

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES
IMPLEMENTANDO DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS
TAYLOR”**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

LINEA DE INVESTIGACIÓN : ESTRUCTURAS

AUTORES : BR. ALVA VALERA, JUAN DIEGO
BR. CASTRO RODRÍGUEZ, KARLA PAOLA

ASESOR : PH.D. VILLARREAL CASTRO, GENNER

Trujillo – Perú

2017

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES
IMPLEMENTANDO DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOZO
TAYLOR”**

ELABORADO POR:

BR. ALVA VALERA, JUAN DIEGO

BR. CASTRO RODRÍGUEZ, KARLA PAOLA

APROBADO POR:

ING. CESAR LEONIDAS CANCINO RODAS

PRESIDENTE

ING. CARLOS ALBERTO RODRIGUEZ REYNA

SECRETARIO

ING. ROLANDO OCHOA ZEVALLOS

VOCAL

ASESORADO POR:

PH.D. GENNER VILLARREAL CASTRO

ASESOR

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego y el Reglamento Interno de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, ponemos a vuestra disposición la presente tesis titulada: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES IMPLEMENTANDO DISIPADORES DE ENERGIA VISCOSOS TAYLOR”, con el propósito de obtener el título profesional de ingenieros civiles.

Consideramos señores miembros del jurado que con vuestras sugerencias y recomendaciones este trabajo pueda mejorarse y contribuir a la difusión de la investigación de nuestra universidad.

El contenido de la presente tesis ha sido desarrollado considerando las normas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, normas técnicas según la línea de investigación, aplicación de conocimientos adquiridos durante la formación profesional en la universidad, consulta de fuentes bibliográficas especializadas y con la experiencia de nuestro asesor.

Bach. Karla P. Castro Rodriguez

Bach. Juan D. Alva Valera

DEDICATORIA

*A nuestra hija María Paula, quien nos
da el impulso para mejorar día a día.*

*A mis padres Rosario y Jaime, mis hermanas y abuelos
por su cariño y apoyo constante. - Juan Diego*

*A mi tía Doris por apoyarme siempre
y nunca dejarme sola; a mi papá y familia por su
cariño y buenos consejos para lograr mis metas. - Karla*

AGRADECIMIENTOS

Al Ph.D Genner Villarreal Castro, por su tiempo y apoyo en la elaboración de la tesis, así como por sus conocimientos y consejos brindados.

Al Ing. Diego Taboada Saavedra, de la empresa CDV Representaciones, por el cálculo de los precios de los disipadores viscosos y por sus recomendaciones en el diseño de los mismos.

A los ingenieros César Cancino, Carlos Rodríguez y Rolando Ochoa, miembros del jurado evaluador, por sus aportes y observaciones que enriquecieron la presente investigación.

INDICE GENERAL

PRESENTACIÓN.....	i
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
INDICE GENERAL.....	iv
INDICE DE FIGURAS.....	vi
INDICE DE TABLAS.....	ix
RESUMEN.....	xi
CAPÍTULO I - INTRODUCCION.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA.....	4
1.3. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION.....	4
1.4. OBJETIVOS.....	5
1.5. HIPOTESIS.....	5
1.6. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	5
CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	8
2.2. ENERGÍA SÍSMICA.....	8
2.3. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	9
2.4. TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGÍA.....	14
2.5. DISIPADORES FLUIDO VISCOSOS.....	18
CAPÍTULO III – METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION.....	28
ESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN.....	28
3.1. GENERALIDADES.....	29
3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	29
3.3. ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICIO.....	32
3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.....	33
3.5. MODELAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN.....	35
3.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	36
CAPÍTULO IV.....	58
REESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS CONVENCIONAL DE EDIFICACIÓN.....	58
4.1. GENERALIDADES.....	59
4.2. REESTRUCTURACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	59
4.3. ANALISIS ESTRUCTURAL.....	62
CAPÍTULO V.....	69
REESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON DISIPADORES DE ENERGÍA.....	69
5.1. GENERALIDADES.....	70

5.2.	ANÁLISIS SÍSMICO PRELIMINAR.....	70
5.3.	DETERMINACION DE LOS OBJETIVOS DE DISEÑO.....	84
5.4.	CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS DISIPADORES	86
5.5.	ANÁLISIS DE LA EDIFICACION CON DISIPADORES DE ENERGIA	93
CAPÍTULO VI.....		98
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN CONVENCIONAL.....		98
6.1.	GENERALIDADES.....	99
6.2.	CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO.....	99
6.3.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	99
6.4.	DISEÑO DE VIGAS.....	106
6.5.	DISEÑO DE COLUMNAS	112
6.6.	DISEÑO DE PLACAS	116
6.7.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	120
CAPÍTULO VII.....		124
DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN CON DISIPADORES DE ENERGIA... 124		
7.1.	GENERALIDADES.....	125
7.2.	CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO.....	125
7.3.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	127
7.4.	DISEÑO DE VIGAS.....	132
7.5.	DISEÑO DE COLUMNAS	138
7.6.	DISEÑO DE PLACAS	142
7.7.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	146
7.8.	PERFIL METÁLICO DEL DISIPADOR	150
CAPÍTULO VIII - RESULTADOS		152
ANÁLISIS ECONOMICO DE ALTERNATIVAS.....		152
8.1.	GENERALIDADES.....	153
8.2.	PLATEAS DE CIMENTACIÓN.....	153
8.3.	VIGAS DE CIMENTACIÓN	154
8.4.	COLUMNAS	155
8.5.	PLACAS	157
8.6.	VIGAS	158
8.7.	LOSA ALIGERADA	159
8.8.	PRESUPUESTO	160
CAPÍTULO IX - CONCLUSIONES.....		164
BIBLIOGRAFÍA		167
ANEXOS		169

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1. Corte de placas tectónicas.....	2
Fig. 1.2. Edificio “Alto Río” – Sismo Chile, Octubre 2010	3
Fig. 2. 1. Clasificación de los Sistemas Modernos de Protección Sísmica	9
Fig. 2.2. Comportamiento de una estructura con aislamiento sísmico.....	10
Fig. 2.3. Comportamiento de una estructura con disipadores de energía.....	11
Fig. 2.4. Estructura con sistema de control activo	12
Fig. 2.5. Estructura con sistema de control híbrido	13
Fig. 2.6. Estructura con sistema de control semi-activo	14
Fig. 2.7. Clasificación de los sistemas de disipación de energía.....	15
Fig. 2.8. Dispositivo hysterético metálico Tipo ADAS	15
Fig. 2.9. Dispositivo viscoelástico (Conexiones).....	17
Fig. 2.10. Componentes de un disipador de fluido viscoso	19
Fig. 2.11. Modelo mecánico del disipador	19
Fig. 2.12. Relación fuerza-velocidad del disipador	20
Fig. 2.13. Relación fuerza-desplazamiento del amortiguador fluido viscoso.....	21
Fig. 2.14. Disipador en disposición Chevron	24
Fig. 2.15. Disipador en disposición Diagonal.....	25
Fig. 3.1. Planta de arquitectura primer nivel	30
Fig. 3.2. Planta de arquitectura de segundo a noveno nivel.....	31
Fig. 3.3. Estructuración inicial de edificio.....	32
Fig. 3.4. Cortante de placas en dirección X-X.	42
Fig. 3.5. Cortante de placas en dirección Y-Y.	43
Fig. 3.6. Desplazamiento Sismo estático en dirección X-X	48
Fig. 3.7. Desplazamiento Sismo estático en dirección Y-Y	49
Fig. 3.8. Espectro de aceleraciones – Periodo vs. Aceleración.....	51
Fig. 3.9. Desplazamiento del primer modo de vibración – edificación inicial	53
Fig. 3.10. Desplazamiento del segundo modo de vibración – edificación inicial.....	54
Fig. 3.11. Desplazamiento del tercer modo de vibración – edificación inicial	55
Fig. 4.1. Ubicación de columnas en modelo inicial	60
Fig. 4.2. Reestructuración convencional de edificación.....	61
Fig. 4.3. Desplazamiento del primer modo de vibración – edificación convencional	64
Fig. 4.4. Desplazamiento del segundo modo de vibración – edificación convencional....	65
Fig. 4.5. Desplazamiento del tercer modo de vibración – edificación convencional	66
Fig. 5.1. Registro de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Norte a Sur	72
Fig. 5.2. Registro de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Este a Oeste....	73
Fig. 5.3. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Este a Oeste.....	73
.....	74

Fig. 5.4. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Este a Oeste.....	74
Fig. 5.5. Registro de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Norte a Sur ...	75
Fig. 5.6. Registro de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Este a Oeste .	75
Fig. 5.7. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Norte a Sur	76
Fig. 5.8. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Este a Oeste.....	76
Fig. 5.9. Registro de aceleraciones Sismo Ica 2007 – dirección Norte a Sur	78
Fig. 5.10. Registro de aceleraciones Sismo Ica 2007 – dirección Este a Oeste	78
Fig. 5.11. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Ica 2007– dirección Norte a Sur.....	79
Fig. 5.12. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Ica 2007– dirección Este a Oeste.....	79
Fig. 5.13. Registro de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Norte a Sur	81
Fig. 5.14. Registro de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Este a Oeste.....	81
Fig. 5.15. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Norte a Sur.....	82
Fig. 5.16. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Este a Oeste.....	82
Fig. 5.17. Reestructuración de edificación con disipadores de energía	87
Fig. 5.18. Elevación de pórtico A – dirección Y-Y.....	88
Fig. 5.19. Elevación de pórtico G – dirección Y-Y	88
Fig. 5.20. Dimensiones de disipador y brazo metálico	90
Fig. 5.21. Deformación vs. Carga axial – Disipador de piso 7.....	95
Fig. 5.22. Deformación vs. Carga axial – Disipador de piso 2.....	95
Fig. 5.23. Distribución de energía sísmica en edificación con disipadores	96
Fig. 6.1. Carga muerta distribuida en vigueta de losa aligerada	101
Fig. 6.2. Carga de tabiquería y piso terminado en vigueta de losa aligerada	101
Fig. 6.3. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada	102
Fig. 6.4. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 1	102
Fig. 6.5. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 2	102
Fig. 6.6. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 3	102
Fig. 6.7. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 4	102
Fig. 6.8. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 5	102
Fig. 6.9. Diagrama de momento flector de envolvente de diseño en vigueta.....	103
Fig. 6.10. Diagrama de cortante de envolvente de diseño en vigueta	104
Fig. 6.11. Refuerzo final en losa aligerada de edificación convencional	105
Fig. 6.12. Viga V409 de edificación convencional	106
Fig. 6.13. Diagrama de momento flector de diseño en viga V409 de edificación convencional	107
Fig. 6.14. Diagrama de cortante de diseño en viga V409 de edificación convencional .	111
Fig. 6.15. Refuerzo final en viga V409 de edificación convencional	111

Fig. 6.16. Ubicación de columna P1 en edificio convencional.....	112
Fig. 6.17. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección X-X (Pu vs. Mu).....	114
Fig. 6.18. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección Y-Y (Pu vs. Mu).....	114
Fig. 6.19. Refuerzo final en columna P1 de edificación convencional	115
Fig. 6.20. Ubicación de placa PL3 en edificio convencional.....	116
Fig. 6.21. Diagrama de interacción de placa PL3 (Pu vs. Mu)	117
Fig. 6.22. Refuerzo final en placa PL3 en edificación convencional	119
Fig. 6.23. Presiones transmitidas al terreno en platea de cimentación de edificación convencional	121
Fig. 6.24. Refuerzo final en platea de cimentación de edificación convencional	123
Fig. 7.1. Carga muerta distribuida en vigueta de losa aligerada	127
Fig. 7.2. Carga de tabiquería y piso terminado en vigueta de losa aligerada	127
Fig. 7.3. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada	127
Fig. 7.4. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 1	128
Fig. 7.5. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 2	128
Fig. 7.6. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 3	128
Fig. 7.7. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 4	128
Fig. 7.8. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 5	128
Fig. 7.9. Diagrama de momento flector de envolvente de diseño en vigueta.....	129
Fig. 7.10. Diagrama de cortante de envolvente de diseño en vigueta	130
Fig. 7.11. Refuerzo final en losa aligerada de edificación con disipadores	131
Fig. 7.12. Viga V409 de edificación con disipadores	132
Fig. 7.13. Diagrama de momento flector de diseño en viga V409 de edificación con disipadores	133
Fig. 7.14. Diagrama de cortante de diseño en viga V409 de edificación con disipadores	137
Fig. 7.15. Refuerzo final en viga V409 de edificación con disipadores	137
Fig. 7.16. Ubicación de columna P1 en edificio convencional.....	138
Fig. 7.17. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección X-X (Pu vs. Mu).....	140
Fig. 7.18. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección Y-Y (Pu vs. Mu).....	140
Fig. 7.19. Refuerzo final en columna P1 de edificación con disipadores	141
Fig. 7.20. Ubicación de placa PL2 en edificio con disipadores.....	142
Fig. 7.21. Diagrama de interacción de placa PL2 (Pu vs. Mu)	143
Fig. 7.22. Refuerzo final en placa PL2 en edificación con disipadores	145
Fig. 7.23. Presiones transmitidas al terreno en platea de cimentación de edificación con disipadores	147
Fig. 7.24. Refuerzo final en platea de cimentación de edificación con disipadores	149

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Valores del parámetro lambda.....	23
Tabla 3.1. Propiedades de los materiales.....	35
Tabla 3.2. Cargas vivas normativas.....	36
Tabla 3.6. Porcentaje de absorción de cortante basal en dirección X-X.....	44
Tabla 3.7. Porcentaje de absorción de cortante basal en dirección Y-Y.....	44
Tabla 3.8. Desplazamientos y derivas en dirección X-X – Sismo estático.....	45
Tabla 3.9. Desplazamientos y derivas en dirección Y-Y – Sismo estático.....	45
Tabla 3.10. Relación entre desplazamiento máximo y promedio en X-X.....	46
Tabla 3.11. Relación entre desplazamiento máximo y promedio en Y-Y.....	47
Tabla 3.12. Cortante basal estática.....	50
Tabla 3.13. Masa participativa por modo de vibración – modelo inicial.....	52
Tabla 3.14. Desplazamientos y derivas en dirección X-X – Sismo dinámico.....	56
Tabla 3.15. Desplazamientos y derivas en dirección Y-Y – Sismo dinámico.....	57
Tabla 4.1. Masa participativa por modo de vibración – reestructuración convencional ...	63
Tabla 4.2. Desplazamientos y derivas en dirección X-X – Reestructuración convencional.....	67
Tabla 4.3. Desplazamientos y derivas en dirección Y-Y – Reestructuración convencional.....	68
Tabla 5.1. Derivas en dirección Y-Y – análisis dinámico R=1.....	71
Tabla 5.2. Derivas de análisis TH Sismo de Moquegua 2001 – Dirección Y-Y.....	74
Tabla 5.3. Derivas de análisis TH Sismo de Moyobamba 2005 – Dirección Y-Y.....	77
Tabla 5.4. Derivas de análisis TH Sismo de Ica 2007 – Dirección Y-Y.....	80
Tabla 5.5. Derivas de análisis TH Sismo de Tacna 2014 – Dirección Y-Y.....	83
Tabla 5.6. Diferencia de derivas entre análisis espectral R=1 y análisis TH con sismos de análisis.....	84
Tabla 5.7. Deriva y amortiguamiento viscoso.....	86
Tabla 5.8. Propiedades de perfil metálico.....	89
Tabla 5.9. Valores de λ con respecto al exponente α	91
Tabla 5.10. Desplazamientos relativos de análisis TH de edificación.....	92
Tabla 5.11. Masa de edificación por niveles.....	93
Tabla 5.12. Desplazamientos y derivas de edificación con disipadores.....	94
Tabla 5.13. Porcentaje de energía sísmica absorbida por los disipadores y la estructura.....	97
Tabla 6.1. Amplificación de cortante basal dinámica.....	99
Tabla 6.2. Área de acero y refuerzo en losa aligerada.....	103
Tabla 6.3. Área de acero y refuerzo en viga V409 de edificación convencional.....	109

Tabla 6.4. Relación Mn/Mu para las combinaciones de carga en placa PL3 de edificación convencional	118
Tabla 6.5. Verificación de cortante último amplificado en placa PL3 de edificación convencional	119
Tabla 6.6. Espaciamiento de refuerzo horizontal en placa PL3 en edificación convencional	119
Tabla 7.1. Coeficiente del factor de reducción sísmica (R)	125
Tabla 7.2. Amplificación de cortante dinámica	126
Tabla 7.3. Cálculo de cortante dinámica de diseño	126
Tabla 7.4. Área de acero y refuerzo en losa aligerada	129
Tabla 7.5. Área de acero y refuerzo en viga V409 de edificación con disipadores	135
Tabla 7.6. Relación Mn/Mu para las combinaciones de carga en placa PL2 de edificación con disipadores	144
Tabla 7.7. Verificación de cortante último amplificado en placa PL2 de edificación con disipadores	145
Tabla 7.8. Espaciamiento de refuerzo horizontal en placa PL2 en edificación con disipadores	145
Tabla 8.1. Costos unitarios de partidas de estructuras	160
Tabla 8.2. Propiedades de disipadores de energía utilizados	160
Tabla 8.3. Presupuesto de estructuras de edificación convencional.....	161
Tabla 8.4. Presupuesto de estructuras de edificación con disipadores	162

RESUMEN

En la presente investigación se describe los sistemas de protección sísmica que en la actualidad surgen como opciones a implementar en edificaciones para modificar sus características dinámicas con el objetivo de controlar o disipar la energía sísmica que ingresa al edificio y reducir la energía que absorben los elementos estructurales de concreto armado. Se describe a los sistemas activos, híbridos y pasivos; entre los que encontramos a los disipadores de energía viscosos como uno de los más comerciales en nuestro medio por lo que se escogieron como sistema de protección sísmica a utilizar debido a sus ventajas de desempeño, instalación y costo.

