



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR PROYECTADA MEDIANTE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA EN LA CIUDAD DE CAJAMARCA”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

César Martín Quiroz Cruzado

Asesor:

Ing. Gerson Quispe Rodríguez

Cajamarca – Perú

2016

APROBACIÓN DE LA TESIS

El asesor y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por el Bachiller **César Martín Quiroz Cruzado**, denominada:

**“COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA
VIVIENDA MULTIFAMILIAR PROYECTADA MEDIANTE LOS SISTEMAS DE
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA EN LA
CIUDAD DE CAJAMARCA”**

Ing. Gerson Quispe Rodríguez

ASESOR

Dr. Ing. Orlando Aguilar Aliaga

JURADO

PRESIDENTE

Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno

JURADO

Ing. Anita Alva Sarmiento

JURADO

DEDICATORIA

A Dios.

Ya que me brindó sabiduría, amor y paciencia, me ayudó en los momentos más difíciles brindándome valores que me fortalezcan no solo profesionalmente, si no como persona.

A mis Padres.

Por su gran ejemplo de superación y valioso apoyo en todo momento desde el inicio de mis estudios universitarios.

A mis Maestros.

Que sin esperar nada a cambio, han sido pilares en mi camino y así, forman parte de este logro que me abre puertas inimaginables en mi desarrollo profesional.

A mis amigos y familiares.

Por su apoyo en diferentes formas, por recibir las mejores palabras de ánimo y acompañarme durante este proceso de titulación.

CÉSAR MARTÍN

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a mi alma mater la Universidad Privada del Norte que me dio la bienvenida al mundo como tal, las oportunidades que me han brindado son incomparables, y espero poder retribuirle en parte con esta investigación.

De igual manera hacer extenso mi más sincero agradecimiento a mi asesor de tesis, Ing. Gerson Quispe Rodríguez, por su esfuerzo y dedicación. Sus conocimientos, su manera de trabajar, su persistencia y su motivación han sido fundamentales para la conclusión de esta investigación.

Le doy gracias a mis padres Melania y César por todo el apoyo brindado a lo largo de mi vida. Por darme la oportunidad de estudiar esta carrera y por ser ejemplo de vida.

A mis familiares por apoyarme en aquellos momentos de necesidad por ayudar a la unión familiar, por ser un ejemplo de estudio y superación. A todos ellos por llenar mi vida de grandes momentos que hemos compartido.

A mis amigos por todos los momentos de incertidumbre y estuvieron ahí para mostrarme su apoyo incondicional, por los trabajos que juntos realizamos y por la confianza que en mí depositaron.

CÉSAR MARTÍN

ÍNDICE DE CONTENIDOS

APROBACIÓN DE LA TESIS	2
DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
ÍNDICE DE CONTENIDOS	5
ÍNDICE DE TABLAS	7
ÍNDICE DE GRÁFICOS	10
RESUMEN	14
ABSTRACT.....	15
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	16
1.1. Realidad problemática	16
1.2. Formulación del problema	17
1.3. Justificación	17
1.4. Limitaciones	18
1.5. Objetivos	19
1.5.1. <i>Objetivo General</i>	19
1.5.2. <i>Objetivos Específicos</i>	19
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	20
2.1. Antecedentes	20
2.2. Bases Teóricas	22
2.3. Definición de términos básicos	70
CAPÍTULO 3. HIPÓTESIS.....	72

3.1.	Formulación de la hipótesis	70
3.2.	Operacionalización de variables.....	70
CAPÍTULO 4. MATERIALES Y MÉTODOS.....		73
4.1.	Tipo de diseño de investigación.	73
4.2.	Material de estudio.....	73
4.2.1.	<i>Unidad de estudio.</i>	73
4.3.	Técnicas, procedimientos e instrumentos.	75
4.3.1.	<i>Para recolectar datos.</i>	75
4.3.2.	<i>Para analizar información.</i>	77
4.4.	Metodología de Diseño.....	78
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS Y RESULTADOS.....		132
CAPÍTULO 6. DISCUSIÓN.....		188
CONCLUSIONES.....		198
RECOMENDACIONES.....		205
REFERENCIAS.....		207
ANEXOS.....		208

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Fórmulas para determinar las fuerzas internas en los confinamientos del primer piso.....	33
Tabla 2.2. Factores de Zona.....	51
Tabla 2.3. Parámetros de Suelo.....	53
Tabla 2.4. Categorías de las edificaciones.....	54
Tabla 2.5. Coeficiente de reducción para sistemas estructurales.....	55
Tabla 3.2. Operacionalización de variables.....	72
Tabla 4.1. Metrado de cargas en losa maciza típica.....	81
Tabla 4.2. Comparación entre Cortante estático y dinámico.....	85
Tabla 4.3. Cuantías Mínimas de acero.....	91
Tabla 4.4. Aceros mínimos para acero longitudinal y transversal.....	95
Tabla 4.5. Deformaciones según tipo de suelo.....	98
Tabla 4.6. Parámetros clasificados de la Norma E-0.30.....	100
Tabla 4.7. Resumen de los parámetros para el análisis sísmico.....	110
Tabla 4.8. Fuerzas Inerciales aplicadas en cada tipo de sismo.....	111
Tabla 4.9. Verificaciones para el diseño de muros de albañilería.....	115
Tabla 4.10. Parámetros de diseño para muros de albañilería.....	118
Tabla 4.11. Parámetros de diseño para muros no agrietados de albañilería.....	121
Tabla 4.12. Restricciones para el diseño de acero mínimo y acero máximo.....	125
Tabla 4.13. Restricciones para el diseño de acero mínimo y acero máximo.....	127
Tabla 5.1. Fuerzas en las Placas según Carga Muerta.....	133
Tabla 5.2. Fuerzas en las Placas según Carga Viva.....	134
Tabla 5.3. Fuerzas en las Placas de la azotea según Carga Viva.....	135
Tabla 5.4. Peso Total de la Edificación.....	136
Tabla 5.5. Pesos por Nivel de la Estructura.....	137

Tabla 5.6. Fuerzas sísmicas en la altura (Análisis Estático).....	138
Tabla 5.7. Efectos de Torsión.....	138
Tabla 5.8. Fuerzas y Momentos sísmicas en la altura (Análisis Estático).....	139
Tabla 5.9. Desplazamientos Laterales – Sismo en X-X (estado “Sismo XX1”).....	139
Tabla 5.10. Desplazamientos Laterales – Sismo en Y-Y.....	139
Tabla 5.11. Fuerzas Internas del muro P20 (3X) para sismo “X”.....	140
Tabla 5.12. Fuerzas Internas del muro P20 (3X) para sismo “Y”.....	140
Tabla 5.13. Comparación entre Cortante estático y dinámico.....	141
Tabla 5.14. Períodos de cada uno de los modos de vibración.....	141
Tabla 5.15. Parámetros Sísmicos.....	142
Tabla 5.16. Derivas máximas con Sismo en X.....	144
Tabla 5.17. Derivas máximas con Sismo en Y.....	144
Tabla 5.18. Fuerzas Internas del Muros P20 (3X) según Análisis Dinámico EQ-XX.....	145
Tabla 5.19. Fuerzas Internas del Muros P20 (3X) según Análisis Dinámico EQ-YY.....	145
Tabla 5.20. Cargas últimas máximas requeridas en el primer piso.....	146
Tabla 5.21. Cortantes Máximas con envolvente de diseño.....	146
Tabla 5.22. Reacciones en la Base.....	149
Tabla 5.23. Verificación de la densidad de muros según su distribución.....	150
Tabla 5.24. Metrado de cargas de muros no portantes y alfeizares.....	150
Tabla 5.25. Metrado de cargas de muros portantes por carga muerta.....	151
Tabla 5.26. Metrado de cargas de muros portantes por carga viva.....	152
Tabla 5.27. Metrado de cargas de muros portantes por carga viva en azotea.....	153
Tabla 5.28. Análisis de muros de albañilería por carga vertical.....	154
Tabla 5.29. Propiedades de los muros de albañilería confinada.....	155
Tabla 5.30. Resumen de peso total de la edificación de 4 niveles.....	156
Tabla 5.31. Resumen de los centros de masas y rigidez.....	156
Tabla 5.32. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado.....	157

Tabla 5.33. Desplazamientos Laterales - Sismo en X-X (estado "Sismo XX1").....	157
Tabla 5.34. Desplazamientos Laterales - Sismo en Y-Y.....	158
Tabla 5.35. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el cuarto nivel con sismo moderado en X-X.....	159
Tabla 5.36. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el tercer nivel con sismo moderado en X-X.....	160
Tabla 5.37. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el segundo nivel con sismo moderado en X-X.....	161
Tabla 5.38. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el primer nivel con sismo moderado en X-X.....	162
Tabla 5.39. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el cuarto nivel con sismo moderado en Y-Y.....	163
Tabla 5.40. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el tercer nivel con sismo moderado en Y-Y.....	164
Tabla 5.41. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el segundo nivel con sismo moderado en Y-Y.....	165
Tabla.5.42. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el primer nivel con sismo moderado en Y-Y.....	166
Tabla 5.43. Verificaciones de parámetros para el diseño en el primer nivel según el sismo en X-X1.....	168
Tabla 5.44. Verificaciones de parámetros para el diseño en el primer nivel según el sismo en Y-Y1.....	169
Tabla 5.45. Verificaciones de parámetros para el diseño en el segundo nivel según el sismo en X-X1.....	170
Tabla 5.46. Verificaciones de parámetros para el diseño en el segundo nivel según el sismo en Y-Y1.....	171
Tabla 5.47. Resumen de esfuerzos a compresión y corte en el alma	

de muros de albañilería.....	173
Tabla 5.48. Parámetros de diseño para muros de albañilería.....	178
Tabla 5.49. Diseño en muros en agrietados del primer piso para el sismo en X-X.....	179
Tabla 5.50. Diseño en muros agrietados del primer piso para el sismo en Y-Y.....	180
Tabla 5.51. Parámetros de diseño para muros no agrietados de albañilería.....	182
Tabla 5.52. Diseño en muros no agrietados del segundo piso para el sismo en X-X.....	183
Tabla 5.53. Diseño en muros no agrietados del segundo piso para el sismo en Y-Y.....	184
Tabla 5.54. Diseño de Cimentación Corrida.....	186
Tabla 6.1. Periodos del Sistema de Muros de Ductilidad Limitada (Modal).....	188
Tabla 6.2. Frecuencias del Sistema de Muros de Ductilidad Limitada (Modal).....	189
Tabla 6.3. Periodos del Sistema de Albañilería Confinada (Modal).....	193
Tabla 6.4. Frecuencias del Sistema de Albañilería Confinada (Modal).....	194
Tabla 6.5. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado con sismo moderado en X-X.....	196
Tabla 6.6. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado con sismo moderado en Y-Y.....	196
Tabla 6.7. Análisis Estructural Comparativo entre los Sistemas en estudio.....	198
Tabla 6.8. Análisis De Resultados De La Comparación Entre Los Dos Sistema.....	199
Tabla 6.9. Desplazamientos en cada dirección por piso para el Sistema de Albañilería Confinada.....	200
Tabla 6.10. Desplazamientos en cada dirección por piso para el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada.....	201
Tabla 6.11. Desplazamientos de los Centros de Masa para el Sistema de Muros de Albañilería Confinada.....	201
Tabla 6.12. Desplazamientos de los Centros de Masa para el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada.....	202
Tabla 6.13. Ventajas y Desventajas de los Sistemas a nivel estructural.....	202

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1.1. Planta típica de Arquitectura.....	18
Gráfico 2.1. Configuración de un muro de albañilería confinada.....	23
Gráfico 2.2. Falla de corte por Deslizamiento.....	24
Gráfico 2.3. Falla por aplastamiento por compresión diagonal.....	25
Gráfico 2.4. Vivienda colapsada por tener poca densidad de muros en la dirección de la Fachada debido al terremoto de Pisco.....	28
Gráfico 2.5 Carga Axial en la albañilería por unidad de longitud.....	28
Gráfico 2.6. Refuerzo horizontal continuo anclado en columnas del muro.....	29
Gráfico 2.7. Ensayos de carga lateral cíclica en muros Aislamiento de alféizares y de tabiques discontinuos verticalmente.....	30
Gráfico 2.8. Fuerzas internas en columnas de un muro confinado de un solo paño y en voladizo.....	33
Gráfico 2.9. Ilustración de algunos parámetros que intervienen en las fórmulas de la Tabla 2.1.....	34
Gráfico 2.10. Falla por corte-fricción y tracción combinada en una columna.....	35
Gráfico 2.11. Tipos de refuerzos de acero en muros portantes.....	46
Gráfico 2.12. Tipos de falla en el muro portante.....	46
Gráfico 2.13. Factores de Masa.....	59
Gráfico 4.1. Planta Típica Primer Nivel.....	73
Gráfico 4.2. Planta Típica Segundo, Tercer y Cuarto Nivel.....	74
Gráfico 4.3. Planta Típica Azotea.....	74
Gráfico 4.7. Planta del esquema estructural del piso típico (espesor de todos los muros t=15cm).....	78
Gráfico 4.8. Muro de Ductilidad Limitada PL-15-16-17.....	79
Gráfico 4.9. Planta del esquema de los muros portantes.....	82
Gráfico 4.10. Modelo estructural del edificio.....	83

Gráfico 4.11. Muro de Ductilidad limitada 3“X”.....	84
Gráfico 4.12: Vista en 3d, del edificio.....	85
Gráfico 4.13: Esfuerzos en la losa modelada.....	86
Gráfico 4.14: Detalle del acero de refuerzo en la losa maciza.....	90
Gráfico 4.15: Muro P-20 (3X).....	90
Gráfico 4.16: Detalle de Acero de Refuerzo en Placa P-20-21.).....	94
Gráfico 4.17: Diagrama de Escalera.....	94
Gráfico 4.18: Idealización de Esquema de Escalera.....	95
Gráfico 4.19: Detalle de acero de refuerzo de Escalera.....	96
Gráfico 4.20: Deformaciones de la planta de cimentación.....	97
Gráfico 4.21: Esfuerzos más críticos de la planta de cimentación.....	98
Gráfico 4.22: Distribución de acero en la cimentación.....	99
Gráfico 4.23: Idealización de muro con columnas de amarre.....	102
Gráfico 4.24. Predimensionamiento de la viga Solera.....	102
Gráfico 4.25. Predimensionamiento de la viga de Amarre.....	103
Gráfico 4.26. Corte típico de aligerado.....	103
Gráfico 4.27. Idealización de escalera.....	104
Gráfico 4.28 Ubicación de las vigas principales y secundarias según el sentido de techado.....	104
Gráfico 4.29 Ubicación de las vigas principales y secundarias según el sentido de techado	105
Gráfico 4.30 Distribución de las áreas tributarias en los muros portantes.....	106
Gráfico 4.31 Secciones transformadas de los muros en la dirección “X”.....	107
Gráfico 4.32 Secciones transformadas de los muros en la dirección “Y”.”.....	107
Gráfico 4.33 Vistas del modelamiento de la edificación.....	108
Gráfico 4.34 Deformación por Sismo Moderado XX1.....	112
Gráfico 4.35 Deformación por Sismo Moderado XX2.....	112

Gráfico 4.36 Deformación por Sismo Moderado YY.....	113
Gráfico 4.37 Idealizaciones de longitudes de corte de acero para tramos de vigas.....	127
Gráfico 4.38 Longitudes de corte de acero para tramos de vigas.....	128
Gráfico 4.39 Diagrama de Carga Muerta.....	128
Gráfico 4.40 Diagrama de Carga Viva.....	128
Gráfico 4.41 Diagrama de Momento Flector.....	129
Gráfico 4.42 Diagrama de Fuerza Cortante.....	129
Gráfico 4.43 Detalle y requisitos mínimos para cimiento corrido.....	131
Gráfico 5.1 Muro de Ductilidad limitada 3“X”.....	140
Gráfico 5.2: Torsión Accidental.....	143
Gráfico 5.3: Muro de ductilidad limitada 3X.....	145
Gráfico 5.4 Diagrama de Iteración de Muros Ductilidad Limitada.....	147
Gráfico 5.5 Resultados de la iteración.....	147
Gráfico 5.6 Detalle en planta del cimiento corrido.....	190

RESUMEN

Hasta fines de la década pasada, la demanda inmobiliaria atendida por el mercado formal provenía básicamente de los estratos A y B, siendo muy limitada en los estratos de menores ingresos. No obstante, el mercado para los dos estratos mencionados ha experimentado un exceso de oferta inmobiliaria, generado básicamente por el "boom" de la edificación urbana, el cual saturó un segmento cuyo tamaño es relativamente reducido. Por su parte, los ingresos de este segmento se han visto afectados en los últimos años, reflejándose en una menor demanda por viviendas de mejor calidad y así que se multiplicó la informalidad en el aspecto técnico para la construcción de dichas viviendas. En este análisis, se toman las edificaciones multifamiliares como alternativa de solución frente a los problemas antes mencionados, ya sean proyectadas por los sistemas convencionales de Albañilería Confinada o modernos como el de Muros de Ductilidad Limitada. Los parámetros evaluados en la presente investigación fueron los mismos en ambos casos teniendo como por ejemplo tener la misma arquitectura, estudio de suelos, etc. En el análisis estructural de edificios, es práctica común especificar que las aceleraciones sísmicas actué directamente en el nivel de la cimentación. Teniendo los siguientes resultados: "Con Respecto al comportamiento estructural pudimos constatar que el sistema de Muros de Ductilidad Limitada contempla menos deformaciones y tiende a ser más rígido es por eso que ante solicitaciones sísmicas su falla puede ser explosiva, mientras tanto el sistema de muros de albañilería confinada tiende a ser más dúctil como se constató en el análisis y es por eso que ante las solicitaciones sísmicas, las deformaciones tienden a ser mucho más pronunciadas y no tienen una falla explosiva."

ABSTRACT

Until the end of the last decade, housing demand served by the formal market basically came strata A and B, being very limited in the lower income strata. However, the market for these two layers has experienced excess real estate, driven mainly by the "boom" of urban construction, which saturated a segment whose size is relatively small. Meanwhile, revenues from this segment have been affected in recent years, reflecting lower demand for better quality housing and informality so multiplied in the technical aspect for the construction of such housing. In this analysis, the multi buildings as an alternative solution to the above problems, whether cast by conventional or modern systems like confined masonry walls are taken Ductility Limited. The parameters evaluated in this investigation were the same in both cases having such as having the same architecture, soil survey, etc. In structural analysis of buildings, it is common practice to specify the seismic accelerations acted directly on the foundation level. Taking the following results: "With regard to structural behavior we found that the system of walls ductility Limited provides less deformation and tends to be stiffer why their failure to seismic can be explosive, meanwhile wall system confined masonry tends to be more ductile as was found in the analysis and that is why before seismic stresses, deformations tend to be much more pronounced and have an explosive failure. "

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

La ciudad de Cajamarca, capital del departamento del mismo nombre, está ubicada en el norte del Perú (2750 msnm, 7° 30" LS, 78° 10' LO). Actualmente, tiene aproximadamente 316,152 habitantes. Su crecimiento se ha incrementado en los últimos 20 años por efecto del crecimiento de la actividad minera, la que propicia la inmigración de cantidades importantes de trabajadores como en la ciudad de Cajamarca. (INEI, 2007).

El déficit habitacional en el Perú es de 1860692 unidades de vivienda en el año 2007, aumentando 110000 por año. Específicamente, en el departamento de Cajamarca, el déficit es de 100027 viviendas: 92.73% de déficit cualitativo (viviendas construidas con materiales precarios, ausencia de servicios básicos) y 7.27% de déficit cuantitativo (ausencia total de viviendas). (INEI, 2007)

Mucho de lo que se construye hoy en día es informal; es decir, no ha intervenido ningún ente técnico que este caso puede ser un ingeniero especialista; y dicha informalidad es producto de la autoconstrucción o del maestro de obras.

Según Gómez (2012), para iniciar el tratamiento del tema, se definirá lo que se entiende por "*Eficiencia de las inversiones peruanas en la construcción, en obras de infraestructura*". Debe entenderse por eficiencia de las inversiones, como el hecho específico de que: en primer lugar la obra (producto del proyecto de la construcción), realmente cumpla con los requisitos de calidad de la necesidad que le dio origen (lograr la plena satisfacción de los usuarios finales), en segundo lugar que sea una verdadera contribución al crecimiento y desarrollo económico de la zona o población beneficiada, y en tercer lugar que realmente la obra contribuya a la mejora de la calidad de vida de los usuarios o beneficiados finales".

La problemática de todos estos sectores mayoritarios de la población cajamarquina se basa en la falta de sistemas y procesos estructurales de alta calidad y que generen confort, garantía, economía y sobre todo seguridad. Es por eso que se

desea plantear un análisis comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y el de albañilería confinada, el primero es un sistema relativamente nuevo en función a su uso en nuestro medio y representa procesos y elementos estructurales más confiables, en cambio el segundo es un sistema con más uso en nuestro medio debido a su relativo conocimiento sobre éste, en su mayoría se realizan de manera informal sin un asesoramiento técnico.

1.2. Formulación del problema

- ¿Cuál de los dos sistemas estructurales: el de muros de ductilidad limitada o el de albañilería confinada tiene mejor comportamiento estructural ante la amenaza sísmica en una vivienda multifamiliar de la ciudad de Cajamarca?

1.3. Justificación

Se justifica el presente estudio porque en nuestro medio existe una cultura de construcción muy pobre estructuralmente, en la gran mayoría de viviendas de la ciudad de Cajamarca podemos notar deficiencia en los “sistemas estructurales” usados en su construcción ya que no cumplen con las mínimas condiciones estructurales resultando construcciones vulnerables a eventos sísmicos, porque se emplearon métodos empíricos y “tradicionales”, acompañados de mano de obra no calificada. Es por esto que los resultados de este trabajo permitirán a los ingenieros y estudiantes de ingeniería civil conocer los beneficios de construir con el sistema típico de Albañilería confinada o con el de Muros de Ductilidad Limitada para poder optar por la opción que mejor convenga.

1.4. Delimitación

Este proyecto contempla un edificio multifamiliar, de uso residencial, sobre un terreno de 250 m², ubicado Calle Mutuy Mz. C Lote. 09 (7°09'20.4"S 78°30'24.3"W) en la Urbanización "San Roque", en el Distrito de Cajamarca, provincia de Cajamarca. El Edificio tiene cuatro pisos, con un departamento por piso, con una altura total de 11.36 m., siendo la altura de piso a piso de 2.60 m. En el terreno, tiene un área construida de 150 m², dejando 100 m² (40 % de área libre), donde se ubican los jardines y los estacionamientos. Desde el 1° nivel, hasta llegar al 4° piso, se ha emplazado un (01) departamento por piso, con un total de 4 departamentos, y un área construida total de 600 m². Los estacionamientos se han ubicado en los frontis del terreno, teniéndose un total de 4 estacionamientos. Este proyecto desarrollará como tema de tesis la comparación entre dos sistemas estructurales: albañilería confinada y muros de ductilidad limitada

La figura 1.1 muestra la planta de arquitectura del piso típico del proyecto.

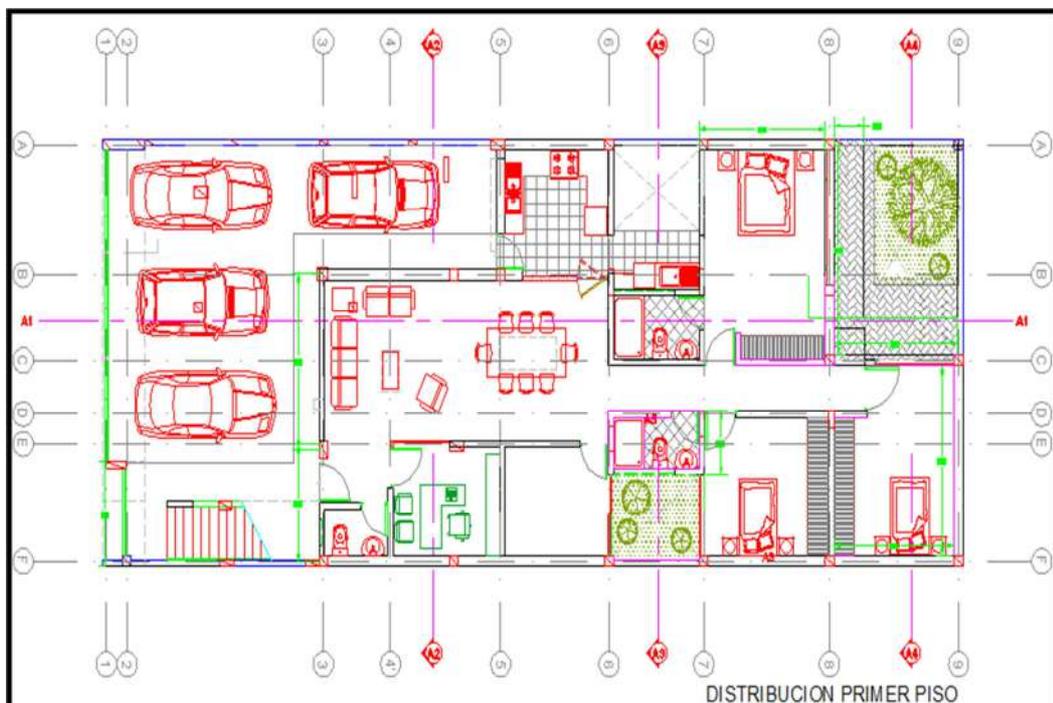


Gráfico 1.1 Planta típica de Arquitectura. (Elaboración Propia, 2015)

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Comparar el comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar proyectada mediante los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Evaluar estructuralmente la edificación en estudio considerando los dos tipos de sistemas frente la amenaza sísmica de la zona, verificando desplazamientos mínimos y máximos, deformaciones de la estructura en estudio.
- Desarrollar el modelamiento y diseño estructural cumpliendo con los requisitos mínimos expresados en el Reglamento Nacional de Edificaciones de una vivienda multifamiliar para los sistemas planteados en la ciudad de Cajamarca.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

En nuestro medio, no existen investigaciones sobre el comportamiento estructural de los sistemas de: “Albañilería Confinada” y “Muros de Ductilidad Limitada”; sin embargo, existen numerosas investigaciones a nivel nacional, sobre el Sistema de Albañilería Confinada, siendo las más importantes: “Construcciones de Albañilería” del ingeniero Ángel San Bartolomé y “Albañilería Estructural” del ingeniero Héctor Gallegos”. En lo que se refiere al Sistema de Muros de Ductilidad Limitada sólo existen algunos artículos como, “Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada”. También se tiene una investigación sobre la comparación de estos dos sistemas antes mencionados en función a la Interacción Suelo - Estructura en la ciudad de Trujillo Titulado: “Análisis y Diseño Estructural comparativo entre el sistema de muros de Ductilidad Limitada y Albañilería Confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad De Trujillo” realizada por Luis Alfredo Zavaleta Chumbiauca en el año 2009 la cual tiene la siguiente conclusión principal:

- Tanto el sistema de Muros de Ductilidad Limitada como el de Albañilería Confinada presentan un adecuado y real comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, ya que cumplen con los requisitos del Diseño Sismorresistente y del Diseño Estructural que plantea el Reglamento Nacional de Edificaciones, 2006, (en adelante RNE), de Perú. Para garantizar un comportamiento elástico de la estructura frente a sismos moderados y que frente a la acción de sismos severos la estructura sea reparable, es necesario que en cada dirección principal del edificio, la resistencia total a cortante sea proporcionada por una adecuada densidad de muros. Queda a criterio del proyectista el utilizar el sistema que más se ajuste a sus necesidades, disponibilidades o requerimientos, sirviéndole de base las ventajas y desventajas de los dos sistemas estructurales expuestos en la presente tesis.

También tenemos las siguientes tesis que tienden a inclinarse por el tema en estudio:

- 1) “Diseño De Un Edificio De Seis Pisos Con Muros De Concreto Armado”
Realizada Por : César Miguel Villegas González en el Año 2010 la cual tiene la siguiente conclusión principal :
 - Cuando se diseñó por capacidad los muros de concreto, se encontró que la fuerza cortante de diseño V_u (capacidad) crecía conforme aumentaba la altura, lo cual no permitía reducir el refuerzo horizontal, por lo que se concluyó que el diseño por capacidad se deben hacer solamente para los pisos inferiores donde se encuentran las máximas solicitaciones de cortantes.

- 2) “Diseño Estructural De Un Edificio De Vivienda De Albañilería Confinada”
Realizada por : Luis Miguel Alexis Hernández Pinedo en el Año 2012 la cual tiene la siguiente conclusión principal :
 - Para obtener la distribución final de muros de albañilería y placas de concreto armado, se tuvo que iterar sus ubicaciones hasta que las fuerzas producidas por el análisis sísmico sean soportadas. Se concluyó que el mejor comportamiento sísmico se encontró al ubicar las placas de concreto armado en el centro de la estructura como un núcleo rígido.

La METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN usada fue la siguiente:

- Para el presente estudio se empleará el Método Descriptivo; es decir, describe el comportamiento del edificio con ambos sistemas estructurales y también fue analítico ya que analiza los resultados obtenidos frente a un comportamiento estático y dinámico. Asimismo, se tomaron datos iniciales como la arquitectura de la edificación.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1 SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

• CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Según Gallegos (1987), los muros de albañilería sin refuerzo presentan importantes limitaciones para resistir acciones sísmicas debido a la baja capacidad de la albañilería para resistir tracciones y sufre un comportamiento frágil una vez que se produce el agrietamiento. Dadas estas características de la albañilería sin refuerzo, es necesario reforzar los muros y una forma de hacerlo es por medio de elementos esbeltos de concreto armado (columnas y vigas) que confinan el paño de albañilería y que deben cumplir con los requisitos establecidos por las normas de diseño y cálculo de estructuras de albañilería. El confinamiento se logra en la medida que las columnas y vigas enmarquen completamente el paño de albañilería proporcionándole ante acciones contenidas en el plano del muro capacidad de deformación lateral y de disipación de energía una vez que se agrieta el paño. Para lograr el confinamiento, se deben cumplir con los detalles siguientes:

- El paño de albañilería se debe construir en primer lugar, dejando sus bordes verticales “endentados”, para luego colocar el concreto de los elementos de confinamiento.
- Los elementos de confinamiento no deben interrumpirse.
- Los paños de albañilería deben tener una forma aproximadamente cuadrada, debiéndose colocar pilares de confinamiento intermedios si es necesario.
- Los paños de albañilería no deben presentar fallas de aplastamiento por compresión. Por tal motivo, se recomienda el uso de unidades macizas o perforadas con un porcentaje reducido de perforaciones, menor que un 30%.

El comportamiento de un muro de albañilería confinada depende de la calidad de la albañilería, de las dimensiones y de la cuantía de refuerzo de los elementos de confinamiento, de trabajo conjunto que se logre entre el paño de albañilería y los elementos de confinamiento, de la esbeltez del muro y de la existencia de armadura horizontal en el paño de albañilería. Las armaduras de refuerzo de los elementos de confinamiento deben resistir tanto las tracciones que producen los momentos de flexión debido a las acciones que actúan en el plano del muro como los esfuerzos de flexión y corte que producen las cargas perpendiculares al plano del muro. Además, es necesaria una mayor concentración de estribos en las zonas por donde se tiende a propagar el agrietamiento del paño, zonas críticas (fig 2.1), para evitar que la grieta atraviese las columnas o la viga del muro y se produzca una rotulación en los elementos de confinamiento.

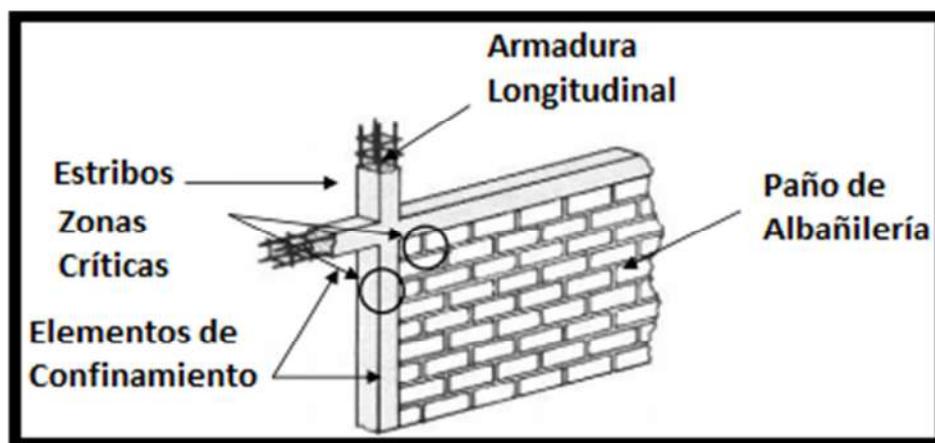


Gráfico 2.1 Configuración de un muro de albañilería confinada. (Gallegos, 1989)

Los modos de fallas que pueden presentar este tipo de muros son los siguientes:

Falla por flexión: Este modo de falla se puede presentar en muros esbeltos, cuando se generan tracciones importantes en las columnas de confinamiento, produciéndose la fluencia de las armaduras longitudinales y una falla de compresión por flexión en el talón comprimido del muro. (Gallegos, 1989)

Falla de corte por deslizamiento: Este modo de falla se produce por un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. (Gallegos, 1989)

Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo “columna corta” en los confinamientos verticales, como se muestra en la fig 2.2.

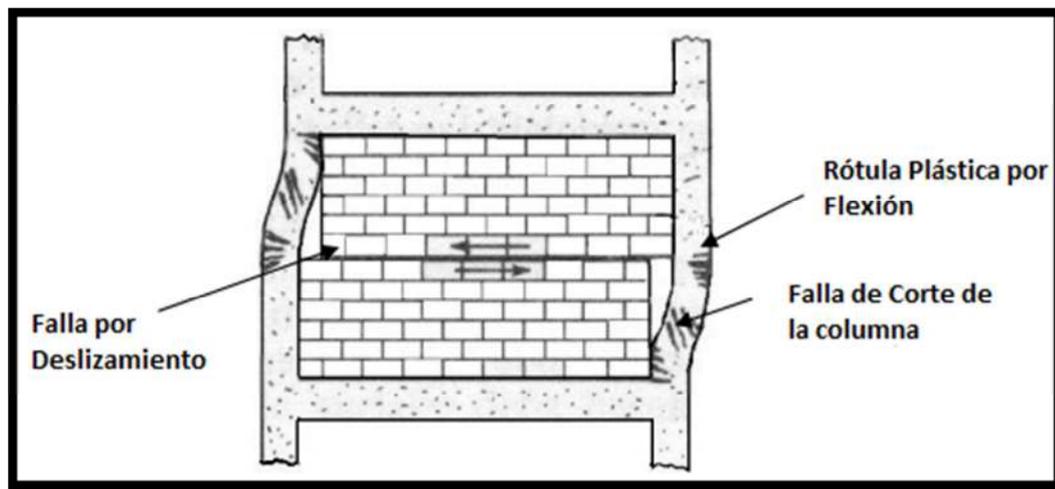


Gráfico 2.2 Falla de corte por Deslizamiento. (Gallegos, 1989)

Falla por corte: Esta falla se caracteriza por un agrietamiento diagonal del paño de albañilería y es consecuencia de las tensiones de tracción diagonal que se producen en el paño. Para evitar la propagación de la grieta diagonal en los elementos de confinamiento es necesario reforzar las zonas críticas de estos elementos, especialmente cuando la albañilería es de buena calidad y el paño de albañilería es largo. (Gallegos, 1989)

1. Falla por aplastamiento por compresión diagonal: Esta falla es producto del efecto de puntal que se produce cuando se separa el paño de albañilería de los elementos de confinamiento, como se muestra en la fig 2.3.

Esta situación genera grandes tensiones de compresión en las esquinas del muro, las que pueden provocar la falla por aplastamiento de la zona cuando la albañilería es de baja calidad o cuando se usan unidades del tipo rejilla de paredes delgadas.

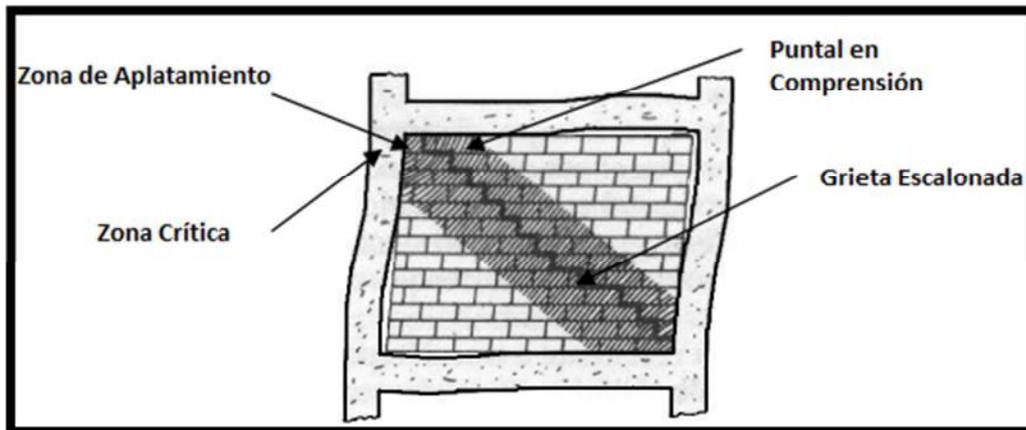


Gráfico 2.3. Falla por aplastamiento por compresión diagonal. (Gallegos, 1989)

- **METODOLOGIA DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ALBAÑILERIA CONFIANDA**

Según San Bartolomé (2004), las construcciones de albañilería serán diseñadas por métodos racionales basados en los principios establecidos por la mecánica y la resistencia de materiales. Al determinarse los esfuerzos en la albañilería se tendrá en cuenta los efectos producidos por las cargas muertas, cargas vivas, sismos, vientos, excentricidades de las cargas, torsiones, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales, etc.

El análisis sísmico contemplará lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E.030, 2014, Diseño Sismorresistente, así como las especificaciones de la presente Norma. La albañilería es un sistema frágil, basta una distorsión de 1/800 como para que ella se agriete, por ello es necesario emplear cimentaciones rígidas cuando se cimiente sobre suelos de baja capacidad portante. El procedimiento de diseño contempla el desempeño elástico de los muros ante la acción de sismos moderados o frecuentes y la falla por corte con ductilidad limitada ante lo sismos severos, de tal modo que el sistema sea reparable. Para lograr estos propósitos, es necesario que los elementos de confinamiento sean diseñados para soportar la

carga que origina el agrietamiento diagonal de los muros (denominada VR) y, por otro lado, se debe proporcionar una adecuada resistencia y rigidez a la edificación.

Según la Norma técnica E – 0.70 de Albañilería Confinada (2006), los objetivos buscados en el método de diseño, son fundamentalmente:

- 1) Que la estructura se comporte elásticamente ante la acción de sismos moderados.
- 2) Que ante la acción de sismos severos la estructura sea reparable. En el gráfico 2.2, V es el cortante basal; Z, U, S son los factores de zona, uso y suelo, respectivamente; C es el factor de amplificación sísmica; P es el peso del edificio; y R es el coeficiente de reducción. Estos parámetros son especificados en la Norma Técnica E-030.

Para alcanzar estos objetivos es necesario que en cada dirección principal del edificio, la resistencia total proporcionada por los muros confinados (ΣVR) sea por lo menos igual al cortante basal V, y que los elementos de confinamiento sean diseñados para soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal de los muros (VR). Estos conceptos han sido demostrados mediante una serie de estudios teóricos, donde se empleó programas de análisis inelástico paso a paso, variándose la densidad de los muros en planta. Como refuerzo estructural se utilizará barras de acero que presenten comportamiento dúctil con una elongación mínima de 9%. Las cuantías de refuerzo que se presentan están asociadas a un esfuerzo de fluencia $f_y = 412 \text{ Mpa}$ (4200 kg/cm^2). Los experimentos han demostrado que la malla electrosoldada tiene una falla debido a la fragilidad mientras tanto que el acero corrugado tiene una falla en función al comportamiento dúctil se ha considerado el uso de la barra de acero corrugada como refuerzo estructural, debido a que la energía elástica que produce y su tipo de falla menos perjudicial. San Bartolomé (2004)

➤ ETAPAS DE LA TÉCNICA DE DISEÑO

Según la Norma técnica E – 0.70 de Albañilería Confinada (2006), el proceso de diseño que se plantea consta de cinco etapas:

- 1) Verificación de la densidad mínima de muros en las direcciones principales del edificio.
- 2) Diseño por carga vertical.
- 3) Análisis elástico ante sismo moderado.
- 4) Determinación de la resistencia al corte VR.
- 5) Diseño para sismos severos.

1. Verificación de la densidad mínima de muros

Con el objetivo de evitar fallas frágiles por deficiencias en la resistencia a cargas laterales, con una excesiva demanda de ductilidad, se debe proporcionar a cada dirección principal del edificio, una cantidad de muros tal que cumplan con la ec.2.1:

$$\frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56} \dots\dots\dots (2.1)$$

En la ec. 2.1, Z, U y S son los factores empleados en el cálculo de V especificados anteriormente; N es el número de pisos del edificio; L es la longitud horizontal total del muro; t es su espesor; y Ap es el área en planta del piso típico.

En caso que no se cumpla la ec. 2.1, en el edificio deberá agregarse muros de concreto armado o incrementar el espesor de la albañilería. De agregarse muros de concreto armado, para emplear la ec.2.1, su espesor “t” deberá afectarse por la relación de los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería. San Bartolomé (2007)



Gráfico 2.4. Vivienda colapsada por tener poca densidad de muros en la dirección de la fachada debido al terremoto de Pisco. (San Bartolomé, 2007)

2. Diseño por Carga Vertical

Según la Norma técnica E – 0.70 de Albañilería (2006), por cualquier método racional, se debe evaluar la fuerza axial producida por las cargas de gravedad (P_g) en cada muro. Luego, el esfuerzo axial ($\sigma = P_g / (L t)$) actuante deberá ser menor que el 15% de la resistencia a compresión axial de los prismas de albañilería f_m . La razón por la cual se debe limitar los esfuerzos axiales, es porque los experimentos en muros sometidos carga lateral cíclica con diversos niveles de carga axial, han demostrado que la ductilidad decrece significativamente con el incremento del esfuerzo axial.

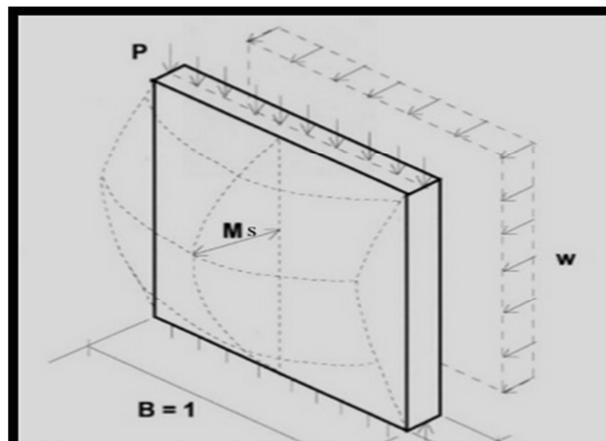


Gráfico 2.5. Carga Axial en la albañilería por unidad de longitud. (San Bartolomé. 2004)

Si el esfuerzo axial excede el 5% de $f'm$, debe agregarse una cuantía nominal de refuerzo horizontal (0.001), consistente en varillas continuas de un diámetro no mayor que $\frac{1}{4}$ ", ancladas en las columnas de confinamiento, tal como se muestra en la graf.2.6.

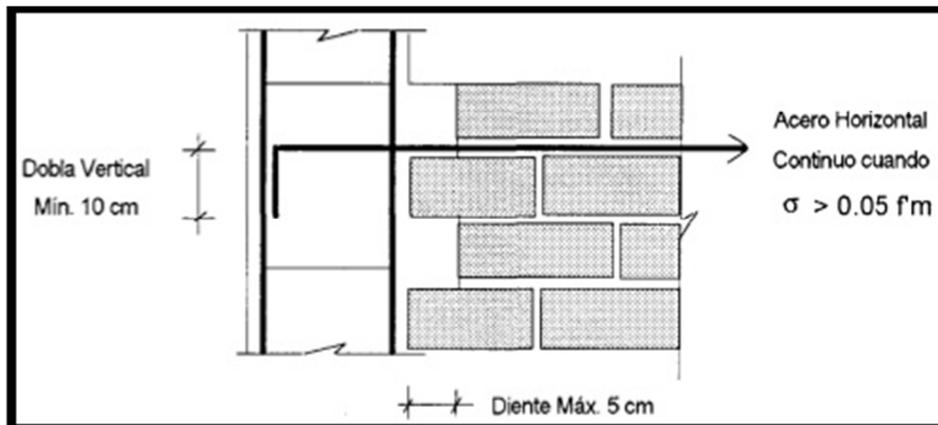


Gráfico 2.6. Refuerzo horizontal continuo anclado en columnas del muro. (San Bartolomé. 2004)

3. Análisis elástico ante sismo moderado

Según la Norma técnica E – 0.70 de Albañilería (2006), en este método por sismo moderado se entiende que es aquél que produce fuerzas sísmicas iguales a la mitad de las causadas por el sismo severo; siendo V el cortante basal generado por el sismo severo según la norma sísmica peruana. El análisis sísmico se realiza empleando cualquier procedimiento reconocido. En el modelaje estructural se debe contemplar la acción de diafragma rígido dada por las losas de techo, los alféizares de ventanas y tabiques no aislados de la estructura principal, la participación de las paredes transversales a la dirección en análisis, y el hecho que los muros están compuestos por dos materiales integrados: la albañilería y el concreto de las columnas, en este último caso, el concreto puede transformarse en área equivalente de albañilería aplicando el criterio de la sección transformada.

Por simplicidad en el modelaje, es recomendable aislar los tabiques que presenten discontinuidad vertical, así como los alféizares de ventanas, tal como se muestra en la fig.2.7. En el caso de los alféizares, ellos reducen la altura libre del muro, rigidizándolos en forma importante, lo que puede causar efectos de torsión en el edificio y una mayor absorción de fuerza cortante en el muro. Una vez

determinadas las fuerzas internas producidas por el sismo moderado, debe verificarse que la fuerza cortante (V_e) en cada muro no exceda el 55% del cortante de agrietamiento diagonal VR, con la finalidad de que los muros se comporten elásticamente en esta etapa.

Adicionalmente, con la finalidad de que las vigas que conecten coplanarmente a los muros y disipen energía sísmica antes que se agrieten los muros, se plantea diseñarlas en esta etapa a la rotura, de tal modo que su falla sea por flexión. Para ello, se recomienda utilizar un factor de amplificación por efectos sísmicos igual a 1.25, con lo cual es posible calcular el refuerzo longitudinal, para luego determinar los momentos plásticos en sus extremos y posteriormente, por equilibrio, evaluar la fuerza cortante máxima asociada al mecanismo de falla por flexión, y con ella diseñar los estribos. (San Bartolomé. 2004)

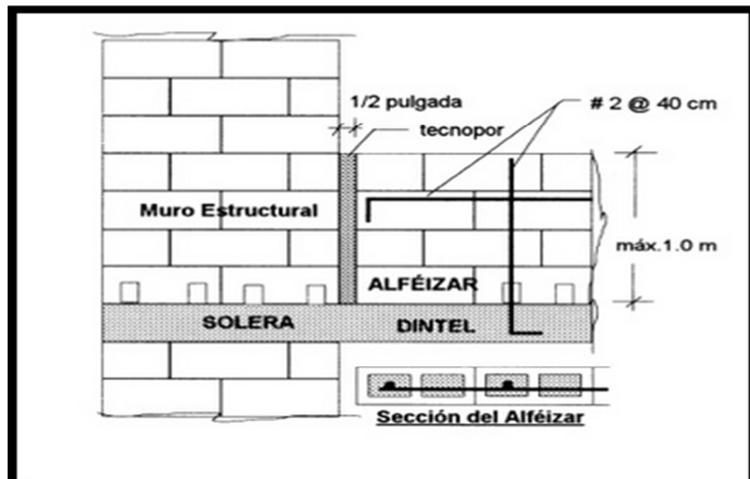


Gráfico 2.7. Aislamiento de alféizares y de tabiques discontinuos verticalmente. (San Bartolomé. 2004)

4. Determinación de la resistencia al corte VR.

Según la Norma técnica E – 0.70 de Albañilería (2006), los Múltiples experimentos en muros confinados han permitido determinar la ec. 2.2, para la evaluación de la resistencia al agrietamiento diagonal de muros confinados construidos con ladrillos de arcilla. Esta ecuación depende de la resistencia de muretes de albañilería sometidos a cargas de compresión diagonal ($v'm$), del espesor del muro (t), de la carga axial P_g , y de la esbeltez ante efectos coplanares medida como la relación entre el momento flector (M_e) y el producto de la fuerza cortante (V_e) por la longitud del muro (L).

Los valores de M_e , V_e son las fuerzas internas obtenidas del análisis sísmico elástico. El valor de V_R debe calcularse en cada muro y en todos los pisos de la edificación.

$$V_R = 0.5 v'm \alpha t L + 0.23 P_g \dots \dots \dots (2.2)$$

En la ec. 2.2, el término α está limitado a: $1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1$ Los muretes son pequeños especímenes cuadrados de albañilería con dimensión mínima de 0.6m de lado, que se ensayan a los 28 días de edad.

5. Diseño para sismos severos

Según la Norma técnica E – 0.70 de Albañilería (2006), esta etapa se compone de varias partes:

- **Verificación de la resistencia global del edificio**

Con los valores de V_R calculados en la etapa 4 para el primer piso, se obtiene la suma de éstos en cada dirección principal, la cual debe ser mayor a la fuerza cortante del sismo severo, especificada por la norma sísmica peruana (V).

Esta verificación es importante puesto que determina si la cantidad de muros es suficiente como para que la estructura cumpla con los objetivos del método propuesto. En caso exista una deficiencia de muros, podrá suplirse con muros de concreto armado, o aumentando el espesor de los muros, o mejorando la calidad de la albañilería.

Si la resistencia provista (ΣV_R) excede en más de tres veces (factor R de reducción de la fuerza sísmica) al cortante basal V , la estructura se comportará elásticamente ante el sismo severo, y solamente requiere refuerzos mínimos que arriostren lateralmente a la albañilería.

