migrantes forman urbanizaciones en lugares no aptos para edificar.

Las características del relieve de la ciudad hace que las construcciones a plantear tenga especial tratamiento ya que para su fundación se deberá realizar grandes movimientos de tierras lo que ocasiona gastos excesivos y en algunos casos hace que la propuesta de cimentación sean laboriosas ya que al tener una edificación ya construida y se desea hacer una adyacente a esta y al tener un terreno accidentado se tiene que usar una escalera para llegar al siguiente nivel lo que ocasiona incomodidad a los habitantes; por ello es conveniente facilitar un diseño que proponga construir a un solo nivel pero que la subestructura tenga cotas distintas de acuerdo a la superficie del terreno.

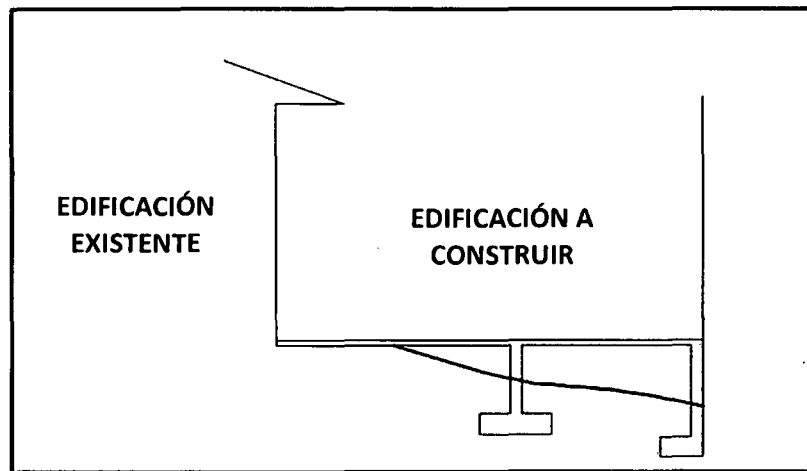


Figura N° 5. Vista en elevación de una construcción a ampliar con una existente.

La ciudad de Chachapoyas se encuentra ubicada en zona de sierra, con climas variado y templado, con características de su suelo que constituyen arcillas y limos inorgánicos de baja plasticidad hasta rocas basamento calizas; además está conformada por lomadas y relieve accidentado de fuertes pendientes. (INDECI, 2010, PDU-Chachapoyas).

Todo ello constituye un problema a resolver planteando alternativas basados en criterios técnicos y con bases científicas que permitan edificar y evitar pérdidas de vidas humanas tras un evento sísmico de cualquier magnitud.

Los problemas que se deben analizar para la toma de decisiones en las construcciones sobre taludes, concluye que: La ingeniería de fundaciones se había concentrado principalmente en el análisis y diseño de cimentaciones para edificaciones en áreas planas y es relativamente reciente la investigación sobre el comportamiento y diseño de cimentaciones cerca o sobre taludes (terrenos accidentados) estableciendo parámetros. (Suarez, 2010).

Bases teóricas.

La combinación adecuada del arte y la ciencia permite realizar una estructuración de una edificación. Se debe tener en cuenta que toda aquella construcción que sobresalga del terreno natural tiene que ser agradable estéticamente para la vista y también tiene que conjugar con su entorno del lugar de construcción. Pero esto no es el todo, ya que en su interior permanece oculto el criterio y la ciencia ingenieril, los cuales posibilitan su adecuado funcionamiento; es decir a la estructura de la edificación le permitirá resistir las cargas frecuentes (cargas de peso propio) así como las que ocurren aisladamente (cargas de sismo y/o viento). En la actualidad, existen numerosos criterios de estructuración los cuales se han acumulado gracias a la experiencia de los diferentes ingenieros dedicados a esta rama de la Ingeniería Civil. Cada nueva experiencia sísmica es un gran aporte para la estructuración de futuras edificaciones, ya que se permite descubrir algún error oculto y/o proponer mejoras a las prácticas de diseño.

En toda obra de la ingeniería civil, la estructura se diseña mediante un proceso que está comprendido por dos etapas:

- a) **La concepción estructural:** Es el proceso en el cual se ve reflejada la creatividad en el diseño y donde se nota la influencia de la configuración en el funcionamiento sismo-resistente. Además, las características de la configuración van a ser reflejadas tanto en la forma global (total) de la edificación, como en su

tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos estructurales y “no estructurales”. Esta etapa culmina en el esquema estructural.

b) El cálculo estructural: Es más que todo mecánico; es decir en esta parte del proceso se aplican métodos y principios de cálculos definidos para una determinada obra civil. Es importante indicar que el uso posterior de métodos complejos en el cálculo no puede compensar las deficiencias de la etapa de concepción; pero un mal cálculo si puede arruinar una buena concepción de una obra. Esta etapa culmina con los planos y especificaciones técnicas. (Meza, 2014).

➤ **Comportamiento estructural**

El comportamiento estructural es la respuesta que ofrece una estructura ante una acción energética externa (fuerza, momento, corte) de tal manera que esta pueda ser evaluada. (Harmsem, 2010)

➤ **Sistema Estructural**

Es un ensamblaje de miembros o elementos independientes para conformar un cuerpo único y cuyo objetivo es darle solución (cargas y forma) a un problema civil determinado. La manera de ensamblaje y el tipo de miembro ensamblado definen el comportamiento final de la estructura y constituyen diferentes sistemas estructurales; El sistema estructural constituye el soporte básico, el armazón o esqueleto de la estructura total y él transmite las fuerzas actuantes a sus apoyos de tal manera que se garantice seguridad, funcionalidad y economía.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones tenemos los siguientes sistemas estructurales:

- Acero.
- Muros de concreto armado.
- Albañilería armada o confinada.
- Sistema dual.
- Madera.

➤ **Criterios de estructuración sismorresistente**

Toda estructura de una edificación debe cumplir con los dos siguientes objetivos estructurales:

- a) **Resistencia:** La estructura debe ser capaz de resistir las diferentes solicitaciones de cargas que recaen sobre la estructura. Estas cargas pueden ser permanentes o variables. Se debe brindar un sistema resistente adecuado al recorrido de las cargas hasta un punto final de disposición en el terreno. Para este fin existen reglamentos de diseño, los cuales permiten determinar la resistencia de una sección sea de concreto, acero o madera.
- b) **Servicio:** El uso para el cual fue concebida una edificación no puede ser influenciado por las deformaciones excesivas del sistema resistente empleado. Por ejemplo, la rigidez del entrepiso debe ser tal que ante la presencia de un sismo no vibre demasiado y así se evitará generar efectos adversos en los usuarios de la edificación. (Meza, 2014)

Los principales criterios que son necesarios tomar en cuenta para lograr una estructura sismorresistente, son:

i. Simplicidad y simetría

La experiencia de los especialistas en estructuración de edificaciones ha demostrado en numerosas ocasiones que las estructuras simples presentan un mejor comportamiento durante los sismos en comparación a una estructuración compleja. Esto se puede demostrar a través de dos razones principales. Primero, la habilidad que uno presenta para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es definitivamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo, la habilidad que uno presenta para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complejas. Además, los resultados del modelo de análisis estructural de una estructuración simple pueden reflejar aproximadamente bien el comportamiento real de la estructura; sin embargo, cuando las estructuras son complejas se presentan dificultades en el modelo a realizar, por ende, se tendrá que realizar

simplificaciones, los cuales no permitirán asegurar la similitud del modelo con el comportamiento real.

ii. Resistencia y ductilidad

Toda estructura debe presentar resistencia sísmica adecuada en todas sus direcciones. Para poder garantizar la estabilidad tanto de la estructura como un todo y de cada uno de sus elementos el sistema de resistencia sísmica deberá existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales; al proporcionar ductilidad a una estructura se debe tener en cuenta que esta no depende únicamente de la ductilidad de sus elementos individuales, sino también de las conexiones entre ellos, por ende, estas deben diseñarse para permitir un adecuado desarrollo de ductilidad, finalmente, con el diseño de una estructura de concreto armado se debe garantizar que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.

iii. Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación y sus elementos no deben presentar cambios bruscos de rigidez para evitar concentraciones de esfuerzos; por ejemplo, si en la estructuración se usan placas y se desea eliminar en algún nivel, no se deberá hacer un cambio brusco, sino por lo contrario se deberán realizar reducciones paulatinas de manera de obtener una transición.

iv. Rigidez lateral

La estructura debe ser capaz de resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, para lograr este fin es necesario proveer a la estructura de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales; es decir en las estructuras rígidas las deformaciones serán menores.

En la actualidad, es una práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles.

v. Diafragma rígido

En los análisis de la modelación de una estructura es usual considerar como hipótesis la existencia de una losa rígida en su plano, la cual permite realizar la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas se llegan a distribuir en las columnas y placas de acuerdo a su rigidez lateral, y así manteniendo toda una misma deformación lateral para un determinado nivel. (Meza, 2014).

➤ **Cimentaciones**

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno; el terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, o sea, que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que repercutan en los diferentes elementos de la estructura, produciéndoles tensiones parásitas para los cuales no han sido diseñados. Si uno de ellos más o menos que la otra adyacente la diferencia genera esfuerzos que pueden ocasionar daños en los elementos estructurales y no estructurales. (Harmsem, 2000).

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar. Cuando por problemas con la capacidad portante o la homogeneidad del mismo no es posible usar cimentación superficial se valoran otros tipos de cimentaciones.

Hay dos tipos fundamentales de cimentación: superficiales y profundas.

i. Cimentaciones superficiales

i.i. Zapatas aisladas

Son elementos estructurales que se van a encargar de soportar una única columna y de transmitir las cargas al suelo de fundación. El área de la zapata irá variando hasta que el suelo soporte el esfuerzo transmitido sin problemas de asentamiento.

Las zapatas aisladas pueden ser un bloque macizo de concreto o pueden ser armadas en la parte inferior con varillas de acero en malla con una separación máxima entre barras de treinta (30) centímetros. Se debe considerar, como en todo elemento estructural, el debido recubrimiento, que es de 7 centímetros, para proteger la armadura de la corrosión.

i.ii. Zapatas combinadas

Así como las zapatas aisladas soportan la carga de una sola columna y transfieren el esfuerzo al suelo de cimentación, las zapatas combinadas se encargan de soportar más de una columna. Las dimensiones de las zapatas combinadas deben ser tales que su centroide coincida con el centroide de las cargas que llegan a la zapata y como en toda cimentación el esfuerzo transmitido al suelo debe ser menor que el esfuerzo máximo admisible de éste. Se suelen usar zapatas combinadas de dos tipos: de lindero y las intermedias. Cuando se tiene un suelo malo y la carga de lindero es alta, entonces se suele combinar las zapatas, de manera que las zapatas del lindero se unen con las zapatas interiores.

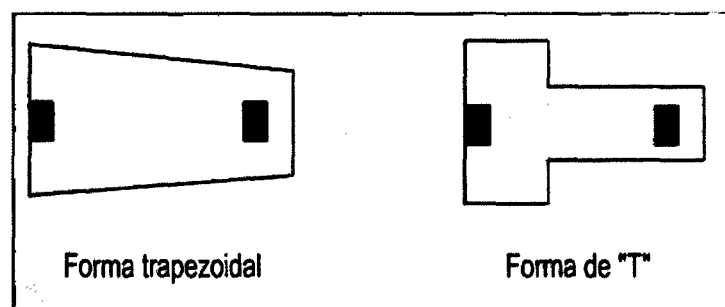


Figura N° 6. Zapatas combinadas.

Y las zapatas combinadas intermedias se generan cuando dos (2) columnas cuya distancia entre ejes es pequeña producen zapatas aisladas con dimensiones tales que terminan estando tan juntas que resulta más práctico unir las.

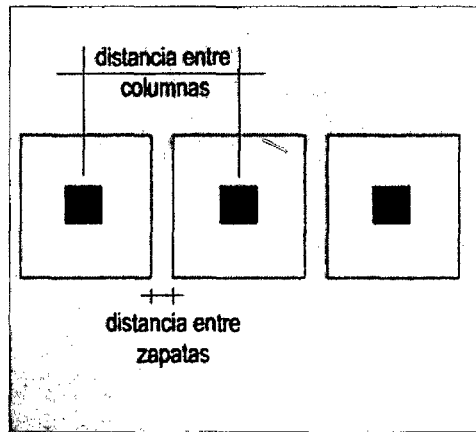


Figura N° 7. Zapatas próximas entre sí.

i.iii. Zapata conectada

La zapata conectada está constituida por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, que permita controlar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral. Se considera una solución económica, especialmente para distancias entre ejes de columnas mayores de 6.00 metros. Usualmente es más económico que la zapata combinada.

Estructuralmente se tienen dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica la que está en el límite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden es resistido por una viga de conexión rígida que une las dos columnas que forman la zapata conectada.

La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural propuesto. La única complicación es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga. Algunos autores recomiendan que la viga no se apoye en el terreno, o que se apoye en el suelo debajo de ella de manera que solo resista

su peso propio. Se usa un ancho pequeño de 30.00 cm ó 40.00 cm, este problema es de poca importancia para el análisis. (Morales, 2005).

i.iv. Cimiento corrido

Es un tipo de cimentación, que se encarga de soportar los muros de la edificación. Este elemento tiene a su longitud como dimensión predominante comparado con su ancho y altura. Se recomienda que ésta última no tenga una longitud menor de 1 metro. El cimiento corrido es positivo para la edificación, ya que, gracias a su gran masa, la estructura está más unida y disminuye los asentamientos diferenciales.

i.v. Plateas de cimentación

Este tipo de estructura puede ser definido como una placa de concreto armado recostada en la superficie del terreno que, como en los otros casos de cimentaciones superficiales, se encarga principalmente de distribuir las cargas provenientes de la edificación al suelo. Esta losa de apoyo contiene vigas en todo el perímetro, y debajo de los muros que transmiten cargas. Debido a que la platea o losa de cimentación tiene una gran área de apoyo en el terreno, es bastante recomendable su uso en suelos poco portantes, por eso es común observarlas en zonas con suelo tipo blando.

También desarrollan un comportamiento bueno en suelos de poca homogeneidad, ya que en éstos se podrían generar asentamientos diferenciales si es que se decide usar otro tipo de cimentación, o como recomendación general, cuando el área de contacto con cimentaciones diferentes a la platea de cimentación excede el 75% del área total del terreno, se debería analizar la posibilidad de usar la losa de cimentación. (Meza, 2014).

ii. Cimentaciones profundas.

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer sobre una gran área sobre la que distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

ii.i. Pilotes: son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes de desplazamiento prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes de extracción ejecutados in situ). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón.

ii.ii. Pantallas: Los Muros Pantalla constituyen un tipo de cimentación profunda muy usada en edificios de altura, que actúa como un muro de contención y brinda muchas ventajas por ahorro de costes y mayor desarrollo en superficies. Es la tipología de cimentaciones más difundida en áreas urbanas para edificios con sótano en un predio entre medianeras, en parkings y a modo de barreras de contención de agua subterránea en túneles y carreteras.

El muro pantalla es un muro de contención que se construye antes de efectuar el vaciado de tierras, y transmite los esfuerzos al terreno.

Estos elementos estructurales subterráneos se emplean también en forma temporal para la contención y retención de paredes.

➤ **Cimentación en laderas**

Cuando el terreno se encuentra en una ladera, tenemos distintos niveles de suelo natural y firme, por lo que, para obtener un piso nivelado, debemos construir los sobrecimientos con diferentes alturas, con algunas consideraciones; lo primero que hay que tener presente es que los cimientos de una casa siempre deben estar apoyados en terreno natural y firme. Por ningún motivo pueden descansar sobre rellenos y mucho menos si son terrenos en ladera. Cuando se desea explanar una ladera, tenemos dos opciones: hacer un corte a media ladera o rellenar la ladera.

También se puede optar por apoyar el forjado (losa) sobre vigas y éstas sobre pilares que llevan como cimentación zapatas, de esta forma se obtiene menor superficie de cimentación.

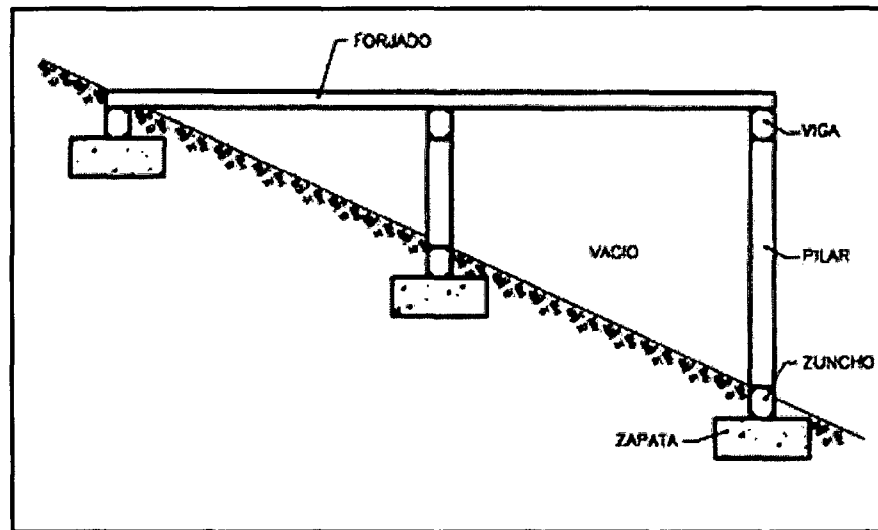


Figura N° 8. Vista en elevación de cimientos a desnivel.

Una mejor alternativa es hacer el trazo sobre la ladera, excavar las zanjas, vaciar los cimientos en gradería y encofrar y vaciar los sobrecimientos a diferentes alturas para llegar a un mismo nivel. Para todos los casos en que estos sobrecimientos tengan más de 1 metro de altura, deben ser de concreto armado, es decir con acero de refuerzo.

(Aceros Arequipa, (2016) *Cimentación En Terrenos En Ladera*.

Recuperado el 25 de febrero del 2016 de: <http://www.acerosarequipa.com/manuales/manual-para-propietarios/7-procedimientos-por-partidas/74-cimentacion-en-terrenos-en-ladera/741consideraciones-de-la-cimentacion-en-terrenos-en-ladera.html>).

Por lo común en terrenos inclinados las zapatas se escalonan a la manera de escaleras. A veces, cuando la inclinación de la superficie del terreno es relativamente ligera, las cimentaciones se construyen de modo que se conformen a la inclinación de la ladera. Cuando una zapata deba encontrarse cerca de otra y a mayor elevación, es común restringir la colocación de tal modo que un plano trazado desde la parte inferior de la zapata más alta, a un ángulo de 45° de horizontal, no intersecte a la zapata más baja. Por supuesto, la zapata inferior se deberá construir y rellenar primero. No obstante, en algunos casos, será necesario excavar por debajo de una zapata adyacente para instalar una nueva zapata a menor elevación. Puede ser que el ángulo del talud

superior no siempre sea seguro. Por ejemplo, si el suelo es de arena con ángulo de fricción de 30° , el talud estable de 30° significará que la zapata superior puede fallar. Es necesario pedir a los ingenieros de suelos métodos adecuados. Poner una zapata a menor distancia que la línea de 45° , puede ser necesario limitar el valor de capacidad de carga para la zapata superior y puede esperarse que la zapata inferior tenga asentamientos un poco mayores, puesto que soportará parte de la carga de la zapata superior. Quizá sea mejor poner la zapata superior a mayor profundidad. Asimismo, será posible modificar la localización de la zapata superior y hacer un diseño especial para la conexión entre la columna y la zapata.

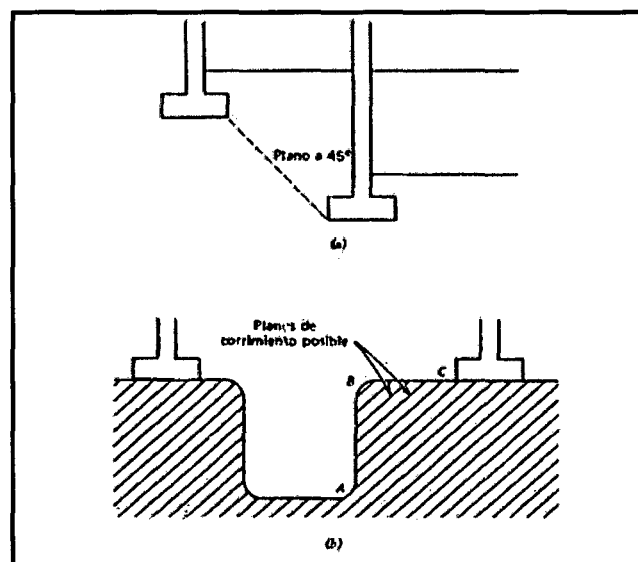


Figura N° 9. Limitaciones que afectan a las zapatas.

Los cimientos sobre taludes o laderas o con base inclinada no permiten desarrollar las superficies de resistencia al corte en su totalidad, tal y como se generarían si el terreno fuera horizontal. Por tal motivo se debe aplicar también una reducción a los factores de capacidad de carga, para que tomen en cuenta esta situación. Por otro lado, la estabilidad de los cimientos en estas circunstancias puede ser analizada a la luz de los métodos clásicos de análisis de estabilidad de taludes.

En estos casos la presión admisible de la cimentación, sería tal que permita mantener un factor de seguridad adecuado contra la falla del talud. (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009).

Definición de términos básicos

Análisis sísmico: El análisis sísmico de la edificación tiene como objetivo encontrar las fuerzas y momentos internos debidos a la carga sísmica, en cada uno de los elementos del sistema estructural para luego proceder al diseño. (Herráiz,1997).

Cimentación superficial: Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales de una edificación cuya misión es transmitir sus cargas o elementos apoyados en ella al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de las columnas o muros que soporta, el área de contacto entre el suelo y la cimentación debe ser proporcionalmente más grande que los elementos soportados, excepto en suelos rocosos muy coherentes. (Calavera, 1982).

Elementos estructurales: Son aquellos que soportan los esfuerzos y deformaciones que tiene una determinada estructura, siendo parte de ella. Al diseñar los elementos estructurales, debemos de tener en cuenta las deformaciones permisibles y los esfuerzos admisibles. (Villareal, 2009).

Espectro de respuesta: Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de deformación, etc. El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración. Se denomina de respuesta ya que lo que mide es cómo responde la estructura a las acciones que se le inducen desde el exterior; Un espectro de diseño, entonces, es la herramienta, que permite calcular las construcciones, teniendo en cuenta la actividad sísmica de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo, y las características de la estructura (periodo de vibración). (Herráiz, 1997).

Estructura: Es el armazón que le da forma a un edificio, lo sostiene, fija al suelo y hace que las cargas se transmitan a éste. La estructura hace resistente a una edificación ante movimientos sísmicos. (Villareal,2009).

Fuerza cortante: El esfuerzo cortante, de corte, de cizalla o de cortadura es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma. (Delgado, 1990).

Momento flector: Se denomina momento flector (o también "flexor"), o momento de flexión, a un momento de fuerza resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal de un prisma mecánico flexionado o una placa que es perpendicular al eje longitudinal a lo largo del que se produce la flexión.

Es una sollicitación típica en vigas y pilares y también en losas ya que todos estos elementos suelen deformarse predominantemente por flexión. El momento flector puede aparecer cuando se someten estos elementos a la acción de un momento (torque) o también de fuerzas puntuales o distribuidas. (Delgado, 1990).

Muros de corte o placas: los muros de corte, también conocidos como placas son paredes de concreto armado que, dada su mayor dimensión en una dirección, mucho mayor que su ancho, proporcionan en dicha dirección una gran resistencia y rigidez lateral ante los movimientos sísmicos. (Villareal, 2009).

Zapata: es un tipo de cimentación superficial (normalmente aislada), que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o altas. (Calavera, 1982).

IV. MATERIAL Y MÉTODOS

Para el presente estudio se empleó el método descriptivo, que consiste en describir y analizar sistemáticamente lo que existe con respecto a las variaciones o las condiciones de la situación planteada.

De la investigación surge la recopilación de información y análisis para cumplir los objetivos planteados.

Inspección Ocular

Se realizó un recorrido alrededor del área donde se propone la construcción de una vivienda de 04 niveles, con la finalidad de tener una idea visual general de la topografía del terreno y las características del suelo de fundación. De acuerdo a los estudios realizados por el Plan de Desarrollo Urbano (PDU), la ciudad de Chachapoyas está en constante crecimiento poblacional lo que se refleja en el crecimiento de los asentamientos urbanos, tal es el caso del AAHH Pedro Castro Alva, Señor de los Milagros, Luya Urco y Santo Toribio de Mogrovejo, zonas donde han sido acondicionadas para la construcción de viviendas debido a su topografía irregular con pendientes comprendidas entre 5% y 25 % según PDU vigente; es por ello que para el presente estudio se ha considerado proyectar una vivienda de 04 niveles con dos frentes sobre una superficie con pendiente de 12.67%.

Propuesta Arquitectónica

El desarrollo de la presente tesis se inicia a partir de los planos arquitectónicos; estos presentan a un edificio de 04 niveles que se proyecta en un terreno de dos frentes de 225.00 m² (15.00m x 15.00m). El área construida comprende un total de 135 m² (9.00m x 15.00 m) dejando un área libre de 90 m².

La propuesta arquitectónica consta de:

- Primer Piso: 01 Tienda Comercial con SSHH + 01 Mini departamento que consta de: 01 sala + servicios higiénicos, 01 cocina comedor, 01 patio, 01 dormitorio con terraza + servicios higiénicos; en la parte exterior de esta se considera 01 jardín + cochera.

- Segundo Piso al cuarto piso: 01 Departamento familiar por piso que consta de: 01 cocina, 01 sala – comedor, 03 dormitorios, 02 baños y 03 balcones.
- Azotea: lavandería + tendal.
- Escalera en U de dos tramos que une a cada uno de los pisos.

Se elaboraron los planos arquitectónicos teniendo en cuenta los parámetros urbanísticos, edificatorios y densidad residencial de la ciudad de Chachapoyas; esta propuesta arquitectónica servirá para la evaluación y el diseño estructural con la finalidad de encontrar los esfuerzos actuantes sobre los elementos de la cimentación a desnivel que se propone para el desarrollo del presente informe.

Estructuración

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

La edificación a analizar se encuentra estructurado por vigas, columnas, losas aligeradas unidireccionales y placas o muros de corte; la propuesta de edificación cuenta con criterios de estructuración que se deben conocer y aplicar para un adecuado comportamiento estructural, entre estos tenemos:

Simetría

El proyecto tiene simetría en planta y una ligera asimetría en elevación; esto es importante mencionar ya que ella podría ocasionar un efecto torsional el cual aumentaría las deformaciones laterales.

Diafragma rígido

Los diafragmas rígidos están conformados por las losas aligeradas, las cuales permiten la idealización de la estructura como una unidad, es decir, las fuerzas aplicadas en la edificación son distribuidas en los elementos estructurales.

Resistencia

La resistencia ante movimientos sísmicos y Cargas de gravedad es proporcionada por elementos estructurales como: vigas, columnas, losas y muros.

Elementos no estructurales

El proyecto, materia de estudio tiene como elementos no estructurales a los muros y tabiques de ladrillo, los cuales, sólo servirán para separar los distintos ambientes que se encuentran en el área de la estructura. Adicionalmente se buscó que la estructura tenga una resistencia adecuada, pero a la vez se trata de que esta tenga un comportamiento dúctil y no frágil. Ya que no solo interesa que los elementos cumplan con tener una determinada resistencia, sino que presenten un buen comportamiento en el cual permita tener fallas controladas evitando fallas frágiles.

Características de los Materiales

La estructura planteada es de concreto armado en todos los elementos estructurales, que tiene al acero corrugado de refuerzo embebido para que pueda resistir los esfuerzos a los que se encuentre sometido.

4.1.1. Concreto Estructural.

Resistencia a la compresión : $f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$

Peso por unidad de volumen : 2400.00 kg/m^3

Módulo de Poisson : $\nu = 0.20$

Módulo de Elasticidad : $15000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$

El sistema estructural que se plantea es el de sistema de muros estructurales y para los techos se usan losas aligeradas unidireccionales.

4.1.2. Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo para el concreto es de grado 60 ASTM-A615.

Límite de Fluencia : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad : $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Peso por unidad de volumen : $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$

4.1.3. Unidades de albañilería.

Se usaron unidades de albañilería TIPO IV, serán elementos no estructurales (tabiques), los cuales sólo servirán para separar los distintos ambientes.

Suelo de fundación.

Según datos recopilados del Plan de Desarrollo Urbano Chachapoyas (PDU) la edificación proyectada se encuentra ubicada en el barrio Señor de los Milagros de la ciudad de Chachapoyas.

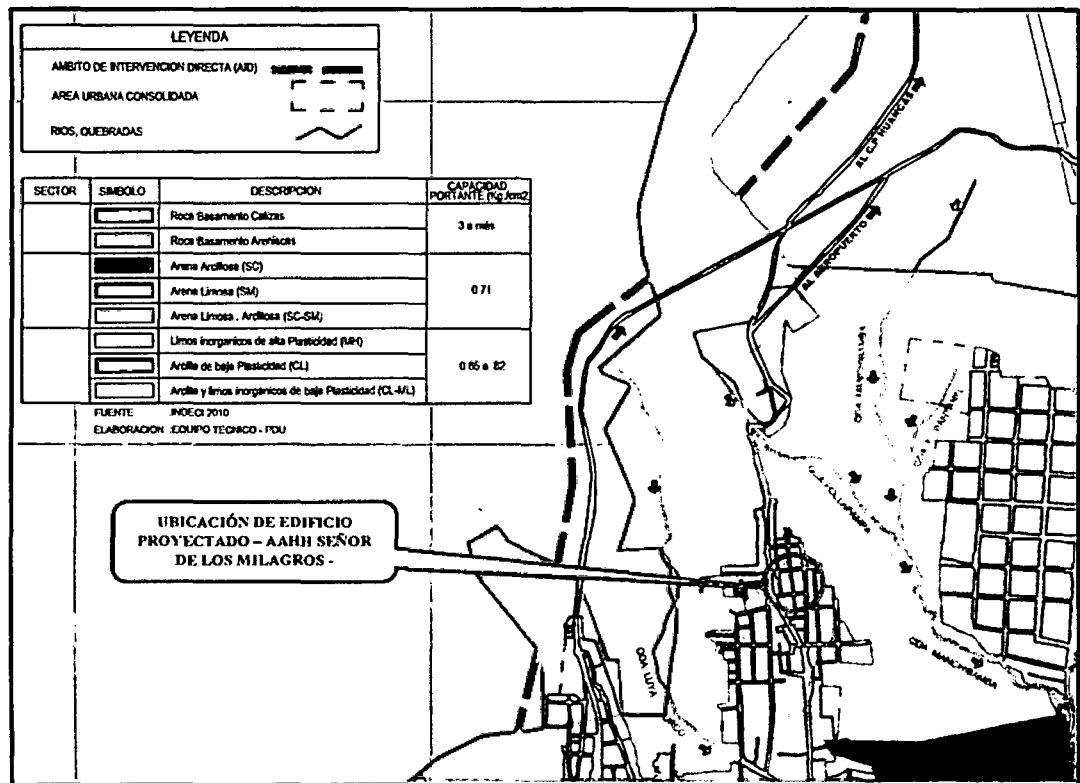


Figura N° 10. Mapa de zonificación (PDU Chachapoyas).

Según esta fuente le corresponde un suelo conformado por rocas basamento areniscas cuya capacidad portante (σ) es mayor a 3.0 kg/cm^2 ; luego de realizado una clasificación visual manual del suelo y además de contrastar con un estudio de mecánica de suelos (EMS) correspondiente a un predio cercano a la zona donde se proyecta la edificación, se tiene un valor de $\sigma = 0.93 \text{ kg/cm}^2$ (ver anexo 02), por lo que se vió por conveniencia usar una capacidad portante de 0.9 kg/cm^2 por ser un valor promedio y más realista del asentamiento Señor de los Milagros de la ciudad de Chachapoyas.

Normas empleadas.

Para el análisis y diseño del edificio se utilizó el Reglamento Nacional de Edificaciones, en especial las siguientes normas.

- Norma técnica de edificación E.020 “CARGAS”.
- Norma técnica de edificación E.030-2016 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”.
- Norma técnica de edificación E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”.
- Norma técnica de edificación E.060 “CONCRETO ARMADO”.
- Norma técnica de edificación E.070 “ALBAÑILERÍA”.

Predimensionamiento de elementos estructurales.

Este proceso de diseño es un mecanismo iterativo el cual consiste en ir perfeccionando una propuesta de elemento inicial, hasta llegar a una propuesta óptima. Por esta razón se supone secciones iniciales para los elementos en la estructura, como vigas y columnas, y con ellos se realiza un análisis estructural preliminar. Las propuestas iniciales de estas secciones no son definitivas, ya que a través del proceso de diseño se van optimizando las secciones de los elementos estructurales, sin embargo, a partir de una buena sección inicial, se puede reducir el número de iteraciones necesarias.

Para el diseño de estructuras primero tenemos que hacer el predimensionamiento para hacer el análisis estructural. Si al hacer el análisis estructural respectivo vemos que lo asumido está en los rangos permisibles entonces pasamos al diseño estructural. De lo contrario tenemos que hacer iteraciones hasta lograr un modelamiento óptimo.

Para el predimensionamiento de elementos de concreto armado existen varios métodos, debido a que es una determinación a priori de las dimensiones de los elementos.

El circuito es el siguiente:

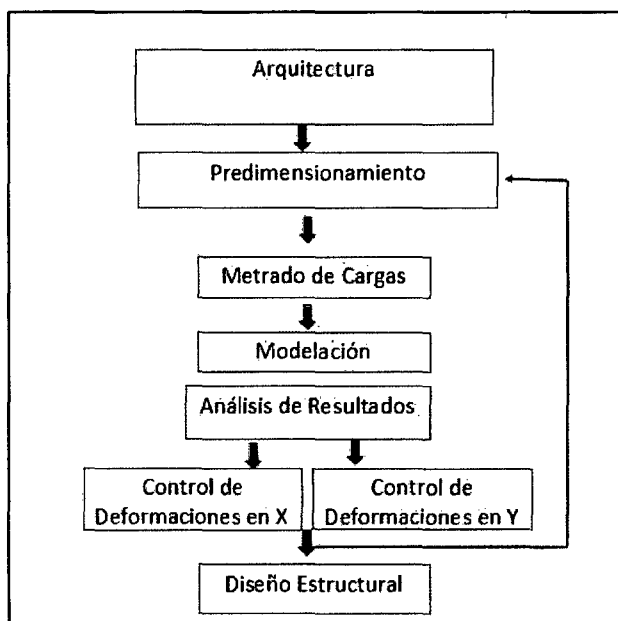


Figura N° 11. Flujo del proceso de diseño.

4.1.4. Criterios de predimensionamiento.

Los siguientes ratios y recomendaciones fueron tomados de la norma E.060 y del libro: “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, de Antonio Blanco.

- **Losas aligeradas:** Para los aligerados armados en una dirección existe una regla práctica que se utiliza con buenos resultados para determinar su espesor. Esta regla consiste en dividir la menor longitud de luz libre (L_n) del paño entre 25. Este espesor de losa incluye tanto al espesor del ladrillo como a los 5 cm. de losa superior, según esta regla práctica se considera los siguientes espesores de losa para cada longitud de luz libre:

Tabla N° 1. Espesores de losa en función a luz libre.

Espesor del Aligerado (cm)	Espesor del Ladrillo (cm)	Usado en Luces
1	12	menores a 4 m.
2	15	entre 5 y 5.5 m.
2	20	entre 6 y 6.5 m.
3	25	entre 7 y 7.5 m.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

- **Vigas:** Para vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte de orden 1/10 a 1/12 de la luz libre; el ancho es menos importante que el peralte pudiendo variar de 0.30 a 0.50 de la altura. La norma peruana de concreto armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm para el caso de estos elementos formen parte de pórticos sismorresistentes.

Las vigas denominadas secundarias, porque no cargan las losas de los pisos o techos, pueden tener menor peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos por cargas de gravedad; sin embargo, si se tiene en cuenta que los esfuerzos de sismo son muchas veces más importantes que los de cargas de gravedad, no debe reducirse mucho su peralte pues además estará perdiendo rigidez lateral en esa dirección; por lo tanto, se debe disponer vigas peraltadas en las dos direcciones.

- **Columnas:** En este caso en particular las columnas se predimensionaron considerando básicamente la carga por compresión, por lo tanto, seguiremos la siguiente regla práctica para predimensionar:

$$\begin{aligned} \text{Área de la columna} &= \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c} && \text{para columnas interiores} \\ \text{Área de la columna} &= \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c} && \text{para columnas exteriores} \end{aligned}$$

- **Placas:** Es difícil estimar métodos específicos para estimar las dimensiones de una placa, en algunos casos el largo de una placa ya viene dado desde la estructuración del edificio y habría que preocuparse solo por el espesor en otros casos se puede probar cambiando ambas dimensiones de manera iterativa; eso dependerá en gran medida de la experiencia del diseñador.

Sin embargo, la norma E.060 nos brinda algunas indicaciones que podemos seguir para establecer algunas dimensiones tentativas; esta señala que el espesor de los muros de corte no deberá ser menor que 1/25 de la altura de los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor de 15.00 cm, salvo que el edificio sea de muros de ductilidad limitada, en donde se puede considerar 10.00 cm de espesor mínimo, pudiendo usarse longitudes a partir de 1.20 metros de longitud.

Metrado de cargas de gravedad.

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio. Este proceso es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estos sean muy importantes. (San Bartolome, 1998).

4.1.5. Tipos de Carga.

En general, las cargas (o solicitaciones) que pueden actuar en un edificio en los siguientes tipos: Cargas Dinámicas y otras solicitaciones. Estas cargas se definen de la siguiente manera:

- **Cargas estáticas:** Son aquellas que se aplican, lo cual hace que se originen esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima. Prácticamente, estas solicitaciones no producen vibraciones en la estructura, y a su vez se clasifican en:
 - a) **Cargas permanentes o muertas:** Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura.
 - b) **Carga viva o sobrecarga:** Son cargas gravitacionales de carácter movable, que podrían actuar en forma esporádica sobre los ambientes del edificio.
- **Cargas dinámicas:** Son aquellas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que se originan sobre la estructura, también cambian con el tiempo; cabe indicar que el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima solicitación, estas cargas pueden ser: vibraciones causadas por maquinarias, viento, sismos, cargas impulsivas (explosiones).

Antes de calcular las cargas actuantes en las columnas o placas procedemos a definir los pesos que serán usados.

Carga Muerta:

Tabla N° 2. Peso específico aproximado de elementos estructurales.

Peso Especifico		
Peso del Concreto	=	2.40 ton/m ³
Peso del Aligerado (17 cm)	=	0.28 ton/m ²
Peso piso terminado	=	0.10 ton/m ²
Peso tabiquería	=	(*) ver tabla N°3.
Vigas de 30x45	=	0.324 ton/m
Vigas de 30x35	=	0.252 ton/m
Vigas de 15x20	=	0.072 ton/m

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla N° 3. Tabla de carga equivalente de la tabiquería (*).

Peso del tabique(kg/m)	Carga equivalente (kg/m ²)
74 o menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Fuente: Análisis de edificios (San Bartolomé, 1998).

Carga viva:

Tabla N° 4. Sobre carga de ambientes en el diseño a utilizar

Sobrecarga(s/c)		
s/c viviendas	=	0.20 ton/m ²
s/c corredores y escaleras	=	0.40 ton/m ²
s/c azotea	=	0.10 ton/m ²

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Análisis Sísmico.

Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultarán dañadas por la acción de los sismos (RNE, 2016).

Filosofía y Principios del diseño sismorresistente:

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente norma los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Consideraciones preliminares para el análisis:

La norma E.030 en su inciso 2.1, basada en la distribución espacial de la sismicidad observada en los últimos años, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica divide el territorio nacional en las siguientes zonas:

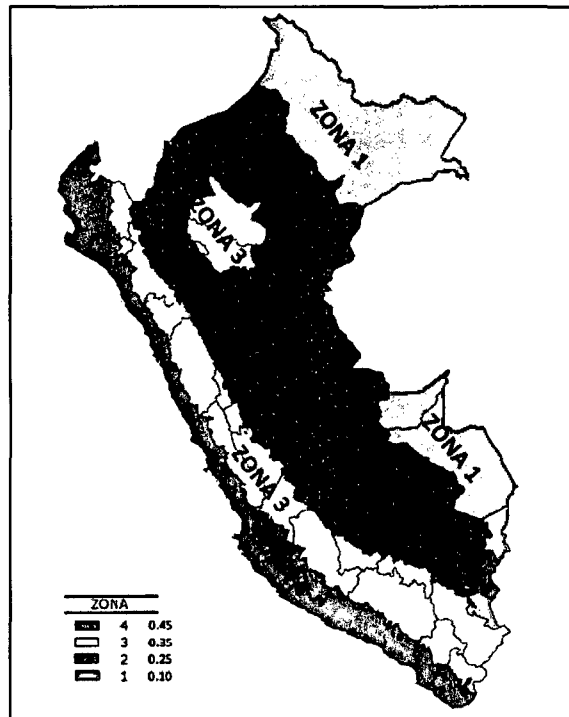


Figura N° 12. Zonas sísmicas según Norma E.030 – 2016

A cada zona sísmica del territorio nacional se le ha asignado un factor “Z” este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla N° 5. Valores del factor de zona

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: Norma E.030 – 2016

Consideraciones geotécnicas:

La norma E.030-2016 clasifica a los suelos tomando en cuenta sus propiedades mecánicas, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Los tipos de perfiles de suelo son:

- Perfil tipo S₀: Roca dura.
- Perfil tipo S₁: Roca o suelos muy rígidos.
- Perfil tipo S₂: Suelos intermedios.
- Perfil tipo S₃: Suelos blandos.
- Perfil tipo S₄: Condiciones excepcionales.

A cada tipo de suelo le corresponde un factor de amplificación “S” y periodos “T_P” y “T_L”.

Tabla N° 6. Factor “S”.

Zona	Suelo			
	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

Fuente: Norma E.030 – 2016.

Tabla N° 7. Periodo T_P y T_L para cada perfil de suelo.

Periodo	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma E.030 – 2016.

Para casos de suelos con características excepcionales, los valores de T_P y T_L serán establecidos por el especialista, pero no podrán ser menores que los especificados para el tipo S₃.

Factor de amplificación sísmica:

Este valor “C” representa la amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo; en la norma se define las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T < T_L & C = 2.5\left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Categoría de la edificación:

La norma E.030-2016 define el factor de uso e importancia “U” según la clasificación de la edificación; pudiendo clasificar a estas en esenciales, importantes, comunes y temporales.

Sistema estructural.

a) Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

- **Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.
- **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

- **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por 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.

b) Estructuras de Acero

Los sistemas que se indican a continuación forman parte del sistema estructural resistente a sismos.