Se desarrolló el análisis y diseño estructural de una edificación con disipadores de energía viscosos. La edificación escogida como objeto de estudio es un edificio para uso de oficinas ubicado en la ciudad de Trujillo, La Libertad; al cual se le realizó una estructuración inicial y un análisis sísmico de acuerdo a lo indicado en la norma peruana sismorresistente.

Debido a que los resultados del análisis sísmico a nuestra estructura inicial no cumplen con los requisitos normativos, las derivas en la dirección Y-Y sobrepasan el límite de 7‰, se plantearon dos opciones para solucionar los problemas encontrados. La primera alternativa planteada fue la de realizar una reestructuración convencional, mediante el incremento de elementos rígidos (placas) en la dirección flexible disminuyendo así sus desplazamientos y derivas. La segunda alternativa es la implementación de disipadores de energía viscosos en la dirección débil de la estructura inicial, absorbiendo estos un porcentaje de la energía sísmica de ingreso y minimizando los desplazamientos de la estructura a través de un amortiguamiento viscoso.

Luego de realizar el análisis sísmico de ambas alternativas y verificar su correcto comportamiento, se realizó el diseño estructural de los elementos resistentes de cada una de las edificaciones; comprobando que, adicionalmente a la disminución de los desplazamientos, la inclusión de disipadores de energía también logra disminuir las fuerzas internas en los elementos estructurales por lo que se obtienen menores cantidades de acero de refuerzo. Se realizó también el metrado y presupuesto de las obras de estructuras de ambas alternativas con el fin de evaluar el impacto económico que existe con la implementación de disipadores de energía en edificaciones de este tipo, comprobando así que la inversión necesaria no genera sobrecostos considerables en la edificación.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En los últimos años, se evidencia un incremento de edificios de gran altura en el Perú, sobre todo en zonas de alta sismicidad, debido a un aumento significativo de la densidad poblacional en dichas zonas llegando a superar el cincuenta por ciento de la población total.

A través de los años, hemos sufrido las consecuencias de los múltiples eventos sísmicos que han sucedido en las costas del Pacífico; siendo estos producto de la interacción de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana lo que genera una alta vulnerabilidad en las estructuras y/o edificaciones de esta zona.

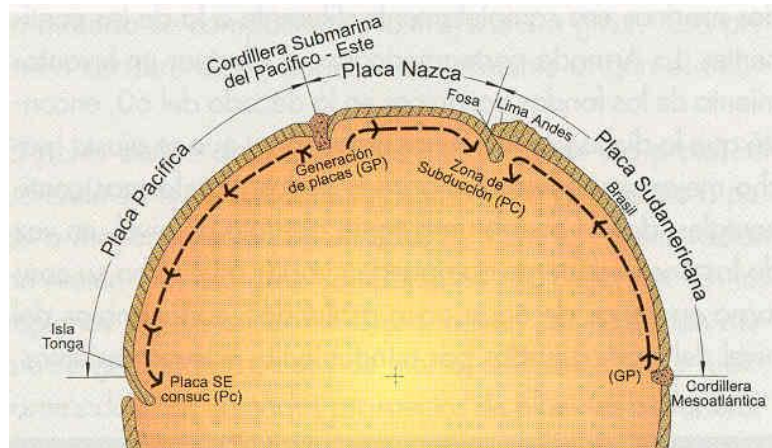


Fig. 1.1. Corte de placas tectónicas

El Perú, como parte de esta zona sísmica, tiene la necesidad de contar con estructuras sismo resistentes capaces de disipar y/o soportar las altas sollicitaciones sísmicas por las que nos vemos afectados, disminuyendo así las consecuencias fatales producto de la falla de nuestras estructuras. Sin embargo, en la actualidad se evidencia un déficit en la calidad de las construcciones y una carencia de análisis sísmico en la mayoría de las mismas, a pesar de estar contemplado el diseño sismo resistente en nuestra Normativa Técnica Peruana.



Fig. 1.2. Edificio “Alto Río” – Sismo Chile, Octubre 2010

Uno de los problemas de la ingeniería estructural actual, es la implementación de sistemas estructurales más dúctiles capaces de soportar las fuerzas sísmicas sin que la estructura sufra daños. Ante esto, existen diferentes alternativas que mejoran el comportamiento de nuestras estructuras ante eventos sísmicos siendo una de ellas los dispositivos de disipación de energía que disminuyen los desplazamientos y las fuerzas internas de los elementos estructurales no sufriendo daños significativos en sismos moderados y severos.

Sin embargo, en la ciudad de Trujillo se encuentran únicamente edificios con sistemas estructurales tradicionales, demostrando no contar con distintas alternativas que eviten daños en nuestras estructuras ante eventos sísmicos de gran magnitud.

Otro de los problemas encontrados se basa en la teoría del silencio sísmico, la cual nos dice que el tiempo que existe entre dos sismos continuos en un mismo lugar (Silencio Sísmico) es determinante en la magnitud de los mismos. Es decir que, en zonas de alta sismicidad, mientras más tarda en ocurrir un sismo lo más lógico es esperar una de gran magnitud.

Siendo esta la situación actual de nuestra ciudad, en la que no ocurre un sismo de gran magnitud desde hace ya casi 50 años, es de esperarse que cuando vuelva a ocurrir un sismo sea de aún mayor envergadura, por lo

que nuestras edificaciones deben estar preparadas para soportar las sollicitaciones de un sismo severo.

1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA

¿La inclusión de disipadores de energía viscosos Taylor como sistema de protección sísmica es funcional, estructural y económicamente hablando, para edificaciones en la ciudad de Trujillo?

1.3. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

La actual investigación tiene una gran importancia debido a la falta de nuevas alternativas que mejoren el comportamiento sísmico de las estructuras, considerando que, en la ciudad de Trujillo se evidencia un elevado número de edificios nuevos de 10 o más niveles.

En la actualidad, no existe ninguna edificación con dispositivos de disipación de energía en nuestra ciudad, razón por la cual se espera demostrar la funcionalidad, factibilidad económica y beneficios de ellos en edificios altos y puedan ser implementados en próximas edificaciones en nuestra ciudad.

La investigación busca incentivar la investigación e implementación de nuevas tendencias estructurales en nuestra ciudad que puedan ser funcionales y rentables, estando así a la vanguardia en lo que a ingeniería estructural se refiere; como toda ciudad de alto riesgo sísmico debe estar.

Adicionalmente, existe un interés personal en conocer las ventajas de la implementación de los dispositivos de disipación de energía en edificios comunes en nuestra ciudad esperando brindar un aporte a la ingeniería estructural local.

1.4. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Implementar disipadores de energía viscosos Taylor en el modelo estructural inicial de la edificación analizada y comparar el desempeño obtenido con la edificación sin disipadores.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Evaluar el diseño inicial de la edificación sin disipadores de energía viscosos.
- Implementar los disipadores de energía viscosos en el modelo de acuerdo a los requerimientos necesarios.
- Analizar y diseñar la estructura con disipadores de energía viscosos Taylor.
- Comparar los resultados obtenidos en el análisis sin disipadores y con disipadores de energía viscosos.

1.5. HIPOTESIS

La implementación de dispositivos de disipación de energía viscosos Taylor en edificaciones de la ciudad de Trujillo disminuirá la energía sísmica recibida por los elementos estructurales reduciendo las derivas de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos de las columnas y muros de corte; lo que conlleva a un mejor comportamiento estructural y reducción de costos en los refuerzos de los elementos estructurales principales.

1.6. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

La tesis se desarrolla a lo largo de nueve capítulos, los que se describen a continuación.

En el capítulo 1 se realiza una introducción a la investigación, se describe la realidad problemática, justificación de la investigación y los objetivos de la misma.

En el capítulo 2 se desarrolla el estado del arte de la investigación, se describen los conceptos en los que se basa el estudio y se da una idea más clara del uso de dispositivos de disipación de energía.

En el capítulo 3 se describe el proyecto arquitectónico que se usa de base para el desarrollo de la investigación, se realiza la estructuración del mismo y el análisis estructural de la edificación.

En el capítulo 4 se solucionan los problemas obtenidos en el capítulo anterior de forma convencional hasta lograr que nuestra estructura cumpla las normativas actuales y tenga un comportamiento sismo resistente.

En el capítulo 5 se solucionan los problemas del capítulo tres implementando disipadores de energía viscosos Taylor a la estructura y se realizó el análisis dinámico tiempo – historia para verificar que se comporte adecuadamente.

El capítulo 6 contiene el diseño de los elementos estructurales de la edificación convencional planteada en el capítulo cuatro.

El capítulo 7 contiene el diseño de los elementos estructurales de concreto armado y de los disipadores de energía de la edificación planteada en el capítulo 5.

En el capítulo 8 se realiza una comparación económica entre ambas alternativas determinando en qué manera influye la inclusión de disipadores de energía viscosos Taylor en el costo de la edificación.

En el capítulo 9 se describen las conclusiones obtenidas en la investigación y líneas futuras de investigación.

CAPÍTULO II

DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

2.1. DISEÑO SISMORRESISTENTE

En la actualidad, con el propósito de construir edificios cada vez más altos y con luces amplias, se utilizan sistemas estructurales convencionales en los que a través de columnas y muros de corte de concreto armado, se brinda a la estructura de rigidez y ductilidad logrando que esta sea capaz de resistir las solicitaciones sísmicas a las que se ve expuesta.

Adicionalmente a estos sistemas existen otras alternativas que en las últimas décadas se han ido implementando para controlar la respuesta de la estructura. Han surgido nuevas técnicas que modifican las características dinámicas de la estructura controlando o disipando parte de la energía entregada por el sismo, reduciendo así la cantidad de energía que deberán soportar los elementos estructurales de concreto armado.

2.2. ENERGÍA SÍSMICA

Los movimientos sísmicos son producidos por la liberación de energía generada por la interacción de dos o más placas tectónicas, que al ingresar a las edificaciones se transforma y descompone de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$E_L = E_K + E_D + E_S + E_H$$

Al lado derecho de la ecuación se encuentra la capacidad de la estructura y al lado izquierdo, la energía que demanda el sismo. Siendo $E_L(t)$, la energía sísmica de entrada; $E_K(t)$, la energía cinética generada debido al movimiento de la estructura; $E_D(t)$, la energía de amortiguamiento propia de la edificación; $E_S(t)$, la energía elástica no disipada y $E_H(t)$, la energía de deformación plástica o histerética.

En una edificación diseñada de forma convencional, la energía de entrada $E_L(t)$ es asumida en gran parte por la energía histerética $E_H(t)$, debido a las deformaciones inelásticas de la estructura. Para evitar o disminuir las deformaciones inelásticas se emplean amortiguadores, elementos que

disipan la energía mediante la adición de energía de amortiguamiento $E_d(t)$, disminuyendo la participación de los componentes estructurales.

2.3. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Actualmente se vienen utilizando diferentes sistemas de protección sísmica en edificaciones con mejores resultados respecto a los sistemas convencionales.

Boza Z. y Galán D. (2013) clasifican los sistemas de protección sísmica “en cuatro grandes grupos: sistemas pasivos, activos, híbridos y semi-activos” (p.4), de acuerdo al siguiente gráfico:

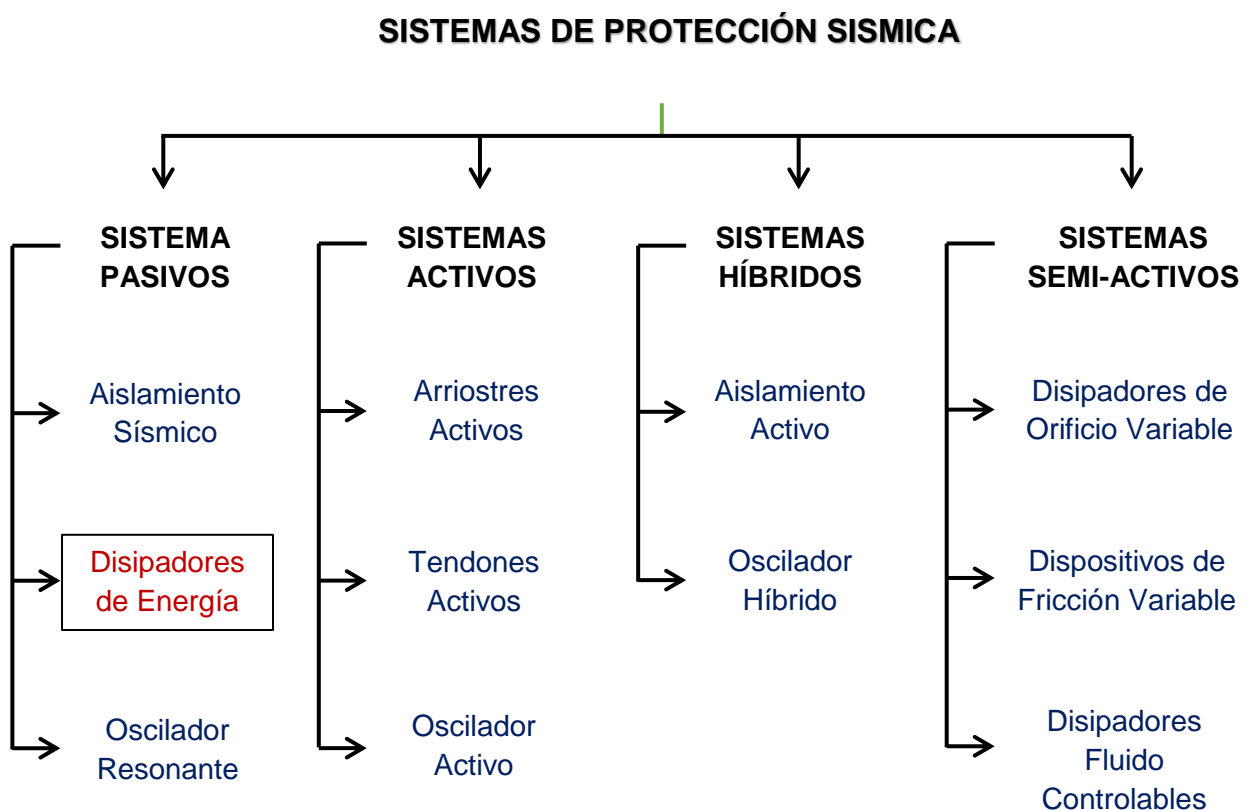


Fig. 2. 1. Clasificación de los Sistemas Modernos de Protección Sísmica

2.3.1. Sistemas Pasivos de Protección Sísmica

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos mecánicamente simples que responden de forma inercial a la acción sísmica y, a diferencia del resto de sistemas, no dependen de fuentes de energía para funcionar.

Entre los principales sistemas pasivos de protección sísmica se encuentran los sistemas de aislamiento sísmico, disipadores de energía y osciladores resonantes.

El aislamiento sísmico se fundamenta en separar a la edificación de los movimientos del suelo propios del sismo mediante la inclusión de dispositivos entre la cimentación y la superestructura; dichos dispositivos deben ser flexibles al desplazamiento horizontal y rígidos al desplazamiento vertical con lo cual se logra desacoplar de forma parcial la estructura del movimiento del suelo y disminuye la energía sísmica que ingresa a la edificación E_L y por consiguiente su respuesta estructural.

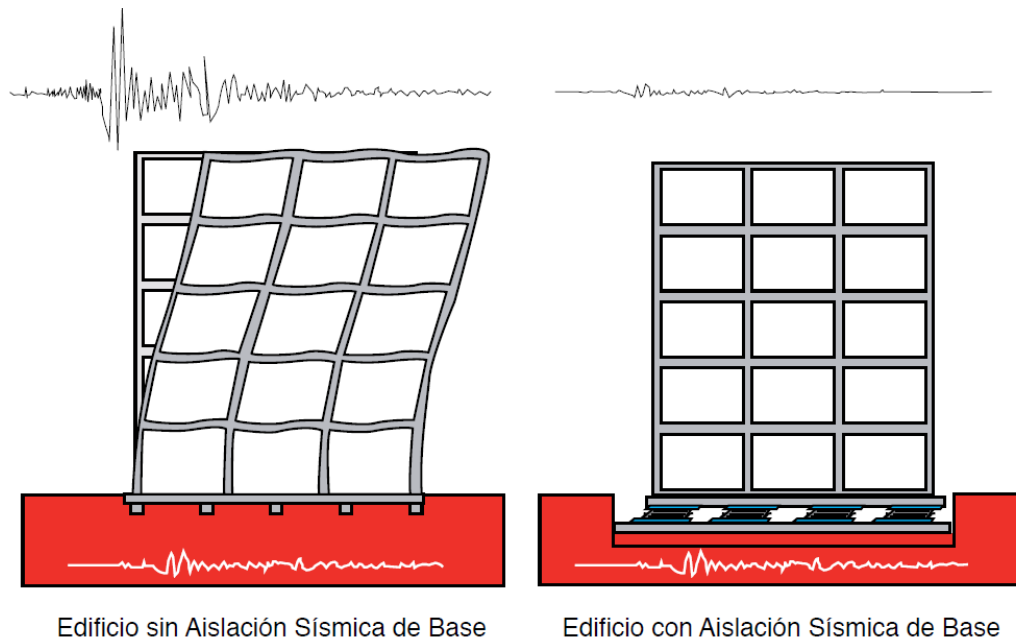


Fig. 2.2. Comportamiento de una estructura con aislamiento sísmico

A diferencia de los aisladores sísmicos, los disipadores de energía no modifican la energía de entrada producto de los movimientos sísmicos; sino que, los dispositivos acoplados absorben parte importante de la energía sísmica evitando que esta sea disipada por deformaciones inelásticas en los elementos estructurales resistentes.