- **Determinación de los factores de amplificación y verificación del agrietamiento diagonal de los muros localizados en los pisos superiores al primero**

El método supone que ante la acción del sismo severo, los muros del primer piso se agrietan diagonalmente, alcanzando su resistencia VR_1 , por lo que las fuerzas internas elásticas (M_e , V_e) calculadas en la etapa 3, se verán amplificadas en la relación VR_1 / V_{e1} , pasando a adoptar los valores μ , V_u asociados al mecanismo de falla por corte en el primer piso. Estos factores de amplificación deben ser calculados en el primer piso de cada muro y no requieren ser mayores que 3 (factor R de reducción de la fuerza sísmica). El hecho de que estos factores sean distintos, indica una falla progresiva en los muros, en función a su nivel de resistencia VR. Si en un piso "i" superior al primero ($i > 1$) de algún muro, se obtiene que la fuerza cortante V_{ui} supera a la resistencia al corte VR_i , entonces ese piso también se agrietará diagonalmente y sus confinamientos deberán ser diseñados en forma similar al primer piso. (San Bartolomé. 2004)

- **Determinación de las fuerzas internas en los confinamientos del primer piso**

El primer piso requiere especial atención porque está sometido a las mayores cargas y por lo general, allí se presenta la falla por corte. Las columnas de confinamiento presentan fuerzas de tracción (T), compresión (C), y cortante (V_c). Las fuerzas T, C, y V_c pueden evaluarse para casos sencillos (muros de un solo tramo y en voladizo) por equilibrio como se indica en el graf. 2.8. En caso existan muros con varios tramos, o conectados por vigas de concreto, o con paredes transversales, se presentan las fórmulas de la Tabla 2.1, las que provienen de análisis mediante modelos analíticos. Estas fórmulas prestan atención especial a las columnas localizadas en los dos extremos del muro, para que éstas funcionen como topes que eviten el deslizamiento de la albañilería, con lo cual las franjas comprendidas entre las grietas diagonales aportarán resistencia a carga lateral. (San Bartolomé. 2004)

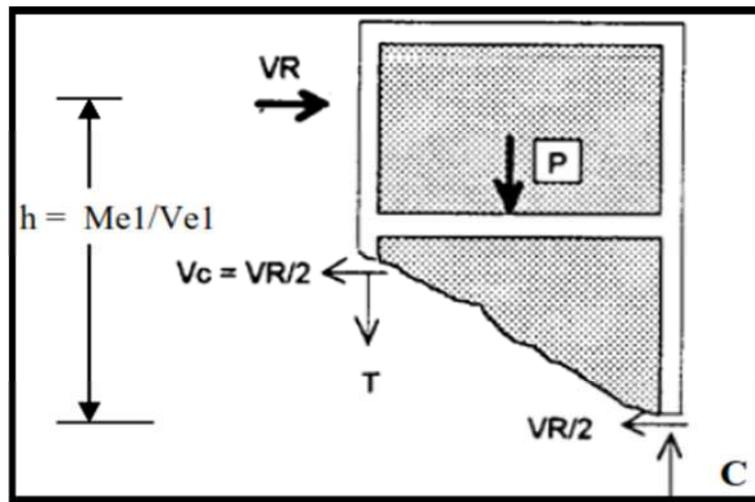


Figura 2.8. Fuerzas internas en columnas de un muro confinado de un solo paño y en voladizo. (San Bartolomé. 2004)

COLUMNA	Vc (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{VR1 Lm}{L (Nc + 1)}$	$VR1 \frac{h}{L} - Pc$	$Pc - \frac{VR1 h}{2 L}$
Extrema	$1.5 \frac{VR1 Lm}{L (Nc + 1)}$	$F - Pc$	$Pc + F$

Tabla 2.1. Fórmulas para determinar las fuerzas internas en los confinamientos del primer piso. (San Bartolomé. 2004)

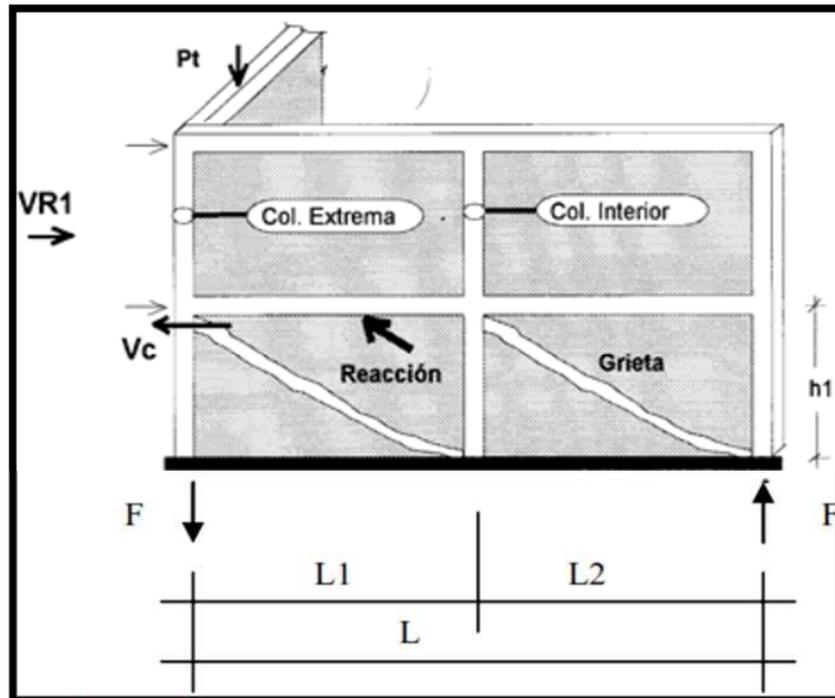


Gráfico.2.9. Ilustración de algunos parámetros que intervienen en las fórmulas de la Tabla 2.1. (San Bartolomé. 2004)

- **Diseño de los confinamientos del primer piso**

El diseño de las columnas de confinamiento se realiza empleando las fórmulas especificadas en los reglamentos de concreto armado, sin amplificar los valores de la Tabla 1.1: T, C o V_c , pero contemplando los factores de reducción de resistencia (ϕ). El área del refuerzo vertical, se determina diseñándolo por corte-fricción (V_c) y tracción (T) combinada, ya que ambos efectos actúan en simultáneo como se muestra en la fig. 2.10. No menos de 4 varillas con diámetro de 8 mm, deberá emplearse, formando una canastilla. El área del núcleo de concreto se determina diseñándolo por aplastamiento con una compresión (C), como si fuese una columna de poca esbeltez. Luego, agregando el recubrimiento, el área total no debe ser menor que la proporcionada mediante un diseño por corte-fricción (V_c), o que $15t$ (cm^2), donde t es el espesor del muro. Los estribos se diseñan para evitar la falla por aplastamiento del concreto, debiéndose colocar por lo menos estribos de diámetro $\frac{1}{4}$ " : 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 20 cm. (San Bartolomé. 2004)

La zona a confinar con estribos a corto espaciamiento (extremos de las columnas) abarca una longitud de 1.5 veces el peralte de la columna o 45cm, lo que sea mayor. Debe indicarse que los estribos no se diseñan por corte ya que la albañilería aún fragmentada aporta resistencia lateral, además del aporte dado por el refuerzo horizontal; asimismo, los estribos son ineficientes cuando la falla en las columnas es por corte-fricción. Las vigas soleras, encargadas de transmitir las cargas sísmicas hacia la albañilería, se diseñan a tracción ($T_s = \frac{1}{2} VR_1 L_m / L$), agregando estribos mínimos, de diámetro $\frac{1}{4}$ " : 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 20 cm. Estas vigas no necesitan diseñarse a corte debido a la gran sección transversal que existe por encima del primer piso. (San Bartolomé. 2004)



Gráfico 2.10. Falla por corte-fricción y tracción combinada en una columna. (San Bartolomé. 2004)

- **Diseño de los confinamientos de los pisos superiores (no agrietados)**

En los casos en que V_{ui} sea menor que VR_i , la albañilería absorbe la fuerza cortante sin agrietarse diagonalmente, por lo que no requieren de refuerzo horizontal y las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. En estos casos es suficiente diseñar a las columnas extremas del muro por tracción (T) y compresión por aplastamiento (C), producidas por el momento flector $M_{ui} = M_{ei} VR_1 / V_{e1}$. Las columnas internas no necesitan diseñarse ante acciones coplanares; sin embargo, ellas deberán ser capaces de funcionar como arriostres de la albañilería ante acciones sísmicas perpendiculares a su plano. Asimismo, el

espaciamiento máximo entre columnas no deberá ser mayor que dos veces la distancia que existe entre los arriostres horizontales. (San Bartolomé. 2004)

2.2.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

- **METODOLOGIA DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

El método de diseño utilizado para el presente proyecto se realizó teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la norma de diseño de concreto armado E-060, 2009 y en la norma de diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada (NEMDL). Este corresponde al Diseño por Resistencia, el cual se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última. (Norma de diseño de concreto armado E-060, 2009)

Las expresiones básicas para el Diseño por Resistencia son:

Para flexión: $\phi M_n \geq M_u$

Dónde: M_n es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

M_u es la resistencia requerida por flexión de la sección.

Para corte: $\phi V_n \geq V_u$

Dónde: V_n es la resistencia nominal por corte de la sección.

V_u es la resistencia requerida por corte de la sección.

Este método hace uso de Factores de Reducción de Resistencia, los cuales afectan a las resistencias nominales de las secciones y toman en cuenta ciertos aspectos tales como la variabilidad de la resistencia de los materiales, la importancia del elemento dentro de la estructura según la NTE-060 y las consecuencias de la falla del mismo. En la Norma Peruana se establece los siguientes factores de reducción de acuerdo a las diferentes solicitaciones:

Para flexión: $\phi = 0.90$

Para flexión con carga axial de tracción: $\phi = 0.90$

Para corte con o sin torsión: $\phi = 0.85$

Para compresión y flexo compresión en elementos con estribos: $< \phi = 0.70$

En el Diseño por Resistencia las cargas de servicio se llevan a una condición extrema o última. Para ello se utilizan Factores de Carga o Factores de Amplificación, los cuales dependen del grado de exactitud para el cual el efecto de dicha carga puede calcularse, es así que las cargas muertas tienen un error de estimación menor que las cargas vivas, y las cargas de sismo son las más difíciles de cuantificar. Según la Norma Peruana de Cargas E-060, 2009. La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS) se expresan en términos de las cargas amplificadas por los siguientes factores de carga:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

- **CRITERIO DE ANÁLISIS DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.**

Según la Norma E-060 de Concreto Armado (2009), para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada, la resistencia mínima del concreto f'_c es de 175 kg/cm^2 , por lo cual he considerado una resistencia mayor que es 210 kg/cm^2 para el presente análisis y diseño. Para el análisis se tendrá en cuenta que el valor del módulo de elasticidad del concreto se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \rightarrow E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2$$

Se consideró también un acero de refuerzo corrugado que debe cumplir con lo estipulado en la Norma E-0.60 de concreto armado, Art. 3.4.3 y con las especificaciones ASTM A615 y ASTM A706, con los siguientes valores de resistencia y módulo de elasticidad:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

GENERALIDADES DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

- **Descripción del sistema constructivo.**

Según Yañez (2006), el sistema constructivo para muros de ductilidad limitada se usa para construir estructuras de concreto armado compuestas por dos elementos estructurales: muros de carga y losas; cuyos espesores comparados con los del sistema constructivo tradicional son relativamente delgados. Los muros de carga, también llamados muros de corte o muros de pared delgada, son los principales componentes de este sistema. Ellos son utilizados como los principales miembros de resistencia de cargas laterales y también como miembros de transporte de las cargas verticales. Los muros y las losas presentan casi el mismo espesor debido a que son elementos estructurales armados con acero de refuerzo. Para obtener la continuidad de los muros a lo largo de toda la edificación, éstos se unen mediante las mallas que los conforman, las cuales poseen unas extensiones extras de su acero en la parte superior (llamados “mechas” en el ambiente constructivo). Estas son usadas para solapar el acero de refuerzo de un muro ya realizado con el acero del muro nuevo.

- **Mallas de refuerzo**

Según Yañez (2006), las mallas de refuerzo son generalmente tomadas de tres o cuatro tipos para cada obra, dos o tres para los muros dependiendo de la altura del edificio y una para la losa. Esto se puede hacer elaborando las mallas para muros con el acero mínimo, y así estas pueden ser usadas de forma simple o doble dependiendo del acero que se necesite para el muro, éstas presentan en la parte superior unas prolongaciones dadas para realizar el amarre entre muros. Por lo general, se usa un solo tipo de mallas para las losas las cuales se diferencian de las mallas de muros por no poseer las mechas características de éstas, y contienen aceros de diámetros más grandes que el acero de las mallas de los muros.

1) ESPECIFICACIONES NORMATIVAS PARA DISEÑO EN CONCRETO ARMADO EN EL CASO DE EDIFICACIONES CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA (EMDL)

Según la normativa que rige el análisis y diseño del sistema de muros de ductilidad limitada dada por Norma técnica E.060, 2009 de Concreto Armado debemos tomar en cuenta las siguientes especificaciones:

1.1) Materiales

- La resistencia a la compresión del concreto en los EMDL, debe ser como mínimo $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, salvo en los sistemas de transferencia donde deberá usarse $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Pero en nuestro caso utilizaremos la resistencia de **$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$** .
- El acero de las barras de refuerzo en los muros, deberá ser dúctil, de grado 60 siguiendo las especificaciones ASTM A615 y ASTM A706.
- El diseño de mezclas para los muros de espesores reducidos, deberá tomar en cuenta las consideraciones de trabajabilidad.

1.2) Diseño de Muros

- El espesor mínimo de los muros de ductilidad limitada deberá ser de 0,10 m.
- En edificios de más de tres pisos, deberá proveerse del refuerzo necesario para garantizar una resistencia nominal a flexo compresión del muro por lo menos igual a 1,2 veces el momento de agrietamiento de su sección. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos.

1.3) Cuantía Mínima de Refuerzo

De acuerdo a la Norma técnica E.060 de Concreto Armado para Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada, la cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

Si:

$$V_u > 0.5 \phi V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0025 \quad \text{y} \quad \rho_v \geq 0.0025$$

$$V_u < 0.5 \phi V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0020 \quad \text{y} \quad \rho_v \geq 0.0015$$

Si $h_m / l_m \leq 2$ la cuantía vertical del refuerzo no deberá de ser menor que la cuantía horizontal. Estas cuantías son indistintamente aplicables a la resistencia del acero.

1.4) Diseño por flexión o flexocompresión

Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente:

- a) Para muros esbeltos (relación de altura total a longitud: $H/L \geq 1$) serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexocompresión. Se investigará la resistencia en base a una relación de carga axial - momento. El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, concentrando mayor refuerzo en los extremos. Norma técnica E.060 de Concreto Armado para Edificaciones (2006)
- b) Para muros de poca esbeltez (relación de altura total a longitud: $H/L < 1$) y con cargas axiales no significativas, no son válidos los lineamientos establecidos para flexocompresión y se deberá calcular el área del refuerzo del extremo en tracción para el caso de secciones rectangulares como sigue:

$$M_u = \phi A_s f_y Z \quad (2.3)$$

Dónde:

$$Z = 0.4 L \left(1 + \frac{H}{L}\right), \quad \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \quad (2.4)$$

$$Z = 1.2 H, \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.5 \quad (2.5)$$

Si los muros no son de sección rectangular o están sujetos a cargas axiales significativas, se determinarán las áreas de los refuerzos mediante un análisis racional. Adicionalmente, deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud del muro, cumpliendo éste con el acero mínimo de refuerzo vertical de muros, El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como en el caso de columnas. Los empalmes en éste refuerzo se diseñarán como empalmes en tracción. Norma técnica E.060 de Concreto Armado para Edificaciones (2006)

El refuerzo vertical distribuido no necesitará estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0,01 o que sea necesario por compresión. Si el esfuerzo en la fibra extrema en tracción calculado suponiendo comportamiento lineal elástico:

$$\sigma_u = Mu \frac{Y_t}{I_g} - \frac{Pu}{Ag} \quad (2.6)$$

Excediera de $2\sqrt{f'_c}$, deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1,5 veces el momento de agrietamiento M_{cr} de la sección:

$$M_{cr} = I_g \frac{2\sqrt{f'_c} + \frac{Pu}{Ag}}{Y_t} \quad (2.7)$$

1.5) Diseño por fuerza cortante

Los muros con refuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares considerando:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.8)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.9)$$

Dónde:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} t d \quad (2.10)$$

Y V_n no deberá exceder de $2.6 \sqrt{f'_c} t d$

Para cálculos más detallados, se podrá considerar el menor de:

$$V_c = 0.85\sqrt{f'_c} t d + \frac{(N_u d)}{(4L)} \quad (2.11)$$

$$V_c = \left[0.15\sqrt{f'_c} + \frac{L(0.3\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{Lt})}{(\frac{Mu}{Vu} - \frac{L}{2})} \right] t d \quad (2.12)$$

$$\text{Si } \left(\frac{Mu}{Vu} - \frac{L}{2} \right) \quad (2.13)$$

Es negativo, no deberá usarse esta última fórmula.

Cuando un muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños

$$\left(\frac{Nu}{Ag} \leq 0.1 f'c\right) \quad (2.14)$$

Deberá considerarse $V_c = 0$.

La distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis "d" deberá tomarse igual a 0,8 L. Las secciones localizadas entre la base y una altura L/2 ó H/2 (la que sea menor), podrán diseñarse con el mismo valor de V_c que el calculado para la sección ubicada a L/2 ó H/2. La fuerza cortante última de diseño (V_u) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis (V_{ua}) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento proveniente del análisis (M_{ua}). Norma técnica E.060 de Concreto Armado para Edificaciones (2006)

Es decir:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right) w\gamma \quad (2.15)$$

Dónde:

V_{ua} : Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ua} : Momento flector proveniente del análisis.

Mur: Momento flector teórico asociado a P_u que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

$w\gamma$: Factor de amplificación dinámica, según:

$$w\gamma = 0.9 + \frac{n}{10}, \quad \text{si } n \leq 6 \quad (2.16)$$

$$w\gamma = 1.3 + \frac{n}{30}, \quad \text{si } 6 < n \leq 15 \quad (2.17)$$

Si: $n > 15$, usar $n = 15$

Donde n es el número de pisos.

1.6) REFUERZO DE MUROS

➤ Refuerzo horizontal por corte

Cuando V_u exceda a ϕV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este esfuerzo se calculará con la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (2.18)$$

La cuantía ρ_h del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto de la sección en estudio), será mayor o igual a 0.0025. El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá los siguientes valores:

- $L / 5$
- $3t$
- 45cm

El refuerzo vertical deberá anclarse en los extremos confinado del muro en forma que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

➤ Refuerzo vertical por corte

La cuantía ρ_v del refuerzo vertical por corte (referida a la sección total horizontal del concreto), será igual a:

$$\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \right] \quad (2.19)$$

Pero necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido. El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- L/3
- 3t
- 45 cm

En caso que V_u sea mayor que $0.5\phi V_c$, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a los siguientes valores:

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

Cuando el espesor del muro sea igual o mayor a 25cm el refuerzo por corte vertical y horizontal tendrá que distribuirse en dos caras.

El refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ϕV_n) en la base de todos los muros. La resistencia a corte fricción deberá calcularse como:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v * f_y) \quad (2.20)$$

Donde la fuerza normal última (N_u) se calcula en función de la carga muerta (N_m) como $N_u=0.9N_m$, el coeficiente de fricción debe tomarse como $\mu=0.6$ y $\phi=0.85$.

Excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomara $\mu=1$. Norma técnica E.060 de Concreto Armado para Edificaciones (2006)

• TIPOS DE REFUERZO EN EL MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA

Según Vásquez (2012), los muros tienen tres tipos de refuerzo: longitudinal, vertical y horizontal. El refuerzo longitudinal, ubicado en los extremos del muro, toma tracción o compresión debido a la flexión, puede incluir el refuerzo de confinamiento colabora en tomar el corte en la base que tiende a generar deslizamiento. El refuerzo horizontal toma el corte en el alma y el refuerzo vertical puede tomar carga axial, toma deslizamiento por corte y corte en el alma.

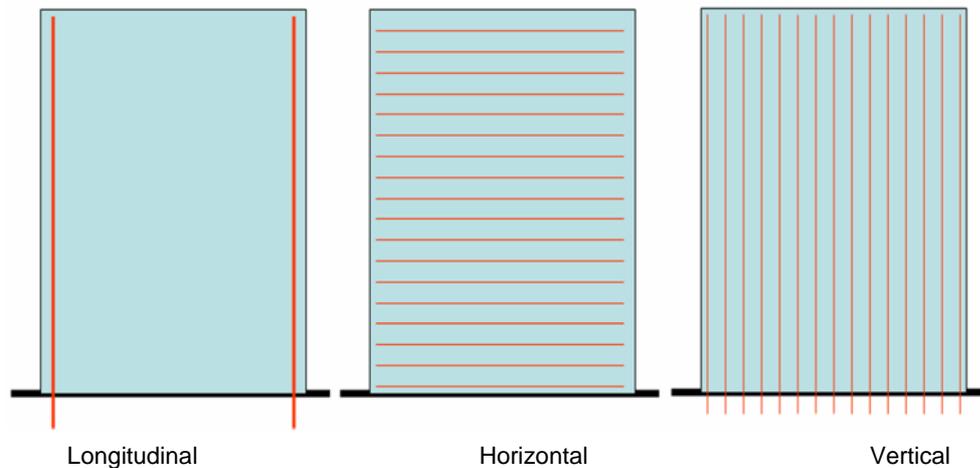


Gráfico 2.11. Tipos de refuerzos de acero en muros portantes. (Vásquez. 2012)

• TIPOS DE FALLA EN EL MURO

Según Vásquez (2012), de acuerdo con ensayos realizados empleando cargas cíclicas estáticas, los muros portantes pueden fallar de diversas maneras y se han identificado distintas respuestas en muros de concreto armado. Estas incluyen estados de límite de flexión, tracción diagonal, compresión diagonal (aplastamiento del alma), compresión en los talones y pandeo del refuerzo, corte-deslizamiento y pandeo fuera del plano del muro. En la siguiente figura se pueden apreciar diversos tipos de falla donde las acciones sobre el muro, (a), generan diversas fallas: (b) flexión, (c) tracción diagonal, (d) corte-deslizamiento y (e) deslizamiento en la base.

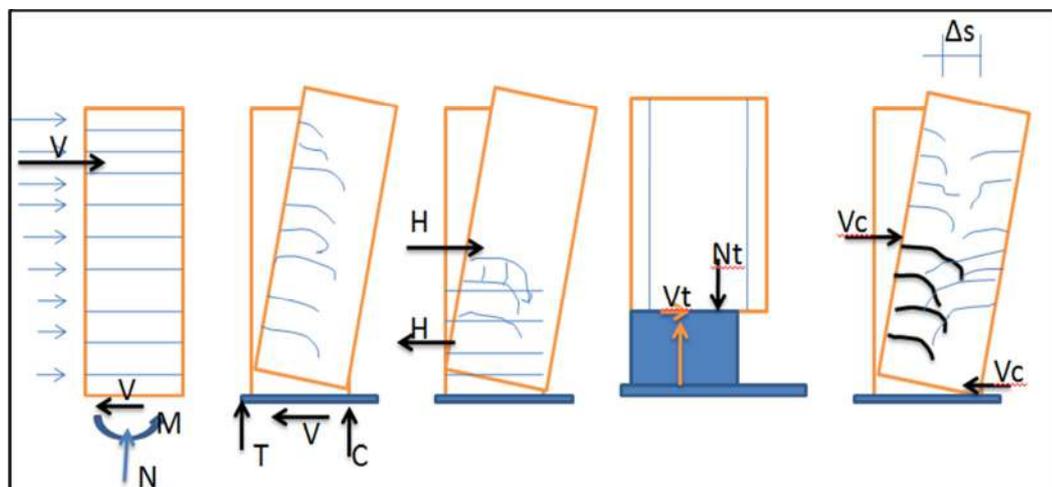


Gráfico 2.12. Tipos de falla en el muro portante. (Vásquez. 2012)

- **ZAPATA COMBINADA (ZAPATA CORRIDA)**

CLASIFICACIÓN

Se pueden presentar tres casos, los cuales son:

- Cuando el ancho “b” es muy pequeño, los volados serán pequeños por consiguiente es probable que no haya posibilidad de tener una falla por corte. Además el volado es tan pequeño que el esfuerzo de flexión $\sigma=Mc/I$ será muy pequeño y seguramente casi despreciable.
- Si el ancho “b” es un poco más grande puede suceder que no se necesite acero de refuerzo por flexión pero que sí se necesite un concreto de una determinada resistencia para asegurar un cortante y un σ a tracción resistente que satisfagan los requerimientos de las fuerzas actuantes.
- Finalmente puede suceder que el ancho “b” sea importante, los volados significativos y entonces se requiera acero de refuerzo por flexión. Villegas (2010)

2.2.3 Análisis Sísmico

- **Introducción**

Según el proyecto de NTE E.030 (2014), el análisis sísmico tiene como finalidad determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales bajo la acción del “sismo de diseño”. Adicionalmente permite estimar los desplazamientos laterales de una edificación. Para los muros de ductilidad limitada, la norma especifica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso dividido entre la altura de entrepiso, conocido como deriva, no debe exceder de 0.005 y para muros estructurales, la deriva no debe exceder de 0.007. Para el cálculo de las fuerzas internas y esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales, se han contemplado los dos métodos (estático y dinámico) considerados en la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE E.030, con la finalidad de comparar sus resultados. El estudio del

análisis sísmico se realizará mediante las disposiciones de la Norma Técnica de Edificaciones E.030 de Diseño Sismorresistente. El edificio se clasifica como regular en planta y regular en altura. De igual forma, este se clasifica como una edificación común (vivienda), en la cual deberá tomarse en cuenta un 25% de la carga viva para el análisis estático. En cuanto al análisis dinámico, se realizará considerando la idealización de la estructura a base de masas y resortes que nos permitirá determinar el desplazamiento lateral en cada dirección y el período del edificio. Para nuestro caso, usaremos el procedimiento de análisis espectral y el análisis Tiempo-Historia, este último, es el más trabajoso y serio, otorgándonos los resultados más seguros de la determinación de las reacciones sísmicas de la edificación.

El soporte informático a utilizarse es el programa Etabs, con el cual se hará un análisis tridimensional considerando diafragmas rígidos en cada nivel. Cada diafragma tendrá tres grados de libertad, dos traslacionales y un giro en planta ubicados en su respectivo centro de masas, el cual según la Norma de Diseño Sismorresistente E030, será afectado por el 5% de excentricidad accidental. En cuanto al modelado de la estructura, los muros de ductilidad limitada se considerarán el uso de los Elementos Shell, el cual es una formulación de tres o cuatro nodos que combina el comportamiento de membrana y de lámina. El programa en mención, considera deformaciones por flexión, corte y carga axial.

- **MODELO ESTRUCTURAL**

Para la estructura se realizó un análisis estático y un análisis dinámico respetando los parámetros establecidos en los Artículos 17 y 18 de la norma sismorresistente E-030; así como los valores máximos de desplazamiento lateral estipulados en la norma EMDL. Con el análisis estático se determinó manualmente el periodo fundamental de la estructura, la fuerza cortante en la base y la distribución de la fuerza cortante en cada nivel del edificio. El análisis dinámico se realizó en el programa ETABS, en el cual se crea un modelo pseudo-tridimensional del edificio y con el uso de un espectro de aceleraciones se determina el desplazamiento lateral de entresijos, el periodo de la estructura y las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros debidos al sismo.

Como se ha mencionado con anterioridad, se creó un modelo pseudo-tridimensional en el programa ETABS, teniendo en cuenta todas las características estructurales del edificio a diseñar tales como:

- El edificio consta de 4 pisos, la altura de total del edificio es de 11.00m, cada piso con una altura de 2.60m.
- Se define los ejes para la ubicación de los elementos estructurales (muros).
- Se definen los materiales y las resistencias del concreto para los diversos elementos estructurales (muros, losas, vigas, etc).
- Se definen las secciones de los elementos ya mencionados para luego ser asignados en los ejes definidos.
- Se crearon diafragmas rígidos en cada nivel del edificio, los cuales poseen 3 grados de libertad: 2 de traslación (X e Y) y 1 de rotación (giro en Z). Estos diafragmas rígidos permiten unificar los desplazamientos laterales de los elementos para un determinado nivel.
- Se modelaron los muros de corte en cada dirección, observándose que se tiene una adecuada distribución de muros.
- Para el análisis dinámico se elabora el espectro de aceleraciones según los parámetros sísmicos que se muestran más adelante.
- Luego se definieron los casos de carga estáticos (CM y CV) y los casos de carga del espectro de aceleraciones, en el cual se considera una excentricidad del 5%.
- Se asignó únicamente las cargas que caen sobre el diafragma (carga muerta y viva), puesto que el programa ya considera el peso propio de los muros de corte.

- Por último se definieron las combinaciones de carga estipuladas por la Norma Peruana.

En la figura 5.5 se muestra el modelo elaborado en el programa ETABS v9.0.4, en el cual se pueden observar los ejes definidos, los muros de corte, las vigas peraltadas y los diafragmas rígidos.

- **ANALISIS ESTATICO.**

Se realizó el presente análisis para verificar que el cortante sísmico de la estructura sea menor al cortante admisible del concreto esto para garantizar que no ocurra falla por corte en los muros ya que estos absorben gran cantidad de la fuerza de corte. Los muros han sido considerados con un espesor de 0.15m, adecuadamente distribuidos en ambos sentidos, para evitar una excentricidad mayor a la indicada en la Norma. De la Norma de diseño Sismo Resistente (Norma Técnica E-030) se tiene los siguientes parámetros para la evaluación de la cortante basal sísmica:

- **Parámetros del Análisis Sísmico**

Los principales parámetros que determinan las sollicitaciones sísmicas son:

- **Parámetros de Sitio**

- **Zonificación: Factor Z**

Según el proyecto de NTE E.030 (2014), el territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°2.2. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla N°2.2 (Proyecto de Norma técnica Sismoresistente E.030, 2014)

➤ **Condiciones Geotécnicas.**

➤ **Perfiles de Suelo.**

Según el proyecto de NTE E.030 (2014), los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o alternativamente el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo estándar de penetración (SPT) para suelos granulares o el promedio ponderado de la resistencia al corte no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación. Para los suelos granulares se calcula N_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos cohesivos la resistencia al corte no drenado \bar{S}_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de \bar{S}_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la más desfavorable, es decir, la que corresponde al tipo de perfil más flexible. En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geológicas conocidas.

El tipo de perfil que se adecua a nuestro medio es:

✓ **Perfil Tipo S₃: Suelos Blandos**

Corresponden a este tipo los suelos medianamente flexibles con velocidades de propagación de onda de corte $V \leq 180$ m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena gruesa a fina, o grava arenosa, con valores del SPT $N \leq 15$.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas $25 \text{ kPa} (0,25 \text{ kg/cm}^2) < S_u \leq 50 \text{ kPa} (0,5 \text{ kg/cm})$ y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S₄ y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad $P_i > 20$, contenido de humedad $\omega \geq 40\%$, resistencia no drenada $S < 25 \text{ kPa}$.

• **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 (T_p/T) \\ T > T_L & C = 2.5 (T_p * T_L) / T^2 \end{array}$$

T es el período, este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

FACTOR "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.8	1.0	1.05	1.10
Z ₃	0.8	1.0	1.05	1.20
Z ₂	0.8	1.0	1.05	1.40
Z ₁	0.8	1.0	1.05	2.00
PERIODO "T _P " y "T _L "				
	Perfil del suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _{P(S)}	0.3	0.4	0.6	1.0
T _{L(S)}	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla N°2.3. Parámetros del Suelo. (Norma técnica E-030. 2014)

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S_3 .

- **Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)**

Según el proyecto de Norma NTE-E.030 (2014), "La Categoría de las Edificaciones", clasifica a las estructuras en cuatro categorías, a las que le asigna un valor de factor U. El edificio en análisis, clasifica en la categoría C (Edificaciones Comunes), asignándole un valor de $U = 1.0$.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud, como hospitales, institutos o similares, según clasificación del Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 4 y 3 que alojen cualquiera de los servicios indicados en la Tabla N° 5.1.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Hospitales no comprendidos en la categoría A1, clínicas, postas médicas, excepto edificios administrativos o de consulta externa. (Ver nota 2) - Puertos, aeropuertos, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como colegios, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificios en centros educativos y de salud no incluidos en la categoría A. Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como teatros, estadios, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 3

Tabla N°2.4. Categorías de las edificaciones. (Norma técnica E-030. 2014)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

• Regularidad Estructural

Estructuras Regulares son las que no presentan las irregularidades en su configuración resistente a cargas laterales. Estructuras Irregulares estructurales se pueden dar en altura o en planta.

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares, para los fines siguientes:

- ✓ Respetar las restricciones respecto a las irregularidades extremas.
- ✓ Establecer los procedimientos de análisis.
- ✓ Determinar el factor R de reducción de fuerzas sísmicas.

• Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica, R

El Coeficiente de Reducción Sísmica R, permite diseñar las estructuras con fuerzas menores a las que realmente están soportando, esperando un comportamiento elástico para sismos moderados y ante sismos severos se acepta que la estructura entre al rango inelástico. El proyecto de Norma NTE E.030, nos especifica los valores de R, para distintos sistemas estructurales. Como lo mencionamos anteriormente trabajaremos con dos sistemas diferentes, los cuales son el de Albañilería Confinada y el de Muros de Ductilidad Limitada.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R0 (*)
Acero:	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	8
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos	7
Arriostres Concéntricos	6
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3

Tabla N°2.5. Coeficiente de reducción para sistemas estructurales. (Norma técnica E-030. 2014)

- **PERIODO FUNDAMENTAL:**

La Norma Peruana nos permite calcular de manera aproximada el período fundamental de la Estructura en sus dos direcciones principales, con la siguiente fórmula:

$$T = h_n / C_t \quad (5.3)$$

Dónde:

h: altura total de la estructura

$C_t = 60$. Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

- **FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE:**

La Norma señala que para el análisis de estructuras regulares, la fuerza cortante en la base se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V_{estático} = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad (5.5)$$

La Norma E.030, en el artículo 16.3, nos indica que el peso de la edificación (de Categoría C), se calcula adicionando a la carga permanente de la edificación un 25% de la carga viva o sobrecarga.

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (5.6)$$

$$\frac{2.5}{4} \geq 0.125$$

$$0.625 \geq 0.125$$

Tenemos así, para la edificación, el siguiente peso P:

- **DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN LA ALTURA.**

El cálculo de las fuerzas sísmicas a asignarse en cada piso de la edificación, se halló con la siguiente expresión que se encuentra en la NTE E.030 artículo 17.4.

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n P_i \times h_i} \times V \quad (5.7)$$

- **EFFECTOS DE TORSIÓN**

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, la norma requiere considerar una excentricidad accidental “e”, igual al 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la aplicación de las fuerzas. De esta manera se considerará el efecto de la torsión accidental, aplicando la fuerza sísmica y el momento generado por la excentricidad en el centro de masas. Villegas (2010)

El momento queda definido según la siguiente expresión:

$$M_i = F_i \times e_i \quad (5.8)$$

- **DESPLAZAMIENTOS LATERALES**

La Norma señala en su artículo 16.4 que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

- **ANÁLISIS DINÁMICO**

El análisis dinámico se desarrolla siguiendo el procedimiento de combinación modal espectral requerido en la norma E.030. La Norma establece al análisis dinámico, como un método aplicable a cualquier edificio. El análisis puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

Se utilizará el procedimiento de combinación espectral, por tratarse de una edificación convencional.

- **ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACION**

Los modos de vibración de una estructura dependen de su rigidez y de su distribución de masas. Cada modo de vibración se asocia a una forma y periodo. Se considera un modo de vibración por cada grado de libertad en la estructura, en este caso se consideró diafragmas rígidos con 3 grados de libertad por piso, por lo tanto, se tienen un total de 12 modos.

- **PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS DINAMICO CON EL PROGRAMA ETABS 9.**

1. Se define el material: Concreto

- Peso: 2.4 tn/m^3
- Módulo de Elasticidad $E_c = 2.2 \times 10^6 \text{ tn/m}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu=0.15$
- $f'c = 2100 \text{ tn/m}^2$
- $f_y = 4,2000 \text{ tn/m}^2$

2. Se definen todos los elementos estructurales.

- **PLACAS**

Se define las placas (Wall), según sus espesores.

- **VIGAS PERALTADAS**

Se definen las vigas, según las dimensiones de su sección.

- **LOSA MACIZA**

Se definen las losas macizas como membrana, en este caso todas de $h=15 \text{ cm}$. y se les asigna la carga muerta y viva respectiva por m^2 .

3. Se considera la estructura empotrada en la base por tener un suelo arcilloso con $\sigma_{adm} = 0.6 \text{ kg/cm}^2$.
4. Se asignan las cargas distribuidas por metro lineal provenientes del peso propio de los muros, para transmitir estas cargas a las vigas y para considerar la masa en el análisis sísmico.
5. Se definen y asignan diafragmas rígidos a todas las losas, para asegurar que en cada piso todos los elementos estructurales de ese piso tengan el mismo desplazamiento lateral frente a solicitaciones sísmicas.
6. Para el cálculo del peso de la edificación, se considera lo especificado en la Norma E-030 en su artículo 16.3: "En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva. En la figura 2.13 se muestra los factores de masa que se colocan en el Etabs para carga muerta como para carga viva.

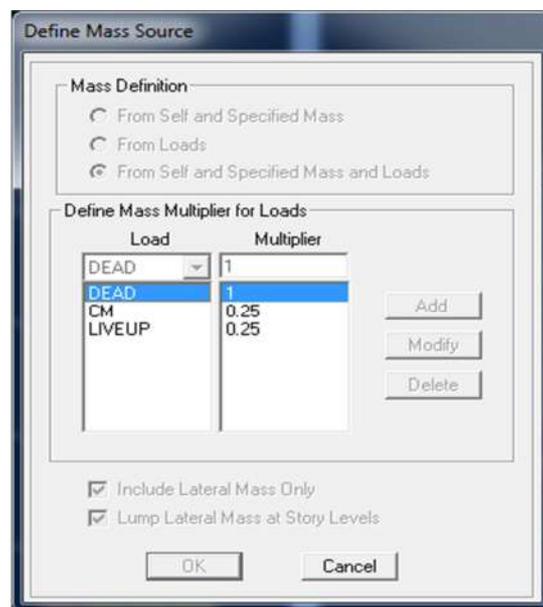


Gráfico 2.13. Factores de Masa. (Etabs, 2015)

Se define el espectro de aceleraciones (EQXX, EQYY), para lo cual primero se debe establecer la función que relaciona el periodo con la aceleración espectral. Esta función es:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} X g \quad (5.9)$$

7. Finalmente se definen las siguientes combinaciones de carga para diseñar las vigas con la envolvente:

- 1.5 CM + 1.8 CV
- 1.25 (CM + CV) \pm f*S
- 0.9 CM \pm f*S

Donde f, es un factor de escala, que se utiliza para escalar los resultados obtenidos del análisis sísmico dinámico. Esto se especifica en el artículo 18.2 de la NTE E.030.

$$f = (80\% V \text{ estático}) / V \text{ dinámico}$$

Los gráficos 5.9 y la figura 5.10, muestran una planta típica estructurada en el programa Etabs 2013 y un gráfico en 3d de todo el edificio.

• **JUNTA DE SEPARACION SISMICA**

La norma E.030, en el artículo 15.2, señala que toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima "s", para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

La junta de separación, para este proyecto se calculó según:

$s = 3 + 0.004(h - 500)$, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural en cm hasta el nivel considerado para evaluar.

2.2.4 **DISEÑO ESTRUCTURAL**

• **GENERALIDADES DEL DISEÑO**

El Artículo 10 de la Norma E.060, señala que los elementos estructurales, deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones, resistencias por lo menos iguales a

las requeridas calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma.

- **RESISTENCIA REQUERIDA**

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \quad U = 0.9 CM \pm CS$$

- **RESISTENCIA DE DISEÑO**

La Norma señala que la Resistencia de Diseño deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Este factor de reducción de resistencia se proporciona para tomar en cuenta la variabilidad de la resistencia del concreto y acero, las diferencias de las dimensiones indicadas en los planos con la construcción real, y las simplificaciones de las ecuaciones que utilizamos para predecir la resistencia.

El factor de reducción de resistencia Φ es:

1. Para flexión sin carga axial $\Phi=0.90$
2. Para flexión con carga axial de compresión $\Phi=0.70$
3. Para cortante sin o con torsión $\Phi=0.85$

- **DISEÑO POR FLEXION**

Se diseñaron por flexión:

- Vigas
- Losas
- Escaleras
- Zapatas

El artículo 11 de la Norma E.060, señala que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dónde:

M_u : Es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : Es la resistencia nominal a la flexión de la sección

ϕ : Factor de reducción por flexión.

- **DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION**

Se diseñaron por flexocompresión:

- ✓ Muros.

- **DISEÑO POR CORTANTE**

Se diseñaron por cortante:

- Vigas
- Muros
- Zapatas

La Norma E.060, señala que las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deben basarse según la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Dónde:

V_u : Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n : Es la resistencia nominal al corte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por flexión.

Y donde la resistencia nominal V_n está conformada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

V_c : Es la contribución del concreto. Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

V_s : Es la contribución del acero. Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento

$$V_s = A_s f_y d / s$$

A: Área total de cada estribo que cruza la grieta.

d: peralte de la sección sometida a corte

s: espaciamiento de los estribos.

- **DISEÑO DE LOSA MACIZA**

- **DISEÑO POR FLEXION**

Esta losa maciza tiene un espesor de 20 cm y es la que une ambos bloques del edificio. Para el cálculo de los momentos flectores, se utilizó un modelo con elementos finitos, en el programa Safe.

- **DISEÑO POR CORTANTE**

Se tiene que evaluar si se va a diseñar por corte ya que la resistencia el concreto tiene que ser mayor a la resistencia requerida para que no se evalúe este diseño, así tenemos que evaluar la siguiente igualdad:

$$\Phi V_c > V_u$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

- **DISEÑO DE VIGAS**

Primero, se verificó si la viga era de gran peralte. Para esto, se siguió los lineamientos del Artículo 14, de la norma E.060 y se evaluó la relación de luz libre entre apoyos a altura total (l_n/h).

$$L_n / h = 3.95 / 2.4 = 1.65 < 2 \text{ (para viga de un solo tramo)}$$

La relación obtenida determinó que nuestras vigas sean consideradas de gran peralte. Luego, con los momentos y fuerzas cortantes requeridas obtenidas del análisis estructural se procedió con el diseño.

- **DISEÑO DE MUROS**

- **Procedimiento general de diseño por flexocompresión:**

Las solicitaciones últimas de P_u y M_u se consiguen de las combinaciones de cargas obtenidas en las tablas de resultados de cada muro. Conocidos los valores de f'_c , f_y y las dimensiones del muro, se colocó el refuerzo distribuido mínimo vertical por requerimientos de las fuerzas cortantes; se definieron los diagramas de interacción para describir completamente la resistencia a flexocompresión. Se verificó que los valores (P_u , M_u) quedaran dentro de dicho diagrama. Si la distribución del acero en los extremos de los muros era insuficiente se aumentó la cuantía de acero hasta que se cumpla que los puntos de las cargas (P_u , M_u) estén dentro del diagrama de interacción.

- **Procedimiento general de diseño por fuerza cortante:**

Para calcular la fuerza cortante de diseño V_u , se tuvo que amplificar la fuerza última V_{ua} , hallada del estado de carga envolvente de todas las combinaciones de cargas, por el cociente (M_n/M_u), tal como lo indica la norma en sus especificaciones para el diseño de EMDL.

$$V_u \geq V_{ua} (M_n/M_u)$$

Se calculó la resistencia de diseño por fuerza cortante como:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (5.16)$$

Dónde:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c'} * b * d \quad (5.17)$$

La distancia "d", desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se tomó como 0.80L. Para los casos en los que el muro estaba sujeto a fuerzas de tracción y el valor del esfuerzo en la sección bruta, debido a la carga última P_u , fue menor que el 10% del esfuerzo de resistencia en compresión del concreto ($P_u/A_g < 0.10f_c'$) se consideró $V_c=0$ kg.

Resuelto el valor de ϕV_c se procedió a calcular el refuerzo mínimo distribuido horizontal y vertical, según lo indicado en la norma; dicho refuerzo se colocó en varillas separadas a una distancia S. Luego se verificó que:

$$(\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s) \geq V_u \quad (5.18)$$

Dónde:

$$V_s = \frac{(A_v * f_y * d)}{s} \quad (5.19)$$

Conocida la fuerza cortante nominal V_n se comprobó que:

$$V_n \leq 2.7 * \sqrt{f_c'} * A_c \quad (5.20)$$

También se verificó que el refuerzo vertical distribuido garantice la resistencia al corte fricción en la base de todos los muros:

$$\phi V_n = \phi * \mu * (N_u + A_v * f_y) \quad (5.21)$$

Dónde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia al corte = 0.85

μ : Coeficiente de fricción igual 0.6.

N_u : Fuerza normal última, se calculó en función de la carga muerta (NM) como $N_u = 0.9N_M$

- **DISEÑO POR CAPACIDAD**

En el diseño por fuerza cortante, debe calcularse la cortante de diseño, la cual depende de la fuerza cortante obtenida del análisis y del factor proveniente del cociente entre el momento nominal y el momento del análisis.

La obtención de la fuerza cortante última queda establecida por la siguiente relación:

$$V_u = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Tenemos que Φ se encuentra en la zona de transición ($0.7 \leq \Phi \leq 0.90$) ya que:

$$P_u \leq 0.1x f'c x A_g$$

- **DISEÑO POR CORTE FRICCIÓN**

De acuerdo al acápite 2.11 de la Norma E.060, el refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción (ΦV_n) en la base de todos los muros.

La resistencia a corte fricción, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\Phi V_n = \Phi * \mu (N_u + A_v * F_y) \quad (5.24)$$

Dónde:

N_u : Fuerza Normal última, $N_u = 0.9 N_m$

N_m : Carga muerta = 16.43 ton.

$\mu = 0.6$ y $\Phi = 0.85$

A_v = área de refuerzo colocado = 0.001395 m²

- **DISEÑO DE ESCALERAS**

- **DISEÑO POR FLEXION**

Para el cálculo de los momentos actuantes en los tramos de escaleras (tramo1, tramos pares y tramos impares), se asignó a cada tramo, una carga distribuida.

En el lado izquierdo se ve en el gráfico 5.19 que la escalera está simplemente apoyada (restricción vertical y horizontal), ya que llega a un muro que está muy bien arriostrado y en el lado derecho solamente tiene restricción vertical, ya que llega a un muro pobremente arriostrado. Granados (2012)

- **CIMENTACION**

- **CONSIDERACIONES GENERALES**

La cimentación es la parte de la subestructura que se encarga de transmitir hacia el terreno las cargas de todos los elementos verticales, generando esfuerzos (σ) que deben ser menores que el esfuerzo admisible del terreno (σ_{adm}).

El edificio del presente proyecto de tesis se encuentra ubicado sobre un terreno de cimentación conformado por arenas limosas, con una capacidad admisible de $1\text{Kg}/\text{cm}^2$. La cimentación de los edificios estructurados a base de muros portantes de concreto armado son comúnmente cimientos corridos, sin embargo se está utilizando con buenos resultados, desde el punto de vista de seguridad estructural como también económico las plateas de cimentación. Es así que según tema de tesis, se consideró el tipo de cimentación de cimientos corridos armados. Asimismo se ha considerado un solado de 0.10m. El área de contacto entre las cimentaciones y el terreno se determina en función a las cargas no amplificadas (de servicio). Si por defecto de flexión en la cimentación, ésta tendiera a levantarse sobre el terreno, no se deberán considerar esfuerzos de tracción y el equilibrio de fuerzas deberá establecerse considerando que las reacciones del terreno sólo son de compresión. Granados (2012)

- **ZAPATA CORRIDA ARMADA**

Se pueden presentar tres casos, los cuales son:

- Cuando el ancho “b” es muy pequeño, los volados serán pequeños por consiguiente es probable que no haya posibilidad de tener una falla por corte. Además el volado es tan pequeño que el esfuerzo de flexión $\sigma = Mc/I$ será muy pequeño y seguramente casi despreciable.
- Si el ancho “b” es un poco más grande puede suceder que no se necesite acero de refuerzo por flexión pero que sí se necesite un concreto de una determinada resistencia para asegurar un cortante y un σ a tracción resistente que satisfagan los requerimientos de las fuerzas actuantes.
- Finalmente puede suceder que el ancho “b” sea importante, los volados significativos y entonces se requiera acero de refuerzo por flexión.

Como se ha mencionado con anterioridad, el diseño del cimiento corrido se realiza considerando las cargas actuantes en servicio. Dichas cargas fueron obtenidas del análisis sísmico realizado con la ayuda del programa computacional ETABS, en base a un espectro de aceleraciones. Se consideraron las siguientes combinaciones de carga para el análisis y diseño del cimiento corrido respectivamente:

- 1.25CM + 1.25CV+EQ-XX
- 1.25CM + 1.25CV+EQ-YY
- CM + CV
- 1.4CM + 1.7CV

Para el predimensionamiento se utilizó la siguiente expresión:

$$b = \frac{P+P\rho}{\sigma_{terreno}} \quad (5.26)$$

Por lo tanto, en primera instancia se consideró un ancho de cimiento de acuerdo a las necesidades de esfuerzos por tracción de cada tramo de la cimentación. Así

para las una de las zonas más exigidas se consideró un ancho de 1.20m, para el resto un ancho de 1.00m, cabe mencionar que en la parte central de la edificación se consideró un 3.4m ya que es la zona más exigida y donde se acumulan muchos muros y así se unifica la estructura de cimentación.

De acuerdo con este predimensionamiento se realizó el Análisis Global de la cimentación, en base a los esfuerzos de tracción y compresión generados por las cargas axiales y momentos flectores totales en cada dirección.

- **DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA ARMADA**

Como se ha mencionado, para suelos con baja capacidad portante, como nuestro caso ($1\text{Kg}/\text{cm}^2$), el tipo de cimentación más adecuado es una zapata corrida armada en 2 direcciones. La cimentación tendrá una profundidad de 1.95mts, que se calculó en función al estudio de suelos que obtuvimos de zonas aledañas al proyecto en estudio. Cuando se usa este sistema generalmente se hace una excavación específica por tramos para eliminar el terreno superficial, se trae un material granular seleccionado (denominado en nuestro medio afirmado) el cual es depositado en capas de 15 ó 20cm de espesor, compactado a la máxima densidad hasta llegar al nivel del fondo de la losa. La verificación de esfuerzos en el terreno se realiza considerando las cargas actuantes en servicio, sin embargo para el diseño de la platea superficial se debe considerar la más crítica de todas las combinaciones de carga estipuladas en la norma. Las cargas fueron obtenidas haciendo uso del Análisis Dinámico realizado con la ayuda del programa computacional ETABS. Este programa ya considera todo el procedimiento para realizar el análisis, sólo necesita como datos el factor (ZUCS/R) el valor de la excentricidad en cada dirección (0.05).

Las combinaciones de carga empleadas para el diseño de la cimentación fueron:

- CM + CV
- 1.4CM + 1.7CV

2.2.5 Definición de Términos Básicos

En esta sección, según Aliaga (2007), se especifica las definiciones de las variables de estudio, que son las siguientes:

- El Diseño Estructural: Secuencia de parámetros a seguir para llegar a un estudio verificable dentro del comportamiento de estructuras.
- El Comportamiento Estructural: Este comportamiento sísmico de las edificaciones rigiere la estabilidad y los desplazamientos de una determinada estructura.
- Sistema de Albañilería Confinada: Según Guerra, 2003. La Albañilería Confinada es la técnica de construcción que está enmarcada por pilares y cadenas de hormigón armado. Se emplea normalmente para la edificación de una vivienda. En este tipo de construcción se utilizan ladrillos de arcilla *cocida*, columnas de amarre, vigas soleras, etc. En este tipo de viviendas primero se construye el muro de ladrillo, luego se procede a vaciar el concreto de las columnas de amarre y, finalmente, se construye el techo en conjunto con las vigas. Albañilería reforzada con confinamientos, que son conjunto de elementos de refuerzo horizontales y verticales, cuya función es la de proveer ductilidad a un muro portante. Un muro confinado es el que está enmarcado por elementos de refuerzo en sus cuatro lados.
- Cimiento Corrido: Según Flavio Abanto Castillo en su libro “Análisis Y Diseño de Edificaciones de Albañilería” (2013), Se entenderá por cimiento corrido a aquel elemento estructural que este conformado por concreto simple más agregado de 4” a 6” . Este tipo de cimiento consiste en que un elemento es colocado en una posición horizontal. Se recomienda un ancho de 0.4m como mínimo por efectos constructivos y también con respecto a la profundidad del cimiento que sea como mínimo de 1 metro
- Sistema De Muros De Ductilidad Limitada: Según Montes (2009), este sistema tiene como componentes paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporciona gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección. Algunos autores definen a los muros como columna de sección transversal muy alargada, destacando el hecho que en realidad una columna y una

placa reciben los mismos esfuerzos, ya que ambos cargan las vigas y las losas y reciben momentos de estas. Sin embargo el hecho de tener su largo notoriamente superior a su ancho, hace que las placas tengan un comportamiento interior diferente (importantes deformaciones por corte), convirtiéndose en elementos de gran rigidez lateral y resistencia en la dirección de su largo.

- Zapata Combinada (Zapata Corrida): Según Aliaga (2007), son cimentaciones que se usan para recibir a los muros de concreto armado que existen en una edificación. Dependiendo del ancho del cimiento que se obtenga en el cálculo se podrá tomar la decisión de hacer un cimiento de concreto ciclópeo, de concreto simple o de concreto armado.

CAPÍTULO 3. HIPÓTESIS

3.1. Formulación de la hipótesis

“El comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar proyectada con el sistema de muros de ductilidad limitada es mejor que un sistema estructural de albañilería confinada, en la ciudad de Cajamarca”.

3.2. Operacionalización de variables

CAPÍTULO 4. MATERIALES Y MÉTODOS

4.1. Tipo de diseño de investigación.

De acuerdo a los propósitos y a la naturaleza de la investigación, se empleará la forma Descriptiva Comparativa-Explicativa.

4.2. Material de estudio

4.2.1. Unidad de estudio.

La Unidad de estudio es la vivienda multifamiliar de cuatro (4) niveles en la ciudad de Cajamarca. La ubicación es Calle Mutuy Mz. C Lte. 09 (Urbanización San Roque), Se tomó como planos base los de Arquitectura y Distribución.

4.2 Población

La población para la presente investigación está compuesta por el conjunto de departamentos que componen esta vivienda multifamiliar de cuatro (4) niveles, enfocándonos en la estructura de esta.