- **Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)**
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incursionan en la zona de endurecimiento por deformación.
- **Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)**
Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- **Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)**
Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- **Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)**
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los arriostres en compresión y fluencia en los arriostres en tracción.
- **Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)**
Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.
- **Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)**
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre arriostres.

c) Estructuras de Albañilería

Edificaciones cuyos elementos sismorresistente son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

d) Estructuras de Madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras arriostradas tipo poste y viga.

e) Estructuras de Tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0).

Según la nueva norma E.030, esta clasifica a los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección; la norma vigente define el coeficiente de reducción de fuerza sísmica en función al sistema estructural.

Tabla N° 8. Valores del coeficiente de reducción según norma E.030.

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0(*)
Acero:	
Pórticos especiales resistentes a momentos(SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos(IMF)	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos(OMF)	6
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados	8
Pórticos ordinarios concéntricamente	6
Pórticos excéntricamente arriostrados(EBF)	8
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E.030 – 2016.

Procedimiento de análisis sísmico:

Se debe utilizar los procedimientos siguientes:

A) Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación; podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según numeral 3.5 de la E.030 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

Fuerza cortante en la base:

La fuerza cortante total en la base de la estructura correspondiente a la dirección considerada se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.125

Distribución de la fuerza sísmica en altura: las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i correspondiente a la dirección considerada se deberá calcular mediante:

$$F_i = \alpha_i V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^j}$$

Donde:

n: número de pisos del edificio

k: exponente relacionado con el periodo fundamental

Para T menor o igual a 0.5 s: K=1.00

Para T mayor a 0.5 s: K=(0.75+0.5T)

Periodo fundamental de vibración:

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

h_n = altura total de la edificación

C_t = factor dependiente del sistema estructural

Tabla N° 9. Factor dependiente del sistema estructural.

Factor	Sistema estructural
	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:
Ct=35	a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte. b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arrostramiento.
	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:
Ct=45	a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. b) Pórticos de acero arriostrados.
Ct=60	Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y Muros de ductilidad limitada.

Fuente: Norma E.030 – 2016.

Adicionalmente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i d_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n f_i d_i)}}$$

Excentricidad accidental: se deberá considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

$$e_x = 0.05L_x$$

$$e_y = 0.05L_y$$

B) Análisis dinámico modal espectral.

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

Modos de vibración:

En cada dirección se considerarán 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 en la dirección de análisis

En forma práctica:

$$M = 3P$$

Donde:

M: número de modos de vibración

P: número de pisos en el modelo

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

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Criterios de combinación: Mediante los criterios de combinación se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. La repuesta máxima elástica esperada podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Fuerza cortante mínima: para cada una de las direcciones en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % de valor calculado en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Es decir:

$$V_{dinam} > 0.8V_{estatico} \quad \text{Para estructuras regulares.}$$

$$V_{dinam} > 0.9V_{estatico} \quad \text{Para estructuras irregulares.}$$

Excentricidad accidental (efectos de torsión): se deberá considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

$$e_x = 0.05L_x$$

$$e_y = 0.05L_y$$

Diseño de elementos de elementos estructurales.

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados de este siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años. (Harmsem, 2000).

Los elementos estructurales de la sub-estructura se diseñaron por el método de resistencia última; con esto se pretende proporcionar a los elementos una resistencia adecuada según como indica la norma E.060 utilizando factores de carga y factores de reducción de resistencia.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Donde:

- U : resistencia requerida o resistencia última.
- CM : carga muerta.
- CV : carga viva.
- CS : carga de sismo.

Cada una de estas combinaciones se encuentra especificadas en la norma E.060 en el acápite 9.2.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento deberá tomarse como la resistencia nominal multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia según la sollicitación a la que esté sometido el elemento.

Flexión sin carga axial: 0.90

Cortante y torsión: 0.85

Carga axial: 0.70

En general:

Resistencia de diseño \geq resistencia requerida

Resistencia de diseño = ϕ Resistencia nominal

4.1.6. Columnas.

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso de la estructura completa; En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o que cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión poseen muy poca advertencia visual, lo que también se denomina falla frágil.

En el diseño de las columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se le denomina flexocompresión. Se asumen las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo presente un problema adicional, la esbeltez del elemento.

4.1.6.1. Esbeltez en columnas.

La esbeltez de una columna se evalúa con un factor de corrección denominado δ , el cual se subdivide en δ_1 (δ local o δ individual), que corrige al momento flector debido a cargas de gravedad, y en δ_g (δ global), que corrige al momento flector debido a los desplazamientos laterales relativos generados en la mayoría de casos por el sismo.

El factor δ_1 afecta a las columnas como elementos individuales, mientras que el δ_g afecta a todas las columnas de un entrepiso por igual, considerando que los desplazamientos laterales son iguales para todas las columnas de un entrepiso; En un edificio, normalmente las columnas propensas a ser corregidas por esbeltez local son las de menor sección, la de mayor longitud (como por ejemplo en el caso de una columna sin arrostramiento intermedio que tenga doble altura), o la de mayor carga axial.

4.1.6.2. Efecto local de esbeltez.

El efecto local de esbeltez en una columna se puede despreciar si se cumple lo siguiente:

$$\frac{L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde:

L_n = Luz libre de la columna en la dirección analizada, considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

r = Radio de giro de la sección transversal ($\sqrt{\frac{I}{A}}$)

M_1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Si se diera el caso que no fuera despreciable el efecto de esbeltez, éste se debería calcular con la siguiente fórmula:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

Donde:

P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, igual a 0.7 para el caso de columnas estribadas.

P_c = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

C_m = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

4.1.6.3. Efecto global de esbeltez.

El efecto global de esbeltez (δ_g) se evalúa, si se conocen las deformaciones laterales de los entrepisos, mediante la siguiente fórmula:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q}$$

Dónde:

Q = Es el índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{(\sum P_u)U}{V_u h}$$

$\sum P_u$ = Suma de las cargas axiales amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

U = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, U deberá multiplicarse por $0.75 \times R$ (R = coeficiente de reducción).

V_u = Fuerza cortante amplificada a nivel del entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

h = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar; en el caso que δ_g es igual a 1 sólo se amplificará el momento por δ_1 (efecto local de esbeltez).

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse, y se calculará δ_g con el valor de Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

4.1.6.4. Flexo compresión en columnas.

El diseño por flexo-compresión de las columnas, se hace mediante el uso de los diagramas de interacción, los cuales pueden ser elaborados con el uso de la teoría explicada en diversos libros; sin embargo, para evitar la elaboración de estos diagramas, al menos de aquellos de columnas de formas convencionales, se puede hacer uso de los ábacos de diseño, los cuales son diagramas de interacción genéricos elaborados para diferentes formas de columnas, diferentes resistencias del concreto, diferentes resistencias del acero y diferentes disposiciones del refuerzo vertical; otra alternativa, la cual es muy usada hoy en día, es hacer uso de programas de cómputo, los cuales permiten obtener de manera rápida diagramas de interacción.

4.1.6.5. Flexión biaxial.

Si es que existen momentos actuando en ambos ejes de la sección, se debería construir un diagrama de interacción a manera de una superficie; al ser un procedimiento engorroso la norma vigente E.060 propone una forma conservadora de estimar el rango en el cual el diseño por flexocompresión uniaxial conserva su validez, es así que propone evaluar las siguientes expresiones basándose en las ecuaciones de Bresler:

$$\text{Si: } \frac{P_u}{P_n} \geq 0.1 ; \quad \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}}$$
$$\text{Si: } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.1 ; \quad \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

La aplicación de los coeficientes ϕ no cambia el desarrollo de la ecuación; siempre y cuando estas sean constantes para todos los términos; para propósitos de diseño la ecuación de Bresler puede reestructurarse de la siguiente manera:

$$\frac{1}{\phi P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{on}}$$

Donde:

P_u = Carga axial última de diseño

M_{ux} = Momento último de diseño respecto al eje X

M_{uy} = Momento último de diseño respecto al eje Y

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X ($e_y=0$)

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y ($e_x=0$)

ϕM_{nx} = Resistencia de diseño respecto al eje X

ϕM_{ny} = Resistencia de diseño respecto al eje Y

ϕP_{on} = Resistencia de diseño respecto bajo la acción únicamente de carga axial.

$$\phi 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

A_g : Área bruta de la sección.

A_{st} : Área de refuerzo longitudinal.

4.1.6.6. Fuerza cortante en columnas.

El diseño por fuerza cortante de las columnas se debe hacer con el mayor valor de los siguientes dos casos: El mayor V_u de las 5 combinaciones de diseño, o el cortante obtenido de la siguiente fórmula: $\frac{M_a + M_b}{L_n}$ donde M_a y M_b son los momentos nominales a los extremos de la luz libre de la columna, uno en la parte superior y otro en la parte inferior, y L_n es la luz libre de la columna. En el segundo caso mencionado; M_a y M_b se obtienen del diagrama de interacción y son los momentos que realmente puede ser capaz de resistir la columna con el acero colocado; en nuestro caso se obtuvo de la aplicación del *Section designer* del ETABS v2.0.

El objetivo de hallar un cortante a partir de los momentos nominales, es el de evitar que el elemento falle por cortante, ya que generalmente al diseñar por flexo-compresión, queda una holgura en el diseño. Esa holgura se traduce como una sobre resistencia que se le da a la columna por flexo-compresión; por lo tanto, se debe compensar este incremento de resistencia haciendo que la columna también tenga una sobre resistencia por cortante, con esto se asegura que, si el elemento debe fallar, falle por flexión y no por corte.

Entonces, conocido el valor del cortante de diseño (V_u diseño), se aplica la fórmula del aporte al cortante del refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_{u_diseño}}{\phi} - V_c, \text{ donde } \phi = 0.85$$

Para el cálculo del V_c se aplica la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)b_w d$$

Donde:

N_u = Carga Axial Amplificada asociada al momento nominal mayor.

A_g = Es el área bruta de la sección.

Conocido el valor del V_s , se calcula el espaciamiento de los estribos:

$$S = \frac{(A_v)(f_y)(d)}{V_s}$$

Para el diseño por cortante de columnas, en la mayoría de los casos no gobierna lo planteado anteriormente, sino que gobierna el espaciamiento indicado por la Norma Peruana que sostiene lo siguiente:

- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo será el menor de los siguientes tres valores: $16d_b$ (d_b = diámetro de la barra), la menor dimensión de la columna ó 30 cm.
- Dentro de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos será el menor de los siguientes dos valores: 10 cm. ó la menor dimensión de la mitad de cada una de las dimensiones de la columna. El primer estribo se colocará a 5 cm medido desde la cara.

- La dimensión de la zona de confinamiento será la mayor de las siguientes medidas: 1/6 de la luz libre de la columna, la máxima dimensión de la sección transversal de la columna ó 45 cm.

4.1.7. Cimentaciones.

Las cimentaciones reciben las cargas de los elementos verticales y las transmiten al terreno; el diseño debe buscar no sobrepasar los límites de resistencia en el suelo, en los esfuerzos internos y los límites de estabilidad.

4.1.7.1. Zapatas aisladas.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo. Estas propiedades del terreno sobre el cual se piensa cimentar se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos.

4.1.7.2. Dimensionamiento de zapatas.

Las zapatas se diseñarán para que transmitan al terreno una presión menor que la admisible. Para el cálculo de la presión ejercida sobre el terreno se trabaja con las cargas de gravedad y las cargas de sismo, ambas en servicio.

El área necesaria para la zapata se obtiene estimando su peso propio como el 5% de las cargas en servicio (CM+CV), además la capacidad portante del suelo (σ) se reduce debido al peso del suelo sobre el nivel de la cimentación ($\gamma \cdot h$) y si es que hubiese se debe añadir la sobrecarga del piso del sótano.

$$A_{necesaria} = \frac{(1 + a\%)(P_{CM} + P_{CV})}{(\sigma - \gamma h - s/c)}$$

Dónde:

$a\%$ = Porcentaje de carga de servicio (usualmente 0.05)

$(P_{CM} + P_{CV})$ = Carga de servicio.

σ = Capacidad portante del suelo de fundación.

γ = Peso específico del suelo.

s/c = Sobrecarga.

Con esta área se puede calcular las dimensiones de la zapata, si se asume volados “v” iguales a partir de los lados de la columna, entonces se tendrá una sección, que será:

$$L_x = 2L_{vx} + D_x$$

$$L_y = 2L_{vy} + D_y$$

Donde a x b son las dimensiones de la columna.

Con las dimensiones supuestas de la zapata, se verifica que no se exceda la capacidad admisible del terreno, haciendo un análisis con cargas de gravedad (sin amplificar) y otro con cargas de sismo en servicio. Se aplica las siguientes expresiones:

Verificación por cargas de gravedad.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_y L_x^2} + \frac{6M_y}{L_x L_y^2} \leq \sigma_{adm}$$

Verificación por cargas de sismo.

La norma E.060, numeral 15.2.4, permite un incremento del 30% de la presión admisible en caso de verificar presiones incluyendo cargas de sismo, este por ser cargas temporales.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6(M_x + M_{sx})}{L_y L_x^2} + \frac{6(M_y + M_{sy})}{L_x L_y^2} \leq (\sigma_{adm})_{1.3}$$

Algunas verificaciones adicionales se efectuarán usando el software especializado en el diseño de cimentaciones (SAFE v2014).

Verificación por punzonamiento.

Se analiza el corte en las dos direcciones, encontrándose las cortantes en la sección crítica ubicada a $d/2$ de la cara de la columna. La zapata actúa como una losa en dos direcciones y el diseño se basa en las disposiciones de la norma E.060, numeral 11.12.2.1.

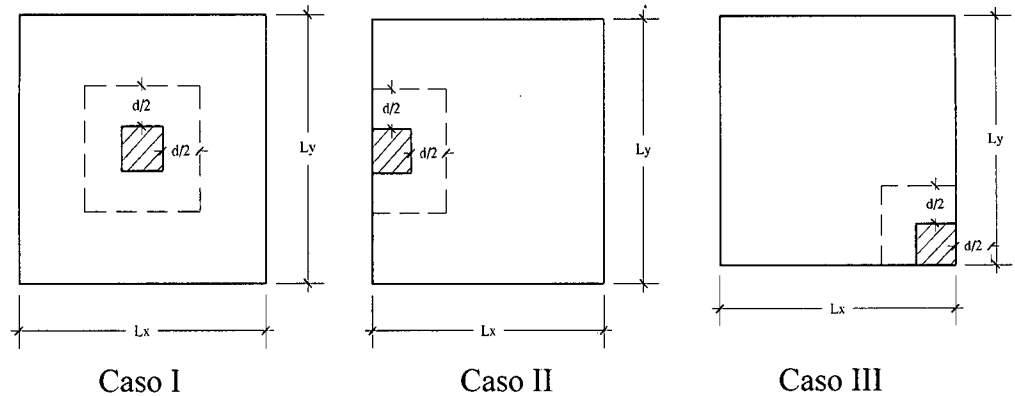


Figura N° 13. Sección crítica para verificación por punzonamiento

Donde menciona que la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$i) \quad V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

Donde:

b_0 = Perímetro de la sección crítica para la cortante en zapatas.

Zapatas interiores: $b_0 = 2(Dx + Dy + 2d)$

Zapatas laterales: $b_0 = (Dx + d) + 2 \left(Dy + \frac{d}{2}\right)$

Zapatas esquineras: $b_0 = \left(Dx + \frac{d}{2}\right) + \left(Dy + \frac{d}{2}\right)$

β = Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna.

$$ii) \quad V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

Donde:

α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$iii) V_c = 1.06\sqrt{f'c}(b_0d)$$

La resistencia requerida por punzonamiento V_u se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma(A_{total} - A_0)$$

Donde:

A_0 = Área encerrada por la sección crítica

Zapatas interiores: $A_0 = (Dx + d)(Dy + d)$

Zapatas laterales: $A_0 = (Dx + d)(Dy + \frac{d}{2})$

Zapatas esquineras $A_0 = (Dx + \frac{d}{2})(Dy + \frac{d}{2})$

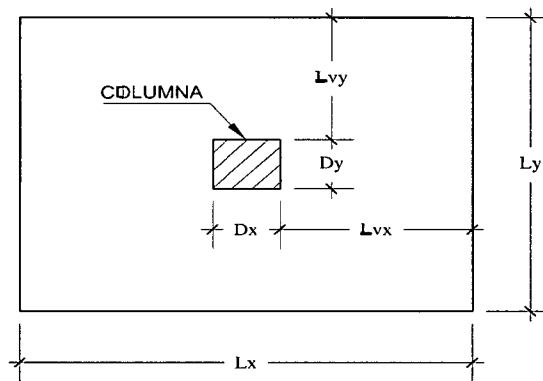


Figura N° 14. Parámetros para el diseño general de zapatas.

De las ecuaciones anteriores deberá cumplirse que $\phi V_c > V_u$, de lo contrario será necesario incrementar el peralte de la zapata.

Verificación por flexión.

La resistencia requerida por corte V_u , se calcula en cada dirección mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Para la dirección X-X: } V_u = \sigma L_y(Lv_x - d)$$

$$\text{Para la dirección Y-Y: } V_u = \sigma L_x(Lv_y - d)$$

La resistencia de diseño se calcula según:

$$\text{Para la dirección X-X: } \phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (L_y d)$$

$$\text{Para la dirección Y-Y: } \phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (L_x d)$$

Para ambas direcciones deberá cumplirse que $\phi V_c > V_u$, de lo contrario será necesario aumentar el peralte de la zapata.

Diseño por flexión.

En el presente informe la resistencia requerida por flexión se obtuvo mediante las combinaciones de carga definidas en el software especializado en el diseño de cimentaciones SAFE v2014.

El cálculo del refuerzo necesario se realizó usando tablas de diseño, las cuales relacionan el parámetro Ku y la cuantía ρ , similar al procedimiento de diseño en elementos sometidos a flexión pura.

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \quad Ku = \rho \quad As = \rho b d s = \frac{Ab}{As}$$

Al momento de hacer la distribución de varillas de acero, se debe tener en cuenta lo especificado en el artículo 9.7 de la norma E.060, el cual define la cuantía mínima para el refuerzo inferior en las zapatas a 0.0018 y para el refuerzo superior la cuantía mínima a 0.0012; además la separación del refuerzo no deberá exceder 3h, ni 40 cm.

4.1.8. Muros de Corte.

El uso de muros aumenta cada día debido a la utilidad que proporcionan y a las cargas que son capaces de resistir, así como debido a la restricción al desplazamiento lateral que proporcionan.

Se tiene la posibilidad de escoger el método para su diseño, pudiendo hacerse como:

- a) Diseño de muros como elementos a compresión, usando el método de esfuerzos a carga axial.
- b) Diseño de muros por elemento empíricos (muros de corte).
- c) Diseño de muros por el método general.

Estos muros han sido comúnmente denominados “muro de corte”, aunque esa denominación no es la más exacta a pesar de que en la mayoría de los casos toman las cargas horizontales y cortantes, prácticamente en la totalidad del edificio. Es difícil poder fijar un dimensionamiento de las placas puesto que, como su principal función es absorber fuerzas de sismo, mientras más importantes sean, tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos; las placas pueden hacerse mínimo de 10 cm de espesor (muros de ductilidad limitada), pero generalmente se consideran de 15, 20, 25 o 30 cm. Para una primera aproximación de longitud se puede usar la siguiente expresión.

$$L_{x,y} = \frac{V_{BASAL}}{\phi 0.53 \sqrt{f'c} b(0.8)}$$

Donde:

$L_{x,y}$ = Longitud de placa.

V_{BASAL} = Cortante basal.

ϕ = Factor de reducción.

b = Espesor propuesto de placa.

Para un adecuado predimensionamiento y un adecuado comportamiento se recomienda usar una longitud mínima de 1.20 m. (Villareal, 2009).

Para analizar el caso planteado en la presente tesis se usó el método general de diseño presentados en el capítulo 5 y 10 del American Concrete Institute (ACI), debido a:

- Si los muros están sometidos a flexión por cargas horizontales.
- Si los muros están sometidos a carga axial y momento.
- Si la carga axial se ubica fuera del tercio central.

4.1.8.1. Diseño de muros por el método general.

El esfuerzo cortante generado por las cargas paralelas a la cara del muro:
 Cuando la carga actúa en el plano del muro, la resistencia del concreto al corte se determina de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.88\sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w (0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 N_u / l_w h)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d$$

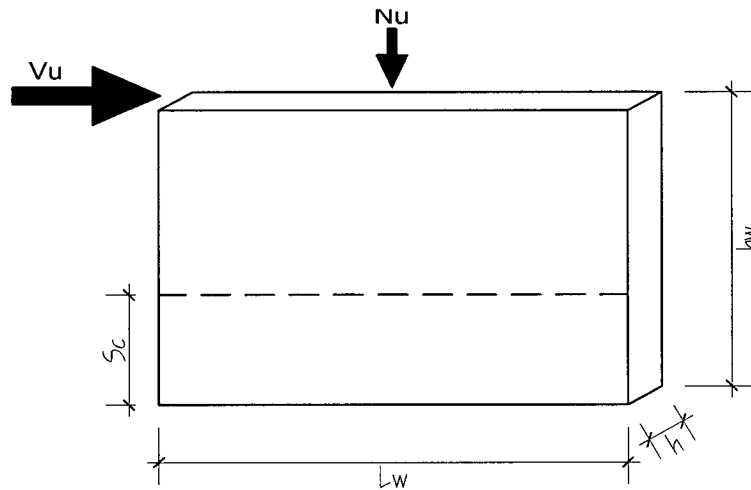


Figura N° 15. Descripción gráfica de muro de corte.

Donde:

N_u = Carga axial amplificada en el muro, positiva si es de compresión y negativa en caso contrario.

M_u = Momento flector amplificado en la sección analizada.

V_u = Fuerza cortante amplificada en la sección analizada.

l_w = Longitud del muro.

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto.

h = Espesor del muro.

d = Peralte efectivo del muro en la dirección paralela a sus cargas, estimado en $0.8 l_w$ (ACI-11.10.4).

S_c = Sección crítica de corte.

El esfuerzo cortante generado por las cargas paralelas a la cara del muro:

Cuando la carga actúa en el plano del muro, la resistencia del concreto al corte se determina de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} h d$$

Si el muro resiste tracción se puede emplear:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{0.029 N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} b_w d$$

Donde:

N_u = Carga axial amplificada negativa.

b_w = Espesor del muro de concreto.

A_g = Área de sección.

La sección crítica de corte, es la altura crítica de evaluación h_{sc} , este valor está dado por el menor de:

$$h_{sc} = \frac{l_w}{2}, h_{sc} = \frac{h_w}{2}$$

Donde:

h_w = Altura del muro.

l_w = Longitud del muro.

La resistencia nominal del muro, será menor que:

$$V_n \leq 2.7 \sqrt{f'_c} h d$$

El refuerzo de corte en muros está compuesto por varillas, verticales y horizontales. Si la fuerza cortante última es menor que $\phi V_c/2$, el muro se proveerá con el esfuerzo mínimo; si es mayor que $\phi V_c/2$ y menor que ϕV_c , la cuantía mínima de refuerzo horizontal ρ_h será ≤ 0.0025 y el espaciamiento del acero será menor que $l_w/5$, $3h$ y 45 cm.

Si la fuerza cortante última es mayor que ϕV_c el área de acero horizontal se determinará con la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s S}{f_y d} = \frac{(V_n - V_c) S}{f_y d}$$

Donde:

A_v = Área de refuerzo horizontal por corte.

V_n = Resistencia nominal del muro.

V_c = Esfuerzo cortante absorbido por el concreto.

V_s = $(V_n - V_c)$ = Esfuerzo cortante absorbido por estribos.

La cuantía de refuerzo vertical ρ_v respecto a la sección bruta horizontal, deberá cumplir:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(25 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

En los muros cuya relación altura longitud es pequeña, la condición crítica de diseño es el corte. Por el contrario, si la relación es grande, la flexión gobierna el diseño. En los muros bajos, el esfuerzo vertical por corte es el más efectivo, mientras que en los altos ocurre a la inversa.

4.1.9. Muros de Sostenimiento.

Los muros de sostenimiento son estructuras que sirven para contener terreno u otro material en desnivel. Son usados para estabilizar el material confinado evitando que desarrollen su ángulo de reposo natural. Se les utiliza en cambios abruptos de pendiente, cortes y rellenos en carreteras y ferrocarriles, muros de sótano, alcantarillas, estribos de puentes, etc.

Estos pueden ser de dos tipos entre ellos tenemos:

- Muros de gravedad.
- Muros en voladizo.

Para efecto de presente tesis el diseño a aplicar es como muros en voladizo estos se denominan así, dado que la pantalla trabaja como un voladizo vertical empotrada al suelo.

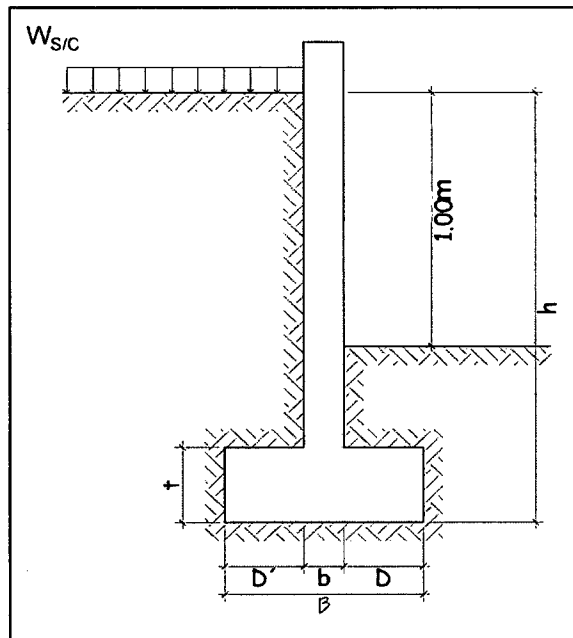


Figura N° 16. Elementos del muro.

Donde:

- D = Talón de la zapata.
- D' = Punta d la zapata.
- b = Espesor de pantalla.
- t = Peralte de zapata.
- h = Altura total de muro.

Predimensionamiento.

Para un primer predimensionamiento se recomienda:

Base B:

$$0.4h \leq B \leq 0.7h$$

Peralte t:

$$D \approx \frac{B}{3}$$

$$t \approx b \approx \frac{h}{12} \quad \text{ó} \quad \frac{h}{10}$$

$$D' \leq t$$

Verificación por estabilidad.

Luego de predimensionado la estructura se procede a verificar su estabilidad, debiendo hacerse por volteo, presiones sobre el suelo y deslizamiento; si los coeficientes de seguridad (C.S) son muy pequeños o muy grandes se debe reajustar las dimensiones del muro y verificar nuevamente su estabilidad hasta obtener un diseño óptimo.

Cuando el material sostenido es un suelo mineral o grava, existe una fuerza cohesiva (C) entre las partículas del material.

$$C = \frac{1 - \text{sen}\emptyset}{1 + \text{sen}\emptyset}$$

Donde:

C = Coeficiente de cohesión del suelo.

\emptyset = Angulo de fricción interna del suelo.

Diseño de la pantalla.

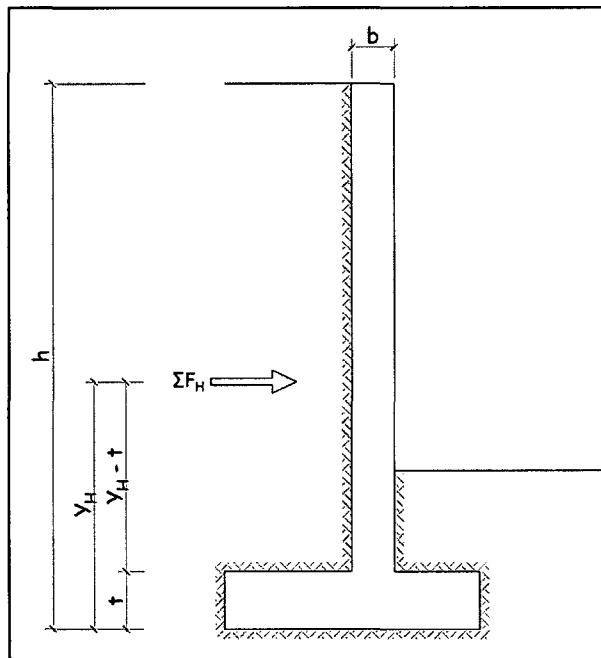


Figura N° 17. Ubicación de fuerza resultante horizontal en muro.

Este elemento funciona como un voladizo vertical empotrado en la zapata, sujeto a la acción del empuje activo o de la resultante de fuerzas horizontales (ΣF_H), el diseño debe hacerse por fuerza cortante y por flexión.

Se deberá usar una combinación de diseño usando los coeficientes normados.

La sección crítica de diseño, se presenta en la unión de la pantalla con la zapata en la cual a fuerza cortante y momento flector está dada por:

$$V_u = \sum F_{Hu}$$

$$M_u = \sum F_{Hu} (Y_H - t)$$

Resistencia de corte que absorbe el concreto:

$$V_{uc} = \phi 0.53 \sqrt{f'c}$$

Resistencia a flexión:

$$M_{ur} = \phi \rho_{max} f_y (100) d^2 \left(1 - 0.59 \rho_{max} \frac{f_y}{f'c} \right) \text{ ó}$$

$$M_{ur} = \phi w (100) d^2 f'c (1 - 0.59w) \text{ ó}$$

Del análisis deberá cumplirse que:

$$V_u \leq V_{uc}$$
$$M_c \leq M_{ur}$$

Si las condiciones anteriores no se cumplen se deberá ajustar las dimensiones del muro.

El área de acero necesaria se diseña usando las formulas del método de resistencia o método de rotura.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$
$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

El acero calculado debe compararse con las cuantías mínimas especificadas

$$\rho_{min} = 0.0012 \text{ Para varillas corrugadas } \leq 5/8''.$$

$$\rho_{min} = 0.0014 \text{ Para las demás varillas corrugadas.}$$

Diseño del talón y punta de la zapata.

La punta y talón de la zapata se flexiona como una viga en voladizo empotrada en la pantalla sujeta a una carga trapezoidal de abajo hacia arriba constituido por la porción correspondiente del diagrama de presiones; para el diseño se aplica las mismas formulas a flexión y corte antes mencionadas.

Para un primer predimensionamiento se recomienda:

Base B:

$$0.5h \leq B \leq 0.7h$$

Peralte t:

$$\frac{h}{8} \leq t \leq \frac{h}{6}$$

$$\frac{t}{2} \leq D$$

$$D' \leq t$$

V. RESULTADOS

Estructuración.

- En las figuras 18, 19 y 20, se muestran la arquitectura de los cuatro pisos de la edificación planteada para el análisis del caso en estudio (cimentaciones a diferente profundidad).
- La estructuración se realizó mediante pórticos, placas, columnas y vigas dispuestas en la dirección X-X e Y-Y dispuestos según la arquitectura de la edificación.
- Los primeros elementos a distribuir serán los pórticos formados por columnas y vigas peraltadas; que tras un análisis preliminar se observó que los pórticos se deformaban demasiado y no cumplía con las derivas máximas permisibles establecidas por el reglamento; debido a ello se propuso rigidizar la estructura en ambas direcciones usando placas o muros de corte ubicada en lugares donde la arquitectura lo permitía.
- Para los techos se usaron losas aligeradas armadas en una dirección como se muestra en la figura 23.
- En cuanto a la cimentación se usaron zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación, zapatas combinadas y cimentaciones corridas.

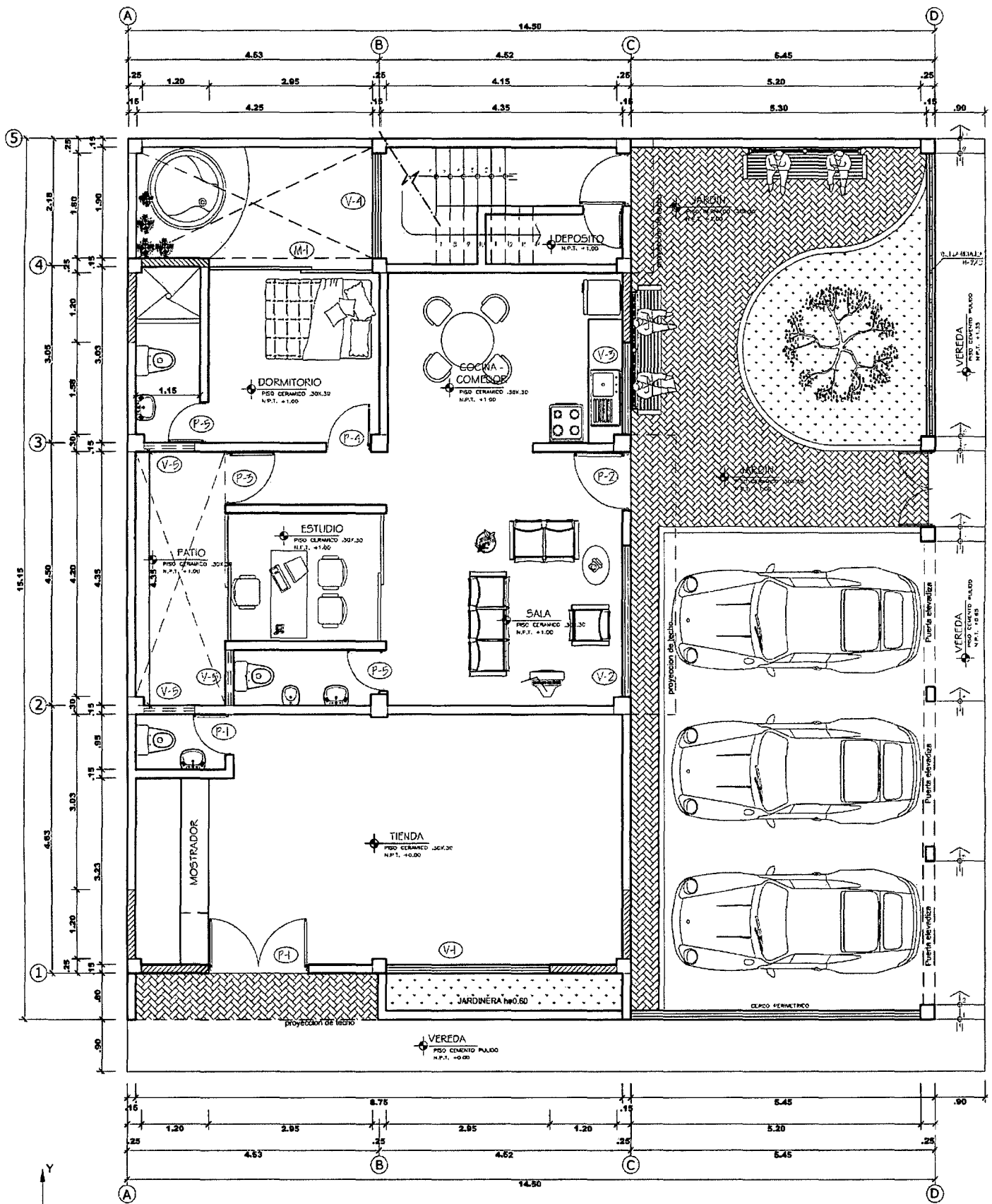
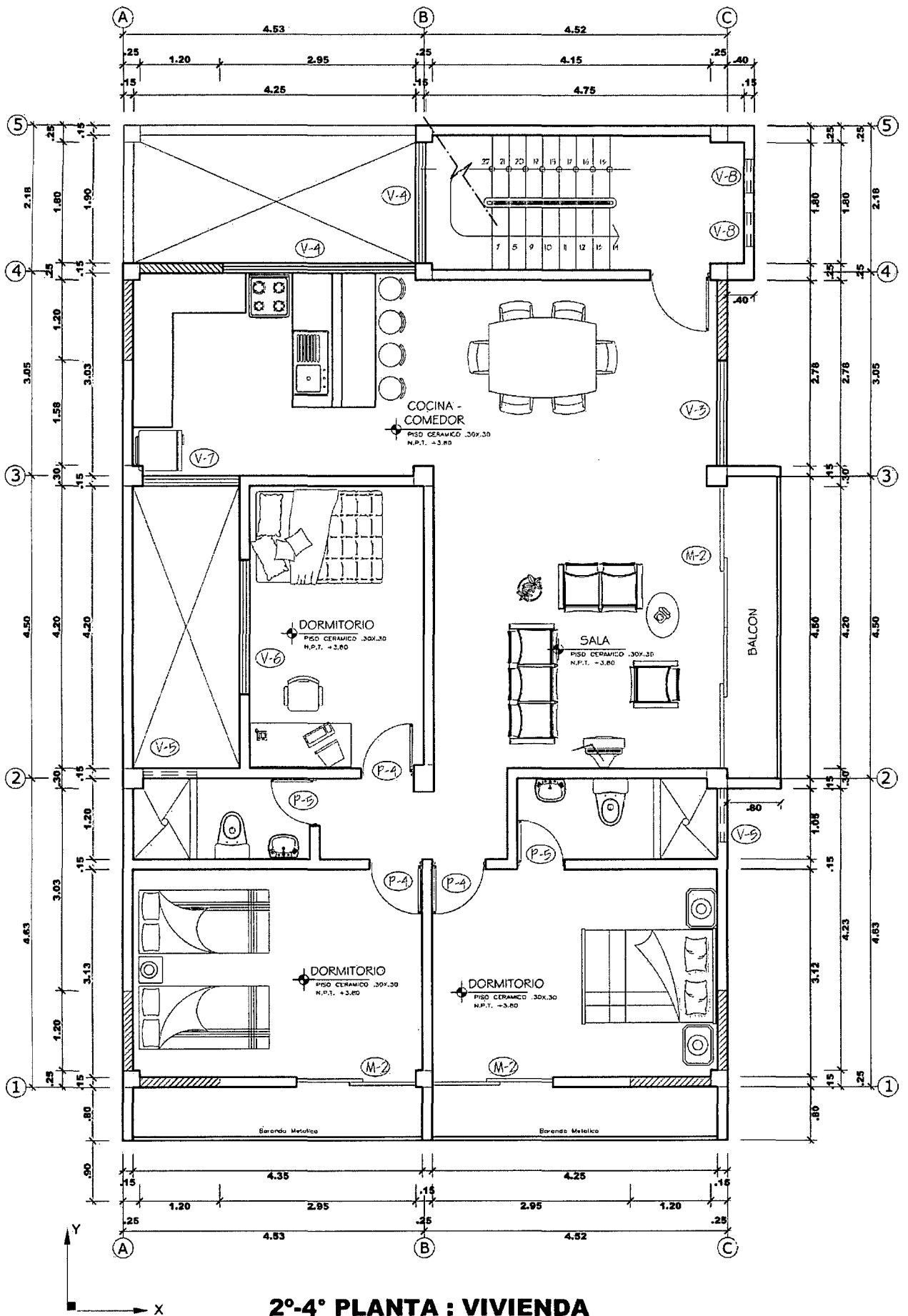


Figura N° 18. Planta primer nivel.



2º-4º PLANTA : VIVIENDA

Figura N° 19. Planta segunda al cuarto nivel.

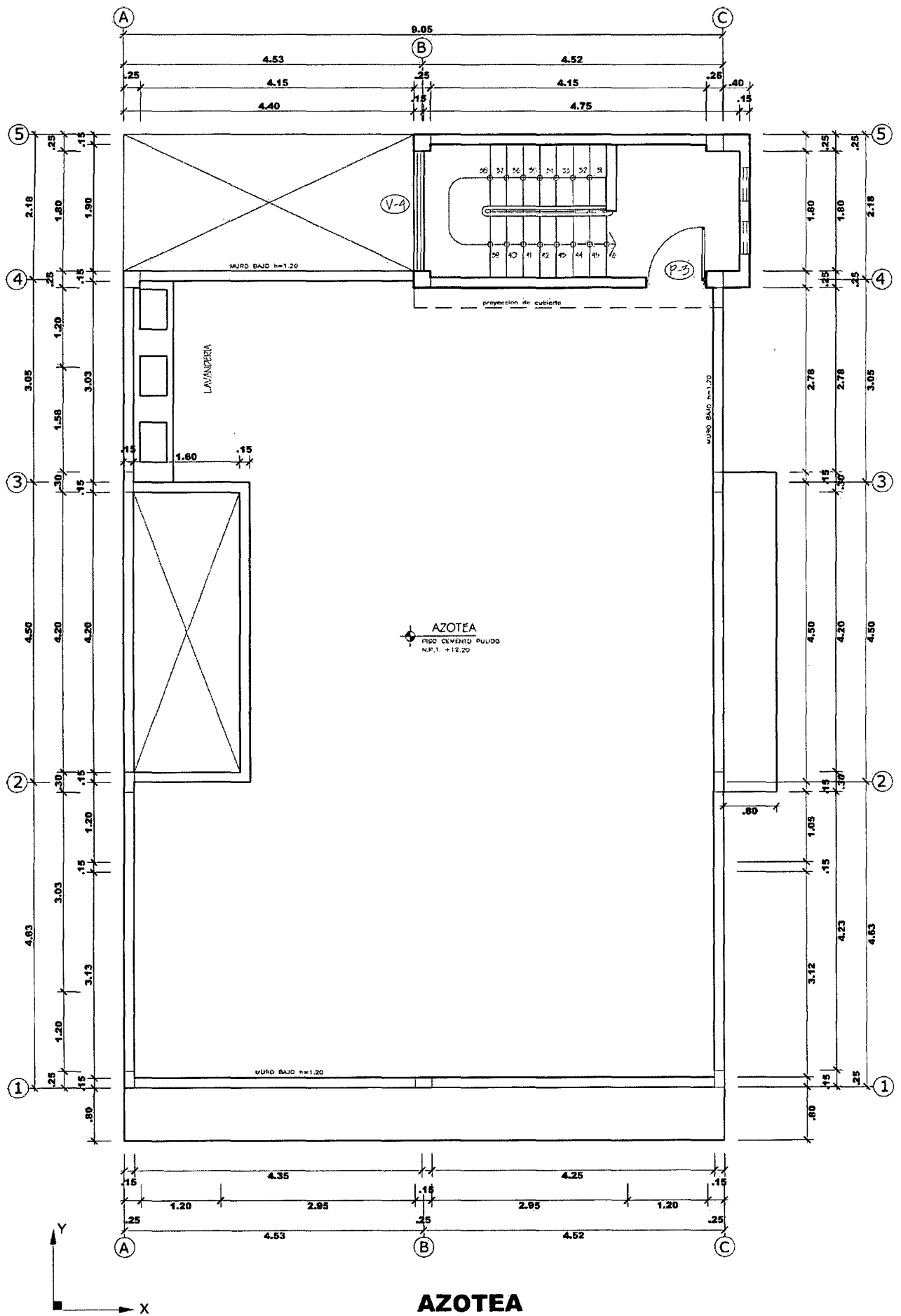


Figura N° 20. Planta azotea.