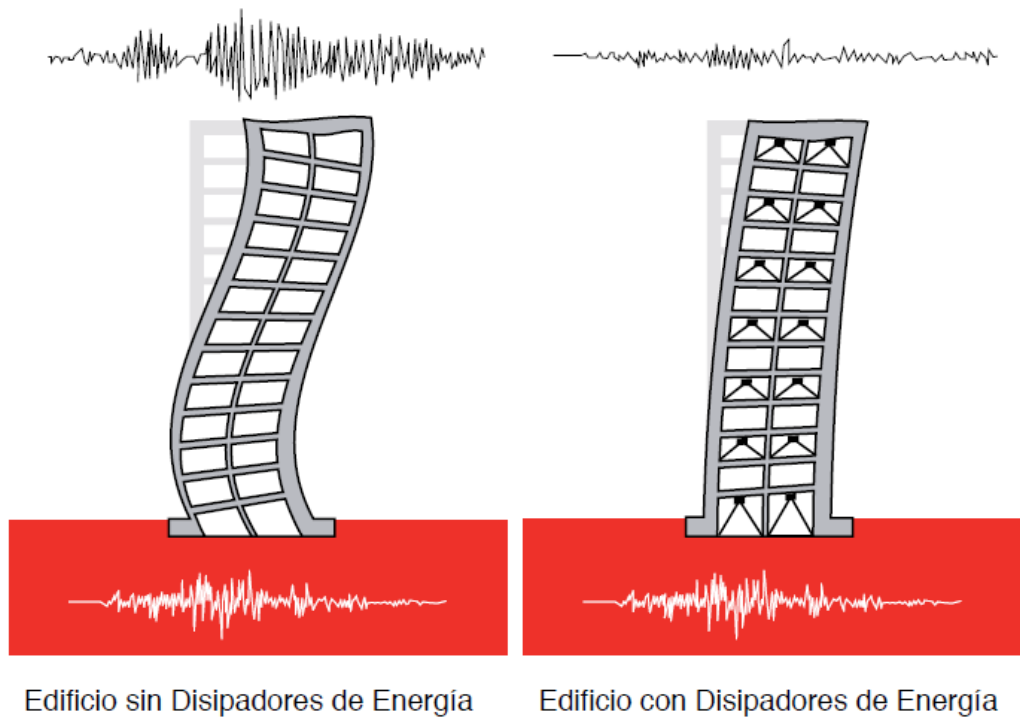


Fig. 2.3. Comportamiento de una estructura con disipadores de energía.

Entre las ventajas que se encuentran en el uso de disipadores de energía tenemos:

- Reducen el nivel de daño de la estructura y concentran la energía en los dispositivos, los cuales podrán ser cambiados o recibir mantenimiento fácilmente.
- Reducen las fuerzas cortantes, aceleraciones y derivas en cada nivel, minimizando los daños en elementos estructurales y no estructurales.
- Pueden suplir exigencias estructurales en arquitecturas muy exigentes, permitiendo espacios más grandes y libres.

- Se utiliza para estructuras donde predomina el sismo, viento y para estructuras militares. (Boza Z. y Galán, 2013, p. 6).

2.3.2. Sistemas activos de protección sísmica

Los sistemas activos utilizan sensores ubicados dentro de la misma estructura empleados para medir variables correspondientes a la excitación externa, dichas variables son utilizadas por un sistema de controladores que calculan la fuerza necesaria a aplicar por los actuadores para contrarrestar los efectos sísmicos; dichos actuadores requieren ser alimentados por fuentes de energía externa para ejercer fuerzas. (Villarreal, 2009, p. 24).

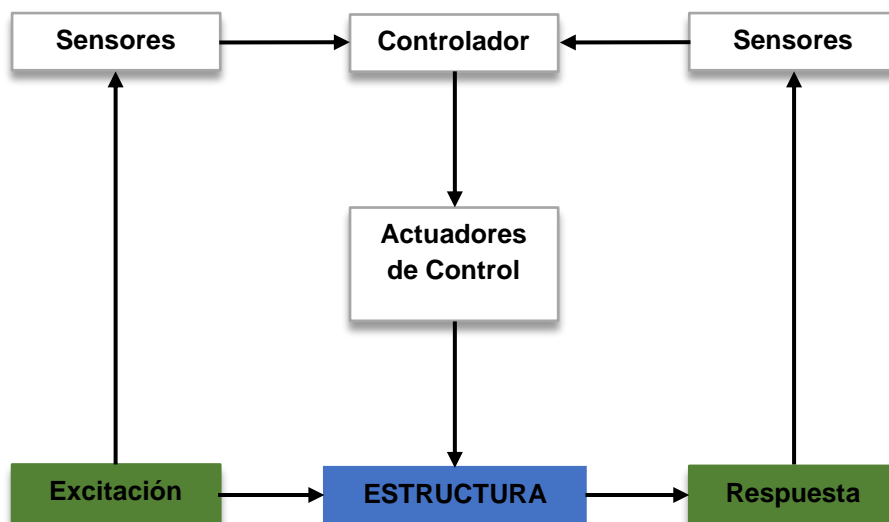


Fig. 2.4. Estructura con sistema de control activo

Los sistemas activos presentan una mayor efectividad en control de la respuesta estructural a comparación de los sistemas pasivos, pero presenta un elevado costo de mantenimiento y requiere de una gran fuente energética para lograr un desempeño adecuado frente a sismos fuertes.

2.3.3. Sistemas híbridos de protección sísmica

Los sistemas híbridos son la combinación de sistemas activos y pasivos con el fin de incrementar la eficiencia y confiabilidad del control estructural. Dado que el control se consigue a partir de un dispositivo pasivo (DPE), los sistemas híbridos presentan mejoras con relación a los sistemas activos: menor requerimiento de energía y, en caso de falla del componente activo, el sistema pasivo seguirá ejerciendo funciones de control aunque de forma menos efectiva. (Boza Z. 2013, p. 7).

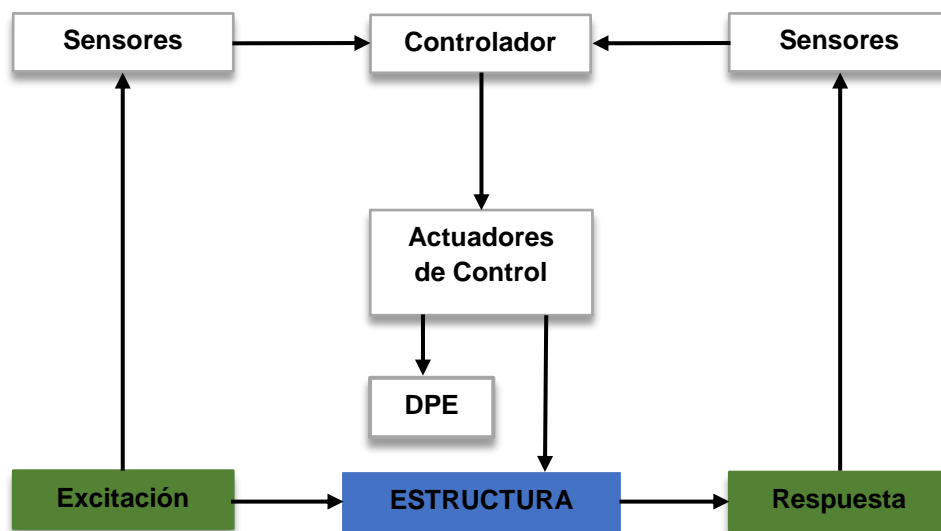


Fig. 2.5. Estructura con sistema de control híbrido

2.3.4. Sistemas semi-activos de protección sísmica

Los sistemas semi-activos tienen un esquema de funcionamiento muy similar a los sistemas activos, diferenciándose de estos en que el control estructural se obtiene a partir de dispositivos de carácter reactivo, cuyas características mecánicas (rigidez o amortiguamiento) son controlables, lo cual permite modificar las propiedades dinámicas de la estructura con costos energéticos muy reducidos. (Villarreal, 2009, p. 27).

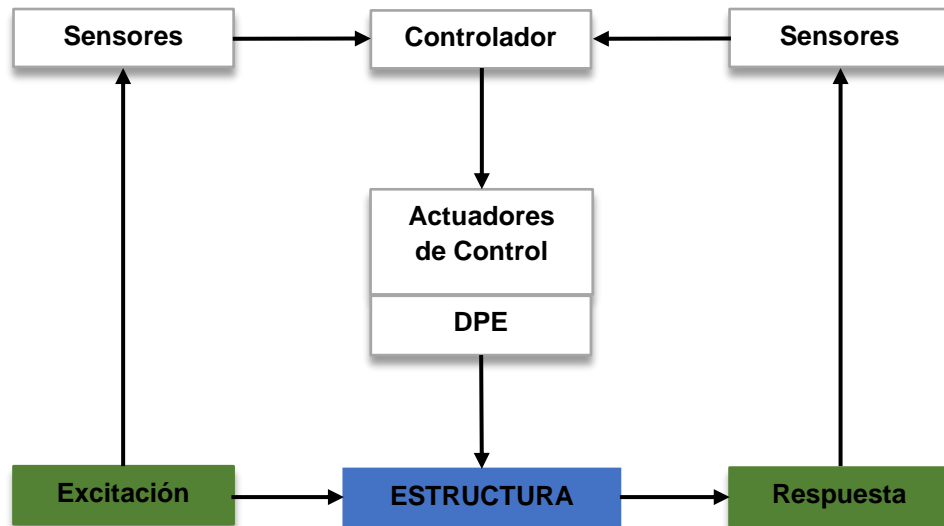


Fig. 2.6. Estructura con sistema de control semi-activo

Boza Z. (2013) indica que las técnicas de control empleadas son: “la fricción variable, la incorporación de dispositivos hidráulicos de rigidez o amortiguamiento variable, amortiguadores con fluidos de viscosidad controlable a partir de campos eléctricos o magnéticos”. (p. 8).

2.4. TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGÍA

Los disipadores de energía, como sistemas pasivos de protección sísmica, se clasifican de acuerdo a la forma en que se activan los dispositivos en un movimiento sísmico. Pueden ser dispositivos histeréticos y viscoelásticos.

Así mismo, los dispositivos histeréticos y viscoelásticos se subdividen de acuerdo a la forma en que disipan la energía sísmica.

A continuación se muestra la subdivisión de los sistemas de disipación de energía. (Fig. 2.7.)

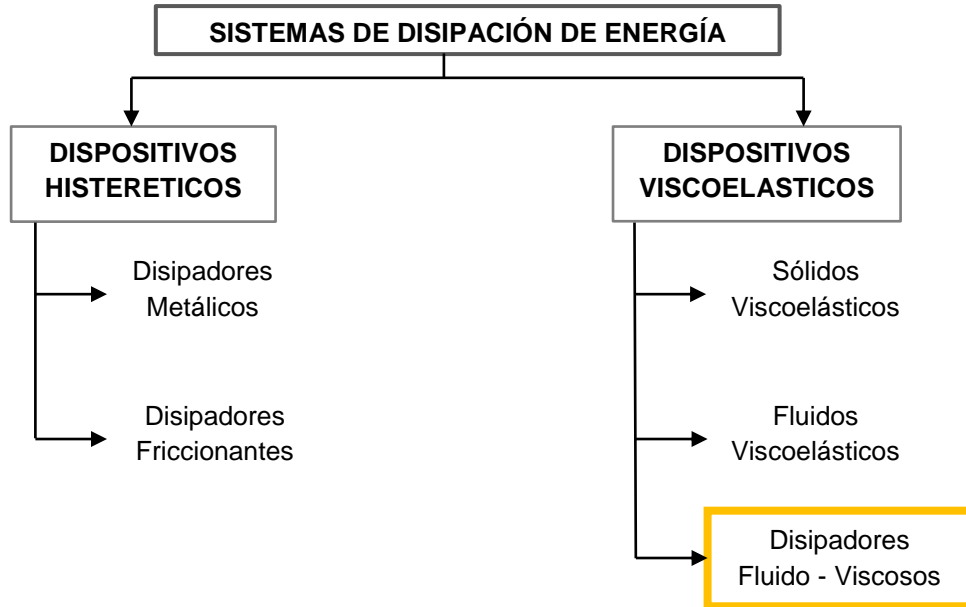


Fig. 2.7. Clasificación de los sistemas de disipación de energía.

2.4.1. Disipadores de energía histeréticos

Los dispositivos histeréticos actúan dependiendo de los desplazamientos que sufra la edificación ante un evento sísmico. Teniéndose entre estos a los disipadores metálicos y los disipadores friccionantes.

Los primeros disipan la energía a través de la fluencia de los metales por los que está compuesto; a partir de esfuerzos de flexión, corte, torsión o a través del proceso de extrusión.

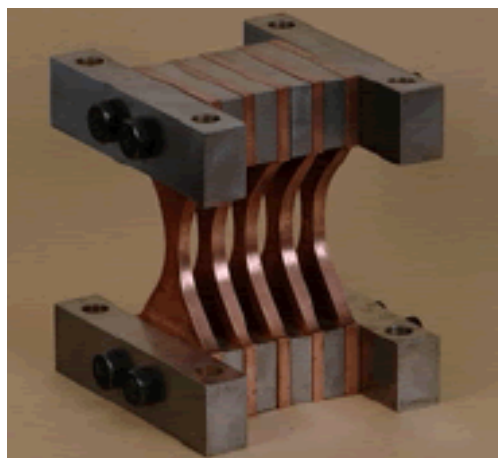


Fig. 2.8. Dispositivo histerético metálico Tipo ADAS

El acero ha sido sin duda el metal más empleado en esta clase de disipadores. Entre sus virtudes están las posibilidades constructivas que ofrece, debido a que es de fácil mecanizado y soldabilidad; además, tiene un bajo costo y elevada ductilidad. Entre los más usados tenemos el denominado dispositivo ADAS. (Villarreal, 2009, p. 32).

De manera distinta funcionan los dispositivos friccionantes, los cuales disipan energía mediante el rozamiento de dos superficies en contacto, debido al desplazamiento relativo presentado entre ambas. Su principal inconveniente radica en el coeficiente de fricción, el cual depende de la velocidad, la presión entre las superficies y las condiciones de las mismas.

Si la estructura permanece en rango elástico, la variación del coeficiente de fricción no afecta significativamente a la respuesta estructural, pero dicha respuesta llega a ser significativa si esta entra en rango no lineal. (Boza Z. y Galán, 2013, p. 10).

2.4.2. Disipadores de energía viscoelásticos

Este tipo de disipadores dependen básicamente de la velocidad relativa entre dos puntos de la estructura y se basan en el incremento del amortiguamiento estructural. Inicialmente han sido empleados ante sollicitaciones de viento, sin embargo, su uso ha aumentado como solución para reducir la respuesta de estructuras ante sollicitaciones sísmicas.

Los disipadores viscoelásticos sólidos están formados por chapas metálicas unidas por una capa de material viscoelástico acopladas a los arriostres que conectan los extremos del entrepiso. Por su parte, los disipadores viscoelásticos líquidos disipan la energía por medio de movimientos inducidos por un pistón en una sustancia altamente viscosa. En relación con los disipadores histeréticos, los disipadores viscoelásticos no cambian significativamente el periodo de vibración

de la estructura, con lo cual la modelación es más sencilla. Por otro lado, si se desea lograr un amortiguamiento significativo a la estructura ante sismos severos, se requiere necesariamente una gran cantidad de estos dispositivos. (Boza Z. y Galán, 2013, p. 10).

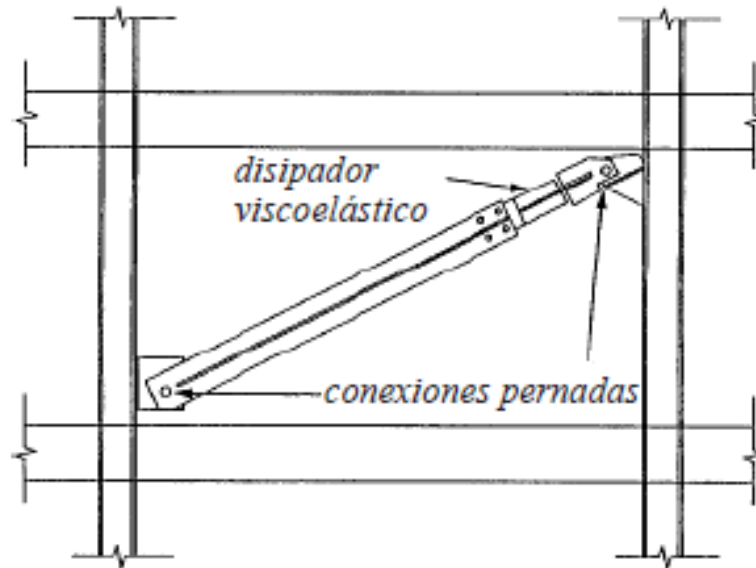


Fig. 2.9. Dispositivo viscoelástico (Conexiones)

2.4.3. Amortiguamiento y reducción de la respuesta sísmica

Para el diseño de los dispositivos, se necesita calcular el factor de reducción de la respuesta sísmica (B) que deberá aportar el sistema de disipadores, el cual depende directamente del amortiguamiento efectivo (B_{eff}) de la estructura. El FEMA 274 nos facilita las ecuaciones con las que se logra calcular como se muestra en la siguiente expresión:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_o}{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}$$

El amortiguamiento efectivo de una estructura es el amortiguamiento inherente (B_o), que para estructuras de concreto armado se asume

en 5%; más el amortiguamiento asociado al efecto de los disipadores sobre la estructura (β_H).

$$\beta_{eff} = \beta_o + \beta_H$$

Además, el factor de reducción de la respuesta sísmica se puede calcular también dividiendo la deriva máxima obtenida a partir de los registros sísmicos entre la deriva objetivo de diseño, mediante la siguiente fórmula:

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}}$$

2.5. DISIPADORES FLUIDO VISCOSOS

Boza (2013) describe a estos dispositivos como “mecanismos llenos de líquido viscoso que disipan energía forzando su flujo a través de un orificio. Los disipadores dependen de la velocidad, por lo que no incrementan esfuerzos en la estructura ya que aquellos que ésta desarrolla están fuera de fase con las fuerzas actuantes en los disipadores durante el movimiento.” (p. 11).