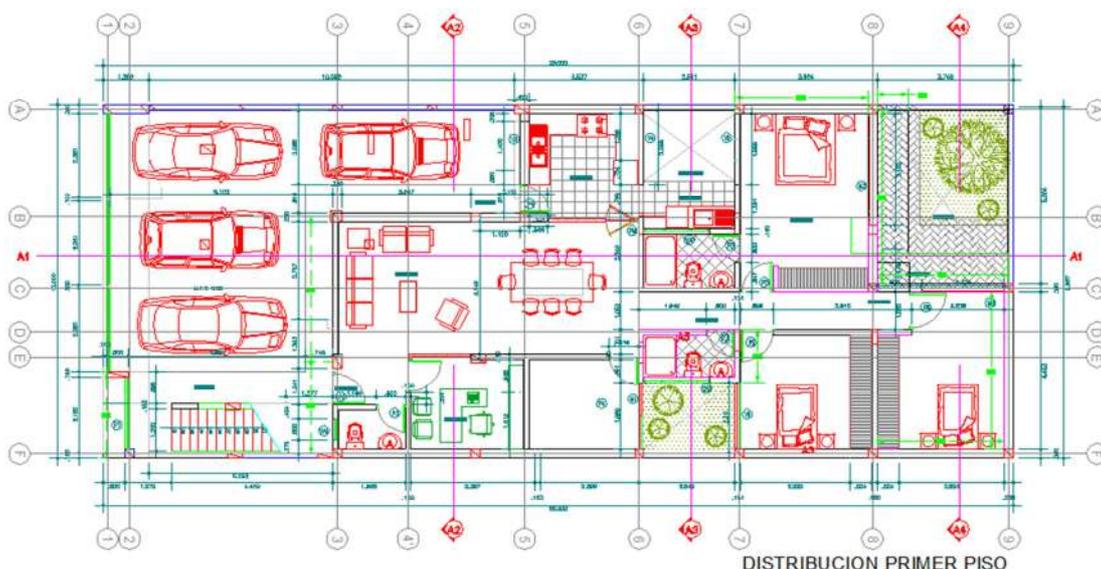
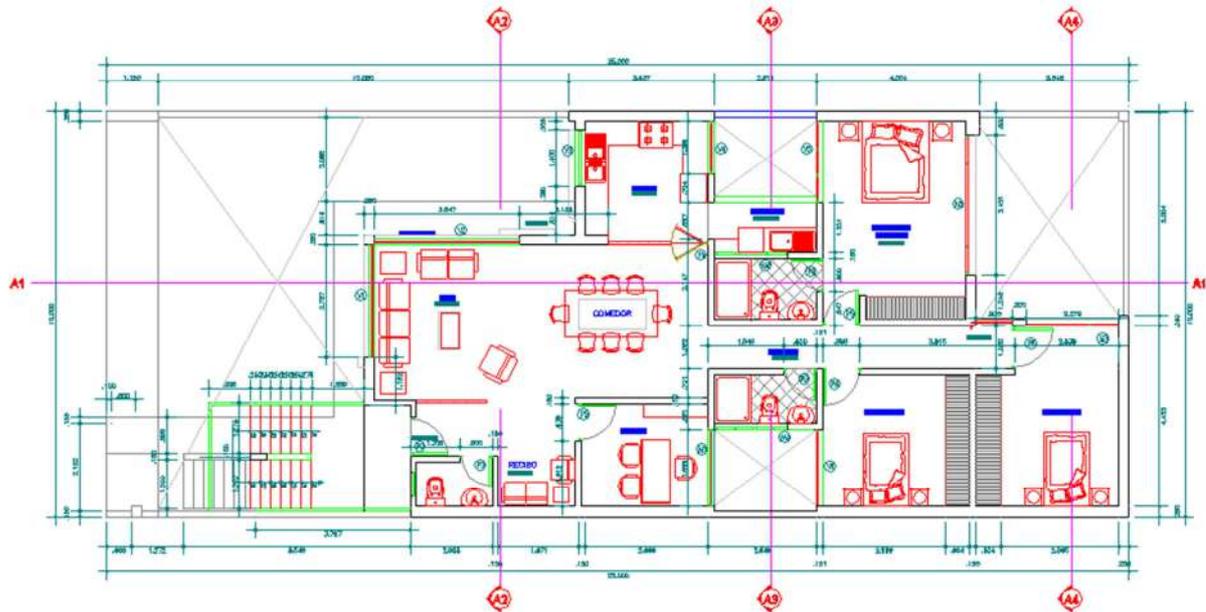
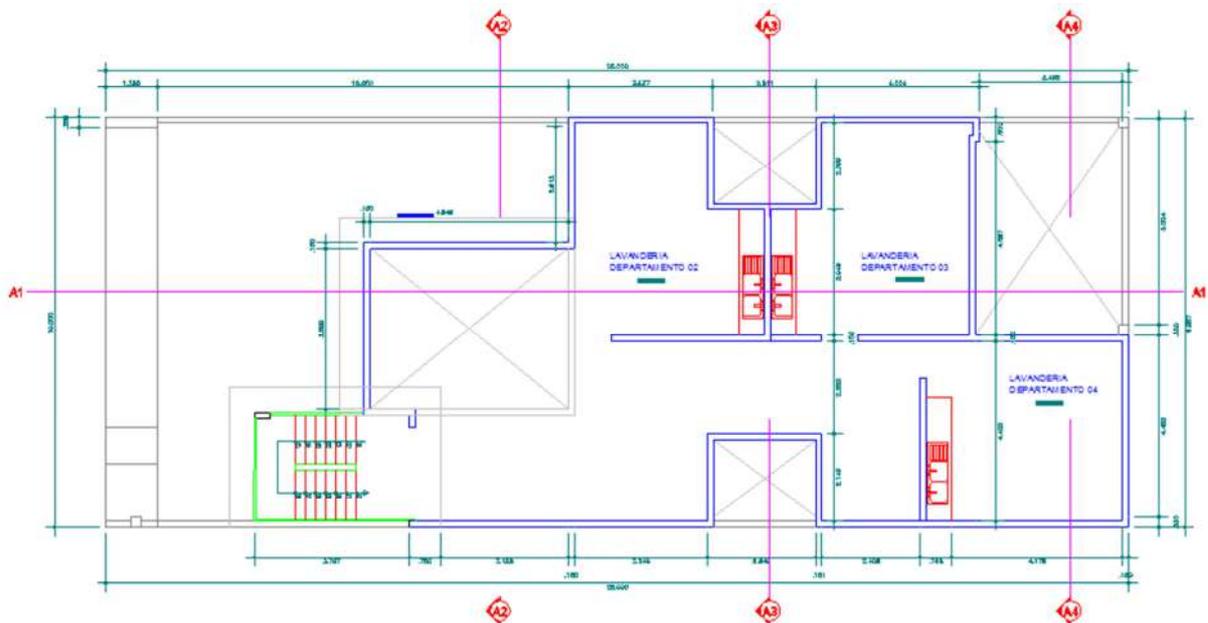


Gráfico 4.1.Planta Típica Primer Nivel. (Elaboración Propia. 2015)



DISTRIBUCION SEGUNDO, TERCER Y CUARTO PISO

Gráfico 4.2. Planta Típica Segundo, Tercer y Cuarto Nivel. (Elaboración Propia. 2015)



DISTRIBUCION AZOTEA

Gráfico 4.3. Planta Típica Azotea. (Elaboración Propia. 2015)

4.3 Muestra

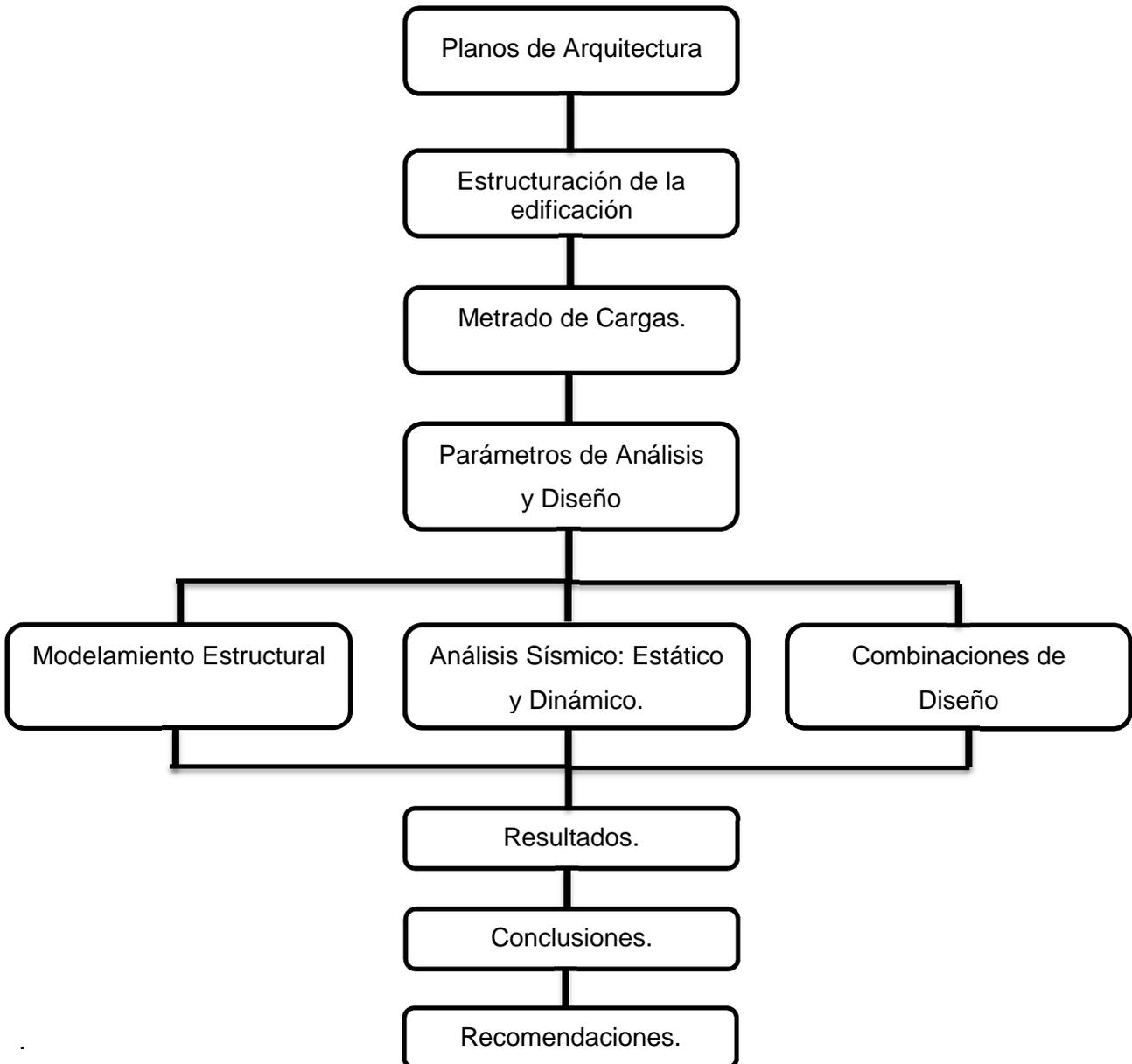
La técnica de muestreo a considerar es no probabilística, por eso, se ha tomado en cuenta como muestra la vivienda multifamiliar de cuatro (4) niveles proyectada.

4.3. Técnicas, procedimientos e instrumentos.

4.3.1. Para recolectar datos.

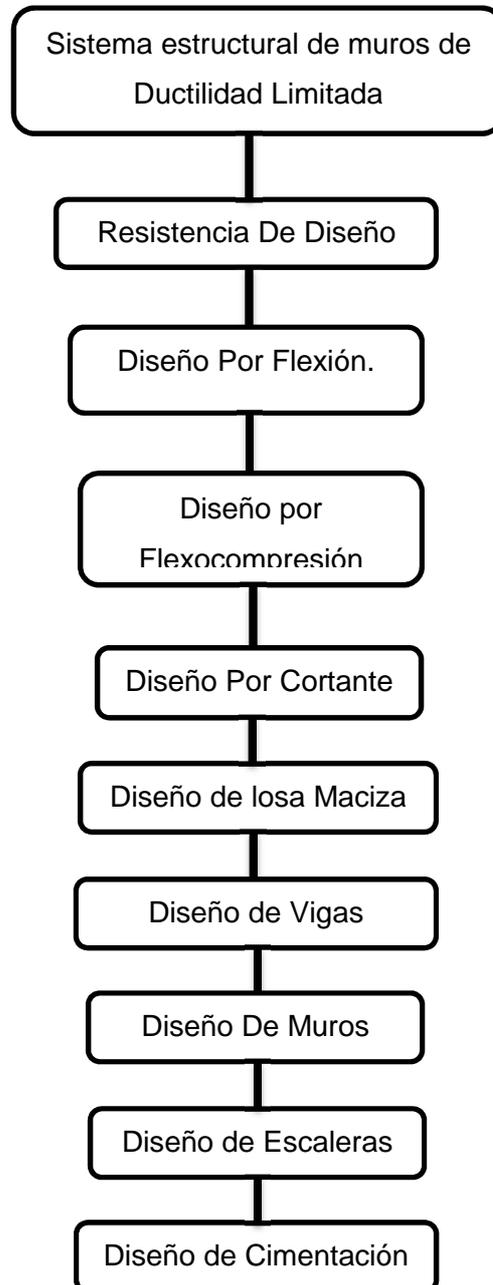
Para poder obtener los datos se consiguió los planos de arquitectura existentes de la vivienda multifamiliar de cuatro (4) niveles en la ciudad de Cajamarca.

Gráfico 4.4. Procedimiento para el desarrollo de la investigación y la Recolección de datos.



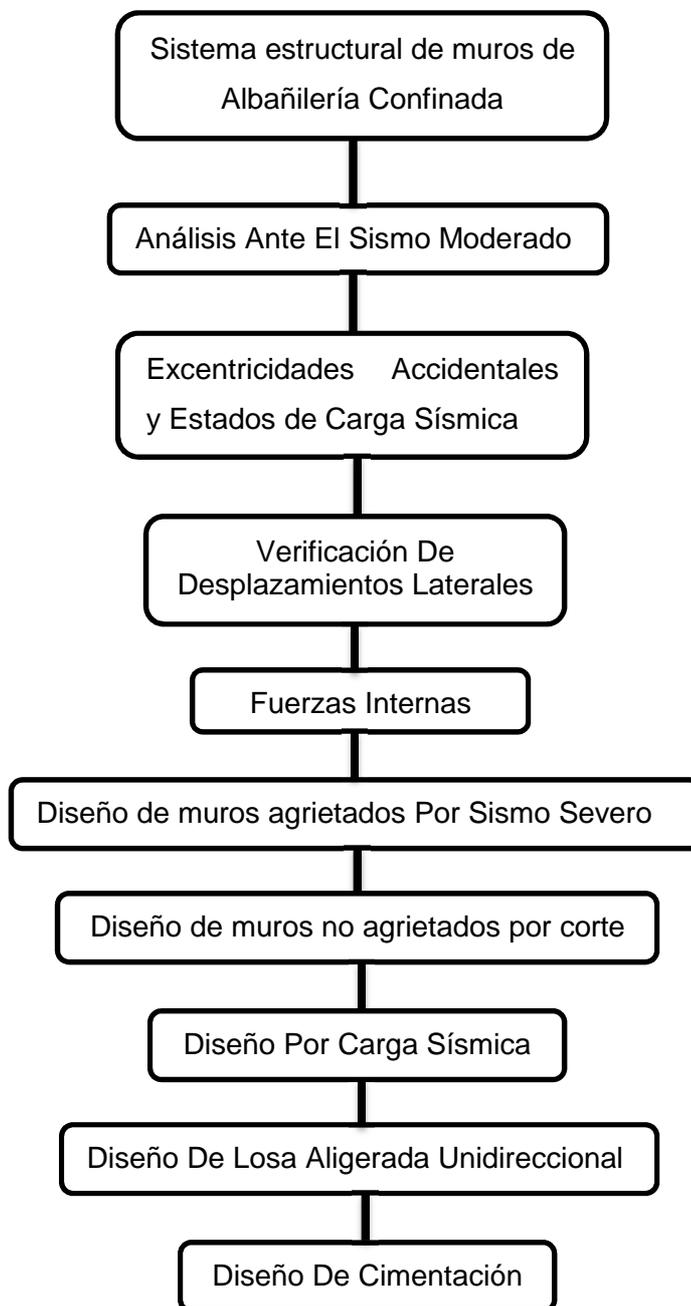
Fuente: Elaboración Propia, 2015

Gráfico 4.5 Procedimiento para diseño de los Sistemas Planteados



Fuente: Elaboración Propia, 2015

Gráfico 4.6 Procedimiento para diseño de los Sistemas Planteados



Fuente: Elaboración Propia, 2015

4.4 METODOLOGÍA DE DISEÑO.

4.4.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

- **PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**
- **MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

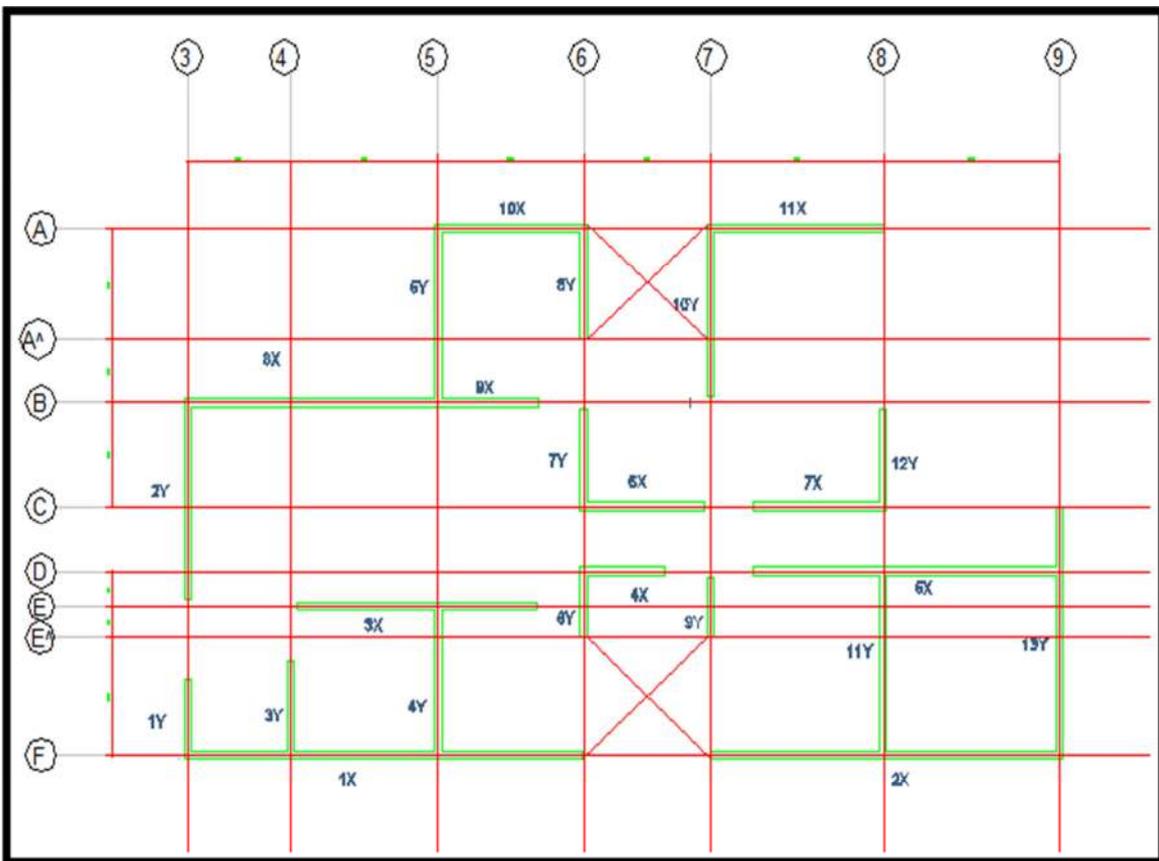


Gráfico. 4.7. Planta del esquema estructural del piso típico (espesor de todos los muros t=15cm). (Elaboración Propia, 2015)

$$H = 0.15m \geq 0.10m \text{ OK}$$

A continuación se toma como ejemplo el muro (PL-15-16-17), ubicado en el eje 3 (graf. 4.7) para verificar que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$P_u \leq \Phi P_{nw} \dots \dots \dots (5.25)$$

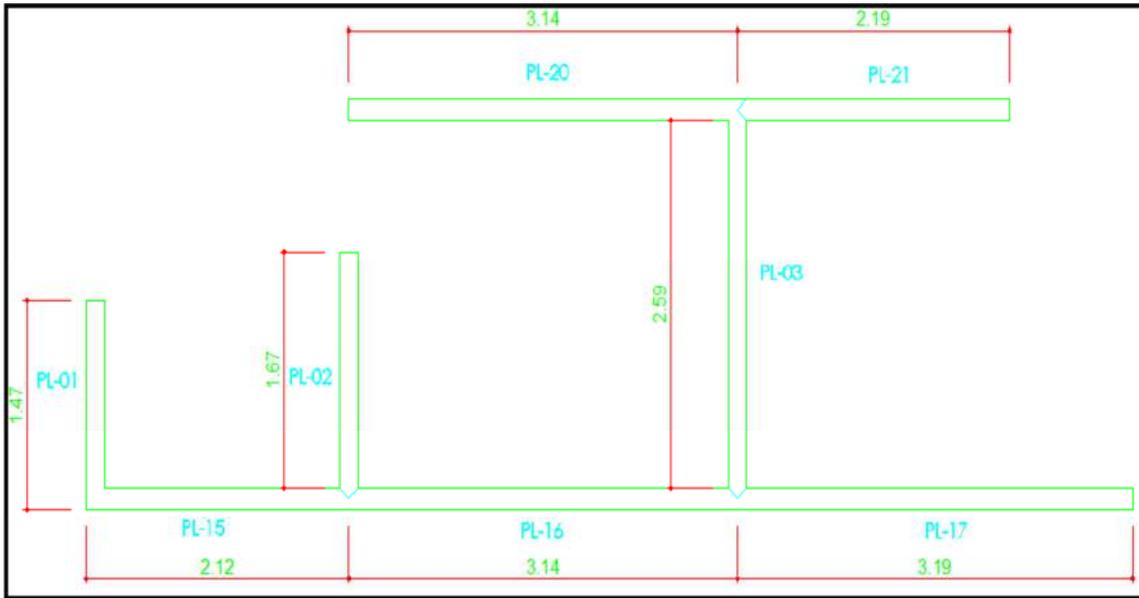


Gráfico 4.8. Muro de Ductilidad Limitada PL-15-16-17(Elaboración Propia, 2015)

Pu (1° piso):

Área en planta del muro = 1.27. m²

Altura total del muro = 9.6 m

Peso específico del concreto=2.4tn/m³

Wm/techo=0.36tn/m²

Wm/piso terminado=0.10tn/m²

W(v)(típico)=0.2tn/m²

W(v)(azotea)=0.1tn/m²

Área tributaria= 8.68 m²

Peso total del muro = (1.27m² x 9.6m) x 2.4tn/m³ = 29.26 tn

Peso total del techo = (0.36tn/m²+0.1tn/m²)x 8.68m²x 4pisos = 15.97 tn

W(v) total del techo = (0.2tn/m² x 8.68m² x 3pisos + 0.1tn/m² x 8.68m² x 1 piso)= 6.08 tn

Carga muerta total= 29.26tn+15.97tn ≈ 45 tn

Carga viva total ≈ 6 tn

$P_u = 1.4 (45) + 1.7 (6) \approx 73$ tn

ΦP_{nw} :

$\Phi P_{nw} = 0.55 \times 0.7 \times 210 \times 12700 \times [1 - (0.8 \times 290 / 32 \times 15)^2] \approx 863$ tn

Entonces:

$P_u = 73$ tn $\leq \Phi P_{nw} \approx 863$ ton, OK

- **PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS Y ESCALERA**

$$h \geq (2900)/180$$

$$h \geq 16.1 \text{ cm}$$

Como el predimensionamiento solo es referencial, se escogió de espesor **$h=20$ cm** para darle mayor rigidez al diafragma

- **VIGAS PRINCIPALES**

<u>VIGAS PRINCIPALES</u>	
Peralte: Luz Libre/10 a Luz libre/12	
Luz libre =	5.5 m
h =	0.55 m
h =	0.46 m
h =	0.50 m
Base: $b \geq \text{Peralte}/2$	
Peralte \geq	0.5 m
b \geq	0.25 m
b =	0.25 m

- **ESCALERAS**

Contra paso: $cp = 18.5$ cm y Paso: $p = 25$ cm; se tiene que: **$60 \leq 2(18.5)+25 \approx 62 \leq 64$** ,
OK

Carga Muerta: 0.62 ton/m; Carga Viva: 0.3 ton/m; Carga última: $1.4CM + 1.7CV = 1.4$ ton/m

- **METRADO Y ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD**

A continuación se detalla los cálculos del metrado:

Altura de losa = 0.20m

Losa techo Típico	Peso Propio (kg/m ²)	Piso Terminado (kg/m ²)	Tabiquería (kg/m ²)	Total Carga Muerta (kg/m ²)	Total Carga Viva (kg/m ²)
h= 0.10m	240	100	100	340	200
h= 0.15m	360	100	100	560	200
h= 0.20m	480	100	100	580	200

Tabla N°5.1. Metrado de cargas en losa maciza típica. (Granados, 2012)

- **METRADO DE LOSA MACIZA**

CARGA MUERTA: Peso Propio =	2.4 x 0.2 =	0.48 Tn/m ²
Tabiquería	=	0.1 Tn/m ²
Piso Terminado	=	0.1 Tn/m ²
		<u>0.68 Tn/m²</u>

CARGA VIVA:	Vivienda	=	<u>0.2 Tn/m²</u>
			0.2 Tn/m ²

CARGA ULTIMA:	W _u	1.4CM + 1.7CV=	1.12 Tn/m ²
---------------	----------------	----------------	------------------------

• **METRADOS DE MUROS**

A continuación se muestra un esquema con las áreas tributarias de los muros y se hace el metrado del muro PL-20-21 a manera de ejemplo. **(Graf.5.4).**

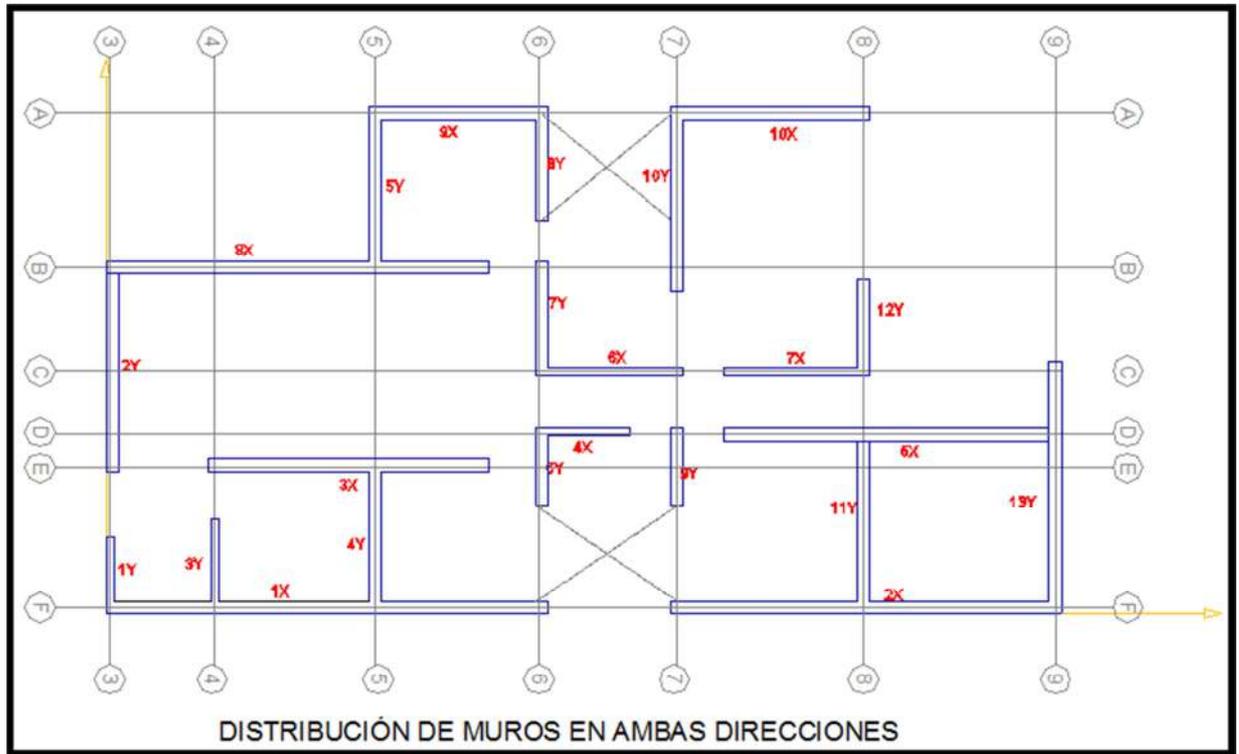


Gráfico 4.9: Planta del esquema de los muros portantes. (Elaboración Propia, 2015)

Metrado carga muerta

Con los siguientes datos podemos obtener los metrados del muro PL-20-21 en cada uno de los pisos:

L (longitud del muro) = 4.80 m

H (altura de piso a techo) = 2.4 m

t (espesor del muro) = 0.15 m

A (área tributaria) = 29.4 m²

L_v (longitud de viga) = 7.90 m

h (peralte de viga) = 0.4 m

b (ancho de viga) = 0.25 m

$$\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

Metrado muro PL-20-21:

Carga Muerta:

$$\text{Peso propio} = 4.8 \times 2.4 \times 15 \times 2.4 = 4.14 \text{ ton}$$

$$\text{Peso losa maciza} = 29.4 \times 0.15 \times 2.4 = 10.58 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 29.4 \times 10 = 2.94 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de viga} = 0.25 \times 0.40 \times 7.9 \times 2.4 = 1.89 \text{ ton}$$

$$\text{Total (piso típico)} = 19.55 \text{ ton}$$

$$\text{Carga Viva: s/c (piso típico)} = 29.4 \times 20 = 5.88 \text{ ton}$$

- **ANÁLISIS SISMICO.**

Según el proyecto de NTE E.030 (2014), el análisis sísmico tiene como finalidad determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales bajo la acción del “sismo de diseño”.

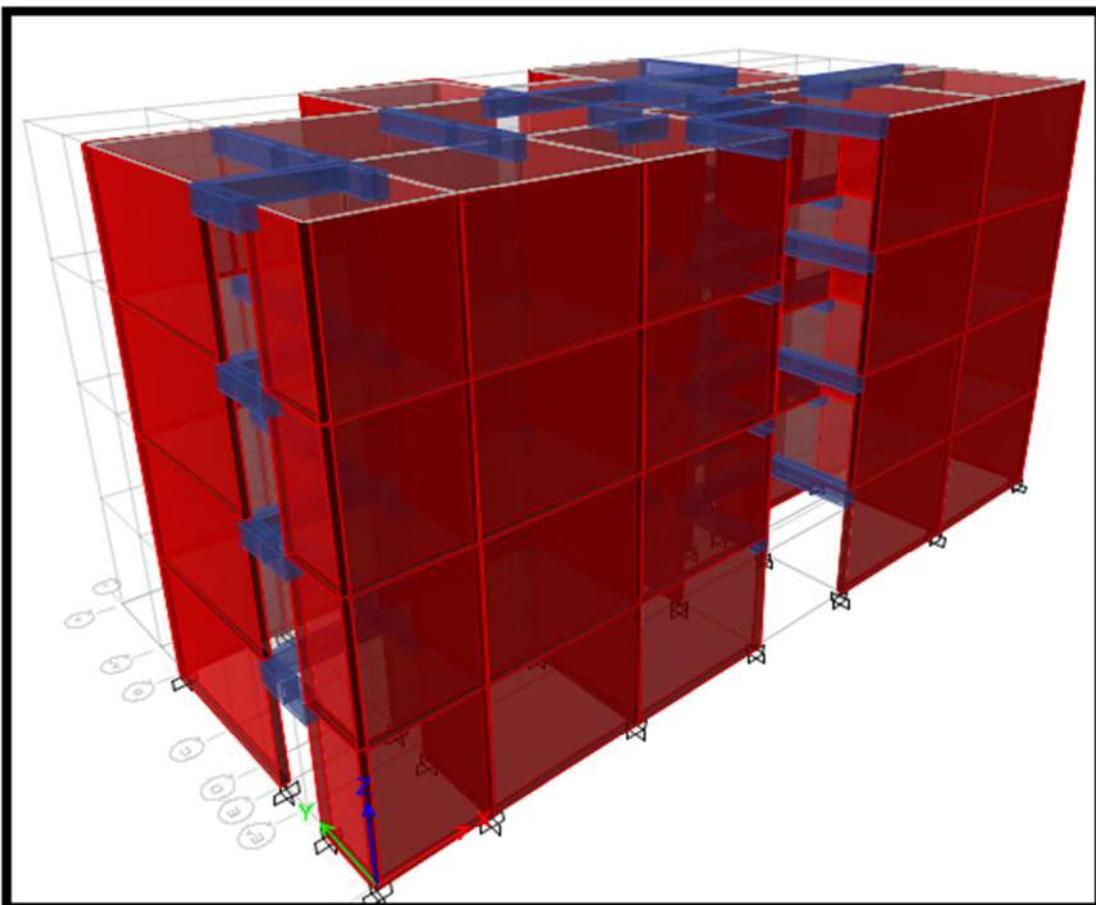


Gráfico.4.10 Modelo estructural del edificio. (Elaboración Propia. 2015)

• **FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE:**

Tenemos así, para la edificación, el siguiente peso P:

Ya con todos los parámetros establecidos, calculamos la fuerza cortante en la base:

Tenemos que:

➤ Fuerza cortante en la base:

$$V = \frac{ZUSC}{R} (P) = \frac{0.35 * 1 * 1.2 * 2.5}{4} (583.686)$$

$$V = 153.2177 \text{ tn}$$

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares.

$$V = 0.8 * 153.2177 = 122.57 \text{ tn}$$

- **DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN LA ALTURA**
- **EFFECTOS DE TORSIÓN**

Los valores de excentricidad accidental en cada dirección, son los siguientes:

- **DESPLAZAMIENTOS LATERALES**
- **FUERZAS INTERNAS**

Las tablas 5.15 y 5.16, muestra como ejemplo las fuerzas internas del Muro 3X:

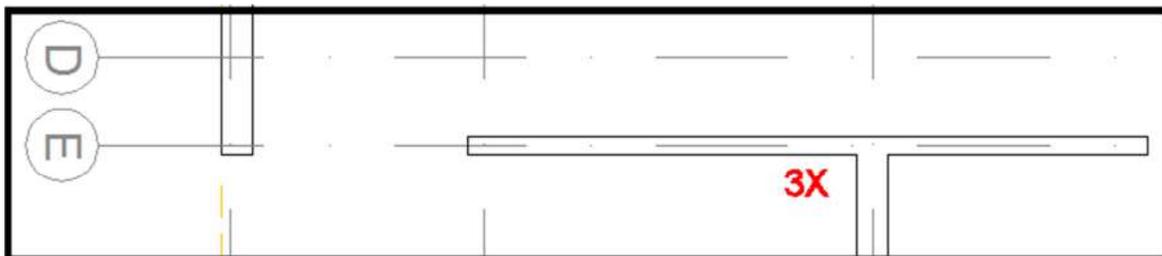


Gráfico 4.11: Muro de Ductilidad limitada 3“X”. (Elaboración Propia, 2015)

ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

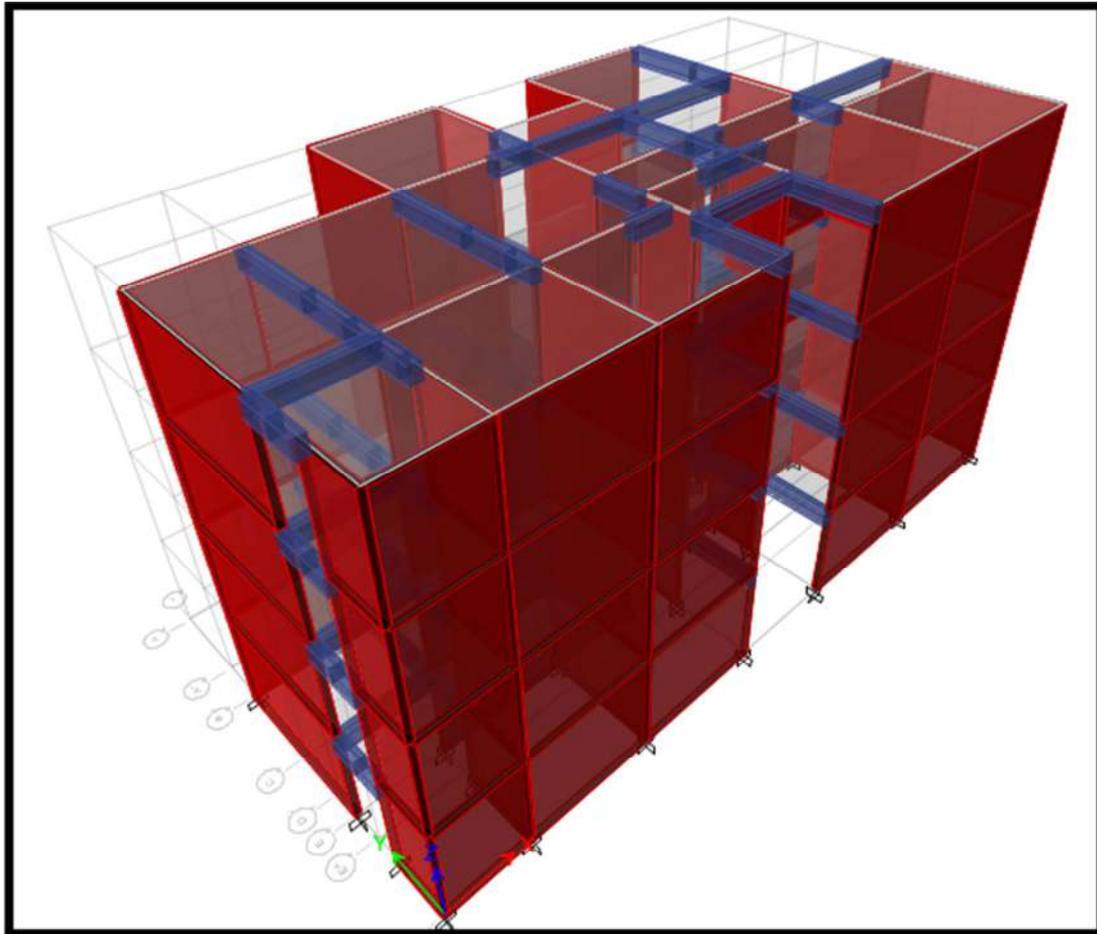


Gráfico 4.12: Vista en 3d, del edificio. (Elaboración Propia, 2015)

• FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE

V dinámico > 80% V estático

P: PESO DE LA EDIFICACIÓN

Sentido	V estático(tn)	V dinámico(tn)	80% V estático(tn)	
XX	153.21 = 27%P	158.26= 28%P	122.56=21%P	Cumple
YY	153.21 = 27%P	158.33= 28%P	122.56=21%P	Cumple

Tabla 4.2: Comparación entre Cortante estático y dinámico. (Elaboración Propia, 2015)

- **PESO DE LA EDIFICACION**

Peso Total: $P = 583.68$ ton

- **PERIODO DE VIBRACIÓN**

De esta manera (ver tabla 5.18), tenemos que de los 12 modos de vibración:

En la dirección longitudinal XX: El modo fundamental es el Modo 2

En la dirección transversal YY: El modo fundamental es el Modo 1

- **JUNTA DE SEPARACION SISMICA**

La junta de separación se calculó según:

$s = 3 + 0.004(1100 - 500) = 5.4$ cm. Se eligió dejar 5cm de separación desde el límite de propiedad hasta la estructura.

- **DISEÑO ESTRUCTURAL**

- **DISEÑO DE LOSA MACIZA**

- **DISEÑO POR FLEXION**

Esta losa maciza tiene un espesor de 20 cm y es la que une ambos bloques del edificio.

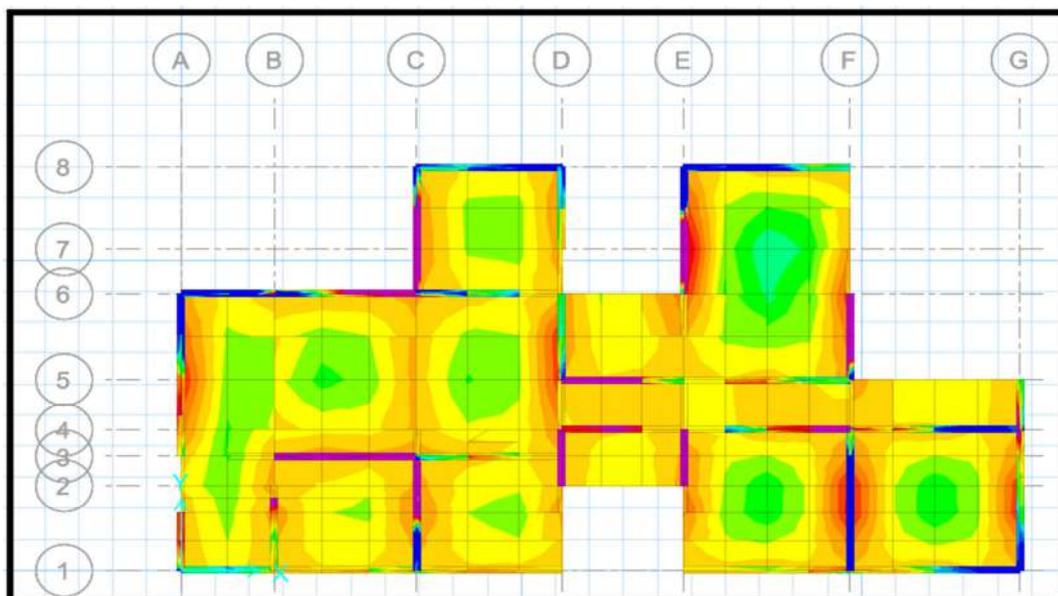


Gráfico 4.13: Esfuerzos en la losa modelada. (Elaboración Propia, 2015)

Se calcularon los momentos flectores máximos, positivo y negativo, al centro del paño y en los bordes respectivamente ocasionados por la carga última $W_u = 1.12 \text{ ton/m}^2$ hallada en la sección 1.3.

El acero mínimo en toda la sección de la losa maciza es:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 8\text{mm} @25 \text{ (superior e inferior)}$$

$$A_s \text{ mín} = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (una malla).}$$

$$M_u(+)\text{ cp}(y) = 9.16 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 16.03 \text{ cm}^2 \text{ (superior e inferior)}$$

$$M_u(+)\text{ cp}(x) = 6.15 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 10.31 \text{ cm}^2 \text{ (superior e inferior)}$$

$$M_u(-)(y) = 0.018 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 0.03 \text{ cm}^2 \text{ (superior e inferior)}$$

$$M_u(-)(x) = 2.02 \text{ tnxm /ml de losa} \rightarrow A_s = 3.22 \text{ cm}^2 \text{ (superior e inferior)}$$

Se tiene que para los momentos actuantes en la losa, el acero calculado, está por debajo del acero mínimo. Como esta losa maciza está sujeta a esfuerzos elevados debido a que sirve de conexión de ambos bloques se decidió colocar un refuerzo mayor al mínimo el cual es $\Phi 3/8" @20$ (sup e inf).

• DISEÑO POR CORTANTE

No es necesario diseñar la losa maciza por cortante, y se comprobó que la resistencia del concreto al corte es mayor que la resistencia requerida, así tenemos que se cumple la siguiente igualdad:

$$\Phi V_c > V_u$$

- $\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (20 - 3) = 11 \text{ tn}$
- $V_u (y) = 4.125 \text{ ton}$
- $V_u (x) = 3.231 \text{ ton}$

Se tiene que $\Phi V_c > V_u$. **OK**

• DISEÑO DE VIGAS

Se verificó si la viga era de gran peralte. Para esto, se evaluó la relación de luz libre entre apoyos a altura total (l_n/h).

$$l_n / h = 3.95 / 2.4 = 1.65 < 2 \text{ (para viga de un solo tramo)}$$

La relación obtenida determinó que nuestras vigas sean consideradas de gran peralte.

• DISEÑO POR FLEXIÓN

Se cumplió con la hipótesis de diseño por flexión dada en la norma y se procedió al diseño de la viga para un momento $M_u=2.90$ ton-m con la siguiente ecuación:

$$M_u \leq \phi A_s * f_y * Z \quad (5.10)$$

Sabiendo que el brazo del par interno es

$$Z = 0.2 * (1 + 2h) = 116 \text{ cm} \rightarrow \text{si } 1 \leq \frac{l}{h} \leq 2 \quad (5.11)$$

Dónde:

l : Distancia de eje a eje entre apoyos, sin exceder 1,15 veces la luz libre.

Se despejó el área de acero necesaria para el momento requerido y se obtuvo $A_s=0.60$ cm^2 que equivale a poner 1 varilla $\emptyset 3/8''$.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{s_{min}} = \left\{ \frac{[0.7(f_c^{\frac{1}{2}})]}{f_y} \right\} * (bd) \quad (5.12)$$

$$= \left\{ \frac{[0.7(210^{\frac{1}{2}})]}{4200} \right\} * (25 \times 40) = 2.42 \text{ cm}^2$$

Se despejó el área de acero mínima necesaria para secciones rectangulares sujetas a flexión de las dimensiones ya vistas y se obtuvo $A_s=2.42$ cm^2 que equivale a poner 4 varillas $\emptyset 3/8''$ (2.84 cm^2).

- **DISEÑO POR CORTANTE**

Sabiendo que la viga está entre dos muros y la fuerza cortante requerida máxima fue $V_u=3.57$ ton se calculó la fuerza cortante resistente únicamente del acero para los datos descritos a continuación.

$b= 25$ cm

$d= Z = 116$ cm

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.13)$$

$\phi V_c = 0$ (Para vigas entre muros el aporte resistente del concreto es igual a cero según la norma E.060).

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c \quad (5.14)$$

3.57 ton = 3.57 ton (Aporte resistente del acero).

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

Para la fuerza cortante resistente del acero se calculó la separación de los estribos de

$1\emptyset 3/8$ ”:

$$S = \frac{(A_v * f_y * d)}{V_s} \quad (5.15)$$

$$\frac{0.71 * 4200 * 116}{\left(\frac{3570}{0.85}\right)} = 80 \text{ cm}$$

Finalmente, se decidió colocar varillas de $\emptyset 3/8$ ”:

1 @ 0.05, [5 @ 0.10](#) , Rsto @ 20.

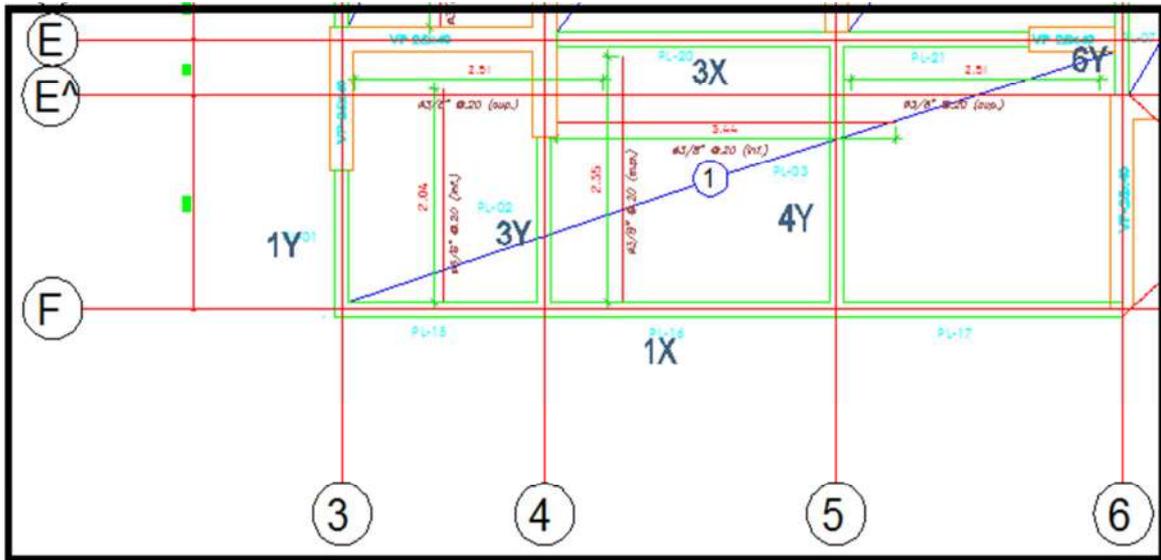


Gráfico 4.14: Detalle del acero de refuerzo en la losa maciza. (Elaboración Propia, 2015)

• **DISEÑO DE MUROS**

• **Diseño de muro P-20:**

Se mostrará el diseño del muro P20 (3X), ubicado entre los ejes (4 - 5)-E para el 1er y 2do piso (Grág. 5.16).

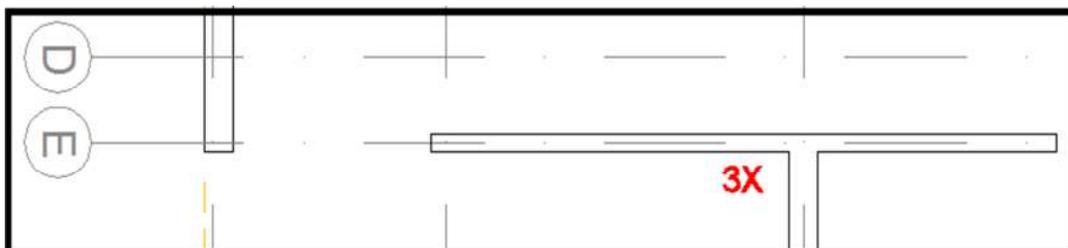


Gráfico 4.15: Muro P-20 (3X). (Elaboración Propia, 2015)

Las cargas últimas máximas requeridas en el primer piso son las siguientes:

Se hizo un diseño previo por fuerzas cortantes para tener una idea de la distribución del acero vertical.

$$\phi V_{cx} = \phi (A_c * \alpha * \sqrt{f'_c}) \tag{5.22}$$

Dónde:

A_c = área de corte en la dirección analizada.

α = factor que depende del cociente entre la altura total del muro h_m (del suelo al nivel más alto) y la longitud del muro en la planta l_m .

Si $(h_m/l_m) \leq 1.5$ $\alpha = 0.8$

Si $(h_m/l_m) = (10.4/3.15) \geq 2.5$ $\alpha = 0.53$

Si $1.5 < (h_m/l_m) < 2.5$ α , se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53

Con ello tenemos que:

$$\phi V_{cx} = \phi (A_c * \alpha * \sqrt{f_c}) = 0.85 (15 * 315) * 0.53 * \sqrt{210} = 30.85 \text{ ton.}$$

Entonces se cumple que $V_u < 0.5 * \phi V_{c,x-x}$ ya que (13.78 tn < 15.42 tn), por lo tanto le corresponde la cuantía de acero mínima siguiente:

	ρ Horizontal	ρ Vertical
$V_u < \phi * 0.5 * V_c$	0.002	0.0015

Tabla 4.3: Cuantías Mínimas de acero, (Granados, 2012)

$$\rho_v = 0.0015 * 100 * 15 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\rho_h = 0.0020 * 100 * 15 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Acero preliminar colocado: Malla simple $\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm} = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$ (vertical)

Malla simple $\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm} = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ (horizontal)

Con el acero distribuido y el refuerzo mínimo en sus extremos del muro, se obtuvo el diagrama de interacción con ayuda del programa Etabs y se verificó que los valores

(Pu, Mu2-2 y Pu, Mu3-3) quedaran dentro de dicho diagrama. Los resultados obtenidos se muestran en los gráficos 5.16 y 5.17.

Se verificó que:

$$\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Tenemos que para la combinación de sismo con mayor P= 44.52 del gráfico 5.18, se obtiene un $\Phi M_n = 400 \text{ tonxm}$.

El M_{cr} (sismo, en la dirección longitudinal), se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_{cr} = \frac{I_g}{Y_t} \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{A_g} \right) \quad (5.23)$$

Dónde:

$$P_u = 44.52 \text{ ton}$$

$$I_g = 0.15 \times 3.15^3 / 12 = 0.39 \text{ m}^4$$

$$Y_t = 1.575 \text{ m}$$

$$A_g = 0.47 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$M_{cr} = \frac{0.39}{1.575} \left(2\sqrt{210} * 10 + \frac{44.52}{0.47} \right) = 166.49 \text{ ton/m}$$

Con ello se verifica que la desigualdad se cumple:

$$\Phi M_n = 400 \text{ tonxm} \geq 1.2 M_{cr} = 199.79 \text{ tonxm}$$

• DISEÑO POR CAPACIDAD

La obtención de la fuerza cortante última queda establecida por la siguiente relación:

$$V_u = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Tenemos que Φ se encuentra en la zona de transición ($0.7 \leq \Phi \leq 0.90$) ya que:

$$P_u \leq 0.1x f'c x A_g. \rightarrow 44.52 \text{ tn} \leq 98.7 \text{ tn.}$$

Entonces tenemos que $\Phi=0.85$

$$\Phi M_n = 470.6 \text{ tnxm} \rightarrow M_n=400 \text{ (Para } M_u=-26.81 \text{ tnxm y } P_u=-44.52 \text{ tn)}$$

$$M_{ua} = 26.81 \text{ tonxm}$$

$$V_{ua} = 9.99 \text{ tonxm}$$

Luego:

$$V_u (\text{diseño}) = V_{ua} x \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 9.99 x \left(\frac{400}{26.81} \right) = 150 \text{ tn}$$

Se debe verificar que $V_u \leq \Phi V_n \text{ máx.}$ En donde $\phi V_n < \phi 2.7 \sqrt{f'c} * A_c \approx 157.14 \text{ ton}$

$$V_u = 175.36 \text{ tn} \leq \Phi V_n = 184.87 \text{ ton}$$

Cuando un muro este sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los efectos de compresión sean pequeños ($N_u < 0.1x f'c x A_g$).

$$N_u(1.4CM+1.7CV) = 32.51 \text{ tn}, 0.1 x f'c x A_g = 98.7 \text{ tn}$$

Como $N_u < 0.1x f'c x A_g$ ($32.51 < 98.7$)

Deberá considerarse $\Phi V_c=0$.

Entonces:

$$\Phi V_c = 0 \text{ tn}$$

$$V_s = (0.85)(A_v f_y 0.8L)/S = 31.94 \text{ tn.} \rightarrow \rho_h = 31.94 / (42000 * 3.15 * 0.15) = 0.0016$$

$$A_s = 0.0016 * 100 * 15 = 2.4 \text{ cm}^2.$$

Se usará acero mínimo preliminar $\rho_h = 0.002 \rightarrow A_s = 2.4 \text{ cm}^2$.