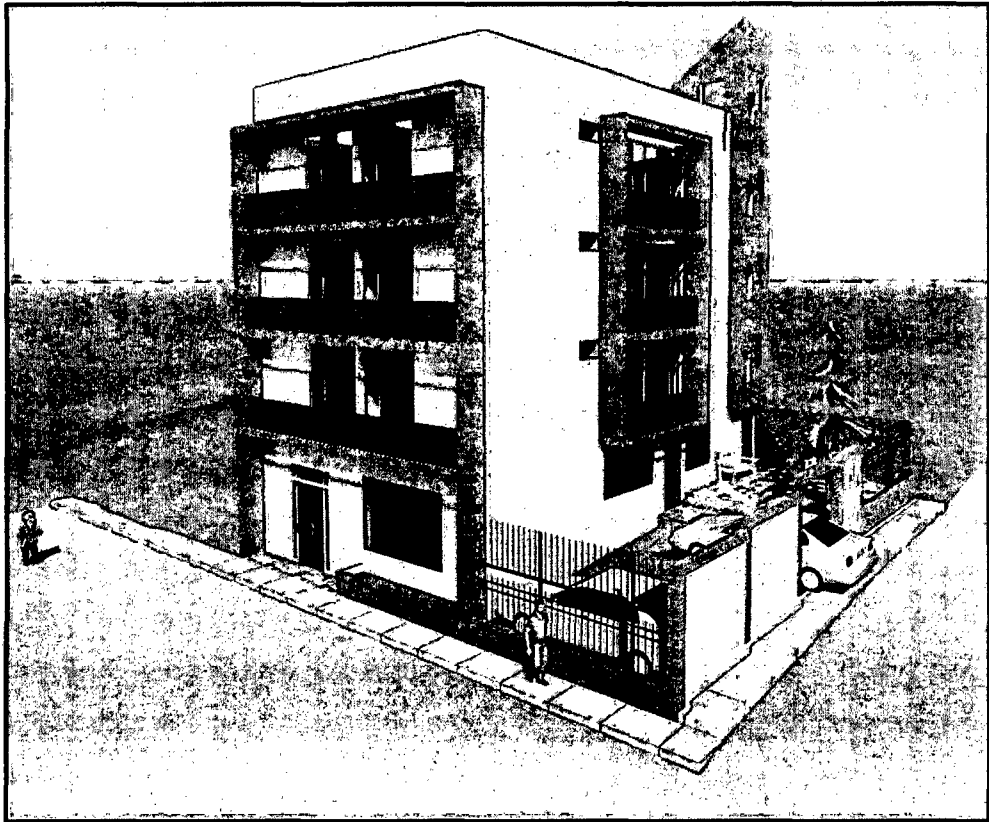


Figura Nº 21. Renderizado 3D de la edificación planteada.

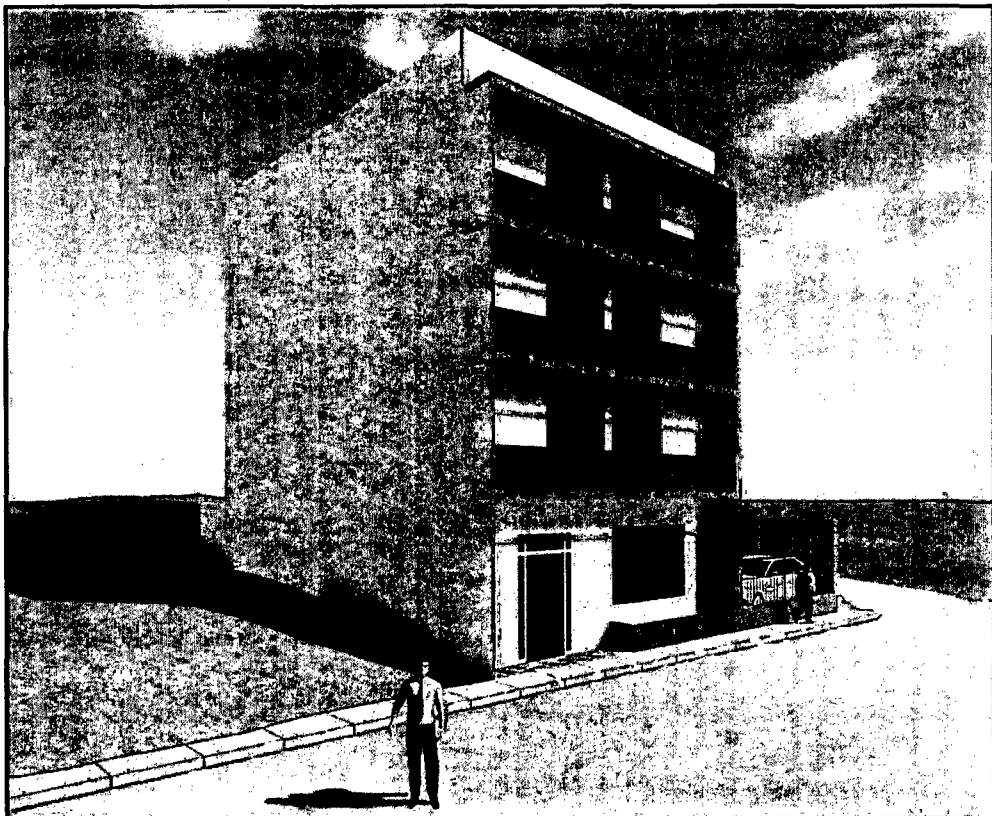


Figura Nº 22. Topografía de terreno vs. estructura.

Predimensionamiento.

5.1.1. Predimensionamiento de losas aligeradas.

La edificación en estudio cuenta con luces máximas de hasta 4.50 metros y con muros de tabiquería; es por ello se usaron losas aligeradas de 20.00 cm de espesor.

$$e = \frac{L_n}{25}$$

$$e = \frac{4.5}{25} = 0.18 \approx 0.20$$

5.1.2. Predimensionamiento de vigas.

Se toma en cuenta lo definido en el numeral 4.7.1. Y se dimensiona tomando como base la luz más desfavorable.

$$h = \frac{L_n}{10}; \frac{L_n}{12}$$

$$h = \frac{4.25}{10} = 0.425; \quad h = \frac{4.25}{12} = 0.354$$

Según lo anterior elegimos un peralte de 45 cm para todas las vigas peraltadas en la dirección X (pórticos principales).

Mientras que para la dirección Y, la luz mayor es 4.15 m

$$h = \frac{4.15}{12} = 0.345 \text{ m}$$

Por lo que se tomó un valor de 35cm como peralte de las vigas en la dirección Y.

Es cierto que no todos los tramos debieron tener los peraltes definidos; sin embargo, se optó hacerlos para uniformizar la estructura.

Se muestra las reacciones por efecto de carga de servicio (CM+CV)

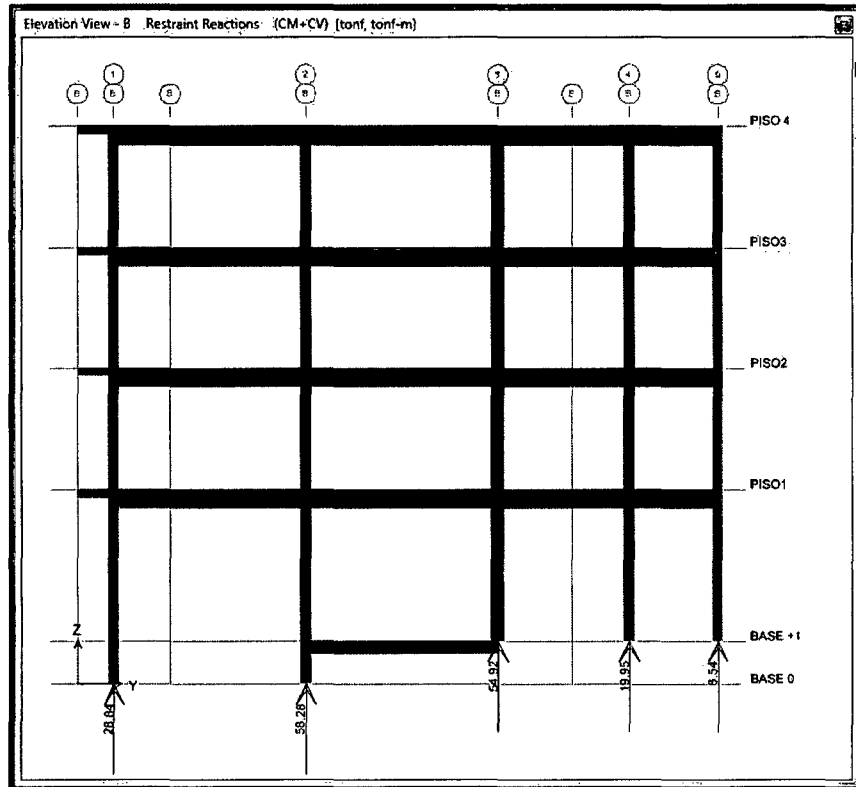


Figura N° 24. Reacciones por carga de servicio (CM+CV).

Con resultado de estas reacciones se predimensiona las secciones a usar:

Columna en eje 2B

$$\text{Área de la columna} = \frac{(58.28)(1000)}{(0.35)(210)} = 792.93 \text{ cm}^2$$

$$l = \sqrt{792.93} = 28.16 \text{ cm}$$

Se obtiene un lado de 28.16 cm por lo que se vio por conveniente usar una sección de 30 x 35 cm de lado.

Para las columnas del eje 2 y 3 se usó una sección de 30 cm x 30 cm, utilizando para las sobrantes columnas de secciones de 25 x 25cm.

5.1.4. Predimensionamiento de placas (muro de corte).

Para el caso más desfavorable que corresponde al primer nivel y la distancia entre apoyos laterales de las placas corresponde a la altura de piso a cielorraso, el cual corresponde una distancia de 3.45 m.

El espesor mínimo a considerar tomando como consideración la mayor altura será de:

$$e_{min} = \frac{ln}{25} = \frac{345}{25} = 13.80 \text{ cm}$$

Por lo que usó un espesor de 15 cm.

La evaluación para determinar la longitud de las placas fue echa luego de realizar un previo análisis sísmico; luego de obtenida la cortante basal se estimó la longitud usando la siguiente relación:

$$L_{x,y} = \frac{V_{BASAL}}{\phi 0.53 \sqrt{f'c} b(0.8)} = \frac{55.9 \times 1000}{0.9 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 15 \times 0.8} = 6.74m$$

Esta longitud calculada se debe de distribuir para cada una de las direcciones (X,Y) de la edificación; debido a la geometría en planta de la edificación se propuso usar placas de 1.20 m de largo ubicadas en los extremos de la misma con lo cual se observó que éstas aportaban la rigidez suficiente para evitar deformaciones laterales normadas (derivadas).

Metrado de cargas.

- **Carga Muerta:**

Metrado de cargas en aligerados:

Tabiques: La obtención del peso de los tabiques se realizó usando la recomendación de San Bartolomé dada en su publicación “Análisis de edificios”. Los tabiques en la edificación en estudio son de 15.00 cm de espesor (incluyendo tarrajeo en ambas caras), para el cual se usará ladrillo pandereta, con una altura de los tabiques de 2.45 m. (libre)

Peso de las unidades de albañilería: 14 Kg/m² x cm

$$w = (14)(15)(2.45) = 514 \text{ kg/m}$$

Tabla N° 10. Carga equivalente de tabiquería móvil.

Peso del tabique(kg/m)	Carga equivalente (kg/m²)
74 o menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Fuente: (San Bartolomé, 1998)

Por lo tanto, para el metrado de cargas se considerará como peso de tabiquería:

$$w = 210.00 \text{ kg/m}^2$$

Losa aligerada: se usaron losas aligeradas armadas en una sola dirección con viguetas de 0.10 m de ancho y 0.40 entre ejes.

Tabla N° 11. Peso propio de los en función a espesor de aligerado.

Espesor de aligerado(m)	Espesor de losa superior(m)	Peso propio (kg/m²)
0.17	0.05	280
0.2	0.05	300
0.25	0.05	350
0.3	0.05	420

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Vigas, columnas y demás elementos estructurales: dado que se realizó un análisis usando software especializado, éste calculará los pesos de cada uno de las columnas, vigas (elementos FRAME), y demás elementos debido a que inicialmente se definieron los materiales (concreto) con su peso específico (γ) correspondiente.

$$p = \gamma V$$

Donde:

P : Peso.

γ : Peso específico del material.

V : Volumen del material.

- **Carga viva:**

Dado que cada uno de los pisos servirá para viviendas se usó la carga viva distribuida hacia el aligerado de 200 Kg/m² (RNE).

Para la azotea se usó el 50% de la carga viva de los pisos inferiores 100 Kg/m².

Análisis sísmico.

5.1.5. Análisis preliminar.

La propuesta de edificación se encuentra en la ciudad de Chachapoyas, departamento de Amazonas; ubicada según la nueva norma E.030 en la zona 2 por lo tanto le corresponden las siguientes características:

✓ Factor de zona:

$$Z = 0.25$$

✓ Perfil de suelo:

Según datos recopilados del Plan de Desarrollo Urbano Chachapoyas (PDU) la edificación proyectada se encuentra ubicada en el barrio Señor de los Milagros de la ciudad de Chachapoyas.

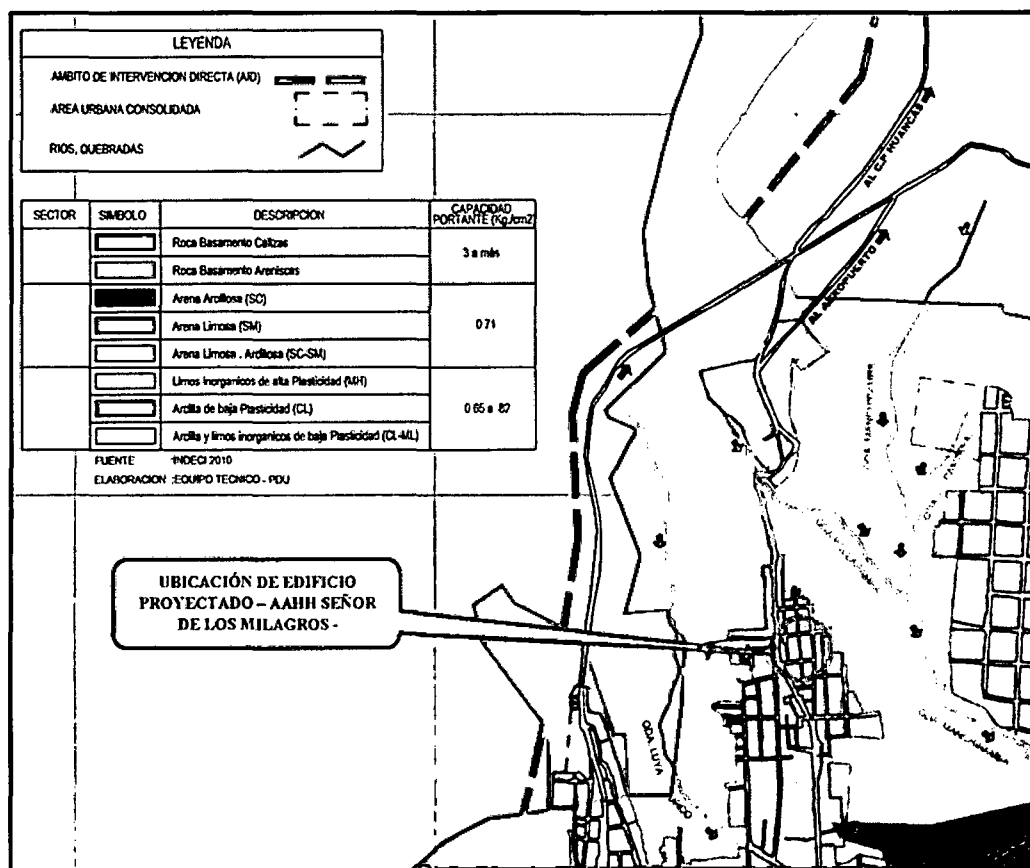


Figura N° 25. Ubicación de predio para propuesta de edificación.

Según esta fuente le corresponde un suelo conformado por rocas basamento areniscas cuya capacidad portante (σ) es mayor a 3.0 kg/cm^2 ; luego de realizado una clasificación visual manual del suelo y además de contrastar con un estudio de mecánica de suelos (EMS) correspondiente a un predio cercano a la zona donde se proyecta la edificación, se tiene un valor de $\sigma = 0.93 \text{ kg/cm}^2$ (ver anexo 02), por lo que se vió por conveniencia usar una capacidad portante de 0.9 kg/cm^2 por ser un valor promedio y más realista del asentamiento Señor de los Milagros de la ciudad de Chachapoyas correspondiéndole un perfil de suelo tipo S3; entonces lo factores para el análisis sísmico serán:

$$S = 1.4$$

$$T_P = 1.0$$

$$T_L = 1.6$$

- ✓ Factor de amplificación sísmica:
A fin de encontrar un valor más aproximado del factor **C** de amplificación sísmica este se definirá más adelante en el análisis modal.
- ✓ Categoría de la edificación:
La edificación en estudio clasifica como una edificación común (categoría C), ya que está destinada a viviendas y tienda.
El factor de uso e importancia que le corresponde es **U=1.00**
- ✓ Sistema estructural:
Para el caso en estudio y tras la estructuración realizada se observa la presencia de placas en ambas direcciones por lo tanto se considerará un sistema de muros estructurales (ver demostración más adelante).

Sistema de muros estructurales **R= 6** en ambas direcciones.
Para demostrar este sistema se debe comprobar que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.
- ✓ Periodo de la estructura:
Para calcular los periodos más reales es que se realizó un análisis modal de la estructura del cual se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla N° 12. Participación de masas.

Caso	Modo	Periodo (s)	Part. X	Part. Y
Modal	1	0.449	0.978	0.022
Modal	2	0.344	0.022	0.955

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto, se tomó los periodos siguientes:

Tabla N° 13. Periodos para cada una de las direcciones de la estructura.

Periodo fundamental	
Dirección	Periodo t(s)
X-X	0.449
Y-Y	0.344

Fuente: Elaboración Propia.

Para ambos casos se observa que:

$$T < T_p$$

$$0.449 < 1.00 \text{ para la direccion } X - X$$

$$0.344 < 1.00 \text{ para la direccion } Y - Y$$

Por lo que la norma E.030 recomienda usar **C=2.5**

Entonces se usará C=2.5 para ambas direcciones (X-X e Y-Y)

- ✓ Factor escala para el análisis estático:

$$E_{x,y} = \frac{ZUCS}{R}$$

$$E_{x,y} = \frac{(0.25)(1)(2.5)(1.4)}{6} = 0.145833$$

- ✓ Espectro de respuesta elástica para el análisis modal:

Para el análisis modal espectral se define el siguiente espectro:

T (s)	Sa/a
0.00	0.146
0.02	0.146
0.04	0.146
0.06	0.146
0.08	0.146
0.10	0.146
0.12	0.146
0.14	0.146
0.16	0.146
0.18	0.146
0.20	0.146
0.25	0.146
0.30	0.146
0.35	0.146
0.40	0.146
0.45	0.146
0.50	0.146
0.55	0.146
0.60	0.146
0.65	0.146
0.70	0.146
0.75	0.146
0.80	0.146
0.85	0.146
0.90	0.146
0.95	0.146
1.00	0.146
1.10	0.133
1.20	0.122
1.30	0.112
1.40	0.104
1.50	0.097
1.60	0.091
1.70	0.081
1.80	0.072
1.90	0.065
2.00	0.058
2.20	0.048
2.40	0.041
2.60	0.035
2.80	0.030
3.00	0.026
4.00	0.015
5.00	0.009
6.00	0.006
7.00	0.005
8.00	0.004
9.00	0.003
10.00	0.002

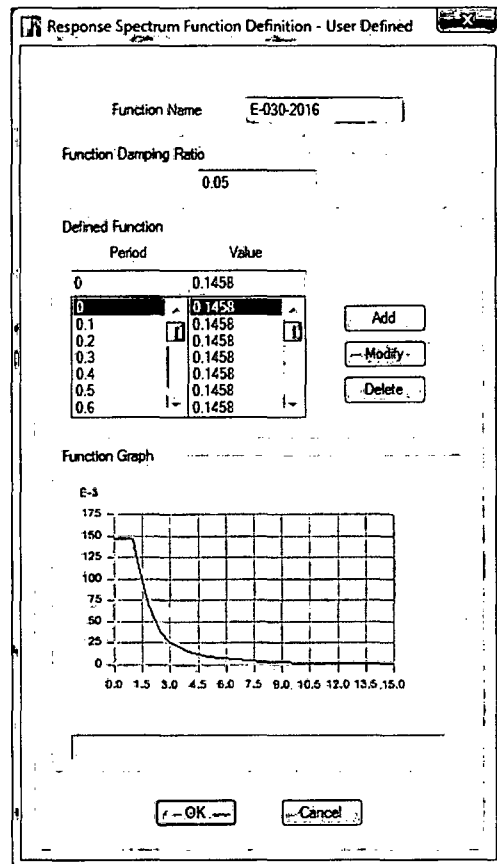


Figura N° 26. Periodos vs aceleración espectral.

Modelación de la edificación realizada usando ETABS v2015.2.0.

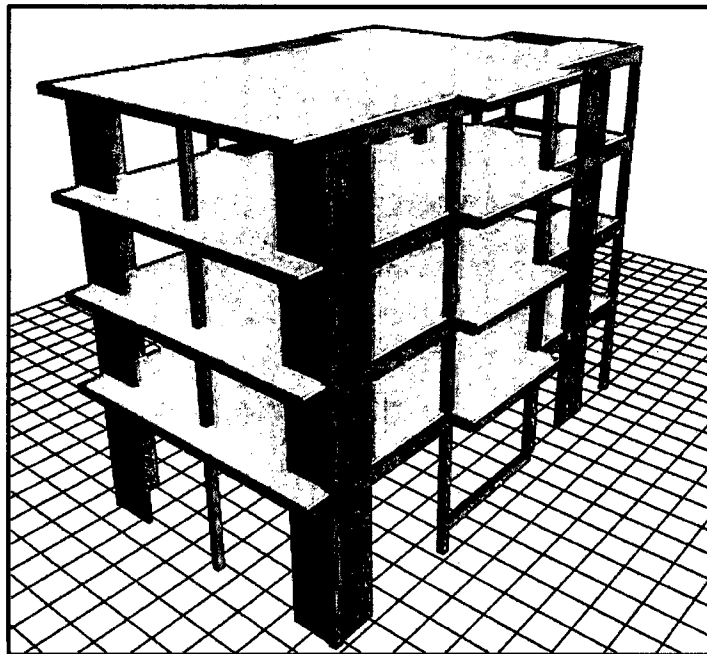


Figura N° 27. Renderizado del modelo en ETABS v2015.2.0.

Vista extruida de cada uno de los elementos de la edificación propuesta.

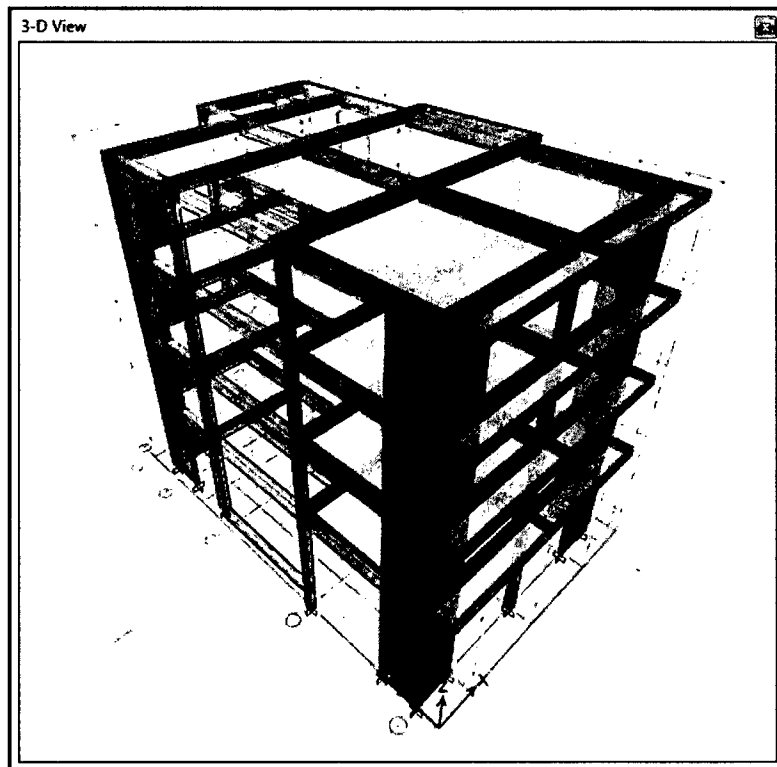


Figura N° 28. Modelo 3D del ETABS v2015.2.0.

5.1.6. Resultados del análisis y diseño.

5.1.6.1. Fuerza cortante en la base.

La norma E.030, en el numeral 4.6.4, señala que, para el análisis de estructuras regulares, se deberá considerar que la fuerza cortante en la base del edificio, no deberá ser menor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5, y 90% para estructuras irregulares.

$$V_{dinámico} > 80\% V_{estático}$$

Tabla N° 14. Resumen de fuerzas cortantes en la base.

Dirección	V estático (Tn)	V dinámico	80% V estático	VERIF.
X-X	55.9039	43.15	45.54712	NO
Y-Y	55.9039	43.15	45.54712	NO

Fuente: Elaboración Propia.

Según los primeros resultados de análisis la cortante dinámica es inferior al 80% del valor de la cortante estática por lo que es necesario escalar el valor de la gravedad

$$F_{esc} = \frac{0.8 V_{estático}}{V_{dinámico}} = \frac{0.8 * 55.9039}{43.15} = 1.036$$

Se usará un factor de **1.1**; de allí tenemos:

Tabla N° 15. Resumen de fuerzas cortantes en la base escalados.

Dirección	V Estático (tn)	V Dinámico	80% v Estático	Verif.
X-X	55.9039	47.48	44.72	OK
Y-Y	55.9039	47.48	44.72	OK

Fuente: Elaboración Propia.

5.1.6.2. Desplazamientos laterales (derivadas).

La nueva norma E.030 señala en el numeral 5.1 que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico; para el caso de estructuras irregulares deberá emplearse el valor de R.

Se muestran los valores de los desplazamientos obtenidos.

Tabla N° 16. Derivas generadas del análisis sísmico estático.

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva	Deriva 0.75R
PISO 4	SISMO X	X	0.001123	0.0051
PISO 4	SISMO Y	Y	0.000619	0.0028
PISO3	SISMO X	X	0.001311	0.0059
PISO3	SISMO Y	Y	0.000742	0.0033
PISO2	SISMO X	X	0.001347	0.0061
PISO2	SISMO Y	Y	0.000798	0.0036
PISO1	SISMO X	X	0.000767	0.0035
PISO1	SISMO Y	Y	0.000508	0.0023
BASE +1	SISMO X	X	0.000486	0.0022
BASE +1	SISMO Y	Y	0.000172	0.0008

Fuente: Elaboración Propia.

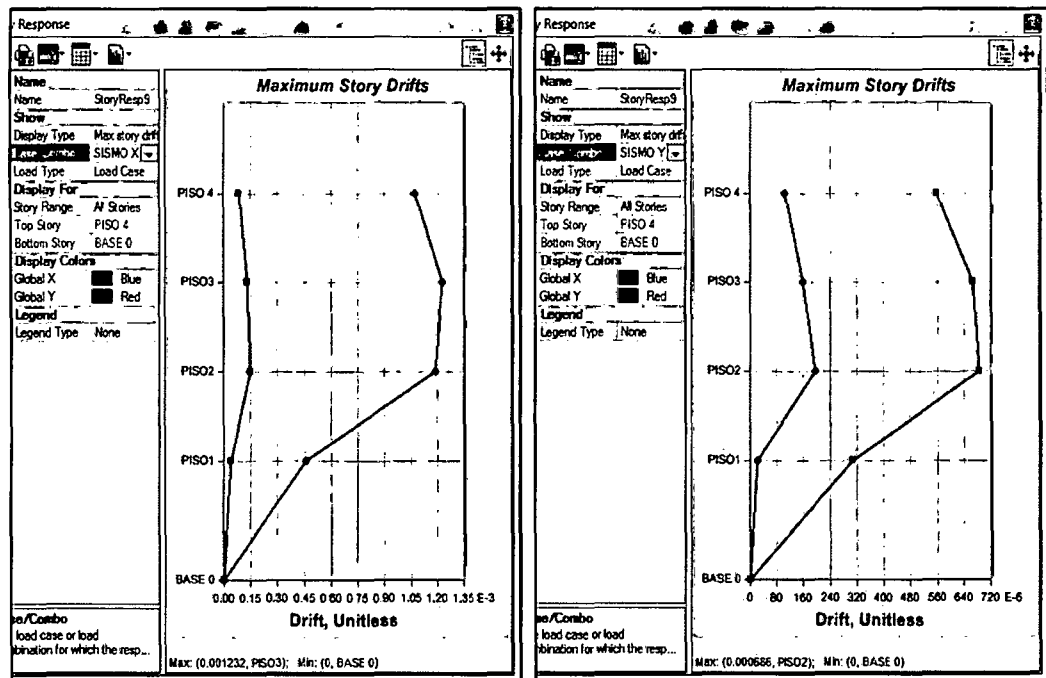


Figura N° 29. Descripción gráfica de derivas generadas del análisis estático.

Tabla N° 17. Derivas generadas del análisis sísmico dinámico.

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva	Deriva 0.75R
PISO 4	EQ-XX Max	X	0.0010	0.0046
PISO 4	EQ-XX Max	Y	0.0006	0.0025
PISO 4	EQ-YY Max	X	0.0010	0.0046
PISO 4	EQ-YY Max	Y	0.0006	0.0025
PISO3	EQ-XX Max	X	0.0012	0.0052
PISO3	EQ-XX Max	Y	0.0006	0.0029
PISO3	EQ-YY Max	X	0.0012	0.0052
PISO3	EQ-YY Max	Y	0.0006	0.0029
PISO2	EQ-XX Max	X	0.0011	0.0049
PISO2	EQ-XX Max	Y	0.0006	0.0029
PISO2	EQ-YY Max	X	0.0011	0.0049
PISO2	EQ-YY Max	Y	0.0006	0.0029
PISO1	EQ-XX Max	X	0.0004	0.0020
PISO1	EQ-XX Max	Y	0.0003	0.0013
PISO1	EQ-YY Max	X	0.0004	0.0020
PISO1	EQ-YY Max	Y	0.0003	0.0013

Fuente: Elaboración Propia.

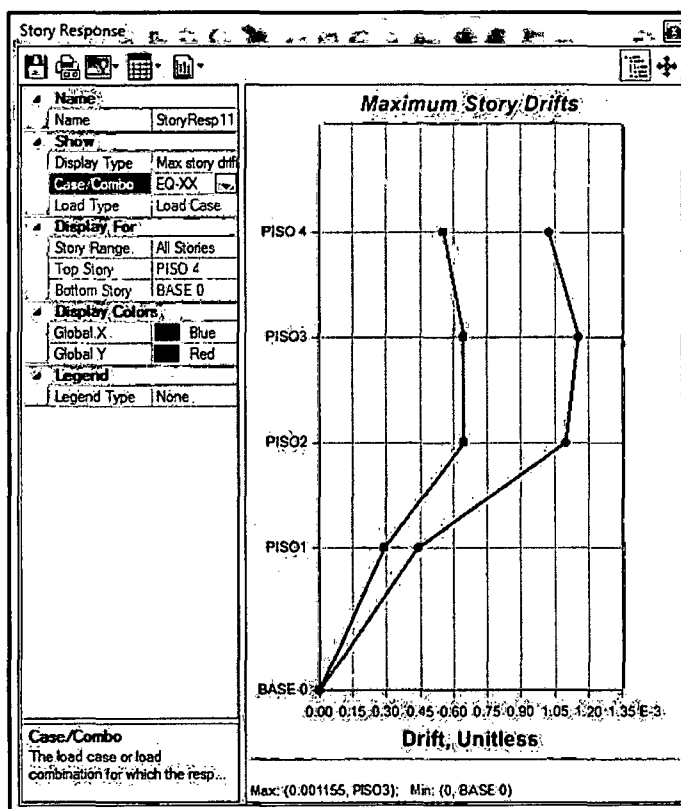


Figura N° 30. Descripción gráfica de derivas generadas del análisis sísmico dinámico.

5.1.6.3. Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0).

La edificación propuesta cuenta con elementos que le proporcionan rigidez lateral en cada una de sus direcciones (placas).

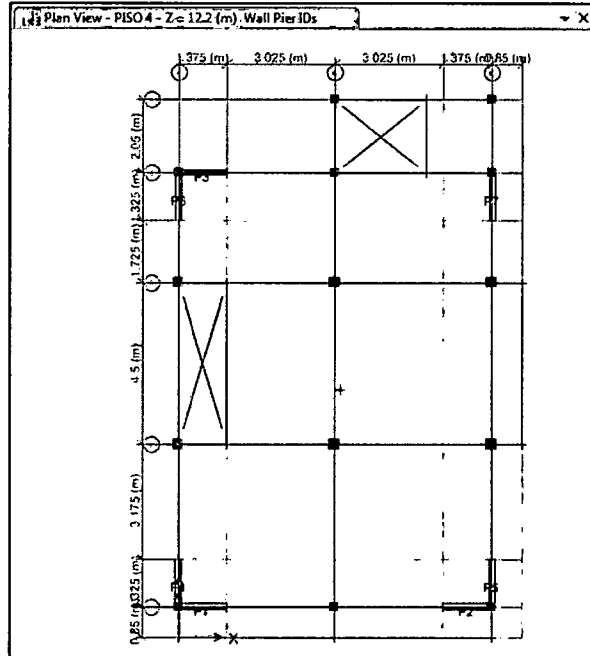


Figura N° 31. Ubicación en planta de placas.

Estos elementos absorben parte de la fuerza cortante que actúa en el edificio, para lo cual se realizó la verificación del cortante absorbido.

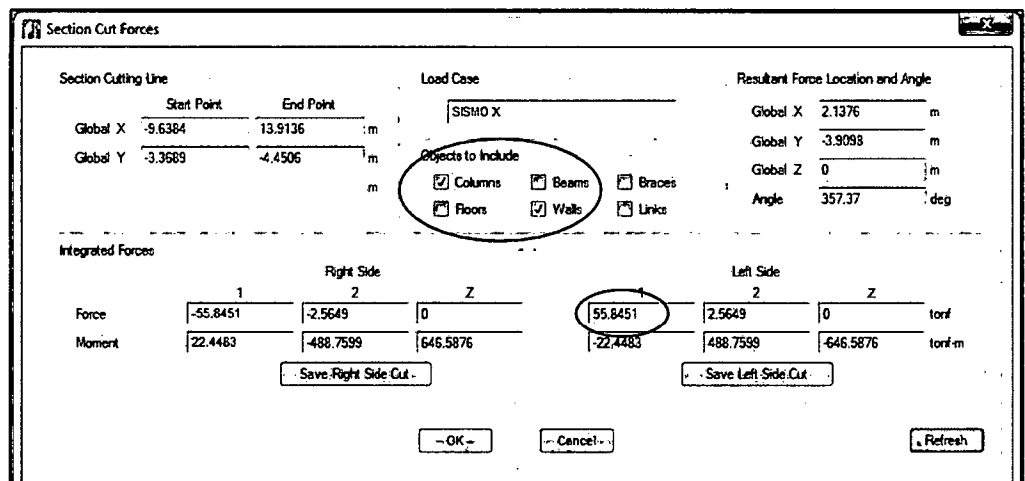


Figura N° 32. Fuerza cortante total y elementos que lo absorben.

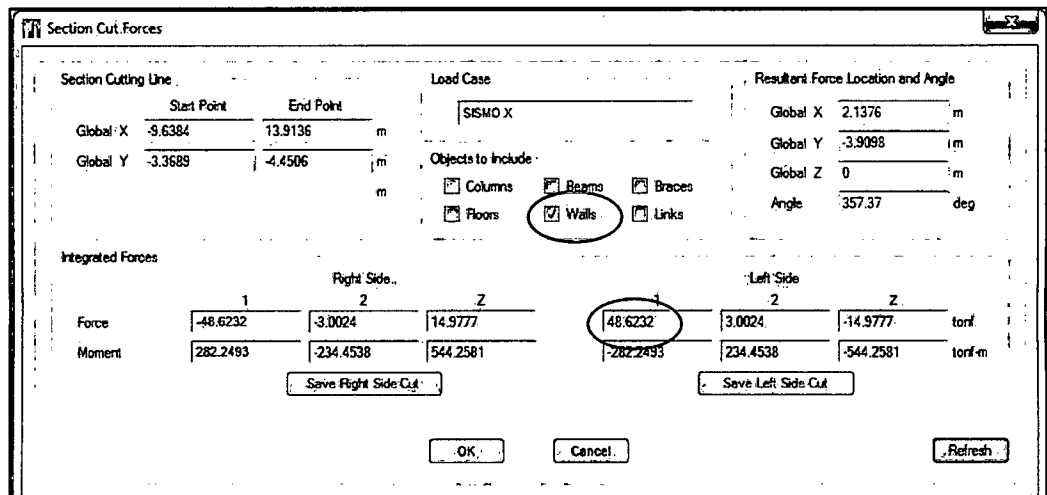


Figura N° 33. Fuerza cortante absorbida por las placas.

$$V_{total} = 55.90 \text{ Tn}$$

$$V_{placas} = 48.62 \text{ Tn}$$

$$\% V_{placas} = \frac{48.62}{55.90} = 86.97\%$$

Del cual se observa que el 86.97% del cortante es absorbido por las placas; por lo tanto, el sistema estructural según Norma E.030-2016 que le corresponde es el de sistema de muros estructurales (R=6).

5.1.6.4. Comportamiento sísmico de la interacción viga-columna.

A. Fuerza (V) generada luego del análisis sísmico estático.

Columna A-2	
Desfase(m)	Corte (Tn)
0.75	1.5592
1	1.5774
1.5	1.5794

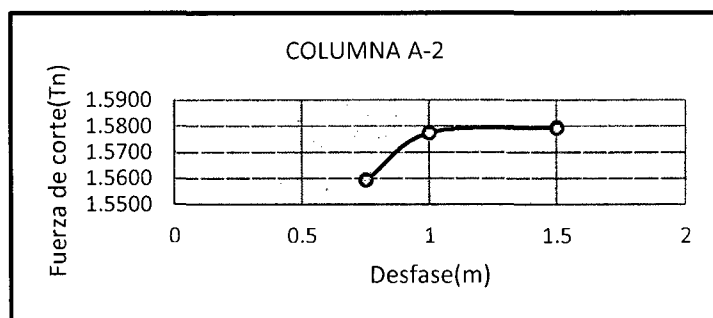


Figura N° 34. Descripción gráfica de fuerza cortante producido en columna A-2.

Columna B-2	
Desfase(m)	Corte (Tn)
0.75	1.4439
1	1.4633
1.5	1.4719

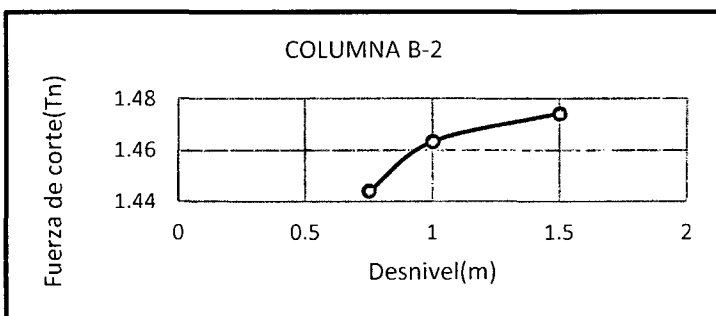


Figura N° 35. Descripción gráfica de fuerza cortante producido en columna B-2.

Columna C-2	
Desfase	Corte(Tn)
0.75	0.915
1	1.9385
1.5	1.9929

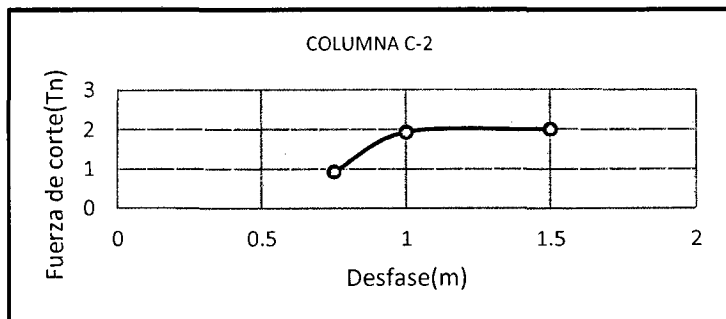


Figura N° 36. Descripción gráfica del corte producido en columna C-2.

B. Fuerza (V) generada luego del análisis sísmico dinámico.

Columna A-2	
Desfase	Corte (Tn)
0.75	1.402
1	1.4141
1.5	1.4143

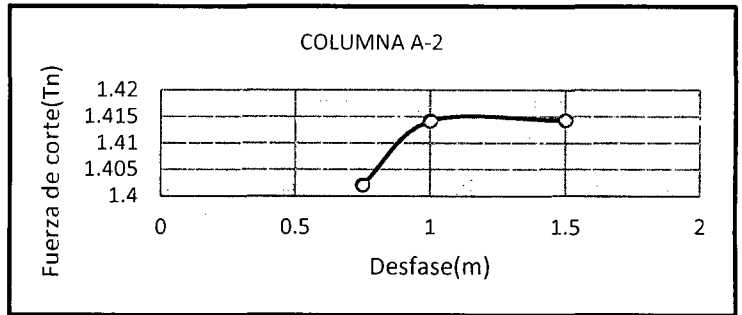


Figura N° 37. Fuerza cortante en función al desnivel producido en columna A-2.

Columna B-2	
Desfase	Corte (Tn)
0.75	1.2249
1	1.2475
1.5	1.3069

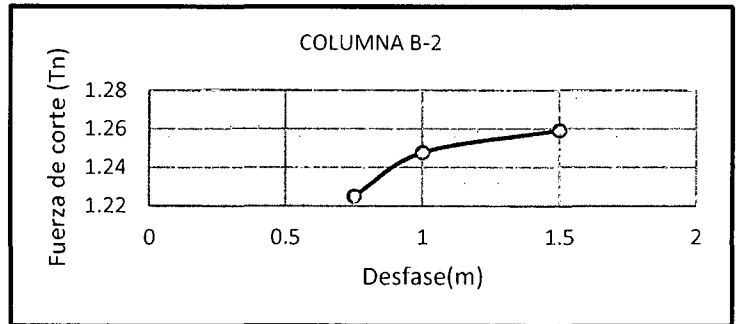


Figura N° 38. Fuerza cortante en función al desnivel producido en columna B-2.