2.5.1. Componentes de un disipador de fluido viscoso

Un disipador de fluido viscoso consiste de un cilindro metálico lleno de un líquido viscoso, como aceite o silicona, y una cabeza de pistón con orificios que separa al cilindro en dos cámaras. Una de las cámaras posee un acumulador que compensa el cambio de volumen del fluido debido al posicionamiento del pistón durante el movimiento. (Boza Z. y Galán, 2013, p. 11).

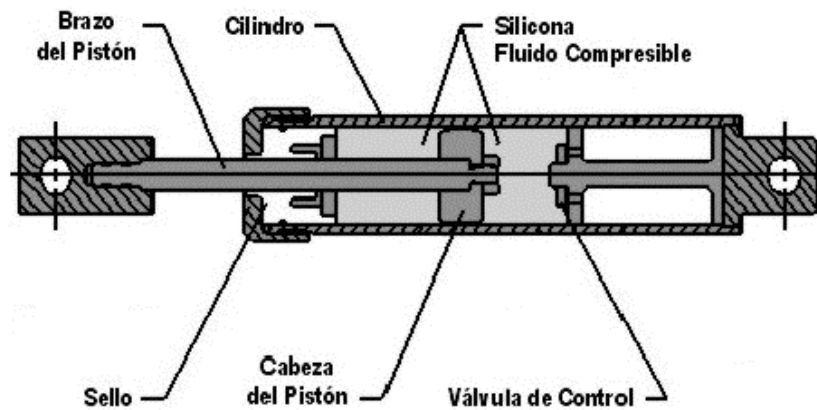


Fig. 2.10. Componentes de un disipador de fluido viscoso

2.5.2. Modelo mecánico del disipador

La relación de esfuerzo y velocidad de deformación de un fluido Newtoniano tiene la misma forma que la relación fuerza y velocidad de desplazamiento de un amortiguador, donde el amortiguador en una posición suelta mueve un cilindro que contiene un fluido newtoniano, como se muestra en el diagrama de Maxwell. (Boza Z. y Galán, 2013, p. 12).

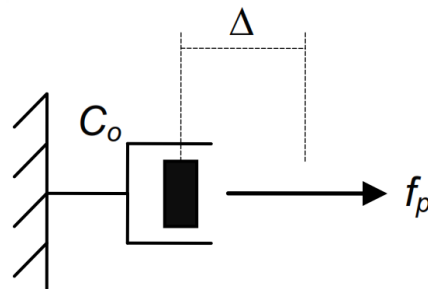


Fig. 2.11. Modelo mecánico del disipador

Durante un evento sísmico, la vibración que sufre la estructura genera una fuerza en cada uno de los disipadores debido a la diferencia de presiones entre cada lado de la cabeza del pistón.

Dicha fuerza es la que produce el amortiguamiento y el control de los desplazamientos de la estructura, y se define con la siguiente expresión:

$$F = C V^\alpha$$

La fuerza está en función de la velocidad V (relativa entre dos extremos del disipador), la constante de amortiguamiento C (que depende de la frecuencia, temperatura y la amplitud del movimiento) y un exponente de velocidad α .

Los amortiguadores con exponente de velocidad $\alpha=1$ tienen un comportamiento lineal y representan la forma más simple de disipación de energía; sin embargo, los disipadores más usados son los no lineales con $\alpha < 1$. Se muestra el comportamiento de los diferentes tipos de amortiguadores:

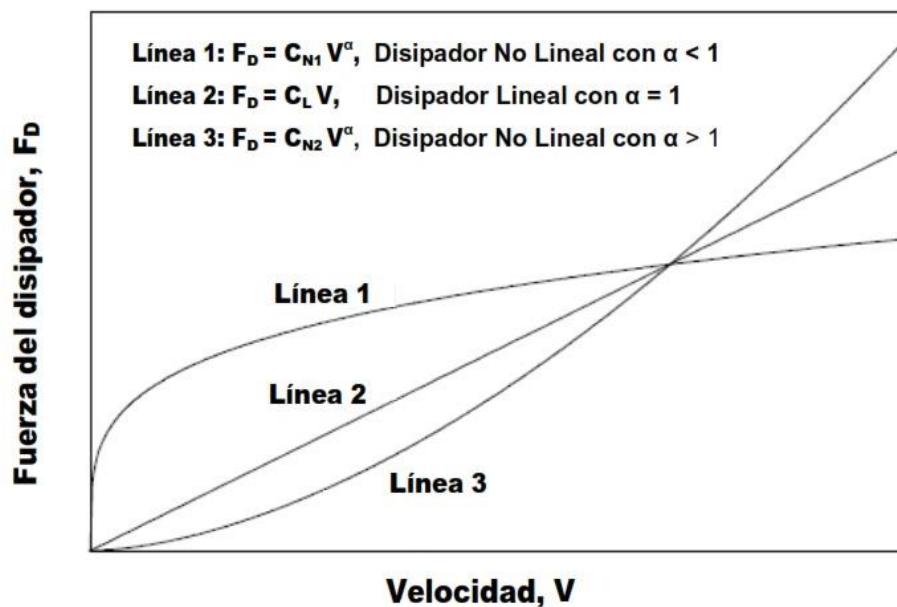


Fig. 2.12. Relación fuerza-velocidad del disipador

(Jenn-Shin Hwang, Seismic Design of Structures with Viscous Dampers)

Para una pequeña velocidad relativa, el amortiguador con $\alpha < 1$ es el más efectivo minimizando choques de alta velocidad, por lo que provee una fuerza de amortiguamiento mayor que los otros tipos de amortiguadores. (Boza Z. y Galán, 2013, p. 13).

2.5.3. Comportamiento histerético

El comportamiento de un amortiguamiento está determinado por la relación entre la fuerza que recibe y su desplazamiento. Cuando la excitación sísmica sobre una estructura produce su máximo desplazamiento, su velocidad es cero; por lo tanto, la fuerza en el disipador también será cero y cuando el desplazamiento producido por el sismo sea mínimo, la fuerza en el disipador será máxima.

El ciclo de histéresis de un amortiguador con un comportamiento viscoso lineal y no lineal se muestra en la siguiente figura:

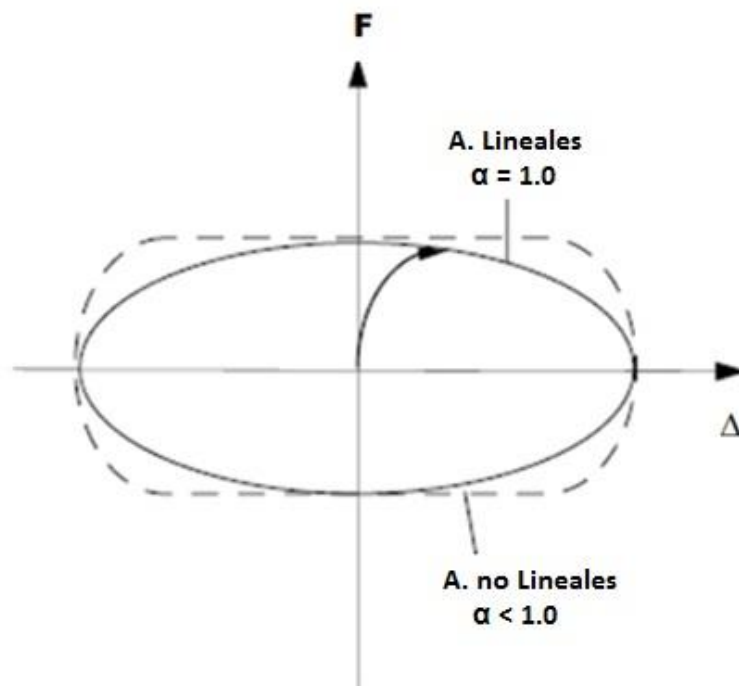


Fig. 2.13. Relación fuerza-desplazamiento del amortiguador fluido viscoso

2.5.4. Amortiguamiento efectivo equivalente

La ecuación de amortiguamiento efectivo para un amortiguador viscoso no lineal con valores de $\alpha < 1$, según el FEMA 273:

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Despejando el coeficiente de amortiguamiento de la expresión se obtiene:

$$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Donde:

- β_H : amortiguamiento viscoso de la estructura
- λ : parámetro lambda
- C_j : coeficiente de amortiguamiento del disipador j
- ϕ_{rj} : desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal
- θ_j : ángulo de inclinación del disipador j
- A : amplitud de desplazamiento del modo fundamental
- ω : frecuencia angular
- m_i : masa del nivel i
- ϕ_i : desplazamiento del nivel i

El FEMA 274 facilita una tabla que permite obtener el parámetro lambda directamente con el valor del exponente de velocidad α . (Tabla 2.1.)

Coefficiente de velocidad α	Valores del parámetro lambda λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Tabla 2.1. Valores del parámetro lambda

2.5.5. Criterios de ubicación

La ubicación inicial que designemos a los disipadores depende de la arquitectura y el uso del edificio, así mismo, se deberá buscar ubicarlos junto a los muros de corte debido a que ellos son los que toman la mayor cantidad de energía sísmica. A partir de este punto, la mejor ubicación se encontrará a partir de un proceso iterativo en el que se evaluará el comportamiento de los dispositivos y se reubicarán en caso no se consiga un buen desempeño.

La norma ASCE 7-10 en su capítulo 18 da algunas recomendaciones que se deben tomar en cuenta:

- La estructura no debe presentar irregularidades
- Se deben emplear como mínimo dos dispositivos en la dirección a reforzar.
- Se deben disponer los dispositivos en todos los niveles

- Para no generar torsión se debe buscar la simetría.

Existen diversos arreglos, sin embargo los que comúnmente se emplean son los de disposición Chevron y Diagonal, en ambos se requiere de brazos metálicos para conectar el dispositivo a la estructura.

a) Disposición Chevron

En este arreglo el dispositivo se dispone en posición horizontal (en forma paralela al plano del techo), la eficiencia que se logra con esta disposición es del 100%, debido a que los disipadores absorben las fuerzas horizontales directamente, es decir, que se emplea toda la capacidad de estos para controlar los movimientos laterales producidos por la excitación sísmica. (Diaz, 2014, p. 42).

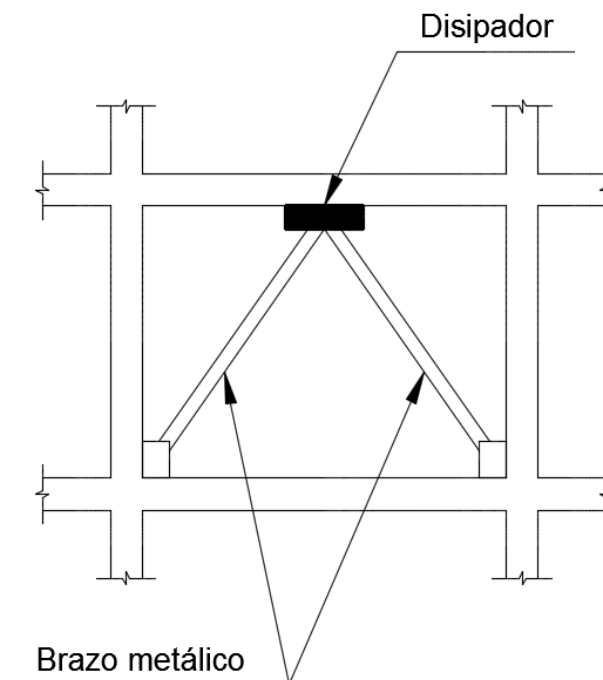


Fig. 2.14. Disipador en disposición Chevron

Sin embargo, debido a que el disipador va ubicado debajo de la parte intermedia de las vigas, por lo que se producen sobreesfuerzos sobre el dispositivo. Usualmente se colocan refuerzos adicionales a través de planchas, anclajes, etc.

b) Disposición Diagonal

En esta disposición el disipador viscoso se orienta en el ángulo diagonal del pórtico en el cual será ubicado. El arreglo diagonal tiene menor eficiencia que el Chevron, ya que en este caso solo la componente horizontal participa en la absorción de fuerzas horizontales. (Diaz, 2014, p. 43).

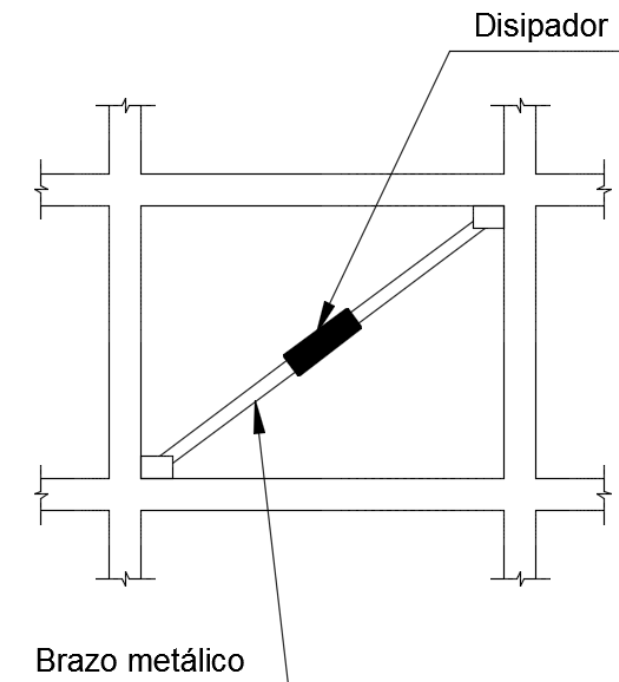


Fig. 2.15. Disipador en disposición Diagonal

El amortiguamiento que brinde depende del ángulo de inclinación del brazo metálico que va a sostener al disipador, mediante la expresión $f = \cos \theta$.

Debido a que el disipador es anexado a la estructura en un nudo rígido (unión viga columna) no se requiere de ningún refuerzo adicional en ningún elemento del pórtico, siendo así la disposición más económica, pues solo requiere de extensores para la instalación de los disipadores.

Debido a que no genera sobreesfuerzos en la estructura, este tipo de arreglo puede ser diseñado e instalado en tanto para nuevas estructuras como para las ya existentes que requieran de reforzamiento, siendo así muy efectivo para fines de rehabilitación.

2.5.6. Recomendaciones de diseño

- La norma ASCE 7-10 en su capítulo 18 plantea 4 procedimientos para el análisis de estructuras provistas de disipadores: análisis de fuerza lateral equivalente, análisis de la respuesta espectral, análisis de la respuesta no lineal tiempo – historia y análisis no lineal estático. Sin embargo, en nuestro país el método de análisis para una estructura provista de disipadores de energía se ha fijado el análisis de la respuesta no lineal tiempo – historia.
- De acuerdo a la norma peruana sismorresistente; para el análisis tiempo – historia deberá usarse un mínimo de 3 pares de

registros sísmicos, los cuales deberán ser escalados a un espectro de diseño.

- La base puede ser modelada como perfectamente empotrada o se puede considerar las propiedades de suelo a través de la interacción suelo estructura.
- El amortiguamiento inherente de la estructura debe ser basado en el tipo de material que se emplee, la configuración y el comportamiento de la estructura y de los elementos no estructurales. A menos de que se pueda probar un amortiguamiento mayor, este se tomará como no más del 5% del amortiguamiento crítico para todos los modos de vibración.
- Para el diseño de las conexiones el ASCE 7-10 indica que deberá realizarse el diseño por resistencia y que las fuerzas de diseño deberán ser obtenidas del máximo sismo esperado (igual a 1.5 del sismo de diseño).

CAPÍTULO III

ESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN

3.1. GENERALIDADES

En el presente capítulo se realizará la descripción del proyecto a diseñar, estructuración, predimensionamiento de elementos, modelamiento análisis sísmico estático y dinámico espectral del edificio siguiendo los lineamientos y parámetros indicados en la norma técnica peruana de diseño sismorresistente E.030. Luego se verificaron las cortantes que absorben los elementos; así como los desplazamientos y derivas en ambas direcciones de análisis.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Para el desarrollo de la presente investigación se utilizará una edificación rectangular de 9 niveles ubicada en esquina, dentro de la zona urbana de la ciudad de Trujillo, departamento de La Libertad. El primer nivel consta de estacionamientos, hall de ingreso, conserjería, almacén y servicios higiénicos; del segundo al noveno nivel se encuentra un hall principal y oficinas (dos por cada nivel), cada una de ellas contarán con área de recepción, sala de reuniones, estar, 3 oficinas y servicios higiénicos considerando usar sistema drywall para las divisiones interiores. El edificio cuenta con una escalera y dos ascensores para la circulación vertical.