Acero elegido:

- Malla simple $\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm.}$ (vertical)
- Malla simple $\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm.}$ (horizontal)

- **DISEÑO POR CORTE FRICCIÓN**

$$\phi V_n = \phi * \mu(N_u + A_v * F_y) = 0.85 * 0.6(0.9 * 16.43 + 13.95 * 4.2) = 37.4 \text{ tn} > V$$

$$= 9.99 \text{ tn OK}$$

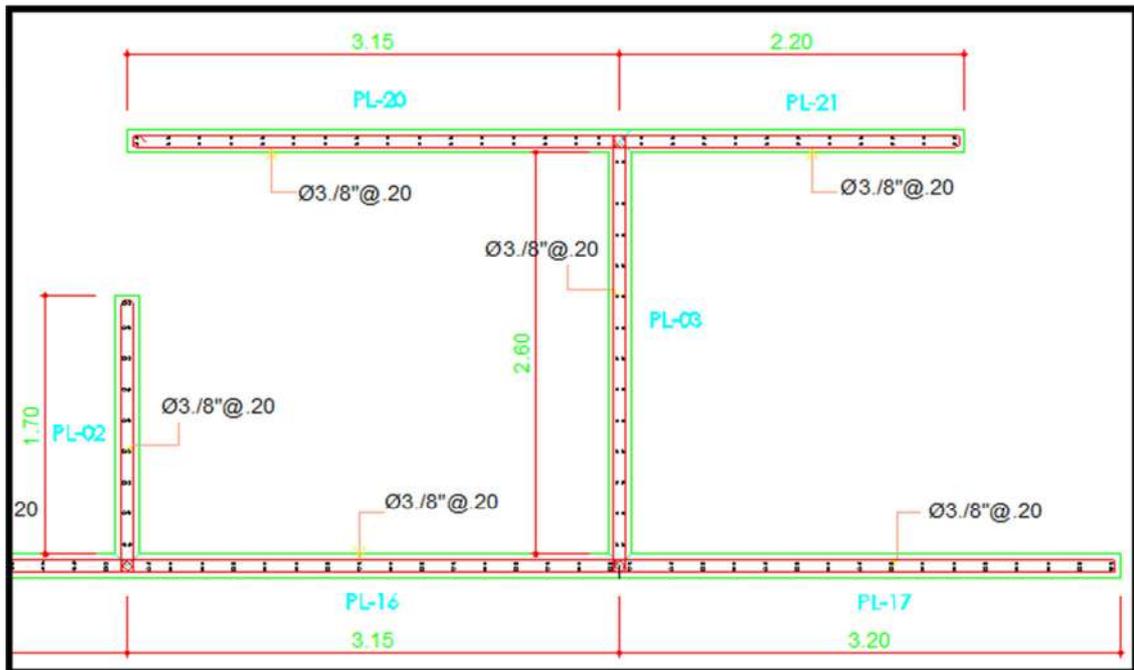


Gráfico 4.16: Detalle de Acero de Refuerzo en Placa P-20-21. (Elaboración Propia, 2015)

- **DISEÑO DE ESCALERAS**
 - **DISEÑO POR FLEXION**

En el gráfico 5.19, presentamos su diagrama de momentos flectores:

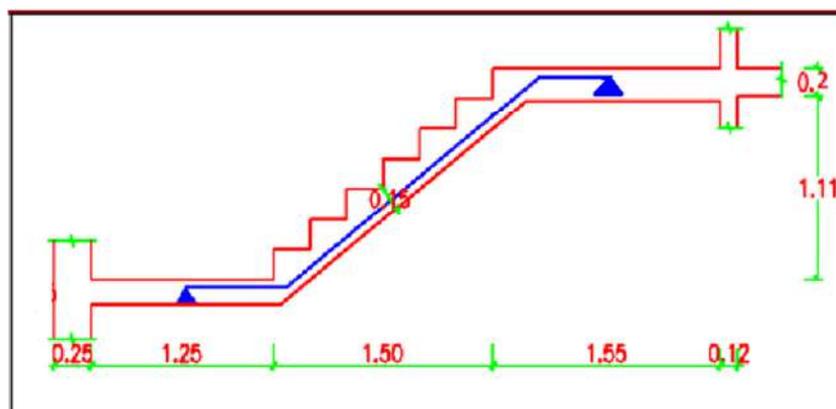


Gráfico 4.17: Diagrama de Escalera, (Elaboración Propia, 2015)

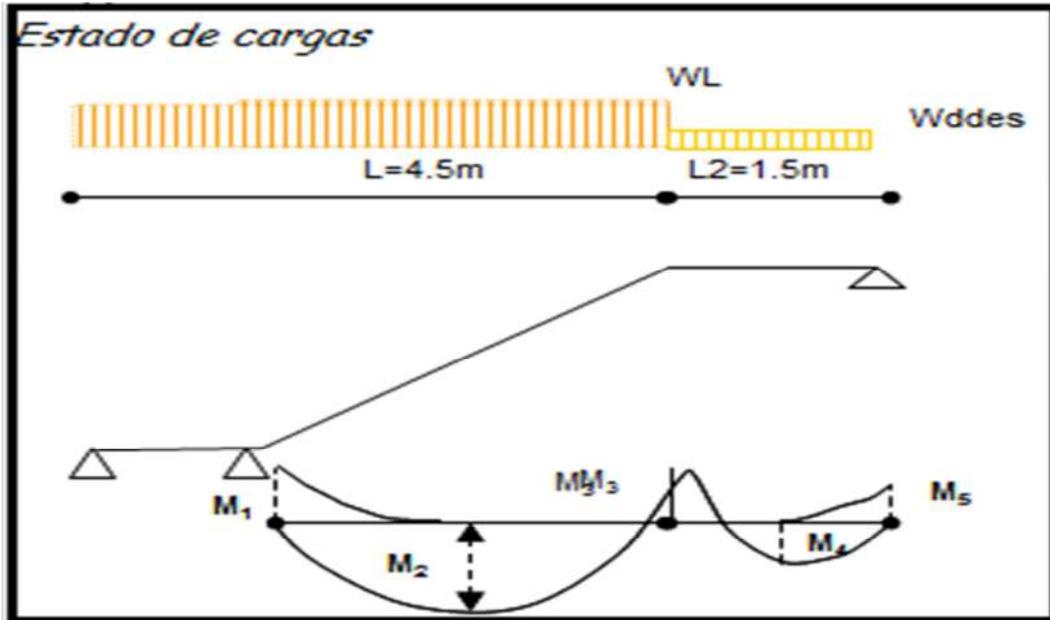


Gráfico 4.18: Idealización de Esquema de Escalera, (Elaboración Propia, 2015)

Descripción	M (Tonxm)	Acero (cm2)	Acero
Acero Longitudinal	1.93	2.98	Φ3/8"@20 cm
Acero Transversal de Temperatura		Asmín =0.0018*b*h = 1.86 cm2	Φ3/8"@20 cm

Tabla 4.4: Aceros mínimos para acero longitudinal y transversal. (Granados, 2012)

• DISEÑO POR CORTE

Se comprueba que la aportación de resistencia del concreto es suficiente. No se necesita acero.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (10.35) = 8.1 \text{ tn}$$

$$V_u = 3.08 \text{ Tn}$$

Entonces, $\phi V_c > V_u$, OK

En el Gráfico 5.22 se muestra el diseño de la escalera:

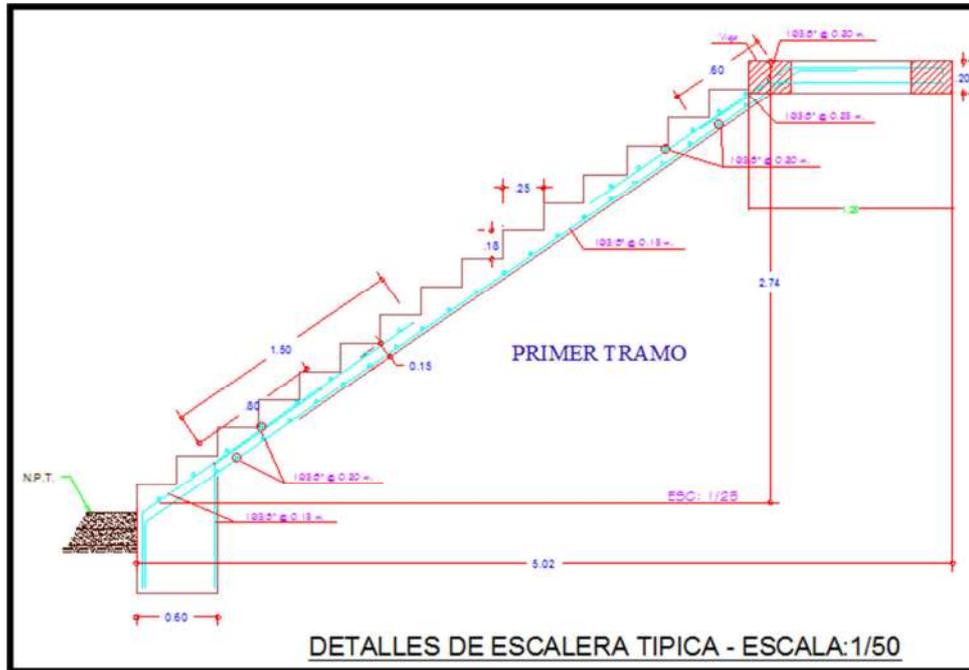


Gráfico4.19: Detalle de acero de refuerzo de Escalera. (Elaboración Propia, 2015)

- **CIMENTACION**

Se debe verificar que los esfuerzos producidos en el terreno sean menores que el esfuerzo admisible ($1\text{Kg}/\text{cm}^2$). Según lo establecido en la Norma de suelos y cimentaciones, para solicitaciones temporales (sismo), se puede amplificar el esfuerzo admisible por un factor de 1.33. Considerando a la cimentación como un solo bloque con la finalidad de ganar momento de inercia, encontrando que los valores adecuados para los anchos de cimentación fueron de 1.00, 1.20 m y 3.4m tal como se mostrará más adelante, también se consideró un peralte de la zapata corrida de 30cm. En estos casos no se verifica las presiones muro por muro sino trabajando todo en conjunto.

- **DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA DE LA ESTRUCTURA**

- **ANÁLISIS GLOBAL DE LA CIMENTACIÓN**

De acuerdo al análisis sísmico realizado, se determinó que la condición más crítica de servicio estaba definida por la combinación: $1.25\text{CM} + 1.25\text{CV} \pm \text{E-XX}$. Por lo tanto, del

análisis de cargas de gravedad y análisis sísmico se obtienen la siguiente imagen donde se muestra los asentamientos más críticos en la estructura:

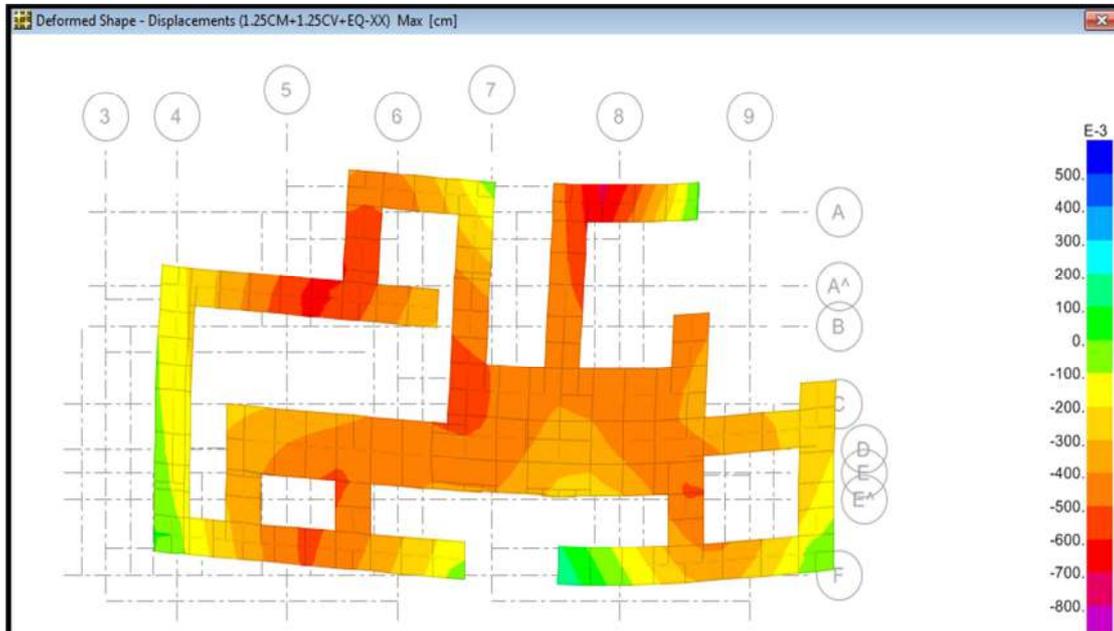


Gráfico 4.20: Deformaciones de la planta de cimentación. (Elaboración Propia, 2015)

Deformación más crítica: 0.72cm (Entre el eje A y el eje 8).

Según la norma E-050 de suelos y cimentaciones estamos en el rango permisible para el tipo de suelo usado ya que tenemos un tipo S-3, a continuación se muestra la siguiente tabla:

TIPO DE SUELO	CRITERIO
RIGIDO	$St \leq 0.5\text{cm}$
INTERMEDIO	$0.5 < St \leq 1\text{cm}$
FLEXIBLE	$1 < St \leq 1.5\text{cm}$

Tabla 4.5: Deformaciones según tipo de suelo. (Villareal, 2008)

Por otro lado verificamos las reacciones o esfuerzos del terrenos con respecto a la resistencia de éste (1.33 Kg/cm^2). Se obtienen la siguiente imagen donde se muestra los esfuerzos más críticos en el terreno:

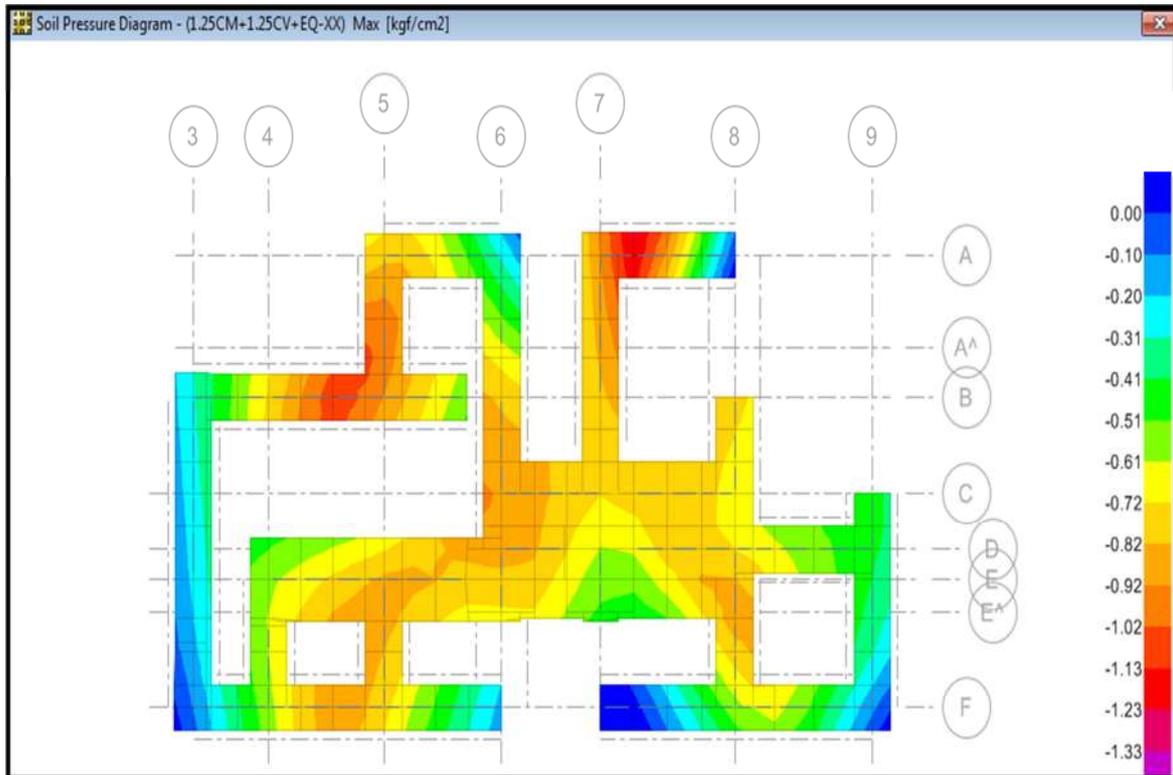


Gráfico 4.21: Esfuerzos más críticos de la planta de cimentación. (Elaboración Propia, 2015)

Esfuerzo más crítico: 1.24 Kg/cm^2 (Entre el eje A y el eje 7). Como verificamos estamos en el rango permisible para resistencia del terreno que es 1.33 Kg/cm^2 .

- **DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA ARMADA**

Las cargas fueron obtenidas haciendo uso del Análisis Dinámico realizado con la ayuda del programa computacional ETABS. Este programa ya considera todo el procedimiento para realizar el análisis, sólo necesita como datos el factor (ZUCS/R) el valor de la excentricidad en cada dirección (0.05).

Las combinaciones de carga empleadas para el diseño de la cimentación fueron:

- CM + CV
- 1.4CM + 1.7CV

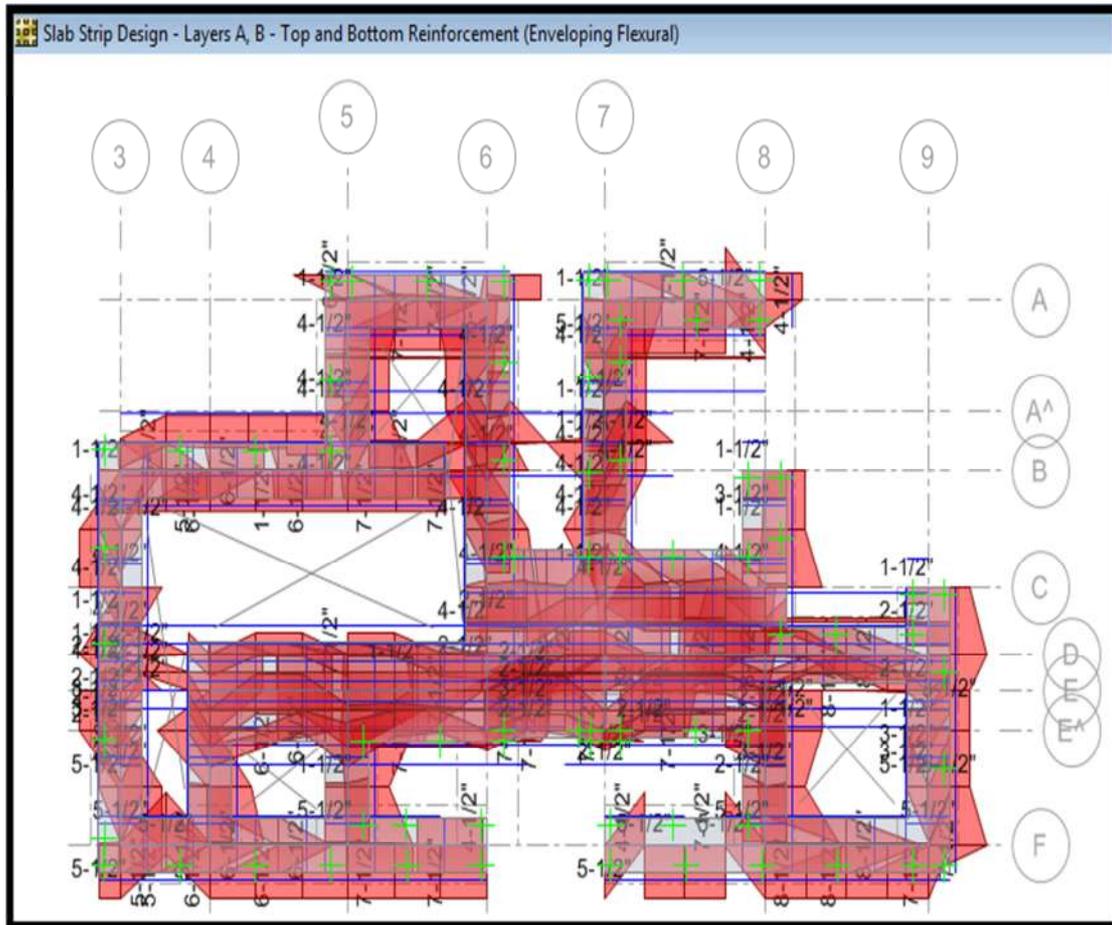


Gráfico 4.22: Distribución de acero en la cimentación. (Elaboración Propia, 2015)

Acero elegido en función a la combinación de diseño, las condiciones de la cimentación y las respectivas verificaciones de diseño en el programa SAFE es:

- Malla doble Φ 1/2" @20 cm. (2 direcciones)

4.4.2 MEMORIA DE CÁLCULO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ALBAÑILERÍA

• DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Ubicación : Cajamarca

Nº de pisos : 04

Uso	: Vivienda
Sistema estructural	: Albañilería confinada
Peso de la albañilería	: 1800 kg/cm ²
Albañilería (f'm)	: 35 kg/cm ²
Concreto (f'c)	: 210 kg/cm ²
Acero	: 4200 kg/cm ²
Resistencia del terreno	: 1.00 kg/cm ²

- **PARAMETROS A EVALUAR LA FUERZA CORTANTE BASAL**

PARAMETROS SISMICOS	
Z	0.35
S	1.20
U	1.00
R	6.00

Tabla 4.6. Parámetros clasificados de la Norma E-0.30. (Elaboración Propia, 2015)

- **ESTRUCTURACION**

La estructuración del edificio tiene las siguientes características:

- Existe una densidad de muros más o menos aceptable en ambas direcciones.
- Losa aligerada armada en una dirección, luces entre 5 y 5.5 m.
e=20cm.
- Existe simetría del edificio con respecto al eje "Y", pero con respecto al eje "X" es asimétrico, motivo por el cual se ha considerado muros de cabeza en los ejes "A", "B" y "F"; para lograr que la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masas sea la menor posible.

- d) En la dirección “y” se ha considerado prácticamente todos los muros de cabeza, ya que según la nueva Norma Sismoresistente E-030 la excentricidad accidental hace que estos, tomen incrementos de cortantes por torsión importantes, principalmente aquellos que están más alejados del centro de rigidez del edificio, es decir, los perimetrales.
- e) Los muros tendrán una altura de 2.40 m.
- f) Para simplificar el diseño, la disposición y espesores de los muros se mantendrán en todos los niveles.

- **PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES MUROS:**

$$t = \frac{h}{20} = \frac{240}{20} = 13 \text{ cm} \rightarrow \text{Aparejo de sogá}$$

- **COLUMNAS:**

$$A_{min} = \frac{600 \text{ cm}^2}{25} = 25 \text{ cm}$$

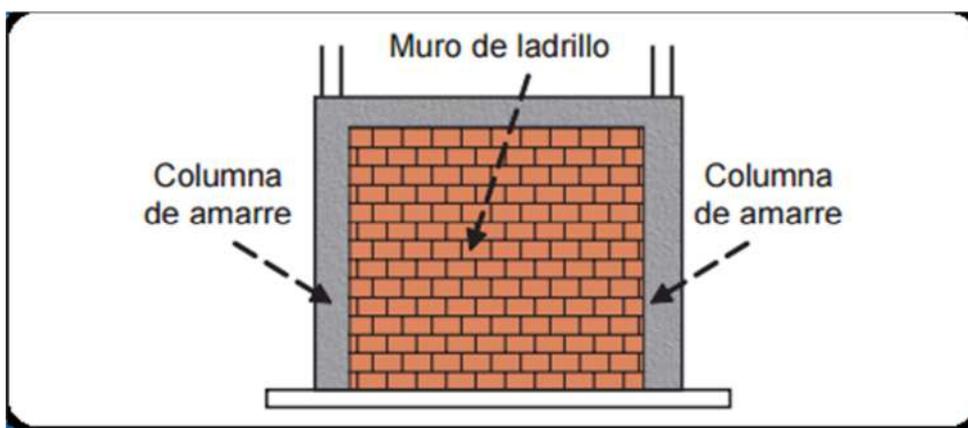


Gráfico4.23: Idealización de muro con columnas de amarre. (Corporación Aceros Arequipa S.A. 2012)

• **VIGA SOLERA:**

$$\frac{L}{12} = \frac{3.9}{12} = 0.325 \approx 0.35$$

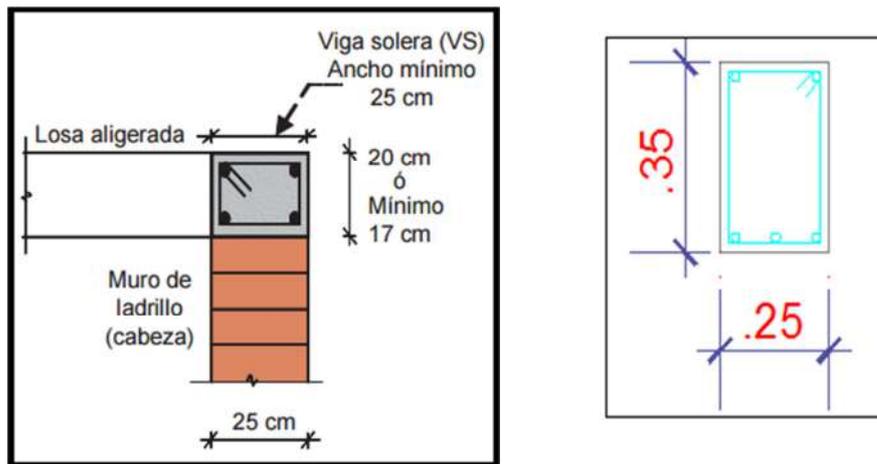


Gráfico 4.24. Predimensionamiento de la viga Solera. (Corporación Aceros Arequipa S.A. 2012)

• **VIGA DE AMARRE:**

$$\frac{L}{21} = \frac{4.14}{21} = 0.19$$

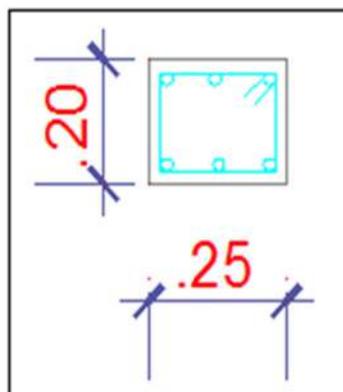


Gráfico 4.25. Predimensionamiento de la viga de Amarre. (Elaboración Propia, 2015)

• **LOSA ALIGERADA:**

Para una luz libre de 4.20 m, el siguiente criterio

$$\frac{L}{25} = \frac{4.00}{25} = 0.16 \approx 0.20$$

Se decidió emplear una losa aligerada de 20 cm.

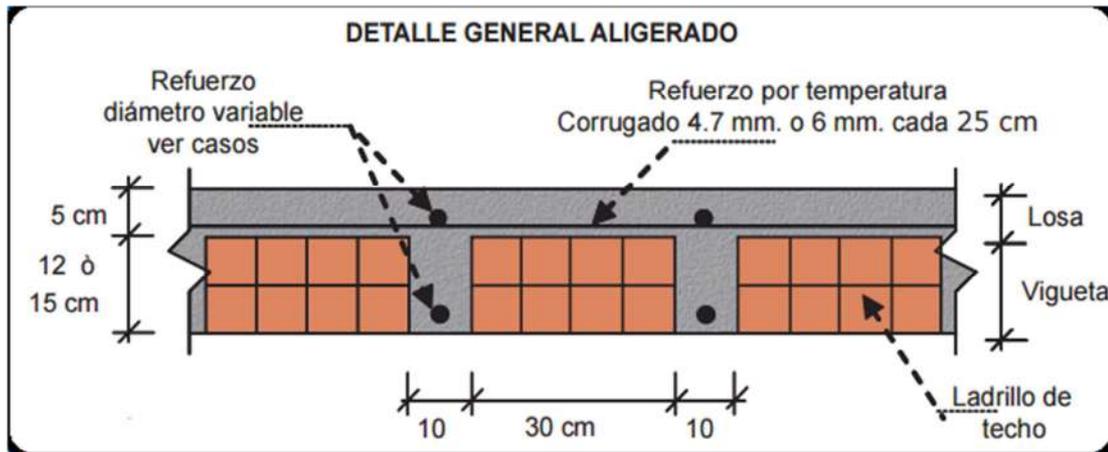


Gráfico 4.26. Corte típico de aligerado. (Corporación Aceros Arequipa S.A. 2012)

• **ESCALERAS:**

$$e_1 = \frac{L}{20} = \frac{3.9}{20} = 0.195$$

$$e_2 = \frac{L}{25} = \frac{3.9}{25} = 0.156$$

Tomaremos: **e=0.17**

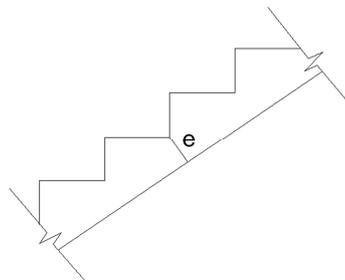


Gráfico 4.27. Idealización de escalera. (Elaboración Propia, 2015)

5.2.1 ANÁLISIS DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

- **DENOMINACIÓN Y LONGITUDES DE MUROS EN CADA DIRECCION**
- **VIGAS SOLES Y DE AMARRE**

Se presenta a continuación la longitud total de vigas que carga cada muro portante:

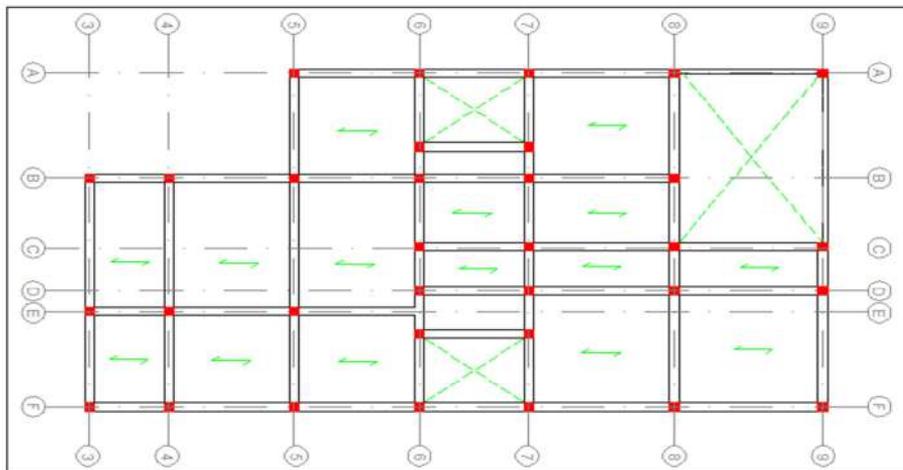


Gráfico 4.28. Ubicación de las vigas principales y secundarias según el sentido de techado. (Elaboración Propia, 2015)

- **METRADO DE CARGAS**

Se definen a continuación los pesos unitarios a emplearse para la carga muerta (CM) y carga viva (CV) según lo indicado en la NTE.020:

Carga Muerta (CM)

Peso del concreto armado:	2.40 Tn/m ³
Peso de muros de albañilería:	1.80 Tn/m ³
Peso del tarrajeo:	2.00 Tn/m ³
Peso del piso terminado:	0.02 Tn/cm/m ²

Carga Viva (CV)

s/c viviendas:	0.200 Tn/m ²
----------------	-------------------------

s/c corredores y escaleras:	0.200 Tn/m ²
s/c azotea:	0.100 Tn/m ²
Peso de losa aligerada	= 300 Kg/m ²
Peso de albañilería	= 1800 Kg/m ³
Peso de acabados	= 100 Kg/m ²
Peso del concreto armado	= 2400 Kg/m ²
Sobrecargas 4° nivel + azotea	= 100 Kg/m ²
Sobrecargas 1°, 2°, 3° nivel	= 200 Kg/m ²

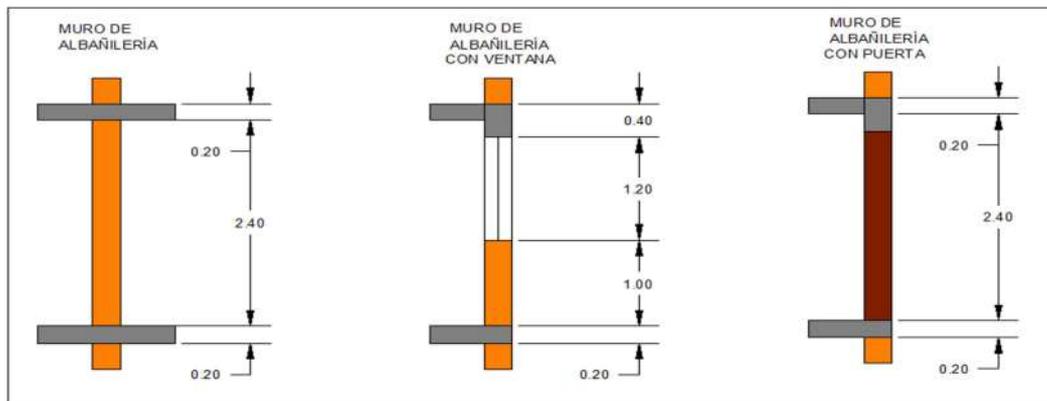


Gráfico 4.29. Ubicación de las vigas principales y secundarias según el sentido de techado. (Elaboración Propia, 2015)

- **AREAS TRIBUTARIAS**

Las siguientes áreas tributarias han sido obtenidas de acuerdo a la distribución de los muros bajo el procedimiento del sobre como se indica en el gráfico:

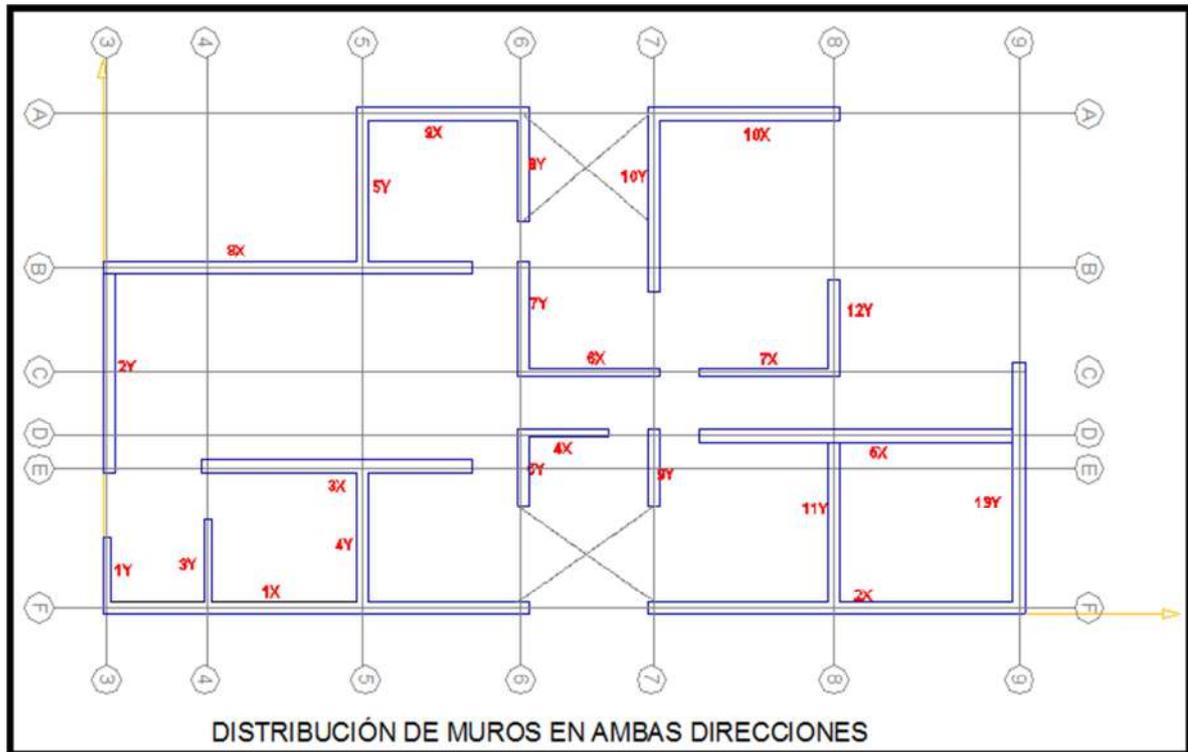


Gráfico 4.30. Distribución de las áreas tributarias en los muros portantes. (Elaboración Propia, 2015)

- **METRADO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA**

Definidas las cargas para piso típico y azotea, se realiza el metrado de los muros de la estructura. En el análisis sísmico se concluyó que el sistema de muros de albañilería tenía desplazamientos menores a los máximos permitidos.

- **ANÁLISIS SÍSMICO**

- **PROCESO DE ANALISIS**

- **Secciones Transversales:**

De acuerdo al artículo 24.6 de la NTE E.070, las secciones de los muros de albañilería para el cálculo de su rigidez debe incluir el 25% de la sección transversal de los muros que concurren ortogonalmente ó 6 veces su espesor ($6 \times 0.23 = 1.38 \text{ m}$). En caso que el muro transversal concorra a dos muros, su contribución no excederá la mitad de su longitud.

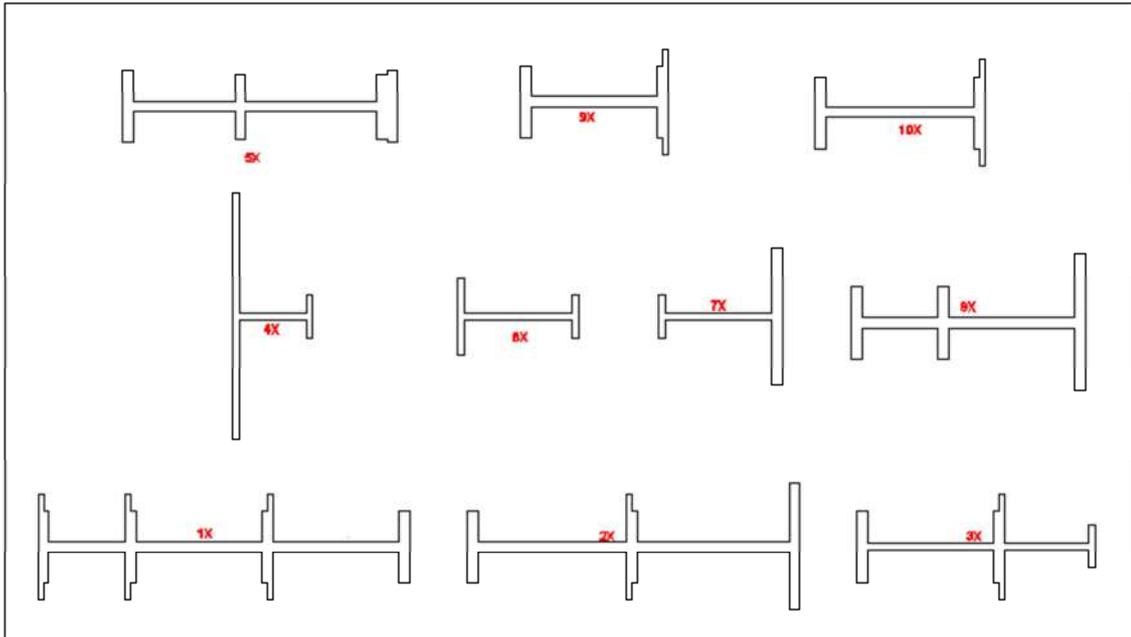


Gráfico 4.31 Secciones transformadas de los muros en la dirección "X". (Elaboración Propia, 2015)

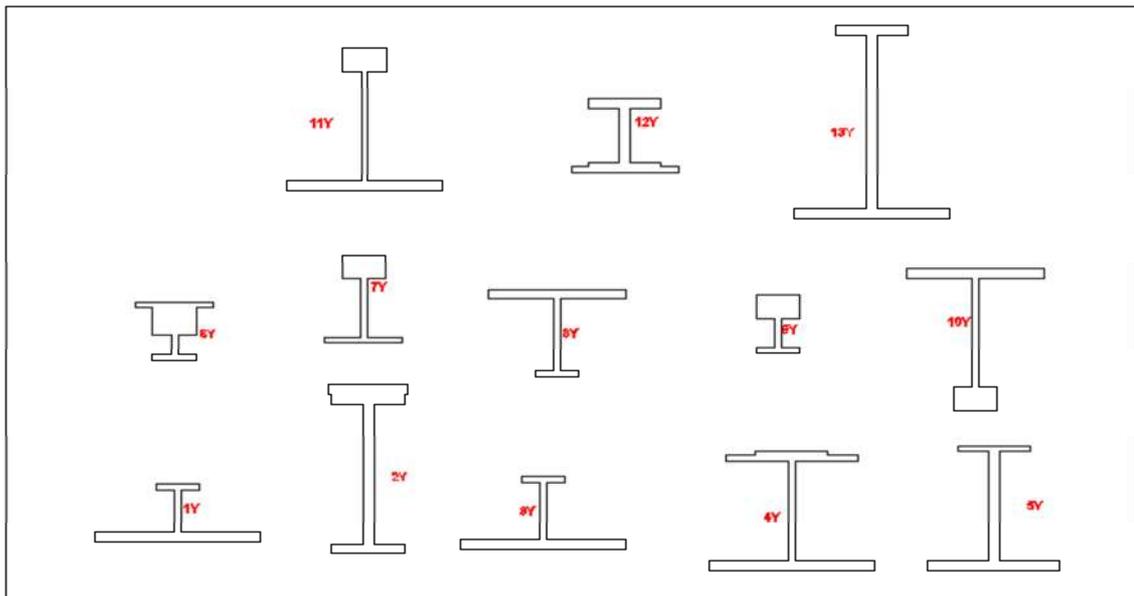


Gráfico 4.32. Secciones transformadas de los muros en la dirección "Y". (Elaboración Propia, 2015)

Gráfico 5.35. Presenta las vistas de ambos ejes del edificio, donde se observan los muros de albañilería en color celeste y las losas son de color plomo. Las líneas de color morado corresponden a las vigas y las de color magenta corresponden a las columnas al igual que los brazos rígidos del modelamiento de la estructura.

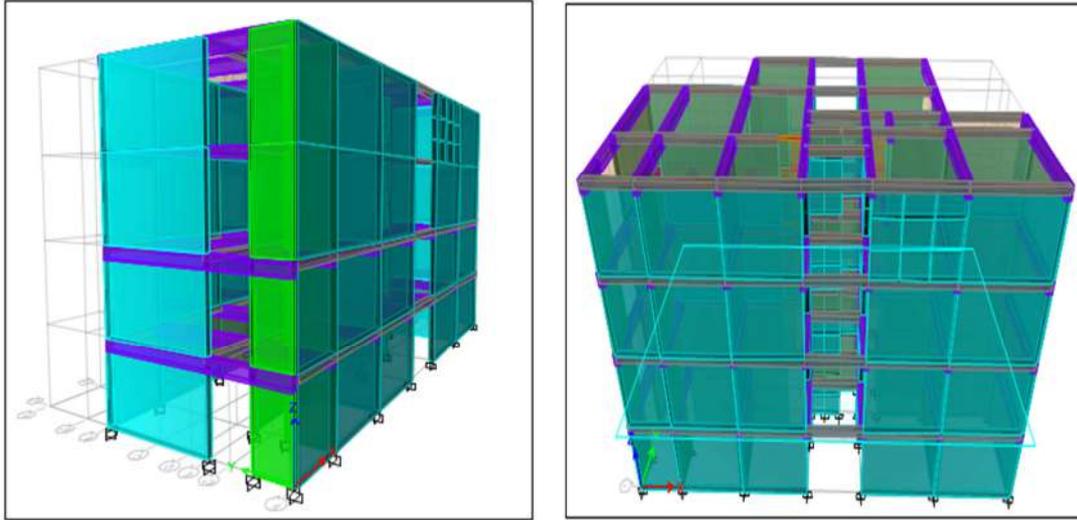


Gráfico 4.33. Vistas del modelamiento de la edificación. (Elaboración Propia, 2015)

- **PARÁMETROS SÍSMICOS**

En base al proyecto de norma NTE E.030-2014 de Diseño Sismorresistente, se definen los siguientes parámetros para el análisis sísmico:

- **Factor de Zona (Z)**

La estructura se ubica en Cajamarca, por lo que de acuerdo a la Tabla N° 1 del Artículo 5 se ubica en la Zona 3, por lo tanto $Z = 0.35$.

- **Factor de Condiciones Geotécnicas (S y T_p)**

El suelo es una arcilla medianamente plástica color beige oscuro, parcialmente húmeda, por lo que según al artículo 6.2 se trata de un suelo tipo S3, obteniendo **$S = 1.2$ y $T_p = 1.0$ seg.**

- **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

Se define como la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de sus características como de la estructura mediante la siguiente expresión del Artículo 7:

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T} ; C \leq 2.5$$

Se define $T = h_m/C_t$ donde $h_m = 10.40$ m es la altura del edificio y $C_t = 60$ para edificios con muros portantes. De esta forma tenemos que $T = 0.17$ y $C = 4.76$, por ser mayor que 2.5 se adopta el valor de $C = 2.50$

- **Factor de Uso (U)**

El edificio analizado cuenta con departamentos de vivienda y se clasifica como edificaciones comunes de categoría C, por lo que $U = 1.0$.

- **Configuración Estructural**

El Artículo 3.5 del proyecto de Norma NTE E.030-2014 define la regularidad del edificio de acuerdo a la influencia de sus características arquitectónicas en su comportamiento sísmico, en este caso, se trata de un edificio de **estructura regular**.

- **Coeficiente de Reducción Sísmica (R)**

Este factor depende del sistema estructural empleado según la Tabla N° 7 del Artículo 3.4. Por ser un edificio de muros estructurales en ambos ejes, el factor de reducción es de $R = 6$. Este factor no requiere un coeficiente de reducción debido a que se trata de una estructura regular.

- **PESO DE LA EDIFICACIÓN**

Se ha considerado el metrado de cargas verticales realizado en el capítulo anterior, empleando la carga muerta más el 25% de la carga viva por cada nivel.

La sumatoria de carga muerta con el 25% de carga viva será empleada para el análisis sísmico como peso total de la estructura.

- **CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ**

- **Determinación de las Fuerzas de Inercia (Fi)**

Según el artículo 17.3 de la NTE E.030 la fuerza cortante de la base del edificio en la dirección analizada se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) P$$

PARAMETROS PARA ANÁLISIS

Categoría : C	$R = R_o I_p I_a$	$\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$	$Z = 0.35$		
Zona : Z3			$U = 1.00$	$T < T_p$	$C = 2.5$
Suelo : S3			$S = 1.20$		
Sistema Estructural : Albañilería Armada o Confinada			$T_p = 1.00$	$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
Verificación de Irregular en Planta \longrightarrow	$I_p = 1.0000$		$T_L = 1.60$		
Irregularidad : Irregular en Altura \longrightarrow	$I_a = 1.0000$		$R_o = 3.0$	$T > T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$
			$R = 3.00$		

Tabla 4.7. Resumen de los parámetros para el análisis sísmico. (Elaboración Propia, 2015)

• ANÁLISIS ANTE EL SISMO MODERADO

Dada la regularidad del edificio, se hará un análisis estático ante las acciones del sismo moderado, modelando al edificio empleando el programa ETABS 2013 Versión 13.1.5. De acuerdo a la Norma E.070, el sismo moderado se define como aquél que origina fuerzas de inercia iguales a la mitad de las correspondientes al sismo severo (donde $R = 3$, según la Norma E.030), esto significa que para el sismo moderado puede emplearse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 6$.

De este modo se obtiene para las dos direcciones (X e Y):

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R}\right) P = \frac{0.35 \times 1.0 \times 1.2 \times 2.5}{6} \times 729.09 = 127.59 \text{ ton}$$

A continuación se realiza la distribución de fuerzas de inercia en cada nivel usando la siguiente expresión del apéndice 4.5.3 del proyecto de Norma de la NTE E.030:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Dónde: $\left(\alpha_i = \frac{P_i(h_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j^k)}\right)$

Dónde:

P_i = peso del nivel "i" (ver el cuadro 10)

h_i = altura del nivel "i" medida desde la base del edificio

• Excentricidades Accidentales y Estados de Carga Sísmica

De acuerdo a la Norma E.030, la excentricidad accidental (E_a) se calcula mediante la expresión:

$$E_a = 0.05 B$$

Donde “B” es la dimensión de la planta transversal a la dirección en análisis, con lo cual:

Para sismo en la dirección X-X: $E_a = 0.05 \times 18.70 = 0.94 \text{ m}$

Para sismo en la dirección Y-Y: $E_a = 0.05 \times 10.00 = 0.50 \text{ m}$

Cuando se emplea el programa Etabs 2013, se muestra el centro de masas (punto donde actúa la fuerza de inercia “Fi”) donde se pueden contemplar las torsiones accidentales. Puesto que la posición del centro de gravedad es: $(X_{CG}, Y_{CG}) = (9.01, 4.06) \text{ m}$ (ver cuadro n° 10), se analizaron tres estados de carga (dos para el sismo en X-X y una para el sismo en Y-Y):

Sismo XX1 $\rightarrow (X_{CG}, Y_{CG}) = (9.01, 3.12) \text{ m}$

Sismo XX2 $\rightarrow (X_{CG}, Y_{CG}) = (9.01, 4.56) \text{ m}$

Sismo YY $\rightarrow (X_{CG}, Y_{CG}) = (9.51, 4.06) \text{ m}$

Las fuerzas inerciales se colocarán en los puntos definidos para cada tipo de sismo (XX1, XX2 e YY1) en los pisos correspondientes. La nomenclatura empleada para dichos puntos es la siguiente:

Nivel	Sismo XX1	Sismo XX2	Sismo YY1
Piso 1	1EXX1	1EXX2	1EYY1
Piso 2	2EXX1	2EXX2	2EYY1
Piso 3	3EXX1	2EXX2	3EYY1
Piso 4	4EXX1	2EXX2	4EYY1

Tabla 4.8. Fuerzas Inerciales aplicadas en cada tipo de sismo. (Elaboración Propia, 2015)

Todos los puntos por nivel estén integrados en un diafragma rígido, se realiza el análisis sísmico del edificio para cada caso. Se presenta a continuación las deformaciones de la estructura para cada análisis sísmico:

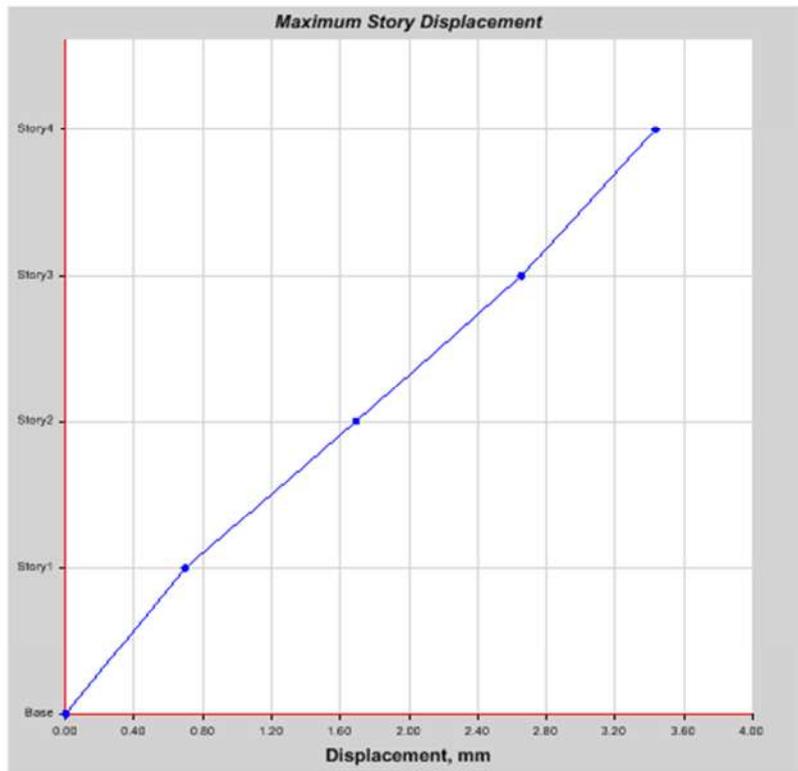


Gráfico 4.34. Deformación por Sismo Moderado XX1. (Elaboración Propia, 2015)

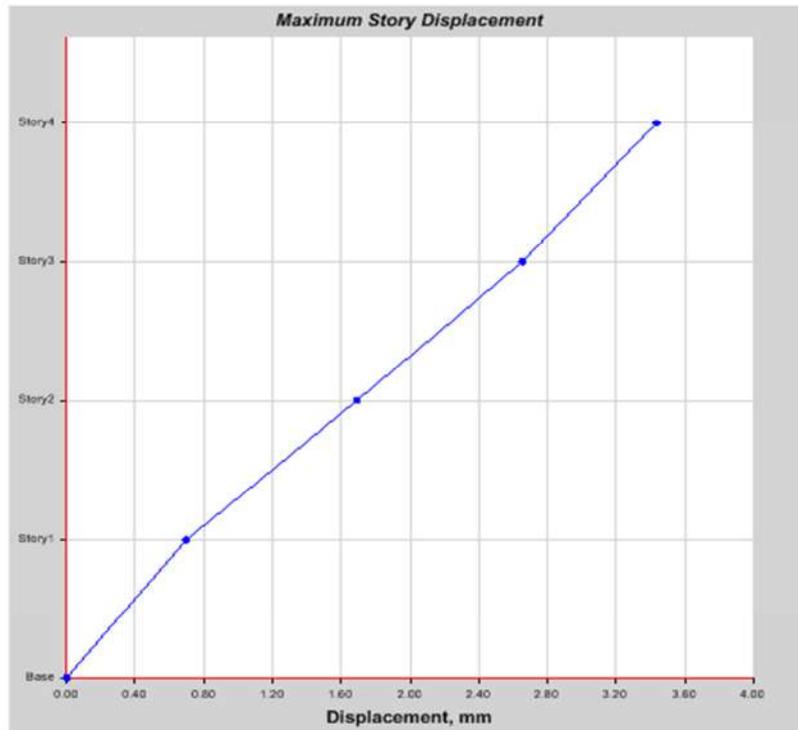


Gráfico 4.35. Deformación por Sismo Moderado XX2. (Elaboración Propia, 2015)



Gráfico 4.36. Deformación por Sismo Moderado YY. (Elaboración Propia, 2015)

Se puede apreciar los centros de masa y de excentricidad accidental de cada nivel, como puntos de color azul y rojo al medio de la edificación, los que permiten observar el movimiento de la estructura de acuerdo al sismo aplicado. La deformación para los sismos XX1 y XX2 es similar, debido a la densidad de muros portantes proporcionalmente distribuidos para evitar torsión. Se esperan resultados similares respecto a desplazamientos, momentos y fuerzas cortantes en los elementos del edificio.