Columna C-2	
Desfase	Corte (Tn)
0.75	1.786
1	1.8407
1.5	1.84

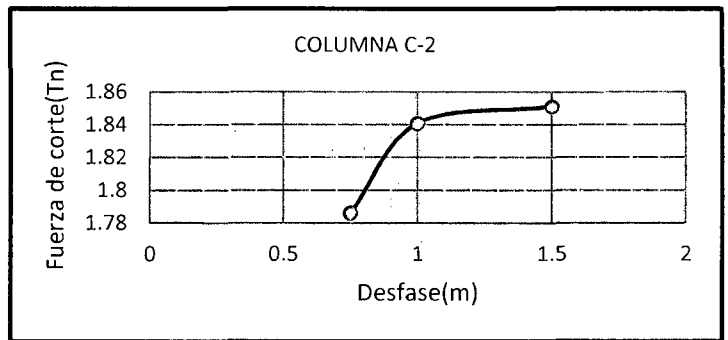


Figura N° 39. Fuerza cortante en función al desnivel producido en columna C-2.

5.1.6.5. Alternativa de solución para el caso planteado.

En una edificación los efectos de corte son absorbidos principalmente y en mayor porcentaje por elementos tipo placas en los cuales por su elevada rigidez absorben gran parte de la fuerza cortante total.

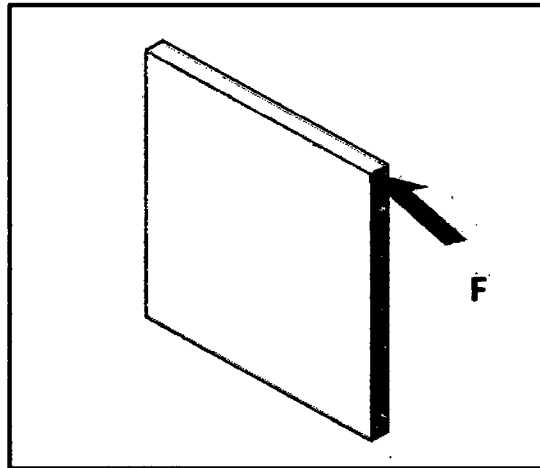


Figura N° 40. Fuerza cortante sobre una placa.

En la situación planteada como caso de estudio se puede hacer uso de este elemento para absorber la fuerza sísmica transmitida a través de la viga de conexión hacia la columna, quedando la propuesta como se muestra en la figura 41. Para el cálculo de este elemento estructural deberá ser analizado al igual que un muro de corte usando la fuerza cortante F calculada, ya que su comportamiento será el mismo. (ver ítem 5.2.4.).

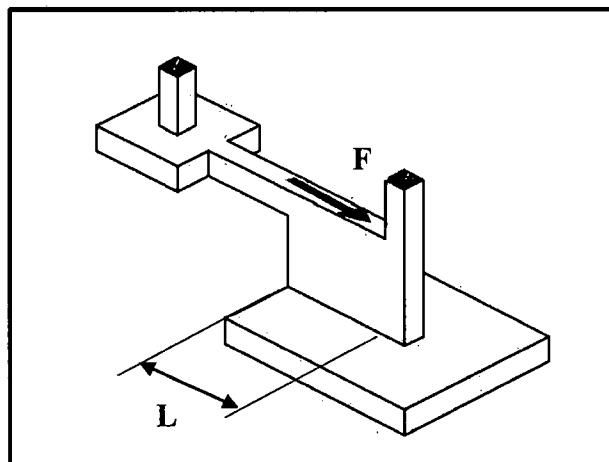


Figura N° 41. Alternativa planteada usando placas para absorber fuerza cortante.

Este tipo de cimentación se desarrollará cuando existan terrenos inclinados y se desea evitar el excesivo movimiento de tierras y/o relleno; estas excavaciones deben realizarse formando planos y en busca de suelo firme para cimentar y así adaptar nuestra cimentación a estos altibajos.

Para el diseño se tomó los valores máximos (envolvente) obtenidos a través de las diferentes combinaciones de carga creadas para un desnivel de 1.00 metros.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

De lo que se obtiene:

Columna A2: 1.2492 Tn

Columna B2: 0.9855 Tn

Columna C2: 2.2885 Tn

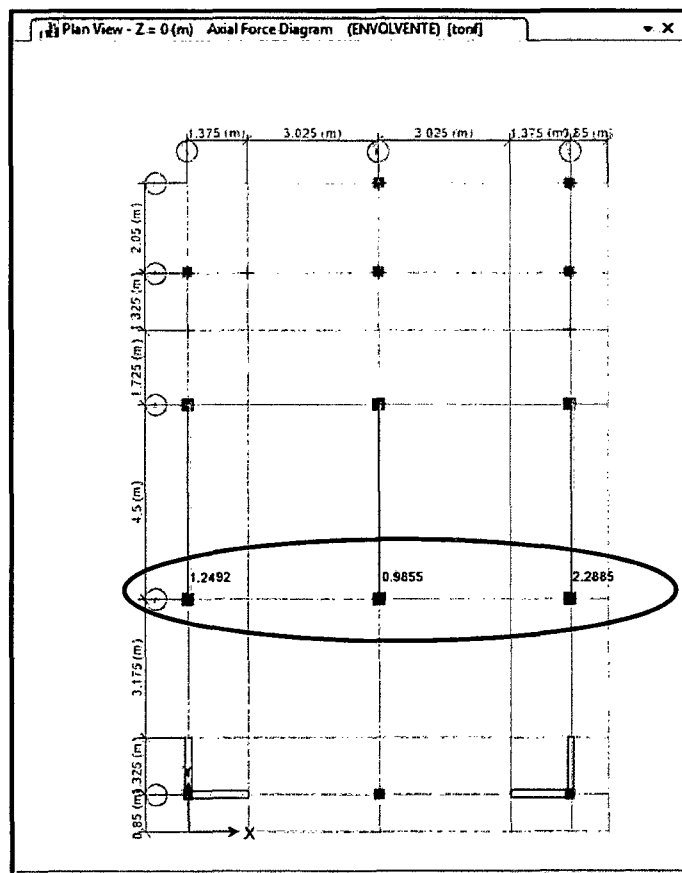


Figura N° 42. Corte producido en columnas por envolvente de combinaciones.

Diseño de columnas críticas.

Este tipo de columnas reciben momentos en ambas direcciones a su plano es por ello que es conveniente analizar estos momentos para cada una de las direcciones "X" e "Y".

Llamaremos a los momentos resultantes en las direcciones X e Y de la columna M_{22} y M_{33} para facilidad en el diseño.

En la Figura N° 43 se puede apreciar la dirección actuante del sismo y los momentos que puede producir en cada una de los ejes de la columna. Con estos valores se diseñará el refuerzo para cada una de las direcciones.

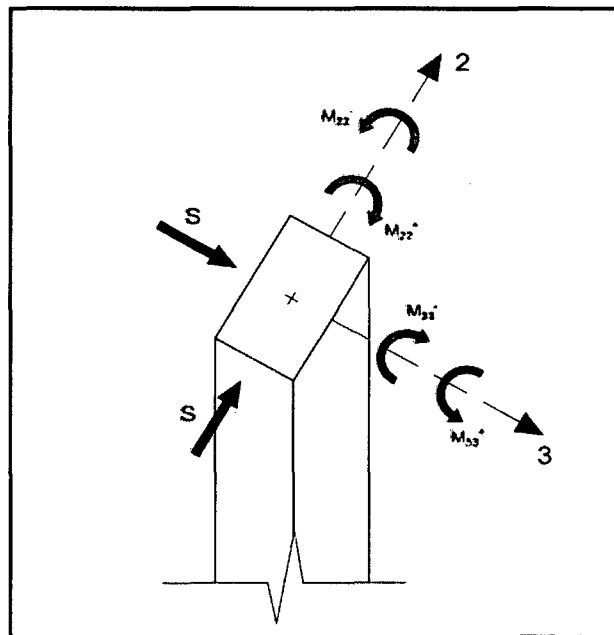


Figura N° 43. Momento producido por carga lateral en las columnas.

Los refuerzos para el diseño de este tipo de elementos para mayor seguridad y distribución real de acero se deberán hacer independientemente para cada uno de las direcciones del elemento (columna).

Refuerzo para los momentos 33.

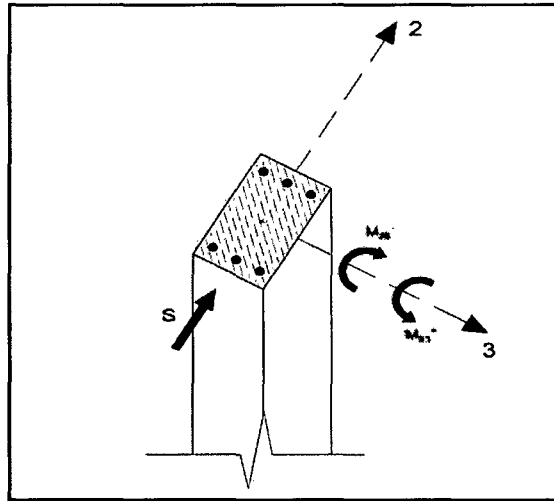


Figura N° 44. Descripción gráfica de momento producido en eje 3.

Refuerzo para los momentos 22.

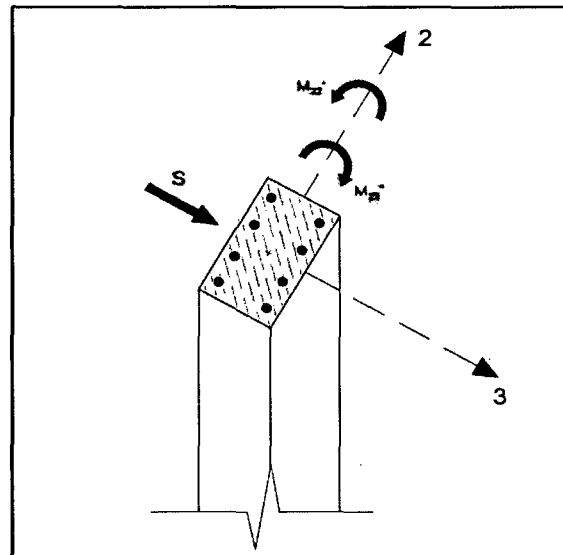


Figura N° 45. Descripción gráfica de momento producido en eje 2.

5.1.7. Efecto local de esbeltez.

Si al revisar los momentos de las columnas apreciamos que siempre se presenta el caso de doble curvatura, estos efectos pueden ser despreciados y solamente bastará con verificar que $\frac{L_n}{r} \leq 34$ (Sauñe, A. PUCP).

Luz libre para la dirección X: $3.80 - 0.45 = 3.35$ m

Luz libre para la dirección Y: $3.80 - 0.35 = 3.45$ m

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{(bh^3/12)}{bh}} = \sqrt{\frac{30 \times 35^3/12}{30 \times 35}} = 10.11 \text{ m}$$

Además, para reacciones rectangulares se tiene que $r \cong 0.3(h)$

$$r \cong 0.3 * 3.45 = 1.035 \text{ m}$$

Considerando los valores más desfavorables:

$$\frac{L_n}{r} = \frac{3.35}{1.035} = 3.24 \leq 34$$

Finalmente concluimos que los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados debido a que el factor δ_1 será igual a 1 en todos los casos.

5.1.8. Diseño de acero en columnas.

Para diseñar las columnas por flexocompresión se construyó un diagrama de interacción para cada una de ellas, este diagrama se obtiene en base a las dimensiones de la sección transversal y a la cantidad y distribución de acero vertical colocado, usando la aplicación SECTION DESIGNER del ETABS v2015.2.0 exportados a EXCEL.

a) Columna B2

Para el diseño de estos elementos se hizo una iteración para la sección de 30.00 cm x 35.00 cm proponiendo una cuantía de 1.69 %

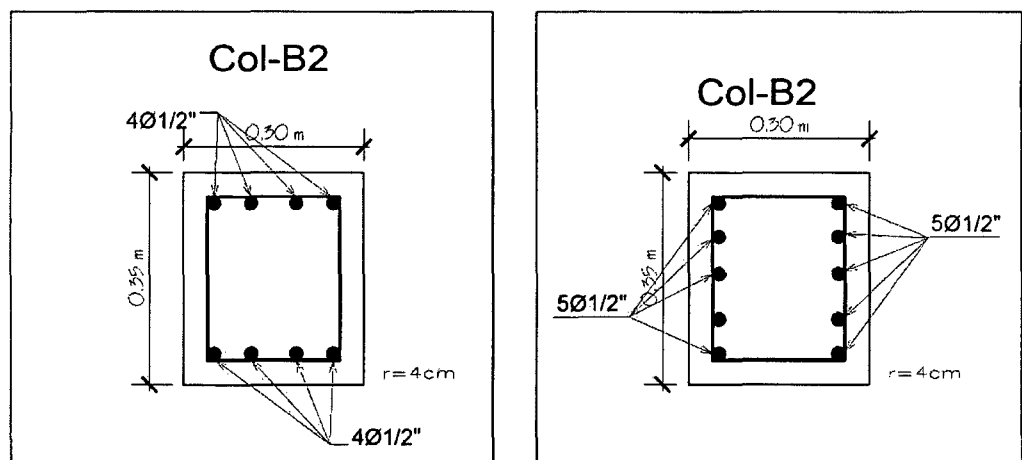


Figura N° 46. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna B2.

Una vez distribuida la armadura en la sección de la columna se procedió a calcular los diagramas de interacción (usando software especializado ETABS v2015.2.0) y en ellos se le incorporó en forma de puntos los esfuerzos a los que se encuentra sometido dicho elemento debiendo estos (puntos) estar dentro de la gráfica y con una ratio considerable y de esta manera asegurar el correcto funcionamiento del elemento a diseñar.

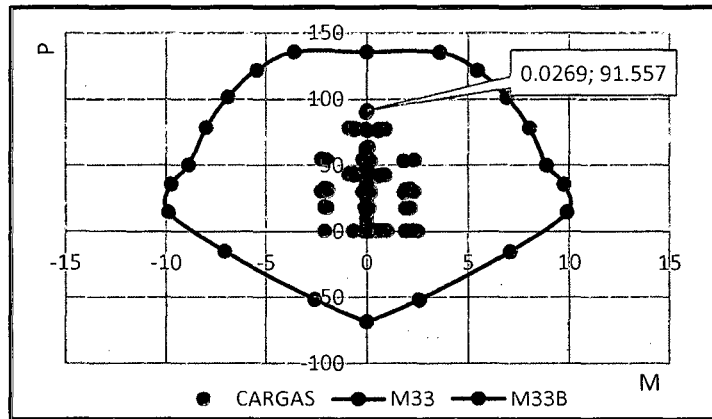


Figura N° 47. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna B2.

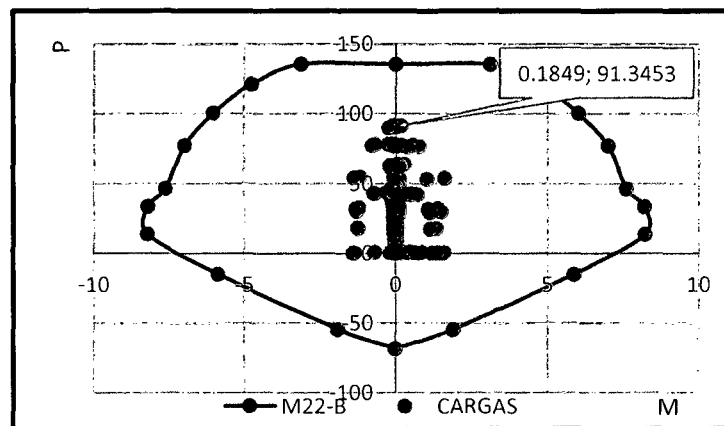


Figura N° 48. Puntos (P, M22) ubicados en el diagrama de interacción de columna B2.

Se observa que los puntos (cargas actuantes por combinaciones creadas) está por debajo de la curva de resistencia con un margen razonable, por lo que el diseño quedó con una cuantía del 1.69 %. La Norma Peruana considera una cuantía mínima de 1% y una cuantía máxima del 6%, y especifica que si el diseñador considera una cuantía mayor al 4% debe detallar el cruce de los refuerzos de la columna y de las vigas en cada nudo.

En la publicación “estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado”, Antonio Blanco Blasco, recomienda diseñar con cuantías comprendidas entre 1% y 4%, de tal manera que se evite congestionamiento del refuerzo ya que dificulta la calidad de la construcción.

Evaluando los extremos más desfavorables por flexocompresión biaxial:

Se tomó el mayor extremo de la gráfica que corresponde a la combinación 1.4CM + 1.7CV.

$$P_u = 91.557$$

$$M_u(33) = 0.0269$$

$$M_u(22) = -0.0529$$

$$\phi P_n = \phi 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st})$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 0.85 \times 210 (30 \times 35 - 17.78) + 4200 \times 17.78$$

$$\phi P_n = 231.30 \text{ Tn}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{91.557}{231.30} = 0.40 > 0.1 \quad \therefore \text{Es válida la fórmula de Bresler.}$$

$$M_u(33) = 0.0269 \text{ Tn-m} \rightarrow \phi P_{n3} = 135 \text{ Tn}$$

$$M_u(22) = -0.0529 \text{ Tn-m} \rightarrow \phi P_{n2} = 135 \text{ Tn}$$

$$P_{u_{max}} = \left[\frac{1}{\phi P_{n3}} + \frac{1}{\phi P_{n2}} - \frac{1}{\phi P_{n0}} \right]^{-1} = \left[\frac{1}{135} + \frac{1}{135} - \frac{1}{231.30} \right]^{-1} = 95.32 \text{ Tn}$$

\therefore Se observa que se cumplen los requerimientos de resistencia.

Diseño por corte:

Para realizar este diseño se debe verificar la resistencia por efecto de columna corte producido por el muro acoplado a la parte inferior columna.

Tenemos un momento máximo de 2.53 Tn-m.

$$M_{psr} = 1.2(2.53) = 3.04 \text{ Tn}$$

$$V_u = \frac{M_{psr1} + M_{psr2}}{h_n}$$

$$V_u = \frac{3.04 + 3.04}{3.35} = 1.82 \text{ Tn}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{35}{140 * 30 * 35} \right) 30 * 31 = 7.14$$

$$\phi V_c = 0.85 * 7.14 = 6.07 Tn$$

Se observa que el concreto absorbe todo el cortante por lo que se diseñará estribos con las dimensiones mínimas; dado que existe una placa capaz de absorber efecto de corte producido por la viga de conexión es que se distribuirá los estribos a partir de este nivel.

Según norma la zona de confinamiento debe ser como mínimo el mayor entre:

- La mayor dimensión : 35 cm.
- $L_n/6$. : $335/6 = 55.0$ cm.
- S : 50 cm.

Debido que el concreto absorbe todo el esfuerzo de corte se considerara por efectos de seguridad una zona de confinamiento de 50 cm.

Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:

- ✓ Tercera parte de la dimensión mínima $S=35/3=11.67$ cm.
- ✓ $6d_b$ (longitudinal) $S= 6*(1/2) (2.54) =7.62$ cm.
- ✓ $S= 10$ cm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciado no será mayor que:

- ✓ $S= 12d_b = 12(1/2) (2.54) =15.24$ cm.
- ✓ $S= 25$ cm.

En el nudo el espaciado no será mayor que:

- ✓ $S= S$ (en zona de confinamiento).
- ✓ 15 cm.

∴ Se usó la siguiente distribución de estribos 1 @ 5, 7@7, resto @ 15 cm desde parte superior de placa.

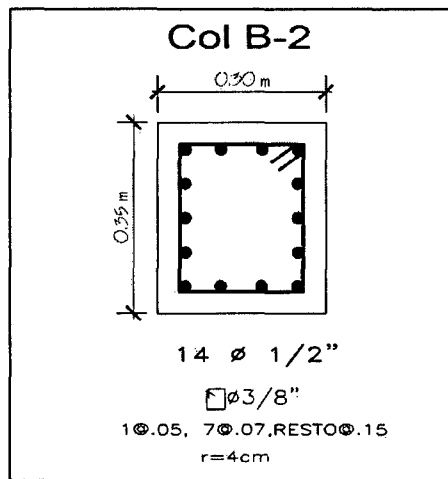


Figura N° 49. Distribución final de refuerzo en columna B2.

b) Columna A2

Para el diseño de estos elementos se hizo una iteración para una sección de 30.00 cm x 30.00 cm proponiendo inicialmente una cuantía de 1.13 %.

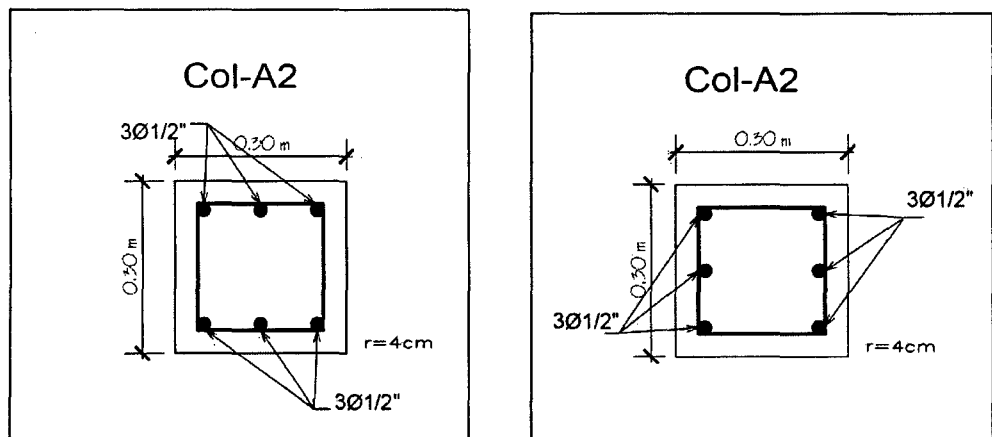


Figura N° 50. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna A2.

Una vez distribuida la armadura en la sección de la columna se procede calcular los diagramas de interacción (usando software especializado ETABS v2015) y en ellos se le incorporó en forma de puntos los esfuerzos a los que se encuentra sometido dicho elemento debiendo estos (puntos) estar dentro de la gráfica y con una ratio considerable y de esta manera asegurar el correcto funcionamiento del elemento a diseñar.

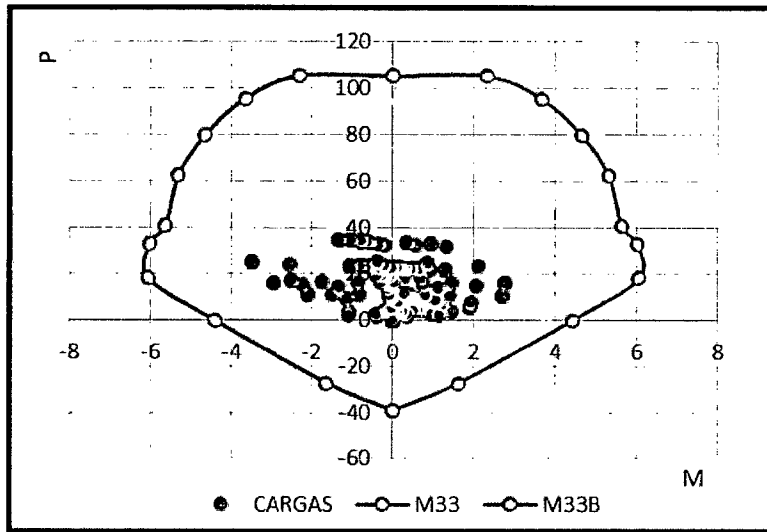


Figura N° 51. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna A2.

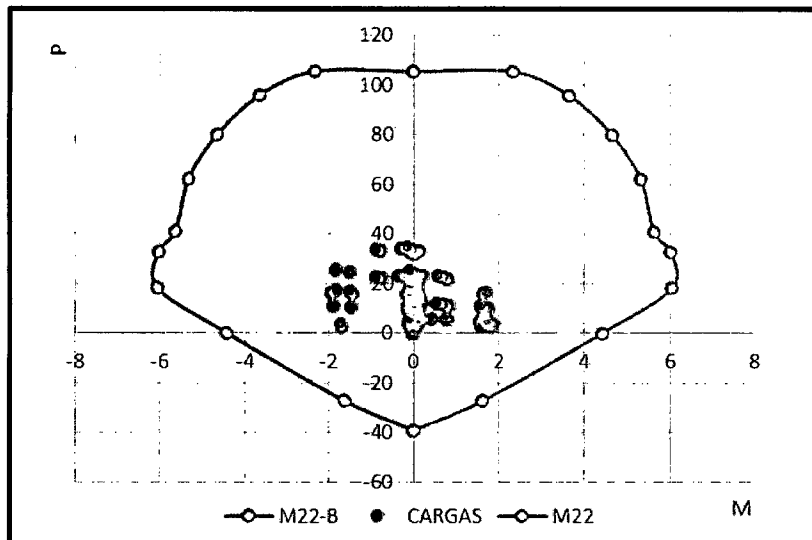


Figura N° 52. Puntos (P, M22) ubicados en el diagrama de interacción de columna A2.

Se observa que los puntos (cargas actuantes por combinaciones creadas) está por debajo de la curva de resistencia con un margen razonable con una cuantía del 1.13 %.

Evaluando los extremos más desfavorables por flexocompresión biaxial:

Se tomó el mayor extremo de la gráfica que corresponde a la combinación 1.25 (CM+CV) + EQYY.

$$P_u = 25.15$$

$$M_u(33) = -3.49$$

$$M_u(22) = -1.8124$$

$$\phi P_n = \phi 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st})$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 0.85 \times 210 (30 \times 30 - 10.16) + 4200 \times 10.16$$

$$\phi P_n = 177.70 \text{ Tn}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{25.15}{177.7} = 0.142 > 0.1 \quad \therefore \text{Es válida la fórmula de Bresler.}$$

$$M_u(33) = -3.49 \text{ Tn-m} \rightarrow \phi P_{n3} = 93 \text{ Tn}$$

$$M_u(22) = -1.8124 \text{ Tn-m} \rightarrow \phi P_{n2} = 100 \text{ Tn}$$

$$P_{u_{max}} = \left[\frac{1}{\phi P_{n3}} + \frac{1}{\phi P_{n2}} - \frac{1}{\phi P_{n0}} \right]^{-1} = \left[\frac{1}{93} + \frac{1}{100} - \frac{1}{177.70} \right]^{-1} = 66.11 \text{ Tn}$$

\therefore Se observa que se cumple los requerimientos de resistencia.

Diseño por corte:

Para realizar este diseño se debe verificar la resistencia por efecto de columna corta producido por el muro acoplado a la parte inferior columna.

Tenemos un momento máximo de 3.49 Tn-m.

$$M_{psr} = 1.2(3.49) = 4.19 \text{ Tn.}$$

$$V_u = \frac{M_{psr1} + M_{psr2}}{h_n}$$

$$V_u = \frac{4.19 + 4.19}{3.35} = 2.50 \text{ Tn}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \left(1 + \frac{25.15}{140 \times 30 \times 30} \right) 30 \times 26 = 5.9 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 5.9 = 5.015 \text{ Tn}$$

Se observa que el concreto absorbe todo el cortante por lo que se diseñará estribos con las dimensiones mínimas. Dado que existe una placa capaz de absorber efecto de corte producido por la viga de conexión es que se distribuirá los estribos a partir de este nivel.

Se consideró por efectos de seguridad una zona de confinamiento de 50 cm siguiendo los criterios del diseño de la comuna B2.

Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:

- ✓ Tercera parte de la dimensión mínima $S=30/3=10.00$ cm.
- ✓ $6db(\text{longitudinal}) S=6*(1/2)(2.54)=7.62$ cm.
- ✓ $S=10$ cm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciado no será mayor que:

- ✓ $S=12db = 12(1/2)(2.54)=15.24$ cm.
- ✓ $S=25$ cm.

En el nudo el espaciado no será mayor que:

- ✓ $S= S$ (en zona de confinamiento).
- ✓ 15 cm.

∴ Se usó la siguiente distribución de estribos 1 @ 5, 7@7, resto @ 15 cm.

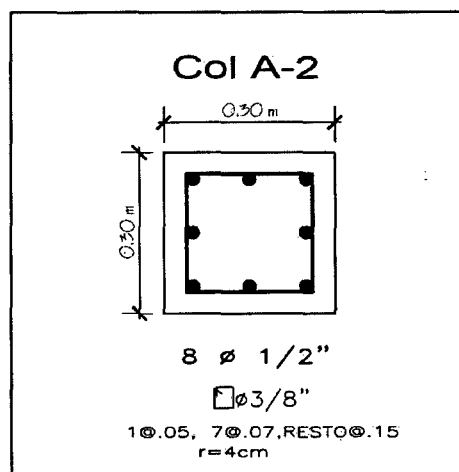


Figura N° 53. Distribución final de refuerzo en columna A2.

c) Columna C2

Para el diseño de estos elementos se hizo una iteración para la sección de 30.00 cm x 30.00 cm proponiendo una cuantía de 1.13 %.

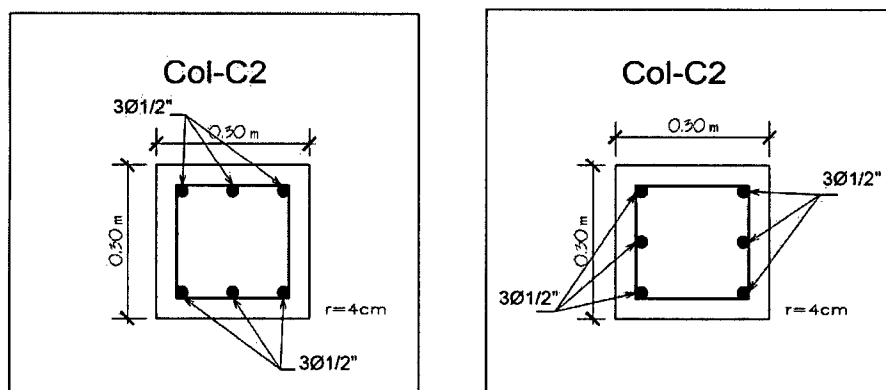


Figura N° 54. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna C2.

Una vez distribuida la armadura en la sección de la columna se proceder a calcular los diagramas de interacción (usando software especializado ETABS V2015) y en ellos se le incorporó en forma de puntos los esfuerzos a los que se encuentra sometido dicho elemento debiendo estos (puntos) estar dentro de la gráfica y con una ratio considerable y de esta manera asegurar el correcto funcionamiento del elemento a diseñar.

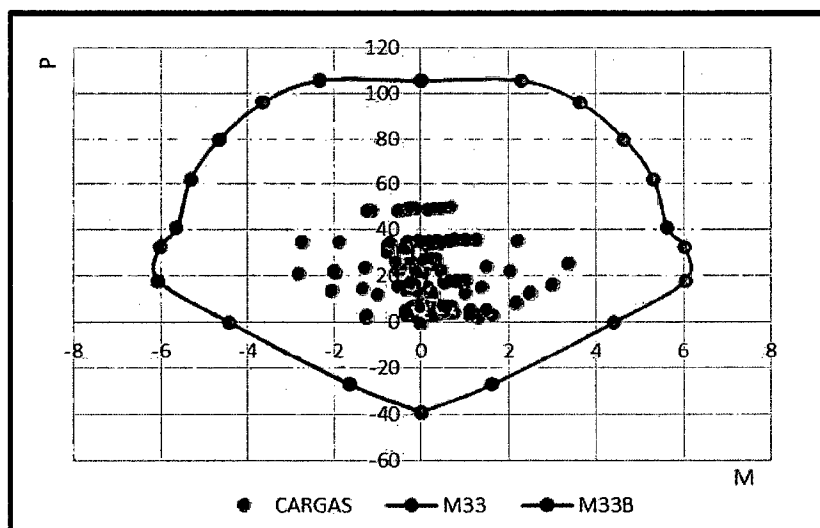


Figura N° 55. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna. C2.

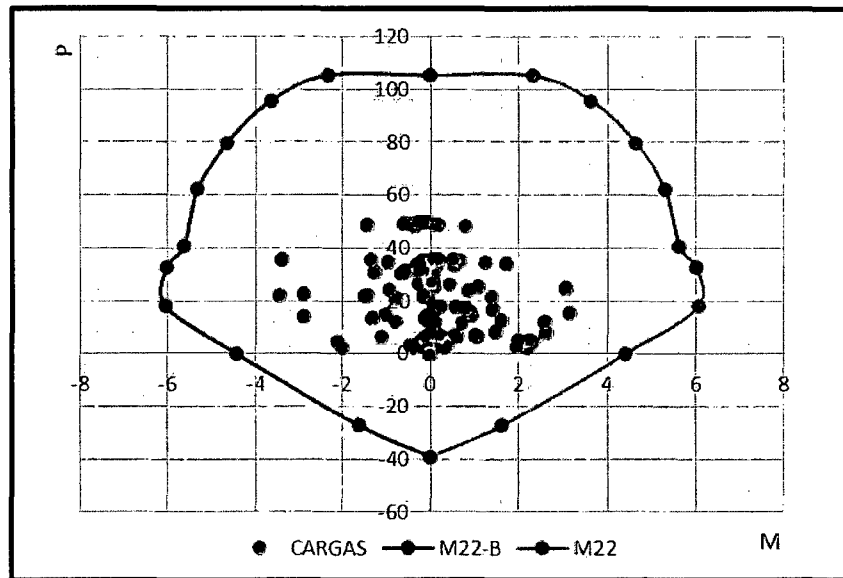


Figura N° 56. Puntos (P, M22) ubicados en el diagrama de interacción de columna C2.

Se observa que los puntos (cargas actuantes por combinaciones creadas) está por debajo de la curva de resistencia con un margen razonable con una cuantía del 1.13 %.

Evaluando los extremos más desfavorables por flexocompresión biaxial:

Se tomó el mayor extremo de la gráfica que corresponde a la combinación 1.25 (CM+CV) + EQYY.

$$P_u = 25.33 \text{ Tn}$$

$$M_u (33) = 3.40 \text{ Tn-m}$$

$$M_u (22) = 1.10 \text{ Tn-m}$$

$$\phi P_n = \phi 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st})$$

$$\phi P_n = 0.85 \times 0.85 \times 210 (30 \times 30 - 10.16) + 4200 \times 10.16$$

$$\phi P_n = 177.70 \text{ Tn}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{25.33}{177.7} = 0.1425 > 0.1 \quad \therefore \text{La fórmula de Bresler es válida.}$$

$$Mu(33) = 3.40 \text{ Tn-m} \rightarrow \phi Pn3 = 95 \text{ Tn}$$

$$Mu(22) = 1.10 \text{ Tn-m} \rightarrow \phi Pn2 = 105 \text{ Tn}$$

$$Pu_{max} = \left[\frac{1}{\phi Pn3} + \frac{1}{\phi Pn2} - \frac{1}{\phi Pn0} \right]^{-1} = \left[\frac{1}{95} + \frac{1}{105} - \frac{1}{177.70} \right]^{-1} = 69.34 \text{ Tn}$$

∴ Se observa que se cumplen los requerimientos de resistencia.

Diseño por corte:

Para realizar este diseño se debe verificar la resistencia por efecto de columna corta producido por el muro acoplado a la parte inferior columna.

Tenemos un momento máximo de 3.40 Tn-m.

$$M_{psr} = 1.2(3.40) = 4.08 \text{ Tn}$$

$$Vu = \frac{M_{psr1} + M_{psr2}}{hn}$$

$$Vu = \frac{4.08 + 4.08}{3.35} = 2.44 \text{ Tn}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{25.15}{140 * 30 * 30} \right) 30 * 26 = 5.9 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 5.9 = 5.015 \text{ Tn}$$

Se observa que el concreto absorbe todo el cortante por lo que se diseñará estribos con las dimensiones mínimas.

Dado que existe una placa capaz de absorber efecto de corte producido por la viga de conexión es que se distribuirá los estribos a partir de este nivel.

Se consideró por efectos de seguridad una zona de confinamiento de 50 cm siguiendo los criterios del diseño de la comuna B2.

Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:

✓ Tercera parte de la dimensión mínima $S=30/3=10.00 \text{ cm}$.

✓ 6db (longitudinal) $S= 6*(1/2) (2.54) = 7.62 \text{ cm}$.

✓ $S= 10 \text{ cm}$.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciado no será mayor que:

✓ $S = 12db = 12(1/2) (2.54) = 15.24 \text{ cm.}$

✓ $S = 25 \text{ cm.}$

En el nudo el espaciado no será mayor que:

✓ $S = S$ (en zona de confinamiento).

✓ 15 cm.

∴ Se usó la siguiente distribución de estribos 1 @ 5, 7@7, resto @ 15 cm.

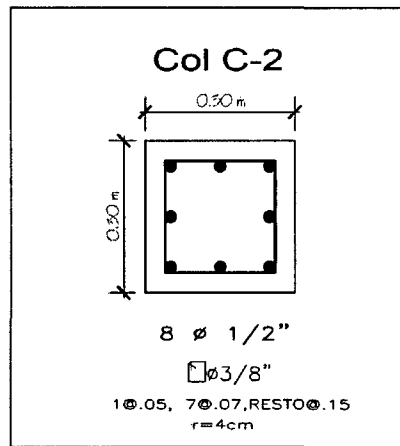


Figura N° 57. Distribución final de refuerzo en columna C2.

d) Columna A3

Para el diseño de estos elementos se hizo una iteración para la sección de 30.00 cm x 30.00 cm proponiendo una cuantía de 1.13 %.

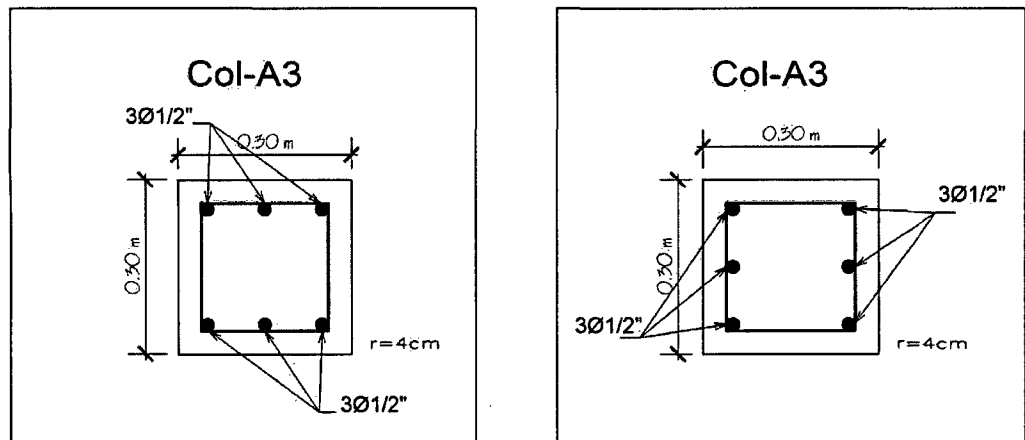


Figura N° 58. Distribución de refuerzo en cada uno de los lados de la columna A3.

Una vez distribuida la armadura en la sección de la columna se proceder a calcular los diagramas de interacción (usando software especializado ETABS v2015.2.0) y en ellos se le incorporó en forma de puntos los esfuerzos a los que se encuentra sometido dicho elemento debiendo estos (puntos) estar dentro de la gráfica y con una ratio considerable y de esta manera asegurar el correcto funcionamiento del elemento a diseñar.

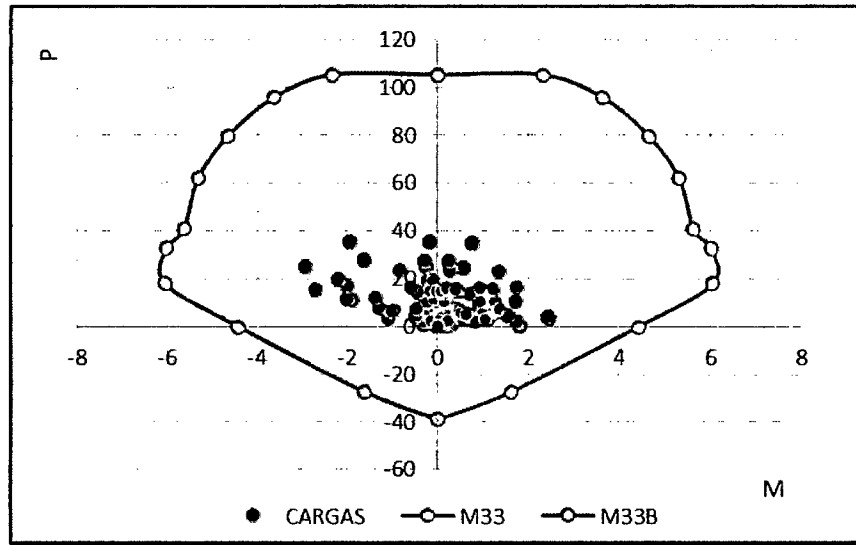


Figura N° 59. Puntos (P, M33) ubicados en el diagrama de interacción de columna A3.

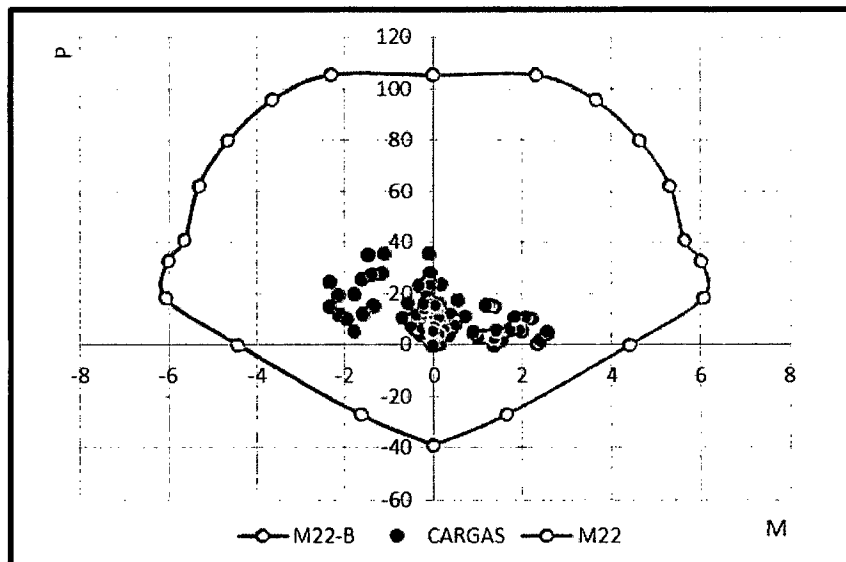


Figura N° 60. Puntos (P, M22) ubicados en el Diagrama de interacción de columna A3.

Se observa que los puntos (cargas actuantes por combinaciones creadas) está por debajo de la curva de resistencia con un margen razonable con una cuantía del 1.13 %.