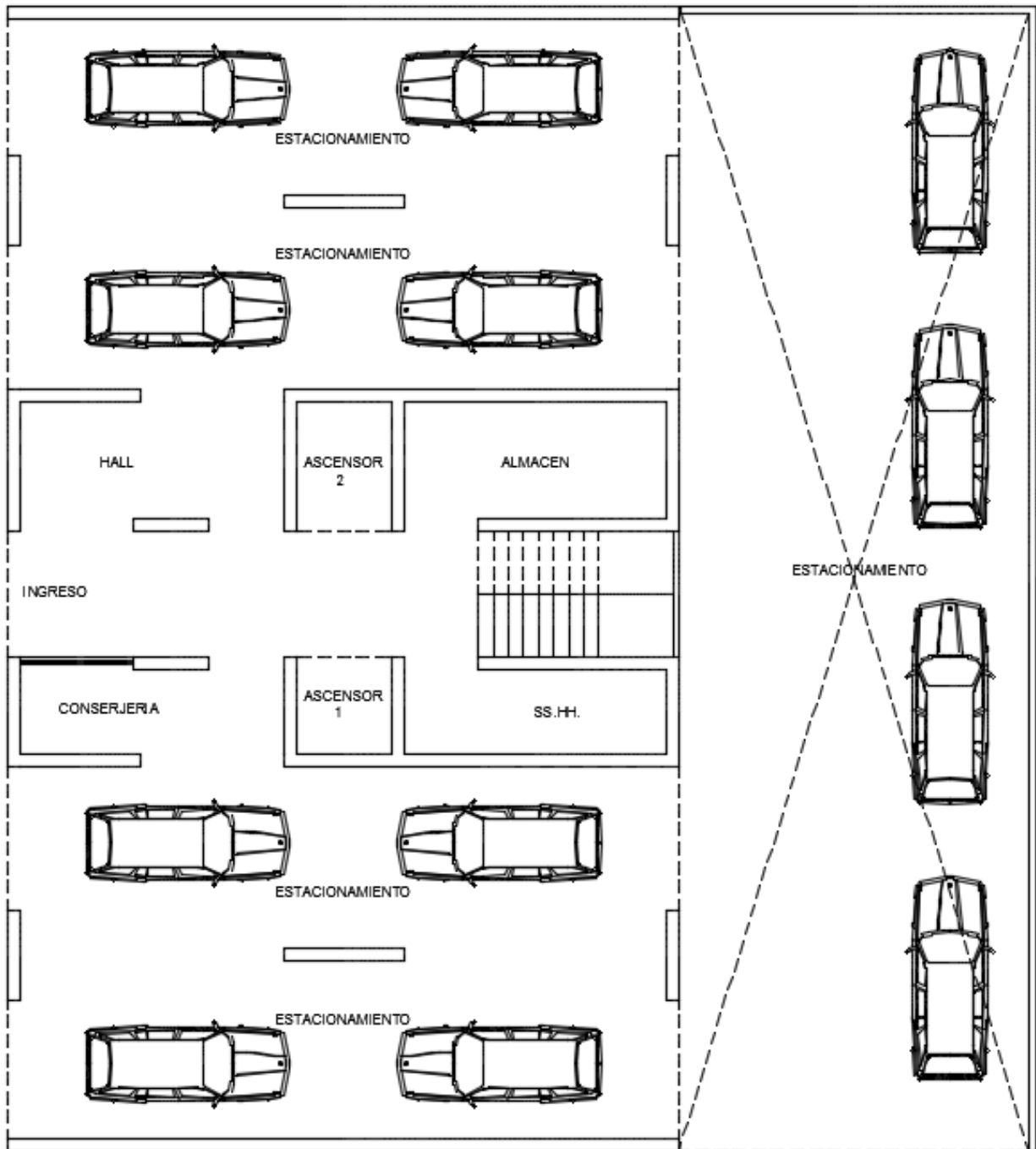


Fig. 3.1. Planta de arquitectura primer nivel

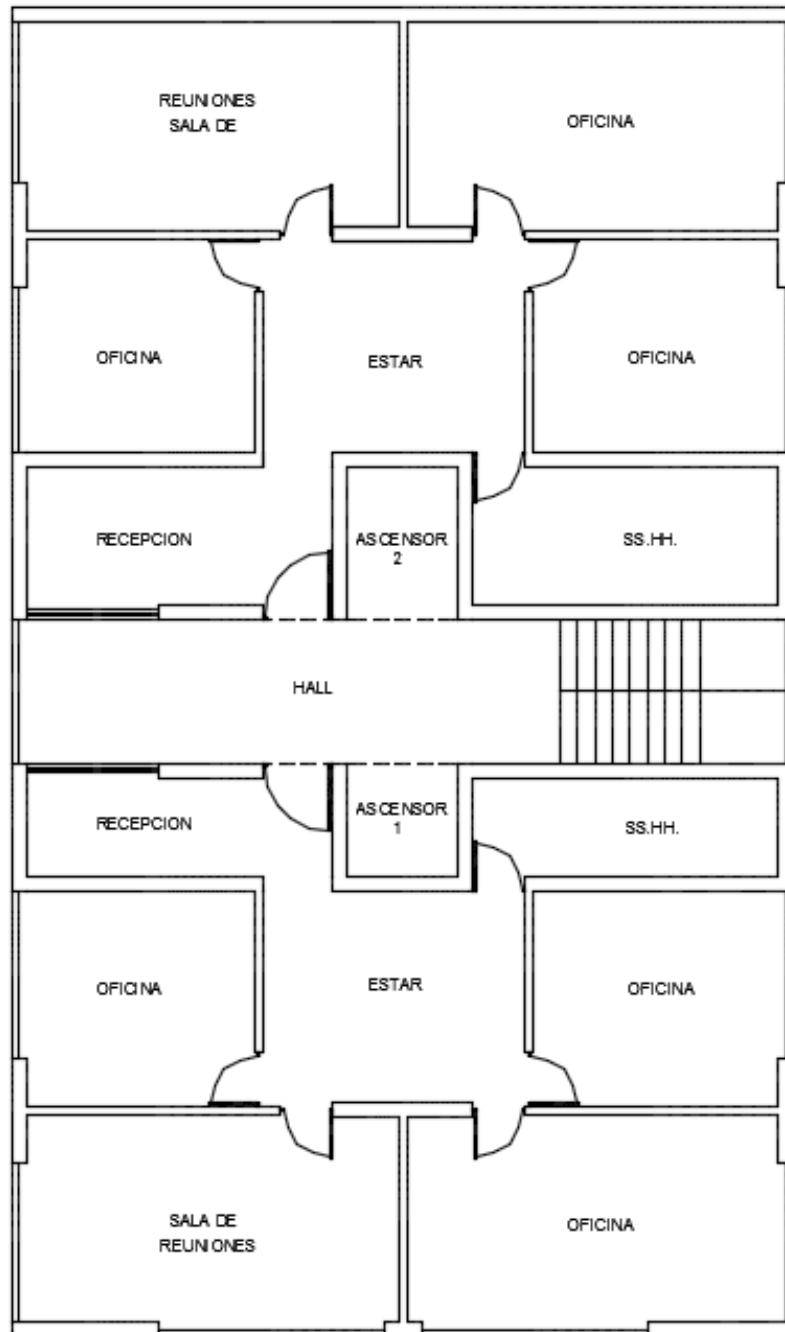


Fig. 3.2. Planta de arquitectura de segundo a noveno nivel

3.3. ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICIO

Por ser un edificio alto, se utilizará el sistema estructural de muros o placas de concreto armado, por lo que estos deberán tomar gran cantidad de la cortante del edificio. En base a la arquitectura planteada, se realizará la ubicación de los elementos resistentes como placas, columnas, vigas y losas; buscando cumplir con los requisitos de rigidez lateral y simetría en ambas direcciones. Se muestra la estructuración planteada en la figura 3.

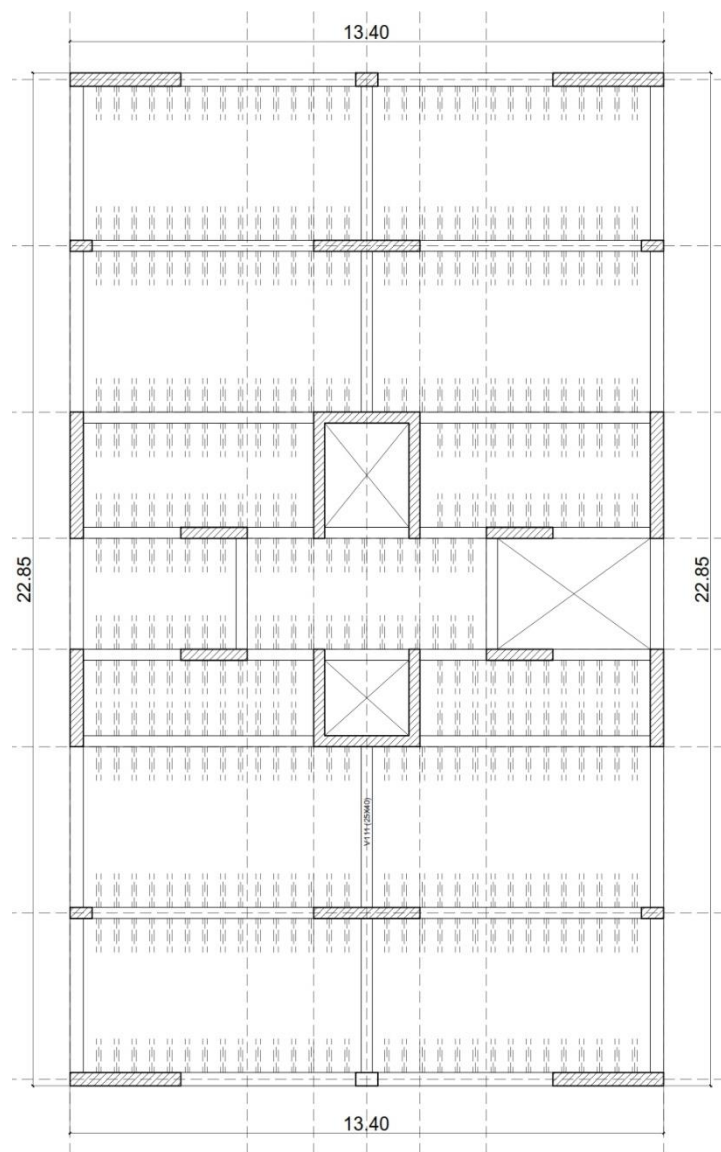


Fig. 3.3. Estructuración inicial de edificio.

3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

3.4.1. Predimensionamiento de losas

Se utilizará losas aligeradas en una dirección para todos los sectores del edificio, y se colocarán las viguetas en la dirección del eje Y por contar con luces más cortas.

Se calculará el espesor de la losa aligerada usando la fórmula:

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

Donde:

- h: espesor de losa aligerada
- l_n : luz de la dirección más corta

Calculando se obtiene:

$$h = \frac{3.75}{25} = 0.15 \text{ m}$$

Se trabajará con losas aligeradas de 20 cm de espesor, utilizando ladrillos de 30x30x15cm y viguetas de 10 cm de espesor, superando los requerimientos del predimensionamiento.

3.4.2. Predimensionamiento de vigas

Por la disposición de la losa aligerada, las vigas del eje X soportarán principalmente cargas de gravedad mientras que las vigas de los pórticos exteriores del eje Y recibirán momentos importantes por carga sísmica.

Se predimensionará las vigas del eje X por ser las más desfavorables y se uniformizará en ambos sentidos.

Se utilizarán las siguientes recomendaciones:

$$h > \frac{l}{12} \text{ ó } h \geq \frac{l}{10}$$

$$b = \frac{h}{2}$$

Donde:

- h: peralte de viga
- l: luz de viga a predimensionar
- b: ancho de viga (no deberá ser menor a 25cm)

Calculando se obtiene:

$$h \geq \frac{5}{10} = 0.50 \text{ m}$$

$$b = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ m}$$

La sección a utilizar para las vigas interiores del eje X será de 25 x 50 cm y las del eje Y serán de 25 x 40 cm, mientras que las vigas exteriores en ambas direcciones serán de 30 x 50 cm por ser vigas con responsabilidad sísmica.

3.4.3. Predimensionamiento de columnas

Por ser nuestro edificio a base de muros de corte, se espera nuestras columnas trabajen principalmente a compresión, por lo que para el predimensionamiento consideraremos únicamente carga axial. Se escogerá la columna con mayor área tributaria para el para el cálculo de sus dimensiones.

Se utilizará la siguiente relación:

$$A_c \geq \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$$

Donde:

- $P_{servicio} = N \times A_t \times 1000 \text{ kg}$
- N: número de pisos del edificio
- A_t : área tributaria que recibe la columna
- A_c : área de la columna
- $f'c$: resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

Calculando se obtiene:

$$A_c \geq \frac{9 \times 11.40 \times 1000}{0.45 \times 210} = 1085.71 \text{ cm}^2$$

Se utilizará columnas de sección rectangular con dimensiones 25 x 50 cm y 30 x 50 cm, cumpliendo con el área de columna mínima calculada.

CONCRETO			
Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión	f'c	210	Kg/cm2
Módulo de elasticidad	Ec	217371	Kg/cm2
Peso específico	γ	2400	Kg/m3
Coefficiente de Poisson	v	0.2	-
ACERO			
Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia	fy	4200	Kg/cm2
Módulo de elasticidad	Es	2000000	Kg/cm2

Tabla 3.1. Propiedades de los materiales

3.5. MODELAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN

Para el modelamiento de la estructura se utilizó el software ETABS 15 en el que se modelaron los elementos estructurales con las características de los materiales que los componen y se asignaron las cargas de acuerdo al tipo de estructura a diseñar.

3.5.1. Propiedades de los materiales

La estructura del edificio es a base de concreto armado, por lo que se consideran las siguientes características.

3.5.2. Cargas consideradas

3.5.2.1. Carga muerta

Constituida por el peso del piso terminado y por las tabiquerías que en este edificio serán del tipo drywall. Se asignará en total una carga distribuida de 200 kg/m² sobre las losas aligeradas de los techos 1 hasta el 8 y 100 kg/m² para las losas del techo 9 por no contar con tabiquería.

3.5.2.2. Carga viva

Se utilizará los valores indicados en la norma E.020 (Cargas) considerando el uso de la edificación y la ocupación de los espacios. Las cargas usadas son las siguientes:

OCUPACIÓN O USO	CARGA (kg/m ²)
Oficinas	250
Corredores y escaleras	400
Techo	100

Tabla 3.2. Cargas vivas normativas

3.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

De acuerdo a lo que permite la norma E.030 (Diseño sismorresistente) se analizará la estructura considerando las losas de entrepiso como diafragmas rígidos con tres grados de libertad y no se considerará la rigidez de la tabiquería por estar aislados de la estructura principal.

Se efectuará inicialmente el análisis sísmico estático o de fuerzas equivalentes y luego el análisis dinámico modal espectral; en ambos casos se considerará el peso sísmico como el total del peso propio y carga muerta más el 25% de la carga viva por ser un edificio de Categoría C.

3.6.1. Análisis sísmico estático o de fuerzas equivalentes.

Debido a que la norma E.030 no recomienda el análisis sísmico estático para edificios de altura considerable, se realizará este análisis únicamente para comprobar los siguientes parámetros:

- Calcular la cortante estática que luego servirá para el ajuste de la cortante dinámica.
- Verificar si el sistema estructural es efectivamente de muros estructurales.
- Verificar si la estructura presenta irregularidad torsional.

3.6.2. Parámetros sísmicos

Antes de realizar el análisis sísmico estático es necesario definir los parámetros necesarios para el cálculo del cortante basal del análisis, estos parámetros se describen en la norma E.030 y son los siguientes.

- Factor de zona (Z), la edificación planteada está ubicada en el distrito y provincia de Trujillo, departamento de La Libertad. Según la zonificación sísmica de la norma E.030 la edificación pertenece a la zona 4 por lo que le corresponde el valor de $Z=0.45$
- Parámetros de suelo (S) y (T_p), se utilizaron 3 registros de estudios de suelos de zonas urbanas dentro de la ciudad de Trujillo y se determinó que el perfil de suelo es S3 (suelo blando) al que le corresponde un factor de suelo $S=1.10$ y un periodo $T_p=1.00$ y $T_l=1.60$ según la norma E.030
- Categoría de la edificación (U), por ser la edificación destinada a oficinas, califica como Categoría C (edificación común) y le corresponde un factor $U=1.0$
- Factor de reducción sísmica (R), el sistema estructural planteado en la edificación es a base de muros estructurales de concreto armado en ambos sentidos, por lo que el coeficiente de reducción sísmica es $R=6$

- Factor de amplificación sísmica (C), de acuerdo a las características de sitio, el factor de amplificación se define con las siguientes expresiones:

$$\text{Para } T < T_p \quad C = 2.5$$

$$\text{Para } T_p < T < T_l \quad C = 2.5 \frac{T_p}{T}$$

$$\text{Para } T > T_l \quad C = 2.5 \frac{T_p \times T_l}{T^2}$$

Donde:

T: periodo fundamental de vibración de la estructura y se puede estimar para cada dirección con la siguiente expresión:

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

hn: altura total del edificio hn= 27.00 m

Ct: para estructuras de concreto armado cuyos elementos resistentes sean muros de corte Ct=60

Calculando se obtiene el factor de amplificación sísmica C=2.5

Finalmente se obtiene:

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1.00
S	1.10
R	6
C	2.50

Tabla 3.3. Parámetros sísmicos normativos

3.6.2.1. Fuerza cortante basal

Una vez definidos los valores de los parámetros sísmicos para nuestra estructura, se deberá calcular el valor de la fuerza cortante en la base del edificio. Este valor estará en función del peso de la estructura y del coeficiente basal, la expresión a utilizar de acuerdo a la E.030 es:

$$V_b = \frac{ZUCS}{R} P$$
$$V_b = C_b P$$

Donde:

- V_b : fuerza cortante basal
- C_b : coeficiente basal
- P : peso sísmico del edificio

Calculando se obtiene:

$$C_b = \frac{ZUCS}{R} = 0.20625$$

Para calcular el peso sísmico de la edificación se deberá calcular el peso propio de la estructura, la carga muerta considerada debido a elementos no estructurales y se adicionará el 25% de la carga viva según lo que indica la E.030 para edificaciones comunes.