- **Verificación De Desplazamientos Laterales, Distorsión Inelástica Y Regularidad Torsional**

Según el Artículo 5.1 y en base a la Tabla N° 11 del proyecto de Norma NTE E.030, la distorsión inelástica se calcula con la siguiente expresión:

$$D1 = 0.75 \times \frac{R \times D}{h} \leq 0.005$$

Donde R = 6 es el coeficiente de reducción indicado por la norma y h = 2.60 m es la altura de entre piso de los niveles del edificio.

La nomenclatura empleada en esta parte es:

- D = desplazamiento lateral elástico absoluto por sismo moderado
- d = desplazamiento lateral elástico relativo por sismo moderado (o desplazamiento del entrepiso).
- DI = distorsión inelástica máxima de entrepiso = $0.75 R d / h$ (Proyecto de Norma E.030-2014)
- R = 6 (para sismo moderado)
- h = 2.40 m = altura de entrepiso
- RT = regularidad torsional

De acuerdo a la Norma E.030, "RT "se calcula en cada nivel como $d_{\max} / (\frac{1}{2} (d_{\max} + d_{\min}))$). Para la dirección X-X, el estado de carga que dominó fue "Sismo XX1". En la dirección X-X los valores máximos y mínimos de "d" se presentaron en los ejes A y F, mientras que para la dirección Y-Y, estos valores se presentaron en los ejes 9 y 3, respectivamente.

• DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

• VERIFICACIONES PARA EL DISEÑO

En este acápite se realizara el cálculo de la resistencia al corte global, fuerzas internas ante sismo severo y verificación del agrietamiento en los pisos superiores. Para dicho procedimiento se tendrán en cuenta las siguientes variables:

L	Longitud del muro (m)
Pg:	Carga axial de gravedad = PD + 0.25PL
Ve, Me:	Fuerza cortante y momento flector por sismo moderado
α:	Factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez. $\alpha = V_e * L / M_e$, $\alpha = [0.333, 1]$

V_m:	Resistencia a la fuerza cortante, $V_m=0.5*v'_m*\alpha*t*L+0.23*P_g$ donde $v'_m= 81 \text{ Tn/m}^2$. Para muros de concreto: $V_m=V_c=0.53*\sqrt{f'_c}*t*D$, donde $D=0.80*L$
t:	Espesor efectivo de los muros, $t=0.23 \text{ m}$.
v'_m:	Resistencia a corte puro de los muretes de albañilería
V_m/V_{e1}:	Factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo, solo se calcula para el primer piso de cada muro, $V_{m1}/V_{e1}=[2,3]$. En el caso del concreto armado, el factor de amplificación es 1.25
V_u:	Fuerza cortante última ante sismo severo, $V_u=V_e*(V_{m1}/V_{e1})$
M_u:	Momento flector último ante sismo severo, $M_u=M_e*(V_{m1}/V_{e1})$
V_E:	Cortante de entrepiso ante sismo severo

Tabla 4.9. Verificaciones para el diseño de muros de albañilería. (Elaboración Propia, 2015)

Se deben verificar el cumplimiento de los siguientes requisitos:

- Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado, es decir, $V_e \leq 0.55*V_m$ con el 5% de tolerancia.
- La resistencia global a la fuerza cortante deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo, $\Sigma V_m \geq V_E$. En el caso que $\Sigma V_m \gg V_E$, se podrá dejar de confinar algunos muros internos. Si $\Sigma V_m > 3*V_E$ se puede dar por concluido el análisis y diseñar con refuerzo mínimo pues indicaría que los muros se comportarían elásticamente ante el sismo severo.

Tomando como ejemplo el sismo moderado en la dirección X-X, los muros 1X (P2), tenemos $V_e = 9.59 \text{ Tn} < 0.55V_m = 14.92 \text{ Tn}$, por lo que se cumple al 100% con la condición inicial. Bajo el mismo criterio, analizando el sismo moderado en la dirección Y-Y, el muro 2Y (P24) tiene valores de $V_e = 0.26 \text{ Tn}$ y $0.55V_m = 12.90 \text{ Tn}$ por lo que se cumple el requerimiento permitido por la norma.

También se verifico que la resistencia última de la albañilería sea menor que el esfuerzo actuante en los elementos de albañilería.

- **DISEÑO DE MUROS AGRIETADOS POR SISMO SEVERO**

Se aceptará que ante la acción de un sismo severo todos los muros de albañilería confinada del primer piso fallen por corte, el diseño se realizará según el procedimiento descrito en el Blog del Ing. San Bartolomé:

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vm:	Resistencia a la fuerza cortante
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de muro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o $\frac{1}{2}L$, el mayor. En muros de un paño $L_m = L$
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento en el muro de análisis
7) M:	$M = Mu - \frac{1}{2} * Vm * h$, donde $h = 2.60$ m
8) F:	Fuerza axial producida por "M" en una columna extrema. $F = M/L$
9) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. $Pc = Pg/Nc$
10) Pt:	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $Pt = (L * t * Pg/L)$ del muro transversal (tn)
11) T:	Tracción en columna: Extrema: $T = F - Pc - Pt$ Interna: $T = Vm * h/L - Pc - Pt$
12) C:	Compresión en columna: Extrema: $C = Pc + F$ Interna: $C = Pc - \frac{1}{2} * Vm * h/L$

13) Vc:	Cortante en columna: Externa: $V_c=1,5*V_m*L_m/(L*(N_c+1))$ Interna: $V_c=V_m*L_m/(L*(N_c+1))$
14) As:	Área de acero vertical requerida (cm ² , mín 4Ø8mm), $A_s=(T+V_c/\mu)/(f_y*\phi)$
15) As usar	Área de acero vertical colocada (cm ²)
16) δ:	Factor de confinamiento: δ=0,80 col sin muros transversales δ=1,00 col con muros transversales
17) An:	Área del núcleo de concreto (cm ²), $A_n=A_s+(C/\phi-A_s*f_y)/(0,85*\delta*f'_c)$. usar φ=0.70
18) Acf:	Área de columna por corte-fricción (cm ²), $A_{cf}=V_c/(0,2*f'_c*\phi) \geq 15*t \geq A_c$, usar φ=0.85
19) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
20) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (cm ²)
21) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (cm ²), usar φ=0.70
22) As mín	Área de acero vertical mínima (cm ²), o 4Ø8mm
23) s1:	Espaciamiento 1 de estribos por compresión (cm), $s_1=A_v*f_y/(0,30*t*n*f'_c*(A_c/A_n-1))$
24) s2:	Espaciamiento 2 de estribos por compresión (cm), $s_2=A_v*f_y/(0,12*t*n*f'_c)$
25) s3:	Espaciamiento 3 de estribos por compresión (cm), $s_3=1/4*d$ ó 5cm, lo que sea mayor.
26) s4:	Espaciamiento máximo de estribos por compresión (cm), s4=10cm
27) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona c=45cm ó 1.5*d
28) s[1/4]':	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento

Notas:

- Estribos mínimos $\square \emptyset \frac{1}{4}"$, 1@5, 4@10, r@25cm.
- En columnas L, T o irregular, usar $d=Ac/t$ en los pasos 25 y 27.
- $f'c = 0.21 \text{ ton/cm}^2$
- $t = 23 \text{ cm} = \text{espesor efectivo.}$
- $h = 2.40 \text{ m.}$
- Estribos $\square \frac{1}{4}"$: $Av = 0.64 \text{ cm}^2$
- $fy = 4.2 \text{ ton/cm}^2.$
- $tn = 13 - 4 = 9 \text{ cm} = \text{espesor del núcleo confinado.}$
- $m = 1.0 = \text{coeficiente de fricción en junta rayada.}$
- Recubrimiento = 2 cm.

Secuencia de Diseño de Vigas Soleras:

29) Ts:	Tracción en la solera (T_n), $T_s = \frac{1}{2} * V_m * L_m / L.$
30) As:	Área de acero horizontal requerida (cm^2), $A_s = T_s / (f_y * \phi).$
31) Usar:	Acero longitudinal a utilizar.

Tabla 4.10. Parámetros de diseño para muros de albañilería. (Elaboración Propia, 2015)

Notas:

- $A_s \text{ mín} = 0,1 * f'c * A_{sol} / f_y$ ó 4Ø8mm.
- En la solera se usa estribos mínimos $\square \emptyset \frac{1}{4}"$, 1@5, 4@10, r@25cm.
- Para facilitar el proceso constructivo, se reducirá el número de columnas diferentes.
- En el caso de muros en X, con el fin de homogenizar resultados se tomarán los datos más desfavorables entre ambos para el diseño de la columna.

Este procedimiento descrito ha sido desarrollado empleando MS Excel y los cálculos obtenidos se presentan en la siguiente tabla ordenada según la numeración anterior, para cada dirección en forma independiente. Para garantizar la continuidad de la resistencia en la estructura, las secciones de columnetas y el refuerzo obtenido en estos cálculos también se emplearán en el segundo piso.

➤ **Reducción de Columnas y Soleras**

Con la finalidad de facilitar la construcción, debe reducirse al máximo el número de columnas, para ello se siguieron los siguientes criterios:

- Unificar aquellas columnas que presentan poca variación en su refuerzo y sección transversal.
- En la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utiliza el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño independiente de estos muros

➤ **Refuerzo Horizontal en Muros Agrietados**

De acuerdo a la Norma E.070, en todo muro agrietado (donde $V_u \geq V_m$), incluyendo al muro 8X en su segundo piso, y en el primer piso de los edificios de más de 3 pisos, debe colocarse refuerzo horizontal continuo, anclado en las columnas, con una cuantía igual a $r = A_s / (s t) = 0.001$.

• **DISEÑO DE MUROS NO AGRIETADOS POR CORTE**

Se presenta el procedimiento del diseño para los muros no agrietados para los pisos del tercero al quinto. Para facilitar el proceso constructivo, se adoptarán estos resultados para los demás niveles. En este caso el diseño se facilita ya que la albañilería absorberá la fuerza cortante, con lo cual, las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. Sólo se diseñan las columnas extremas a tracción y compresión, mientras que las columnas internas llevan refuerzo mínimo.

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vu:	Fuerza cortante ante sismo severo
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de muro incluyendo columnas de confinamiento

21) As:	Área de acero horizontal requerida (cm ²). $As = T_s / (f_y \cdot \phi)$, donde $\phi = 0.90$
22) Usar:	Acero longitudinal a utilizar

Tabla 4.11. Parámetros de diseño para muros no agrietados de albañilería. (Elaboración Propia, 2015)

Notas:

- $As_{\min} = 0,1 \cdot f'_c \cdot A_{sol} / f_y$ ó $4\phi 8\text{mm}$
 - En solera se usa estribos mínimos $[\phi 1/4", 1@5, 4@10, r@25\text{cm}]$
- En el caso de muros Xn superior e inferior, con el fin de homogenizar resultados se tomarán los datos más desfavorables entre ambos para el diseño de la columna.

➤ **Reducción de Columnas y Soleras**

Con la finalidad de facilitar la construcción, debe reducirse al máximo el número de columnas, para ello se siguieron los siguientes criterios:

- Unificar aquellas columnas que presentan poca variación en su refuerzo y sección transversal.
- En la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utiliza el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño independiente de estos muros

De este modo, las columnas se reducen a los siguientes tipos:

- CT1: columna C1, 25x25 cm, con $4 \phi 3/8"$, $9 [\phi 1/4" @ 5 \text{ cm}]$.

Y las vigas soleras, de 25x35 cm, serán las mismas a las empleadas en el primer nivel:

- S1: Todos los muros en "X" y "Y", con $4 \phi 1/2"$

➤ **Refuerzo Horizontal en Muros Agrietados**

De acuerdo a la Norma E.070, en todo muro agrietado (donde $V_u \geq V_m$), incluyendo al muro 8X en su segundo piso, y en el primer piso de los edificios de más de 3 pisos,

debe colocarse refuerzo horizontal continuo, anclado en las columnas, con una cuantía igual a $r = A_s / (s t) = 0.001$.

Empleando 1 varilla de $\frac{1}{4}$ " ($A_s = 0.32 \text{ cm}^2$), se obtiene un espaciamiento $s = 0.32 / (0.001 \times 13) = 24.6 \text{ cm}$, con lo cual se empleará 1 f $\frac{1}{4}$ " @ 2 hiladas (cada 20 cm). Tanto en las columnas como en las soleras el estribaje es mínimo: [] $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5, 4 @ 10 r @ 25 cm. Este refuerzo se repite en los pisos superiores 3 y 4, ya que prácticamente es mínimo y en esos pisos las fuerzas internas son menores que las existentes en el segundo piso.

- **DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR AL PLANO**

Todos los muros portantes del edificio cumplen con los tres requisitos para evitar su diseño ante cargas perpendiculares, aparte de no tener excentricidades de la carga vertical:

1. Se encuentran arriostrados en sus 4 bordes.
2. Su espesor efectivo es mayor que $h/20$ (23 cm).
3. El esfuerzo axial producido por la carga de gravedad máxima es menor que F_a (ver Tabla N°6.39).

Por tanto, sólo se diseñarán los alféizares de ventana aislados de la estructura principal.

- **Capacidad Resistente de los Arriostres**

Se adoptará como arriostres verticales de los alféizares a columnetas de concreto armado en voladizo.

Analizando a la columneta CL1 (reforzada con 2 $\phi \frac{1}{4}$ " se tiene:

$$T = A_s f_y = 0.32 \times 4200 = 1344 \text{ kg}$$

$$\text{Igualando la tracción a la compresión: } T = 1344 = C = 0.85 f'_c B a = 0.85 \times 210 \times 10 a \rightarrow a = 0.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Peralte efectivo} = d = 13 - 3 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Momento flector resistente: } MR = \phi T (d - a/2) = 0.9 \times 1344 \times (10 - 0.75/2) = 11642.4 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Resistencia a corte del concreto: } V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 10 = 652.8 \text{ kg}$$

- **Diseño de Alféizares de h = 1.0 m**

Para los alféizares de 1 m de altura, el caso más crítico se presenta en las ventanas de la sala-comedor, donde se requiere 2 columnetas de arriostre. De estas 2 columnetas, se analizará la que recibe más carga proveniente de la albañilería, por lo que será la única que se revisará.

Peso propio de la albañilería tarrajada = $\gamma_e = 0.274 \text{ ton/m}^2 = 0.0274 \text{ kg/cm}^2$

Peso propio del concreto tarrajado (acápite 3) = $\gamma_e = 0.352 \text{ ton/m}^2 = 0.0352 \text{ kg/cm}^2$

De acuerdo a la Norma Sismoresistente E.030:

$Z = 0.35$ (zona sísmica 3)

$U = 1.0$ (edificio de uso común)

$C1 = 3$ (Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación)

Carga sísmica de servicio (Norma E.070) = $w = 0.8 Z U C1 = 0.8 \times 0.35 \times 1 \times 3 = 0.84$

- **Revisión de la Albañilería (Norma E.070):**

$w = 0.416 * e = 0.84 \times 0.0274 = 0.023 \text{ kg/cm}^2$

Momento sísmico = $M_s = m w a^2$

$a = 140 \text{ cm}$ = longitud del borde libre (Ver Fig.11)

$b = 100 \text{ cm}$ = longitud del borde arriestrado

$b/a = 100/140 = 0.71 \rightarrow m = 0.087$ (coeficiente de momento, tabla 12 de la Norma E.070)

$M_s = 0.087 \times 0.023 \times 140^2 = 39.22 \text{ kg-cm/cm}$

Esfuerzo de tracción actuante = $f_m = 6 M_s / t^2 = 6 \times 39.22 / 169 = 1.39 \text{ kg/cm}^2$
 $1.39 \text{ kg/cm}^2 < f't = 1.5 \text{ kg/cm}^2$. Ok

- **Diseño de Arriostres (Norma E.060):**

$w_{u1} = 1.25 (0.023 \times 70) = 2.012 \text{ kg/cm}$ = carga última proveniente de la albañilería.

$w_{u2} = 1.25 (0.416 \times 0.0352 \times 10) = 0.183 \text{ kg/cm}$ = carga última proveniente de la columneta.

$$M_u = 2.012 \times 45(45/2 + 55) + \frac{1}{2} \times 2.012 \times 55 \times \frac{2}{3} \times 55 + 0.183 \times 100 \times 50 = 9511.9 \text{ kg-cm}$$

9511.9 kg-cm → usar CL1.

$V_u = 2.012 \times 45 + \frac{1}{2} \times 2.012 \times 55 + 0.183 \times 100 = 164.17 \text{ kg} < \phi V_c = 596 \text{ kg} \rightarrow$ no necesita estribos. Por tanto se empleará en toda los alféizares de las ventanas de cocina y sala-comedor.

- **Grosor de las Juntas Sísmicas (g)**

Para el caso más crítico (zona de S.H.), el grosor de la junta sísmica entre los alféizares y los muros portantes, puede obtenerse multiplicando la máxima distorsión inelástica por la altura del alféizar:

$$g = 0.005 \times 100 = 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{usar poliestireno expansivo (thecnopork) de } \frac{3}{8} \text{ de pulgada de espesor}$$

- **ANALISIS Y DISEÑO DE LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL**

El diseño de losas aligeradas se toma en cuenta el modelo de una viga de sección "T" y se diseña como una viga simplemente apoyada con sección rectangular ya que la profundidad del bloque de compresiones en ala de la sección "T" es menor a 5 cm en los extremos de la vigueta y menor a 15cm en el alma de la sección "T" al centro de la vigueta.

- **Análisis Estructural**

El análisis de las losas aligeradas se hace de manera local, por lo que la combinación de carga a utilizar es: $CU = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

La longitud de las vigas se toma paño por paño y con longitud de paño hasta el centro de viga, se consideran las condiciones de apoyo.

• **Diseño por flexión**

Para el diseño por flexión se tomó en cuenta restricciones para el diseño de acero mínimo y acero máximo. Según la Norma E.060 el momento resistente debe ser mayor de 1.5 veces el momento de agrietamiento para asegurar una falla dúctil. La Norma también menciona que la cantidad máxima de acero en tracción será el 75% de la cantidad de acero necesaria para producir la falla balanceada. Estas condiciones se resumen en la siguiente tabla:

Peralte (h)	Lg	As+	As-	As+	As-
M	cm ⁴	mín	mín	máx	máx.
		cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
0.17	7275	0.53	1.17	7.01	2.23
0.20	11800	0.61	1.29	7.5	2.71
0.25	22700	0.74	1.47	8.29	3.5
0.30	38430	0.86	1.63	9.08	4.31

Tabla 4.12. Restricciones para el diseño de acero mínimo y acero máximo. (Norma Técnica E.060 .2006)

Después de hallados las cantidades de acero mínimo y máximo procederemos a hallar la cantidad de acero necesaria para resistir el momento último obtenido del análisis.

Para esto obtenemos el valor de K_u mediante la siguiente ecuación:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Dónde:

M_u = Momento último

b = Ancho de viga

d = Peralte efectivo

Luego hallamos la cuantía (ρ) en función del valor K_u para después hallar el área de acero necesaria:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

Esta área de acero hallada deberá estar en función a los diámetros de aceros disponibles en el mercado.

- **Diseño por corte**

El diseño por corte se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas (V_u) obtenidas del análisis estructural a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara del apoyo. Se halló la resistencia al corte del concreto (V_c) sin considerar el aporte del acero ya que en las viguetas de las losas aligeradas no se colocan estribos. La resistencia a la cortante del concreto se halla por la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 (1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d)$$

Dónde:

ϕ = factor de reducción = 0.85

$f'c$ = resistencia del concreto

Según las Norma E.060 se debe cumplir que la resistencia al corte del concreto debe ser mayor o igual a la resistencia última requerida.

$$\phi V_c \geq V_u$$

- **Determinación de ensanches**

Si la resistencia al corte del concreto es menor que la resistencia al corte requerido se reforzara la sección ensanchando la base. Esta ampliación aumenta la resistencia al corte del concreto. Según la Norma E.060 estos ensanches se hará de forma alternada o continua según sea necesaria para ser mayor a la resistencia al corte ultima requerida y una distancia adecuada para cumplir con lo solicitado. Estas distancias estarán en función a las dimensiones de los ladrillos pasteleros reemplazados.

- **Refuerzo por temperatura**

Se colocó una malla de acero en la parte superior de la losa. Según la Norma E.060 se usará una cuantía de acero de $\rho = 0.0018$. Usualmente las barras de acero que se usan para temperatura y que se encuentran en el mercado son de $\frac{1}{4}$ “de diámetro.

• Corte de Bastones

El corte de las varillas se toma en función a la resistencia última requerida por flexión. La longitud se tomara desde la cara del apoyo hasta una distancia adecuada para que el momento suministrado por el acero sea superior al momento requerido por las cargas de diseño. Se recomienda una regla práctica para longitudes de corte de los bastones de acero en apoyos interiores y apoyos exteriores. Estas longitudes de bastones están en función de la longitud libre de cada tramo del aligerado. Estas longitudes se muestran en la siguiente tabla:

Longitud de corte	Apoyo interior	Apoyo exterior
Acero superior (As-)	$L_n/4$	$L_n/5$
Acero inferior (As+)	$L_n/6$	$L_n/7$

Tabla 4.13. Longitudes de corte de bastones. (Hernández. 2012)

Dónde:

L_n = Longitud libre de cada paño.

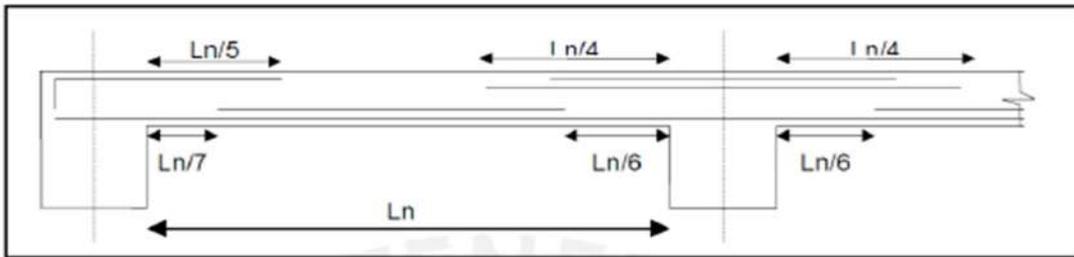


Gráfico 4.37. Idealización de longitudes de corte de acero para tramos de vigas. (Hernández, 2012)

• **Ejemplo de Diseño de losa aligerada**

Se tomó como ejemplo de diseño de aligerado el tramo comprendido entre los ejes B-E y 3-6 en el techo de la sala - comedor.

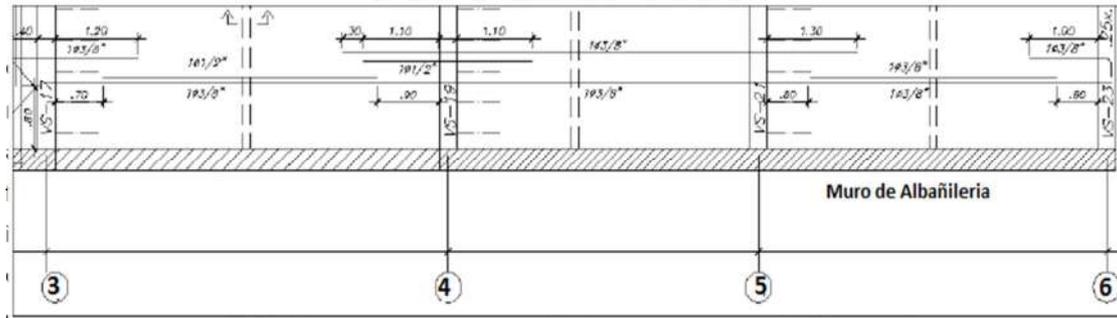


Gráfico 4.38 Longitudes de corte de acero para tramos de vigas. (Elaboración Propia, 2015)

Metrado de cargas:

Aligerado. $h=20\text{cm}$: 300 Kg/m^2

Piso terminado: 100 Kg/m^2

Sobrecarga: 200 Kg/m^2

$$\omega_{CM} = 0.4 \times (300 + 100) = 160 \text{ kg/m} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$\omega_{CV} = 0.4 \times (200) = 80 \text{ kg/m} = 0.08 \text{ ton/m}$$

Carga

muerta:

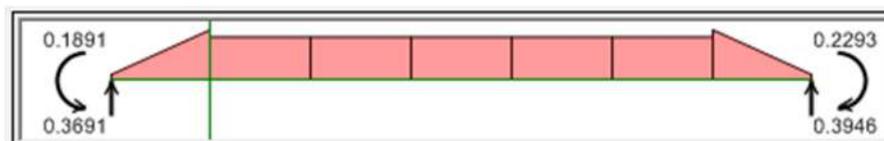


Gráfico 4.39. Diagrama de Carga Muerta. (Elaboración Propia, 2015)

Carga viva:

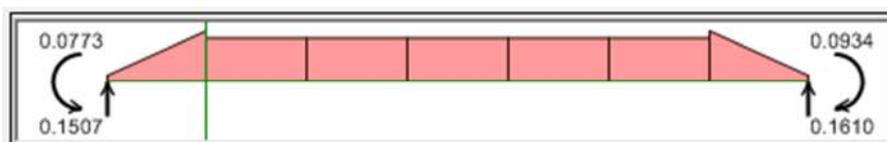


Gráfico 4.40. Diagrama de Carga Viva. (Elaboración Propia, 2015)

Diagrama de momento flector (DMF):

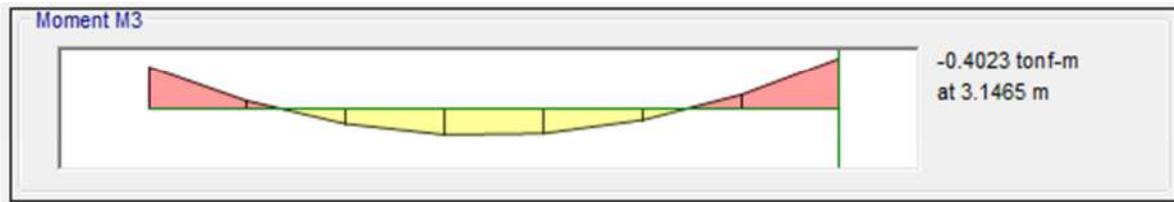


Gráfico 4.41. Diagrama de Momento Flector. (Elaboración Propia, 2015)

Diagrama de fuerza cortante (DFC):

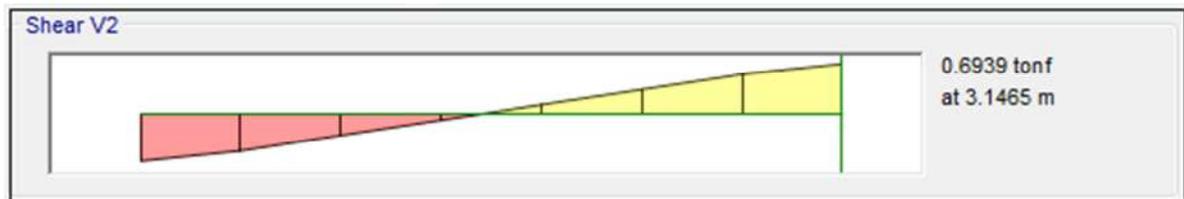


Gráfico 4.42. Diagrama de Fuerza Cortante. (Elaboración Propia, 2015)

- **Diseño por flexión:**

Para el diseño por flexión se halla primero la cantidad de acero mínimo para una vigueta de losa aligerada de 0.20 m de espesor al centro y al extremo de la vigueta.

Momento negativo:

$$A_{s-\min}: 1.29 \text{ cm}^2$$

$$M_u^- = 0.40 \text{ ton-m}$$

$$b = 10 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}, K_u = 13.84$$

$$\rho = 0.0038$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0038 \times 10 \times 17 = 0.65 \text{ cm}^2$$

Entonces tomamos el acero mínimo: $1.29 \text{ cm}^2 = 1 \phi \frac{1}{2}''$

$$M_n = M_u / \phi$$

$$\phi = 0.9 \text{ (flexión)}$$

$$M_n = 0.44 \text{ ton-m}$$

$$M_u^- = 0.40 \text{ ton-m}$$

$$M_n > M_u \dots \text{CUMPLE}$$

Momento positivo:

$$A_{s+min}: 0.61 \text{ cm}^2 \text{ acero corrido} = 1 \phi \text{ 3/8"}$$

$$M_{u+} = 0.20 \text{ tn-m}$$

$$b=10 \text{ cm, } d=17 \text{ cm, } K_u = 6.92$$

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0018 \times 10 \times 17 = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces tomamos el acero m\u00ednimo: } 0.61 \text{ cm}^2 = 1 \phi \text{ 3/8"}$$

$$M_n = M_u / \phi$$

$$\phi = 0.9 \text{ (flexi\u00f3n)}$$

$$M_n = 0.22 \text{ ton-m}$$

$$M_{u-} = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$M_n > M_u \dots \text{CUMPLE}$$

- **Dise\u00f1o por corte:**

Resistencia nominal por corte:

$$\phi V_c = 0.85(1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d)$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2, b = 10 \text{ cm, } d = 17 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton.}$$

V_u a "d" de la cara de apoyo

$$V_u = 1.15 \times (W_u \times L) / 2$$

$$V_u = 0.79 \text{ ton.}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ CUMPLE (no necesita ensanches)}$$

• DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se realizó un análisis previo basado en la posibilidad de emplear cimientos corridos tanto para los muros de albañilería.

La capacidad portante neta del terreno que, como se indicó en las generalidades del proyecto, tiene un valor de 1.00 kg/cm^2 . También se consideró la profundidad de cimentación la cual se obtuvo con los datos del estudio de suelos como referencia para dicho estudio, se obtuvo una profundidad de $h_f=1.95\text{m}$ con la capacidad portante antes mencionada. De tal forma se presenta la Tabla 5.69 con los cálculos para piso típico y azotea para cada muro, la carga acumulada y la carga de servicio con el 10% incluido. Así mismo, se debe indicar que la base calculada debe ser mayor a 0.40 m por razones de constructibilidad:

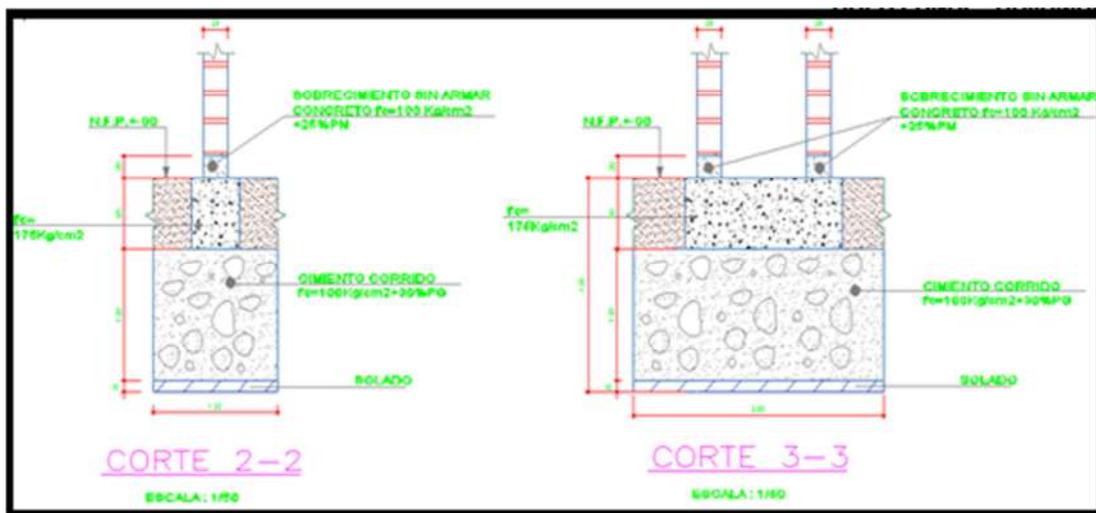


Gráfico 4.43. Detalle y requisitos mínimos para cimiento corrido. (Elaboración Propia, 2015)

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS Y RESULTADOS

5.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

5.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- **MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

A continuación se presentan las fuerzas del primer nivel para cada caso de carga según indique:

TABLA 5.1: Fuerzas en los Placas según Carga Muerta

NIVEL	Pier	Caso de carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	P1	CM	Bottom	-2.8919	-0.1043	0.007	0.0016	0.0062	-0.1225
Nivel 1	P2	CM	Bottom	-3.4049	0.0776	-0.0006	-0.0003	-0.0004	0.0401
Nivel 1	P3	CM	Bottom	-9.0519	-1.171	-0.0005	-0.0004	-0.0003	-0.4718
Nivel 1	P4	CM	Bottom	-8.4456	-0.3706	-0.0002	-0.0001	0.00003105	-0.0635
Nivel 1	P5	CM	Bottom	-6.6543	-0.1932	-0.0003	-0.0001	-6.421E-06	-0.1108
Nivel 1	P6	CM	Bottom	-9.4442	-0.051	0.0299	-0.0186	0.0261	-0.3252
Nivel 1	P7	CM	Bottom	-5.4334	0.2029	0.0077	-0.0018	0.0068	0.2017
Nivel 1	P8	CM	Bottom	-5.8184	0.2273	-0.0098	0.0021	-0.0084	0.2282
Nivel 1	P9	CM	Bottom	-2.4499	-0.0523	-0.0191	-0.0038	-0.0165	-0.0657
Nivel 1	P10	CM	Bottom	-7.9235	-0.151	0.0056	0.0018	0.005	-0.1472
Nivel 1	P11	CM	Bottom	-8.7035	-0.5932	-0.0969	-0.0345	-0.0839	-0.4646
Nivel 1	P12	CM	Bottom	-7.7912	0.5278	0.0004	-0.0001	0.0006	-0.0273
Nivel 1	P13	CM	Bottom	-4.6002	0.2226	0.0034	-0.0011	0.0031	0.1305
Nivel 1	P14	CM	Bottom	-13.4049	1.2489	0.0613	-0.0312	0.0533	-0.1495
Nivel 1	P15	CM	Bottom	-4.1952	-0.109	-0.0001	0.0001	-0.0002	-0.1272
Nivel 1	P16	CM	Bottom	-7.1167	-0.3258	-0.0002	-0.0003	-0.0003	-0.12
Nivel 1	P17	CM	Bottom	-7.5178	-0.0175	-0.0161	-0.0081	-0.0141	-0.1948
Nivel 1	P18	CM	Bottom	-8.5638	-0.044	-0.0189	0.0111	-0.0166	-0.2369
Nivel 1	P19	CM	Bottom	-7.7575	0.0649	-0.0006	0.0001	-0.0007	-0.3511
Nivel 1	P20	CM	Bottom	-16.4256	1.1199	-0.0853	0.0392	-0.0741	-0.2998
Nivel 1	P21	CM	Bottom	-8.788	0.0841	-0.0028	0.0017	-0.0025	0.0012
Nivel 1	P22	CM	Bottom	-6.439	0.0155	0.0006	-0.00003249	0.0005	-0.0149
Nivel 1	P23	CM	Bottom	-8.8817	0.2294	-0.001	0.0003	-0.0011	-0.4728
Nivel 1	P24	CM	Bottom	-10.1548	-0.1897	-0.0077	-0.0033	-0.0068	-0.1717
Nivel 1	P25	CM	Bottom	-5.1516	-0.3355	0.1039	0.0356	0.0899	-0.2851
Nivel 1	P26	CM	Bottom	-9.0325	-0.2823	0.1637	-0.0817	0.1417	-0.1565
Nivel 1	P27	CM	Bottom	-6.6689	-0.1078	0.00004977	0.0005	-0.0001	-0.1756
Nivel 1	P28	CM	Bottom	-11.2815	0.0292	0.047	0.0262	0.0405	-0.2778
Nivel 1	P29	CM	Bottom	-6.8206	-0.1315	0.0022	-0.0013	0.0018	-0.1469
Nivel 1	P30	CM	Bottom	-10.1487	-0.1839	-0.0056	0.0017	-0.005	-0.1928
Nivel 1	P31	CM	Bottom	-8.103	0.1717	-0.00001098	-0.0005	-0.0002	-0.0736

(Elaboración Propia. 2015)

TABL 5.2: Fuerzas en los Placas según Carga Viva

Nivel	Pier	Caso de Carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	P1	Live	Bottom	-0.9687	-0.0381	0.0025	0.0006	0.0022	-0.0451
Nivel 1	P2	Live	Bottom	-1.1308	0.0284	-0.0002	-0.0001	-0.0002	0.0141
Nivel 1	P3	Live	Bottom	-3.0474	-0.4077	-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.1695
Nivel 1	P4	Live	Bottom	-2.8482	-0.1316	-0.0001	-0.0001	0.00001052	-0.0288
Nivel 1	P5	Live	Bottom	-2.2371	-0.0699	-0.0001	-0.00001914	-2.811E-06	-0.0451
Nivel 1	P6	Live	Bottom	-3.175	-0.0182	0.0106	-0.0066	0.0092	-0.1261
Nivel 1	P7	Live	Bottom	-1.8356	0.0729	0.0027	-0.0006	0.0024	0.0722
Nivel 1	P8	Live	Bottom	-1.9729	0.0818	-0.0035	0.0008	-0.003	0.0818
Nivel 1	P9	Live	Bottom	-0.8221	-0.019	-0.0068	-0.0014	-0.0059	-0.0241
Nivel 1	P10	Live	Bottom	-2.6753	-0.0566	0.0019	0.0006	0.0017	-0.0559
Nivel 1	P11	Live	Bottom	-2.9463	-0.2118	-0.0346	-0.0123	-0.03	-0.1672
Nivel 1	P12	Live	Bottom	-2.6223	0.1848	0.0001	-0.00002327	0.0002	-0.014
Nivel 1	P13	Live	Bottom	-1.5516	0.0781	0.0012	-0.0004	0.0011	0.0443
Nivel 1	P14	Live	Bottom	-4.5526	0.4427	0.0219	-0.0112	0.0191	-0.0576
Nivel 1	P15	Live	Bottom	-1.4043	-0.0367	-0.00003144	0.0001	-0.0001	-0.043
Nivel 1	P16	Live	Bottom	-2.3814	-0.1095	-0.00004672	-0.0001	-0.0001	-0.041
Nivel 1	P17	Live	Bottom	-2.5186	-0.0077	-0.0057	-0.0029	-0.005	-0.0658
Nivel 1	P18	Live	Bottom	-2.8828	-0.0159	-0.0067	0.0039	-0.0059	-0.0797
Nivel 1	P19	Live	Bottom	-2.6124	0.0219	-0.0002	0.00003586	-0.0003	-0.1191
Nivel 1	P20	Live	Bottom	-5.601	0.3968	-0.0304	0.014	-0.0264	-0.1035
Nivel 1	P21	Live	Bottom	-2.9652	0.0307	-0.001	0.0006	-0.0009	0.0018
Nivel 1	P22	Live	Bottom	-2.1649	0.0055	0.0002	-0.00001135	0.0002	-0.0049
Nivel 1	P23	Live	Bottom	-2.9912	0.0789	-0.0003	0.0001	-0.0004	-0.1615
Nivel 1	P24	Live	Bottom	-3.4286	-0.0664	-0.0028	-0.0012	-0.0024	-0.0591
Nivel 1	P25	Live	Bottom	-1.7296	-0.1187	0.0371	0.0127	0.0321	-0.1002
Nivel 1	P26	Live	Bottom	-3.0582	-0.0991	0.0584	-0.0292	0.0506	-0.0531
Nivel 1	P27	Live	Bottom	-2.2239	-0.0396	7.911E-06	0.0002	-0.0001	-0.0595
Nivel 1	P28	Live	Bottom	-3.7679	0.0065	0.0168	0.0094	0.0144	-0.0922
Nivel 1	P29	Live	Bottom	-2.3157	-0.0449	0.0008	-0.0005	0.0006	-0.0502
Nivel 1	P30	Live	Bottom	-3.4138	-0.0654	-0.002	0.0006	-0.0018	-0.0668
Nivel 1	P31	Live	Bottom	-2.7383	0.0592	0	-0.0002	-0.0001	-0.0249

(Elaboración Propia. 2015)

TABLA 5.3: Fuerzas en los Placas de la azotea según Carga Viva

Nivel	Pier	Caso de Carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	P1	Live Up	Bottom	-0.1797	0.0025	0.0001	0.00001162	0.0001	0.0038
Nivel 1	P2	Live Up	Bottom	-0.2387	-0.002	5.686E-06	-4.313E-06	0.00001041	0.0005
Nivel 1	P3	Live Up	Bottom	-0.5193	-0.0295	0.00000453	-5.916E-06	0.00001252	0.0029
Nivel 1	P4	Live Up	Bottom	-0.4706	-0.0022	-0.00001039	-4.093E-06	1.593E-06	0.0172
Nivel 1	P5	Live Up	Bottom	-0.3905	0.0024	-0.00001056	-2.857E-06	0.00000145	0.0154
Nivel 1	P6	Live Up	Bottom	-0.5542	0.00004504	0.0003	-0.0002	0.0002	0.0278
Nivel 1	P7	Live Up	Bottom	-0.2938	-0.0013	0.00000332	-1.174E-06	7.054E-06	-0.0004
Nivel 1	P8	Live Up	Bottom	-0.2944	-0.0019	-0.00002994	-9.517E-06	-0.00002177	-0.0009
Nivel 1	P9	Live Up	Bottom	-0.148	0.001	-0.00003333	-5.725E-06	-0.00002522	0.0018
Nivel 1	P10	Live Up	Bottom	-0.4326	0.0076	0.0001	0.00003455	0.0001	0.0093
Nivel 1	P11	Live Up	Bottom	-0.4539	-0.0003	0.00001301	0.00000451	0.00001763	0.0036
Nivel 1	P12	Live Up	Bottom	-0.4488	0.0105	4.436E-06	-5.891E-06	0.0000129	0.012
Nivel 1	P13	Live Up	Bottom	-0.2557	0.0041	0.0001	-0.00002137	0.0001	0.0065
Nivel 1	P14	Live Up	Bottom	-0.6577	0.0093	-0.00002181	-1.926E-06	-9.847E-06	0.0119
Nivel 1	P15	Live Up	Bottom	-0.2631	-0.0062	3.794E-06	-3.156E-06	0.00001376	-0.0068
Nivel 1	P16	Live Up	Bottom	-0.4487	-0.0191	-0.00004596	-0.00002052	-0.00002395	-0.0052
Nivel 1	P17	Live Up	Bottom	-0.4657	0.004	-0.0002	-0.00003619	-0.0001	-0.0104
Nivel 1	P18	Live Up	Bottom	-0.492	0.0005	-0.0001	0.0001	-0.0001	-0.0138
Nivel 1	P19	Live Up	Bottom	-0.4427	0.0037	1.684E-06	0.00000054	0.00001928	-0.0176
Nivel 1	P20	Live Up	Bottom	-0.7428	0.0089	-0.0003	0.0001	-0.0002	-0.0101
Nivel 1	P21	Live Up	Bottom	-0.4856	-0.0018	-0.00001792	8.538E-06	-4.554E-06	-0.0039
Nivel 1	P22	Live Up	Bottom	-0.3772	0.0002	-6.294E-06	-7.08E-07	3.011E-06	-0.0012
Nivel 1	P23	Live Up	Bottom	-0.5062	0.0085	-3.178E-06	7.808E-06	0.00001507	-0.0206
Nivel 1	P24	Live Up	Bottom	-0.5547	-0.0039	0.0001	0.00001099	0.0001	-0.0063
Nivel 1	P25	Live Up	Bottom	-0.3087	-0.0031	0.0001	0.00002421	0.0001	-0.0044
Nivel 1	P26	Live Up	Bottom	-0.4694	-0.0048	0.0001	-0.0001	0.0001	-0.0078
Nivel 1	P27	Live Up	Bottom	-0.4419	0.0031	0.00002762	-6.837E-06	0.00003986	-0.0089
Nivel 1	P28	Live Up	Bottom	-0.7315	0.011	0.0001	0.00002845	0.0001	-0.0195
Nivel 1	P29	Live Up	Bottom	-0.3368	-0.0058	0.00001158	1.858E-06	0.00002126	-0.0065
Nivel 1	P30	Live Up	Bottom	-0.59	-0.0008	0.00002414	-0.0000151	0.0000342	-0.0058
Nivel 1	P31	Live Up	Bottom	-0.4358	0.006	-0.00001098	-7.16E-07	3.759E-06	-0.004

(Elaboración Propia. 2015)

5.2.2 ANÁLISIS SISMICO

• FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE:

Tenemos así, para la edificación, el siguiente peso P:

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Top Story	Bottom Story	C	K	PESO TOTAL
			%					tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	Nivel 4	Base	0.2625	1	583.6863
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	Nivel 4	Base	0.2625	1	583.6863

(Elaboración propia. 2015)

Ya con todos los parámetros establecidos, calculamos la fuerza cortante en la base.

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO EDIFICIO 04 PISOS

Tipo de Edificación

Irregular

Altura de la Edificación

$$H = 10.4$$

$$H \leq 45\text{m. ANALISIS ESTÁTICO}$$

Parámetros de Sitio

Zonificación

Departamento	Cajamarca
Zona	3
Factor	0.35

Condiciones Geotécnicas

Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S3	Suelos Intermedios	1	1.2

Categoría de la Edificación

Categoría	Descripción	Factor U
C	Vivienda	1.0

Sistema Estructural

Sistema Estructural	Coficiente de Reducción R para estructura irregular
C° A° (Muros de Ductibilidad)	4

Periodo Fundamental

$$T = 0.173 \quad Ct = 60$$

Factor de Amplificación Sísmica C = 2.5

TABLA 5.5: Pesos por Nivel de la Estructura							
Nivel	Diafragma	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y
		kg	kg	m	m	kg	kg
Nivel 4	D1	68300.95	68300.95	9.022	4.1078	68300.95	68300.95
Nivel 3	D1	171795.12	171795.12	8.9883	4.0915	240096.07	240096.07
Nivel 2	D1	171795.12	171795.12	8.9883	4.0915	411891.18	411891.18
Nivel 1	D1	171795.12	171795.12	8.9883	4.0915	583686.3	583686.3

(Elaboración propia. 2015)

➤ Fuerza cortante en la base:

$$V = \frac{ZUSC}{R} (P) = \frac{0.35 * 1 * 1.2 * 2.5}{4} (583.686)$$

$$V = 153.2177 \text{ tn}$$

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares.

$$V = 0.8 * 153.2177 = 122.57 \text{ tn}$$

• **DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN LA ALTURA**

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

PT = 583.69 Tn

ESFUERZO CORTANTE EN LA BASE

PARÁMETROS	
Z	0.35
U	1.0
C	2.50
S	1.2
R	4
V	153.22 Tn

ESFUERZO CORTANTE POR PISO

$$f_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \times h_j} \times V$$

EN DIRECCION X

	Pi (Tn)	hi (m)	Pj (Tn)	hj (m)	$\sum_{j=1}^n P_j \times h_j$	V (Tn)	fi (Tn)
F1X	171.80	2.60	171.80	2.60	446.667	153.22	20.19
F2X	171.80	5.20	171.80	5.20	893.334	153.22	40.37
F3X	171.80	7.80	171.80	7.80	1340.001	153.22	60.56
F4X	68.30	10.40	68.30	10.40	710.32	153.22	32.10
					3390.322		153.22

EN DIRECCION Y

	Pi (Tn)	hi (m)	Pj (Tn)	hj (m)	$\sum_{j=1}^n P_j \times h_j$	V (Tn)	fi (Tn)
F1Y	171.80	2.60	171.80	2.60	446.667	153.22	20.19
F2Y	171.80	5.20	171.80	5.20	893.334	153.22	40.37
F3Y	171.80	7.80	171.80	7.80	1340.001	153.22	60.56
F4Y	68.30	10.40	68.30	10.40	710.32	153.22	32.10
					3390.322		153.22

Tabla 5.6: Fuerzas sísmicas en la altura (Análisis Estático)

• **EFFECTOS DE TORSIÓN**

Los valores de excentricidad accidental en cada dirección, son los siguientes:

EFFECTOS DE TORSIÓN		
Sismo en X-X →	$e_a=5\%(Dxm)=$	0.5
Sismo en Y-Y →	$e_a=5\%(Dym)=$	0.94

Tabla 5.7. Efectos de Torsión. (Elaboración Propia, 2015)

DISTRIBUCION DE LA FUERZA Y MOMENTOS APLICADOS EN EL CENTRO DE MASAS DE CADA NIVEL				
Piso	Fuerza en x c/piso (tn)	Fuerza en y c/piso (tn)	Momento sismo X(tn/m)	Momento sismo Y (tn/m)
4	32.10	32.10	16.05	30.01
3	60.56	60.56	30.28	56.62
2	40.37	40.37	20.19	37.75
1	20.19	20.19	10.09	18.87
	153.22	153.22		

Tabla 5.8: Fuerzas y Momentos sísmicas en la altura (Análisis Estático), (Elaboración Propia, 2015)

• **DESPLAZAMIENTOS LATERALES**

Tabla 5.9. Desplazamientos Laterales - Sismo en X-X (estado "Sismo XX1")							
Centro de Masas CG			Eje A		Eje F		RT = d5 / (1/2 (d5 +d9))
Nivel	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.000692	0.000154	0.000769	0.000153846	0.000654	0.000154	1
3	0.000538	0.000192	0.000615	0.000230769	0.0005	0.000192	1.090909091
2	0.000346	0.000192	0.000385	0.000230769	0.000308	0.000192	1.090909091
1	0.000154	0.000154	0.000154	0.000153846	0.000115	0.000115	1.142857143

De la tabla 5.9. Vemos que la máxima deriva en la dirección longitudinal (x) se da en el 3er piso y es 0.0001923. La deriva permitida por la norma para MDL es 0.007. (Elaboración Propia, 2015)

Como $0.0001923 < 0.007$ cumple.

Tabla 5.10. Desplazamientos Laterales - Sismo en Y-Y							
Centro de Masas CG			Eje 9		Eje 3		RT = dA / (1/2 (dA +dD))
Nivel	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.001462	0.000346	0.001346	3.84615385E-05	0.001231	0.000308	0.222222222
3	0.001115	0.000423	0.001308	0.0005	0.000923	0.000346	1.181818182
2	0.000692	0.000423	0.000808	0.0005	0.000577	0.000346	1.181818182
1	0.000269	0.000269	0.000308	0.000307692	0.000231	0.000231	1.142857143

De la tabla 5.10. Vemos que la máxima deriva en el eje transversal se da en el 3er piso y es 0.000423. La deriva permitida por la norma para muros estructurales es 0.007. (Elaboración Propia, 2015)

Como $0.000423 < 0.007$ cumple.