Evaluando los extremos más desfavorables por flexocompresión biaxial:

Se tomó el mayor extremo de la gráfica que corresponde a la combinación 1.25 (CM+CV) + EQXX.

$$\begin{aligned} P_u &= 19.1735 \text{ Tn} \\ M_u(33) &= -0.109 \text{ Tn-m} \\ M_u(22) &= -2.1462 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= \phi 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}) \\ \phi P_n &= 0.85 \times 0.85 \times 210 (30 \times 30 - 10.16) + 4200 \times 10.16 \\ \phi P_n &= 177.70 \text{ Tn} \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{19.1735}{177.7} = 0.11 > 0.1 \quad \therefore \text{La fórmula de Bresler es válida.}$$

$$\begin{aligned} M_u(33) = -0.109 \text{ Tn-m} &\rightarrow \phi P_{n3} = 105 \text{ Tn} \\ M_u(22) = -2.1462 \text{ Tn-m} &\rightarrow \phi P_{n2} = 105 \text{ Tn} \end{aligned}$$

$$P_{u_{max}} = \left[\frac{1}{\phi P_{n3}} + \frac{1}{\phi P_{n2}} - \frac{1}{\phi P_{n0}} \right]^{-1} = \left[\frac{1}{105} + \frac{1}{105} - \frac{1}{177.70} \right]^{-1} = 74.51 \text{ Tn}$$

\therefore Se observa que se cumplen los requerimientos de resistencia.

Diseño por corte:

Para realizar este diseño se debe verificar la resistencia por efecto de columna corta producido por el muro acoplado a la parte inferior columna.

Tenemos un momento máximo de 2.1462 Tn-m.

$$M_{psr} = 1.2(2.1462) = 2.58 \text{ Tn}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{psr1} + M_{psr2}}{h_n} \\ V_u &= \frac{2.58 + 2.58}{3.35} = 1.54 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{19.1735}{140 * 30 * 30} \right) 30 * 26 = 5.99 Tn$$

$$\phi V_c = 0.85 * 5.9 = 5.092 Tn$$

Se observa que el concreto absorbe todo el cortante por lo que se diseñará estribos con las dimensiones mínimas, dado que existe una placa capaz de absorber efecto de corte producido por la viga de conexión es que se distribuirá los estribos a partir de este nivel.

Se consideró por efectos de seguridad una zona de confinamiento de 50 cm.

Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:

✓ Tercera parte de la dimensión mínima $S=30/3=10.00$ cm.

✓ $6db(\text{longitudinal}) S= 6*(1/2) (2.54) =7.62$ cm.

✓ $S= 10$ cm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciado no será mayor que:

✓ $S= 12db = 12(1/2) (2.54) =15.24$ cm.

✓ $S= 25$ cm.

En el nudo el espaciado no será mayor que:

✓ $S= S$ (en zona de confinamiento).

✓ 15 cm.

∴ Se usó la siguiente distribución de estribos $1 @ 5, 7@7, \text{resto} @ 15$ cm.

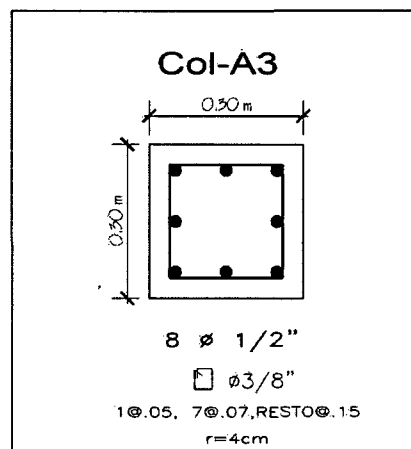
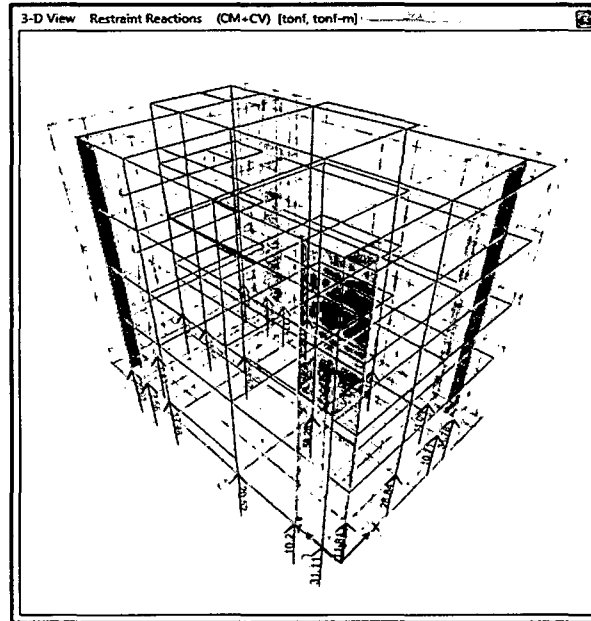


Figura N° 61. Distribución final de refuerzo en columna A3.

Para las columnas del eje 3 se usó la misma sección de 30 cm x 30 cm debido a que las cargas y momentos que actúan sobre esta no sobrepasan a las del eje 2.

Predimensionamiento y diseño de cimentaciones.

Es el predimensionado del área de las cimentaciones se dimensionarán usando las cargas de servicio (CM+CV).



5.1.9. Diseño de cimentaciones.

El diseño de la cimentación en este caso se realizó usando zapatas aisladas y combinadas, tomando los siguientes datos característicos del suelo de la ciudad obtenida del Plan de desarrollo urbano.

Perfil de suelo : Tipo S3
 Presión admisible del terreno : 0.9 Kg/cm²
 Peso unitario del suelo : 1.80 Tn/m³

Para la edificación materia del presente informe se realizó el diseño en el programa SAFE v2014 mediante un proceso iterativo hasta obtener las dimensiones de la zapata y obtener un área óptima que distribuya hacia el suelo de fundación presiones menores al admisible del terreno. Obteniendo las siguientes dimensiones.

Tabla N° 19. Resumen del cálculo del área de las cimentaciones.

Columna (ejes)	P-servicio (tn)	Área-calc. (m ²)	A=b (m)	Usar		% Excedencia de área
				A (m)	B (m)	
A1	50.43	5.60	2.37	2.40	2.60	11.36
A2	22.92	2.55	1.60	1.60	1.70	6.81
A3	16.82	1.87	1.37	1.50	1.50	20.39
A4	35.46	3.94	1.98	2.00	2.20	11.68
B1	28.46	3.16	1.78	2.20	1.60	11.31
B2	62.34	6.93	2.63	2.90	2.55	6.76
B3	53.71	5.97	2.44	2.90	2.20	6.91
B4	26.6	2.96	1.72	1.20	2.90	17.74
B5						
C1	50.6	5.62	2.37	2.40	2.60	10.99
C2	34.05	3.78	1.95	2.00	2.00	5.73
C3	68.87	7.65	2.77	5.70	1.50	11.73
C4						
C5						

Fuente: Elaboración Propia.

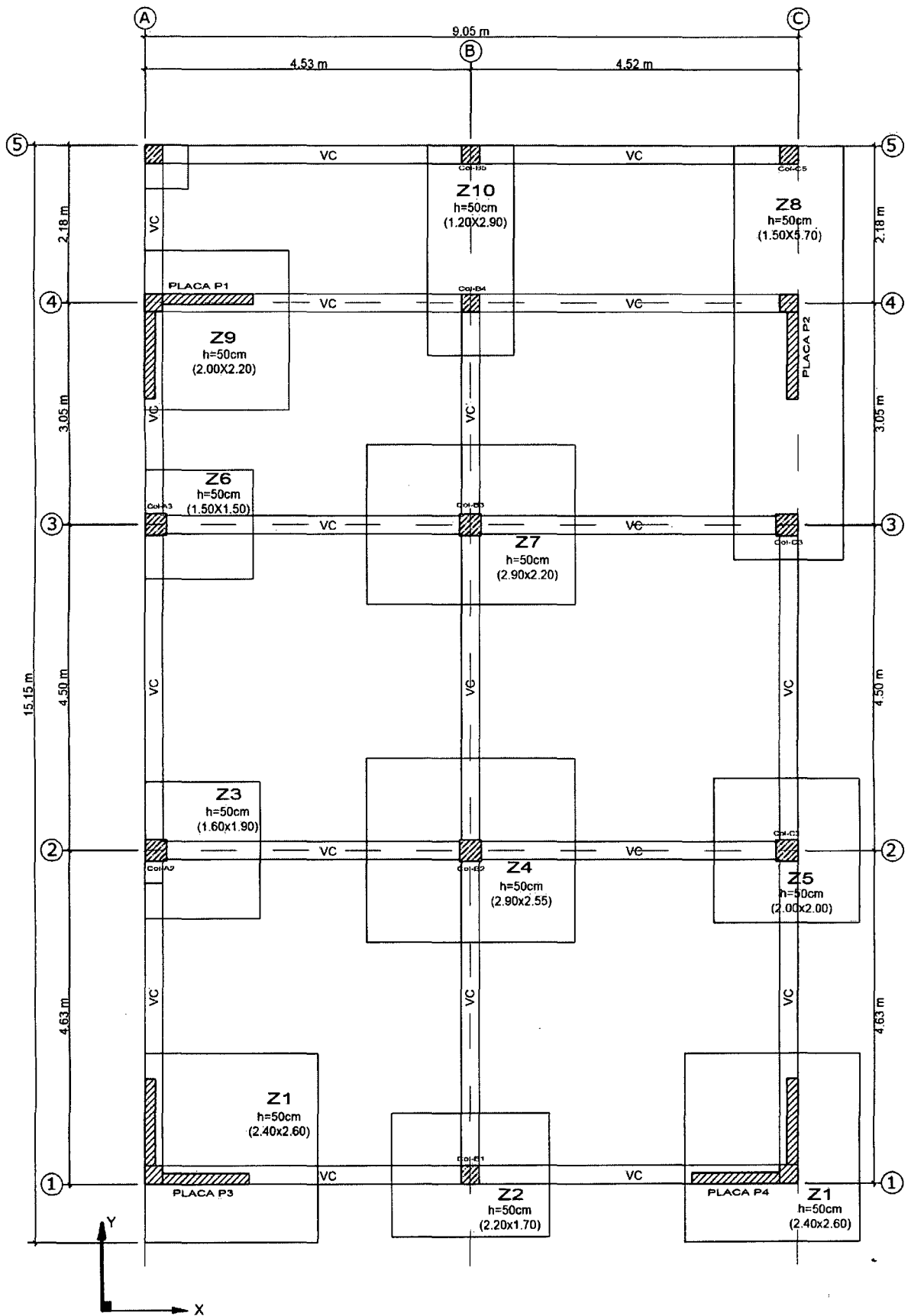


Figura N° 63. Dimensiones en planta de zapatas.

Verificación y diseño de zapatas:

a) Zapatas Z-1 (A1)

$$\text{Área} : 2.40 \times 2.60 = 6.24 \text{ m}^2$$

$$H : 50 \text{ cm}$$

$$r : 7.00 \text{ cm}$$

Corte por punzonamiento:

El peralte efectivo para todas las zapatas es: $d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$

Calculando de la resistencia requerida Vu , tenemos:

$$A_0 = (Dx + d) \left(Dy + \frac{d}{2} \right) = (0.25 + 0.43) \left(0.25 + \frac{0.43}{2} \right) = 0.3162 \text{ m}^2$$

$$Vu = \sigma_u (A_{total} - A_0) = 9(6.24 - 0.3162) = 53.31 \text{ Tn}$$

Calculando de la resistencia de diseño ϕVc , se tiene:

$$b_0 = (Dx + d) + \left(Dy + \frac{d}{2} \right) 2$$

$$b_0 = (0.25 + 0.43) + \left(0.25 + \frac{0.43}{2} \right) 2 = 1.145 \text{ m}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi Vc = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{210} (114.5)(43) = 96.43 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi Vc = 0.85(0.27) \left(\frac{30 \times 43}{114.5} + 2 \right) \sqrt{210} (114.5)(43)$$

$$\phi Vc = 217.23 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 1.06 \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi Vc = 0.85(1.06) \sqrt{210} (114.5)(43)$$

$$\phi Vc = 64.285 \text{ Tn}$$

Considerando el menos valor obtenido $\phi Vc = 64.285 \text{ Tn}$ se observa que

$$\phi Vc = 64.285 \text{ Tn} > Vu = 53.31 \text{ Tn}$$

Corte por flexión:

Luego del cálculo de la resistencia requerida Vu y la resistencia suministrada ϕVc para cada dirección tenemos:

Para X

$$Vu = \sigma_u Ly (Lv_x - d) = 9(2.40)(2.15 - 0.43) = 37.152 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (Ly d)$$

$$\phi Vc = 0.85(0.53) \sqrt{210} (240)(43) = 67.37 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc > Vu \rightarrow \text{correcto}$$

Para Y

$$Vu = \sigma_u Lx (Lv_y - d) = 9(2.60)(1.55 - 0.43) = 26.21 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (Ly d)$$

$$\phi Vc = 0.85(0.53) \sqrt{210} (260)(43) = 72.99 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc > Vu \rightarrow \text{correcto}$$

Diseño por flexión:

Se tomó la sección más crítica es decir la zapata en la ubicación A1.

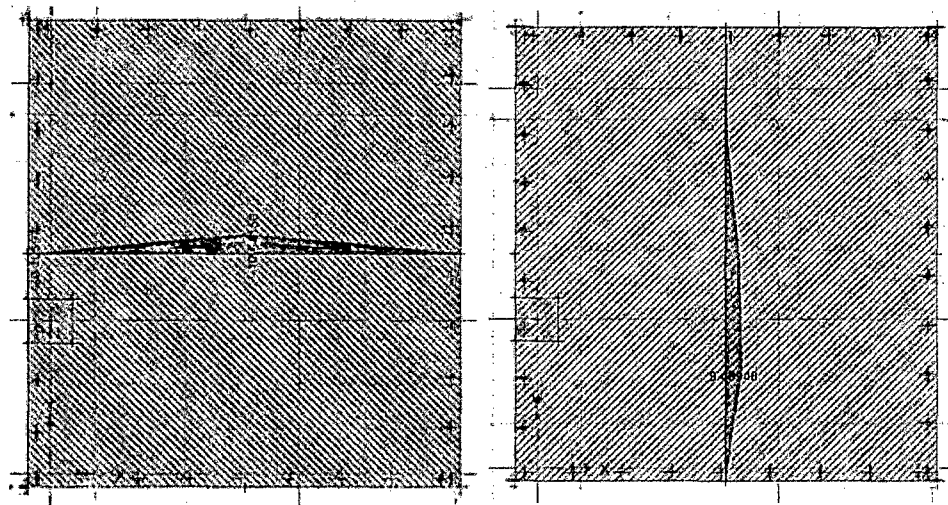


Figura N° 64. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-1.

Como se puede apreciar en las figuras anteriores existe un momento negativo considerable es por ello que la cimentación llevará refuerzo superior e inferior.

$$M_x^+ = 0.40596 Tn - m$$

$$M_x^- = -10.64159 Tn - m$$

$$M_y^+ = 9.48948 Tn - m$$

$$M_y^- = 0.00 Tn - m$$

Según norma el refuerzo mínimo en zapatas es:

$$A_{S_{\min}(\text{superior})} = 0.0012bh = 0.0012(100)(50) = 6.00 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{S_{\min}(\text{inferior})} = 0.0018bh = 0.0018(100)(50) = 9.00 \text{ cm}^2/m$$

Calculando el refuerzo requerido por flexión tenemos:

Tabla N° 20. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-1.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	0.41	10.64	9.49	0.00
Ku=Mu/bd ²	0.22	5.76	5.13	0.00
ρ	0.0001	0.0015	0.0015	0.0000
As-calculado=ρbd	0.43	6.45	6.45	0.00
As-mínimo	9.00	6.00	9.00	6.00
As-tomado	9.00	6.45	9.00	6.00
Diámetro elegido	1/2	1/2	1/2	1/2
As-varilla	1.27	1.27	1.27	1.27
S -calculado	14.11	19.69	14.11	21.17
S-tomado	13.00	15.00	13.00	15.00

Fuente: Elaboración Propia.

El diseño final de zapata será:

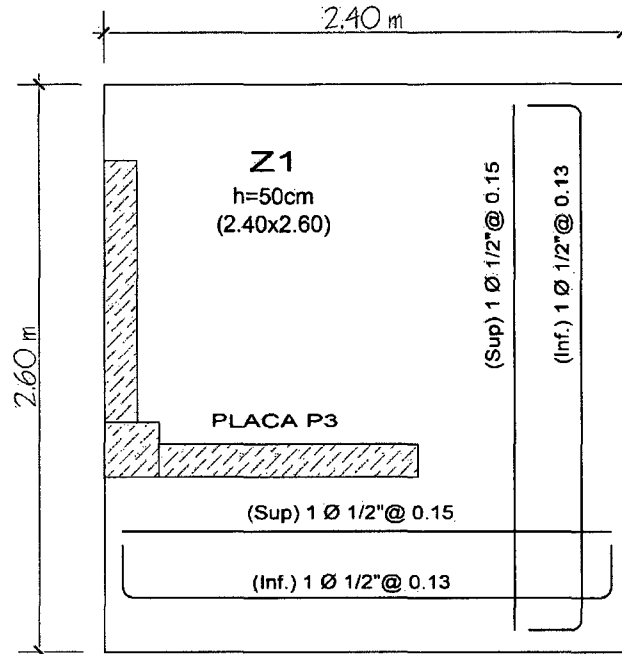


Figura N° 65. Distribución final del refuerzo para zapata Z-1.

b) Zapata Z-2 (1B)

Área : $2.20 \times 1.70 = 3.74 \text{ m}^2$

H : 50 cm

r : 7.00 cm

Corte por punzonamiento:

El peralte efectivo para todas las zapatas es: $d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$

Calculando de la resistencia requerida V_u , tenemos:

$$A_0 = (Dx + d)(Dy + d) = (0.25 + 0.43)(0.25 + 0.43) = 0.4624 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 9(3.74 - 0.4624) = 29.50 \text{ Tn}$$

Calculando de la resistencia de diseño ϕV_c , tenemos:

$$b_0 = 2(Dx + Dy + 2d) = 2(0.25 + 0.25 + 2 * 0.43)$$

$$b_0 = 2.72 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210} (272)(43) = 229.10 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{40 \times 43}{272} + 2\right) \sqrt{210} (272)(43)$$

$$\phi V_c = 323.77 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210} (272)(43) = 152.71 \text{ Tn}$$

Considerando el menos valor obtenido $\phi V_c = 152.71 \text{ Tn}$ observamos que
 $\phi V_c = 152.71 \text{ Tn} > V_u = 29.50 \text{ Tn}$

Corte por flexión:

Luego del cálculo de la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos:

Para X

$$V_u = \sigma_u L_y (L_v x - d) = 9(1.70)(0.98 - 0.43) = 8.42 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (L_y d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{210} (170)(43) = 47.72 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{correcto}$$

Para Y

$$V_u = \sigma_u L_x (L_v y - d) = 9(2.20)(0.725 - 0.43) = 5.841 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} (L_y d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{210}(170)(43) = 47.72 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{correcto}$$

Diseño por flexión:

Se tomó la sección más crítica es decir la zapata en la ubicación A1.

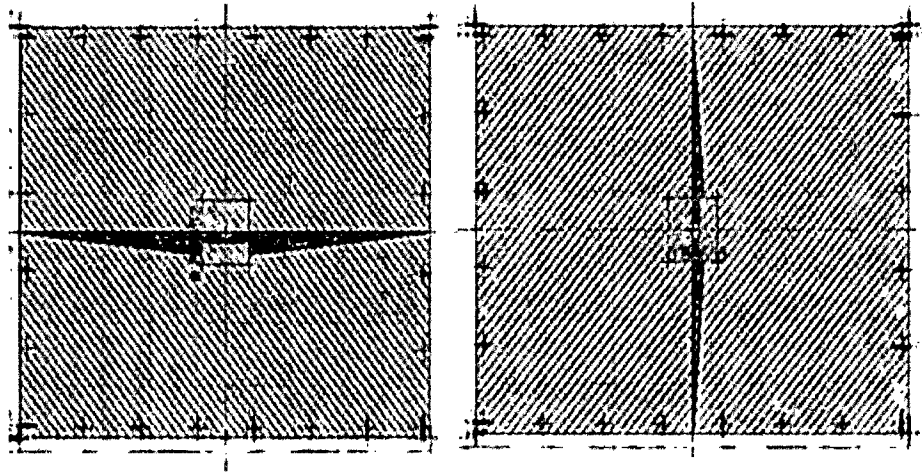


Figura N° 66. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-2.

Como se puede apreciar en las imágenes solamente existe momento positivo es por ello que la cimentación solamente llevará refuerzo inferior.

$$M_x^+ = 8.90 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_y^+ = 6.00 \text{ Tn} - \text{m}$$

Según norma el refuerzo mínimo en zapatas es:

$$A_{s_{\min(\text{inferior})}} = 0.0018bh = 0.0018(100)(50) = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculando el refuerzo requerido por flexión se tiene:

Tabla N° 21. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-2.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	8.90	0.00	6.00	0.00
Ku=Mu/bd ²	4.81	0.00	3.24	0.00
ρ(%)	0.0013	0.0000	0.0009	0.0000
As-calculado=ρbd	5.59	0.00	3.87	0.00
As-mínimo	9.00	6.00	9.00	6.00
As-tomado	9.00	6.00	9.00	6.00
Diámetro elegido	1/2	1/2	1/2	1/2
As-varilla	1.27	1.27	1.27	0.00
S-calculado	14.11	0.00	14.11	0.00
S-tomado	13.00	0.00	13.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

El diseño final de zapata será:

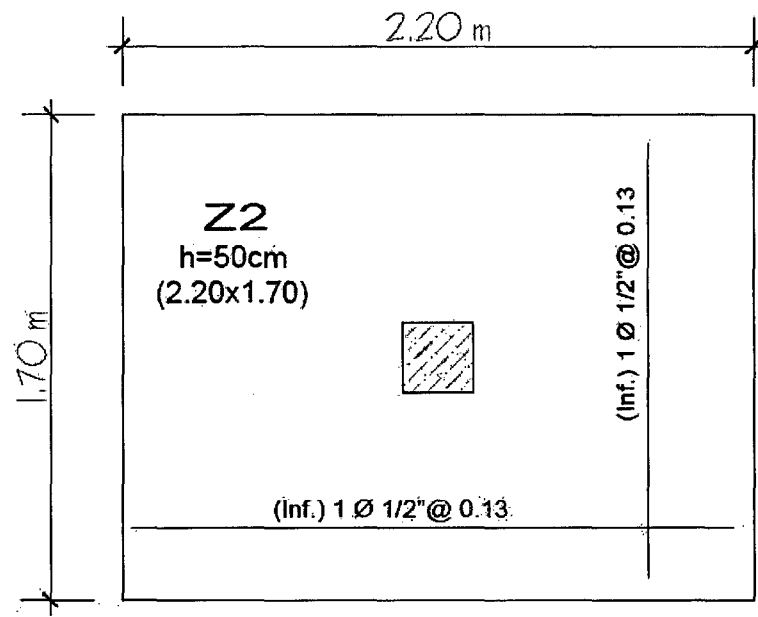


Figura N° 67. Distribución final del refuerzo para zapata Z-2.

c) Zapata Z-6

Dimensionamiento en planta:

$$Z6: 1.50 \text{ m X } 1.50 \text{ m} = 2.25 \text{ m}^2$$

$$H : 50 \text{ cm}$$

$$r : 7.00 \text{ cm}$$

Corte por punzonamiento:

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

Cálculo de A_0

$$A_0 = (Dx + d)(Dy + d/2)$$

$$A_0 = (0.30 + 0.43)(0.30 + 0.43/2) = 0.38 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = (Dx + d) + \left(Dy + \frac{d}{2}\right) 2$$

$$b_0 = (0.30 + 0.43) + 2 \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right) = 1.76 \text{ m}$$

Cálculo de la resistencia requerida V_u :

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_0) = 9(1.50 \times 1.50 - 0.38) = \mathbf{16.83 \text{ Tn}}$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210} (176)(43) = 148.22 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{30 \times 43}{176} + 2\right) \sqrt{210} (176)(43) = 234.82 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{210} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210} (176)(43) = \mathbf{98.82 \text{ Tn}}$$

Considerando el menor valor obtenido $\phi V_c = 98.82 \text{ Tn}$, se observa que $\phi V_c > V_u$.

Corte por flexión:

Calculamos la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos:

Para X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_v x - d)$$

$$V_u = 9 \times 1.50 (1.20 - 0.43) = 10.40 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_y) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (150) (43) = 42.11 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Para Y:

$$V_u = \sigma_u L_x (L_v y - d)$$

$$V_u = 9 \times 1.50 (0.60 - 0.43) = 2.30 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_x) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (150) (43) = 42.11 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas

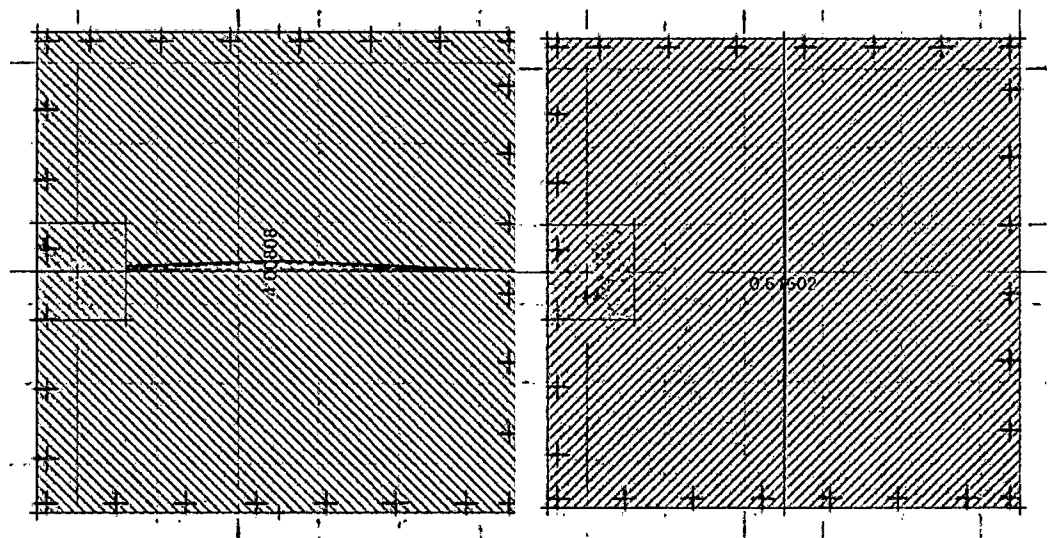


Figura N° 68. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-6.

Del análisis se observa que existe momento negativo por lo que la zapata llevará refuerzo superior e inferior.

$$M_x^+ = 0.00 \text{ Tn} - m$$

$$M_x^- = 4.01 \text{ Tn} - m$$

$$M_y^+ = 0.62 \text{ Tn} - m$$

$$M_y^- = 0.00 \text{ Tn} - m$$

Tabla N° 22. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-6.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	0.00	4.01	0.62	0.00
Ku=Mu/bd ²	0.00	2.17	0.34	0.00
ρ	0.0000	0.0005	0.0001	0.0000
As-calculado=ρbd	0.00	2.15	0.43	0.00
As-mínimo	9.00	6.00	9.00	6.00
As-tomado	9.00	6.00	9.00	6.00
Diámetro elegido	1/2	1/2	1/2	1/2
As-varilla	1.27	1.27	1.27	1.27
S -calculado	14.11	21.17	14.11	21.17
S-tomado	13.00	20.00	13.00	20.00

Fuente: Elaboración Propia.

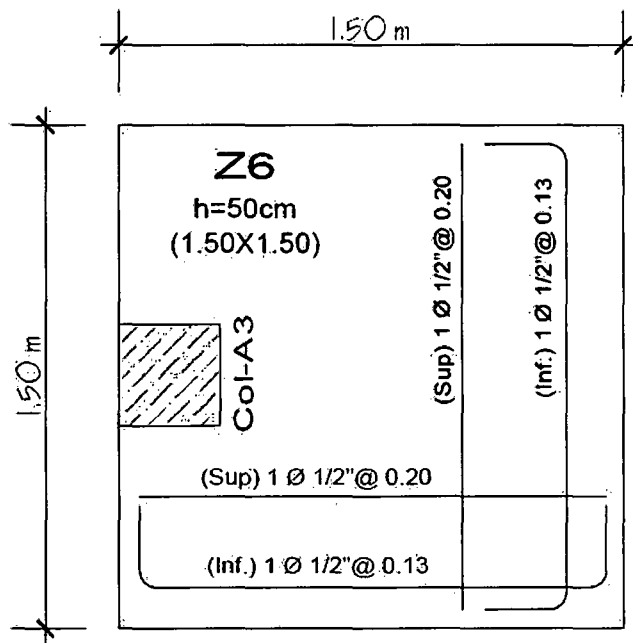


Figura N° 69. Distribución final del refuerzo para zapata Z-6.

d) Zapata Z-7

Dimensionamiento en planta:

$$Z7: 2.90 \text{ m} \times 2.20 \text{ m} = 6.38 \text{ m}^2$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$R = 7.00 \text{ cm}$$

Corte por punzonamiento:

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

Cálculo de A_0

$$A_0 = (Dx + d)(Dy + d)$$

$$A_0 = (0.30 + 0.43)(0.30 + 0.43) = 0.5329 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = 2(Dx + Dy + 2d)$$

$$b_0 = 2(0.30 + 0.30 + 2(0.43)) = 2.92 \text{ m}$$

Cálculo de la resistencia requerida V_u :

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 9(2.9 \times 2.20 - 0.5329) = 52.62 \text{ Tn}$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210} (292)(43) = 245.91 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{40 \times 43}{292} + 2\right) \sqrt{210} (292)(43) = 329.49 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{210} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210} (292)(43) = 163.94 \text{ Tn}$$

Considerando el menor valor obtenido $\phi V_c = 163.94 \text{ Tn}$, se observa que $\phi V_c > V_u$.

Corte por flexión:

Calculamos la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos:

Para X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d)$$

$$V_u = 9 \times 2.20 (1.30 - 0.43) = 17.23 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_y) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (220) (43) = 61.76 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Para Y:

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d)$$

$$V_u = 9 \times 2.9 (0.95 - 0.43) = 13.57 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_x) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (290) (43) = 81.41 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas.

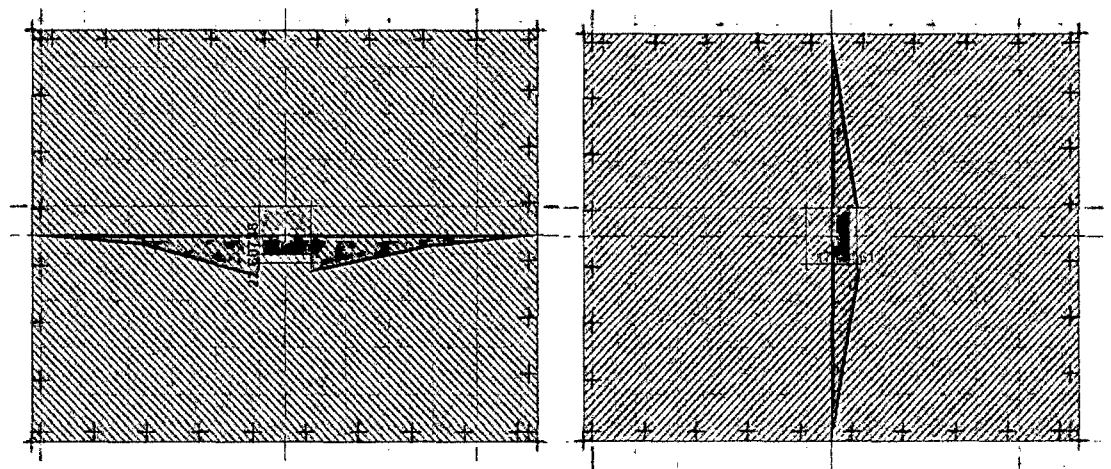


Figura N° 70. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-7.

Del análisis se observa que no existe momento negativo por lo que la zapata no llevará acero superior.

$$M_x^+ = 22.61 Tn - m$$

$$M_y^+ = 17.69 Tn - m$$

Tabla N° 23. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-7.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	22.61	0.00	17.69	0.00
Ku=Mu/bd ²	12.23	0.00	9.57	0.00
ρ	0.0033	0.0000	0.0026	0.0000
As-calculado=ρbd	14.19	0.00	11.18	0.00
As-mínimo	9.00	0.00	9.00	0.00
As-tomado	14.19	0.00	11.18	0.00
Diámetro elegido	5/8	0.00	5/8	0.00
As-varilla	1.98	0.00	1.98	0.00
S -calculado	13.95	0.00	17.71	0.00
S-tomado	10.00	0.00	15.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

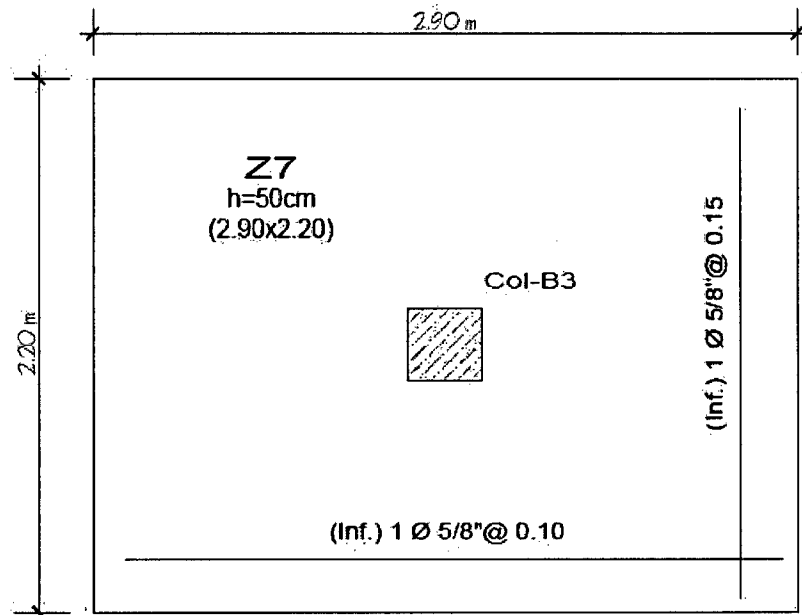


Figura N° 71. Distribución final del refuerzo para zapata Z-7.

e) Zapata Z-8 - Combinada

Dimensionamiento en planta:

$$Z8: 1.50 \text{ m X } 5.50 \text{ m} = 8.55 \text{ m}^2$$

$$H=50 \text{ cm}$$

$$R= 7.00 \text{ cm}$$

Corte por punzonamiento:

Para Col C3:

Cálculo de A_0

$$A_0 = (0.30 + 0.43) \left(0.30 + \frac{0.43}{2} + 0.325 \right) = 0.6132 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = 2(0.43/2 + 0.30 + 0.325) + (0.30 + 0.43) = 2.41 \text{ m}$$

Para Col C4:

Cálculo de A_0

$$A_0 = (0.25 + 0.43)(0.25 + 0.43) = 0.4624 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = 2(0.25 + 0.25 + 2 * 0.43) = 2.72 \text{ m}$$

Para Col C5:

Cálculo de A_0

$$A_0 = (0.25 + 0.43)(0.25 + 0.43/2) = 0.316 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = (0.25 + 0.43) + 2(0.25 + 0.43/2) = 1.61 \text{ m}$$

En resumen:

Tabla N° 24. Tabla resumen de perímetro crítico y área crítica.

Columna	Perímetro crítico(b_0)	Área crítica(a_0)
C3	2.41	0.6132
C4	2.72	0.4624
C5	1.61	0.316
	<u>6.74</u>	<u>1.3916</u>

Fuente: Elaboración Propia.

Cálculo de la resistencia requerida V_u :

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 9(1.50 \times 5.7 - 1.3916) = \mathbf{64.43 Tn}$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1.2}\right) \sqrt{210} (674)(43) = 504.55 Tn$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'_c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{30 \times 43}{674} + 2\right) \sqrt{210} (674)(43) = \mathbf{363.90 Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{40 \times 43}{674} + 2\right) \sqrt{210} (674)(43) = 419.41 Tn$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{210} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210} (674)(43) = 571.20 Tn$$

Considerando el menor valor obtenido $\phi V_c = 363.90 Tn$, se observa que $\phi V_c > V_u$.

Corte por flexión:

El corte actuante sobre la cimentación usando el software SAFE v2014.

En X:

En Y:

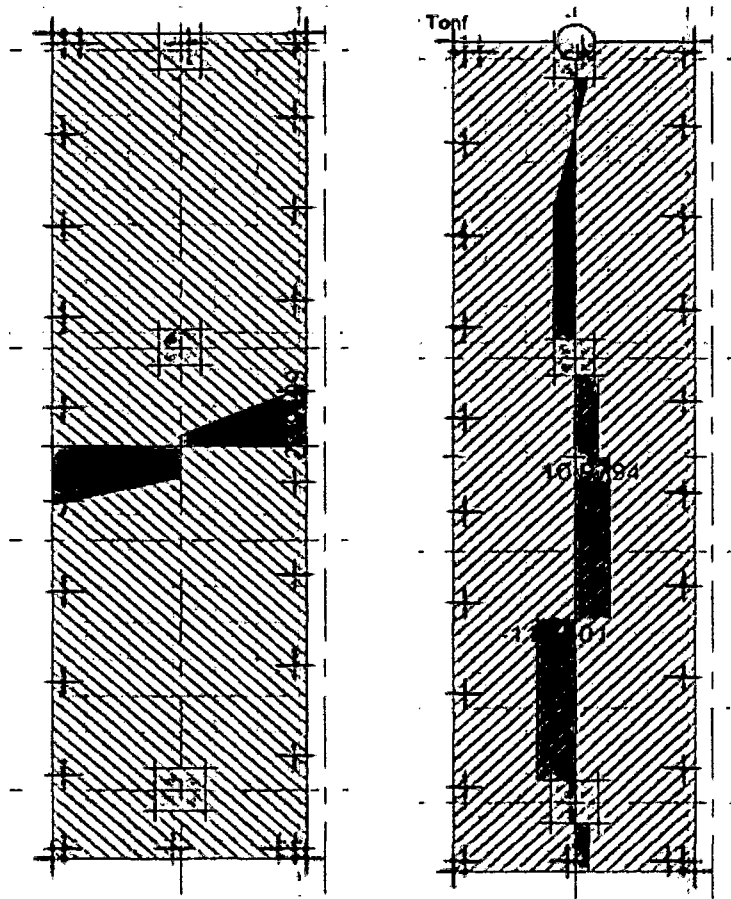


Figura N° 72. Diagramas de fuerza cortante de zapata combinada Z-8.

Cálculo de la fuerza cortante suministrada por la zapata

Para X e Y.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (100) (43) = 28.07 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas.

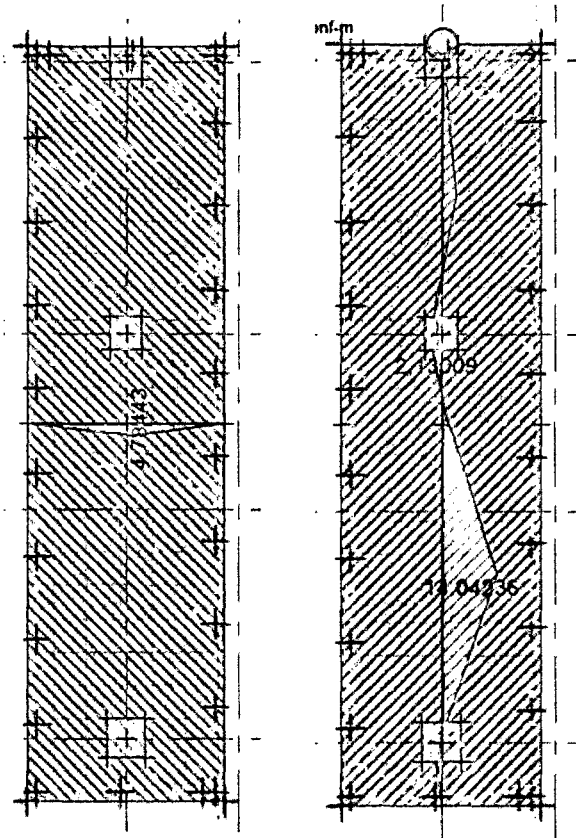


Figura N° 73. Diagramas de momento flector para ambas direcciones Z8.

Del análisis se observa que existe momento negativo por lo que la zapata llevará refuerzo superior e inferior.

$$M_x^+ = 4.78 Tn - m$$

$$M_y^+ = 2.13 Tn - m$$

$$M_y^- = 14.042 Tn - m$$

Tabla N° 25. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-8.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	4.78	0.00	2.13	14.04
Ku=Mu/bd ²	2.59	0.00	1.15	7.59
ρ	0.0007	0.0000	0.0003	0.0020
As-calculado= $\rho b d$	3.01	0.00	1.29	8.60
As-mínimo	9.00	6.00	9.00	6.00
As-tomado	9.00	6.00	9.00	8.60
Diámetro elegido	1/2	1/2	1/2	1/2
As-varilla	1.27	1.27	1.27	1.27
S -calculado	14.11	21.17	14.11	14.77
S-tomado	14.00	20.00	14.00	14.00

Fuente: Elaboración Propia.

Distribución de refuerzo en planta

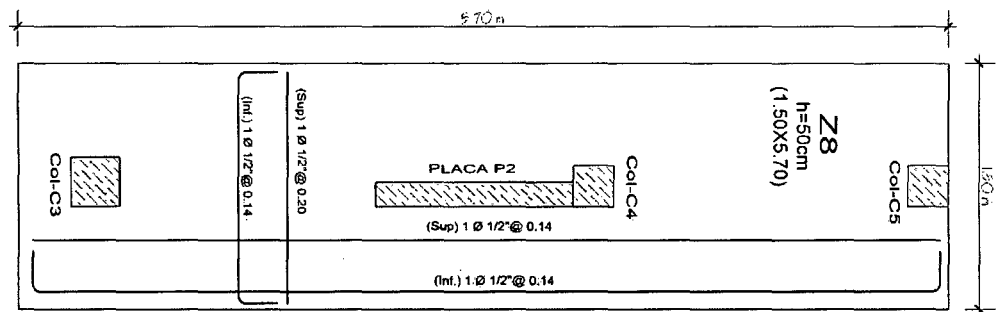


Figura N° 74. Distribución final del refuerzo para zapata Z-8.

f) Zapatas Z-9 (A4)

$$\text{Área} : 2.00 \times 2.20 = 4.40 \text{ m}^2$$

$$H : 50 \text{ cm}$$

$$r : 7.00 \text{ cm}$$

Corte por punzonamiento:

El peralte efectivo para todas las zapatas es: $d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$

Calculando de la resistencia requerida Vu , tenemos:

$$A_0 = (Dx + d) \left(Dy + \frac{d}{2} \right) = (0.25 + 0.43) \left(0.25 + \frac{0.43}{2} \right) = 0.3162 \text{ m}^2$$

$$Vu = \sigma_u (A_{total} - A_0) = 9(4.40 - 0.3162) = 36.75 \text{ Tn}$$

Calculando de la resistencia de diseño ϕVc , tenemos:

$$b_0 = (Dx + d) + \left(Dy + \frac{d}{2} \right)$$

$$b_0 = (0.25 + 0.43) + \left(0.25 + \frac{0.43}{2} \right) = 1.145 \text{ m}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi Vc = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{210} (114.5)(43) = 96.43 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi Vc = 0.85(0.27) \left(\frac{30 \times 43}{114.5} + 2 \right) \sqrt{210} (114.5)(43) = 217.23 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 1.06 \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi Vc = 0.85(1.06) \sqrt{210} (114.5)(43) = 64.285 \text{ Tn}$$

Considerando el menos valor obtenido $\phi Vc = 64.285 \text{ Tn}$ observamos que

$$\phi Vc = 64.285 \text{ Tn} > Vu = 36.75 \text{ Tn}.$$

Corte por flexión:

Luego del cálculo de la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos:

Para X

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d) = 9(2.20)(1.75 - 0.43) = 26.14 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (L_y d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{210} (220)(43) = 61.76 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{correcto}$$

Para Y

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy1} - d) = 9(2.00)(0.60 - 0.43) = 3.06 \text{ Tn}$$

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy2} - d) = 9(2.00)(1.35 - 0.43) = 16.56 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} (L_x d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \sqrt{210} (200)(43) = 105.93 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{correcto}$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas.