$$P = C_M + 0.25 C_V$$

Descripción	N° Elementos	N° Pisos	Ancho (m)	Largo (m)	Altura / Longitud (m)	Peso Específico	Peso (Tn)
Columnas	2	9	0.3	0.5	3.00	2.40	19.44
	2	9	0.25	0.5	3.00	2.40	16.20
Placas	4	9	0.3	2.5	3.00	2.40	194.40
	2	9	0.25	2.4	3.00	2.40	77.76
	4	9	0.25	1.5	3.00	2.40	97.20
	2	9	0.3	2.2	3.00	2.40	85.54
	2	9	0.3	2.85	3.00	2.40	110.81
	2	9	0.25	2.4	3.00	2.40	77.76
	2	9	0.25	1.95	3.00	2.40	63.18
	2	9	0.25	2.6	3.00	2.40	84.24
Vigas	4	9	0.3	0.5	3.95	2.40	51.19
	4	9	0.25	0.5	5.00	2.40	54.00
	4	9	0.25	0.5	5.20	2.40	56.16
	4	9	0.25	0.5	2.20	2.40	23.76
	4	9	0.25	0.5	1.50	2.40	16.20
	2	9	0.25	0.5	1.90	2.40	10.26
	4	9	0.3	0.5	3.48	2.40	45.04
	4	9	0.3	0.5	3.63	2.40	46.98
	2	9	0.3	0.5	2.50	2.40	16.20
	2	9	0.25	0.4	2.50	2.40	10.80
	2	9	0.25	0.4	3.48	2.40	15.01
Losas aligeradas	4	9	3.475	6.275	-	0.30	235.50
	4	9	3.625	6.275	-	0.30	245.67
	2	9	1.7	5.2	-	0.30	47.74
	2	9	2.35	5.2	-	0.30	65.99
	1	9	2.5	3.45	-	0.30	23.29
	1	9	2.5	5.4	-	0.30	36.45
Tabiquería y acabados	4	8	3.475	6.275	-	0.20	139.56
	4	8	3.625	6.275	-	0.20	145.58
	2	8	1.7	5.2	-	0.20	28.29
	2	8	2.35	5.2	-	0.20	39.10
	1	8	2.5	3.45	-	0.20	13.80
	1	8	2.5	5.4	-	0.20	21.60
	4	1	3.475	6.275	-	0.10	8.72
	4	1	3.625	6.275	-	0.10	9.10
	2	1	1.7	5.2	-	0.10	1.77
	2	1	2.35	5.2	-	0.10	2.44
	1	1	2.5	3.45	-	0.10	0.86
1	1	2.5	5.4	-	0.10	1.35	
TOTAL CARGA MUERTA (C_M)							2461.18

Tabla. 3.4. Metrado de carga muerta de edificación

Descripción	N° Elementos	N° Pisos	Ancho (m)	Largo (m)	Peso Específico	Peso (Tn)
Tabiquería y acabados	4	8	3.475	6.275	0.25	174.45
	4	8	3.625	6.275	0.25	181.98
	2	8	1.7	5.2	0.25	35.36
	2	8	2.35	5.2	0.25	48.88
	1	8	2.5	3.45	0.25	17.25
	1	8	2.5	5.4	0.40	43.20
	4	1	3.475	6.275	0.10	8.72
	4	1	3.625	6.275	0.10	9.10
	2	1	1.7	5.2	0.10	1.77
	2	1	2.35	5.2	0.10	2.44
	1	1	2.5	3.45	0.10	0.86
	1	1	2.5	5.4	0.10	1.35
	TOTAL CARGA VIVA (C_v)					

Tabla. 3.5. Metrado de carga viva de edificación

Con los valores calculados se obtiene que el peso sísmico de la edificación es:

$$P = 2461.18 \text{ tn} + 0.25 (525.36 \text{ tn})$$

$$P = 2592.52 \text{ tn}$$

Luego se obtiene que:

$$V_b = 0.20625 \times 2592.52 \text{ tn} = 534.71 \text{ tn}$$

A continuación se muestra la cortante que absorbe cada placa con el fin de verificar el sistema estructural adoptado.

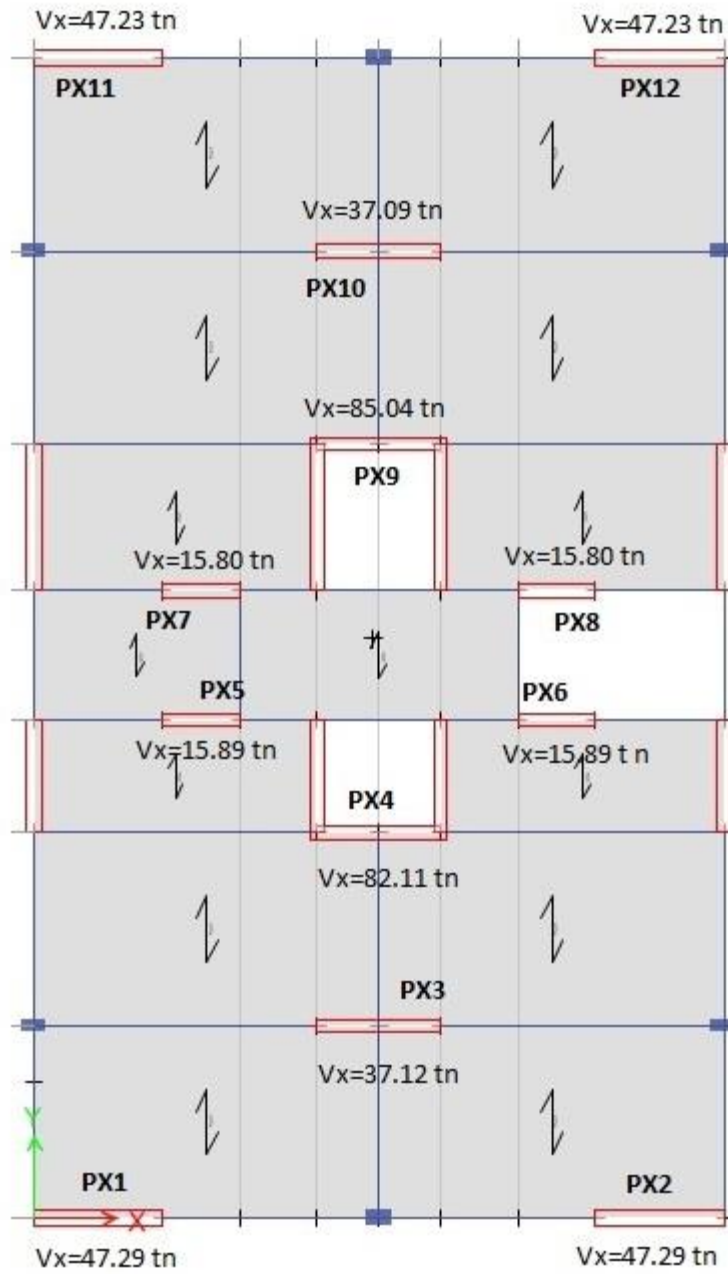


Fig. 3.4. Cortante de placas en dirección X-X.

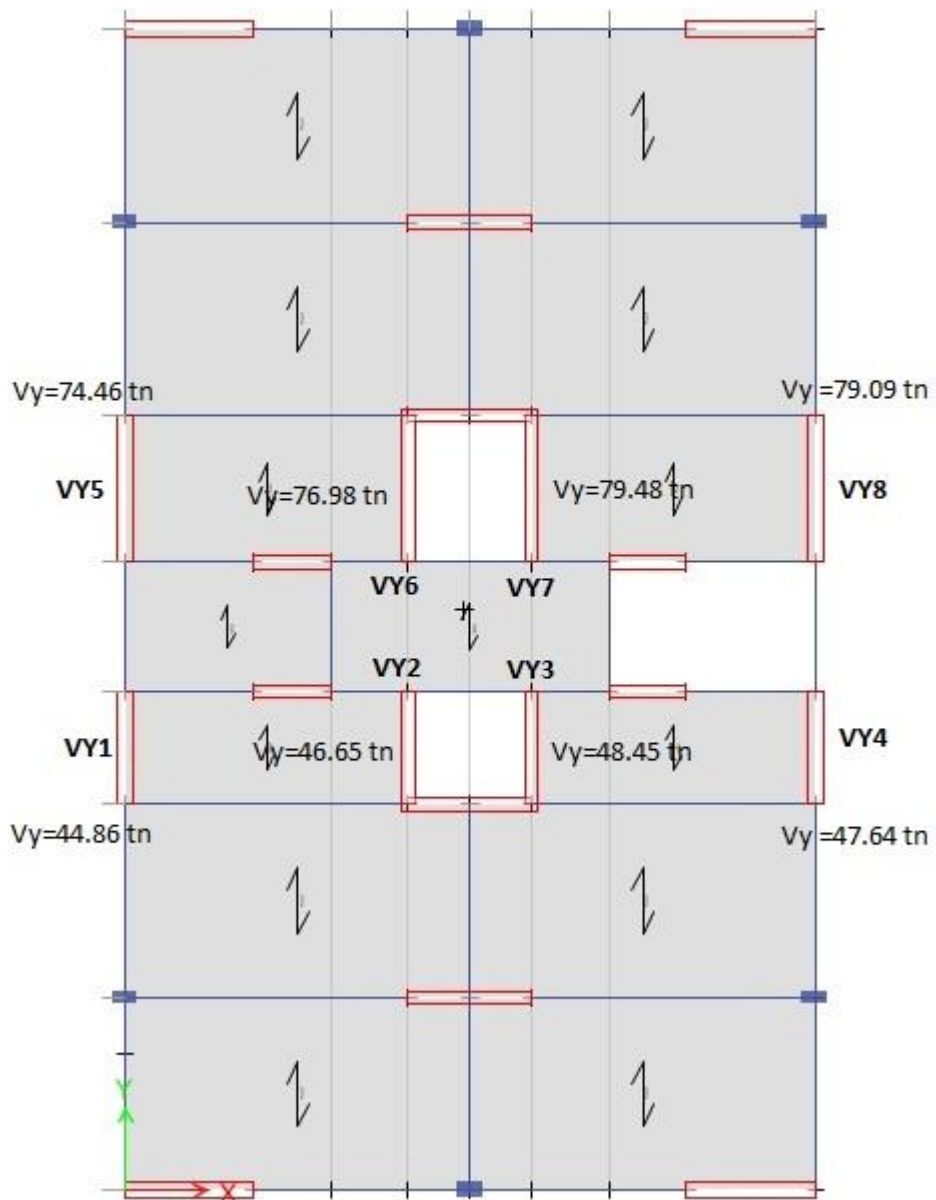


Fig. 3.5. Cortante de placas en dirección Y-Y.

En los siguientes cuadros se puede observar el porcentaje que absorbe cada placa del cortante basal y se comprueba que en ambos ejes las placas absorben más del 70% del cortante basal, por lo que de acuerdo a la norma E.030 nuestra estructura califica bajo el sistema estructural de muros de corte.

Elementos		Vx (tn)	Participación	
Placas	PI X1	47.293	8.84%	92.35%
	PI X2	47.293	8.84%	
	PI X3	37.119	6.94%	
	PI X4	82.114	15.36%	
	PI X5	15.891	2.97%	
	PI X6	15.891	2.97%	
	PI X7	15.800	2.95%	
	PI X8	15.800	2.95%	
	PI X9	85.037	15.90%	
	PI X10	37.088	6.94%	
	PI X11	47.232	8.83%	
	PI X12	47.232	8.83%	
Pórticos		40.918	7.65%	7.65%
Total		534.707	100.00%	100.00%

Tabla 3.6. Porcentaje de absorción de cortante basal en dirección X-X

Elementos		Vy (tn)	Participación	
Placas	PI Y1	44.860	8.39%	93.06%
	PI Y2	46.646	8.72%	
	PI Y3	48.451	9.06%	
	PI Y4	47.639	8.91%	
	PI Y5	74.459	13.93%	
	PI Y6	76.975	14.40%	
	PI Y7	79.478	14.86%	
	PI Y8	79.091	14.79%	
Pórticos		37.108	6.94%	6.94%
Total		534.707	100.00%	100.00%

Tabla 3.7. Porcentaje de absorción de cortante basal en dirección Y-Y

3.6.2.2. Desplazamientos

Con ayuda del software empleado para el análisis estructural se obtuvieron los desplazamientos elásticos máximos de cada entrepiso, considerados como diafragmas rígidos. Dichos valores se multiplicaron por el 75% de R como lo indica la norma E.030 y se calcularon las derivas de cada entrepiso considerando la altura de cada nivel para luego compararlas con el límite de 0.007 dado por la norma para estructuras de concreto armado.

Se muestran los resultados a continuación:

Nivel	D. Elástico X-X (mm)	0.75 R x D (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión ‰	Límite normativo ‰
9	42.7	192.15	3000	7.05	7.00
8	38	171	3000	7.35	7.00
7	33.1	148.95	3000	8.10	7.00
6	27.7	124.65	3000	8.55	7.00
5	22	99	3000	8.70	7.00
4	16.2	72.9	3000	8.55	7.00
3	10.5	47.25	3000	7.50	7.00
2	5.5	24.75	3000	5.70	7.00
1	1.7	7.65	3000	2.55	7.00

Tabla 3.8. Desplazamientos y derivas en dirección X-X – Sismo estático

Nivel	D. Elástico Y-Y (mm)	0.75 R x D (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión ‰	Límite normativo ‰
9	62.4	280.8	3000	10.80	7.00
8	55.2	248.4	3000	11.40	7.00
7	47.6	214.2	3000	12.15	7.00
6	39.5	177.75	3000	12.60	7.00
5	31.1	139.95	3000	12.75	7.00
4	22.6	101.7	3000	12.15	7.00
3	14.5	65.25	3000	10.65	7.00
2	7.4	33.3	3000	7.65	7.00
1	2.3	10.35	3000	3.45	7.00

Tabla 3.9. Desplazamientos y derivas en dirección Y-Y – Sismo estático

Como se observa, tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y se supera la deriva máxima de 0.007 establecida de acuerdo a la E.030. Sin embargo esperaremos realizar el análisis dinámico para obtener datos más precisos. Utilizaremos estos valores únicamente para verificar si nuestra estructuración es adecuada.

Debido a que en ambas direcciones la deriva máxima es superior al 50% de la máxima permitida, la norma nos exige se verifique si el edificio sufre de irregularidad torsional.

Para lo cual se debe comprobar si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso.

Se verifica la condición en la siguiente tabla:

Nivel	D. relativo prom. (mm)	D. relativo máximo (mm)	D max/ D prom	Límite	Configuración
9	4.7	4.7	1.000	1.20	Regular
8	5.0	4.9	0.980	1.20	Regular
7	5.3	5.4	1.019	1.20	Regular
6	5.7	5.7	1.000	1.20	Regular
5	5.8	5.8	1.000	1.20	Regular
4	5.6	5.7	1.018	1.20	Regular
3	4.9	5	1.020	1.20	Regular
2	3.8	3.8	1.000	1.20	Regular
1	1.7	1.7	1.000	1.20	Regular

Tabla 3.10. Relación entre desplazamiento máximo y promedio en X-X

Nivel	D. relativo prom. (mm)	D. relativo máximo (mm)	D max/ D prom	Límite	Configuración
9	7.0	7.2	1.029	1.20	Regular
8	7.5	7.6	1.013	1.20	Regular
7	7.8	8.1	1.038	1.20	Regular
6	8.2	8.4	1.024	1.20	Regular
5	8.3	8.5	1.024	1.20	Regular
4	7.8	8.1	1.038	1.20	Regular
3	6.9	7.1	1.029	1.20	Regular
2	5.0	5.1	1.020	1.20	Regular
1	2.2	2.3	1.045	1.20	Regular

Tabla 3.11. Relación entre desplazamiento máximo y promedio en Y-Y

Como se observa en las tablas no existe irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de análisis debido a la correcta distribución de placas realizada.

A continuación se muestra los desplazamientos del entrepiso debido al sismo estático inducido en ambas direcciones, lo que demuestra que la estructura no sufre efectos de torsión.