- FUERZAS INTERNAS**

Las tablas 5.11 y 5.12, muestra como ejemplo las fuerzas internas del Muro 3X:

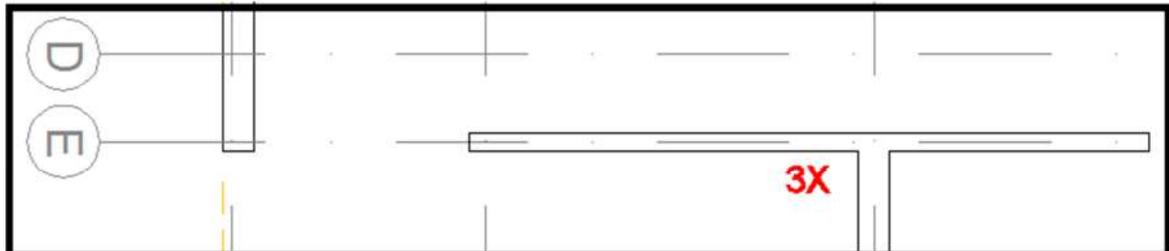


Gráfico 5.1: Muro de Ductilidad limitada 3“X”. (Elaboración Propia, 2015)

TABLA 5.11: Fuerzas Internas del muro P20 (3X) para sismo "X"									
Nivel	Pier	Caso de Carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P20	Sismo X	Bottom	-0.8644	0.0908	0.0206	-0.0107	0.0276	-0.3689
Nivel 3	P20	Sismo X	Bottom	0.2744	3.8078	0.0284	-0.0165	0.0381	5.0036
Nivel 2	P20	Sismo X	Bottom	4.9291	6.615	0.0328	-0.0203	0.0409	11.6297
Nivel 1	P20	Sismo X	Bottom	12.7375	8.92	0.0183	-0.0115	0.0166	19.7324

Tabla 5.11: Fuerzas internas del Muro 3X. (Elaboración Propia, 2015)

TABLA 5.12: Fuerzas Internas del muros P20 (3X) para sismo "Y"									
Nivel	Pier	Caso de Carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P20	Sismo Y	Bottom	-0.5691	-1.7903	0.0469	-0.0114	0.0621	-2.7059
Nivel 3	P20	Sismo Y	Bottom	-3.9994	-2.8812	0.0873	-0.0205	0.1181	-4.7958
Nivel 2	P20	Sismo Y	Bottom	-10.9583	-3.6631	0.1135	-0.0284	0.1533	-5.5297
Nivel 1	P20	Sismo Y	Bottom	-18.7998	-1.7258	0.0839	-0.0139	0.114	-1.0605

Tabla 5.12: Fuerzas internas del Muro 3X. (Elaboración Propia, 2015)

5.2.3 ANÁLISIS DINÁMICO

- FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE

V dinámico > 80% V estático

P: PESO DE LA EDIFICACIÓN

Sentido	V estático(tn)	V dinámico(tn)	80% V estático(tn)	
XX	153.21 = 27%P	158.26= 28%P	122.56=21%P	Cumple
YY	153.21 = 27%P	158.33= 28%P	122.56=21%P	Cumple

Tabla 5.13: Comparación entre Cortante estático y dinámico. (Elaboración Propia, 2015)

- PERIODO DE VIBRACIÓN

PERIODOS DE VIBRACION			
Modo	Periodo	U1(%) Masa Efectiva X	U2(%) Masa Efectiva Y
1	0.09	1.69	75.96
2	0.059	39.87	2.27
3	0.057	38.77	0.21
4	0.024	0.29	16.89
5	0.019	5.35	0.12
6	0.017	10.54	0.05
7	0.013	0.05	3.67
8	0.011	1.05	0.01
9	0.01	0.001219	0.81
10	0.01	1.91	0.002673
11	0.008	0.19	0
12	0.008	0.29	0

Tabla 5.14: Períodos de cada uno de los modos de vibración. (Elaboración Propia, 2015)

Entonces los periodos fundamentales son:

T_{xx} = 0.06 s.

T_{yy} = 0.09 s.

Para cada periodo se hallan las respectivas aceleraciones espectrales con la siguiente expresión: $A(i) = ZUSC(i) g / R$

Dónde:

$g=9.81\text{m/s}^2$.

$i = \text{modo } (1,2,3\dots 12)$.

PARAMETROS SISMICOS	
Z	0.35
S	1.20
U	1.00
T	X=0.06 Y=0.09
C	2.5
R	4.00

Tabla 5.15: Parámetros Sísmicos. (Elaboración Propia, 2015)

- **EFFECTOS DE TORSIÓN**

El gráfico 5.2 muestra la opción del Etabs para incluir la torsión accidental.

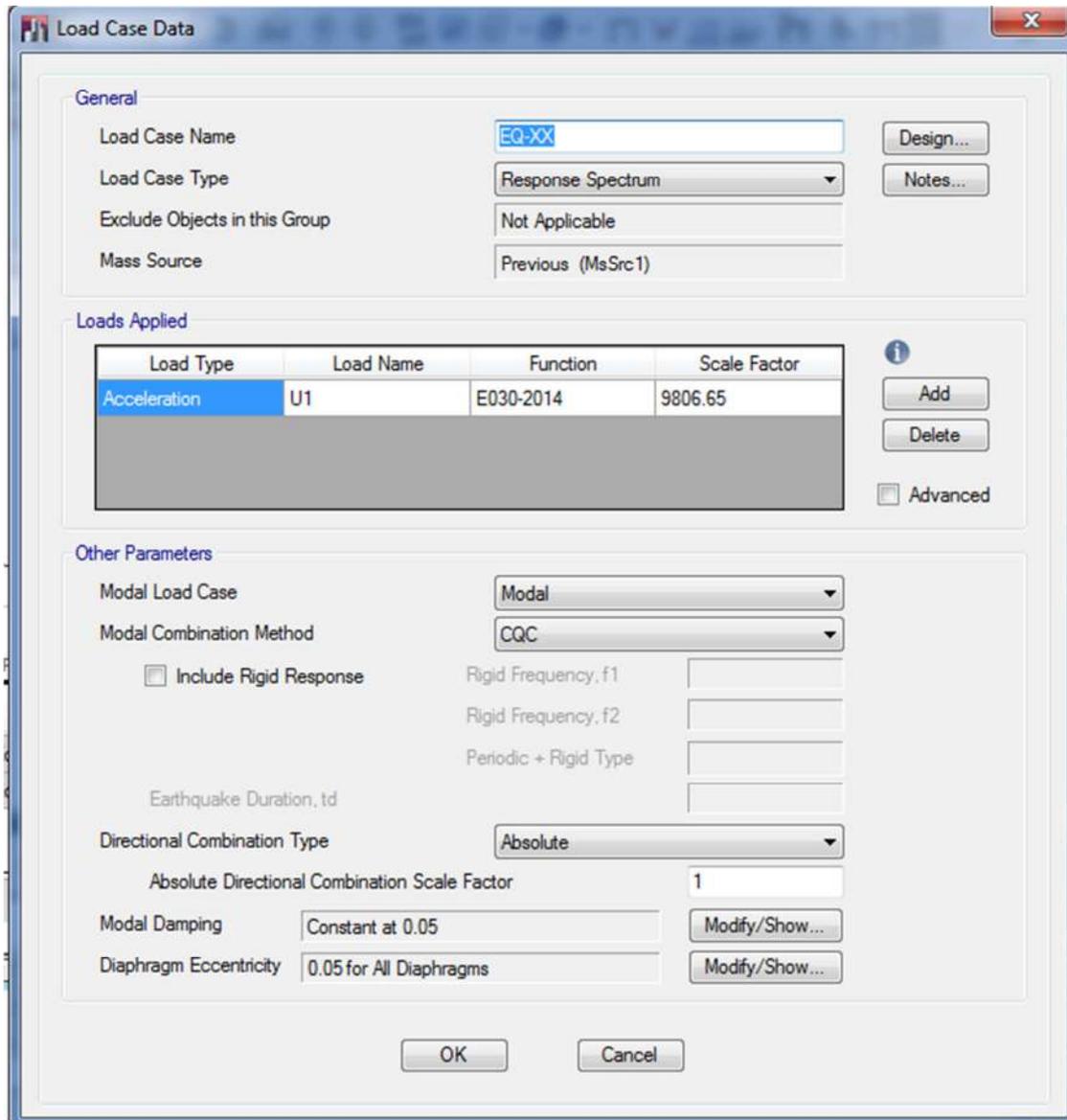


Gráfico 5.2: Torsión Accidental. (Etabs, 2015)

- **DESPLAZAMIENTOS LATERALES**

Según lo estipulado en la Norma E.030, en el artículo 16.4 se calcularon los desplazamientos y derivas máximas:

Desplazamientos y Derivas Máximas, en la dirección longitudinal X:

TABLA 5.16: Máximas derivas según Espectro de Diseño EQ-XX						
Nivel	Caso de Carga	Item	Deriva $X \cdot R \cdot 0.75$	X	Y	Z
				m	m	m
Nivel 4	EQ-XX Max	Max Drift X	0.00015	0	6.6991	10.4
Nivel 4	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000132	18.4979	0	10.4
Nivel 3	EQ-XX Max	Max Drift X	0.000168	11.09	9.75	7.8
Nivel 3	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000126	18.4979	0	7.8
Nivel 2	EQ-XX Max	Max Drift X	0.000168	11.09	9.75	5.2
Nivel 2	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000105	18.4979	0	5.2
Nivel 1	EQ-XX Max	Max Drift X	0.000114	14.7502	9.75	2.6
Nivel 1	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000063	0	1.4	2.6

Tabla 5.16: Derivas máximas con Sismo en X. (Elaboración Propia, 2015)

Del cuadro vemos que la máxima deriva en el eje longitudinal se da en el 3er piso y es 0.000168.

La deriva permitida por la norma para MDL es 0.007.

$0.000168 < 0.007$ **cumple.**

Desplazamientos y Derivas Máximas, en la dirección transversal Y:

TABLA 5.17: Máximas derivas según Espectro de Diseño EQ-YY						
Nivel	Caso de Carga	Item	Deriva $Y \cdot R \cdot 0.75$	X	Y	Z
				m	m	m
Nivel 4	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000144	11.09	9.75	10.4
Nivel 4	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.00039	18.4979	0	10.4
Nivel 3	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000135	11.09	9.75	7.8
Nivel 3	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.00014	18.4979	0	7.8
Nivel 2	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000108	11.09	9.75	5.2
Nivel 2	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.000384	18.4979	0	5.2
Nivel 1	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000057	14.7502	9.75	2.6
Nivel 1	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.000231	18.4979	0	2.6

Tabla 5.17: Derivas máximas con Sismo en Y. (Elaboración Propia, 2015)

Del cuadro vemos que la máxima deriva en el eje transversal se da en el 4er piso y es 0.00039.

La deriva permitida por la norma para muros estructurales es 0.007.

$$0.00039 < 0.007 \text{ cumple.}$$

• **FUERZAS INTERNAS**

La tabla 6.13, muestra como ejemplo las fuerzas internas del Muro 3X

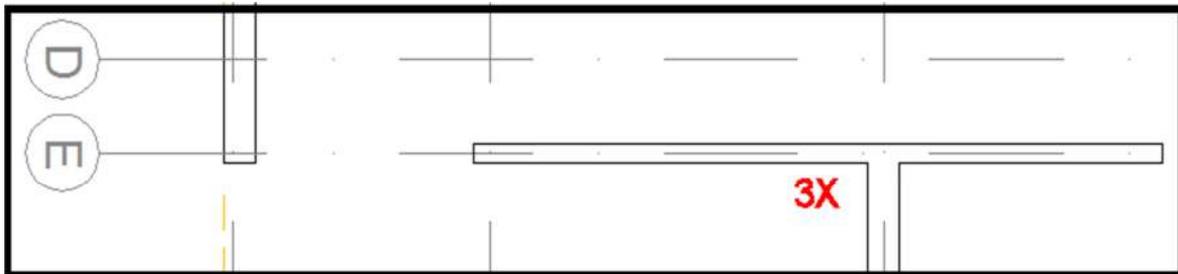


Gráfico 5.3: Muro de ductilidad limitada 3X. (Elaboración Propia, 2015)

TABLE 5.18: Fuerzas Internas del Muros P20(3X) según Analisis Dinamico EQ-XX									
Nivel	Pier	Caso de carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P20	EQ-XX Max	Bottom	1.074	0.759	0.032	0.018	0.042	1.384
Nivel 3	P20	EQ-XX Max	Bottom	1.212	3.912	0.049	0.026	0.065	5.301
Nivel 2	P20	EQ-XX Max	Bottom	4.626	6.688	0.06	0.031	0.077	11.9
Nivel 1	P20	EQ-XX Max	Bottom	12.02	9.352	0.039	0.018	0.046	20.85

Tabla 5.18: Fuerzas Internas del Muros P20 (3X) según Análisis Dinámico EQ-XX. (Elaboración Propia, 2015)

TABLE 5.19: fuerzas Internas del Muros P20 (3X) según Analisis Dinamico EQ-YY									
Nivel	Pier	Caso de carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P20	EQ-YY Max	Bottom	0.805	2.0185	0.0591	0.0223	0.0781	2.9744
Nivel 3	P20	EQ-YY Max	Bottom	4.639	3.8803	0.1054	0.0339	0.1422	6.2993
Nivel 2	P20	EQ-YY Max	Bottom	13.117	5.2507	0.1341	0.0426	0.1809	8.3669
Nivel 1	P20	EQ-YY Max	Bottom	23.22	3.7469	0.0993	0.0232	0.1342	5.6873

Tabla 5.19: Fuerzas Internas del Muros P20 (3X) según Análisis Dinámico EQ-YY. (Elaboración Propia, 2015)

5.2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL

• DISEÑO DE MUROS

Las cargas últimas máximas requeridas en el primer piso son las siguientes:

TABLA 5.20: Cargar últimas Máximas Requeridas en el Primer Piso								
Nivel	Pier	Combo	Location	P	V2	V3	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Nivel 1	P20	1.25CM+1.25CV+SISMO X	Bottom	-10.55	13.7892	-0.1202	-0.1035	25.8058
Nivel 1	P20	1.25CM+1.25CV-SISMO X	Bottom	-44.517	-9.9976	-0.1691	-0.1478	-26.8139
Nivel 1	P20	1.25CM+1.25CV+SISMO Y	Bottom	-52.6	-0.4053	-0.0327	0.0263	-1.918
Nivel 1	P20	1.25CM+1.25CV- SISMO Y	Bottom	-2.467	4.1969	-0.2565	-0.2776	0.91
Nivel 1	P20	0.9CM+EQ-XX Max	Bottom	-2.4987	10.5618	-0.0367	-0.0201	21.0283
Nivel 1	P20	0.9CM-EQ-XX Max	Bottom	-2.4987	10.5618	-0.0367	-0.0201	21.0283
Nivel 1	P20	0.9CM+EQ-YY Max	Bottom	8.9393	4.8359	0.0246	0.0704	5.5405
Nivel 1	P20	0.9CM-EQ-YY Max	Bottom	8.9393	4.8359	0.0246	0.0704	5.5405

Tabla 5.20: Cargas últimas máximas requeridas. (Elaboración propia, 2015)

Nivel	Pier	Combo	Location	V2	V3
				tonf	tonf
Nivel 1	P20	ENVOLVENTE Max	Bottom	13.7892	0.0246

Tabla 5.21: Cortantes máximas con envolvente de diseño. (Elaboración propia, 2015)

Con el acero distribuido y el refuerzo mínimo en sus extremos del muro, se obtuvo el diagrama de interacción con ayuda del programa Etabs y se verificó que los valores (Pu, Mu2-2 y Pu, Mu3-3) quedaran dentro de dicho diagrama. Los resultados obtenidos se muestran en los gráficos 5.4 y 5.5

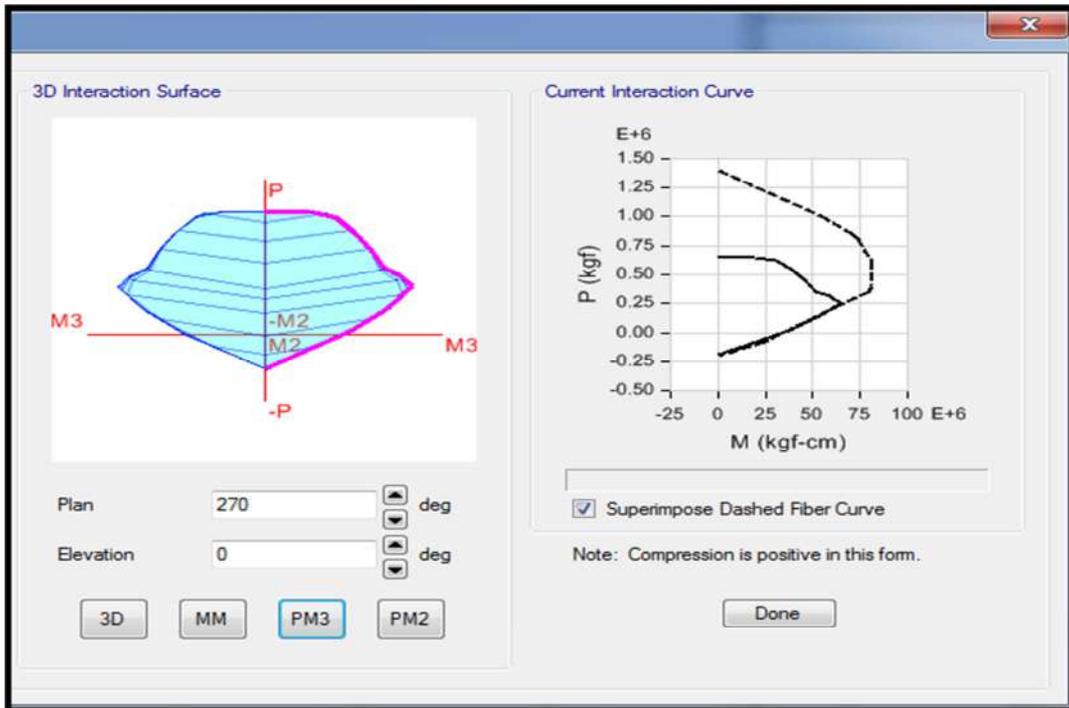


Gráfico 5.4: Diagrama de Iteración de Muros Ductilidad Limitada, (Etabs, 2015)

Interaction Surface (ACI 318-11)

Display Options

- Show Design Code Data
- Show Fiber Model Data
- Include Phi
- Exclude Phi
- Exclude Phi and Increase Fy

Curve Data

Point	P kgf	M2 kgf-cm	M3 kgf-cm
1	652535.24	0	0
2	652535.24	0	19912607.33
3	618573.9	0	30896129.57
4	535794.26	0	39618599.77
5	448172.95	0	46240663.23
6	352730.12	0	51178965.77
7	312187.36	0	58892941.26
8	253628.24	0	64127639.45
9	136263.91	0	53354106.42
10	18412.84	0	37537428.7
11	-185643.36	0	0

Curve #1 0 deg

Gráfico 5.5: Resultados de la iteración, (Etabs, 2015)

Se verificó que:

$$\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Tenemos que para la combinación de sismo con mayor $P= 44.52$, se obtiene un $\Phi M_n = 400 \text{ tonxm}$.

5.2.5 CIMENTACION

Se debe verificar que los esfuerzos producidos en el terreno sean menores que el esfuerzo admisible (1Kg/cm^2). Según lo establecido en la Norma de suelos y cimentaciones, para solicitaciones temporales (sismo), se puede amplificar el esfuerzo admisible por un factor de 1.33. Considerando a la cimentación como un solo bloque con la finalidad de ganar momento de inercia, encontrando que los valores adecuados para los anchos de cimentación fueron de 1.00, 1.20 m y 3.4m tal como se mostrará más adelante, también se consideró un peralte de la zapata corrida de 30cm. En estos casos no se verifica las presiones muro por muro sino trabajando todo en conjunto.

TABLA 5.22: Reacciones en la Base								
Nivel	Punto	Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	3	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-3.46	-2.5	4.683	-5E-04	-1.29	-0.01
Base	4	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.08	-2.3	20.2	-0.11	-1.26	-0.01
Base	5	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-2.34	-2.5	10.28	0.035	-1.42	-0.01
Base	6	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.75	-0.1	19.15	0.058	-1.38	-0
Base	7	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-3.38	-1.4	-7.58	0.193	-0.82	-0.01
Base	8	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-7.04	-0.5	4.506	0.414	-2	0
Base	9	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.18	-1.2	23.43	0.607	-2.01	0.012
Base	11	1.25CM+1.25CV+SISMO X	0.01	-0.3	3.258	-0.185	-0.03	-0.01
Base	12	1.25CM+1.25CV+SISMO X	0.2	-0.1	6.801	0.048	0.108	0.012
Base	13	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-0.42	-2.3	8.187	-0.164	-0.37	-0.01
Base	15	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-0.31	2.1	10.74	-0.175	-0.87	0.012
Base	16	1.25CM+1.25CV+SISMO X	1.05	-1.9	7.306	0.076	-0.43	-0.01
Base	17	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-5.41	0.06	14.91	-0.057	-0.86	-0
Base	19	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-4.12	3.21	19.83	-0.148	-0.93	0.009
Base	20	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-0.13	-1.9	3.257	-0.056	-0.11	-0.01
Base	23	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-0.08	-2.4	4.804	-0.02	-0.09	-0.01
Base	25	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-7.33	0.34	9.397	-0.412	-2.22	-0.01
Base	26	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-7.51	0.77	32.05	-0.351	-1.4	-0
Base	27	1.25CM+1.25CV+SISMO X	0.03	-2.3	-2.67	0.2	-0.04	0.011
Base	28	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-3.16	0.22	1.59	-0.185	-1.14	-0
Base	29	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-4.69	-1.2	28.14	-0.469	-1.76	-0.01
Base	31	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-2.92	-0.4	-6.42	-0.034	-0.58	6E-04
Base	32	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-5.06	-0	2.128	0.038	-1.57	0.002
Base	33	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.06	2.53	28.73	0.075	-2.02	0.01
Base	34	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.71	0.02	19.72	-0.017	-0.9	-0
Base	35	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-4.46	0.09	-6.67	-0.09	-1.09	0.002
Base	36	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.55	2.15	18.15	-0.293	-2.21	0.01
Base	37	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-7.27	4.44	35.42	-0.408	-1.14	0.006
Base	40	1.25CM+1.25CV+SISMO X	0.01	1.07	2.67	0.085	-0.02	0.011
Base	49	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-0.08	2.39	5.122	-0.006	-0.09	0.011
Base	52	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-0.02	3.33	9.044	-0.115	-0.05	0.012
Base	55	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.04	0	15.82	-0.003	-0.67	-0
Base	57	1.25CM+1.25CV+SISMO X	0	0.84	-1.53	-0.04	-0	-0
Base	58	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-0.01	-0.3	0.552	0.047	-0.01	-0
Base	59	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-6.1	0	15.55	8E-04	-0.72	-0
Base	60	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-3.76	0	9.173	-0.003	-0.39	-0
Base	61	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-1.38	0.01	1.222	-0.016	-0.92	0.002
Base	62	1.25CM+1.25CV+SISMO X	-4.09	0	-6.62	-0.013	-0.93	0.002

Tabla 5.22: Reacciones en la cimentación. (Elaboración Propia, 2015)

5.2.2 METRADO DE CARGAS

- METRADO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

Definidas las cargas para piso típico y azotea, se realiza el metrado de los muros de la estructura. En el análisis sísmico se concluyó que el sistema de muros de albañilería tenía desplazamientos menores a los máximos permitidos.

METRADO DE MUROS POR CARGA MUERTA (TN)								
Nivel	Pier	Combo	P	V2	V3	TORSOR	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel1	P1	CM	-4.3579	-0.0782	-0.0027	0.0004	-0.0024	-0.1039
Nivel1	P2	CM	-6.794	-0.15	-0.003	-0.0003	-0.0027	-0.1468
Nivel1	P3	CM	-6.6678	-0.0179	-0.0372	-0.018	-0.0324	-0.1998
Nivel1	P4	CM	-7.6582	-0.0188	-0.0429	0.0251	-0.0374	-0.2769
Nivel1	P5	CM	-6.681	0.0483	-0.0015	0.0001	-0.0017	-0.3707
Nivel1	P6	CM	-14.2171	0.7521	-0.2321	0.1015	-0.2013	-0.3631
Nivel1	P7	CM	-7.9662	0.0455	-0.0078	0.0074	-0.0069	-0.0367
Nivel1	P8	CM	-7.2852	0.1372	-0.001	-0.0014	-0.0011	-0.1
Nivel1	P9	CM	-7.9133	0.1557	-0.004	0.0009	-0.0038	-0.4712
Nivel1	P10	CM	-9.1164	-0.1343	-0.0239	-0.0098	-0.0209	-0.1376
Nivel1	P11	CM	-8.9211	-0.1647	-0.0046	-0.0021	-0.0042	-0.1752
Nivel1	P12	CM	-4.7095	-0.2716	0.1624	0.0564	0.1407	-0.2232
Nivel1	P13	CM	-8.1167	-0.1947	0.2665	-0.1239	0.2308	-0.1361
Nivel1	P14	CM	-5.9961	-0.0932	0.0059	-0.0059	0.005	-0.1141
Nivel1	P15	CM	-6.0621	-0.0871	0.0016	0.0018	0.0012	-0.1506
Nivel1	P16	CM	-9.5948	-0.0015	0.1005	0.0527	0.0869	-0.2263
Nivel1	P17	CM	-1.7971	-0.0892	0.003	0.0007	0.0027	-0.0911
Nivel1	P18	CM	-2.1838	-0.0533	-0.0004	-0.0002	-0.0002	-0.0468
Nivel1	P19	CM	-8.0447	-0.8311	-0.0019	-0.0013	-0.0007	-0.1871
Nivel1	P20	CM	-7.4709	-0.2524	-0.001	-0.0007	0.0002	0.0695
Nivel1	P21	CM	-5.7733	-0.1452	0.00002775	0.0003	0.0011	0.0066
Nivel1	P22	CM	-4.5055	0.1536	0.0389	-0.0089	0.0342	0.1558
Nivel1	P23	CM	-5.4473	0.1822	-0.04	0.0121	-0.0342	0.1853
Nivel1	P24	CM	-8.4862	0.024	0.0753	-0.0461	0.0665	-0.0999
Nivel1	P25	CM	-7.3587	-0.1719	0.0672	0.0234	0.0589	-0.1168
Nivel1	P26	CM	-7.8176	-0.515	-0.3258	-0.1176	-0.2817	-0.348
Nivel1	P27	CM	-2.2166	-0.0575	-0.0938	-0.0188	-0.0809	-0.0654
Nivel1	P28	CM	-6.9731	0.4414	0.0016	-0.0002	0.0023	-0.0072
Nivel1	P29	CM	-4.1617	0.214	0.0146	-0.0047	0.0132	0.1438
Nivel1	P30	CM	-11.1424	0.9232	0.2106	-0.109	0.1835	-0.1644
Nivel1	P31	CM	-5.4244	0.0217	0.001	-0.0006	0.0008	-0.0124

Tabla 5.25. Metrado de cargas de muros portantes por carga muerta. (Elaboración Propia, 2015)

METRADO DE MUROS POR CARGA VIVA (TN)								
Nivel	Pier	Combo	P	V2	V3	TORSOR	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel1	P1	Viva	-1.6544	-0.03	-0.0011	0.0002	-0.001	-0.0396
Nivel1	P2	Viva	-2.5759	-0.0559	-0.0011	-0.0001	-0.001	-0.0562
Nivel1	P3	Viva	-2.5304	-0.0089	-0.015	-0.0074	-0.0131	-0.0753
Nivel1	P4	Viva	-2.9214	-0.0076	-0.0174	0.0102	-0.0152	-0.1047
Nivel1	P5	Viva	-2.5504	0.0189	-0.0006	0.00004501	-0.0007	-0.1414
Nivel1	P6	Viva	-5.494	0.3038	-0.0946	0.0413	-0.082	-0.1422
Nivel1	P7	Viva	-3.0492	0.019	-0.0032	0.003	-0.0029	-0.0129
Nivel1	P8	Viva	-2.7923	0.0545	-0.0004	-0.0006	-0.0005	-0.0377
Nivel1	P9	Viva	-3.023	0.0609	-0.0016	0.0003	-0.0016	-0.1813
Nivel1	P10	Viva	-3.4877	-0.0535	-0.0099	-0.0041	-0.0087	-0.0529
Nivel1	P11	Viva	-3.3968	-0.0669	-0.0019	-0.0009	-0.0018	-0.0682
Nivel1	P12	Viva	-1.7923	-0.1096	0.0664	0.0231	0.0575	-0.089
Nivel1	P13	Viva	-3.1188	-0.0776	0.1091	-0.0507	0.0944	-0.0513
Nivel1	P14	Viva	-2.3118	-0.0363	0.0025	-0.0024	0.0021	-0.0439
Nivel1	P15	Viva	-2.2895	-0.0362	0.0005	0.0008	0.0004	-0.0567
Nivel1	P16	Viva	-3.6331	-0.0047	0.041	0.0215	0.0354	-0.0822
Nivel1	P17	Viva	-0.6848	-0.0373	0.0012	0.0003	0.0011	-0.0384
Nivel1	P18	Viva	-0.8274	-0.0206	-0.0002	-0.0001	-0.0001	-0.0188
Nivel1	P19	Viva	-3.0682	-0.3297	-0.0008	-0.0005	-0.0003	-0.0797
Nivel1	P20	Viva	-2.856	-0.102	-0.0004	-0.0003	0.0001	0.0207
Nivel1	P21	Viva	-2.2019	-0.0596	0.00001536	0.0001	0.0004	-0.0038
Nivel1	P22	Viva	-1.7248	0.0633	0.0159	-0.0037	0.0139	0.0637
Nivel1	P23	Viva	-2.0916	0.0753	-0.0163	0.005	-0.014	0.0761
Nivel1	P24	Viva	-3.2321	0.0094	0.0308	-0.0189	0.0272	-0.0547
Nivel1	P25	Viva	-2.8191	-0.0729	0.0273	0.0095	0.0239	-0.0513
Nivel1	P26	Viva	-3.0038	-0.21	-0.1334	-0.0481	-0.1153	-0.1436
Nivel1	P27	Viva	-0.8453	-0.0239	-0.0383	-0.0077	-0.0331	-0.0275
Nivel1	P28	Viva	-2.6604	0.1765	0.0006	-0.0001	0.0009	-0.0084
Nivel1	P29	Viva	-1.5916	0.0853	0.0059	-0.0019	0.0054	0.0556
Nivel1	P30	Viva	-4.2903	0.3733	0.0863	-0.0446	0.0751	-0.0721
Nivel1	P31	Viva	-2.0656	0.0087	0.0004	-0.0002	0.0003	-0.0044

Tabla 5.26. Metrado de cargas de muros portantes por carga viva. (Elaboración Propia, 2015)

METRADO DE MUROS POR CARVA VIVA EN AZOTEA (TN)								
Nivel	Pier	Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel4	P1	Viva	-0.3047	-0.0049	0.00001154	-0.00002952	0.0001	-0.0068
Nivel4	P2	Viva	-0.4831	-0.0132	-0.0003	-0.0001	-0.0002	-0.0091
Nivel4	P3	Viva	-0.4683	0.0038	-0.0004	0.0001	-0.0002	-0.0154
Nivel4	P4	Viva	-0.5008	-0.0002	-0.0002	0.0001	-0.0001	-0.0205
Nivel4	P5	Viva	-0.4325	0.0021	-0.00003036	-0.00002028	0.0001	-0.0243
Nivel4	P6	Viva	-0.7569	0.0078	-0.0005	0.0002	-0.0003	-0.0146
Nivel4	P7	Viva	-0.4957	-0.0011	0.0001	0.00003285	0.0001	-0.005
Nivel4	P8	Viva	-0.4441	0.0038	-0.00001627	-0.00002119	0.0001	-0.0075
Nivel4	P9	Viva	-0.5069	0.0064	-2.694E-06	0.00004413	0.0001	-0.027
Nivel4	P10	Viva	-0.5715	-0.0034	0.0004	0.0001	0.0004	-0.0081
Nivel4	P11	Viva	-0.5989	-0.0008	0.0000493	-0.00004676	0.0001	-0.0081
Nivel4	P12	Viva	-0.3185	-0.0031	-0.0004	-0.0001	-0.0003	-0.0052
Nivel4	P13	Viva	-0.4756	-0.0046	-0.0007	0.0002	-0.0005	-0.0104
Nivel4	P14	Viva	-0.3321	-0.0044	-0.0001	0.00002277	-5.997E-06	-0.0065
Nivel4	P15	Viva	-0.4527	0.0015	0.0003	-0.0001	0.0003	-0.0116
Nivel4	P16	Viva	-0.6938	0.01	0.0001	-0.0001	0.0001	-0.025
Nivel4	P17	Viva	-0.1193	0.0021	-0.00001339	-5.313E-06	-5.841E-06	0.003
Nivel4	P18	Viva	-0.1568	-0.0029	3.256E-06	-3.395E-06	9.999E-06	-0.0008
Nivel4	P19	Viva	-0.5276	-0.0232	0.00001419	-0.00002685	0.0001	0.0083
Nivel4	P20	Viva	-0.4737	-0.0024	-0.0001	-0.00001265	0.00002757	0.0188
Nivel4	P21	Viva	-0.3788	0.0008	-9.875E-06	-0.00001896	0.0001	0.016
Nivel4	P22	Viva	-0.2797	-0.0013	-0.00002636	2.337E-06	6.743E-06	-0.0002
Nivel4	P23	Viva	-0.3229	-0.0022	0.00004604	-0.00003545	0.0001	-0.0011
Nivel4	P24	Viva	-0.5676	0.0009	-0.0002	0.0002	-0.0001	0.0341
Nivel4	P25	Viva	-0.4519	0.0068	0.0002	0.0001	0.0003	0.009
Nivel4	P26	Viva	-0.4583	-0.0006	0.0009	0.0003	0.0009	0.0037
Nivel4	P27	Viva	-0.1457	0.0011	0.0001	0.0000198	0.0001	0.0019
Nivel4	P28	Viva	-0.4553	0.0091	0.00002223	-0.00002655	0.0001	0.0133
Nivel4	P29	Viva	-0.2622	0.0051	-0.00002218	1.935E-06	0.00001926	0.0076
Nivel4	P30	Viva	-0.6312	0.0086	-0.0007	0.0003	-0.0005	0.0122
Nivel4	P31	Viva	-0.3637	0.0005	-0.00002025	1.174E-06	0.00002972	-0.0016

Cuadro 5.27. Metrado de cargas de muros portantes por carga viva en azotea. (Elaboración Propia, 2015)

5.2.3 ANÁLISIS DE MUROS POR CARGA VERTICAL

Peso Total en muros Portantes														Diseño Por Carga Vertical
MURO		Espesor de Muros (m)	Longitu d (m)	Area tributaria (m2).	Peso Propio de Muros (kg).	Peso de Aligerado (kg).	Peso Acabado (kg).	Carga Muerta (kg).	Carga Viva (kg).	Carga Total	Esfuerzos Actuantes fa(kg/cm2).	Esfuerzos Admisibles Fa(kg/cm2).	Condicion fa<Fa	
Portantes	Sentido X	1X	0.23	8.65	12.75	34378.56	15300.00	1275.00	50953.56	10200.00	61153.56	3.07	6.378	Ok
		2X	0.23	7.65	13.97	30404.16	16764.00	1397.00	48565.16	11176.00	59741.16	3.40	6.378	Ok
		3X	0.23	5.78	29.40	22972.03	35280.00	2940.00	61192.03	23520.00	84712.03	6.37	6.378	Ok
		4X	0.23	1.85	5.40	7352.64	6480.00	540.00	14372.64	4320.00	18692.64	4.39	6.378	Ok
		5X	0.23	6.35	17.40	25237.44	20880.00	1740.00	47857.44	13920.00	61777.44	4.23	6.378	Ok
		6X	0.23	2.80	9.50	11128.32	11400.00	950.00	23478.32	7600.00	31078.32	4.83	6.378	Ok
		7X	0.23	2.85	11.60	11327.04	13920.00	1160.00	26407.04	9280.00	35687.04	5.44	6.378	Ok
		8X	0.23	7.50	22.90	29808.00	27480.00	2290.00	59578.00	18320.00	77898.00	4.52	6.378	Ok
		9X	0.23	3.50	5.34	13910.40	6408.00	534.00	20852.40	4272.00	25124.40	3.12	6.378	Ok
		10X	0.23	3.90	9.70	15500.16	11640.00	970.00	28110.16	7760.00	35870.16	4.00	6.378	Ok
	Sentido Y	1Y	0.13	1.26	0.50	2830.46	600.00	50.00	3480.46	400.00	3880.46	2.37	5.052	Ok
		2Y	0.23	4.15	0.50	16493.76	600.00	50.00	17143.76	400.00	17543.76	1.84	6.378	Ok
		3Y	0.13	1.61	0.80	3616.70	960.00	80.00	4656.70	640.00	5296.70	2.53	5.052	Ok
		4Y	0.23	2.55	0.80	10134.72	960.00	80.00	11174.72	640.00	11814.72	2.01	6.378	Ok
		5Y	0.23	3.05	0.50	12121.92	600.00	50.00	12771.92	400.00	13171.92	1.88	6.378	Ok
		6Y	0.23	1.50	0.80	5961.60	960.00	80.00	7001.60	640.00	7641.60	2.21	6.378	Ok
		7Y	0.23	2.25	0.80	8942.40	960.00	80.00	9982.40	640.00	10622.40	2.05	6.378	Ok
		8Y	0.23	2.00	0.50	7948.80	600.00	50.00	8598.80	400.00	8998.80	1.96	6.378	Ok
		9Y	0.23	1.50	0.80	5961.60	960.00	80.00	7001.60	640.00	7641.60	2.21	6.378	Ok
		10Y	0.23	3.65	0.50	14506.56	600.00	50.00	15156.56	400.00	15556.56	1.85	6.378	Ok
		11Y	0.23	3.65	0.80	14506.56	960.00	80.00	15546.56	640.00	16186.56	1.93	6.378	Ok
		12Y	0.23	1.90	0.50	7551.36	600.00	50.00	8201.36	400.00	8601.36	1.97	6.378	Ok
		13Y	0.23	4.70	0.50	18679.68	600.00	50.00	19329.68	400.00	19729.68	1.83	6.378	Ok

Tabla 5.28. Análisis de muros de albañilería por carga vertical. (Elaboración Propia, 2015)

5.2.4 ANÁLISIS SÍSMICO

• PROCESO DE ANALISIS

PROPIEDADES MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA						
Piso	Muro	Area (m2)	Atr (m2)	J(m4)	Xcg	
1er 2do 3er 4to Piso	1X	2.160	3.863	29.42600	4.400	
	2X	1.910	3.389	22.95500	14.870	
	3X	1.370	1.813	5.66500	4.750	
	4X	0.460	1.235	0.48300	9.320	
	5X	1.600	2.922	1.81000	15.270	
	6X	0.720	0.729	0.89800	9.850	
	7X	0.710	1.311	1.30700	13.520	
	8x	1.870	2.791	10.39100	3.750	
	9x	0.875	1.662	2.84000	6.900	
	10x	0.976	1.786	3.95800	13.000	
	Muro	Area (m2)	At (m2)	J(m4)	Ycg	
	1Y	0.189	1.269	1.16700	0.880	
	2Y	1.039	2.190	5.77070	4.750	
	3Y	0.242	1.322	1.16700	1.060	
	4Y	0.637	1.960	1.54800	1.520	
	5Y	0.728	1.268	0.63500	8.470	
	6Y	0.338	1.193	0.23100	2.820	
	7Y	0.524	1.091	0.74700	5.900	
	8Y	0.562	1.220	0.72500	8.750	
	9Y	0.377	0.863	0.19600	2.900	
	10Y	0.776	1.812	0.71600	8.050	
	11Y	0.812	1.913	4.04800	1.830	
12Y	0.437	1.303	0.71100	5.720		
13Y	1.180	2.425	8.58300	2.600		

Tabla 5.29. Propiedades de los muros de albañilería confinada. (Elaboración Propia, 2015)

- **PARÁMETROS SÍSMICOS**

- **PESO DE LA EDIFICACIÓN**

Se ha considerado el metrado de cargas verticales empleando la carga muerta más el 25% de la carga viva por cada nivel. Se presentan las siguientes tablas:

Modelo de carga	Tipo	Dirección	Excentricidad	Top Story	Bottom Story	C	K	Peso Final
			%					tonf
Sismo X	Sismico	X + Ecc. Y	5	Nivel 4	Base	0.175	1	729.0947
Sismo Y	Sismico	Y + Ecc. X	5	Nivel 4	Base	0.175	1	729.0947

Tabla 5.30. Resumen de peso total de la edificación de 4 niveles. (Elaboración Propia, 2015).

- **CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDEZ**

Centros de Masa y Rigidez										
Nivel	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	kg	kg	m	m	m	m
Nivel4	107909.6	107909.6	9.01	4.1165	107909.64	107909.64	9.01	4.1165	8.4302	3.9534
Nivel3	207061.7	207061.7	9.0197	4.1042	314971.33	314971.33	9.0164	4.1084	8.6788	3.8172
Nivel2	207061.7	207061.7	9.0197	4.1042	522033.02	522033.02	9.0177	4.1068	8.9409	3.6789
Nivel1	207061.7	207061.7	9.0197	4.1042	729094.7	729094.7	9.0183	4.106	9.1807	3.6867

Cuadro 5.31. Resumen de los centros de masas y rigidez. (Elaboración Propia, 2015)

5.2.5 **DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE INERCIA (FI)**

- **ANÁLISIS ANTE EL SISMO MODERADO**

El sismo moderado se define como aquél que origina fuerzas de inercia iguales a la mitad de las correspondientes al sismo severo (donde $R = 3$, según la Norma E.030), esto significa que para el sismo moderado puede emplearse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R = 6$.

V (Tn)= 127.5916 Moderado

Tabla 5.32. Fuerzas de Inercia ante el Sismo Moderado "Fi"							
NIVEL	ALTURA	PESO	Wixhi	Cvx	Sismo Moderado		Sismo Severo
					Fi(ton)	Hi (ton)	VEi (ton) = 2 Hi
4	10.4	107909.64	1122260	0.2578	32.8991	32.8991	65.7983
3	7.8	207061.69	1615081	0.3711	47.3462	80.2454	160.4907
2	5.2	207061.69	1076721	0.2474	31.5642	111.8095	223.6190
1	2.6	207061.69	538360.4	0.1237	15.7821	127.5916	255.1832
SUMATORIA		729094.71	4352423	1			

Tabla 5.32. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado. (Elaboración Propia, 2015)

En la tabla 5.32 se muestra además:

Hi = cortante en el entrepiso "i" por sismo moderado

VEi = cortante en el entrepiso "i" por sismo severo (el doble de Hi)

5.2.6 Verificación De Desplazamientos Laterales, Distorsión Inelástica Y Regularidad Torsional

De acuerdo a la Norma E.030, "RT" se calcula en cada nivel como $d_{\max} / (\frac{1}{2} (d_{\max} + d_{\min}))$. Para la dirección X-X, el estado de carga que dominó fue "Sismo XX1". En la dirección X-X los valores máximos y mínimos de "d" se presentaron en los ejes A y F, mientras que para la dirección Y-Y, estos valores se presentaron en los ejes 9 y 3, respectivamente.

Tabla 5.33. Desplazamientos Laterales - Sismo en X-X (estado "Sismo XX1")							
Nivel	Centro de Masas CG		Eje A		Eje F		RT = $d_5 / (1/2 (d_5 + d_9))$
	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.001192308	0.000269231	0.00596	0.00138	0.00508	0.00123	1.058823529
3	0.000923077	0.000346154	0.00458	0.00165	0.00385	0.00146	1.061728395
2	0.000576923	0.000346154	0.00292	0.00173	0.00238	0.00142	1.097560976
1	0.000230769	0.000230769	0.00119	0.00119	0.00096	0.00096	1.107142857

(*) Máxima distorsión inelástica en el piso 2 del eje 5 = 0.001846 < 0.005 Ok. (Elaboración Propia, 2015)

Tabla 5.34. Desplazamientos Laterales - Sismo en Y-Y							
Nivel	Centro de Masas CG		Eje 9		Eje 3		RT = dA / (1/2 (dA +dD))
	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.002346154	0.000576923	0.012346	0.003077	0.008885	0.002115	1.185185185
3	0.001769231	0.000653846	0.009269	0.003577	0.006769	0.002538	1.169811321
2	0.001115385	0.000692308	0.005692	0.0035	0.004231	0.002577	1.151898734
1	0.000423077	0.000423077	0.002192	0.002192	0.001654	0.001654	1.14

(*) Máxima distorsión inelástica en el piso 3 del eje A = 0.0035 < 0.005 Ok. (Elaboración Propia, 2015)

En las tablas 5.33 y 5.34 se presentan los desplazamientos obtenidos, notándose que la dirección Y-Y es más flexible que la dirección X-X. También se aprecia que las distorsiones inelásticas máximas (DI) son menores que las permitidas por la Norma E.030 para edificaciones de albañilería reforzada (0.005), por tanto, el edificio cuenta con una rigidez adecuada. Asimismo, se aprecia que los valores de “RT” son menores que 1.3, por tanto, el edificio califica torsionalmente como regular y no hay necesidad de reducir al factor “R”, ni de efectuar un análisis dinámico.

5.2.7 Fuerzas Internas Por Sismo Moderado

En las siguientes tablas se presentan los valores máximos para cada piso siendo V_e la fuerza cortante y M_e el momento flector:

Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante Sismo Moderado X-X 1								
Nivel	Muro	Sismo Moderado	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P1	Sismo X	0.1203	4.2992	0.0035	0.0007	-0.0004	2.7252
Nivel 4	P2	Sismo X	-1.8633	2.3614	0.1001	0.1493	0.1351	0.9696
Nivel 4	P3	Sismo X	0.9434	1.8103	-0.0513	0.0197	-0.0327	0.6273
Nivel 4	P4	Sismo X	1.3303	1.886	-0.1305	0.222	-0.1716	0.8428
Nivel 4	P5	Sismo X	-0.9107	3.8092	0.0294	0.0432	0.0239	2.2479
Nivel 4	P6	Sismo X	-0.332	1.0395	-0.0164	-0.0387	-0.0057	0.1319
Nivel 4	P7	Sismo X	0.6065	0.0454	-0.008	0.0105	-0.0108	-0.2521
Nivel 4	P8	Sismo X	0.4889	1.6617	-0.1887	-0.0084	-0.2005	0.6042
Nivel 4	P9	Sismo X	-0.6045	4.7274	-0.0804	0.1036	-0.0762	3.187
Nivel 4	P10	Sismo X	-0.0132	2.3943	-0.0738	0.0014	-0.057	1.0863
Nivel 4	P11	Sismo X	-0.058	0.6976	-0.2071	-0.0124	-0.2295	-0.0508
Nivel 4	P12	Sismo X	1.1691	3.1574	0.0041	-0.042	-0.0202	1.3763
Nivel 4	P13	Sismo X	0.506	6.2193	-0.0011	0.0971	-0.0324	3.3069
Nivel 4	P14	Sismo X	0.3189	0.6812	0.0065	-0.0455	-0.0067	0.2672
Nivel 4	P15	Sismo X	-0.8745	3.5771	0.0323	-0.1503	0.032	0.8207
Nivel 4	P16	Sismo X	-0.0372	-0.0385	-0.0661	-0.1382	-0.0966	-1.8615
Nivel 4	P17	Sismo X	0.2134	0.0661	-0.0207	-0.0065	-0.0334	-0.1777
Nivel 4	P18	Sismo X	0.6329	-0.599	-0.1012	-0.0594	-0.0589	-0.5128
Nivel 4	P19	Sismo X	0.5217	0.0401	-0.0548	-0.0219	-0.0331	0.1134
Nivel 4	P20	Sismo X	-0.7855	-0.3712	-0.1601	0.0315	-0.083	-0.4317
Nivel 4	P21	Sismo X	0.7232	-0.4211	-0.2525	-0.0189	-0.1354	-0.2573
Nivel 4	P22	Sismo X	-2.1457	0.3328	-0.2443	0.0074	-0.1249	0.3768
Nivel 4	P23	Sismo X	0.0252	-0.7758	-0.1572	-0.0295	-0.1863	-0.8756
Nivel 4	P24	Sismo X	2.8212	1.435	-0.4585	0.171	-0.2566	0.3112
Nivel 4	P25	Sismo X	-1.0054	0.4389	-0.0195	0.0141	-0.0122	0.2731
Nivel 4	P26	Sismo X	-0.1623	-2.3073	-0.3178	-0.1124	-0.2566	-2.2668
Nivel 4	P27	Sismo X	0.6371	-0.6696	-0.1793	-0.0801	-0.1053	-0.3364
Nivel 4	P28	Sismo X	-1.1021	4.5794	-0.2084	0.0082	-0.0985	2.4967
Nivel 4	P29	Sismo X	-0.5969	-2.0611	-0.1972	0.0755	-0.1198	-1.948
Nivel 4	P30	Sismo X	-0.1599	0.7608	-0.2895	0.1671	-0.1664	1.3469
Nivel 4	P31	Sismo X	-0.4068	0.269	-0.0881	0.044	-0.0531	0.3335

Tabla 5.35. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el cuarto nivel con sismo moderado en X-X.

(Elaboración Propia, 2015)

Nivel 3	P1	Sismo X	0.4257	8.3087	-0.0022	-0.0143	-0.006	5.884
Nivel 3	P2	Sismo X	-7.1441	5.3301	0.0743	0.1344	0.1084	3.9457
Nivel 3	P3	Sismo X	4.0547	3.638	-0.0204	0.0174	-0.021	1.9308
Nivel 3	P4	Sismo X	5.6397	5.7267	-0.124	0.1771	-0.1646	5.0432
Nivel 3	P5	Sismo X	-4.4511	8.1509	-0.0116	0.0168	-0.0065	6.6804
Nivel 3	P6	Sismo X	2.1289	3.6252	0.0056	-0.0554	0.0181	3.1552
Nivel 3	P7	Sismo X	-1.2995	1.3971	-0.011	0.0095	-0.0153	0.867
Nivel 3	P8	Sismo X	4.2126	3.9904	-0.1852	-0.0325	-0.1951	2.5609
Nivel 3	P9	Sismo X	-1.9231	9.761	-0.1036	0.1176	-0.0972	7.8598
Nivel 3	P10	Sismo X	-1.3265	3.8188	-0.0628	-0.002	-0.0535	2.8615
Nivel 3	P11	Sismo X	1.2171	1.9969	-0.1927	-0.0188	-0.2165	1.6799
Nivel 3	P12	Sismo X	3.9787	5.8201	0.0008	-0.0474	-0.0215	2.9619
Nivel 3	P13	Sismo X	1.0204	10.7918	0.0056	0.0931	-0.0296	6.454
Nivel 3	P14	Sismo X	-2.2304	2.4394	0.0172	-0.0467	0.0006	1.6381
Nivel 3	P15	Sismo X	-1.6714	7.0186	0.0457	-0.1787	0.0347	3.8013
Nivel 3	P16	Sismo X	-1.774	3.4001	-0.0557	-0.1474	-0.0937	2.4015
Nivel 3	P17	Sismo X	-0.1856	0.5894	-0.0244	-0.0106	-0.0354	0.3611
Nivel 3	P18	Sismo X	2.198	-0.7462	-0.0375	-0.0079	-0.0229	-0.5503
Nivel 3	P19	Sismo X	1.3766	0.0358	-0.0533	-0.0109	-0.0341	0.1274
Nivel 3	P20	Sismo X	-2.1297	-0.56	-0.2157	0.0433	-0.1312	-0.8124
Nivel 3	P21	Sismo X	1.907	-1.3449	-0.3187	-0.0121	-0.1898	-1.2342
Nivel 3	P22	Sismo X	-7.8272	-1.1488	-0.2915	-0.0076	-0.1662	-0.8972
Nivel 3	P23	Sismo X	-0.1779	-0.6775	-0.1441	-0.0317	-0.1875	-0.8995
Nivel 3	P24	Sismo X	8.2862	2.8462	-0.3665	-0.0428	-0.2242	-0.2673
Nivel 3	P25	Sismo X	-2.5354	0.6006	-0.1097	0.0056	-0.0667	0.2989
Nivel 3	P26	Sismo X	0.9543	-2.6093	-0.2931	-0.0517	-0.2493	-2.4467
Nivel 3	P27	Sismo X	0.221	-0.2394	-0.1596	-0.0283	-0.1017	-0.3645
Nivel 3	P28	Sismo X	-1.0014	5.3609	-0.2501	0.0193	-0.1329	1.9995
Nivel 3	P29	Sismo X	-3.0832	-2.5842	-0.193	-0.0034	-0.122	-2.2052
Nivel 3	P30	Sismo X	1.309	1.3103	-0.2402	0.0575	-0.1496	1.223
Nivel 3	P31	Sismo X	-0.1697	0.3685	-0.0853	0.023	-0.0561	0.3055

Tabla 5.36. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el tercer nivel con sismo moderado en X-X.