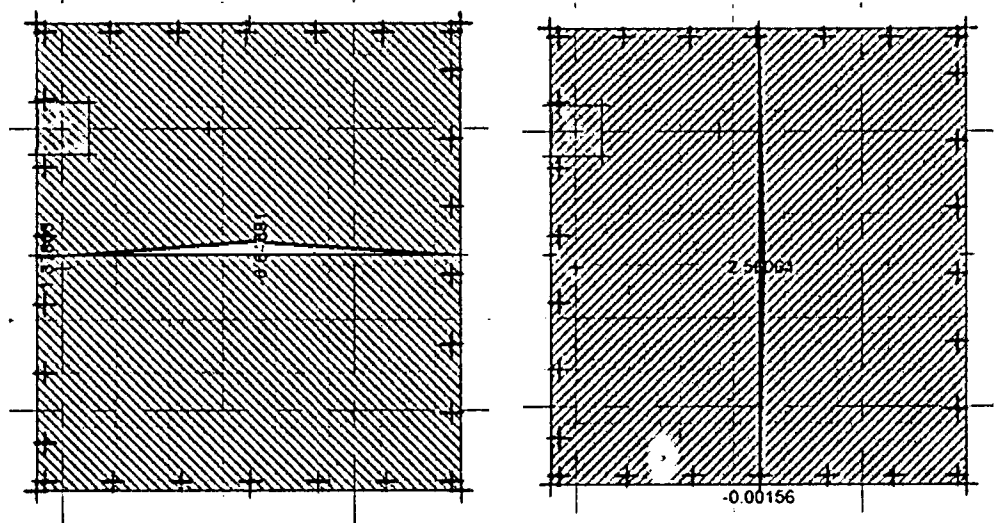


Figura N° 75. Diagramas de momento flector para ambas direcciones Z-9.

Como se puede apreciar en las imágenes existe un momento positivo y negativo considerable es por ello que la cimentación llevará refuerzo superior e inferior.

$$M_x^+ = 1.38 Tn - m$$

$$M_x^- = -6.65 Tn - m$$

$$M_y^+ = 2.56 Tn - m$$

$$M_y^- = -0.0016 Tn - m$$

Según norma el refuerzo mínimo en zapatas es:

$$A_{s_{\min}(\text{superior})} = 0.0012bh = 0.0012(100)(50) = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}(\text{inferior})} = 0.0018bh = 0.0018(100)(50) = 9.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculando el refuerzo requerido por flexión se tiene:

Tabla N° 26. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-9.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	1.38	6.65	2.56	0.01
Ku=Mu/bd ²	0.75	3.60	1.38	0.01
ρ	0.0002	0.0009	0.0004	0.0001
As-calculado=ρbd	0.86	3.87	1.72	0.43
As-mínimo	9.00	6.00	9.00	6.00
As-tomado	9.00	6.00	9.00	6.00
Diámetro elegido	1/2	1/2	1/2	1/2
As-varilla	1.27	1.27	1.27	1.27
S-calculado	14.11	21.17	14.11	21.17
S-tomado	14.00	20.00	14.00	20.00

Fuente: Elaboración Propia.

Distribución de armadura en planta

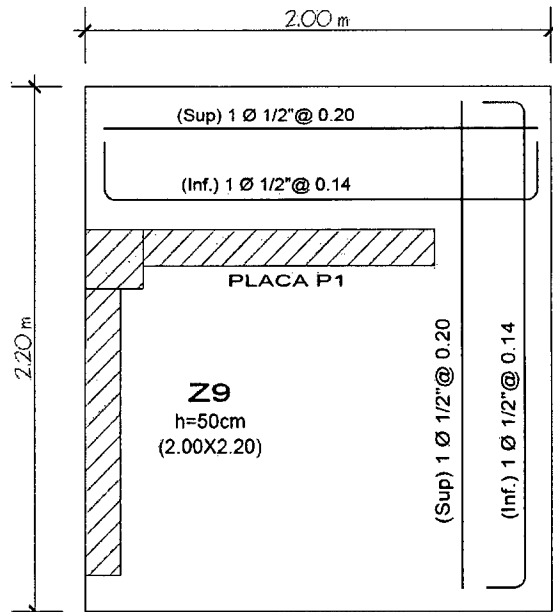


Figura N° 76. Distribución final del refuerzo para zapata Z-9.

g) Zapata Z-10 - combinada

Dimensionamiento en planta:

Z8 : 1.20 m X 2.90 m = 3.48 m²

H : 50 cm

r : 7.00 cm

Corte por punzonamiento:

Para Col B4:

Cálculo de A_0

$$A_0 = (0.25 + 0.43)(0.25 + 0.43) = 0.4624 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = 2(0.25 + 0.25 + 2 * 0.43) = 2.72 \text{ m}$$

Para Col B5:

Cálculo de A_0

$$A_0 = (0.25 + 0.43)(0.25 + 0.43/2) = 0.3162 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = (0.25 + 0.43) + 2(0.25 + 0.43/2) = 1.56 \text{ m}$$

En resumen:

Tabla N° 27. Tabla resumen de perímetro crítico y área crítica para zapata Z-10.

Columna	Perímetro crítico(b_0)	Área crítica(a_0)
B4	2.72	0.4624
B5	1.56	0.3162
	<u>4.28</u>	<u>0.7786</u>

Fuente: Elaboración Propia.

Cálculo de la resistencia requerida V_u :

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 9(1.20 \times 2.9 - 0.7786) = \mathbf{24.31 Tn}$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210} (428)(43) = 360.24 Tn$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{40 \times 43}{428} + 2\right) \sqrt{210} (428)(43) = 368.40 Tn$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{30 \times 43}{428} + 2\right) \sqrt{210} (428)(43) = 306.90 Tn$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{210} (b_0 d)$$

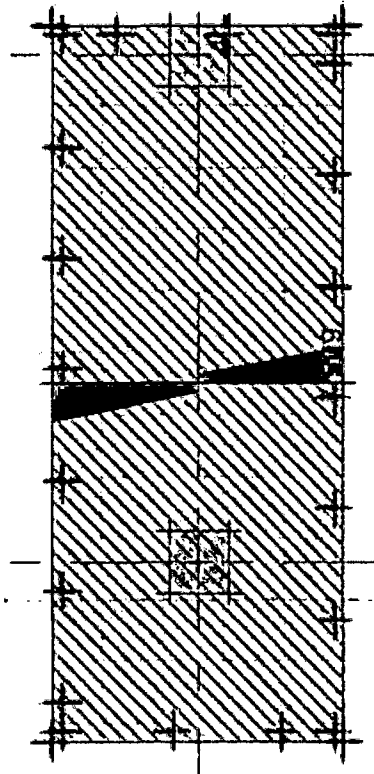
$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210} (428)(43) = \mathbf{240.3 Tn}$$

Considerando el menor valor obtenido $\phi V_c = 240.30 Tn$, se observa que $\phi V_c > V_u$.

Corte por flexión:

El corte actuante sobre la cimentación usando el software SAFE.

En X:



En Y:

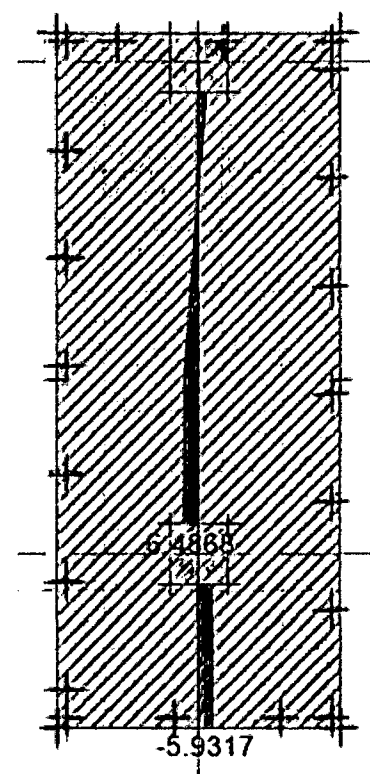


Figura N° 77. Diagramas de fuerza cortante de zapata Z-10.

Cálculo de la fuerza cortante suministrada por la zapata

Para X e Y

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (100) (43) = 28.07 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas.

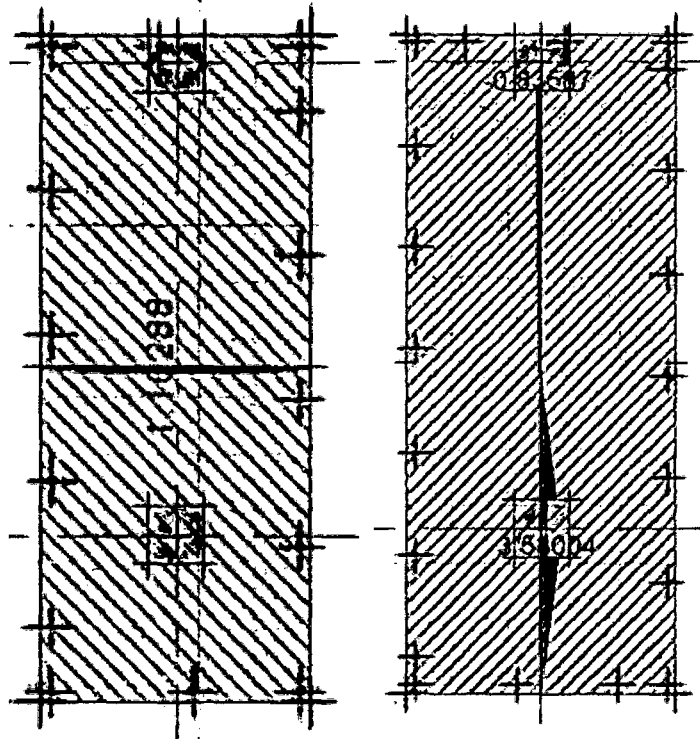


Figura N° 78. Diagramas de momento flector para ambas direcciones Z-10.

Del análisis se observa que existe momento negativo despreciable, por ello la zapata deberá llevar solamente refuerzo inferior.

$$M_x^+ = 1.163 Tn - m$$

$$M_y^+ = 3.58 Tn - m$$

$$M_y^- = -0.84 Tn - m$$

Tabla N° 28. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-10.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	1.16	0.00	3.58	0.00
Ku=Mu/bd ²	0.63	0.00	1.94	0.00
ρ	0.0002	0.0000	0.0005	0.0000
As-calculado= ρ bd	0.86	0.00	2.15	0.00
As-mínimo	9.00	0.00	9.00	0.00
As-tomado	9.00	0.00	9.00	0.00
Diámetro elegido	1/2	0.00	1/2	0.00
As-varilla	1.27	0.00	1.27	0.00
S -calculado	14.11	0.00	14.11	0.00
S-tomado	14.00	0.00	14.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

Distribución de acero en planta.

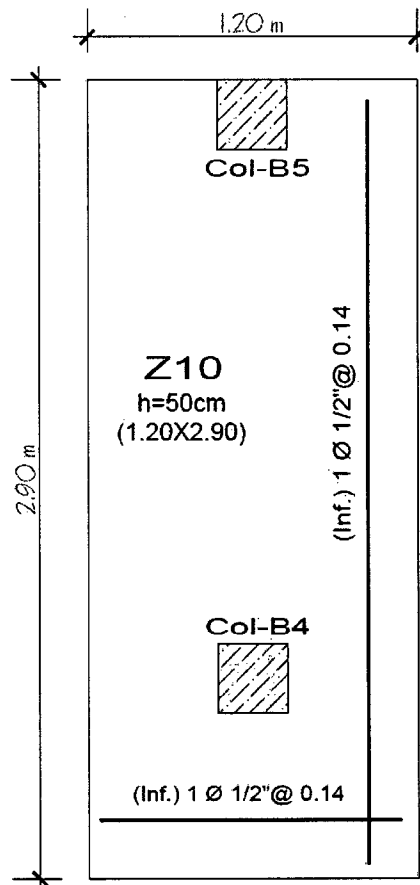


Figura N° 79. Distribución final del refuerzo para zapata Z-10.

5.1.10. Diseño de Cimentaciones críticas.

Diseño de zapatas críticas a desnivel:

Estas cimentaciones se encuentran en el eje 2 y estarán conectadas a través de una viga las cuales evitarán asentamientos diferenciales, proporcionarán arriostre por volteo y proporcionará estabilidad cuando por carga vertical se produzcan esfuerzos internos en el suelo y al estar existir un desnivel estas pueden llegar con alta intensidad hacia la cara en corte y producir fallas y/o altos esfuerzos sobre los muros para los cuales no hayan sido diseñados.

Modelo de Boussinesq, carga puntual (p) sobre un medio elástico.

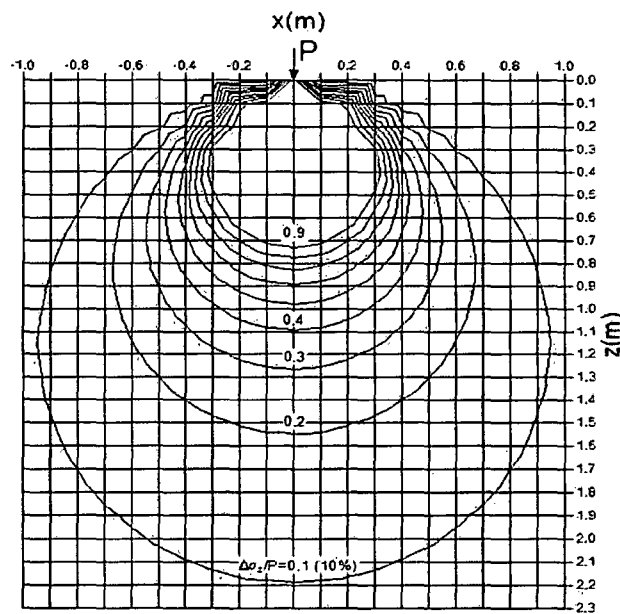
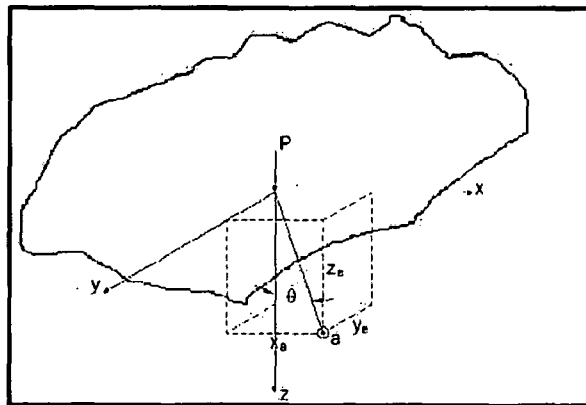


Figura N° 80. Distribución de esfuerzos en el terreno debido a una carga puntual.

Tomando las consideraciones anteriores, Braja M. Das en su publicación “Ingeniería de cimentaciones” recomienda utilizar un desnivel entre elementos de soporte en proporción 1:2 para suelos arcillosos y 1:1 para suelos con tendencia rocosa medidos desde el borde exterior de la zapata.

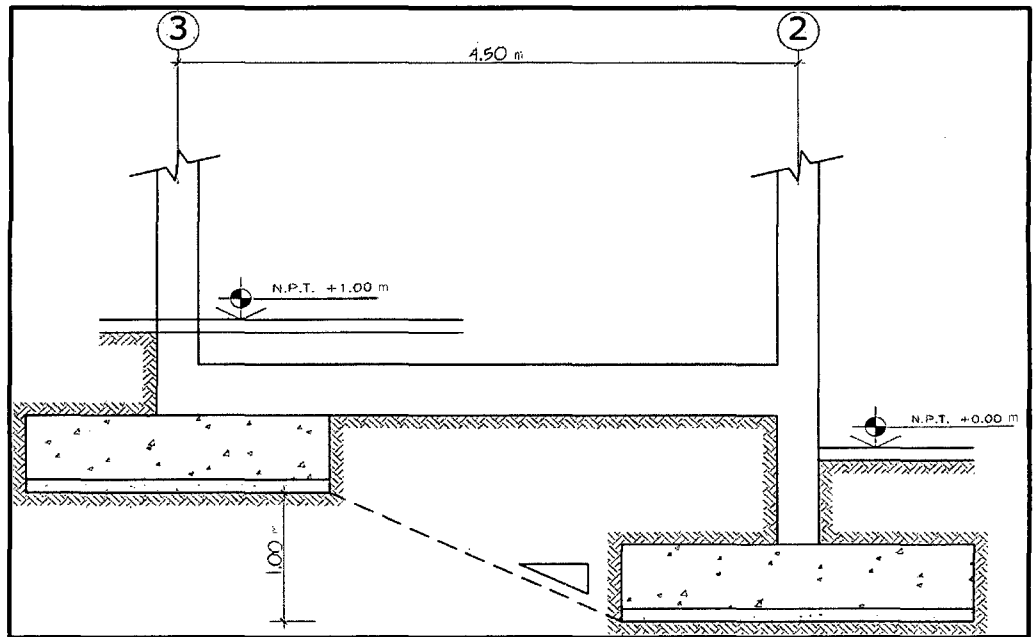


Figura N° 81. Elevación del planteamiento de zapatas a desnivel.

h) Zapata Z-3 (A2)

Dimensionamiento en planta:

Anteriormente se dimensionó a estas y se les denominó Z4 y Z5 respectivamente

Z3: 1.60 m X 1.90 m

Z6: 1.50 m X 1.50 m

Verificaciones:

Z3 : 1.60 m X 1.90 m =3.04 m²

H : 50 cm

r : 7.00 cm

Corte por punzonamiento:

$$d = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

Cálculo de A_0

$$A_0 = (Dx + d)(Dy + d/2)$$

$$A_0 = (0.30 + 0.43)(0.30 + 0.43/2) = 0.38 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = (Dx + d) + \left(Dy + \frac{d}{2}\right) 2$$

$$b_0 = (0.30 + 0.43) + 2 \left(0.30 + \frac{0.43}{2}\right) = 1.76 \text{ m}$$

Cálculo de la resistencia requerida V_u :

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 9(1.60 \times 1.90 - 0.38) = \mathbf{23.94 \text{ Tn}}$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210} (176)(43) = 148.22 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{30 \times 43}{176} + 2\right) \sqrt{210} (176)(43) = 234.82 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{210} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210} (176)(43) = \mathbf{98.82 \text{ Tn}}$$

Considerando el menor valor obtenido $\phi V_c = 98.82 \text{ Tn}$, se observa que $\phi V_c > V_u$.

Corte por flexión:

Calculamos la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos:

Para X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d)$$

$$V_u = 9 \times 1.90 (1.30 - 0.43) = 14.88 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_y) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (190) (43) = 53.34 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Para Y:

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d)$$

$$V_u = 9 \times 1.60 (0.8 - 0.43) = 5.32 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_x) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (160) (43) = 44.915 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas.

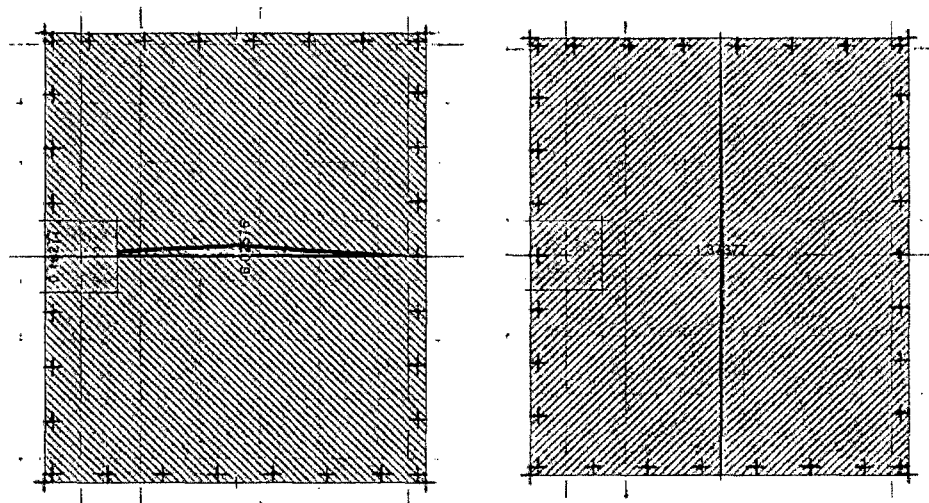


Figura N° 82. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-3.

Del análisis se observa que existe momento negativo por lo que la zapata llevará refuerzo superior e inferior.

$$M_x^+ = 0.10 Tn - m$$

$$M_x^- = -6.03 Tn - m$$

$$M_y^+ = 1.37 Tn - m$$

Por norma se tiene:

$$A_{s-min superior} = 0.0012 bh$$

$$A_{s-min inferior} = 0.0018 bh$$

Tabla N° 29. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-3.

	Dirección x-x		Dirección y-y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	0.10	6.03	1.73	0.00
Ku=Mu/bd ²	0.05	3.26	0.94	0.00
ρ	0.0001	0.0009	0.0001	0.0000
As-calculado=ρbd	0.43	3.87	0.43	0.00
As-mínimo	9.00	6.00	9.00	6.00
As-tomado	9.00	6.00	9.00	6.00
Diámetro elegido	1/2	1/2	1/2	1/2
As-varilla	1.27	1.27	1.27	1.27
S-calculado	14.11	21.17	14.11	21.17
S-tomado	13.00	20.00	13.00	20.00

Fuente: Elaboración Propia.

Distribución de acero en planta:

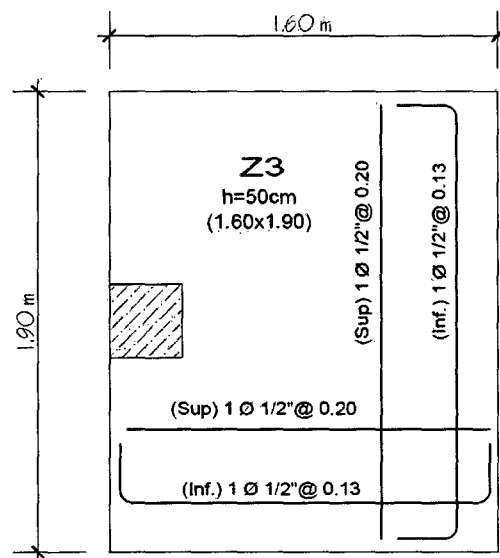


Figura N° 83. Distribución final del refuerzo para zapata Z-3.

5.1.11. Esfuerzos críticos en la sub-estructura:

Al conectar la viga de conexión en el elemento columna para arriostrarlo, este produce un efecto de corte que dependiendo de la magnitud puede producir fallas estructurales en la columna a la que se empotra; pudiendo causar el colapso de la edificación por ser la columna un elemento portante.

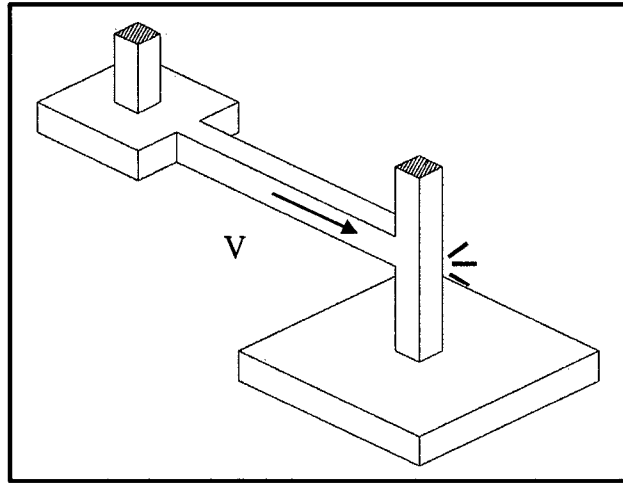


Figura N° 84. Descripción gráfica del corte producido.

Estos efectos se deben tener en cuenta al momento del diseño y plantear sistemas de disipación del corte producido por efectos de sismo los cuales son más notorios.

En este caso de estudio se propone tres alturas para la evaluación del corte producido sobre el elemento columna, determinándose a través del uso de programas de cómputo (ETABS v2015.2.0) la determinación de las fuerzas actuantes; para así tener una idea más amplia del comportamiento estructural de las zapatas conectadas a diferente profundidad de desplante.

i) Diseño de placa de refuerzo por corte en zapata:

Se debe verificar que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n \leq \phi 2.65 \sqrt{f'c} (h)(d)$$

$$d = 0.8(l_w)$$

Donde:

N_u = Carga axial amplificada en el muro

M_u = momento flector amplificada en la sección analizada

V_u = fuerza cortante amplificada en la sección analizada

V_n = Resistencia nominal de muro

d = Peralte efectivo del muro en la dirección paralela a sus caras

l_w = Longitud del muro

h = espesor del muro

Sc = Sección crítica de corte

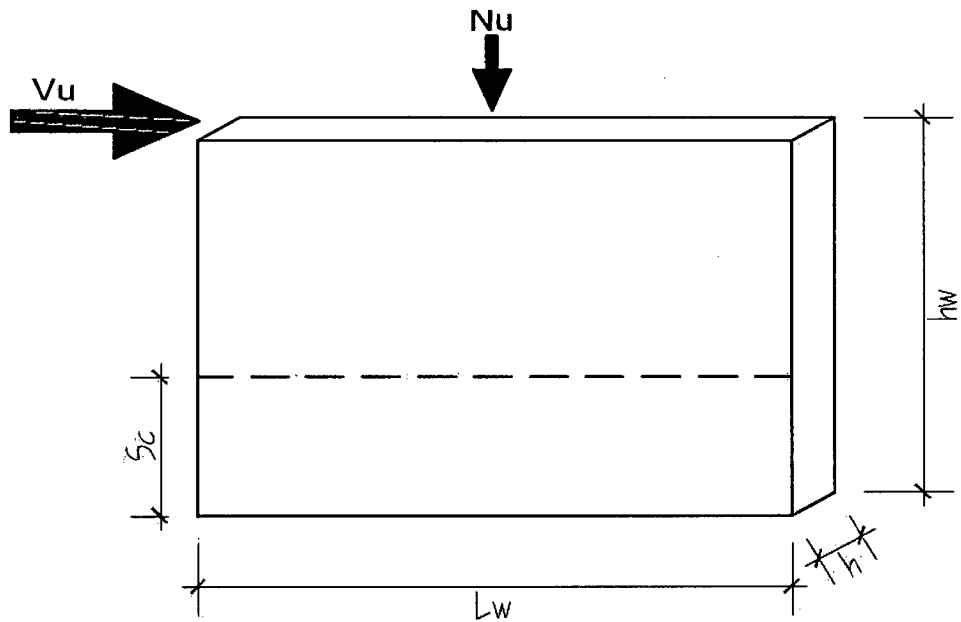


Figura N° 85. Elementos de la placa.

Del análisis estructural se tiene que:

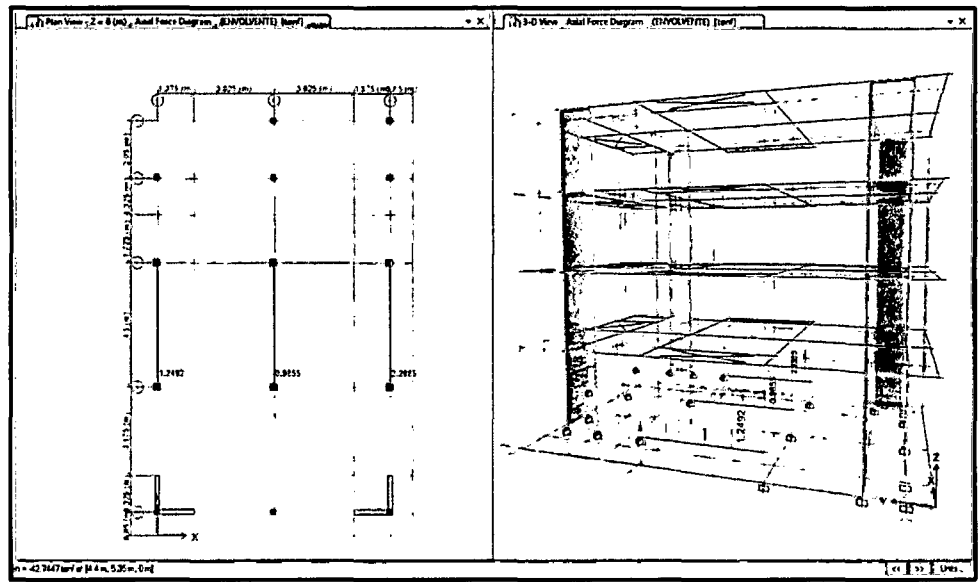


Figura N° 86. Esfuerzos máximos resultado del análisis estructural.

Tomando el máximo valor obtenido del análisis estructural a través de las diferentes combinaciones de carga:

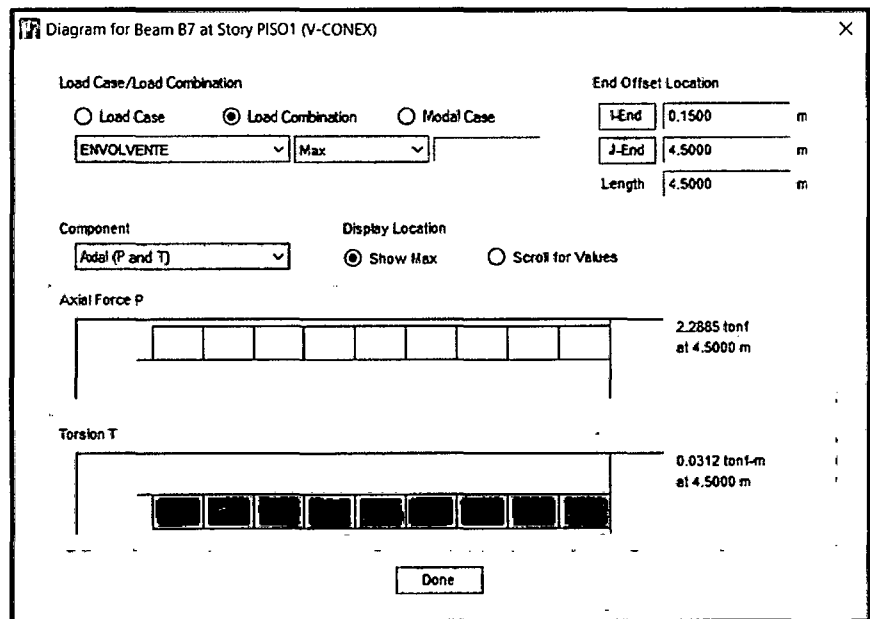


Figura N° 87. Esfuerzos máximos para diseño.

$$V = 2.30 Tn$$

$$V_u = 1.5V = 1.5(2.3)Tn = 3.45 Tn$$

Dimensionamiento:

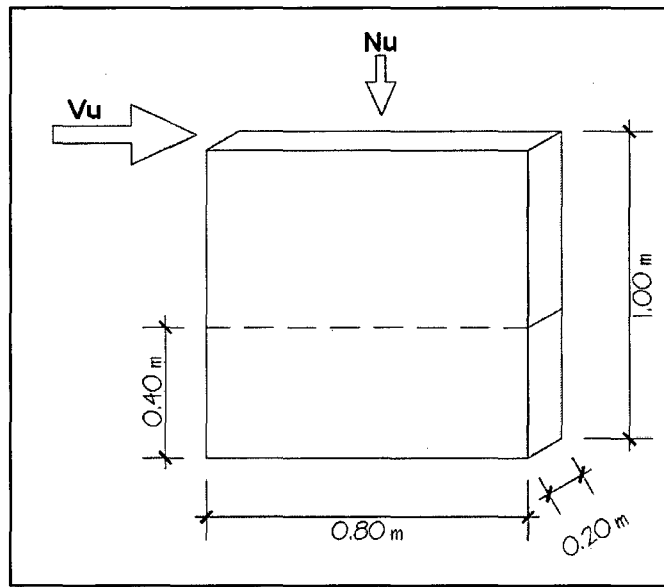


Figura N° 88. Predimensionamiento de placa.

Cálculo de la sección crítica de corte:

$$\left. \begin{aligned} S_c &= \frac{l_w}{2} \\ S_c &= \frac{h_w}{2} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Sección crítica de corte} \\ \text{(se tomará el menor valor)} \\ S_c = 0.40 \text{ m} \end{array}$$

Cálculo del corte máximo admisible:

$$\phi V_n = \phi (2.65) \sqrt{f'c} (h) (d)$$

$$\phi V_n = 0.85 (2.65) \sqrt{210} (0.8) (80) (20) = 41.78 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad \dots \text{Ok}$$

Corte que toma el concreto:

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'c} (h) (d) + \frac{N_u (d)}{4 l_w}$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{210} + \frac{l_w (0.33 \sqrt{210} + 0.2 N_u / l_w h)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d$$

Se toma la menor expresión.

Cálculo de N_u

Metrado:

$$CV = 0.2 \cdot 0.30 = 0.06 \text{ Tn/m}$$

$$CM = \text{suelo: } 1.8 \cdot 0.30 \cdot 0.1 = 0.054 \text{ Tn/m}$$

$$\text{viga: } 0.30 \cdot 0.45 \cdot 2.4 = 0.324 \text{ Tn/m}$$

$$CM = 0.054 + 0.324 = 0.378 \text{ Tn/m}$$

$$W = 1.4(0.378) + 1.7(0.06) = 0.6312 \text{ Tn/m}$$

$$N_u = 631.2(0.8) = 504.96 \text{ Kg}$$

$$V_c = 0.87\sqrt{210}(20)(64) + \frac{504.96(64)}{4(80)} = \mathbf{16.14 \text{ Tn}}$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{210} + \frac{80\left(0.33\sqrt{210} + \frac{0.2(504.96)}{80 \cdot 20}\right)}{\frac{(60)3450}{3450} \frac{80}{2}} \right] * 20 * (64)$$

$$M_u = (100 - 40)V_u = 60V_u$$

$$V_c = \mathbf{27.78 \text{ Tn}}$$

$$V_u = 3.45 \text{ tn} > \frac{V_{c(\text{menor})}}{2} = \frac{16.14}{2} = 8.07 \text{ Tn}$$

$$V_{act} \leq V_c \dots \text{ Se debe usar estribaje mínimo.}$$

Diseño del estribo:

El espaciamiento no deberá ser mayor que:

$$S = \frac{l_w}{5}$$

$$S = 3h$$

$$S = 45 \text{ cm}; \text{ Se deberá tomar el menor.}$$

Se debe verificar que: $\rho_h \geq 0.0025$

$$S = \frac{80}{5} = 16 \text{ cm}$$

$$S = 3(20) = 60 \text{ cm}$$

$$S = 45 \text{ cm}$$

Usando un diámetro de $\emptyset = 3/8"$

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} = \frac{A_v}{h(s)}$$

$$\rho_h = \frac{2 * 0.71}{20 * 20} = 0.00355 \geq 0.0025$$

Por lo tanto, se debe usar $\emptyset 3/8" @ 0.16$.

Cálculo del acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{100}{80}\right)(0.00355 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.00316$$

$$\text{Acero vertical} = 0.00316(20)(80) = 4.96 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

Usar 2 Ø1/2" @ 0.20

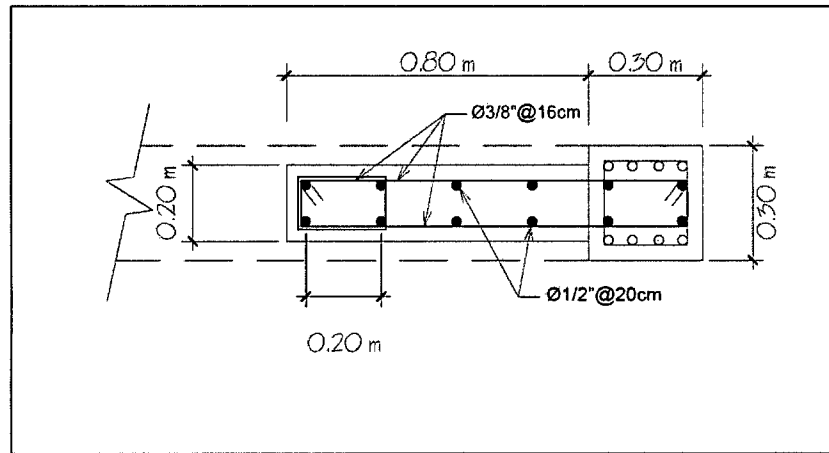


Figura N° 89. Distribución de acero en placa.

Del cálculo anterior se verifica que el corte producido por la viga empotrada de conexión es absorbido por la placa con una longitud para $L=0.80$ m, debido a la posición de las cimentaciones críticas (desnivel) se les asignará la misma dimensión de placa calculada ya que esta se diseñó con la mayor fuerza axial obtenido del análisis estructural.

Como se verifica que el espesor de 0.20 m de la placa propuesta es capaz de resistir los esfuerzos actuantes generados, por cuestiones constructivas y facilidad para el encofrado se debe usar la placa de la misma sección de la base de la viga de conexión de tal manera que la placa se acople a la viga de conexión.

j) Zapata Z-4 (2B)

Dimensionamiento en planta:

Anteriormente se dimensionó a estas respectivamente

Z4: 2.90 m X 2.55 m

Verificaciones:

Z4: 2.90 m X 2.55 m=7.395 m²

H = 50 cm

R = 7.00 cm

Corte por punzonamiento:

d= 50-7=43 cm

Cálculo de A_0

$$A_0 = (Dx + d)(Dy + d)$$

$$A_0 = (0.30 + 0.43)(0.35 + 0.43) = 0.5694 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = 2(Dx + Dy + 2d)$$

$$b_0 = 2(0.30 + 0.35 + 2(0.43)) = 3.02 \text{ m}$$

Cálculo de la resistencia requerida V_u :

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 9(2.9 \times 2.55 - 0.5694) = \mathbf{61.43 \text{ Tn}}$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210} (292)(43) = 245.91 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{40 \times 43}{292} + 2\right) \sqrt{210} (292)(43) = 329.49 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{210} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210} (292)(43) = \mathbf{163.94 \text{ Tn}}$$

Considerando el menor valor obtenido $\phi V_c = 163.94 Tn$, se observa que $\phi V_c > V_u$.

Corte por flexión:

Calculamos la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos:

Para X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_v x - d)$$

$$V_u = 9 \times 2.55 (1.30 - 0.43) = 19.97 Tn$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_y) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (255) (43) = 71.584 Tn$$

$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$

Para Y:

$$V_u = \sigma_u L_x (L_v y - d)$$

$$V_u = 9 \times 2.9 (1.10 - 0.43) = 17.487 Tn$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_x) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (290) (43) = 81.41 Tn$$

$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas

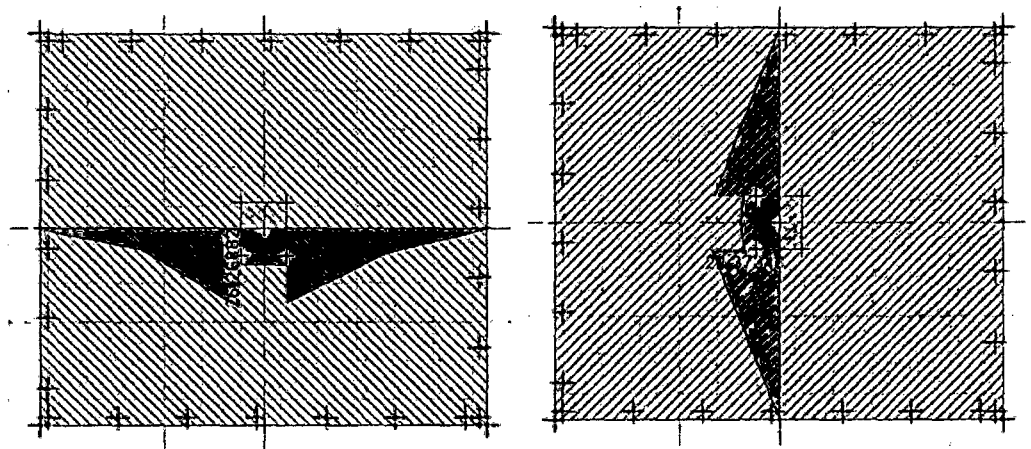


Figura N° 90. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-4.

Del análisis se observa que no existe momento negativo por lo que la zapata no llevará acero superior solamente se diseñará con refuerzo inferior.