Plan View - Story9 - Z = 27 (m) - Displacements (EstX) [m]

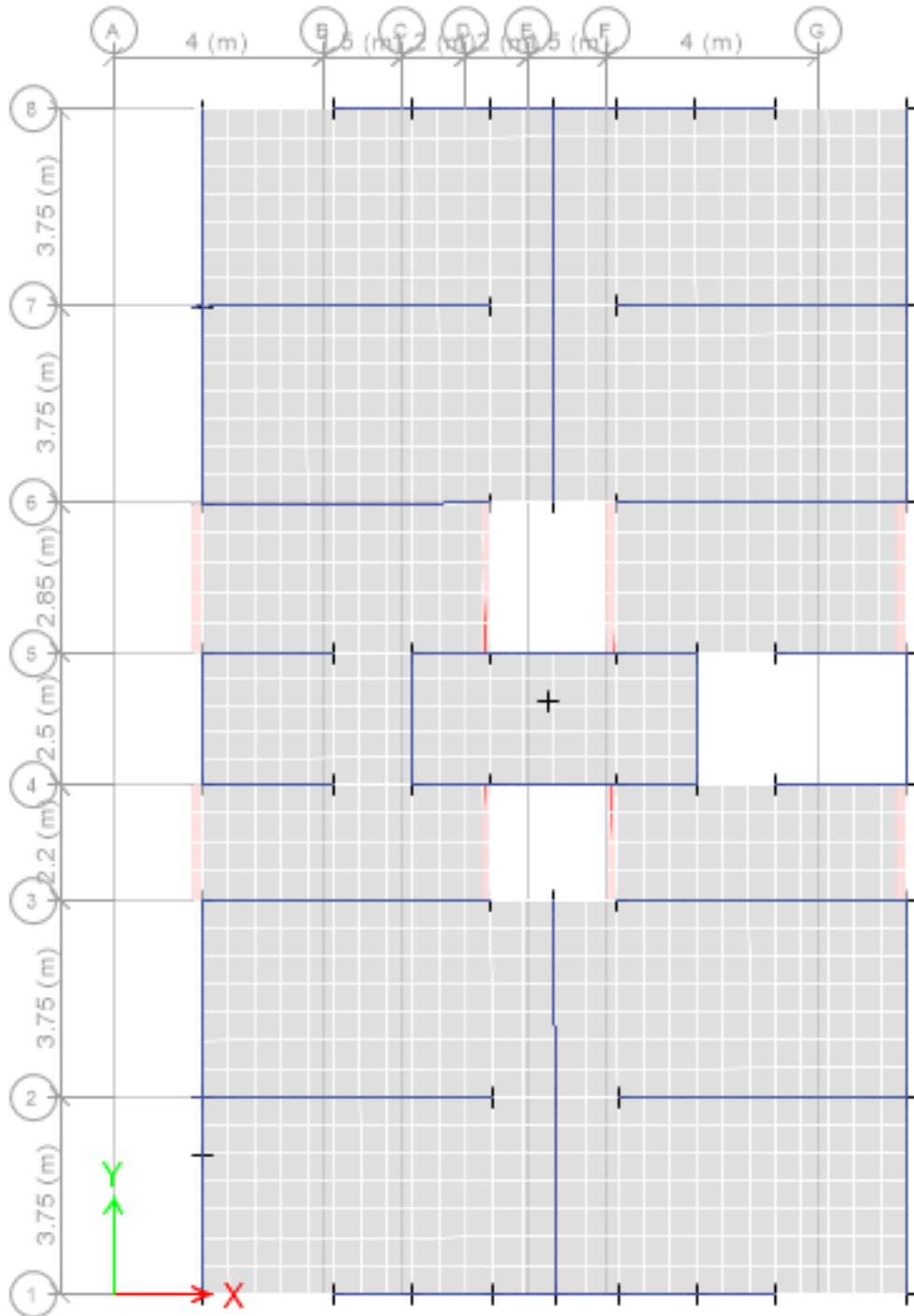


Fig. 3.6. Desplazamiento Sismo estático en dirección X-X

Plan View - Story9 - Z = 27 (m) - Displacements (EstY) [m]

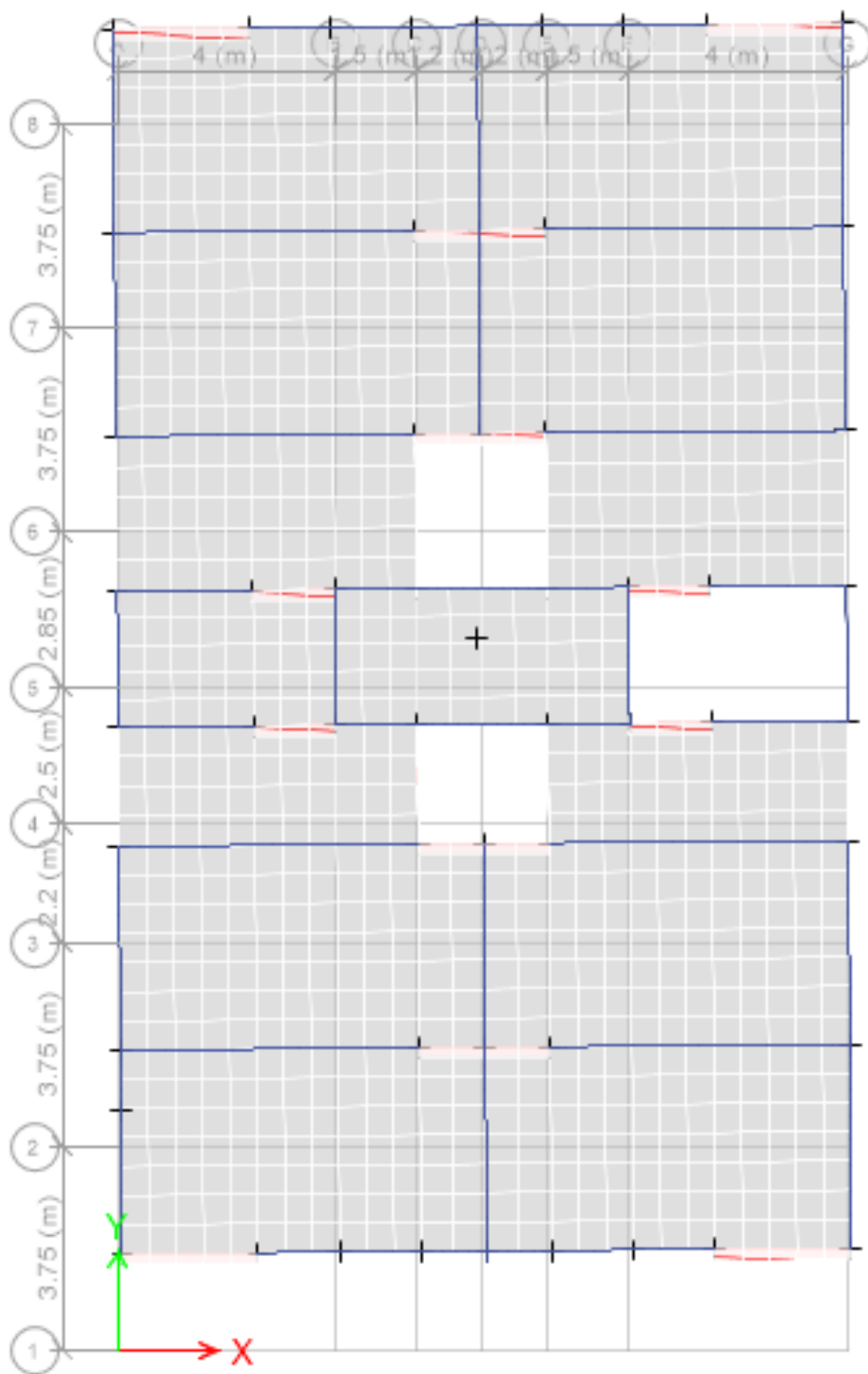


Fig. 3.7. Desplazamiento Sismo estático en dirección Y-Y

3.6.2.3. Resultados de análisis sísmico estático

- Se comprobó que el edificio trabaja bajo el sistema estructural de muros de corte en ambas direcciones como se planteó al inicio, ya que la cortante que toman las placas es superior al 70% del cortante basal.
- La estructura no presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones.
- No se deberá modificar el valor de R=6 en ninguna dirección ya que la estructura es de muros estructurales y no presenta torsión.
- La cortante basal estática para ambas direcciones se muestra a continuación:

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1.1
Rx	6
P	2299.072
V est	474.184

Tabla 3.12. Cortante basal estática

3.6.3. Análisis sísmico dinámico espectral

El análisis dinámico utiliza para el análisis en cada una de las direcciones, un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z U C S}{R} g$$

Estos parámetros fueron definidos en el análisis estático por lo que no habrá problemas para generar el espectro de respuesta, que se utilizará aplicará al edificio.

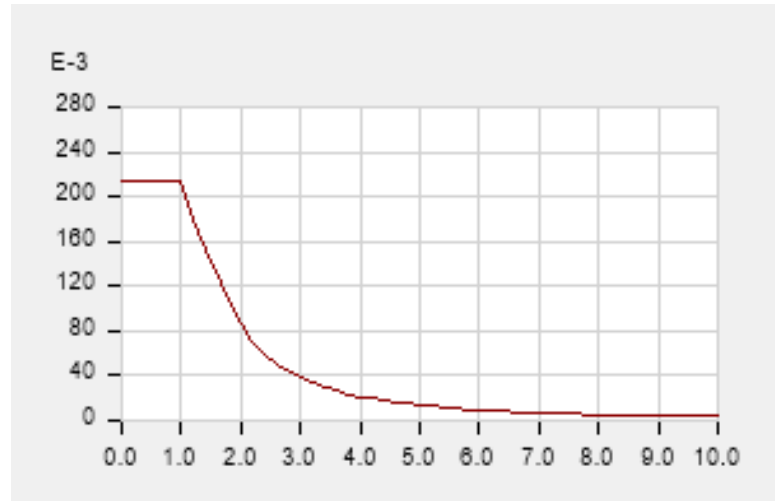


Fig. 3.8. Espectro de aceleraciones – Periodo vs. Aceleración

3.6.3.1. Verificación de la masa participativa y modos de vibración

La norma E.030 establece que se deberá considerar el número de modos necesarios para que la suma acumulada de masas efectivas sea mayor o igual al 90% de la masa de la estructura, siendo además importante que los 3 primeros modos de vibración sean los más predominantes en cada dirección de análisis.

Generalmente se consideran 3 modos de vibración por nivel, uno por cada grado de libertad, por lo que en este caso se consideraron un total de 27 modos de vibración, a los cuales se realizará las verificaciones indicadas.

A continuación se muestra las masas participativas por cada modo de vibración y los desplazamientos de los tres primeros modos de vibración:

Modo	UX	UY	RZ
1	0.00%	69.20%	0.03%
2	70.03%	0.00%	0.21%
3	0.21%	0.03%	69.77%
4	0.00%	16.14%	0.01%
5	15.70%	0.00%	0.13%
6	0.16%	0.01%	15.30%
7	0.00%	6.42%	0.01%
8	6.02%	0.00%	0.01%
9	0.01%	0.01%	6.23%
10	0.00%	3.32%	0.00%
11	3.09%	0.00%	0.00%
12	0.00%	0.00%	3.29%
13	0.00%	1.85%	0.00%
14	1.77%	0.00%	0.00%
15	0.00%	0.00%	1.91%
16	0.00%	1.00%	0.00%
17	1.04%	0.00%	0.00%
18	0.00%	0.00%	0.00%
19	0.00%	0.00%	0.00%
20	0.00%	0.00%	0.00%
21	0.00%	0.00%	0.00%
22	0.00%	0.00%	0.00%
23	0.00%	0.00%	0.00%
24	0.00%	0.00%	0.00%
25	0.00%	0.00%	0.00%
26	0.00%	0.03%	0.00%
27	0.00%	0.00%	0.00%
Sum	98.03%	98.02%	96.91%