(Elaboración Propia, 2015)

Nivel 2	P1	Sismo X	1.0289	10.5672	-0.0034	-0.0407	-0.0098	8.5885
Nivel 2	P2	Sismo X	-15.065	7.4	0.0506	0.1209	0.0728	7.9011
Nivel 2	P3	Sismo X	8.7623	5.0081	-0.0094	0.0222	-0.0173	3.3245
Nivel 2	P4	Sismo X	12.561	8.0759	-0.1177	0.1281	-0.1487	10.8326
Nivel 2	P5	Sismo X	-10.334	10.8045	-0.0596	-0.0338	-0.0442	11.7033
Nivel 2	P6	Sismo X	7.2254	5.7927	0.0282	-0.0601	0.0383	7.8065
Nivel 2	P7	Sismo X	-5.6945	2.5792	-0.0075	0.0036	-0.0153	2.4782
Nivel 2	P8	Sismo X	10.8894	5.7629	-0.161	-0.0411	-0.1637	5.1377
Nivel 2	P9	Sismo X	-3.5804	12.7106	-0.1122	0.1156	-0.1076	12.5463
Nivel 2	P10	Sismo X	-3.6789	4.6283	-0.0661	0.0069	-0.0549	5.4579
Nivel 2	P11	Sismo X	3.636	2.9443	-0.1494	-0.008	-0.1692	4.3752
Nivel 2	P12	Sismo X	7.8807	7.5183	-0.0055	-0.0449	-0.0234	4.3331
Nivel 2	P13	Sismo X	1.3186	13.1899	0.0131	0.093	-0.026	9.1582
Nivel 2	P14	Sismo X	-7.5152	3.9437	0.0298	-0.0492	0.0086	3.4792
Nivel 2	P15	Sismo X	-2.268	9.1401	0.0416	-0.1927	0.0253	8.1947
Nivel 2	P16	Sismo X	-5.2892	6.0752	-0.0496	-0.1537	-0.0903	10.703
Nivel 2	P17	Sismo X	-1.0969	0.7946	-0.0117	-0.0153	-0.0234	0.9165
Nivel 2	P18	Sismo X	4.5301	-0.8434	-0.038	-0.0017	-0.0245	-0.5358
Nivel 2	P19	Sismo X	2.4364	0.0495	-0.0478	-0.0019	-0.033	0.1212
Nivel 2	P20	Sismo X	-3.7766	-0.5649	-0.2354	0.051	-0.1642	-0.9621
Nivel 2	P21	Sismo X	3.2234	-2.0069	-0.3366	-0.0175	-0.2236	-2.5969
Nivel 2	P22	Sismo X	-16.193	-2.3351	-0.3308	-0.0047	-0.2074	-2.8575
Nivel 2	P23	Sismo X	-0.4944	-0.6569	-0.14	-0.0294	-0.1799	-0.8782
Nivel 2	P24	Sismo X	15.2852	3.839	-0.3325	-0.1551	-0.2093	-1.7553
Nivel 2	P25	Sismo X	-4.3121	0.7581	-0.132	0.0299	-0.0853	0.2652
Nivel 2	P26	Sismo X	3.3071	-2.7827	-0.2482	-0.0298	-0.2208	-2.3624
Nivel 2	P27	Sismo X	-1.3992	0.2156	-0.1245	-0.0072	-0.0895	-0.3803
Nivel 2	P28	Sismo X	0.6529	5.3818	-0.2609	0.0215	-0.1568	-0.0756
Nivel 2	P29	Sismo X	-7.3001	-2.9213	-0.1834	-0.0437	-0.1218	-2.1428
Nivel 2	P30	Sismo X	4.5628	1.8758	-0.1991	0.0016	-0.1348	-0.1135
Nivel 2	P31	Sismo X	0.6982	0.5412	-0.0588	0.0134	-0.0445	0.3727

Tabla 5.37. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el segundo nivel con sismo moderado en X-X.

(Elaboración Propia, 2015)

Nivel 1	P1	Sismo X	1.6428	9.2501	0.0184	-0.0708	0.0104	9.0131
Nivel 1	P2	Sismo X	-23.454	8.6769	0.0154	0.0561	0.0105	14.3779
Nivel 1	P3	Sismo X	14.3567	5.9212	0.0527	0.0206	0.0364	5.5589
Nivel 1	P4	Sismo X	20.2638	9.4671	-0.0786	0.0196	-0.0866	19.4743
Nivel 1	P5	Sismo X	-16.47	10.8064	-0.1435	-0.1403	-0.121	16.9594
Nivel 1	P6	Sismo X	14.2508	7.4271	0.0418	-0.0131	0.0312	14.8793
Nivel 1	P7	Sismo X	-12.642	4.4218	0.0124	-0.0121	0.0021	5.8878
Nivel 1	P8	Sismo X	18.9953	7.215	-0.0754	-0.0238	-0.0739	9.7202
Nivel 1	P9	Sismo X	-5.7704	11.8251	-0.0747	0.0732	-0.0844	15.8599
Nivel 1	P10	Sismo X	-6.8831	5.9005	-0.0492	0.0207	-0.0406	11.8744
Nivel 1	P11	Sismo X	7.1254	4.9056	-0.0561	0.0099	-0.0661	11.2444
Nivel 1	P12	Sismo X	11.944	7.4888	-0.0263	-0.0076	-0.017	5.6457
Nivel 1	P13	Sismo X	1.5728	11.1272	0.0363	0.0576	0.0146	9.2679
Nivel 1	P14	Sismo X	-15.01	5.8301	0.0445	-0.0396	0.0173	7.1296
Nivel 1	P15	Sismo X	-2.6372	9.8235	0.0283	-0.0778	0.0098	15.6463
Nivel 1	P16	Sismo X	-9.6269	9.1469	-0.0587	-0.0383	-0.076	26.1484
Nivel 1	P17	Sismo X	-3.4386	2.069	0.0106	-0.0164	-0.0063	3.7424
Nivel 1	P18	Sismo X	6.9609	-0.5282	-0.0504	0.0094	-0.0376	0.002
Nivel 1	P19	Sismo X	3.0284	0.1076	-0.0461	0.0077	-0.0375	0.0561
Nivel 1	P20	Sismo X	-4.7413	-0.0104	-0.3531	0.0379	-0.3061	-0.5775
Nivel 1	P21	Sismo X	3.9088	-1.7437	-0.4564	-0.0208	-0.3913	-3.4284
Nivel 1	P22	Sismo X	-24.905	-2.4839	-0.552	0.0177	-0.4535	-5.0357
Nivel 1	P23	Sismo X	-0.8511	-0.3507	-0.1052	-0.0142	-0.1443	-0.4751
Nivel 1	P24	Sismo X	21.8308	3.2769	-0.4349	-0.3707	-0.4352	-4.9007
Nivel 1	P25	Sismo X	-5.805	0.4865	-0.2167	0.0633	-0.1692	-0.2292
Nivel 1	P26	Sismo X	6.7645	-1.6857	-0.2477	0.0519	-0.2513	-0.1474
Nivel 1	P27	Sismo X	-4.3563	0.2284	-0.1948	0.062	-0.2105	-1.9218
Nivel 1	P28	Sismo X	4.1786	3.0462	-0.4655	-0.008	-0.3963	-4.663
Nivel 1	P29	Sismo X	-12.078	-1.8241	-0.2819	-0.1346	-0.256	-0.0946
Nivel 1	P30	Sismo X	8.7082	1.1257	-0.3107	-0.1622	-0.3299	-4.5045
Nivel 1	P31	Sismo X	3.1376	0.6143	-0.1073	-0.0215	-0.1204	-0.1311

Tabla 5.38. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el primer nivel con sismo moderado en X-X.

(Elaboración Propia, 2015)

Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante Sismo Moderado Y-Y								
Nivek	Muro	Sismo Moderado	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story4	P1	Sismo Y	0.7112	1.3932	0.179	0.0465	0.078	0.9206
Story4	P2	Sismo Y	1.725	-1.411	0.4408	0.27	0.3415	-1.3727
Story4	P3	Sismo Y	0.5036	-0.6487	0.1143	-0.0534	0.0462	-0.1027
Story4	P4	Sismo Y	3.5516	3.0783	0.1795	-0.117	0.2035	2.1426
Story4	P5	Sismo Y	2.6968	1.802	0.3098	0.004	0.1551	1.2249
Story4	P6	Sismo Y	-1.5668	-2.0702	0.8389	-0.2873	0.5893	-1.6255
Story4	P7	Sismo Y	-0.526	0.6144	0.2874	0.0371	0.2227	0.5057
Story4	P8	Sismo Y	-2.2713	-2.8457	0.7037	-0.0388	0.6456	-1.7328
Story4	P9	Sismo Y	-2.0441	-3.722	0.5264	-0.3681	0.3763	-2.1721
Story4	P10	Sismo Y	0.3251	-1.5838	0.7146	0.14	0.6464	-1.4009
Story4	P11	Sismo Y	-1.6795	-0.8313	0.7711	-0.064	0.7215	-0.5118
Story4	P12	Sismo Y	0.9044	2.655	0.2455	0.106	0.18	1.5896
Story4	P13	Sismo Y	-0.938	4.0529	0.4719	-0.1256	0.3491	2.3004
Story4	P14	Sismo Y	-0.4749	-0.6426	0.3102	0.0587	0.245	-0.856
Story4	P15	Sismo Y	-1.1937	0.6238	0.223	0.0231	0.0946	0.1962
Story4	P16	Sismo Y	-0.0458	0.1803	0.5821	0.5153	0.4814	1.3467
Story4	P17	Sismo Y	0.8683	-0.2905	0.2403	-0.04	0.2259	-0.441
Story4	P18	Sismo Y	0.211	1.6536	0.0048	0.0001	0.0038	1.2613
Story4	P19	Sismo Y	0.9461	-0.0064	0.0023	0.0015	0.0028	-0.1075
Story4	P20	Sismo Y	0.1331	4.3996	0.0216	0.0217	0.0111	1.6404
Story4	P21	Sismo Y	0.7424	7.4134	0.0233	0.1011	0.0134	3.8357
Story4	P22	Sismo Y	0.0887	4.4754	0.0012	0.1155	0.0002	2.2359
Story4	P23	Sismo Y	0.2078	0.9157	0.0804	0.0211	0.0961	0.7748
Story4	P24	Sismo Y	0.7318	3.5663	0.0239	-0.2011	0.0581	0.0064
Story4	P25	Sismo Y	0.71	-0.3465	0.025	-0.0137	0.0183	-0.3416
Story4	P26	Sismo Y	0.1659	4.0961	0.1188	0.0219	0.1214	3.1842
Story4	P27	Sismo Y	-0.6604	1.6061	0.0683	0.0085	0.0789	0.6897
Story4	P28	Sismo Y	-1.4625	3.067	-0.0428	0.0085	-0.0244	0.6562
Story4	P29	Sismo Y	-1.9329	2.2433	0.0194	-0.0098	0.019	1.7953
Story4	P30	Sismo Y	-0.6531	0.2088	-0.006	-0.0125	0.0004	-1.5154
Story4	P31	Sismo Y	0.2264	0.8358	0.0174	0.0022	0.014	0.5483

Tabla 5.39. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el cuarto nivel con sismo moderado en Y-Y.

(Elaboración Propia, 2015)

Story3	P1	Sismo Y	4.5314	1.4788	0.2701	0.1035	0.165	0.5423
Story3	P2	Sismo Y	6.6103	-3.0013	0.4815	0.1427	0.421	-2.1949
Story3	P3	Sismo Y	2.4857	-0.7023	0.1313	-0.0145	0.0767	-0.1274
Story3	P4	Sismo Y	9.7807	3.9663	0.5563	-0.1206	0.4575	1.5245
Story3	P5	Sismo Y	11.7797	1.492	0.474	0.0098	0.2935	0.3938
Story3	P6	Sismo Y	-6.3137	-3.3835	0.5823	-0.0171	0.5348	-2.2774
Story3	P7	Sismo Y	-3.0324	1.3606	0.3526	-0.0399	0.2871	0.7033
Story3	P8	Sismo Y	-6.6679	-4.1116	0.7404	0.0794	0.7019	-2.2279
Story3	P9	Sismo Y	-7.8536	-3.3409	0.6833	-0.3849	0.5142	-2.6092
Story3	P10	Sismo Y	2.6039	-2.7266	0.7494	0.0657	0.7213	-1.9315
Story3	P11	Sismo Y	-2.4059	0.3294	0.7656	0.0158	0.7491	-0.4337
Story3	P12	Sismo Y	-0.82	3.6858	0.2712	0.0114	0.2092	1.7483
Story3	P13	Sismo Y	-0.6602	4.6444	0.4492	0.0229	0.3569	1.5731
Story3	P14	Sismo Y	1.476	-1.6257	0.3596	-0.0257	0.3017	-1.4629
Story3	P15	Sismo Y	-8.1386	0.6541	0.3412	-0.0347	0.1989	-0.5175
Story3	P16	Sismo Y	-3.1537	1.4388	0.5481	0.3141	0.5011	0.9819
Story3	P17	Sismo Y	1.1795	0.093	0.3001	-0.0587	0.291	-0.4884
Story3	P18	Sismo Y	0.0193	1.6887	0.0051	0.0003	0.0037	1.5137
Story3	P19	Sismo Y	0.898	0.8012	0.0034	0.0005	0.0034	0.6409
Story3	P20	Sismo Y	0.2167	9.9967	0.0175	0.0121	0.0134	6.0186
Story3	P21	Sismo Y	1.5882	15.2669	0.0195	0.1053	0.0166	11.08
Story3	P22	Sismo Y	2.1774	12.4044	0.0032	0.1074	0.0045	9.7273
Story3	P23	Sismo Y	0.8367	1.2783	0.0595	0.0183	0.0764	1.4839
Story3	P24	Sismo Y	4.1055	9.9595	-0.009	-0.2023	0.0373	8.6141
Story3	P25	Sismo Y	-2.0942	1.0865	0.026	-0.0143	0.0196	0.5392
Story3	P26	Sismo Y	-1.3962	5.9597	0.1232	-0.0008	0.1251	5.5675
Story3	P27	Sismo Y	-3.6618	3.2939	0.0437	0.0212	0.0641	2.7237
Story3	P28	Sismo Y	-4.4124	9.0753	-0.0324	0.0082	-0.0143	5.9982
Story3	P29	Sismo Y	-2.7116	4.027	0.0096	-0.0023	0.0129	3.9007
Story3	P30	Sismo Y	1.3796	4.4357	-0.0175	-0.0183	-0.0072	3.5335
Story3	P31	Sismo Y	1.6534	1.4869	0.0076	-0.002	0.0108	1.2978

Tabla 5.40. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el tercer nivel con sismo moderado en Y-Y.

(Elaboración Propia, 2015)

Story2	P1	Sismo Y	10.9469	1.4365	0.307	0.1732	0.2313	-0.6625
Story2	P2	Sismo Y	13.7227	-4.1079	0.5094	0.037	0.4848	-2.033
Story2	P3	Sismo Y	5.0148	-0.4615	0.1451	-0.0237	0.1111	-0.1629
Story2	P4	Sismo Y	17.4522	4.4735	0.5632	0.0417	0.5123	-0.9901
Story2	P5	Sismo Y	26.3304	0.9187	0.6045	0.0318	0.4249	-1.7139
Story2	P6	Sismo Y	-13.4	-4.2346	0.6377	0.0316	0.6291	-2.1434
Story2	P7	Sismo Y	-7.2078	2.0531	0.372	-0.0927	0.3215	0.6696
Story2	P8	Sismo Y	-12.712	-4.8518	0.7067	0.1396	0.6817	-2.1457
Story2	P9	Sismo Y	-17.134	-2.2551	0.7424	-0.3701	0.5955	-2.2692
Story2	P10	Sismo Y	6.4546	-3.522	0.7158	0.0213	0.7145	-2.394
Story2	P11	Sismo Y	-1.2269	1.2815	0.6604	0.0159	0.6752	-0.3679
Story2	P12	Sismo Y	-5.391	4.0212	0.279	-0.0502	0.2271	1.0391
Story2	P13	Sismo Y	1.1883	4.57	0.4033	0.1112	0.3445	-1.037
Story2	P14	Sismo Y	5.8819	-2.5215	0.3678	-0.0728	0.3302	-1.8978
Story2	P15	Sismo Y	-19.842	0.497	0.4328	-0.0888	0.2974	-2.5517
Story2	P16	Sismo Y	-9.1737	2.5007	0.5219	0.19	0.5114	-1.8689
Story2	P17	Sismo Y	0.8829	0.4072	0.292	-0.0547	0.2976	-0.2838
Story2	P18	Sismo Y	-0.297	1.7482	0.0009	0.0007	0.0016	1.6671
Story2	P19	Sismo Y	-0.152	1.3197	0.002	0.0007	0.0028	1.4965
Story2	P20	Sismo Y	0.2599	13.7757	0.0269	0.002	0.0225	11.1478
Story2	P21	Sismo Y	2.3719	20.2276	0.025	0.1051	0.0249	19.405
Story2	P22	Sismo Y	5.9307	17.5234	0.0159	0.043	0.0162	19.661
Story2	P23	Sismo Y	1.5318	1.3188	0.0473	0.0132	0.0591	1.8937
Story2	P24	Sismo Y	9.8152	14.2946	-0.0145	-0.1993	0.0325	23.6047
Story2	P25	Sismo Y	-8.1198	2.3262	0.0104	-0.0088	0.0126	1.6209
Story2	P26	Sismo Y	-4.3974	7.0246	0.1239	-0.0118	0.1206	7.9109
Story2	P27	Sismo Y	-8.7582	4.4564	0.0114	0.0409	0.0415	5.5538
Story2	P28	Sismo Y	-8.3156	13.2202	0.0048	0.0305	0.0148	13.3375
Story2	P29	Sismo Y	-1.9374	5.0834	-0.0094	-0.0143	0.0056	6.165
Story2	P30	Sismo Y	6.2659	7.5312	-0.0248	-0.0252	-0.0077	12.4669
Story2	P31	Sismo Y	4.0136	1.8255	-0.0052	-0.0043	0.0028	1.9768

Tabla 5.41. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el segundo nivel con sismo moderado en Y-Y.

(Elaboración Propia, 2015)

Story1	P1	Sismo Y	18.7929	0.578	0.5794	0.1957	0.5767	-2.7011
Story1	P2	Sismo Y	20.6089	-2.9256	0.5953	-0.2331	0.6352	1.2205
Story1	P3	Sismo Y	9.9411	0.2149	0.3636	-0.0308	0.3623	0.2721
Story1	P4	Sismo Y	24.3372	3.1905	0.6866	0.37	0.7333	-6.2188
Story1	P5	Sismo Y	41.2532	-0.2307	0.9437	0.0537	0.8405	-5.1735
Story1	P6	Sismo Y	-20.41	-2.7956	0.6224	0.2105	0.6546	0.7738
Story1	P7	Sismo Y	-11.939	1.6141	0.4213	-0.1613	0.4114	-0.8902
Story1	P8	Sismo Y	-17.919	-3.2604	0.5799	0.1934	0.5893	0.2677
Story1	P9	Sismo Y	-25.284	-0.1874	0.8443	-0.149	0.7899	-3.2229
Story1	P10	Sismo Y	11.3259	-2.4888	0.5618	-0.0925	0.5891	0.6383
Story1	P11	Sismo Y	2.2858	1.2802	0.4521	0.0326	0.519	-2.9878
Story1	P12	Sismo Y	-11.971	1.9681	0.3939	-0.1627	0.3888	-2.1957
Story1	P13	Sismo Y	4.8145	2.5521	0.4875	0.2342	0.5456	-6.0113
Story1	P14	Sismo Y	11.1197	-1.7571	0.4055	-0.1411	0.4117	-0.2887
Story1	P15	Sismo Y	-34.191	-0.0661	0.7575	-0.1058	0.6714	-4.0583
Story1	P16	Sismo Y	-16.635	1.6928	0.5962	-0.1863	0.6868	-9.7722
Story1	P17	Sismo Y	-1.5331	0.7614	0.2136	-0.0306	0.2702	-0.692
Story1	P18	Sismo Y	-1.947	1.8373	-0.0067	0.0019	-0.0032	2.2003
Story1	P19	Sismo Y	-3.4672	2.2709	-0.0012	0.0012	0.0005	3.3295
Story1	P20	Sismo Y	0.1989	13.5928	0.0171	-0.0142	0.0188	16.8677
Story1	P21	Sismo Y	2.7313	18.8199	0.0161	0.0869	0.0222	27.488
Story1	P22	Sismo Y	11.5982	16.9618	0.0522	-0.1562	0.0459	28.9054
Story1	P23	Sismo Y	2.2322	2.1385	0.0196	0.0052	0.0224	4.6266
Story1	P24	Sismo Y	15.9679	16.6101	0.022	-0.0453	0.0436	46.2203
Story1	P25	Sismo Y	-18.272	4.8614	-0.0292	0.0111	-0.0107	4.1803
Story1	P26	Sismo Y	-8.7121	7.6622	0.0591	-0.0057	0.0476	12.5368
Story1	P27	Sismo Y	-15.45	6.5919	-0.0294	0.0395	0.0051	12.9339
Story1	P28	Sismo Y	-11.889	14.2054	0.097	0.107	0.0778	22.9406
Story1	P29	Sismo Y	1.3181	6.424	-0.0534	-0.0447	-0.0194	11.228
Story1	P30	Sismo Y	12.7866	11.0067	0.0197	0.0242	0.0345	29.06
Story1	P31	Sismo Y	8.3063	2.9987	-0.0323	-0.0055	-0.0087	4.5252

Tabla 5.42. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado en el primer nivel con sismo moderado en Y-Y.

(Elaboración Propia, 2015)

5.2.8 DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA

De no cumplirse cualquiera de estos requisitos mínimos como que los muros no deben agrietarse frente a un sismo moderado y La resistencia global a la fuerza cortante deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo, deberá cambiarse la calidad de albañilería, el espesor del muro. Para estos dos últimos casos se debe analizar el edificio nuevamente. Cabe indicar que todo muro de un piso superior que tenga $V_u \geq V_m$ se agrietará por corte y se diseñará como muro del primer piso hasta con un 5% de diferencia. Se presentan las tablas con los resultados obtenidos para el primer piso.

Primer Piso para Sismo en XX1												
Muros	L (m)	t (m)	Pg (tn)	Ve (Tn)	Me (Tn.m)	α	Vm (tn)	0.55Vm (tn)	Vm1/Ve1	Vu (tn)	Mu (tn.m)	
P1	3.15	0.23	11.71	8.88	9.12	1.00	21.15	11.63	2.38	21.15	21.72	
P2	3.20	0.23	36.42	9.59	14.22	1.00	27.13	14.92	2.83	27.13	40.23	
P3	2.05	0.23	6.04	5.05	5.12	1.00	13.41	7.38	2.66	13.41	13.60	
P4	3.66	0.23	6.46	8.83	18.62	1.00	22.95	12.62	2.60	22.95	48.44	
P5	3.75	0.23	28.07	11.76	16.35	1.00	28.44	15.64	2.42	28.44	39.52	
P6	3.15	0.23	14.32	7.29	12.63	1.00	21.75	11.96	2.98	21.75	37.68	
P7	2.01	0.23	28.62	5.54	6.65	1.00	18.37	10.10	3.00	16.61	19.96	
P8	2.59	0.23	5.86	6.69	9.01	1.00	16.51	9.08	2.47	16.51	22.23	
P9	3.75	0.23	21.49	13.18	14.82	1.00	26.92	14.81	2.04	26.92	30.27	
P10	2.70	0.23	21.45	5.53	11.89	1.00	20.75	11.41	3.00	16.59	35.66	
P11	2.59	0.23	8.80	5.47	10.99	1.00	17.19	9.45	3.00	16.40	32.96	
P12	2.05	0.23	3.22	6.31	5.22	1.00	12.76	7.02	2.02	12.76	10.56	
P13	3.15	0.23	13.28	10.55	9.22	1.00	21.51	11.83	2.04	21.51	18.80	
P14	2.10	0.23	26.40	6.03	7.67	1.00	18.39	10.11	3.00	18.09	23.00	
P15	3.20	0.23	13.32	9.94	15.22	1.00	21.82	12.00	2.19	21.82	33.40	
P16	3.66	0.23	25.71	8.98	25.98	1.00	27.38	15.06	3.00	26.93	77.95	
P17	1.63	0.23	15.32	1.79	3.56	0.82	11.29	6.21	3.00	5.36	10.68	
P18	1.27	0.13	4.01	0.61	0.04	1.00	5.12	2.81	3.00	1.84	0.12	
P19	1.56	0.13	0.62	0.04	0.03	1.00	5.31	2.92	3.00	0.13	0.09	
P20	2.75	0.23	20.36	1.75	0.58	1.00	20.81	11.45	3.00	5.24	1.75	
P21	3.40	0.23	9.07	2.20	2.55	1.00	22.03	12.12	3.00	6.59	7.64	
P22	3.40	0.23	34.54	3.04	4.59	1.00	27.89	15.34	3.00	9.11	13.77	
P23	1.35	0.23	10.58	0.17	0.33	0.69	7.87	4.33	3.00	0.50	0.98	
P24	3.95	0.23	7.11	3.67	4.47	1.00	24.80	13.64	3.00	11.00	13.40	
P25	1.20	0.23	9.83	0.91	0.03	1.00	9.29	5.11	3.00	2.72	0.10	
P26	2.10	0.23	4.34	1.66	0.07	1.00	13.31	7.32	3.00	4.99	0.22	
P27	2.10	0.23	16.94	0.34	2.03	0.35	8.18	4.50	3.00	1.01	6.09	
P28	3.05	0.23	7.89	4.22	4.92	1.00	19.71	10.84	3.00	12.65	14.75	
P29	2.00	0.23	17.84	1.68	0.09	1.00	15.84	8.71	3.00	5.05	0.27	
P30	3.05	0.23	5.47	2.08	4.61	1.00	19.15	10.53	3.00	6.23	13.84	
P31	1.35	0.23	6.55	0.81	0.04	1.00	9.43	5.18	3.00	2.42	0.11	
						Total=	556.46					

Tabla 5.43. Verificaciones de parámetros para el diseño en el primer nivel según el sismo en X-X1. (Elaboración Propia, 2015)

Primero Piso para Sismo en YY1											
Muros	L (m)	t (m)	Pg (tn)	Ve (Tn)	Me (Tn.m)	α	Vm (tn)	0.55Vm (tn)	Vm1/Ve1	Vu (tn)	Mu (tn.m)
P1	3.15	0.23	5.44	0.42	0.46	1.00	19.71	10.84	3.00	1.25	1.37
P2	3.20	0.23	7.64	0.37	0.45	1.00	20.51	11.28	3.00	1.10	1.36
P3	2.05	0.23	1.62	0.31	0.32	1.00	12.40	6.82	3.00	0.92	0.97
P4	3.66	0.23	10.53	0.34	0.43	1.00	23.89	13.14	3.00	1.02	1.30
P5	3.75	0.23	29.65	0.70	0.64	1.00	28.80	15.84	3.00	2.11	1.91
P6	3.15	0.23	48.98	0.44	0.48	1.00	29.72	16.35	3.00	1.33	1.44
P7	2.01	0.23	27.92	0.35	0.33	1.00	18.21	10.02	3.00	1.04	0.98
P8	2.59	0.23	31.06	0.75	0.74	1.00	22.31	12.27	3.00	2.24	2.21
P9	3.75	0.23	41.00	0.96	0.88	1.00	31.41	17.28	3.00	2.87	2.65
P10	2.70	0.23	3.24	0.44	0.49	1.00	16.56	9.11	3.00	1.32	1.48
P11	2.59	0.23	13.64	0.21	0.32	1.00	18.30	10.06	3.00	0.63	0.95
P12	2.05	0.23	20.69	0.64	0.60	1.00	16.78	9.23	3.00	1.91	1.80
P13	3.15	0.23	10.04	0.85	0.89	1.00	20.76	11.42	3.00	2.56	2.66
P14	2.10	0.23	0.27	0.45	0.48	1.00	12.38	6.81	3.00	1.35	1.43
P15	3.20	0.23	44.88	0.91	0.79	1.00	29.08	15.99	3.00	2.73	2.37
P16	3.66	0.23	32.72	1.11	1.13	1.00	28.99	15.95	3.00	3.34	3.38
P17	1.63	0.23	13.42	0.34	0.37	1.00	12.62	6.94	3.00	1.01	1.11
P18	1.27	0.13	4.90	0.01	0.01	1.00	5.32	2.93	3.00	0.02	0.02
P19	1.56	0.13	7.12	0.001	0.00	1.00	6.81	3.74	3.00	0.00	0.00
P20	2.75	0.23	15.42	0.003	0.01	0.87	17.50	9.63	3.00	0.01	0.03
P21	3.40	0.23	10.25	0.02	0.03	1.00	22.30	12.27	3.00	0.06	0.08
P22	3.40	0.23	1.96	0.04	0.01	1.00	20.40	11.22	3.00	0.11	0.02
P23	1.35	0.23	7.49	0.03	0.02	1.00	9.65	5.31	3.00	0.09	0.07
P24	3.95	0.23	1.25	0.26	0.24	1.00	23.45	12.90	3.00	0.77	0.73
P25	1.20	0.23	22.29	0.10	0.06	1.00	12.16	6.69	3.00	0.31	0.17
P26	2.10	0.23	19.81	0.13	0.09	1.00	16.87	9.28	3.00	0.39	0.28
P27	2.10	0.23	28.04	0.29	0.23	1.00	18.76	10.32	3.00	0.88	0.68
P28	3.05	0.23	23.96	0.13	0.10	1.00	23.40	12.87	3.00	0.38	0.30
P29	2.00	0.23	4.44	0.08	0.04	1.00	12.76	7.02	3.00	0.25	0.11
P30	3.05	0.23	1.39	0.22	0.21	1.00	18.21	10.02	3.00	0.67	0.63
P31	1.35	0.23	1.39	0.03	0.04	1.00	8.24	4.53	3.00	0.10	0.12
						Total=	578.24				

Tabla 5.44. Verificaciones de parámetros para el diseño en el primer nivel según el sismo en Y-Y1. (Elaboración Propia, 2015)

Segundo Piso para Sismo en XX1											
Muros	L (m)	t (m)	Pg (tn)	Ve (Tn)	Me (Tn.m)	α	Vm (tn)	0.55Vm (tn)	Vm1/Ve1	Vu (tn)	Mu (tn.m)
P1	3.15	0.23	9.25	9.67	8.39	1.00	20.58	11.32	2.13	20.58	17.85
P2	3.20	0.23	24.65	8.20	7.52	1.00	24.42	13.43	2.98	24.42	22.38
P3	2.05	0.23	2.13	4.19	2.80	1.00	12.51	6.88	2.99	12.51	8.36
P4	3.66	0.23	3.00	7.84	10.43	1.00	22.16	12.19	2.83	22.16	29.46
P5	3.75	0.23	18.15	11.67	11.27	1.00	26.16	14.39	2.24	26.16	25.27
P6	3.15	0.23	10.97	8.26	9.37	1.00	20.98	11.54	2.54	20.98	23.79
P7	2.01	0.23	15.75	2.38	2.00	1.00	15.41	8.48	3.00	7.14	6.00
P8	2.59	0.23	2.34	6.18	5.54	1.00	15.70	8.64	2.54	15.70	14.06
P9	3.75	0.23	13.30	14.22	12.10	1.00	25.04	13.77	1.76	25.04	21.30
P10	2.70	0.23	13.32	3.73	4.51	1.00	18.88	10.38	3.00	11.20	13.53
P11	2.59	0.23	6.81	3.90	5.36	1.00	16.73	9.20	3.00	11.70	16.09
P12	2.05	0.23	1.65	6.08	3.38	1.00	12.40	6.82	2.04	12.40	6.89
P13	3.15	0.23	8.34	12.45	8.78	1.00	20.37	11.20	2.00	24.91	17.56
P14	2.10	0.23	13.18	2.67	2.60	1.00	15.35	8.44	3.00	8.00	7.81
P15	3.20	0.23	10.16	9.50	7.87	1.00	21.09	11.60	2.22	21.09	17.46
P16	3.66	0.23	16.49	5.79	9.96	1.00	25.26	13.89	3.00	17.38	29.87
P17	1.63	0.23	9.03	0.27	0.13	1.00	11.61	6.38	3.00	0.80	0.39
P18	1.27	0.13	2.27	0.91	0.65	1.00	4.72	2.59	3.00	2.73	1.96
P19	1.56	0.13	0.25	0.11	0.02	1.00	5.23	2.88	3.00	0.34	0.06
P20	2.75	0.23	16.14	3.99	1.18	1.00	19.84	10.91	3.00	11.97	3.55
P21	3.40	0.23	6.16	2.81	2.19	1.00	21.36	11.75	3.00	8.43	6.58
P22	3.40	0.23	23.56	2.89	2.58	1.00	25.37	13.95	3.00	8.66	7.74
P23	1.35	0.23	6.86	0.30	0.37	1.00	9.50	5.23	3.00	0.91	1.12
P24	3.95	0.23	4.69	4.50	0.58	1.00	24.24	13.33	3.00	13.49	1.75
P25	1.20	0.23	7.43	1.13	0.42	1.00	8.74	4.81	3.00	3.38	1.25
P26	2.10	0.23	4.58	2.48	2.32	1.00	13.36	7.35	3.00	7.45	6.96
P27	2.10	0.23	10.09	0.61	1.75	0.73	11.26	6.19	3.00	1.82	5.26
P28	3.05	0.23	8.98	7.35	0.70	1.00	19.96	10.98	2.71	19.96	1.89
P29	2.00	0.23	11.62	2.68	1.57	1.00	14.41	7.92	3.00	8.03	4.72
P30	3.05	0.23	4.87	3.64	2.53	1.00	19.01	10.46	3.00	10.93	7.58
P31	1.35	0.23	5.86	0.79	0.86	1.00	9.27	5.10	3.00	2.36	2.59
						Total=	530.91				

Tabla 5.45. Verificaciones de parámetros para el diseño en el segundo nivel según el sismo en X-X1. (Elaboración Propia, 2015)

Segundo Piso para Sismo en YY1											
Muros	L (m)	t (m)	Pg (tn)	Ve (Tn)	Me (Tn.m)	α	Vm (tn)	0.55Vm (tn)	Vm1/Ve1	Vu (tn)	Mu (tn.m)
P1	3.15	0.23	0.67	0.22	0.26	1.00	18.61	10.23	3.00	0.66	0.79
P2	3.20	0.23	4.14	0.03	0.11	0.97	19.15	10.53	3.00	0.10	0.32
P3	2.05	0.23	1.62	0.11	0.10	1.00	12.40	6.82	3.00	0.33	0.31
P4	3.66	0.23	7.89	0.33	0.54	1.00	23.28	12.81	3.00	0.99	1.61
P5	3.75	0.23	18.51	0.26	0.48	1.00	26.24	14.43	3.00	0.78	1.45
P6	3.15	0.23	31.59	0.00	0.12	0.33	13.36	7.35	3.00	0.00	0.37
P7	2.01	0.23	17.27	0.08	0.17	0.90	14.61	8.04	3.00	0.23	0.52
P8	2.59	0.23	21.26	1.19	1.23	1.00	20.05	11.03	3.00	3.58	3.69
P9	3.75	0.23	26.85	1.10	0.97	1.00	28.16	15.49	3.00	3.31	2.92
P10	2.70	0.23	3.19	0.45	0.42	1.00	16.54	9.10	3.00	1.35	1.26
P11	2.59	0.23	11.68	0.04	0.09	1.00	17.85	9.82	3.00	0.11	0.26
P12	2.05	0.23	11.63	0.91	0.96	1.00	14.70	8.08	3.00	2.74	2.88
P13	3.15	0.23	8.47	1.57	1.73	1.00	20.40	11.22	3.00	4.71	5.18
P14	2.10	0.23	0.22	0.75	0.74	1.00	12.37	6.80	3.00	2.24	2.23
P15	3.20	0.23	27.74	0.92	0.77	1.00	25.13	13.82	3.00	2.77	2.32
P16	3.66	0.23	20.37	1.72	1.95	1.00	26.15	14.38	3.00	5.17	5.84
P17	1.63	0.23	7.05	0.65	0.66	1.00	11.15	6.13	3.00	1.94	1.98
P18	1.27	0.13	2.56	0.05	0.04	1.00	4.78	2.63	3.00	0.15	0.13
P19	1.56	0.13	2.84	0.01	0.01	1.00	5.82	3.20	3.00	0.03	0.03
P20	2.75	0.23	12.11	0.00	0.01	0.42	9.52	5.24	3.00	0.00	0.02
P21	3.40	0.23	7.01	0.02	0.03	1.00	21.56	11.86	3.00	0.05	0.08
P22	3.40	0.23	1.44	0.16	0.11	1.00	20.28	11.15	3.00	0.47	0.33
P23	1.35	0.23	4.84	0.05	0.07	0.97	8.78	4.83	3.00	0.14	0.20
P24	3.95	0.23	0.78	0.46	0.59	1.00	23.34	12.84	3.00	1.37	1.77
P25	1.20	0.23	11.23	0.14	0.12	1.00	9.62	5.29	3.00	0.42	0.35
P26	2.10	0.23	12.28	0.21	0.19	1.00	15.14	8.32	3.00	0.64	0.58
P27	2.10	0.23	17.45	0.64	0.70	1.00	16.32	8.98	3.00	1.91	2.11
P28	3.05	0.23	17.95	0.10	0.08	1.00	22.02	12.11	3.00	0.31	0.25
P29	2.00	0.23	6.26	0.07	0.04	1.00	13.17	7.25	3.00	0.22	0.11
P30	3.05	0.23	3.17	0.39	0.48	1.00	18.62	10.24	3.00	1.16	1.44
P31	1.35	0.23	2.55	0.14	0.13	1.00	8.50	4.68	3.00	0.41	0.39
Total=							517.63				

Tabla 5.46. Verificaciones de parámetros para el diseño en el segundo nivel según el sismo en Y-Y1. (Elaboración Propia, 2015)

Se verificó:

- Para Sismo Moderado (**SM**): Todos los muros cumplen $V_e < 0.55V_m$.
- Para Sismo Severo (**SS**): Los muros del primer piso se diseñaran por corte, así como los muros de pisos superiores que no cumplan $V_u < V_m$.

También se verifico que la resistencia última de la albañilería sea menor que el esfuerzo actuante en los elementos de albañilería, a continuación se presenta el siguiente cuadro:

TABLA.5.47 : Esfuerzos en los Elementos de albañilería							
Story	Objeto	Design Type	Shell Element	Combo	Comprensión a Flexión	Combo	Corte en el alma
					kgf/cm ²		kgf/cm ²
Story1	W1	Muro	68	EQ-XX Max	2.11	SERV2 Max	1.61
Story1	W1	Muro	68	EQ-XX Max	5.21	SERV2 Max	1.64
Story1	W1	Muro	68	EQ-XX Max	5.17	SERV2 Max	2.45
Story1	W1	Muro	68	EQ-XX Max	2.45	SERV2 Max	2.42
Story1	W3	Muro	80	EQ-XX Max	2.97	SERV2 Max	1.47
Story1	W3	Muro	80	EQ-XX Max	6.6	SERV2 Max	1.47
Story1	W3	Muro	80	EQ-XX Max	7.28	SERV2 Max	1.99
Story1	W3	Muro	80	EQ-XX Max	3.32	SERV2 Max	1.99
Story1	W11	Muro	4	EQ-XX Max	6.22	SERV2 Max	1.34
Story1	W11	Muro	4	EQ-XX Max	2.06	SERV2 Max	1.44
Story1	W11	Muro	4	EQ-XX Max	2.79	SERV2 Max	1.74
Story1	W11	Muro	4	EQ-XX Max	6.11	SERV2 Max	1.64
Story1	W12	Muro	8	EQ-XX Max	2.06	SERV2 Max	1.47
Story1	W12	Muro	8	EQ-XX Max	1.05	SERV2 Max	1.4
Story1	W12	Muro	8	EQ-XX Max	1.36	SERV2 Max	2.57
Story1	W12	Muro	8	EQ-XX Max	2.79	SERV2 Max	2.64
Story1	W15	Muro	12	EQ-XX Max	1.05	SERV2 Max	1.38
Story1	W15	Muro	12	EQ-XX Max	7.77	SERV2 Max	1.19
Story1	W15	Muro	12	EQ-XX Max	5.88	SERV2 Max	1.7
Story1	W15	Muro	12	EQ-XX Max	1.36	SERV2 Max	1.89
Story1	W16	Muro	16	EQ-XX Max	7.46	SERV2 Max	1.27
Story1	W16	Muro	16	EQ-XX Max	1.11	SERV2 Max	1.26
Story1	W16	Muro	16	EQ-XX Max	1.96	SERV2 Max	2.07
Story1	W16	Muro	16	EQ-XX Max	6.82	SERV2 Max	2.07

Story1	W17	Muro	20	EQ-XX Max	1.11	SERV2 Max	1.3
Story1	W17	Muro	20	EQ-XX Max	4.12	SERV2 Max	1.3
Story1	W17	Muro	20	EQ-XX Max	4.52	SERV2 Max	2.51
Story1	W17	Muro	20	EQ-XX Max	1.96	SERV2 Max	2.51
Story1	W30	Muro	88	EQ-XX Max	1.33	SERV2 Max	0.74
Story1	W30	Muro	88	EQ-XX Max	1.35	SERV2 Max	0.67
Story1	W30	Muro	88	EQ-XX Max	2.12	SERV2 Max	1.1
Story1	W30	Muro	88	EQ-XX Max	1.8	SERV2 Max	1.18
Story1	W14	Muro	96	EQ-XX Max	1.81	SERV2 Max	1.38
Story1	W14	Muro	96	EQ-XX Max	4.65	SERV2 Max	1.43
Story1	W14	Muro	96	EQ-XX Max	4.05	SERV2 Max	2.54
Story1	W14	Muro	96	EQ-XX Max	1.09	SERV2 Max	2.49
Story1	W31	Muro	72	EQ-XX Max	6.44	SERV2 Max	0.35
Story1	W31	Muro	72	EQ-XX Max	3.4	SERV2 Max	0.41
Story1	W31	Muro	72	EQ-XX Max	2.25	SERV2 Max	0.41
Story1	W31	Muro	72	EQ-XX Max	4.25	SERV2 Max	0.36
Story1	W45	Muro	112	EQ-XX Max	2.18	SERV2 Max	0.4
Story1	W45	Muro	112	EQ-XX Max	1.61	SERV2 Max	0.34
Story1	W45	Muro	112	EQ-XX Max	3.08	SERV2 Max	0.52
Story1	W45	Muro	112	EQ-XX Max	2.23	SERV2 Max	0.58
Story1	W46	Muro	108	EQ-XX Max	2.44	SERV2 Max	1.15
Story1	W46	Muro	108	EQ-XX Max	4.51	SERV2 Max	1.23
Story1	W46	Muro	108	EQ-XX Max	4.73	SERV2 Max	1.45
Story1	W46	Muro	108	EQ-XX Max	2.61	SERV2 Max	1.36
Story1	W47	Muro	124	EQ-XX Max	2.19	SERV2 Max	1.28
Story1	W47	Muro	124	EQ-XX Max	6.35	SERV2 Max	1.32
Story1	W47	Muro	124	EQ-XX Max	6.13	SERV2 Max	1.6
Story1	W47	Muro	124	EQ-XX Max	1.24	SERV2 Max	1.55
Story1	W8	Muro	28	EQ-XX Max	3.48	SERV2 Max	0.79
Story1	W8	Muro	28	EQ-XX Max	3.1	SERV2 Max	0.65
Story1	W8	Muro	28	EQ-XX Max	4.96	SERV2 Max	1.38
Story1	W8	Muro	28	EQ-XX Max	4.82	SERV2 Max	1.52
Story1	W10	Muro	32	EQ-XX Max	3.1	SERV2 Max	0.94
Story1	W10	Muro	32	EQ-XX Max	4.76	SERV2 Max	0.86
Story1	W10	Muro	32	EQ-XX Max	5.4	SERV2 Max	0.33
Story1	W10	Muro	32	EQ-XX Max	4.96	SERV2 Max	0.39
Story1	W26	Muro	44	EQ-XX Max	1.21	SERV2 Max	0.69
Story1	W26	Muro	44	EQ-XX Max	0.97	SERV2 Max	0.46
Story1	W26	Muro	44	EQ-XX Max	2.09	SERV2 Max	0.92
Story1	W26	Muro	44	EQ-XX Max	1.69	SERV2 Max	1.14
Story1	W28	Muro	48	EQ-XX Max	1.02	SERV2 Max	1.09
Story1	W28	Muro	48	EQ-XX Max	6.36	SERV2 Max	1.04
Story1	W28	Muro	48	EQ-XX Max	4.42	SERV2 Max	1.66
Story1	W28	Muro	48	EQ-XX Max	1.94	SERV2 Max	1.71
Story1	W29	Muro	52	EQ-XX Max	5.5	SERV2 Max	1.23
Story1	W29	Muro	52	EQ-XX Max	5.33	SERV2 Max	1.08
Story1	W29	Muro	52	EQ-XX Max	3.32	SERV2 Max	1.62
Story1	W29	Muro	52	EQ-XX Max	5.14	SERV2 Max	1.77
Story1	W34	Muro	56	EQ-XX Max	3.91	SERV2 Max	1.65
Story1	W34	Muro	56	EQ-XX Max	1.67	SERV2 Max	1.77
Story1	W34	Muro	56	EQ-XX Max	1.41	SERV2 Max	2.79

Story1	W34	Muro	56	EQ-XX Max	4.34	SERV2 Max	2.66
Story1	W35	Muro	60	EQ-XX Max	1.67	SERV2 Max	2
Story1	W35	Muro	60	EQ-XX Max	1.22	SERV2 Max	1.72
Story1	W35	Muro	60	EQ-XX Max	0.91	SERV2 Max	2.79
Story1	W35	Muro	60	EQ-XX Max	1.41	SERV2 Max	3.07
Story1	W36	Muro	64	EQ-XX Max	1.03	SERV2 Max	1.18
Story1	W36	Muro	64	EQ-XX Max	3.29	SERV2 Max	0.97
Story1	W36	Muro	64	EQ-XX Max	1.69	SERV2 Max	1.6
Story1	W36	Muro	64	EQ-XX Max	1.6	SERV2 Max	1.82
Story1	W37	Muro	76	EQ-XX Max	3.32	SERV2 Max	0.85
Story1	W37	Muro	76	EQ-XX Max	4.37	SERV2 Max	0.78
Story1	W37	Muro	76	EQ-XX Max	2.49	SERV2 Max	0.83
Story1	W37	Muro	76	EQ-XX Max	2.48	SERV2 Max	0.9
Story1	W38	Muro	84	EQ-XX Max	3.76	SERV2 Max	1.1
Story1	W38	Muro	84	EQ-XX Max	3.58	SERV2 Max	1.05
Story1	W38	Muro	84	EQ-XX Max	2.04	SERV2 Max	0.4
Story1	W38	Muro	84	EQ-XX Max	3.13	SERV2 Max	0.46
Story1	W39	Muro	100	EQ-XX Max	1.68	SERV2 Max	0.39
Story1	W39	Muro	100	EQ-XX Max	2.1	SERV2 Max	0.37
Story1	W39	Muro	100	EQ-XX Max	3.75	SERV2 Max	0.53
Story1	W39	Muro	100	EQ-XX Max	1.64	SERV2 Max	0.53
Story1	W40	Muro	104	EQ-XX Max	3.31	SERV2 Max	0.63
Story1	W40	Muro	104	EQ-XX Max	2.25	SERV2 Max	0.63
Story1	W40	Muro	104	EQ-XX Max	0.99	SERV2 Max	0.68
Story1	W40	Muro	104	EQ-XX Max	1.38	SERV2 Max	0.68
Story1	W41	Muro	116	EQ-XX Max	6.99	SERV2 Max	0.67
Story1	W41	Muro	116	EQ-XX Max	5.01	SERV2 Max	0.8
Story1	W41	Muro	116	EQ-XX Max	4.6	SERV2 Max	0.85
Story1	W41	Muro	116	EQ-XX Max	5.94	SERV2 Max	0.72
Story1	W48	Muro	120	EQ-XX Max	3.08	SERV2 Max	0.73
Story1	W48	Muro	120	EQ-XX Max	2.83	SERV2 Max	0.91
Story1	W48	Muro	120	EQ-XX Max	2.27	SERV2 Max	0.94
Story1	W48	Muro	120	EQ-XX Max	2.12	SERV2 Max	0.77
Story1	W49	Muro	128	EQ-XX Max	1.22	SERV2 Max	1.69
Story1	W49	Muro	128	EQ-XX Max	6.31	SERV2 Max	1.43
Story1	W49	Muro	128	EQ-XX Max	6.38	SERV2 Max	1.38
Story1	W49	Muro	128	EQ-XX Max	0.91	SERV2 Max	1.64
Story1	W50	Muro	132	EQ-XX Max	1.06	SERV2 Max	0.98
Story1	W50	Muro	132	EQ-XX Max	4.42	SERV2 Max	0.98
Story1	W50	Muro	132	EQ-XX Max	4.36	SERV2 Max	1
Story1	W50	Muro	132	EQ-XX Max	1.57	SERV2 Max	1
Story1	W51	Muro	136	EQ-XX Max	2.5	SERV2 Max	1.25
Story1	W51	Muro	136	EQ-XX Max	4.82	SERV2 Max	1.22
Story1	W51	Muro	136	EQ-XX Max	4.78	SERV2 Max	1.37
Story1	W51	Muro	136	EQ-XX Max	2.61	SERV2 Max	1.4
Story1	W52	Muro	140	EQ-XX Max	0.97	SERV2 Max	1.34
Story1	W52	Muro	140	EQ-XX Max	6.49	SERV2 Max	1.3
Story1	W52	Muro	140	EQ-XX Max	6.35	SERV2 Max	1.58
Story1	W52	Muro	140	EQ-XX Max	1.6	SERV2 Max	1.62

Tabla 5.47. Resumen de esfuerzos a compresión y corte en el alma de muros de albañilería. (Elaboración Propia, 2015)

• DISEÑO DE MUROS AGRIETADOS POR SISMO SEVERO

Se aceptará que ante la acción de un sismo severo todos los muros de albañilería confinada del primer piso fallen por corte, el diseño se realizará según el procedimiento descrito en el Blog del Ing. San Bartolomé:

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vm:	Resistencia a la fuerza cortante
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de muro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o $\frac{1}{2}L$, el mayor. En muros de un paño $L_m = L$
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento en el muro de análisis
7) M:	$M = \mu_u - \frac{1}{2} V_m \cdot h$, donde $h = 2.60$ m
8) F:	Fuerza axial producida por "M" en una columna extrema. $F = M/L$
9) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. $P_c = P_g / N_c$
10) Pt:	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse: $P_t = (L \cdot t \cdot P_g / L)$ del muro transversal (tn)
11) T:	Tracción en columna: Extrema: $T = F - P_c - P_t$ Interna: $T = V_m \cdot h / L - P_c - P_t$
12) C:	Compresión en columna: Extrema: $C = P_c + F$ Interna: $C = P_c - \frac{1}{2} V_m \cdot h / L$
13) Vc:	Cortante en columna: Externa: $V_c = 1,5 \cdot V_m \cdot L_m / (L \cdot (N_c + 1))$ Interna: $V_c = V_m \cdot L_m / (L \cdot (N_c + 1))$
14) As:	Área de acero vertical requerida (cm ² , mín 4Ø8mm), $A_s = (T + V_c / \mu) / (f_y \cdot \phi)$
15) As usar	Área de acero vertical colocada (cm ²)

16) δ :	Factor de confinamiento: $\delta=0,80$ col sin muros transversales $\delta=1,00$ col con muros transversales
17) A_n :	Área del núcleo de concreto (cm ²), $A_n=As+(C/\phi-A_s*f_y)/(0,85*\delta*f'_c)$. usar $\phi=0.70$
18) A_{cf} :	Área de columna por corte-fricción (cm ²), $A_{cf}=V_c/(0,2*f'_c*\phi)\geq 15*t\geq A_c$, usar $\phi=0.85$
19) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
20) A_c :	Área de concreto de la columna definitiva (cm ²)
21) A_n :	Área del núcleo de la columna definitiva (cm ²), usar $\phi=0.70$
22) A_s mín	Área de acero vertical mínima (cm ²), o 4Ø8mm
23) s_1 :	Espaciamiento 1 de estribos por compresión (cm), $s_1=Av*f_y/(0,30*t*n*f'_c*(A_c/A_n-1))$
24) s_2 :	Espaciamiento 2 de estribos por compresión (cm), $s_2=Av*f_y/(0,12*t*n*f'_c)$
25) s_3 :	Espaciamiento 3 de estribos por compresión (cm), $s_3=1/4*d$ ó 5cm, lo que sea mayor.
26) s_4 :	Espaciamiento máximo de estribos por compresión (cm), $s_4=10cm$
27) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona c=45cm ó 1.5*d
28) $s[1/4]$:	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento

Notas:

- Estribos mínimos [] Ø1/4", 1@5, 4@10, r@25cm.
- En columnas L, T o irregular, usar $d=A_c/t$ en los pasos 25 y 27.
- $f'_c = 0.21$ ton/cm²
- $t = 23$ cm = espesor efectivo.
- $h = 2.40$ m.
- Estribos [] 1/4": $A_v = 0.64$ cm²

- $f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2$.
- $t_n = 13 - 4 = 9 \text{ cm} = \text{espesor del núcleo confinado}$.
- $m = 1.0 = \text{coeficiente de fricción en junta rayada}$.
- Recubrimiento = 2 cm.

Secuencia de Diseño de Vigas Soleras:

29) Ts:	Tracción en la solera (T_n), $T_s = \frac{1}{2} * V_m * L_m / L$.
30) As:	Área de acero horizontal requerida (cm^2), $A_s = T_s / (f_y * \phi)$.
31) Usar:	Acero longitudinal a utilizar.

Tabla 5.48. Parámetros de diseño para muros de albañilería. (Elaboración Propia, 2015)

Notas:

- $A_s \text{ mín} = 0,1 * f'c * A_{sol} / f_y$ ó 4Ø8mm.
- En la solera se usa estribos mínimos [] Ø1/4", 1@5, 4@10, r@25cm.
- Para facilitar el proceso constructivo, se reducirá el número de columnas diferentes.
- En el caso de muros en X, con el fin de homogenizar resultados se tomarán los datos más desfavorables entre ambos para el diseño de la columna.

Este procedimiento descrito ha sido desarrollado empleando MS Excel y los cálculos obtenidos se presentan en la siguiente tabla ordenada según la numeración anterior, para cada dirección en forma independiente. Para garantizar la continuidad de la resistencia en la estructura, las secciones de columnetas y el refuerzo obtenido en estos cálculos también se emplearán en el segundo piso.

DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS X-X PRIMER PISO								
MURO	1X (P2)		2X (P5)		5X (P9)		10X (P16)	
Columna	C3	C4	C5	C6	C20	C21	C37	C38
Ubicación	Interna	Extrema	Interna	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1) Pg:	36.42		28.07		21.49		25.71	
2) Vm:	27.13		28.44		26.92		27.38	
3) Mu:	40.23		39.52		30.27		21.97	
4) L:	3.20		3.75		3.75		3.66	
5) Lm:	3.20		3.75		3.75		3.66	
6) Nc:	4		3		3		2	
7) M:	7.67		5.39		-2.04		-10.89	
8) F:	2.40		1.44		-0.54		-2.97	
9) Pc:	9.11		9.36		7.16		12.85	
10) Pt:	4.68	0.00	7.94	0.00	7.94	0.00	1.26	0.00
11) T:	6.58	-6.71	0.91	-7.92	2.13	-7.71	3.84	-15.83
12) C:	-1.08	11.50	0.25	10.80	0.00	6.62	3.88	9.88
13) Vc:	5.43	8.14	7.11	10.66	6.73	10.10	9.13	9.13
14) As (cm2):	3.18	0.38	2.12	0.73	2.35	0.63	3.43	-1.77
15) As a usar	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"
16) δ:	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
17) An (cm2):	-117.79	-99.82	-63.62	-48.56	-63.98	-54.53	-110.71	-102.14
18) Acf (cm2):	152.00	228.0	199.14	298.7	188.54	282.8	255.65	255.7
19) Usar:	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
20) Ac:	625	625	625	625	625	625	625	625
21) An:	189	189	189	189	189	189	189	189
22) As mín	5.16	5.16	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
23) s1:	1.96	1.96	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
24) s2:	11.32	11.32	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23
25) s3:	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
26) s4:	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
27) Zona c:	45.00	45.00	45	45	45	45	45	45
28) s[1/4]":	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Soleras	1X		X2		5X		10X	
29) Ts:	13.57	13.57	14.22	14.22	13.46	13.46	13.69	13.69
30) As:	3.59	3.59	3.76	3.76	3.56	3.56	3.62	3.62
31) Usar (cm2):	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"
	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16

Tabla 5.49. Diseño en muros en agrietados del primer piso para el sismo en X-X. (Elaboración Propia, 2015)

DISEÑO DE LOS MUROS AGRIETADOS Y-Y PRIMER PISO								
MURO	2Y (P24)		12Y (P27)		5Y (P28)		10Y (P30)	
Columna	C6	C20	C25	C33	C29	C35	C32	C37
Ubicación	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1) Pg:	1.25		28.04		23.96		1.39	
2) Vm:	23.45		18.76		23.40		18.21	
3) Mu:	0.73		0.68		0.30		0.63	
4) L:	3.95		2.10		3.05		3.05	
5) Lm:	3.95		2.10		3.05		3.05	
6) Nc:	2		2		2		2	
7) M:	-27.41		-21.84		-27.79		-21.23	
8) F:	-6.94		-10.40		-9.11		-6.96	
9) Pc:	0.63		14.02		11.98		0.69	
10) Pt:	4.76	0	3.14		2.31		7.53	
11) T:	-12.33	-7.57	-27.56	-24.42	-23.40	-21.09	-15.18	-7.65
12) C:	-6.50	-6.50	3.29	3.29	2.77	2.77	-6.47	-6.47
13) Vc:	7.82	7.82	6.25	6.25	7.80	7.80	6.07	6.07
14) As (cm2):	-1.19	0.07	-5.64	-4.81	-4.13	-3.51	-2.41	-0.42
15) As a usar	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"
16) δ:	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
17) An:	-73.27	-73.27	-59.28	-59.28	-60.02	-112.29	-73.23	-73.23
18) Acf:	218.95	218.9	175.16	175.2	218.52	218.5	170.06	170.1
19) Usar:	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
20) Ac:	625	625	625	625	625	625	625	625
21) An:	189	189	189	189	189	189	189	189
22) As mín	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
23) s1:	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
24) s2:	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23
25) s3:	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
26) s4:	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
27) Zona c:	45	45	45	45	45	45	45	45
28) s[1/4]":	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Soleras	2Y		12Y		5Y		10Y	
29) Ts:	11.72	11.72	9.38	9.38	11.70	11.70	9.11	9.11
30) As:	3.10	3.10	2.48	2.48	3.10	3.10	2.41	2.41
31) Usar:	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 1/2"	4 φ 1/2"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"
	5.16	5.16	2.84	2.84	5.16	5.16	2.84	2.84

Tabla 5.50. Diseño en muros agrietados del primer piso para el sismo en Y-Y. (Elaboración Propia, 2015)

➤ **Reducción de Columnas y Soleras**

Las columnas se reducen a los siguientes tipos:

- CT1: columna C1, 25x25 cm, con 4 ϕ 1/2", 9 \square 1/4" @ 5 cm.
- CT2: columna C2, 25x25 cm, con 4 ϕ 3/8", 9 \square 1/4" @ 5 cm.

Y las vigas soleras, de 25x35 cm, se reducen a 1 tipo:

- S1: Todos los muros en "X" y "Y", con 4 ϕ 1/2"

➤ **Refuerzo Horizontal en Muros Agrietados**

Empleando 1 varilla de 1/4" ($A_s = 0.32 \text{ cm}^2$), se obtiene un espaciamiento $s = 0.32 / (0.001 \times 13) = 24.6 \text{ cm}$, con lo cual se empleará 1 f 1/4" @ 2 hiladas (cada 20 cm).

• **DISEÑO DE MUROS NO AGRIETADOS POR CORTE**

Se presenta el procedimiento del diseño para los muros no agrietados para los pisos del tercero al quinto. Para facilitar el proceso constructivo, se adoptarán estos resultados para los demás niveles.

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vu:	Fuerza cortante ante sismo severo
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de muro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o 1/2L, el mayor. En muros de un paño $L_m = L$
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento en el muro de análisis
7) F:	Fuerza axial producida por "Mu" en una columna extrema. $F = Mu/L$
8) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. $P_c = P_g/N_c$
9) Pt:	Carga tributaria del muro transversal a la columna en análisis
10) T:	Tracción en columna: Extrema: $T = F - P_c - P_t$ Interna: $T = V_m \cdot h / L - P_c - P_t$

11) C:	Tracción en columna: Extrema: $T=F-P_c-P_t$ Interna: $T=V_m \cdot h/L - P_c - P_t$
12) A_s :	Área de acero vertical (cm ² , mín4Ø8mm), usar $\phi=0.90$, $A_s=T/(f_y \cdot \phi)$
13) A_s usar:	Área de acero vertical colocada (cm ²)
14) δ :	Factor de confinamiento: $\delta=0,80$ col sin muros transversales $\delta=1,00$ col con muros transversales
15) A_n :	Área del núcleo de concreto (cm ²), $A_n=A_s+(C/\phi-A_s \cdot f_y)/(0.85 \cdot \delta \cdot f'_c)$. usar $\phi=0.70$
16) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
17) A_c	Área de concreto de la columna definitiva (cm ²)
18) A_n	Área del núcleo de la columna definitiva (cm ²), usar $\phi=0.70$
19) A_s mín	Área de acero vertical mínima (cm ²), o 4Ø8mm

Secuencia de diseño de vigas soleras

20) T_s :	Tracción en la solera (T_n). $T_s=1/2 \cdot V_m \cdot L_m/L$
21) A_s :	Área de acero horizontal requerida (cm ²). $A_s=T_s/(f_y \cdot \phi)$, donde $\phi=0.90$
22) Usar:	Acero longitudinal a utilizar

Tabla 5.51. Parámetros de diseño para muros no agrietados de albañilería. (Elaboración Propia, 2015)

Notas:

- A_s mín=0,1*f'c*Asol/fy ó 4Ø8mm
- En solera se usa estribos mínimos [Ø¼", 1@5, 4@10, r@25cm
- En el caso de muros Xn superior e inferior, con el fin de homogenizar resultados se tomarán los datos más desfavorables entre ambos para el diseño de la columna.

DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS X-X SEGUNDO PISO								
MURO	1X (P2)		2X (P5)		5X (P9)		10X (P16)	
Columna	C3	C4	C5	C6	C20	C21	C37	C38
Ubicación	Interna	Extrema	Interna	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1) Pg:	24.65		18.15		13.30		16.49	
2) Vu:	24.42		26.16		25.04		17.38	
3) Mu:	22.38		25.27		21.30		29.87	
4) L:	3.20		3.75		3.75		3.66	
5) Lm:	3.20		3.75		3.75		3.66	
6) Nc:	4		3		3		2	
7) F:	7.00		6.74		5.68		8.16	
8) Pc:	6.16		6.05		4.43		8.24	
9) Pt:	3.71		1.42		1.42		1.12	
10) T:	8.46	0.84	9.28	0.69	10.18	1.25	2.03	3.15
11) C:	4.84	13.16	5.19	12.79	3.68	10.12	7.58	7.58
12) As (cm2):	2.24	0.22	2.46	0.18	2.69	0.33	0.54	0.83
13) As a usar	4 ϕ 3/8"							
14) δ :	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15) An:	-57.07	-45.18	-56.57	-45.71	-58.72	-49.53	-53.15	-53.15
16) Usar:	25x25							
17) Ac:	625	625	625	625	625	625	625	625
18) An:	189	189	189	189	189	189	189	189
19) As mín (cm2)	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
Soleras	X1		X2		X4		X5	
20) Ts:	12.21	12.21	13.08	13.08	12.52	12.52	8.69	8.69
21) As:	3.23	3.23	3.46	3.46	3.31	3.31	2.30	2.30
22) Usar:	4 ϕ 1/2"							
	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16

Tabla 5.52. Diseño en muros no agrietados del segundo piso para el sismo en X-X. (Elaboración Propia, 2015)

DISEÑO DE LOS MUROS NO AGRIETADOS Y-Y SEGUNDO PISO								
MURO	2Y (P24)		12Y (P27)		5Y (P28)		10Y (P30)	
Columna	C6	C20	C25	C33	C29	C35	C32	C37
Ubicación	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1) Pg:	0.78		17.45		17.95		3.17	
2) Vu:	1.37		1.91		0.31		1.16	
3) Mu:	1.77		2.11		0.25		1.44	
4) L:	3.95		2.10		3.05		3.05	
5) Lm:	3.95		2.10		3.05		3.05	
6) Nc:	2		2		2		2	
7) F:	0.45		1.00		0.08		0.47	
8) Pc:	0.39		8.72		8.97		1.58	
9) Pt:	2.67		2.69		1.95		4.69	
10) T:	-2.23	0.44	-9.22	-6.54	-10.68	-8.73	-5.36	-0.67
11) C:	-0.14	-0.14	-1.22	-1.22	-77.10	-77.10	-1.06	-1.06
12) As (cm ²):	-0.59	0.12	-2.44	-1.73	-2.83	-2.31	-1.42	-0.18
13) As a usar	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"
14) δ:	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15) An:	-64.18	-64.18	-65.72	-65.72	-174.12	-174.12	-65.49	-65.49
16) Usar:	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
17) Ac:	625	625	625	625	625	625	625	625
18) An:	189	189	189	189	189	189	189	189
19) As mín (cm ²)	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
Soleras	2Y		12Y		5Y		10Y	
20) Ts:	0.68	0.68	0.96	0.96	0.15	0.15	0.58	0.58
21) As:	0.18	0.18	0.25	0.25	0.04	0.04	0.15	0.15
22) Usar:	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"	4 φ 3/8"
	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84

Tabla 5.53. Diseño en muros no agrietados del segundo piso para el sismo en Y-Y. (Elaboración Propia, 2015)

➤ **Reducción de Columnas y Soleras**

Las columnas se reducen a los siguientes tipos:

- CT1: columna C1, 25x25 cm, con 4 ϕ 3/8", 9 \square 1/4" @ 5 cm.

Y las vigas soleras, de 25x35 cm, serán las mismas a las empleadas en el primer nivel:

- S1: Todos los muros en "X" y "Y", con 4 ϕ 1/2"

➤ **Refuerzo Horizontal en Muros Agrietados**

Empleando 1 varilla de 1/4" ($A_s = 0.32 \text{ cm}^2$), se obtiene un espaciamiento $s = 0.32 / (0.001 \times 13) = 24.6 \text{ cm}$, con lo cual se empleará 1 f 1/4" @ 2 hiladas (cada 20 cm). Tanto en las columnas como en las soleras el estribaje es mínimo: \square 1/4" 1 @ 5, 4 @ 10 r @ 25 cm. Este refuerzo se repite en los pisos superiores 3 y 4, ya que prácticamente es mínimo y en esos pisos las fuerzas internas son menores que las existentes en el segundo piso.

5.2.9 **DISEÑO DE CIMENTACIÓN**

La capacidad portante neta del terreno que, como se indicó en las generalidades del proyecto, tiene un valor de 1.00 kg/cm². También se consideró la profundidad de cimentación la cual se obtuvo con los datos del estudio de suelos como referencia para dicho estudio, se obtuvo una profundidad de $h_f = 1.95 \text{ m}$ con la capacidad portante antes mencionada.

De tal forma se presenta la Tabla 5.69 con los cálculos para piso típico y azotea para cada muro, la carga acumulada y la carga de servicio con el 10% incluido. Así mismo, se debe indicar que la base calculada debe ser mayor a 0.40 m por razones de constructibilidad

Muro	PISO TÍPICO			AZOTEA			CARGA TOTAL	P (TN) (+10%)	B = P/(100q)	
	PD	0.25PL	TOTAL	PD	0.25PL	TOTAL			Calculada (cm)	Real (cm)
P1	4.36	1.65	6.01	0.44	0.21	0.65	6.66	7.33	73.29	75
P2	6.79	2.58	9.37	0.66	0.34	1.00	10.37	11.41	114.06	115
P3	6.67	2.53	9.20	0.67	0.35	1.02	10.22	11.24	112.39	115
P4	7.66	2.92	10.58	0.57	0.46	1.03	11.61	12.77	127.73	130
P5	6.68	2.55	9.23	0.50	0.39	0.89	10.12	11.13	111.32	115
P6	14.22	5.49	19.71	0.17	1.32	1.49	21.20	23.32	233.21	235
P7	7.97	3.05	11.02	0.48	0.49	0.98	11.99	13.19	131.93	135
P8	7.29	2.79	10.08	0.39	0.52	0.91	10.99	12.09	120.89	120
P9	7.91	3.02	10.94	0.55	0.50	1.04	11.98	13.18	131.78	135
P10	9.12	3.49	12.60	0.64	0.58	1.21	13.82	15.20	151.99	155
P11	8.92	3.40	12.32	0.76	0.46	1.22	13.54	14.89	148.90	150
P12	4.71	1.79	6.50	0.43	0.24	0.67	7.17	7.89	78.92	80
P13	8.12	3.12	11.24	0.28	0.62	0.90	12.14	13.35	133.54	135
P14	6.00	2.31	8.31	0.16	0.46	0.62	8.93	9.83	98.25	100
P15	6.06	2.29	8.35	0.75	0.23	0.98	9.33	10.26	102.62	105
P16	9.59	3.63	13.23	1.12	0.40	1.52	14.74	16.22	162.19	165
P17	1.80	0.68	2.48	0.10	0.12	0.22	2.70	2.97	29.74	40
P18	2.18	0.83	3.01	0.39	0.06	0.45	3.46	3.81	38.10	40
P19	8.04	3.07	11.11	0.68	0.43	1.10	12.22	13.44	134.39	135
P20	7.47	2.86	10.33	0.48	0.48	0.96	11.29	12.42	124.21	125
P21	5.77	2.20	7.98	0.46	0.33	0.79	8.76	9.64	96.41	100
P22	4.51	1.72	6.23	0.18	0.34	0.52	6.75	7.43	74.27	75
P23	5.45	2.09	7.54	0.12	0.39	0.51	8.05	8.85	88.51	90
P24	8.49	3.23	11.72	0.72	0.47	1.19	12.91	14.20	142.05	145
P25	7.36	2.82	10.18	0.22	0.50	0.71	10.89	11.98	119.80	120
P26	7.82	3.00	10.82	0.16	0.64	0.80	11.62	12.78	127.84	130
P27	2.22	0.85	3.06	0.14	0.15	0.29	3.35	3.68	36.83	40
P28	6.97	2.66	9.63	0.52	0.42	0.94	10.57	11.63	116.28	120
P29	4.16	1.59	5.75	0.32	0.32	0.64	6.39	7.03	70.30	80
P30	11.14	4.29	15.43	0.19	0.93	1.12	16.55	18.21	182.10	185
P31	5.42	2.07	7.49	0.51	0.29	0.80	8.29	9.12	91.20	95

Tabla 5.54. Diseño de Cimentación Corrida. (Elaboración Propia, 2015)

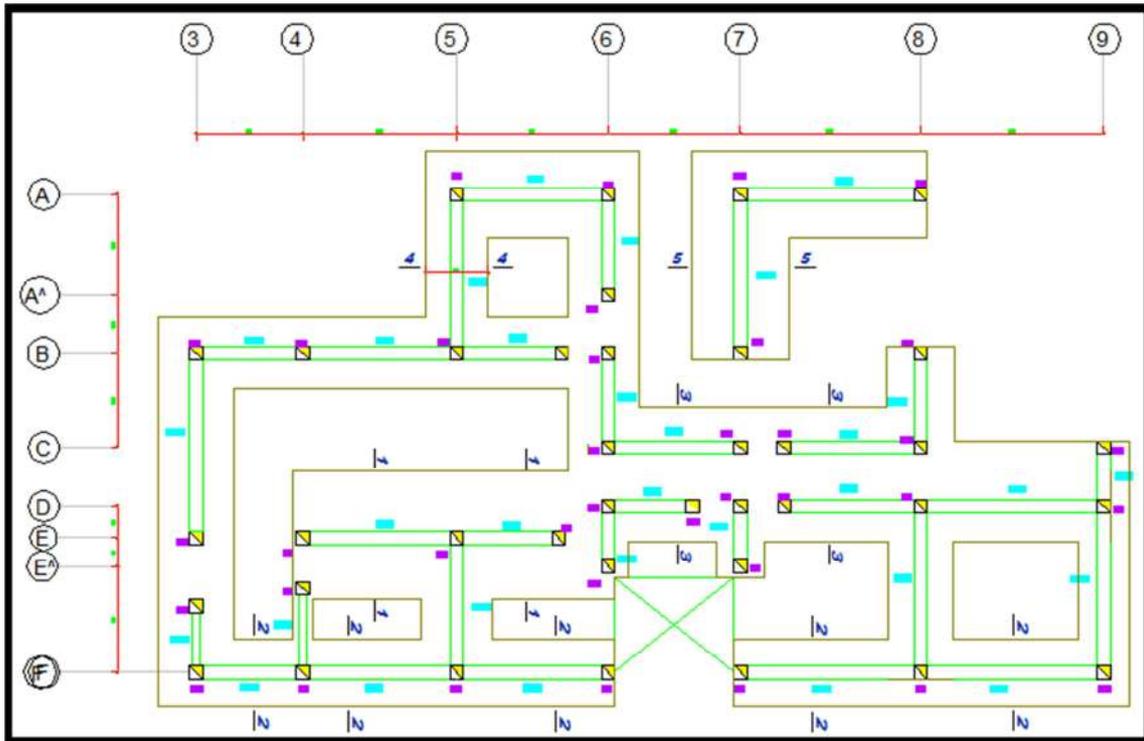


Gráfico 5.6. Detalle en planta del cimiento corrido. (Elaboración Propia, 2015)

CAPÍTULO 6. DISCUSIÓN

6.1 ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO

6.1.1 SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

- ANÁLISIS DE PERIODOS DE VIBRACIÓN Y FRECUENCIA

Tal como se esperaba, los periodos de las formas de vibración son más notorios en los tres primeros modos (1, 2, 3) para este sistema estructural.

TABLA 6.1: Periodos y Frecuencias del Sistema de Muros de Ductilidad Limitada (Modal)				
Caso	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0.088	11.422	71.7653
Modal	2	0.06	16.759	105.3028
Modal	3	0.058	17.36	109.078
Modal	4	0.025	40.555	254.8152
Modal	5	0.019	53.676	337.254
Modal	6	0.017	57.416	360.758
Modal	7	0.013	75.59	474.9463
Modal	8	0.011	93.69	588.6696
Modal	9	0.01	98.958	621.7711
Modal	10	0.01	102.069	641.3185
Modal	11	0.008	118.413	744.0135
Modal	12	0.008	126.991	797.9078

Tabla 6.1: Periodos del Sistema de Muros de Ductilidad Limitada (Modal). (Elaboración Propia, 2015)

TABLA 6.2: Periodos y Frecuencias del Sistema de Muros de Ductilidad Limitada (Modal)				
Caso	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0.088	11.422	71.7653
Modal	2	0.06	16.759	105.3028
Modal	3	0.058	17.36	109.078
Modal	4	0.025	40.555	254.8152
Modal	5	0.019	53.676	337.254
Modal	6	0.017	57.416	360.758
Modal	7	0.013	75.59	474.9463
Modal	8	0.011	93.69	588.6696
Modal	9	0.01	98.958	621.7711
Modal	10	0.01	102.069	641.3185
Modal	11	0.008	118.413	744.0135
Modal	12	0.008	126.991	797.9078

Tabla 6.2: Frecuencias del Sistema de Muros de Ductilidad Limitada (Modal). (Elaboración Propia, 2015)

La estructura muestra frecuencias en aumento a medida que pasan los modos de vibración en forma ascendente, tal como se muestra en la figura 6.2. La disminución más notoria se da en los primeros modos de vibración.

- **Desplazamientos Laterales y Derivas de entrepiso**

Según lo estipulado en la Norma E.030, en el artículo 16.4 se calcularon los desplazamientos y derivas máximas:

Desplazamientos y Derivas Máximas, en la dirección longitudinal X:

TABLA 5.22: Máximas derivas según Espectro de Diseño EQ-XX						
Nivel	Caso de Carga	Item	Deriva X*R*0.75	X	Y	Z
				m	m	m
Nivel 4	EQ-XX Max	Max Drift X	0.00015	0	6.6991	10.4
Nivel 4	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000132	18.4979	0	10.4
Nivel 3	EQ-XX Max	Max Drift X	0.000168	11.09	9.75	7.8
Nivel 3	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000126	18.4979	0	7.8
Nivel 2	EQ-XX Max	Max Drift X	0.000168	11.09	9.75	5.2
Nivel 2	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000105	18.4979	0	5.2
Nivel 1	EQ-XX Max	Max Drift X	0.000114	14.7502	9.75	2.6
Nivel 1	EQ-XX Max	Max Drift Y	0.000063	0	1.4	2.6

Tabla 5.22: Derivas máximas con Sismo en X. (Elaboración Propia, 2015)

Del cuadro vemos que la máxima deriva en el eje longitudinal se da en el 3er piso y es 0.000168.

La deriva permitida por la norma para MDL es 0.007.

0.000168 < 0.007 **cumple.**

Desplazamientos y Derivas Máximos, en la dirección transversal Y:

TABLA 5.23: Máximas derivas según Espectro de Diseño EQ-YY						
Nivel	Caso de Carga	Item	Deriva Y*R*0.75	X	Y	Z
				m	m	m
Nivel 4	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000144	11.09	9.75	10.4
Nivel 4	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.00039	18.4979	0	10.4
Nivel 3	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000135	11.09	9.75	7.8
Nivel 3	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.00014	18.4979	0	7.8
Nivel 2	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000108	11.09	9.75	5.2
Nivel 2	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.000384	18.4979	0	5.2
Nivel 1	EQ-YY Max	Max Drift X	0.000057	14.7502	9.75	2.6
Nivel 1	EQ-YY Max	Max Drift Y	0.000231	18.4979	0	2.6

Tabla 5.23: Derivas máximas con Sismo en Y. (Elaboración Propia, 2015)

Del cuadro vemos que la máxima deriva en el eje transversal se da en el 4er piso y es 0.00039.

La deriva permitida por la norma para muros estructurales es 0.007.

0.00039 < 0.007 **cumple.**

- **Fuerzas Internas del muro P20 para Análisis Dinámico "X - Y"**

En las tablas 5.17 y 5.18 se muestran los resultados de las fuerzas normales máximas para los diversos casos de sismo en el muro P-20.

TABLE: fuerzas Internas del Muros P20 (3X)según Analisis Dinamico EQ-XX									
Nivel	Pier	Caso de carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P20	EQ-XX Max	Bottom	1.074	0.759	0.032	0.018	0.042	1.384
Nivel 3	P20	EQ-XX Max	Bottom	1.212	3.912	0.049	0.026	0.065	5.301
Nivel 2	P20	EQ-XX Max	Bottom	4.626	6.688	0.06	0.031	0.077	11.9
Nivel 1	P20	EQ-XX Max	Bottom	12.02	9.352	0.039	0.018	0.046	20.85

Tabla 5.24: Fuerzas internas del Muro 3X. (Elaboración Propia, 2015)

TABLE: fuerzas Internas del Muros P20 (3X)según Analisis Dinamico EQ-YY									
Nivel	Pier	Caso de carga	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P20	EQ-YY Max	Bottom	0.805	2.0185	0.0591	0.0223	0.0781	2.9744
Nivel 3	P20	EQ-YY Max	Bottom	4.639	3.8803	0.1054	0.0339	0.1422	6.2993
Nivel 2	P20	EQ-YY Max	Bottom	13.117	5.2507	0.1341	0.0426	0.1809	8.3669
Nivel 1	P20	EQ-YY Max	Bottom	23.22	3.7469	0.0993	0.0232	0.1342	5.6873

Tabla 5.25: Fuerzas internas del Muro 3X. (Elaboración Propia, 2015)

- **Cálculo de las Fuerzas Sísmicas en la altura**

En la tabla 5.12 se muestra todos los parámetros necesarios para la obtención de las fuerzas sísmicas en altura en cada una de las direcciones principales de la edificación:

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

PT = 583.69 Tn

ESFUERZO CORTANTE EN LA BASE

PARÁMETROS	
Z	0.35
U	1.0
C	2.50
S	1.2
R	4

V = 153.22 Tn

ESFUERZO CORTANTE POR PISO

$$f_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \times h_j} \times V$$

EN DIRECCION X

	P _i (Tn)	h _i (m)	P _j (Tn)	h _j (m)	$\sum_{j=1}^n P_j \times h_j$	V (Tn)	f _i (Tn)
F1X	171.80	2.60	171.80	2.60	446.667	153.22	20.19
F2X	171.80	5.20	171.80	5.20	893.334	153.22	40.37
F3X	171.80	7.80	171.80	7.80	1340.001	153.22	60.56
F4X	68.30	10.40	68.30	10.40	710.32	153.22	32.10
					3390.322		153.22

EN DIRECCION Y

	P _i (Tn)	h _i (m)	P _j (Tn)	h _j (m)	$\sum_{j=1}^n P_j \times h_j$	V (Tn)	f _i (Tn)
F1Y	171.80	2.60	171.80	2.60	446.667	153.22	20.19
F2Y	171.80	5.20	171.80	5.20	893.334	153.22	40.37
F3Y	171.80	7.80	171.80	7.80	1340.001	153.22	60.56
F4Y	68.30	10.40	68.30	10.40	710.32	153.22	32.10
					3390.322		153.22

Tabla 5.12: Fuerzas sísmicas en la altura (Análisis Estático). (Elaboración Propia, 2015)

6.1.2 SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

- **ANÁLISIS DE PERIODOS DE VIBRACIÓN Y FRECUENCIA**

Tal como se esperaba, los periodos de las formas de vibración son más notorios en los tres primeros modos (1, 2, 3) para este sistema estructural.

TABLA: Periodos y Frecuencias del Sistema de Albañilería Confinada (Modal)				
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0.284	3.527	22.159
Modal	2	0.201	4.977	31.2701
Modal	3	0.193	5.187	32.5912
Modal	4	0.082	12.214	76.7459
Modal	5	0.063	15.887	99.8217
Modal	6	0.059	16.958	106.5497
Modal	7	0.044	22.482	141.261
Modal	8	0.036	27.574	173.2552
Modal	9	0.034	29.674	186.4477
Modal	10	0.033	30.109	189.1787
Modal	11	0.028	35.343	222.0693
Modal	12	0.026	38.129	239.5699

Tabla 6.3: Periodos del Sistema de Albañilería Confinada (Modal). (Elaboración Propia, 2015)

TABLA: Periodos y Frecuencias del Sistema de Albañilería Confinada (Modal)				
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0.284	3.527	22.159
Modal	2	0.201	4.977	31.2701
Modal	3	0.193	5.187	32.5912
Modal	4	0.082	12.214	76.7459
Modal	5	0.063	15.887	99.8217
Modal	6	0.059	16.958	106.5497
Modal	7	0.044	22.482	141.261
Modal	8	0.036	27.574	173.2552
Modal	9	0.034	29.674	186.4477
Modal	10	0.033	30.109	189.1787
Modal	11	0.028	35.343	222.0693
Modal	12	0.026	38.129	239.5699

Tabla 6.4: Frecuencias del Sistema de Albañilería Confinada (Modal)

La estructura muestra frecuencias en aumento a medida que pasan los modos de vibración en forma ascendente, tal como se muestra en la figura 6.2. La disminución más notoria se da en los primeros modos de vibración al igual que en el sistema de muros de ductilidad limitada.

- **Desplazamientos Laterales y Derivas de entrepiso**

De acuerdo a la Norma E.030, “RT” se calcula en cada nivel como $dm_{\max} / (\frac{1}{2} (dm_{\max} + dm_{\min}))$. Para la dirección X-X, el estado de carga que dominó fue “Sismo XX1”. En la dirección X-X los valores máximos y mínimos de “d” se presentaron en los ejes A y F, mientras que para la dirección Y-Y, estos valores se presentaron en los ejes 9 y 3, respectivamente.

Tabla 5.46. Desplazamientos Laterales - Sismo en X-X (estado "Sismo XX1")							
Nivel	Centro de Masas CG		Eje A		Eje F		RT = d5 / (1/2 (d5 + d9))
	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.001192308	0.000269231	0.00596	0.00138	0.00508	0.00123	1.058823529
3	0.000923077	0.000346154	0.00458	0.00165	0.00385	0.00146	1.061728395
2	0.000576923	0.000346154	0.00292	0.00173	0.00238	0.00142	1.097560976
1	0.000230769	0.000230769	0.00119	0.00119	0.00096	0.00096	1.107142857

(*) Máxima distorsión inelástica en el piso 2 del eje 5 = 0.001846 < 0.005 Ok. (Elaboración Propia, 2015)

Tabla 5.47. Desplazamientos Laterales - Sismo en Y-Y							
Nivel	Centro de Masas CG		Eje 9		Eje 3		RT = dA / (1/2 (dA + dD))
	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	D (m)	d (m)	
4	0.002346154	0.000576923	0.012346	0.003077	0.008885	0.002115	1.185185185
3	0.001769231	0.000653846	0.009269	0.003577	0.006769	0.002538	1.169811321
2	0.001115385	0.000692308	0.005692	0.0035	0.004231	0.002577	1.151898734
1	0.000423077	0.000423077	0.002192	0.002192	0.001654	0.001654	1.14

(*) Máxima distorsión inelástica en el piso 3 del eje A = 0.0035 < 0.005 Ok. (Elaboración Propia, 2015)

En las tablas 5.46 y 5.47 se presentan los desplazamientos obtenidos, notándose que la dirección Y-Y es más flexible que la dirección X-X. También se aprecia que las distorsiones inelásticas máximas (DI) son menores que las permitidas por la Norma E.030 para edificaciones de albañilería reforzada (0.005), por tanto, el edificio cuenta con una rigidez adecuada. Asimismo, se aprecia que los valores de "RT" son menores que 1.3, por tanto, el edificio califica torsionalmente como regular y no hay necesidad de reducir al factor "R", ni de efectuar un análisis dinámico.

• Fuerzas Internas del muro P20 (3X) para los sismos en "X-Y"

En las tablas 5.17 y 5.18 se muestran los resultados de las fuerzas normales máximas para los diversos casos de sismo en el muro P-20.

Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante Sismo Severo X-X 1								
Nivek	Muro	Sismo Severo	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Nivel 4	P20	Sismo X	-0.7855	-0.3712	-0.1601	0.0315	-0.083	-0.4317
Nivel 3	P20	Sismo X	-2.1297	-0.56	-0.2157	0.0433	-0.1312	-0.8124
Nivel 2	P20	Sismo X	-3.7766	-0.5649	-0.2354	0.051	-0.1642	-0.9621
Nivel 1	P20	Sismo X	-4.7413	-0.0104	-0.3531	0.0379	-0.3061	-0.5775

Tabla 6.5. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado con sismo moderado en X-X, (Elaboración Propia, 2015)

Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante Sismo Severo Y-Y								
Nivek	Muro	Tipo de Sismo	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story4	P20	Sismo Y	0.1009	22.1452	0.059	0.0705	0.0344	9.1162
Story3	P20	Sismo Y	-0.0053	46.9717	0.0903	0.0575	0.0663	28.8839
Story2	P20	Sismo Y	-0.0483	63.4761	0.1238	0.0098	0.1046	52.1949
Story1	P20	Sismo Y	-0.2848	59.5772	0.0626	-0.0589	0.0806	75.9609

Tabla 6.6. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado con sismo moderado en Y-Y, (Elaboración Propia, 2015)

6.1.2.1 Cálculo de las Fuerzas Sísmicas en la altura

De este modo se obtiene para las dos direcciones (X e Y):

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) P = \frac{0.35 \times 1.0 \times 1.2 \times 2.5}{6} \times 729.09 = 127.59 \text{ ton}$$

A continuación se realiza la distribución de fuerzas de inercia en cada nivel usando la siguiente expresión del apéndice 4.5.3 del proyecto de Norma de la NTE E.030:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Dónde: $\left(\alpha_i = \frac{P_i(h_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j^k)} \right)$

Dónde:

P_i = peso del nivel “i” (ver el cuadro 10)

h_i = altura del nivel “i” medida desde la base del edificio

V (Tn)= 127.5916 Moderado

Tabla 5.44. Fuerzas de Inercia ante el Sismo Moderado “Fi”							
NIVEL	ALTURA	PESO	Wixhi	Cvx	Sismo Moderado		Sismo Severo
					Fi(ton)	Hi (ton)	VEi (ton) = 2 Hi
4	10.4	107909.64	1122260	0.2578	32.8991	32.8991	65.7983
3	7.8	207061.69	1615081	0.3711	47.3462	80.2454	160.4907
2	5.2	207061.69	1076721	0.2474	31.5642	111.8095	223.6190
1	2.6	207061.69	538360.4	0.1237	15.7821	127.5916	255.1832
SUMATORIA		729094.71	4352423	1			

Tabla 5.44. Fuerzas de Inercia ante Sismo Moderado, (Elaboración Propia, 2015)

En la tabla 12 se muestra además:

Hi = cortante en el entrepiso “i” por sismo moderado

VEi = cortante en el entrepiso “i” por sismo severo (el doble de Hi)

6.2 ANALISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS EN ESTUDIO

PARAMETROS DEL DEL SISTEMA DE ALBAÑILERIA CONFINADA			PARAMETROS DEL DEL SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
Análisis Estructural		Consideraciones de Diseño	Análisis Estructural		Consideraciones de Diseño
Fuerza Cortante en la base (Estático) V (Tn)		Peso de la Estructura	Fuerza Cortante en la base (Estático) V (Tn)		Peso de la Estructura
		729.09			583.68
X-X	Y-Y	Configuración Estructural	X-X	Y-Y	Configuración Estructural
127.59	127.59 ton		153.21	153.21	
Fuerza Cortante en la base (Dinámico) V (Tn)		Regularidad en Planta y Elevación	Fuerza Cortante en la base (Dinámico) V (Tn)		Regularidad en Planta y Elevación
X-X	Y-Y	Factor de Reducción (R)	X-X	Y-Y	Factor de Reducción (R)
196.95 ton	197.89 ton		158.26	158.33	
Desp. Del centro de gravedad (C.G) en la azotea (cm)		6	Desp. Del centro de gravedad (C.G) en la azotea (cm)		4
		Requisitos para el diseño de los Muros			Requisitos para el diseño de los Muros
X-X	Y-Y	Compresión, Fuerza Cortante, Tracción y Corte Fricción	X-X	Y-Y	Fuerza cortante, Flexocompresión (esbeltez) y Corte
0.027	0.058		0.015	0.039	
Máximo desplaz. De entrepiso medido en los C.G Δ (cm)		Características de los materiales	Máximo desplaz. De entrepiso medido en los C.G Δ (cm)		Características de los materiales
X-X	Y-Y		X-X	Y-Y	
0.185	0.35	f' m = 35kg/cm ²	0.017	0.039	f' c = 210kg/cm ²
Periodo fundamental de Vibración de la estructura (sg)		Módulo de elasticidad : 325000 kg/cm ²	Periodo fundamental de Vibración de la estructura (sg)		Módulo de elasticidad 2173706.51kg/cm ²
		Acero Corrugado: fy=4200 kg/cm ²			Acero Corrugado: fy=4200 kg/cm ²
X-X	Y-Y		X-X	Y-Y	
0.201	0.284		0.06	0.088	
Diseño Estructural			Diseño Estructural		
Densidad de muros en las dos direcciones			Densidad de muros en las dos direcciones		
Se ha empleado muros de albañilería de 13 y 23 cm			Se ha empleado muros de concreto de 15 cm espesor		
Esfuerzo Cortante en los Muros			Esfuerzo Cortante en los Muros		
El cortante actuante promedio es de 75.68% del cortante admisible			El cortante actuante promedio es de 54.9% del cortante admisible		
Esfuerzo Axial en Muros			Esfuerzo Axial en Muros		
Esfuerzo axial promedio actuante 59.49% del esfuerzo admisible			Esfuerzo axial promedio actuante 44.9% del esfuerzo admisible		

Tabla 6.7. ANALISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS EN ESTUDIO. (Elaboración Propia, 2015)

TABLA 6.8 ANALISIS DE RESULTADOS
El Efecto Cortante en la base es mayor en el Sistema de MDL a diferencia del sistema AC.
En los dos casos el V dinámico es mayor que el 80% del V estático.
En el sistema de AC el máximo desplazamiento lateral de entrepiso es el 70% de lo permisible, mientras que en el Sistema MDL es el 5.6%.
En el sistema de AC el período fundamental de vibración (T) es mayor al de MDL. La masa es mayor en el sistema de MDL.
El Sistema de Albañilería Confinada es que tiene mayor peso
Ésta evaluación nos dice que en el Análisis Dinámico el valor de "R" no se reduce y la Cortante basal es menor al 80% del Cortante Estático.
Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección. El Sistema de AC es diseñado por esfuerzos admisibles y el sistema de MDL es diseñado por resistencia última.
Luego del análisis y verificación del cumplimiento de los requisitos y comprobación sísmica global del edificio, se diseñaron los elementos estructurales según la norma E.060 de Concreto Armado y en el caso de los muros de albañilería confinada, de acuerdo a la norma E.070.
Se tomó materiales característicos para cada uno de los modelamientos en estudio.
El sistema de MDL tiene mayor resistencia y rigidez.
Material típico para reforzamiento de estructuras.
Ambos sistemas cumplen con la densidad mínima requerida de muros en ambas direcciones.
Los dos sistema estan dentro del rango permisible con efecto cortante admisible.
Los dos sistema estan dentro del rango permisible con esfuerzo axial admisible.

Tabla 6.8. Análisis De Resultados De La Comparación Entre Los Dos Sistema, (Elaboración Propia, 2015)

6.1 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE AMBOS SISTEMAS.

TABLE 6.9: Desplazamientos en cada dirección por piso para el Sistema de Albañilería Confinada

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.001356
Story4	DESPLAZAMIENTO XX	20	Max Drift Y	0.00044
Story4	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.000637
Story4	DESPLAZAMIENTO YY	20	Max Drift Y	0.003099
Story3	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.001669
Story3	DESPLAZAMIENTO XX	20	Max Drift Y	0.000553
Story3	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.000645
Story3	DESPLAZAMIENTO YY	20	Max Drift Y	0.003579
Story2	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.001718
Story2	DESPLAZAMIENTO XX	20	Max Drift Y	0.000568
Story2	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.000557
Story2	DESPLAZAMIENTO YY	20	Max Drift Y	0.003483
Story1	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.001209
Story1	DESPLAZAMIENTO XX	20	Max Drift Y	0.000345
Story1	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.000277
Story1	DESPLAZAMIENTO YY	20	Max Drift Y	0.002197

(Elaboración Propia, 2015)

TABLE 6.10: Desplazamientos en cada dirección por piso para el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story4	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.000231
Story4	DESPLAZAMIENTO XX	37	Max Drift Y	0.000092
Story4	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.000127
Story4	DESPLAZAMIENTO YY	37	Max Drift Y	0.000612
Story3	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.000295
Story3	DESPLAZAMIENTO XX	37	Max Drift Y	0.000112
Story3	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.000128
Story3	DESPLAZAMIENTO YY	37	Max Drift Y	0.000703
Story2	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.000311
Story2	DESPLAZAMIENTO XX	37	Max Drift Y	0.000114
Story2	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.00011
Story2	DESPLAZAMIENTO YY	37	Max Drift Y	0.000683
Story1	DESPLAZAMIENTO XX	6	Max Drift X	0.00022
Story1	DESPLAZAMIENTO XX	37	Max Drift Y	0.000067
Story1	DESPLAZAMIENTO YY	6	Max Drift X	0.000057
Story1	DESPLAZAMIENTO YY	37	Max Drift Y	0.000424

(Elaboración Propia, 2015)

- Como podemos darnos cuenta las derivas están dentro del rango permisible que acepta cada uno de los sistemas.

TABLE 6.11: Desplazamientos de los Centros de Masa para el Sistema de Muros de Albañilería Confinada

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY
			cm	cm
Story4	D1	DESPLAZAMIENTO XX	1.417	-0.275
Story4	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.275	2.75
Story3	D1	DESPLAZAMIENTO XX	1.08	-0.188
Story3	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.188	2.078
Story2	D1	DESPLAZAMIENTO XX	0.679	-0.099
Story2	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.102	1.284
Story1	D1	DESPLAZAMIENTO XX	0.278	-0.028
Story1	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.03	0.501

(Elaboración Propia, 2015)

TABLE 6.12: Desplazamientos de los Centros de Masa para el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada				
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY
			cm	cm
Story4	D1	DESPLAZAMIENTO XX	0.25	-0.059
Story4	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.058	0.544
Story3	D1	DESPLAZAMIENTO XX	0.193	-0.039
Story3	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.04	0.408
Story2	D1	DESPLAZAMIENTO XX	0.122	-0.021
Story2	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.021	0.251
Story1	D1	DESPLAZAMIENTO XX	0.05	-0.006
Story1	D1	DESPLAZAMIENTO YY	-0.006	0.096

(Elaboración Propia, 2015)

- Podemos notar que los desplazamientos tanto en la dirección X y Y se encuentran dentro del rango que delimita la Norma Técnica E – 030.

6.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS A NIVEL ESTRUCTURAL

En la tabla 6.13 se dan a conocer las ventajas y desventajas de usos de los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada y el de albañilería confinada.

	ASPECTOS	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	ALBAÑILERÍA CONFINADA
ESTRUCTURAL	Acero de refuerzo en elementos verticales	Se usa acero corrugado $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, pudiéndose usar malla electrosoldada $f_y = 5000\text{kg/cm}^2$, según limitaciones del RNE	Se usa Acero Corrugado $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$
	Comportamiento de muros	Tiende a ser más resistente y rígido, pero menor tiene menor efecto ductil.	Si se analiza y diseña adecuadamente tiene buena resistencia, rigidez y ductilidad
	Estructuración	La longitud del muro está condicionada por el uso de juntas por problemas de contracción de fragua lo cual te impide tener total libertad en el uso de espacios.	La longitud del muro no está condicionada por los problemas de uso de juntas ya que no utiliza y esto nos da mayor libertad en el uso de espacios.
		Requiere una densidad mínima de Muros de 10cm.	Requiere una densidad mínima, esta obliga a tener muros de cabeza y sogá.

Tabla 6.13. Ventajas y Desventajas de los Sistemas a nivel estructural. (Elaboración Propia, 2015)

CONCLUSIONES

De acuerdo a la hipótesis no cumple a ciencia cierta ya que ambos sistemas presentan un correcto comportamiento estructural que se detalla a continuación:

- Ambos sistemas en estudio cumplen con un adecuado comportamiento estructural a nivel de superestructura y cimentación ante la amenaza sísmica, ya que cumplen con las delimitaciones de las normas técnicas peruana (RNE) que rigen estos parámetros de análisis y diseño. Entonces queda a juicio del encargado o grupo de proyectistas emplear cualquiera de los dos sistemas tanto el de Albañilería Confinada o el de Muros de Ductilidad Limitada en función a sus requerimientos o necesidades siempre y cuando realicen un adecuado proceso de análisis de la edificación ya que si se cumplen los parámetros siguientes: Asentamientos permisibles, Deformaciones en ambas direcciones “X” y “Y” por Nivel, Esfuerzos y Cortantes permisibles, etc. Así tendrán una edificación segura estructuralmente, por supuesto esto va de la mano con las ventajas y desventajas de ambos sistemas.

A continuación se presentan las conclusiones sobre el Análisis y Diseño Estructural de la investigación en mención:

- Con Respecto al comportamiento estructural pudimos constatar que el sistema de Muros de Ductilidad Limitada contempla menos deformaciones en sus niveles teniendo una deformación de 0.0016 y tiende a ser más rígido es por eso que ante sollicitaciones sísmicas su falla puede ser explosiva, mientras tanto el sistema de muros de albañilería confinada contempla más deformaciones en sus niveles teniendo una deformación de 0.0035 es por eso que tiende a ser más dúctil como se constató en el análisis y es por eso que ante las sollicitaciones sísmicas, las deformaciones tienden a ser mucho más pronunciadas y no tienen una falla explosiva.
- Para obtener una conducta dúctil y resistente de la edificación en estudio ante una demanda externa por un evento sísmico tanto moderado ($R=6$) como severo ($R=3$) y para que esta sea reparable, se tiene que tener una distribución de muros portantes en toda la edificación de tal manera que las fuerzas cortantes tanto a nivel de base como por entrepiso sea repartida y amortiguada por una densidad de muros que esté repartida en ambas direcciones (“X” y “Y”)

- Con respecto a los materiales usados en este modelamiento tanto para el sistema de MDL y AC, se concluye que el concreto armado y la albañilería confinada tienen virtudes y defectos en función al cumplimiento con los requerimientos mínimos de espesor y altura ya que tienen que verificarse con fuerza axial, flexocompresión, cortante y esbeltez, es por eso que se han tomado espesores de muros mayores a los mínimos requeridos por las normas peruanas (RNE).
- De acuerdo a lo concerniente sobre los Desplazamientos Laterales Máximos de Entrepiso en la estructura analizada que es un parámetro de análisis se tiene que con el sistema de MDL son en $d_{xx} = 0.02$ cm y en $d_{yy} = 0.04$ cm, mientras que con AC son en $d_{xx} = 0.185$ cm y en $d_{yy} = 0.35$ cm, valores que son menores al permisible para ambos sistemas; esto quiere decir que en el caso de MDL el d_{xx} y el d_{yy} son el 1.6% y el 3.2% del permisible respectivamente, asimismo, para el caso de AC el d_{xx} y el d_{yy} son el 14.8% y el 28% del permisible respectivamente. De lo anterior se concluye que los desplazamientos laterales máximos de entrepiso del sistema de MDL son menores a los de AC para las direcciones X e Y respectivamente, indicándose así que la rigidez lateral de MDL es mayor a la de AC.

RECOMENDACIONES

Luego de haber cumplido con la investigación, se pueden puntualizar algunas recomendaciones:

1. Sistema de Muros de Ductilidad Limitada

1.1 Para un correcto modelamiento en Etabs 2103, se debe tener en cuenta, los requisitos y limitaciones de la Norma Peruana, para poder interpretar los resultados que nos proporciona el programa. .

1.2 En cuanto al cálculo estructural, será recomienda utilizar por lo menos un análisis de espectro de diseño que cumpla con todo los requisitos del análisis Sismoresistente para dicha edificación, esforzando a la estructura al máximo, logrando un diseño estructural que cumpla con los requerimientos de seguridad estructural.

1.3 Se debe cumplir con un estudio de suelo completo para comprobar el tipo de suelo, su capacidad portante y si no cumple con los exigencias mínimas para la fundación se debe hacer un mejoramiento por otro lado se debe suprimir la presencia de sulfatos y otras sales que puedan causar perjuicios irreparables a la cimentación.

1.4 Adicionalmente de cumplir con los procedimientos de colocación y vibrado de concreto, se recomienda utilizar un slump no menor a 8" para disminuir las cangrejas formadas en los MDL con congestión de tuberías y sanitarias.

1.5 Los muros se deben llenar con el debido cuidado con respecto a la unión muro – losa para garantizar una adecuada conexión. Los traslapes verticales se deben hacer en la base del muro, justo sobre las losas, con longitudes uniformes de 40cm para el refuerzo distribuido y 50cm para el refuerzo concentrado.

2. Sistema de Albañilería Confinada

2.1 La cultura de construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a levantar alféizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras). Al realizar el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, se comprueba la importancia del arriostramiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos.

2.2 Se debe utilizar una apropiada separación entre confinamientos verticales (columnas), ya que una gran distancia hace perder el efecto de confinamiento en la parte central del muro.

2.3 Se recomienda que las vigas que conectan coplanarmente a los muros deben tener un peralte razonable, ya que juegan un papel significativo porque disipan la energía sísmica y rigidizan a los muros retrasando su falla por corte.

REFERENCIAS

1. Luis Zavaleta Chumbiauca. 2009. Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo. Tesis de Pre-grado, Trujillo, PER: UPAO. Universidad Privada Antenor Orrego. 140p.
2. Reglamento Nacional de Edificaciones.2009- Proyecto de Norma Técnica Peruana E-030 Diseño Sismoresistente, Norma Técnica Peruana E 060 Concreto Armado, Norma Técnica Peruana E 070 Albañilería. Hecho el depósito legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2009-02342 (Ley N°26905 / D.S. N° 017-98-ED). 2 ed. Lima, PER. Edit. Megabyte. 688p.
3. Quiroz Torres Luis.2011. Análisis y Diseño de Edificaciones con ETABS. 1ra Edición. Lima, PER.390p.
4. Gallegos Héctor. 2005. Albañilería Estructural. 3da. Edición. Lima, PER. 410p.
5. San Bartolomé Ángel y Daniel Quiun.2004. Propuesta Normativa Para El Diseño Sísmico De Edificaciones De Albañilería Confinada. 2do Vol. Lima, PER.45p.
6. César Miguel Villegas Gonzáles 2010. Diseño De Un Edificio De Seis Pisos con Muros de Concreto Armado. Tesis de Pre-grado, Lima, PER: PUCP. Pontificia Universidad Católica del Perú. 89p.
7. Pedro Julio De la Torre Hermoza 2009. Diseño de un edificio de vivienda de 6 niveles en Concreto Armado. Tesis de Pre-grado, Lima, PER: PUCP. Pontificia Universidad Católica del Perú. 60p.
8. Luis Miguel Alexis Hernández Pinedo 2012. Diseño Estructural de un Edificio de vivienda de Albañilería Confinada. Tesis de Pre-grado, Lima, PER: PUCP. Pontificia Universidad Católica del Perú. 91p.
9. Kevin Arnold Vásquez Barreto 2012. Conceptos de Muros de Corte o Placas. Publicación. Lima, PER: 41p.

10. Rodolfo Valentino Granados Sáenz 2012. Diseño De Un Edificio De Muros de Ductilidad Limitada de cinco niveles. Tesis de Pre-grado, Lima, PER: PUCP. Pontificia Universidad Católica del Perú. 80p.
11. Genner Villarreal Castro 2011. Criterios Estructurales y Geotécnicos en Edificaciones. Ponencia Magistral, Bolivia, UMRPSFXCH - Bolivia. 42p.
12. Corporación Aceros Arequipa S.A.A. manual de construcción para maestros de obra. Publicación Virtual. Perú. 104p.
13. Ernesto Baltasar Montes Soriano 2009. Generalidades del Comportamiento de Cascarones y Placas, y Fundamentos del Análisis Estructural de Placas. Tesis de Pre-grado, El Salvador. UNIVERSIDAD CENTROAMERICANA JOSÉ SIMEÓN CAÑAS". 116p.
14. Daniel A. Yánez 2006. Análisis de Respuesta Sísmica en Edificios Tipo Túnel, Bajo Régimen Elástico. Tesis de Pre-grado, Venezuela. Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela". 135p.

ANEXOS

A continuación se presentan los siguientes anexos:

- ANEXO n.º 1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES "BLOQUE A"

Obra: Condominio Residencial "Los Castaños"- Cajamarca

Consultor de obras de Ingeniería: Ing. José Lezama Leiva.

- ANEXO n.º 2. Planos de Arquitectura, Estructuras y Cimentación de la Edificación en estudio.

- ANEXO n.º 3. Estudio de Suelos – Obra: Condominio Residencial Las Casuarinas – Ingeotec EIRL - Constructora Gamero Saldaña SAC / Conclusiones y Recomendaciones Bloque A – Ing. José Lezama Leiva: Consultor de Obras de Ingeniería