Momentos de diseño:

$$M_x^+ = 26.27 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_y^+ = 22.37 \text{ Tn} - \text{m}$$

Tabla N° 30. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-4.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	26.27	0.00	22.37	0.00
Ku=Mu/bd ²	14.21	0.00	12.10	0.00
ρ	0.0041	0.0000	0.0033	0.00
As-calculado=ρbd	17.63	0.00	14.19	0.00
As-mínimo	9.00	0.00	9.00	0.00
As-tomado	17.63	0.00	14.19	0.00
Diámetro elegido	5/8	0.00	5/8	0.00
As-varilla	1.98	0.00	1.98	0.00
S-calculado	11.23	0.00	13.95	0.00
S-tomado	10.00	0.00	10.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

Distribución de acero en zapata:

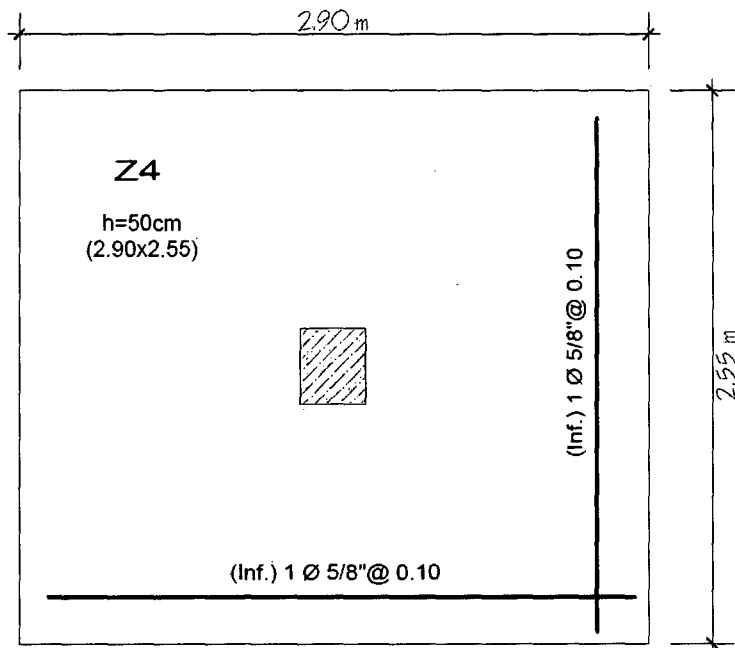


Figura N° 91. Distribución final del refuerzo para zapata Z-4.

k) Zapata Z-5 (2C)

Dimensionamiento en planta:

Z4: 2.00 m X 2.00 m

Verificaciones:

Z4: 2.00 m X 2.00 m = 4.00 m²

H=50 cm

R= 7.00 cm

Corte por punzonamiento:

d= 50-7=43 cm

Cálculo de A_0

$$A_0 = (Dx + d)(Dy + d)$$

$$A_0 = (0.30 + 0.43)(0.30 + 0.43) = 0.5329 \text{ m}^2$$

Cálculo de b_0

$$b_0 = 2(Dx + Dy + 2d)$$

$$b_0 = 2(0.30 + 0.30 + 2(0.43)) = 2.92 \text{ m}$$

Cálculo de la resistencia requerida V_u :

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 9(2.0 \times 2.0 - 0.5329) = \mathbf{31.20 \text{ Tn}}$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53) \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210}(292)(43) = 245.91 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(0.27) \left(\frac{40 \times 43}{292} + 2\right) \sqrt{210}(292)(43) = 329.49 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{210} (b_0 d)$$

$$\phi V_c = 0.85(1.06) \sqrt{210}(292)(43) = \mathbf{163.94 \text{ Tn}}$$

Considerando el menor valor obtenido $\phi V_c = 163.94 \text{ Tn}$, se observa que $\phi V_c > V_u$.

Corte por flexión:

Calculamos la resistencia requerida V_u y la resistencia suministrada ϕV_c para cada dirección tenemos:

Para X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d)$$

$$V_u = 9 \times 2.00 (0.85 - 0.43) = 7.56 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_y) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (200) (43) = 56.14 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Para Y:

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d)$$

$$V_u = 9 \times 2.00 (0.85 - 0.43) = 7.56 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (L_x) (d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (200) (43) = 56.14 \text{ Tn}$$

$$\therefore \phi V_c > V_u \dots Ok$$

Diseño por flexión:

Luego del análisis efectuado en el programa SAFE v2014 se obtienen los resultados de momentos flectores para la envolvente de combinaciones creadas.

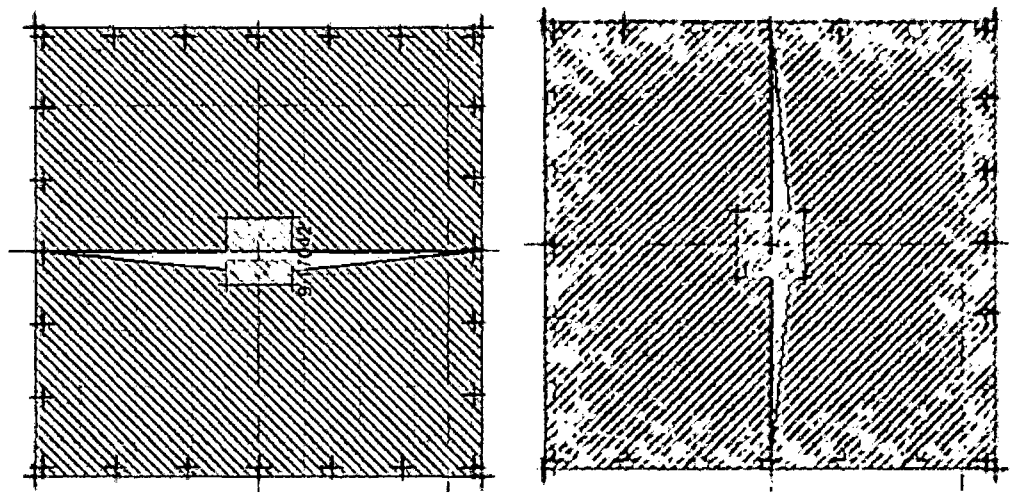


Figura N° 92. Diagramas de momento en ambas direcciones para zapata Z-5.

Del análisis se observa que no existe momento negativo por lo que la zapata no llevará refuerzo superior.

$$M_x^+ = 9.17 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_y^+ = 8.91 \text{ Tn} - \text{m}$$

Por norma se tiene:

$$A_{s-\text{min superior}} = 0.0012 bh$$

$$A_{s-\text{min inferior}} = 0.0018 bh$$

Tabla N° 31. Cálculo de refuerzo requerido por flexión para zapata Z-5.

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As(inf)	As(sup)	As(inf)	As(sup)
b	100.00	100.00	100.00	100.00
h	50.00	50.00	50.00	50.00
d	43.00	43.00	43.00	43.00
Mu(Tn-m)	9.17	0.00	8.91	0.00
Ku=Mu/bd ²	4.96	0.00	4.82	0.00
ρ	0.0013	0.0000	0.0013	0.0000
As-calculado= ρbd	5.59	0.00	5.59	0.00
As-mínimo	9.00	0.00	9.00	0.00
As-tomado	9.00	0.00	9.00	0.00
Diámetro elegido	1/2	0.00	1/2	0.00
As-varilla	1.27	0.00	1.27	0.00
S -calculado	14.11	0.00	14.11	0.00
S-tomado	13.00	0.00	13.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

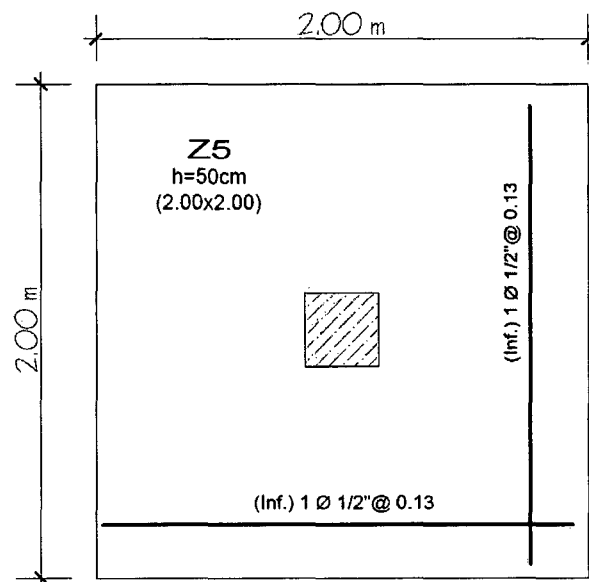


Figura N° 93. Distribución final del refuerzo para zapata Z-5.

Diseño de vigas conectoras (de arriostre o de amarre).

Según la nueva norma sísmica E.060 en el artículo 7.4 define lo siguiente: para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4 para las zonas 4 y 3 se proveerá de elementos de conexión; además líneas abajo describe: Para suelos de capacidad portante menor de 0.15 Mpa (1.5kg/cm²) se proveerá de vigas de conexión en ambas direcciones.

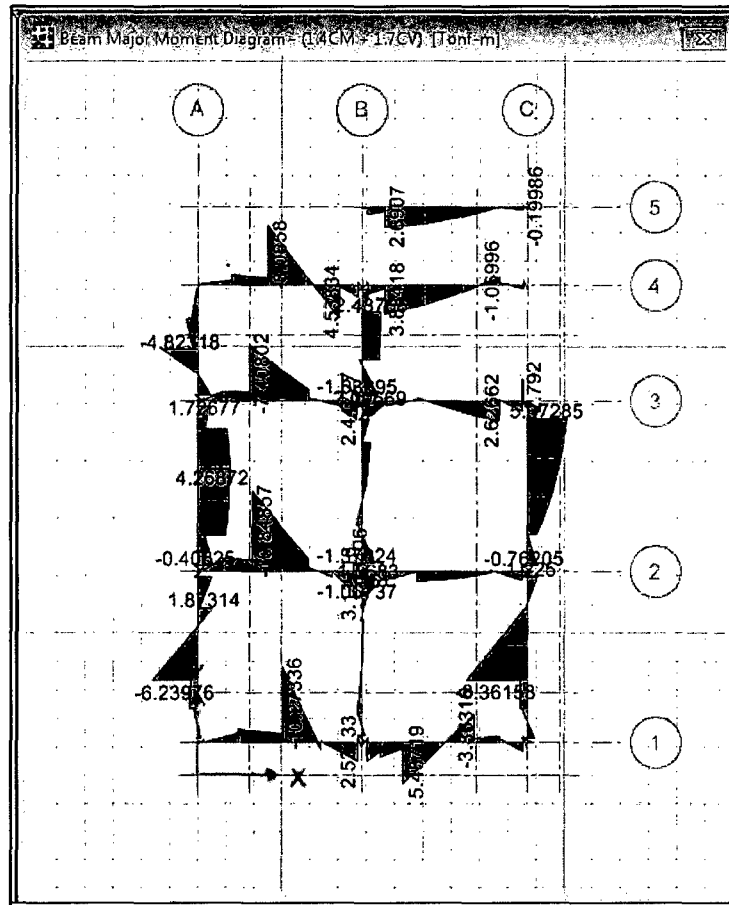


Figura N° 94. Envoltura de momentos para viga de conexión.

Todas las zapatas y columnas se unirán a través de vigas de conexión las cuales se denominarán: VC-1 cuyas dimensiones que se usaron fueron de 25cm x 45 cm.

Diseño por flexión:

Diseño de viga VC-1 25cm x 45cm

Cálculo del momento resistente:

$$M_r = \phi w b d^2 f'_c (1 - 0.59w)$$

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho_{max} = 0.75(\rho_b) = 0.75(0.02125) = 0.01594$$

$$w = 0.01594 * \frac{4200}{210} = 0.31875$$

$$M_r = 0.9(0.31875)(25)(38^2)(210)(1 - 0.59 * 0.31875)$$

$$M_r = 17.65 \text{ Tn-m}$$

$$M_{max} = -10.84 \text{ Tn-m}$$

$$M_{max} = 5.49 \text{ Tn-m}$$

∴ se diseñó como sección simplemente armada

Tabla N° 32. Distribución de acero en viga VC-1 25cmx45cm.

	Dirección X-X	
	As(sup.)	As(inf.)
b	30.00	30.00
h	45.00	45.00
d	38.00	38.00
Mu(Tn-m)	10.84	5.49
Ku=Mu/bd ²	25.02	12.67
ρ	0.0073	0.0034
As-calculado=ρbd	8.32	3.88
As-mínimo(0.0024bd)	2.74	2.74
As-máximo(0.0159bd)	18.13	18.13
As-tomado	8.32	3.88
Acero a usar	3Ø5/8" + 2Ø1/2"	2Ø5/8"

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño por corte:

Del análisis en el software SAFE v2014 se muestran los diagramas de fuerza cortante a la que está sometida las vigas.

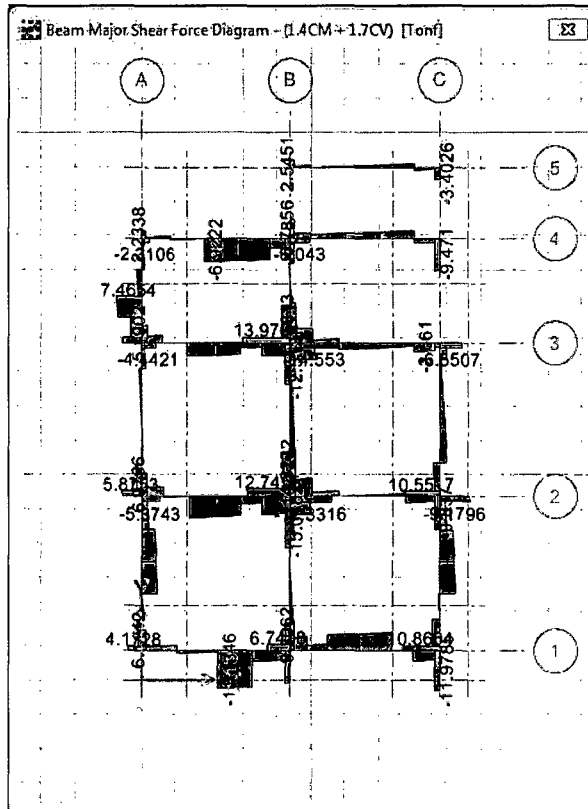


Figura N° 95. Diagrama de cortantes para vigas de conexión.

Los esfuerzos de corte son resistidos principalmente por el refuerzo transversal (estribos) con aporte del concreto.

Para el diseño se tomó el mayor corte obtenido $V_u = 13.97$ Tn.

Aporte del concreto: $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} (25) (38) = 7.30 \text{ Tn.}$$

$$\phi V_c = 0.85 (7.30) = 6.205 \text{ Tn}$$

Como $V_u > V_c$ se necesitará refuerzo transversal.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{13.97}{0.85} - 7.30 = 9.13 \text{ Tn.}$$

Para el espaciamiento se tomará el menor de los siguientes valores:

$$S_{max} = A_v * f_y / 0.2 \sqrt{f'c} b_w$$

$$S_{max} = Av * fy / 3.5 b_w$$

Para estribos de $\phi = 3/8"$ se tiene:

$$Av = 2(As) = 2 * 0.71 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} = 1.42 * \frac{4200}{0.2\sqrt{210} * 25} = 82 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{1.42 * 4200}{3.5 * 25} = 68 \text{ cm}$$

Zona de confinamiento mínimo por norma: $2h$

Zona de confinamiento: $2(45) = 90 \text{ cm}$.

Se tomará 80 cm .

El primer estribo debe estar como máximo a 5 cm del apoyo.

En la zona de confinamiento los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

$$d/4 = 38/4 = 9.5 \text{ cm}$$

$$8db \text{ (varilla longitudinal)} = 8(5/8) (2.54) = 12.70 \text{ cm}$$

$$24db \text{ (estribo)} = 24(3/8) (2.54) = 22.86 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $S_{\text{máx.}}$ se redondeará a 9 cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciado máximo de los estribos deberá ser de $h/2 = 45/2 = 23 \text{ cm}$.

Por lo tanto, se colocó refuerzo transversal de la siguiente manera:

1 @ 5, 10 @ 9 resto @ 20 desde cada extremo.

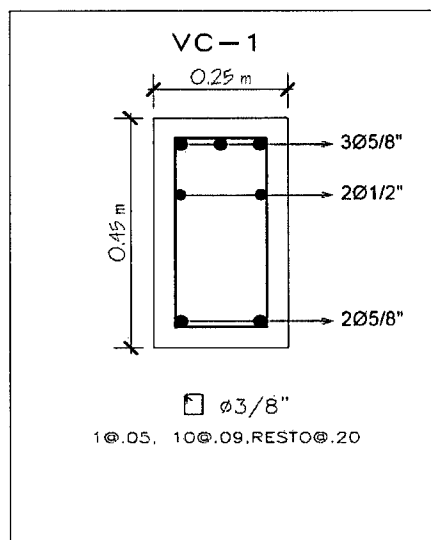


Figura N° 96. Sección de viga VC-1.

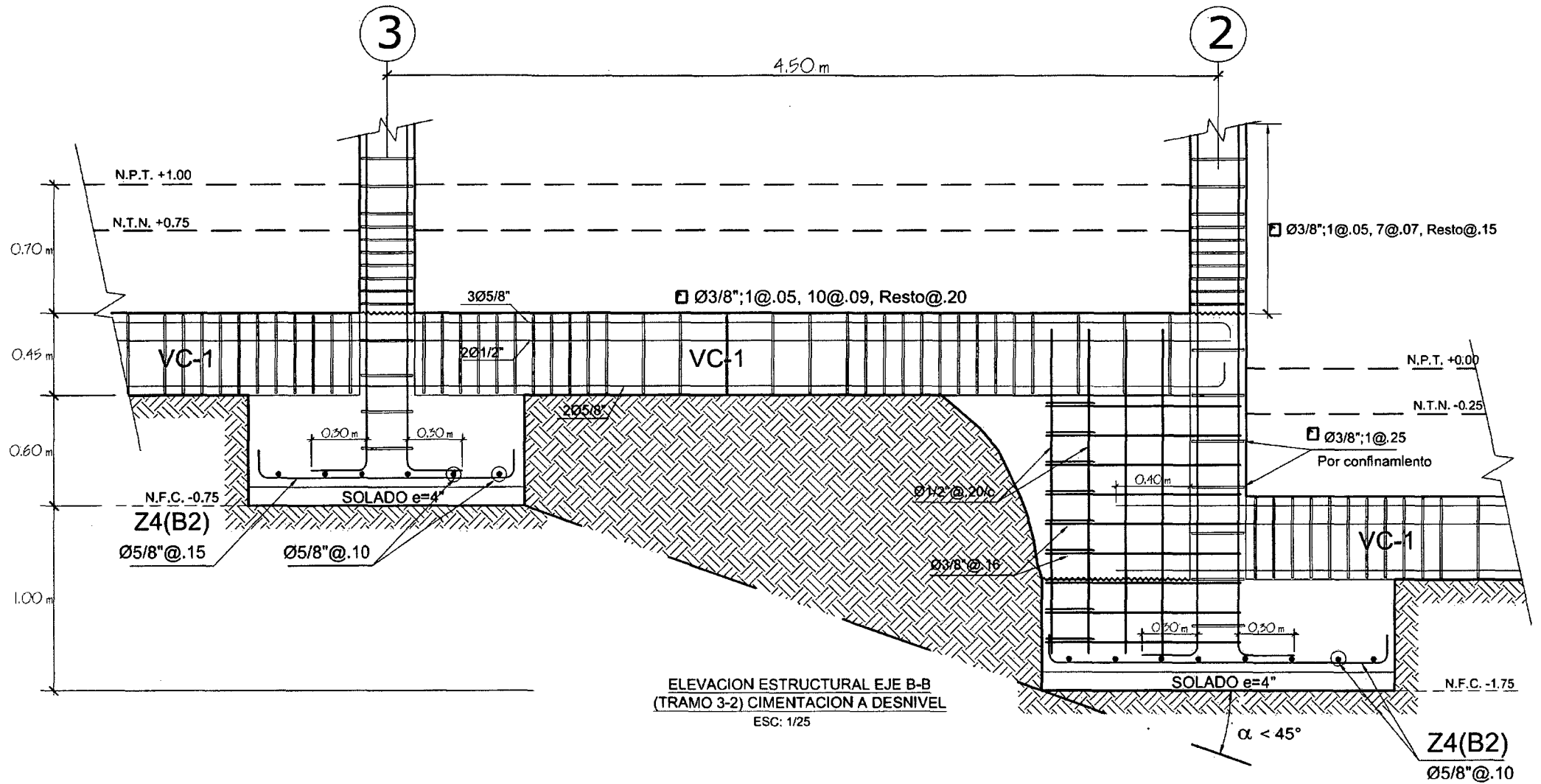


Figura N° 97. Distribución de refuerzo en cimentación a desnivel.

Diseño de muro de contención.

Este muro se colocará en la zona de desnivel donde funcionará como sobrecimiento y a la vez como muro de contención, sobre este muro actúan cargas verticales y horizontales, las cargas verticales que recibe serán por su peso propio y por el muro de albañilería que se encuentra sobre él, y las cargas horizontales son las que ejercerá el suelo (Empuje activo).

De acuerdo al desnivel que presenta el proyecto se diseñará un muro de contención en voladizo por las pequeñas cargas que presenta la estructura, como también para asegurar una mayor estabilidad. El diseño se realizará sobre la base teórica dada por Teodoro Harmsen en su libro “Diseño de estructuras de Concreto Armado”, además de apuntes del curso de concreto armado II.

Predimensionamiento.

Se realizó un esquema para percibir los esfuerzos y cargas a los que la estructura estará sometida teniendo como resultado la siguiente figura:

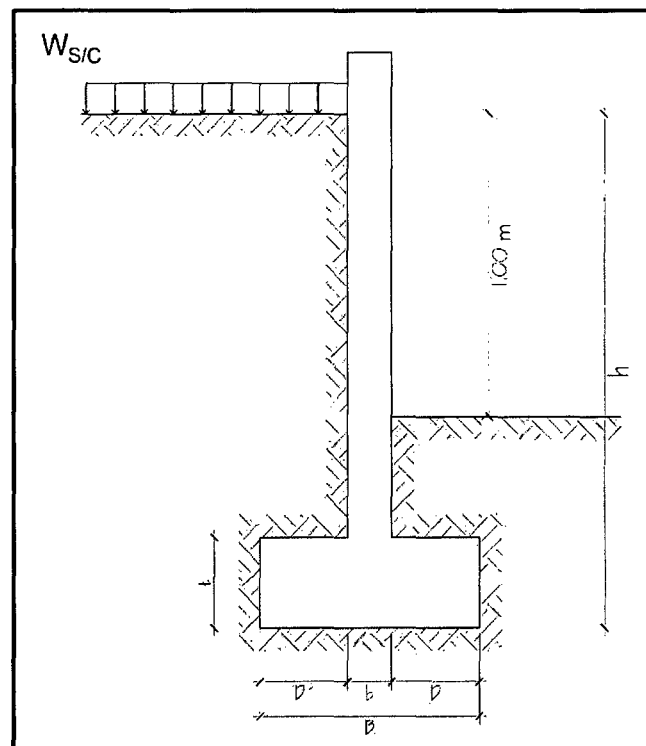


Figura N° 98. Representación esquemática de muro.

Datos:

$$h = 1.70 \text{ m}$$

$$S/C = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$Wt = 1800 \text{ kg/m}^3 \text{ (arcilla)}$$

$$\phi = 30 \text{ (Consideramos valor de Arcilla Media-ver anexo 03)}$$

$$\sigma = 0.90 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Resistencia Admisible del Terreno)}$$

$$f = 0.65 \text{ (Coeficiente de fricción -ver anexo 03)}$$

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cálculo de la base se partirá de un valor de altura aproximada de $h=1.70 \text{ m}$, se utilizará la siguiente formula:

$$0.4 h \leq B \leq 0.7 h, \text{ tomando } h = 1.70 \rightarrow 0.68 \leq B \leq 1.19$$

$$\therefore B = 0.90 \text{ m}$$

$$t \approx b \approx \frac{h}{12} \text{ o } \frac{h}{10} \rightarrow \frac{1.70}{10} = 0.17; \text{ se usó } 0.25 \text{ m}$$

$$D: \text{ longitud de punta: } D = \frac{B}{3} = \frac{0.90}{3} = 0.30$$

$$D': \text{ longitud talón : } D' = 0.90 - 0.13 - 0.30 = 0.47 \text{ m (Por diferencia)}$$

Verificación de la estabilidad de muro.

Luego del predimensionamiento de la estructura se procede a verificar su estabilidad por: volteo, presiones sobre el suelo y deslizamiento; si los resultados son satisfactorios, se considera satisfactorias las dimensiones tomadas, si no cumple se tiene que redimensionar.

a) Volteo:

Para el caso tenemos:

$$C = \left(\frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi} \right)$$

$$C = \left(\frac{1 + \text{Sen } 30^\circ}{1 - \text{Sen } 30^\circ} \right) = 0.33 \rightarrow C = 0.333$$

$$h' = \frac{S/C}{\omega}$$

$$h' = \frac{200}{1800} = 0.11 \rightarrow h' = 0.15 \text{ m}$$

$$Ea = \frac{Cwh}{2} (h + 2h'); Ea = \frac{(0.333)(1800)(1.7)}{2} (1.70 + 2(0.15))$$

$$Ea = 1018.98 \text{ kg}$$

$$Y = \frac{h}{3} \left(\frac{h + 3h'}{h + 2h'} \right); Y = \frac{1.7}{3} \left(\frac{1.7 + 3(0.15)}{1.7 + 2(0.15)} \right) = 0.61$$

$$Y = 0.65 \text{ m}$$

$$Mv = E_a Y;$$

$$Mv = 1018.98 \times 0.65 \quad \rightarrow \quad Mv = 662.34 \text{ kg} - \text{m}$$

Calculando las fuerzas en la estructura y la distancia en donde estas se aplican tenemos:

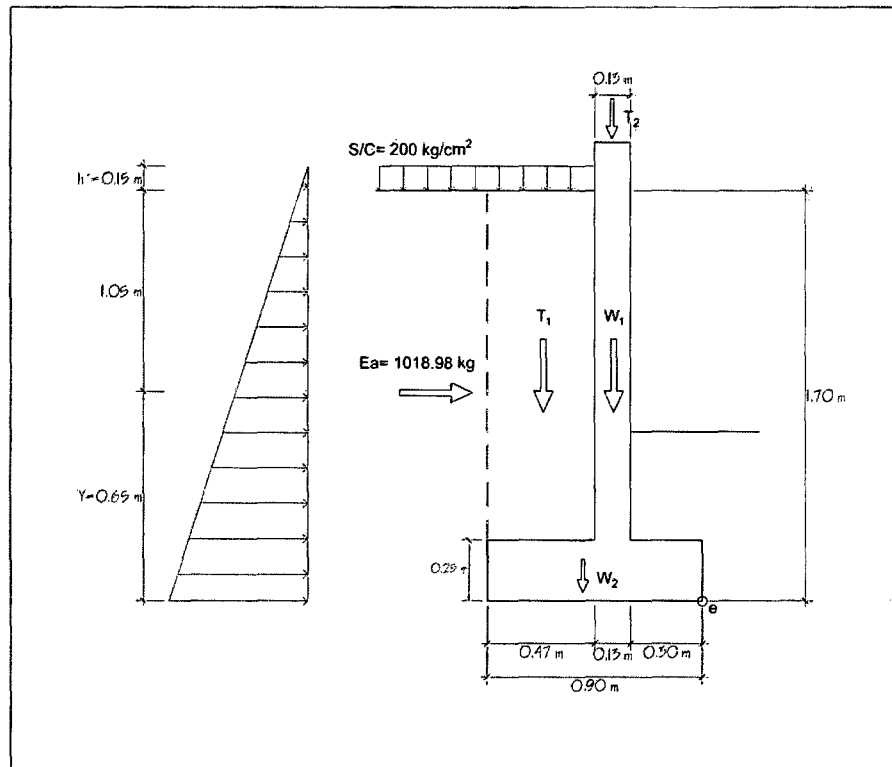


Figura N° 99. Fuerzas actuantes en el muro.

$$W_1 = 0.13 \times 1.50 \times 1.00 \times 2400 = 468 \text{ kg.} ; \quad X_{A(W_1)} = 0.375 \text{ m}$$

$$W_2 = 0.25 \times 0.90 \times 1.00 \times 2400 = 540 \text{ kg} ; \quad X_{A(W_2)} = 0.45 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.45 \times 1.50 \times 1.00 \times 1800 = 1215 \text{ kg} ; \quad X_{A(T_1)} = 0.675 \text{ m}$$

$$T_2 = 2.45 \times 0.15 \times 1.00 \times 1800 = 661.5 \text{ kg} ; \quad X_{A(T_2)} = 0.375 \text{ m}$$

$$S/C = 200 \times 0.45 \times 1.00 = 90 \text{ kg} ; \quad X_{A(T_1)} = 0.675 \text{ m}$$

Luego se procede al cálculo de momentos.

Tabla N° 33. Resumen de momentos que actúan en muro.

Momento de Estabilización			
Tipo de Carga	Carga(kg)	Brazo palanca Xa(m)	Me(kg-m)
W1	468	0.375	202.5
W2	540	0.450	243
T1	1215	0.675	820.125
T1	661.5	0.375	248.06
S/C	90	0.675	60.75

Fuente: Elaboración Propia.

Resumiendo:

$$\sum F_v = 3046.5 \text{ kg} \qquad \sum M_e = 1574.435 \text{ kg} - m$$

Se verifica por volteo

$$CSV = \frac{M_e}{M_v} \geq 2; \quad \frac{1574.44}{662.337} = 2.38 \rightarrow CSV \geq 2 \dots \dots ok$$

Se verifica que por volteo la estructura si cumple.

b) Estabilidad al deslizamiento

$$CSD = \frac{\sum F_v \cdot f}{E_a} \geq 1.5; \quad \frac{3046.5 \times 0.65}{1018.98} = 1.94 \rightarrow CSD \geq 1.5 \dots \dots ok$$

Se verifica que por estabilidad al deslizamiento la estructura si cumple.

c) Al hundimiento: (presiones en la base o sobre el terreno)

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{0.01 \sum F_v}{A \cdot B} \pm \frac{0.06(\sum F_v)e}{A \cdot B^2}$$

$$A = 1.00 \text{ m} \perp a B$$

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_e - M_v}{\sum F_v} \right) \qquad e_{max} = \frac{B}{6}$$

Aplicando las formulas al diseño se tiene:

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_e - M_v}{\sum F_v} \right); \quad e = \frac{0.90}{2} - \left(\frac{1574.435 - 662.337}{3046.5} \right) = 0.15$$

$$e_{max} = \frac{B}{2} = \frac{0.90}{2} = 0.45$$

Remplazando valores se tiene:

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{0.01 \sum F_v}{A \cdot B} \pm \frac{0.06(\sum F_v)e}{A \cdot B^2} = \frac{0.01 \times 3046.5}{90} \pm \frac{0.06 \times 3046.5 \times 0.15}{90^2}$$

$$\sigma_{max} = 0.667 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{max} < \sigma_t \dots \dots OK$$

Se verifica que el terreno si soporta a la estructura.

Diseño de la pantalla.

La estructura funcionara como un voladizo vertical empotrado en la zapata sujeto a la acción del empuje activo o de la resultante de fuerzas horizontales; el diseño debe hacerse por fuerza cortante y por flexión.

a) Por Cortante

- Factorización del Empuje activo

$$Ea\mu = 1.7 Ea \quad Ea\mu = 1.7 \times 1018.98 \quad Ea\mu = 1732.3 \text{ kg} \approx V\mu$$

$$\rightarrow v\mu = \frac{V\mu}{100.d} ; d = b - r = 13 - 7 = 6 \rightarrow$$

$$v\mu = \frac{1732.3}{100 \times 6} \quad v\mu = 2.89 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de cortante admisible

$$v\mu c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \rightarrow ; v\mu c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{175} \rightarrow v\mu c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como } v\mu c = 6.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > v\mu = 2.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots \text{Cumple!!}$$

Por lo tanto, la estructura no requiere estribos.

b) Por Flexión

$$M\mu = Ea\mu (y - t); M\mu = 1732.3 (0.65 - 0.25)$$

$$\rightarrow M\mu = 69292.0 \text{ kg} - \text{cm}$$

Resistencia a la flexión:

$$Mr = \phi \rho_{max} fy (100) d^2 (1 - 0.59 \rho_{max} fy / f'c);$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b \text{ (por sismo)}$$

Remplazando para el diseño:

$$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho_b = 0.01771$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho_{max} = 0.008855$$

$$Mr = 0.90 \times 0.008855 \times 4200 \times 100 \times 10^2 (1 - 0.59 \times 0.008855 \times \frac{4200}{175})$$

$$Mr = 292749.6557 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\text{Como } Mr = 292749.6557 \text{ kg} - \text{cm} > M\mu = 69292.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

Por lo tanto, la sección no requiere acero en compresión.

Diseño del acero.

Para el diseño de área de acero se utilizó las fórmulas de diseño por flexión:

$$\text{Como: } A_s = \frac{M_\mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \wedge \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad ; \quad \phi = 0.90$$

1er tanteo:

$$a=4 \text{ cm} \quad A_s = \frac{77954.00}{0.90 \times 4200 \left(10 - \frac{4}{2}\right)}$$

$$A_s = 2.58$$

2do tanteo:

$$a = \frac{2.58 \times 4200}{0.85 \times (175) \times 13} = 5.60 \quad A_s = \frac{77954.00}{0.90 \times 4200 \left(10 - \frac{5.6}{2}\right)}$$

$$A_s = 2.72$$

3er tanteo:

$$a = \frac{2.72 \times 4200}{0.85 \times (175) \times 15} = 5.12 \quad A_s = \frac{77954.00}{0.90 \times 4200 \left(10 - \frac{4.85}{2}\right)}$$

$$A_s = 2.77$$

$$A_{s_{min}} = 0.0014 b d$$

$$A_{s_{min}} = 0.0014 \times 100 \times 6$$

$$A_{s_{min}} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento de acero principal a calcular para $\phi 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \phi}{A_{s_{calc}}} = \frac{100 \times 0.71}{2.77} = 25.632 \quad \cong 0.25 \text{ m} \rightarrow \mathbf{1\phi 3/8" @ 0.25m}$$

5.1.12. Diseño de la zapata.

$$\sum Fv\mu = \left(\sum Fv - S/C\right) 1.4 + (S/C)(1.70)$$

$$\sum Fv\mu = (3046.5 - 90)1.4 + (90)(1.70)$$

$$\sum Fv\mu = 4544.1 \text{ kg}$$

$$Me_\mu = (Me - Me_{S/C})(1.4) + (Me_{S/C})(1.7)$$

$$Me_\mu = (1574.435 - 60.75)(1.4) + (60.75)(1.7)$$

$$Me_\mu = 2222.434 \text{ kg} - m$$

$$Mv_{\mu} = E a_{\mu} \cdot y$$

$$Mv_{\mu} = 1732.3 \times 0.65 = 1126.00 \text{ kg} - m$$

$$e_{\mu} = \frac{B}{2} - \left(\frac{M e_{\mu} - M v_{\mu}}{\sum F v_{\mu}} \right)$$

$$e_{\mu} = \frac{0.9}{2} - \left(\frac{2222.434 - 1126.00}{4544.1} \right) = 0.21 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos máximo y mínimo

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{0.01 \sum F v_{\mu}}{B} \pm \frac{0.06 \sum F v_{\mu}}{B^2} \cdot e_{\mu}$$

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{0.01 \times 4544.1}{90} \pm \frac{0.06 \times 4544.1}{90^2} \times 21$$

$$\sigma_{max} = 1.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \vee \sigma_{min} = -0.17 \text{ kg/cm}^2$$

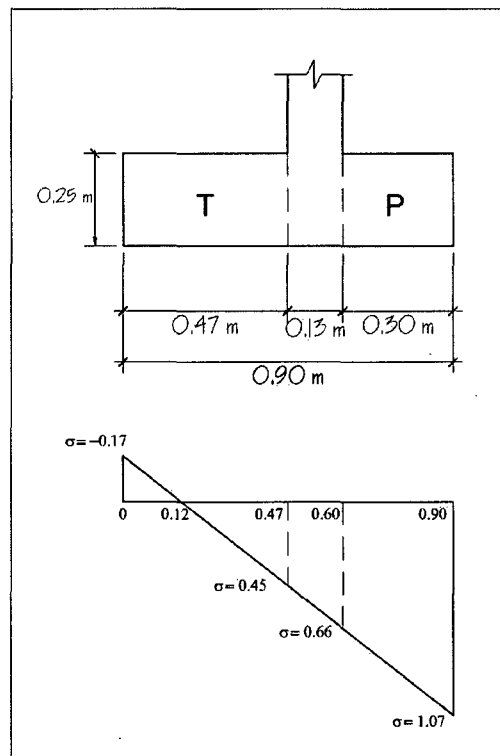


Figura N° 100. Diagrama de esfuerzos en la cimentación de muro.

Por semejanza de triángulos obtenemos $\sigma_{1\mu}$ y $\sigma_{2\mu}$:

$$\sigma_{1\mu} = 0.66$$

$$\sigma_{2\mu} = 0.45$$

Peso vertical

$$W_{\mu} = pp_{zapat} + pp_{relleno} + pp_{sobrecarga}$$

$$W_{\mu} = ((0.25 \times 1 \times 1 \times 2400) + (1.50 \times 1 \times 1 \times 1800)) \times 1.4 + 200 \times 1.7$$

$$W_{\mu} = 4960 \text{ kg/m}$$

Por flexión:

$$M_{\mu} = \left[\frac{W_{\mu} \cdot D_1^2}{2} - \left(\frac{\sigma_{min\mu} \cdot D_1^2}{2} + \frac{\sigma_{2\mu} - \sigma_{min\mu}}{2} \right) \cdot D_1 \left(\frac{D_1}{3} \right) \right] \times 100$$

$$M_{\mu} = \left[\frac{4960 \times 0.45^2}{2} - \left(\frac{0.40 \times 0.45^2}{2} + \frac{0.45 - 0.00}{2} \right) \times 0.45 \times \left(\frac{0.45}{3} \right) \right] \times 100$$

$$M_{\mu} = 50217.6 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo del acero con: $M_{\mu} = 50217 \text{ kg} - \text{cm}$; $d = 25 - 7 = 18$

Para el diseño de área de acero necesaria en el arranque se diseñó con:

$$A_s = \frac{M_{\mu}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad \wedge \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c \cdot b}$$

$$\phi = 0.90$$

1er tanteo:

$$a = 1 \text{ cm} \quad A_s = \frac{50217}{0.90 \times 4200 \left(18 - \frac{1}{2} \right)} \quad A_s = .76$$

2do tanteo:

$$a = \frac{0.76 \times 4200}{0.85 \times (175) \times 100} = 0.21 \quad A_s = \frac{50217}{0.90 \times 4200 \left(18 - \frac{0.21}{2} \right)} \quad A_s = 0.74$$

3er tanteo:

$$a = \frac{0.74 \times 4200}{0.85 \times (175) \times 100} = 0.21 \quad A_s = \frac{50217}{0.90 \times 4200 \left(18 - \frac{0.21}{2} \right)} \rightarrow A_s = 0.74$$

Se aprecia que el área de acero es pequeña por lo tanto se diseñó con cuantía mínima

$$A_{s_{min}} = 0.0020 b d \text{ para } \leq 5/8"; \quad A_{s_{min}} = 0.0020 \times 100 \times 15$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Entonces se diseñó con acero mínimo uniformizando para toda la base con $\varnothing 3/8" = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \varnothing}{A_{s_{calc}}} = \frac{100 \times 0.71}{3.75} = 23.67 \cong 0.25 \text{ m} \rightarrow 1\varnothing 3/8"@0.25\text{m}$$

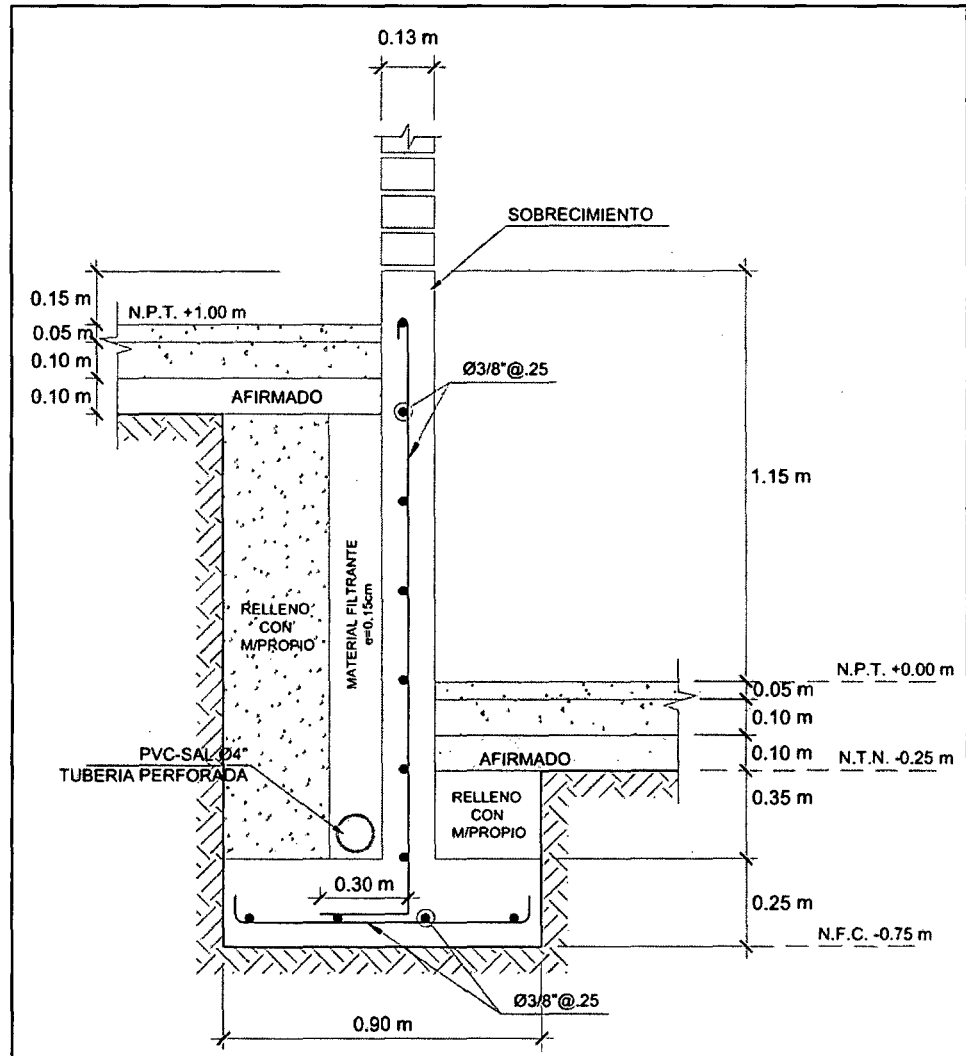


Figura N° 101. Distribución de refuerzo en muro de sostenimiento.

Alternativas para cimentar.

Esta propuesta de diseño (anteriormente desarrollada) se comparó con otras alternativas que también se podrían usar para edificar en terrenos a ladera, entre estas tenemos:

5.1.13. Muro de sótano

En general los muros de sótano forman geometrías cerradas que se integran en la estructura de la edificación permitiendo la construcción bajo rasante de uno o varios niveles, según se observa en la figura N° 102, pues estos nacen de la cimentación, usualmente de una losa de cimentación, formando un cajón que ocupará el vaciado del terreno y soportará las presiones del mismo una vez se realice el relleno.

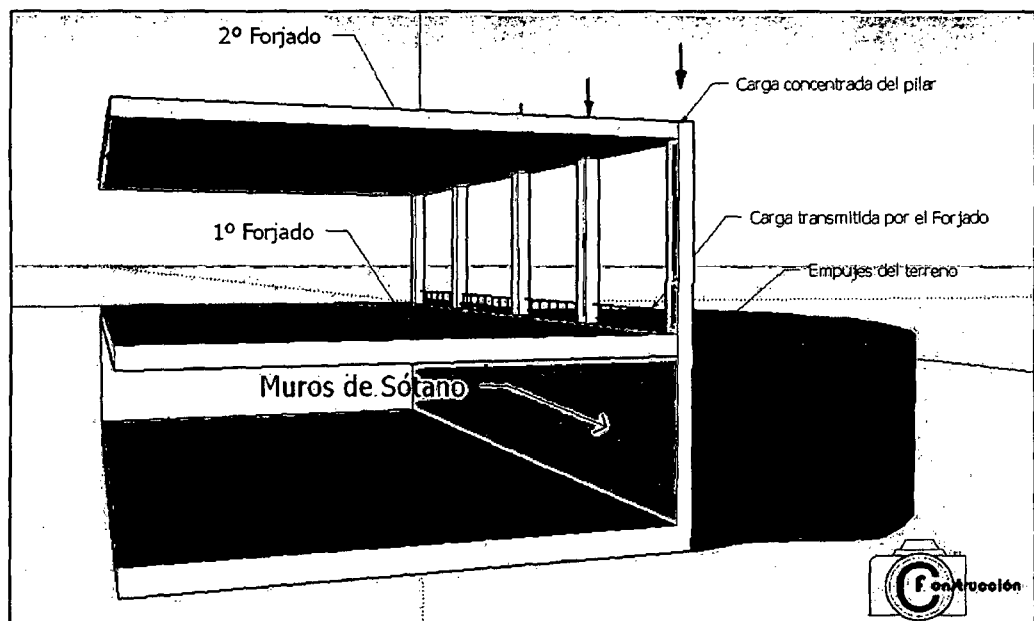


Figura N° 102. Descripción gráfica de muro de sótano.

Por lo que, estas estructuras (muro de sótano) se deben usar cuando se tiene uno o más niveles por debajo del terreno natural, en el caso de estudio de la presente tesis se presenta una altura de 1.00 metros de desnivel por lo que esta propuesta queda desestimada.

5.1.14.Explanado.

Este término se refiere al corte total de la superficie y dejar toda el área a edificar a una sola cota (nivelado); es otra de las soluciones, pero suele ser demasiado costoso debido a que para su ejecución es necesario la intervención de maquinaria pesada y además colocar muros de concreto armado en el perímetro en contacto con el suelo, además al realizar esta propuesta en una edificación en esquina (dos frentes) limita el ingreso por el frente en desnivel.

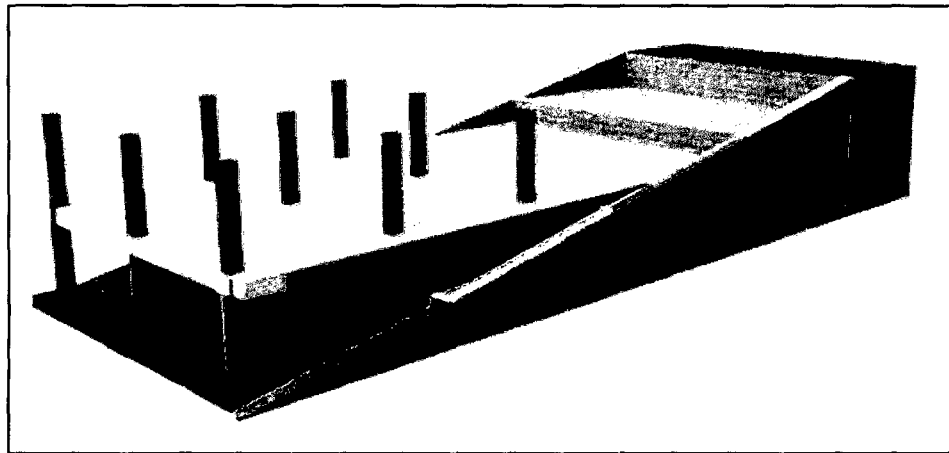


Figura N° 103. Construcción en ladera considerando corte total de superficie.

Para evitar este caso es que la edificación debe acondicionarse a la topografía del terreno y usar elementos estructurales que permitan este tipo de construcción en ladera.

Análisis comparativo.

Se realizó una comparación económica entre dos propuestas, teniendo:

Propuesta 01: Se utilizó la cimentación a desnivel desarrollada en la presente tesis.

En esta propuesta se consideró:

- Explanado a desnivel.
- Elementos placa en cimentación a desnivel.
- Muro de sostenimiento para el tramo en desnivel.

Propuesta 02: Se seleccionó una alternativa común de cimentar, la cual consta en un explanado total de terreno que es comúnmente utilizada en este tipo de caso, lo cual genera que también se tenga que plantear muros de contención en el perímetro que se encuentra en contacto con el suelo.

En esta propuesta se consideró:

- El explanado total (a un mismo nivel).
- Muro de contención de 2m en la parte posterior, 1.00m y 1.50m en los laterales perimétricos.

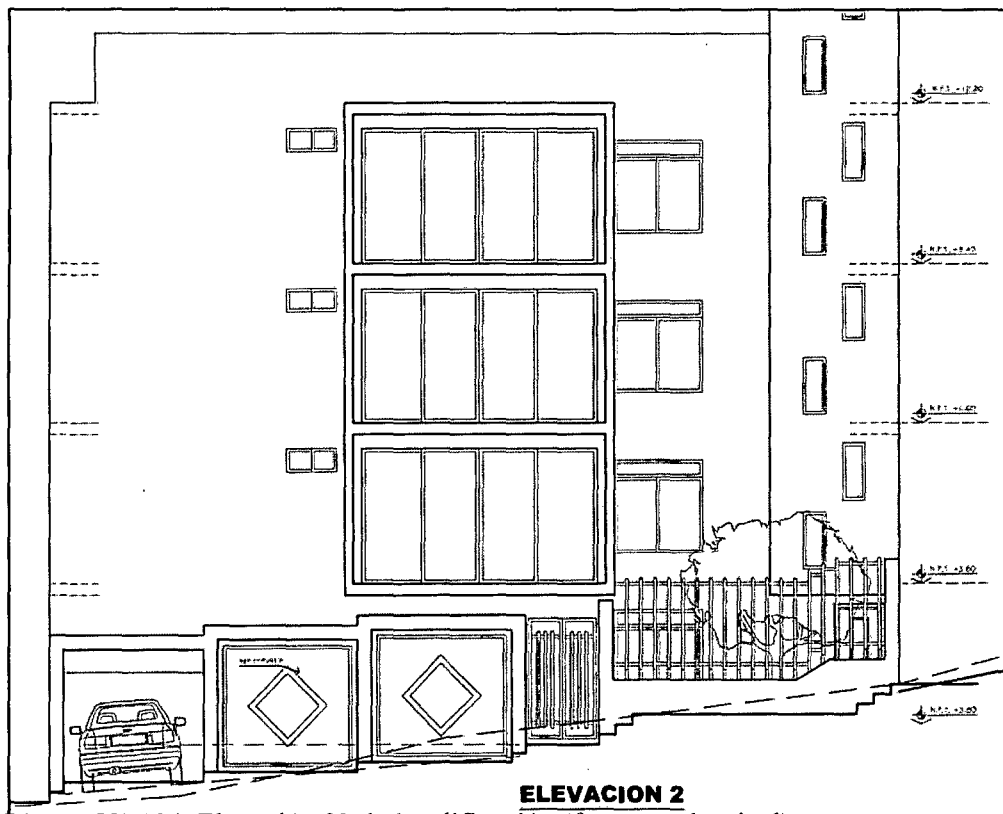


Figura N° 104. Elevación 02 de la edificación (frente en desnivel).

Después de realizar el metrado y el análisis de costo de cada una de las propuestas planteadas (Ver Anexos 08 y 09), se observó que la Propuesta 02 resulta 197.43 % más costoso que la Propuesta 01.

$$\%(\text{Costo}) = \frac{25,756.92 - 8,659.72}{8,659.72} \times 100$$
$$\%(\text{Costo}) = 197.43\%$$

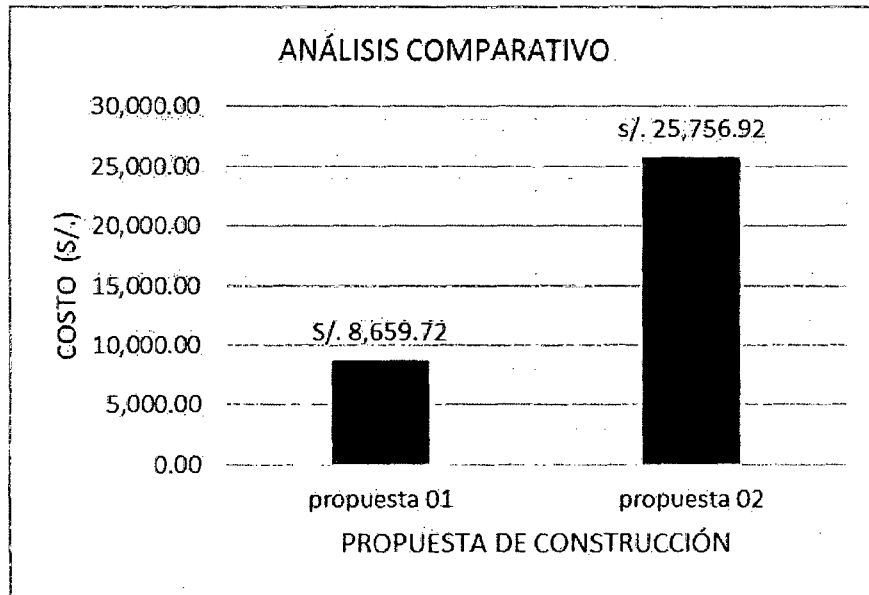


Figura N° 105. Análisis comparativo de las dos propuestas de edificación.

VI. DISCUSIÓN.

- Cuando se desea edificar y el terreno cuenta con una determinada pendiente, usualmente se edifica explanando la sección que forma la ladera y dejando todo a un solo nivel, lo cual hace necesario el diseño y construcción de elementos estructurales para estabilizar la sección de corte (muros de contención) lo que ocasiona que las edificaciones resulten costosas, pudiendo, como solución edificar acondicionándose a la ladera con cimentaciones a desnivel.
- Según los estudios realizados por el PAT-PDU Chachapoyas, en la lámina de microzonificación de suelos III-7 gran parte de la urbanización popular Señor de los Milagros le corresponde un suelo conformado por roca basamento areniscas con capacidad portante mayor a 3.00 kg/cm^2 lo cual para el estudio materia de la presente tesis no se tomó dicho valor por considerarlo exagerado debido a la presencia de arcillas las cuales son predominantes en la zona; por ello y se consideró usar una capacidad portante de 0.90 Kg/cm^2 , el cual es un valor intermedio para este tipo de suelos (ver anexo 02, 04).
- La NTE E.030-2016 indica que la máxima deriva de entrepiso no será mayor a 0.007 en el sistema de edificaciones de concreto armado. Para la estructura evaluada cuya propuesta de cimentación se desarrolla a desnivel la máxima deriva encontrada fue de 0.0061 por lo que podemos afirmar que con los elementos rigidizantes se alcanza estar bajo los lineamientos establecidos en la norma antes mencionada.
- CYPE Ingenieros en el desarrollo y aplicación de su software recomienda para edificaciones en desnivel un ángulo de desfase entre cotas de fondo de zapatas menores a 60° para nuestro caso y para edificaciones en el departamento de Amazonas se debería usar como máximo a 45° debido a que los suelos predominantes son del tipo arcillosos.

- Según Jaime Suarez Diaz; las cimentaciones son elementos de una estructura que pasan a conformar una parte esencial de la misma debido a que ellas van a permitir la comunicación de la carga de las estructuras hacia el terreno, con lo que ayudan al terreno, a resistir estas cargas, por lo que el mismo no sufrirá y se comportará idealmente para las condiciones que se está sometiendo. Por lo tanto, la cimentación viene a conforma las bases de la estructura y de ahí que el comportamiento de edificación u obra civil va estar forzado a como esta trabaje y se comporte. Debido a la importancia que cobra la cimentación, la misma esta forzada a cumplir con ciertos parámetros geométricos, de presión, de conformación que responden a las características del suelo y de las cargas de las estructuras. Por lo tanto, el diseño de una cimentación no es algo que se realiza de manera intuitiva, sino que cumple con una metodología de diseño que evalúa desde la forma de la cimentación, la profundidad que esta va comprender, así como también las características naturales del suelo.

VII. CONCLUSIONES.

Después de la ejecución del presente trabajo de investigación, habiendo cumplido con los objetivos planteados, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Al analizar el comportamiento sísmico de zapatas conectadas a diferente profundidad de desplante, se encontró esfuerzos cortantes de hasta 2.29 toneladas que actúan perpendicularmente sobre la cara de la columna producidos por la viga de conexión en el plano en desnivel, generando efectos de columna corta.
- Los esfuerzos que se producen en la sub estructura luego que actúan fuerzas laterales (sismo X, sismo Y) sobre los elementos que componen la cimentación, permitieron verificar la intensidad de las fuerzas generadas en la zona de interacción viga de conexión - columna y así realizar un óptimo diseño del caso planteado.
- Debido a la cortante producido por la interacción viga de conexión - columna (tramo a desnivel) el elemento rígido propuesto en forma de placa el cual integra la losa de la zapata y se empotra monolíticamente a la columna, permite absorber el corte producido por la viga de conexión hacia la columna.
- Al analizar las alternativas ya conocidas se tiene:
 - Muro sótano: Se debe usar cuando se tiene uno o más niveles por debajo del terreno natural, por lo que para el caso en estudio esta propuesta queda desestimada.
 - Explanado: Esta solución suele ser costosa debido a que, para su ejecución, es necesaria la intervención de maquinaria pesada y además se debe colocar muros de contención en el perímetro en contacto con el suelo.

Al comparar las 02 propuestas de cimentación que resuelven el caso planteado, tenemos:

Propuesta 01: Cimentación a desnivel desarrollada con innovación placa, en la cual se verificó que llegó a ser la más económica con S/. 8,659.72, presentando similar comportamiento y seguridad.

Propuesta 02: Cimentación desarrollada comúnmente con explanación a un mismo nivel, en la cual se verificó que usando esta propuesta se obtiene un costo de S/. 25,756.92 que comparado con la propuesta 01 resulta 197.42 % más costoso.

- Se realizó el diseño de cada uno de los elementos de la cimentación con la cual la edificación tendrá un adecuado comportamiento estructural adaptándose a las condiciones de suelo y condiciones topográficas de la ciudad; para el diseño se usó concreto de $f'c=210$ kg/cm² y diámetros de varillas comerciales más comunes. (ver anexo 11, lámina E-01, E-03).
- Es posible realizar construcciones a desnivel en terrenos ubicados en laderas garantizando seguridad, calidad y a bajo costo, siempre y cuando se incorpore elementos que permitan absorber efectos de corte generados en el tramo a desnivel.

VIII. RECOMENDACIONES.

A las autoridades:

- A las autoridades nacionales y locales realizar un código o reglamento para construcciones sobre ladera de acuerdo a sus características geológicas y geotécnicas, así como nociones a que elementos estructurales se deberían incorporar.

A los ingenieros consultores y constructores:

- Se recomienda el uso de cimentaciones a desnivel en zonas en las cuales la topografía los permita siempre y cuando se tenga un adecuado control en la etapa de diseño y construcción a cargo de especialistas.
- Se recomienda realizar este tipo de cimentaciones en:
 - En fosas de ascensores.
 - Cuando se desee hacer excavaciones y existan viviendas contiguas y el peligro de colapso sea inminente.
 - Cuando se presenten condiciones similares de la presente tesis.
- Se recomienda hacer una exploración de suelos a través de calicatas en la zona a edificar a fin de conocer las características del suelo de fundación y evitar complicaciones en la fase de construcción.
- Si se plantea la edificación a desnivel se recomienda tener cuidado con el nivel freático debido a que pueda existir a floraciones de agua; de ser así se recomienda drenar el fluido para su pronta evacuación.
- Usar software especializado para el análisis de elementos estructurales, a fin de optimizar el tiempo en la elaboración de proyectos y visualizar el comportamiento estructural idealizado en modelos tridimensionales.
- Para edificaciones ubicadas en taludes o laderas con pendientes mayores al 50 % considerar la incorporación de muros, no permitiendo la construcción de edificaciones sobre rellenos a media ladera.

A la Untrm-A:

- La promoción de la investigación científica en nuevos sistemas constructivos, para así contar con mejores mecanismos que permitan solucionar problemas al momento de la construcción de edificaciones.
- A las autoridades universitarias de turno, interesarse más en la implementación y equipamiento de los laboratorios para la escuela profesional de ingeniería civil en el área de estructuras a fin de garantizar una buena formación académico profesional de sus estudiantes.

A los docentes universitarios:

- La constante actualización de conocimientos en nuevos sistemas constructivos que permitan garantizar seguridad y calidad en la construcción.

A los estudiantes:

- A los estudiantes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil realizar investigaciones que permitan ampliar el conocimiento e innovaciones para la construcción en superficies de ladera los cuales permitan brindar seguridad y calidad a bajos costos.

IX. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Alva, J. (2010). *Diseño de cimentaciones*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Arequipa, A. (Lunes de Febrero de 2016). *Cimentaciones en laderas*. Obtenido de <http://www.acerosarequipa.com/manuales/manual-para-propietarios/7-procedimientos-por-partidas/74-cimentacion-en-terrenos-en-ladera/741consideraciones-de-la-cimentacion-en-terrenos-en-ladera.html>
- Barrenechea, W. (2000). *Concreto Armado I, II*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Cabañas, M. (2005). *Chachapoyas: Dos años después del terremoto del 2005*. Chachapoyas.
- Calavera, J. (1982). *Cálculo de estructuras de cimentación*. Mexico: Inforprint. S.A.
- Canales, E. (2006). *Ingeniería de Cimentaciones*. Santiago de Chile.
- Chavez Guivin, J. (s.f.). Apuntes del curso de Concreto Armado I, II. Chachapoyas: Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza.
- Chavez, A. (2005). *Edificio multifamiliar de ocho pisos con zotano*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Tesis de grado.
- Choque, J. (2010). *Proyecto de estructuras de un edificio en surco con un zotano y cuatro pisos*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Tesis de grado.
- Deldago, G. (1990). *Diseño estructural de viviendas económicas*. Lima: Ciencias S.R.L.
- Donayre, S. (2007). *Diseño de un edificio de departamentos*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Tesis de grado.
- Gongora, H., & Huaman, F. (2015). *Análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada de concreto celular y concreto estructural en Chachapoyas-2015*.

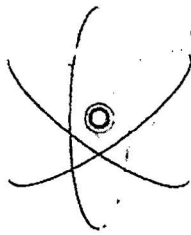
- Chachapoyas: Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas. Tesis de grado.
- Harmsem, T. (2000). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Herraiz, M. (1997). *Conceptos Basicos de Sismologia Para Ingenieros*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Hoyos Saucedo, M. (2000). *Construcciones I*. Cajamarca. Universidad Nacional de Cajamarca.
- Meza, J. (2014). *Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en la Reducción de Esfuerzos de Una Edificación Aporticada Con Zapatas Aisladas*. Lima: UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS.
- Ministerio de Vivienda. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Grupo editorial Megabyte.
- Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Municipalidad Provincial de Chachapoyas (2014). *Plan de Desarrollo Urbano*.
- Olivella, S. (1999). *Cimentaciones y Estructuras de Contención. Problemas resueltos*. Barcelona: Ediciones UPC.
- Ortega, J. (2015). *Diseño de estructuras de concreto armado tomo I, II*. Lima: Macro.
- Ottazi, G. (2009). *Apuntes del Curso de Concreto Armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Pajares, E. & León, J. (2010). *Diseño de un edificio de concreto armado de 6 niveles*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Tesis de grado.
- Ramírez, P. C. (2014). *Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del Diseño Normativo Sismo-resistente de un Sistema Dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado*. Lima.
- Ramos Torres, P. (s.f.). Apuntes de curso de Ingeniería Sismoresistente. Chachapoyas: Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza.
- San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de edificios*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

- Santos, J. (2008). *Cimentaciones sobre medias laderas, puentes y edificaciones*. Burgos: Universidad de Burgos. Tesis de grado.
- Sauñe, A. (2008). *Desarrollo del proyecto de estructuras de un edificio destinado a viviendas con semisotano, primer piso y cuatro pisos tipicos*. Lima: Pontificia Universidad Catolica del Perú. Tesis de grado.
- Villareal, G. (2009). *Interacción sísmica suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Lima.

ANEXOS.

Anexo 01. Mapa de zonificación según PDU.

Anexo 02. Resumen de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS) correspondiente a un predio ubicado en el AA.HH. Señor de los Milagros.



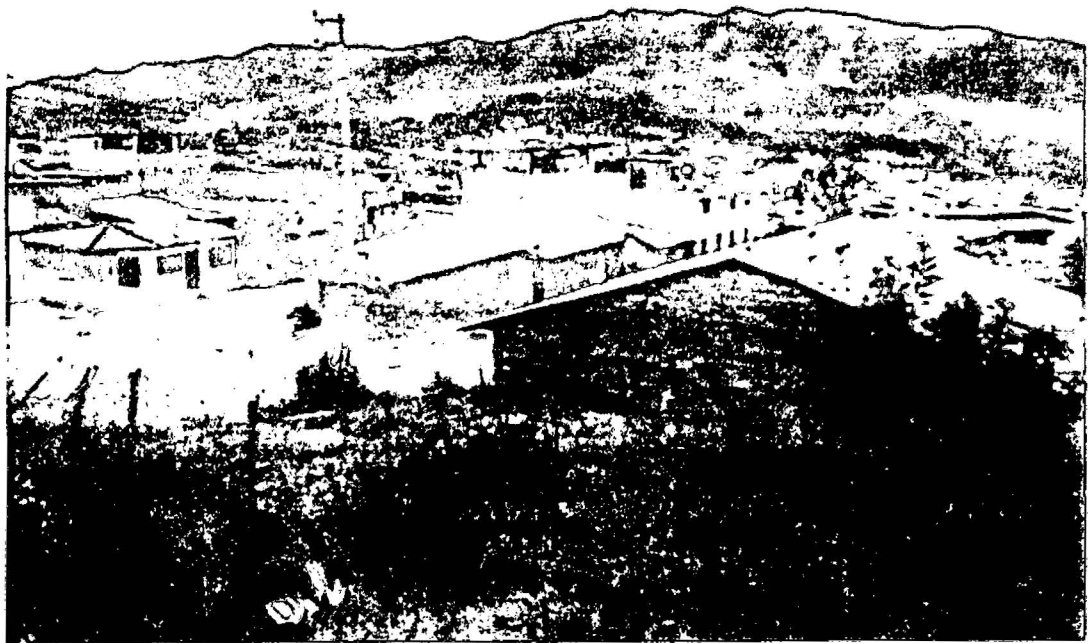
Laboratorio Geotécnico Asociados
INGENIEROS CONSULTORES

Urb. Gdía. Republicana
Cel. #941990077

Mz. 1. Lte. 14-Lambayeque
Reg. Indecopi C. 00078377

ESTUDIO DE SUELOS – EMS.

PROYECTO:
“CONSTRUCCION DE VIVIENDA RESIDENCIAL 04
NIVELES+ AZOTEA”



Región: Amazonas
Provincia: Chachapoyas
Distrito: Chachapoyas
Localidad: AA.HH. Señor de los Milagros

Elaborado: JUAN ADOLFO ZUTA VARGAS

MES MARZO

AÑO: 2,010

INFORME TECNICO

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

PROYECTO: "CONSTRUCCION DE VIVIENDA RESIDENCIAL 04 NIVELES + AZOTEA"

SOLICITA: JUAN ADOLFO ZUTA VEGA

UBICACIÓN: CALLE TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA Cdra. 02
S/N – AA.HH SEÑOR DE LOS MILAGROS

MEMORIA DESCRIPTIVA

RESUMEN

El Estudio de Suelos del proyecto: "CONSTRUCCION DE VIVIENDA RESIDENCIAL 04 NIVELES + AZOTEA", este proyecto en referencia se encuentra ubicado en el AA.HH. Señor de Los Milagros, Distrito de Chachapoyas, provincia de Chachapoyas, región Amazonas, tiene como finalidad determinar las características geotécnicas del área y propiedades físico-mecánicas del terreno de fundación.

En el lugar de estudio yacen materiales de origen lagunar, de naturaleza arcillosa que cubren a rocas sedimentarias del Cretáceo inferior- Medio.

La zona desde el punto de vista sísmico pertenece a la ZONA 2, de mediana sismicidad, suelo flexible, con un periodo de vibración del suelo de $T_0 = 0.90$ seg. y factor de ampliación del suelo de $S = 1.40$.

El proyecto considera la construcción de material noble con proyección a 04 niveles +Azotea

El sub suelo está conformado por una secuencia de arcillas amarillo plumizo con tintes por oxidaciones color ocre, de mediana plasticidad, suelo tipo CL, que se presenta en todas las calicatas, arcillas de consistencia blanda a media, suelo que constituirá el terreno de fundación.

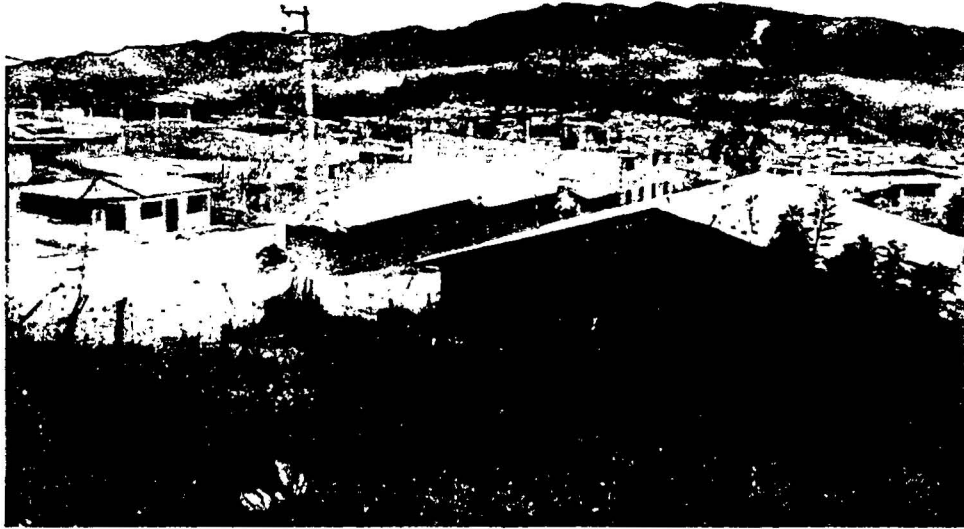
De acuerdo a sus propiedades físicas y mecánicas obtenidas en laboratorio, se recomienda cimentar zapatas conectadas, debidamente armadas, a una profundidad de cimentación 1.50 m.

La capacidad portante admisible (q_a) es igual a 0.93Kg/cm^2 , con lo cual se controlará el asentamiento diferencial.



[Firma]
HECDAZ PASCUNARI S.N.C. 1
INGENIERO CIVIL
REG. 24499

La concentración de sales en suelos y agua esta dentro del rango de inapreciable.



VISTA PANORAMICA DEL TERRENO DE FUNDACION




HECDAR MASCUNARI SADAS
INGENIERO CIVIL
REG. 24400

Anexo 03. Valores representativos para distintos tipos de suelo.

Tipo de suelo	W(kg/m ³)	Ø	f
Arenas y gravas gruesas muy permeables	1760 - 1920	33° - 40°	0.5 - 0.6
Arenas y gravas con limos poco permeables	1920 - 2008	25° - 35°	0.4 - 0.5
Arenas o limos, arena y gravas de alto contenido de arcilla	1760 - 1920	23° - 30°	0.3 - 0.4
Arcilla fuertemente compactada o muy consistente	1600 - 1920	25° - 35°	0.25 - 0.4
Arcilla blanda y limos	1440 - 1760	20° - 25°	0.2 - 0.3

Anexo 04. Capacidad portante en función al tipo de suelo.

Tipo de Material	p (kg/cm ²)
Roca, dura y sana (granito, basalto)	40
Roca, medio dura y sana (pizarras y esquistos)	20
Roca, blanda o fisurada	7
Conglomerado compacto bien graduado	4
Gravas. Mezcla de arena y grava	2*
Arena gruesa. Mezcla de grava y arena	2*
Arena fina a media. Arena media a gruesa, mezclada con limo o arcilla.	1.5*
Arena fina. Arena media a fina mezclada con limo o arcilla.	1.0*
Arcilla inorgánica, firme.	1.5
Arcilla inorgánica, blanda.	0.5
Limo inorgánico, con o sin arena.	0.25

* Reducir en 50% en el caso de estar bajo el nivel freático.

Fuente: Olivella Pastellé, S. (1999). *Cimentaciones y estructuras de contención. Problemas resueltos.* Barcelona.

Anexo 05. Valores representativos de factores de conversión volumétrica para distintos tipos de suelos.

Clase de suelo	Condición actual	Estado de la materia		
		E.n	E.s	E.c
Arena	E.N	1.00	1.11	0.95
	E.S	0.90	1.00	0.86
	E.C	1.05	1.17	1.00
Tierra común	E.N	1.00	1.25	0.90
	E.S	0.80	1.00	0.63
	E.C	1.11	1.39	1.00
Arcilla	E.N	1.00	1.43	0.90
	E.S	0.70	1.00	0.63
	E.C	1.11	1.59	1.00
Roca dinamitada	E.N	1.00	1.50	1.30
	E.S	0.67	1.00	0.87
	E.C	0.77	0.67	1.00
Grava (0.6 a 5cm) Grava y arena	E.N	1.00	1.12	0.95
	E.S	0.90	1.00	0.85
	E.C	1.05	1.20	1.00

Fuente: Hoyos Saucedo, M. (2000). *Construcciones I*. Cajamarca. Universidad Nacional de Cajamarca.

Anexo 06. Espectro de respuesta.

C	T (s)	Sa/g
2.50	0.00	0.1458
2.50	0.02	0.1458
2.50	0.04	0.1458
2.50	0.06	0.1458
2.50	0.08	0.1458
2.50	0.10	0.1458
2.50	0.12	0.1458
2.50	0.14	0.1458
2.50	0.16	0.1458
2.50	0.18	0.1458
2.50	0.20	0.1458
2.50	0.25	0.1458
2.50	0.30	0.1458
2.50	0.35	0.1458
2.50	0.40	0.1458
2.50	0.45	0.1458
2.50	0.50	0.1458
2.50	0.55	0.1458
2.50	0.60	0.1458
2.50	0.65	0.1458
2.50	0.70	0.1458
2.50	0.75	0.1458
2.50	0.80	0.1458
2.50	0.85	0.1458
2.50	0.90	0.1458
2.50	0.95	0.1458
2.50	1.00	0.1458
2.27	1.10	0.1326
2.08	1.20	0.1215
1.92	1.30	0.1122
1.79	1.40	0.1042
1.67	1.50	0.0972
1.56	1.60	0.0911
1.38	1.70	0.0807
1.23	1.80	0.0720
1.11	1.90	0.0646
1.00	2.00	0.0583
0.83	2.20	0.0482
0.69	2.40	0.0405
0.59	2.60	0.0345
0.51	2.80	0.0298
0.44	3.00	0.0259
0.25	4.00	0.0146
0.16	5.00	0.0093
0.11	6.00	0.0065
0.08	7.00	0.0048
0.06	8.00	0.0036
0.05	9.00	0.0029
0.04	10.00	0.0023

Anexo 07. Ku Vs ρ .

TABLA Ku vs.	
ρ	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$\rho_b = 0.0216$	
ρ	k_u
0.0162	49.5301
0.0160	49.0614
0.0158	48.5891
0.0156	48.1132
0.0154	47.6337
0.0152	47.1507
0.0150	46.6641
0.0148	46.1739
0.0146	45.6802
0.0144	45.1829
0.0142	44.6821
0.0140	44.1776
0.0138	43.6696
0.0136	43.1581
0.0134	42.6429
0.0132	42.1242
0.0130	41.6019
0.0128	41.0761
0.0126	40.5467
0.0124	40.0137
0.0122	39.4772
0.0120	38.9370
0.0118	38.3934
0.0116	37.8461
0.0114	37.2953
0.0112	36.7409
0.0110	36.1829
0.0108	35.6214
0.0106	35.0563
0.0104	34.4877
0.0102	33.9154
0.0100	33.3396
0.0098	32.7603
0.0096	32.1773
0.0094	31.5909
0.0092	31.0008
0.0090	30.4071
0.0088	29.8099
0.0086	29.2091
0.0084	28.6048
0.0082	27.9969
0.0080	27.3854
0.0078	26.7703
0.0076	26.1517
0.0074	25.5295
0.0072	24.9038
0.0070	24.2744
0.0068	23.6416
0.0066	23.0051
0.0064	33.3651
0.0062	21.7215
0.0060	21.0743
0.0058	20.4236
0.0056	19.7693
0.0054	19.1114

TABLA Ku vs.

ρ	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$\rho_b = 0.0216$	
ρ	k_u
0.0052	18.4500
0.0050	17.7849
0.0048	17.1164
0.0046	16.4442
0.0044	15.7685
0.0042	15.0892
0.0040	15.4064
0.0038	13.7200
0.0036	13.0300
0.0034	12.3364
0.0032	11.6393
0.0030	10.9386
0.0028	10.2343
0.0026	9.5265
0.0024	8.8151
0.0022	8.1002
0.0020	7.3816
0.0018	6.6593
0.0016	5.9339
0.0014	5.2046
0.0012	4.4718
0.0010	3.7354
0.0008	2.9955
0.0006	2.2520
0.0004	1.5042
0.0002	0.7543
0.0000	0.0000

Anexo 08. Presupuesto para cada una de las alternativas propuestas.

PRESUPUESTO - PROPUESTA 01

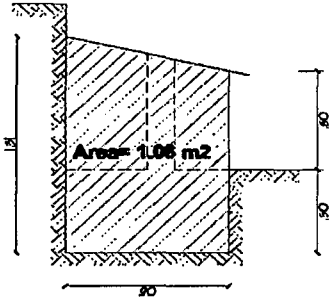
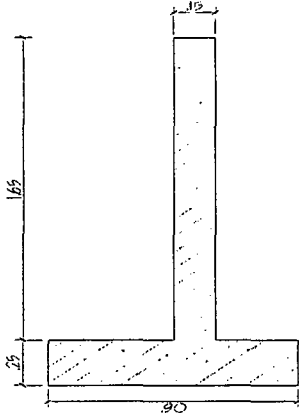
Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				4,146.02
1.10	EXCAVACIONES (MURO DE CONCRETO A°)	M3	67.86	41.61	2,823.65
1.20	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	4.12	31.34	129.12
1.30	ELIMINACIÓN DE MATERIAL-CON VOLQUETE DIST. PROMEDIO 5KM	M3	76.49	15.60	1,193.24
2.00	CONCRETO ARMADO				4,351.86
2.10	MURO DE SOSTENIMIENTO				3,467.35
2.1.1	CONCRETO EN MUROS DE SOSTENIMIENTO FC=175 kg/cm2	M3	4.32	385.03	1,663.33
2.1.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PANTALLA DE MURO	M2	30.20	34.76	1,049.75
2.1.3	ACERO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	123.65	6.10	754.27
2.20	PLACA(INNOVACIÓN)				884.52
2.2.1	CONCRETO EN PLACA FC=210 kg/cm2	M3	0.48	419.85	201.53
2.2.1	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACA	M2	3.00	34.76	104.28
2.2.3	ACERO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	94.87	6.10	578.71
3.00	MATERIAL FILTRANTE				161.83
3.10	MATERIAL FILTRANTE	M3	1.72	94.09	161.83
Total S/.					8,659.72

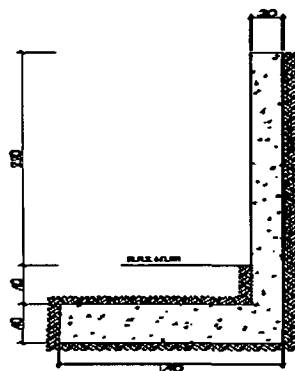
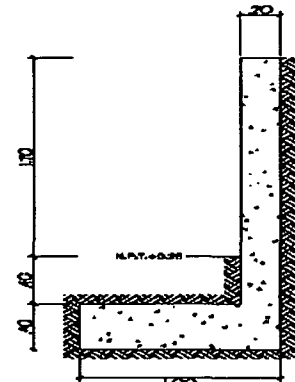
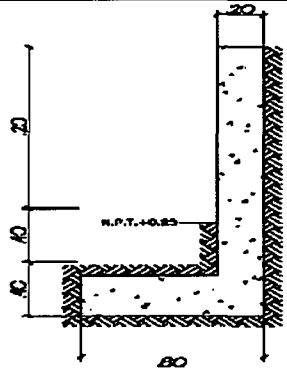
PRESUPUESTO - PROPUESTA 02

Item	Descripcion	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
4.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				10,417.33
4.10	EXCAVACION DE TERRENO	M3	162.98	41.61	6,781.60
4.20	ELIMINACION DE MATERIAL.CON VOLQUETE. DIST. PROMEDIO 5 KM	M3	233.06	15.60	3,635.74
5.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				15,339.59
5.1	MURO DE CONTENCIÓN				15,339.59
5.1.1	CONCRETO EN MURO FC=210 kg/cm2	M3	22.73	419.85	9,543.19
5.1.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS	M2	57.72	34.76	2,006.35
5.1.3	ACERO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	621.32	6.10	3,790.05
Total S/.					25,756.92

Anexo 09. Metrado para cada una de las alternativas propuestas.

METRADOS PROPUESTA 01

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
METRADOS ESTRUCTURAS								
1.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
1.10	EXCAVACION MANUAL DE TERRENO	M3						67.86
	corte de terreno		1.00	9.15	Area	6.3362	57.98	
	muro de sostenimiento		1.00	9.15	Area	1.0800	9.88	
								
1.20	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO							4.12
			1.00	9.15	0.30	0.25	0.69	
			1.00	9.15	0.30	1.25	3.43	
1.30	ELIMINACION DE MATERIAL - CON VOLQUETE DIST. PROMEDIO 5KM	M3	1.00	esp. 20%			76.49	76.49
2.00	CONCRETO ARMADO							
2.10	MURO DE SOSTENIMIENTO							
2.1.1	CONCRETO EN MURO DE SOSTENIMIENTO FC=175 kg/cm2	M3	1.00	0.00	area:	0.4725	0.00	0.00
								
2.1.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PANTALLA DE MURO.	M2	2.00	9.15		1.65	30.20	30.20
2.1.3	ACERO FY=4200.00 kg/cm2 GRADO 60	KG						123.65
	acero longitudinal en zapata	cantidad	díametro	# varillas	peso (kg/m)	Longitud		
		1.00	3/8"	4.00	0.56	9.45	21.13	
	acero transversal en zapata	1.00	3/8"	38.00	0.56	0.80	16.99	
	acero principal en pantalla	1.00	3/8"	38.00	0.56	2.10	44.61	
	acero longitudinal en pantalla	1.00	3/8"	8.00	0.56	9.15	40.92	
2.20	PLACA							
2.2.1	CONCRETO EN PLACA FC=210 kg/cm2	M3						0.48
	Placa empotrada a columna.		3.00	0.80	0.20	1.00	0.48	
2.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLACA	M2						3.00
			3.00	0.80		1.00	2.40	

METRADOS - PROPUESTA 02								
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
METRADOS ESTRUCTURAS								
4.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
4.10	EXCAVACIÓN DE TERRENO	M3						162.98
	explanación total		1.00	9.15	área	16.0500	146.86	
	cimentaciones para muros de contención							
	muro posterior(h=2.20 m.)		1.00	9.15	1.40	0.5500	7.05	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.70 m.)		2.00	4.65	1.00	0.5500	5.12	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.20 m.)		2.00	4.50	0.80	0.5500	3.96	
4.20	ELIMINACIÓN DE MATERIAL.CON VOLQUETE. DIST. PROMEDIO 5 KM	M3			esp. (43%)		233.06	233.06
5.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
5.10	MURO DE CONTENCIÓN							
5.1.1	CONCRETO EN MURO FC=210 kg/cm2	M3						22.73
	muro posterior(h=2.20 m.)		1.00	9.15	area. Seccion	1.08	9.88	
								
	muro lateral-ambos extremos (h=1.70 m.)		2.00	4.65	area. Seccion	0.82	7.63	
								
	muro lateral-ambos extremos (h=1.20 m.)		2.00	4.50	area. Seccion	0.58	5.22	
								
5.1.2	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MUROS	M2						57.72
	muro posterior(h=2.20 m.)		1.00	9.15		2.60	23.79	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.70 m.)		2.00	4.65		2.10	19.53	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.20 m.)		2.00	4.50		1.60	14.40	

METRADOS - PROPUESTA 02

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
5.1.3	ACERO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60	KG						621.32
		cantidad	díametro	# varillas	peso (kg/m)	Longitud		
	acero vertical							
	muro posterior(h=2.20 m.)	1.00	1/2"	38.00	0.993	4.15	156.60	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.70 m.)	2.00	1/2"	20.00	0.993	3.30	131.08	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.20 m.)	2.00	1/2"	19.00	0.993	2.60	98.11	
	acero transversal	3.00						
	muro posterior(h=2.20 m.)	1.00	3/8"	19.00	0.559	9.15	97.18	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.70 m.)	2.00	3/8"	15.00	0.559	4.65	77.98	
	muro lateral-ambos extremos (h=1.20 m.)	2.00	3/8"	12.00	0.559	4.50	60.37	

Anexo 10. Análisis de costos unitarios

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS

Rendimiento	m3/dia	20.00	Costo unitario directo por: m3				34.76
5.1.2	Descripcion de recurso	Unidad	Cuadrilla	cantidad	Precio	Parcial	
Mano de obra							
	oficial	hh	1	0.40	16.53	6.61	
	Operario de encofrado	hh	1	0.40	19.94	7.98	
						14.59	
Materiales							
	Agente desmoldante	lt		0.003	20.00	0.06	
						0.06	
Equipos							
	Encofrado metalico	m2		0.02	1154.00	23.08	
	Herramientas manuales	%MO		5.00	0.73	3.65	
						26.73	

ACERO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60

Rendimiento	m3/dia	250.00	Costo unitario directo por: m3				6.10
5.1.3	Descripcion de recurso	Unidad	Cuadrilla	cantidad	Precio	Parcial	
Mano de obra							
	oficial	hh	1	0.032	16.53	0.53	
	Operario	hh	1	0.032	19.94	0.64	
						1.17	
Materiales							
	Alambre negro #16	kg		0.06	6.00	0.36	
	Acero corr. fy=4200 kg/cm2	kg		1.07	4.50	4.82	
						5.18	
Equipos							
	Herramientas manuales	%MO		5.00	0.06	0.29	
						0.29	

Anexo 11. Planos