Tabla 3.13. Masa participativa por modo de vibración – modelo inicial

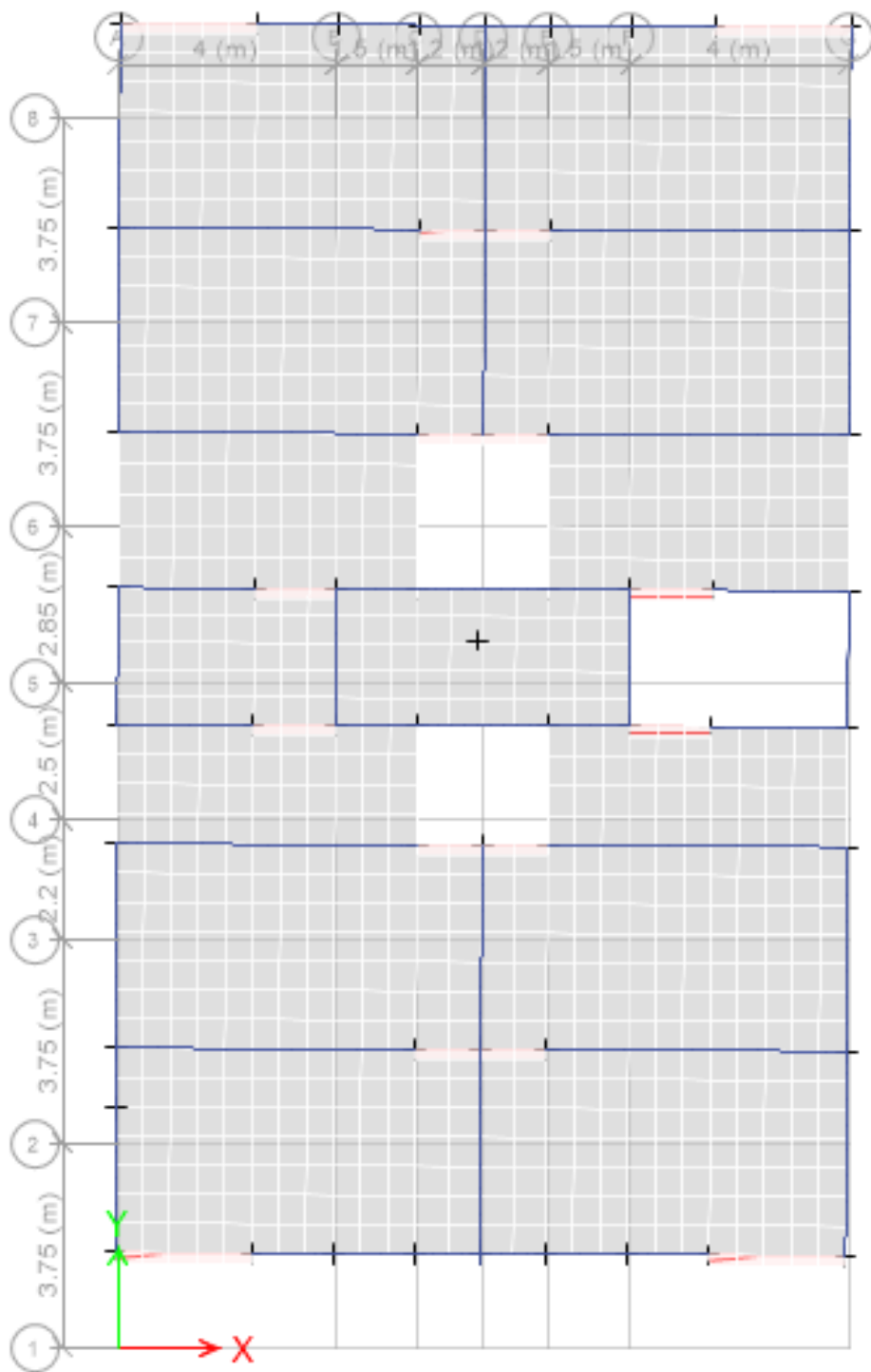


Fig. 3.9. Desplazamiento del primer modo de vibración – edificación inicial

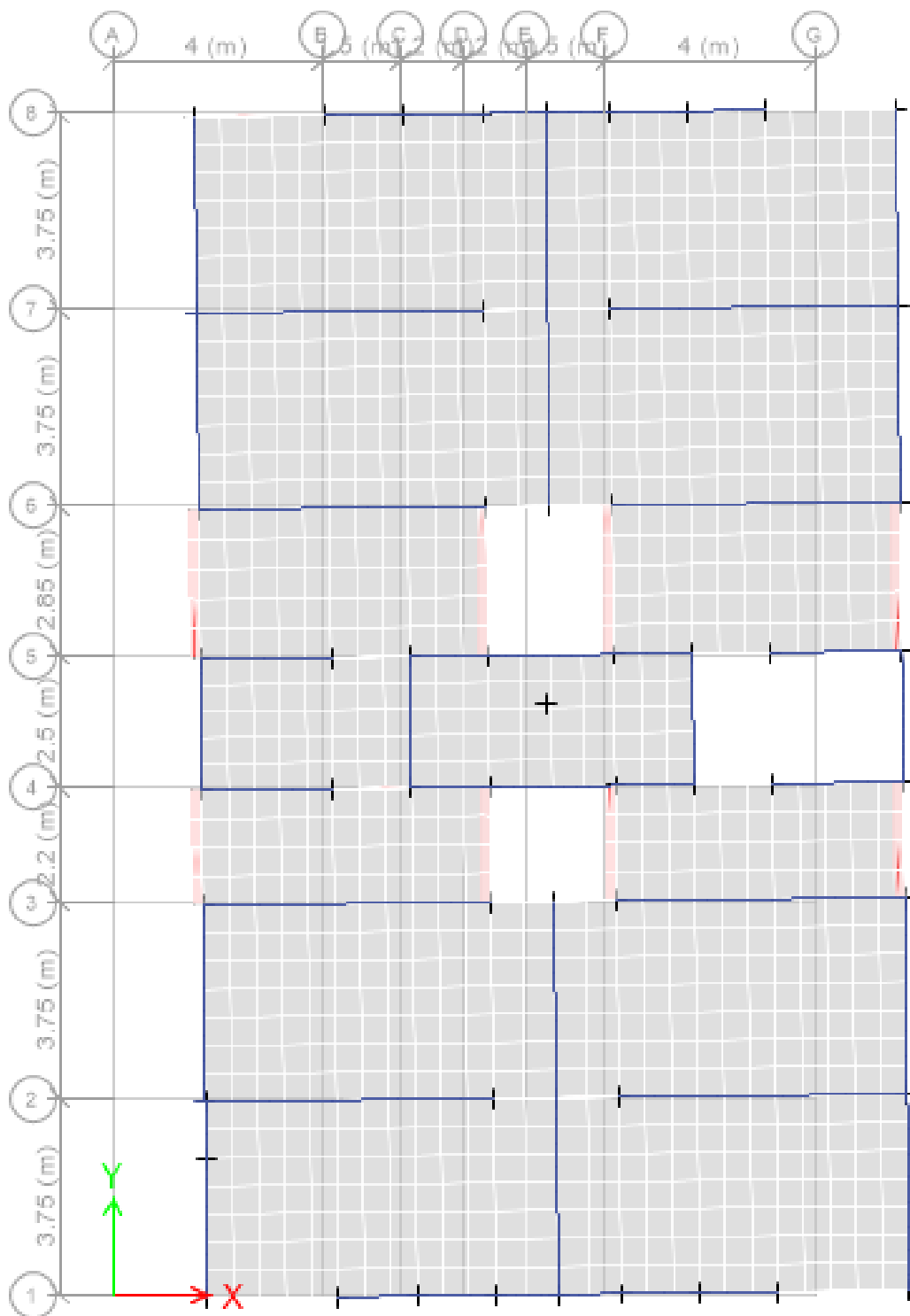


Fig. 3.10. Desplazamiento del segundo modo de vibración – edificación inicial

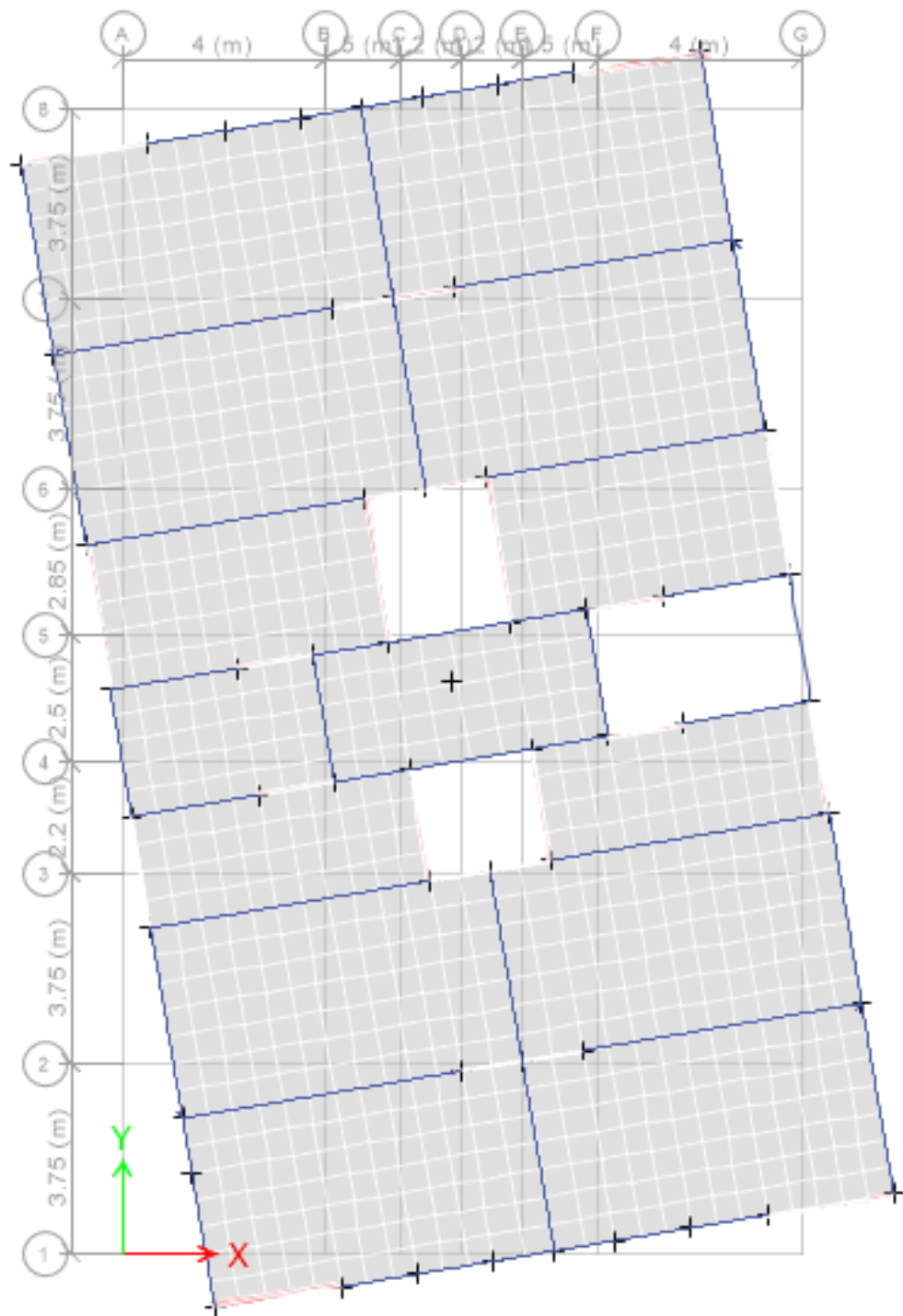


Fig. 3.11. Desplazamiento del tercer modo de vibración – edificación inicial

Se comprueba que con los 27 modos considerados se supera el 90% de participación de masa en todas las direcciones. Así mismo, se verifica que en el primer modo de vibración predomina el desplazamiento en la dirección Y-Y, en el segundo predomina el desplazamiento en la dirección X-X y en el tercer modo predomina la rotación alrededor del eje Z-Z, comprobando nuevamente que no existen problemas de torsión en el edificio.

3.6.3.2. Verificación de desplazamientos

Por ser el análisis dinámico recomendado para estructuras de altura considerable como la nuestra y por ser el análisis que gobierna esta parte de la investigación se espera los resultados estén por debajo del límite normativo. Se muestran los desplazamientos en las siguientes tablas:

Nivel	D. Elástico X-X (mm)	0.75 R x D (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión ‰	Límite normativo ‰
9	33.3	149.85	3000	5.55	7.00
8	29.6	133.2	3000	6.00	7.00
7	25.6	115.2	3000	6.30	7.00
6	21.4	96.3	3000	6.75	7.00
5	16.9	76.05	3000	6.75	7.00
4	12.4	55.8	3000	6.60	7.00
3	8	36	3000	5.70	7.00
2	4.2	18.9	3000	4.35	7.00
1	1.3	5.85	3000	1.95	7.00

Tabla 3.14. Desplazamientos y derivas en dirección X-X – Sismo dinámico

Nivel	D. Elástico Y-Y (mm)	0.75 R x D (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión ‰	Límite normativo ‰
9	47.3	212.85	3000	8.40	7.00
8	41.7	187.65	3000	8.70	7.00
7	35.9	161.55	3000	9.30	7.00
6	29.7	133.65	3000	9.75	7.00
5	23.2	104.4	3000	9.60	7.00
4	16.8	75.6	3000	9.15	7.00
3	10.7	48.15	3000	7.80	7.00
2	5.5	24.75	3000	5.70	7.00
1	1.7	7.65	3000	2.55	7.00

Tabla 3.15. Desplazamientos y derivas en dirección Y-Y – Sismo dinámico

Se observa que, a pesar de que los desplazamientos son menores a los obtenidos en el análisis estático, la dirección Y-Y sigue estando sobre el límite permitido con una deriva máxima de 9.75‰; mientras que en la dirección X-X está por debajo del límite con una deriva máxima de 6.75‰. Debido a estos resultados deberá realizarse reestructuraciones con el fin de cumplir los parámetros de desplazamientos de la norma E.030.

3.6.3.3. Resultados de análisis sísmico dinámico

- En los dos primeros modos de vibración, predominan con un gran porcentaje de masa participativa los desplazamientos en ambas direcciones de análisis, mientras que en el tercer modo de vibración predomina la rotación, por lo que se entiende que la estructuración y ubicación de elementos planteado es correcto.
- Las derivas máximas de entrepiso son de 6.75 ‰ y 9.75‰ para las direcciones X-X y Y-Y, respectivamente, estando el segundo por encima de lo permitido en la norma E.030. En los siguientes capítulos se plantearán soluciones para disminuir ese valor, siendo una de ellas la implementación de dispositivos de disipación de energía.

CAPÍTULO IV

REESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS CONVENCIONAL DE EDIFICACIÓN

4.1. GENERALIDADES

Siguiendo con la investigación, en el presente capítulo se realizará la reestructuración del modelo inicial con el objetivo de disminuir las derivas en la dirección Y-Y que en el capítulo anterior superaban la máxima deriva normativa. Para ello, se aumentarán placas en la dirección menos rígida y se verificarán los desplazamientos de cada entrepiso obteniendo de esta manera la estructuración final del edificio de forma convencional.

4.2. REESTRUCTURACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

Debido a que las derivas de la dirección Y-Y del modelo inicial (9.75‰) están por encima de la máxima deriva permitida (7‰), se agregarán placas en esa dirección para disminuir los desplazamientos, disponiéndolas de forma simétrica con el fin de evitar efectos de torsión. En esta caso se agregaron 4 placas en la dirección Y-Y de 1.80 metros de longitud y de 30 centímetros de espesor. Las placas fueron dispuestas en lugar de las columnas C2 por lo que su ubicación fue simétrica en ambas direcciones. Se consideró aumentar la sección de las columnas C1 debido a que al eliminar las columnas C2 se disminuyó la rigidez en la dirección X-X; por lo que sus nuevas dimensiones son 30cm x 65 cm.

Se modelaron los cambios en el software con las propiedades de los elementos descritos y quedó listo para realizar el análisis estructural de acuerdo a la normativa peruana vigente.

Se muestran las modificaciones en las figuras 4.1 y 4.2.

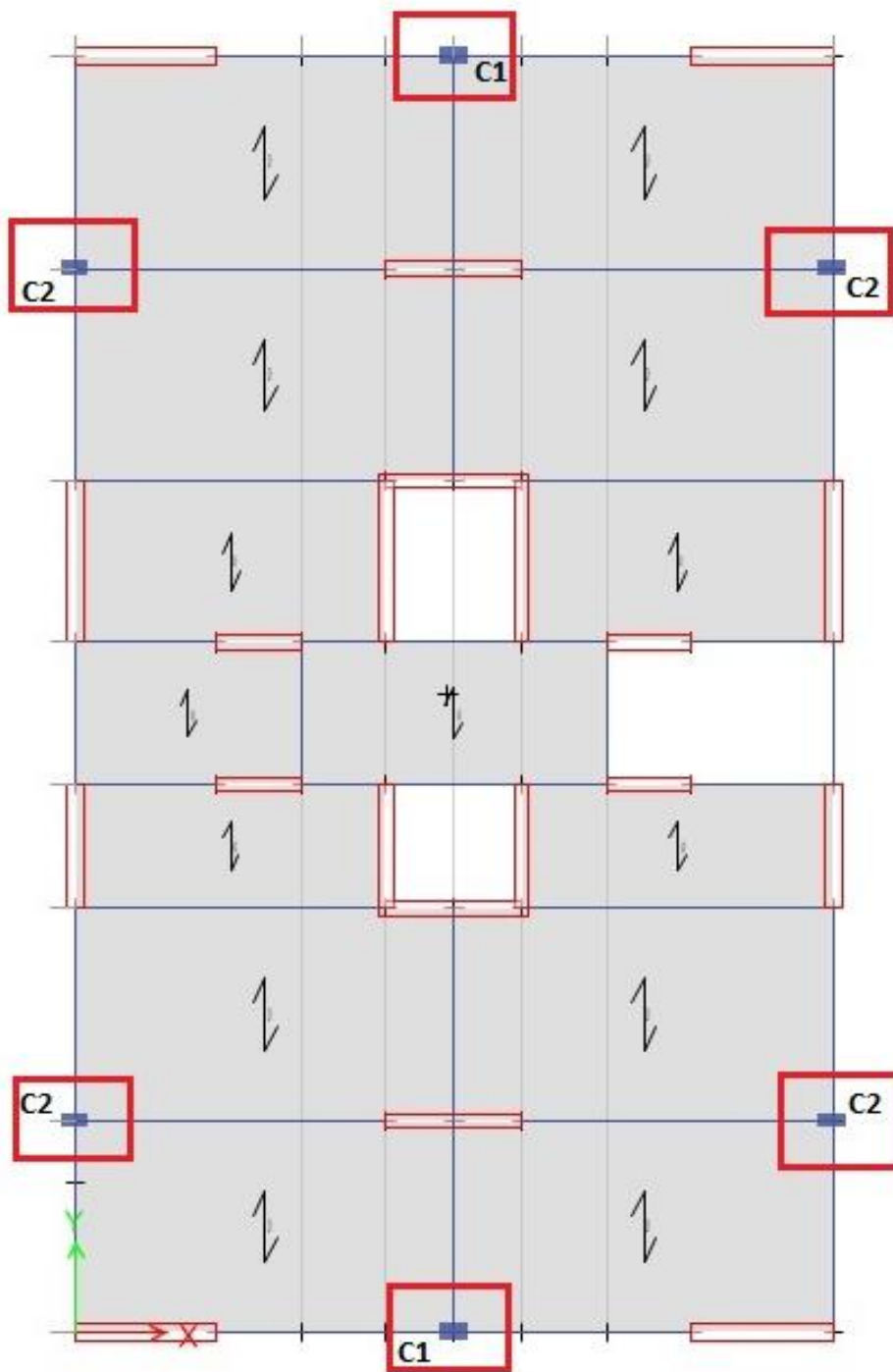


Fig. 4.1. Ubicación de columnas en modelo inicial

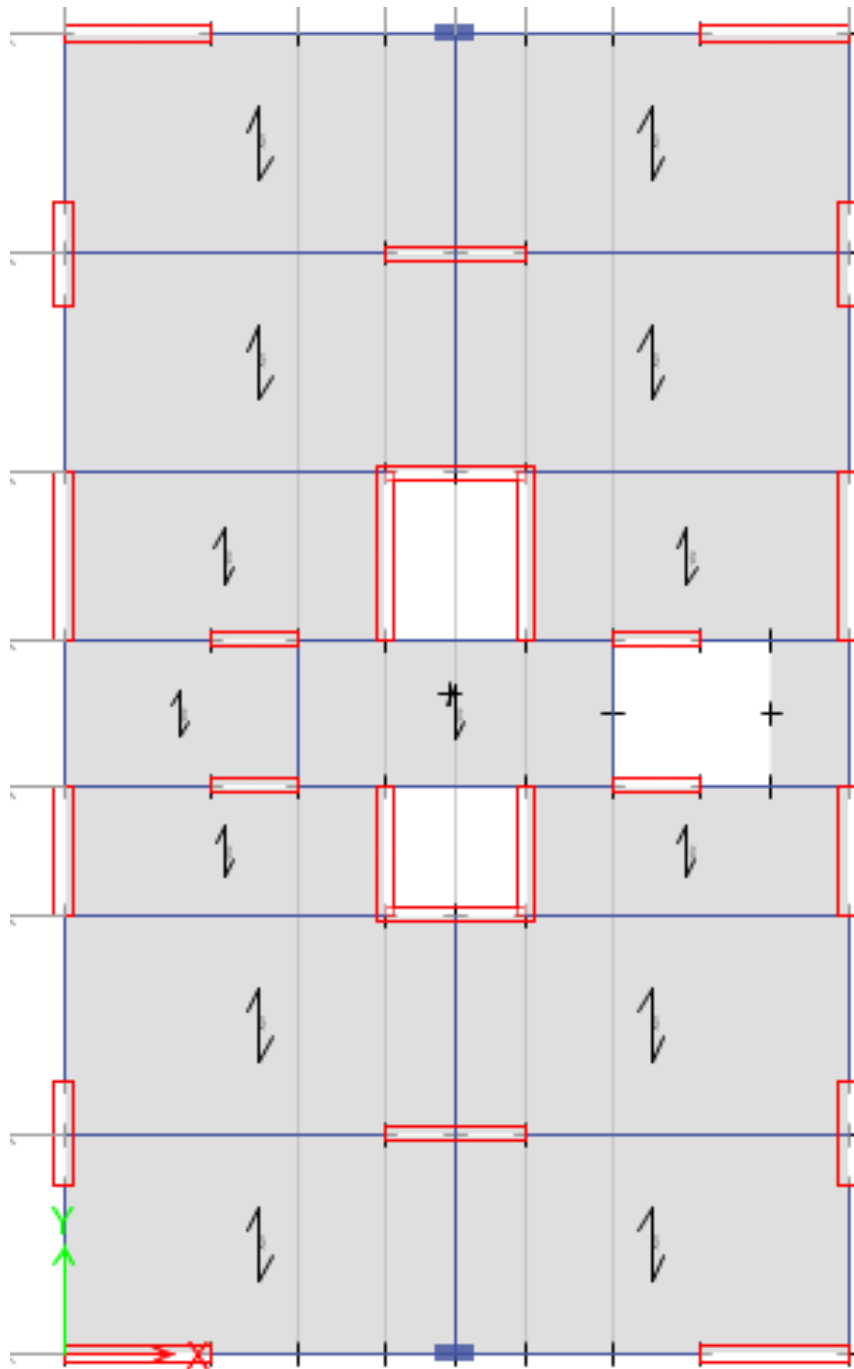


Fig. 4.2. Reestructuración convencional de edificación

4.3. ANALISIS ESTRUCTURAL

En esta ocasión se realizará únicamente el análisis dinámico espectral considerando los mismos parámetros descritos en el capítulo anterior.

4.3.1. Análisis sísmico dinámico espectral

Se realizará el análisis dinámico al nuevo modelo utilizando el mismo espectro de pseudo-aceleraciones utilizado para el modelo inicial y se realizará nuevamente las verificaciones correspondientes para ambas direcciones de análisis.

4.3.1.1. Verificación de la masa participativa y modos de vibración

Se considera nuevamente 27 modos de vibración; 3 modos de vibración por nivel, uno por cada grado de libertad. Luego de realizado el análisis por el software verificaremos la masa que participa en el análisis modal y los desplazamientos originados por los modos principales.

A continuación se muestra las masas participativas por cada modo de vibración y los desplazamientos de los tres primeros modos de vibración.

:

Modo	UX	UY	RZ
1	70.26%	0.01%	0.02%
2	0.01%	70.48%	0.06%
3	0.02%	0.06%	70.97%
4	0.01%	14.85%	0.02%
5	15.65%	0.01%	0.01%
6	0.03%	0.02%	14.38%
7	6.00%	0.00%	0.01%
8	0.00%	6.20%	0.01%
9	0.00%	0.01%	6.05%
10	3.07%	0.00%	0.00%
11	0.00%	3.26%	0.00%
12	0.00%	0.00%	3.23%
13	1.76%	0.00%	0.00%
14	0.00%	1.85%	0.00%
15	0.00%	0.00%	1.88%
16	1.03%	0.00%	0.00%
17	0.00%	0.00%	0.00%
18	0.00%	0.00%	0.00%
19	0.00%	0.51%	0.00%
20	0.00%	0.00%	0.00%
21	0.00%	0.38%	0.00%
22	0.00%	0.00%	0.00%
23	0.00%	0.08%	0.00%
24	0.00%	0.00%	0.00%
25	0.00%	0.00%	0.00%
26	0.00%	0.01%	0.00%
27	0.00%	0.00%	0.00%
Sum	97.85%	97.74%	96.65%

Tabla 4.1. Masa participativa por modo de vibración – reestructuración convencional

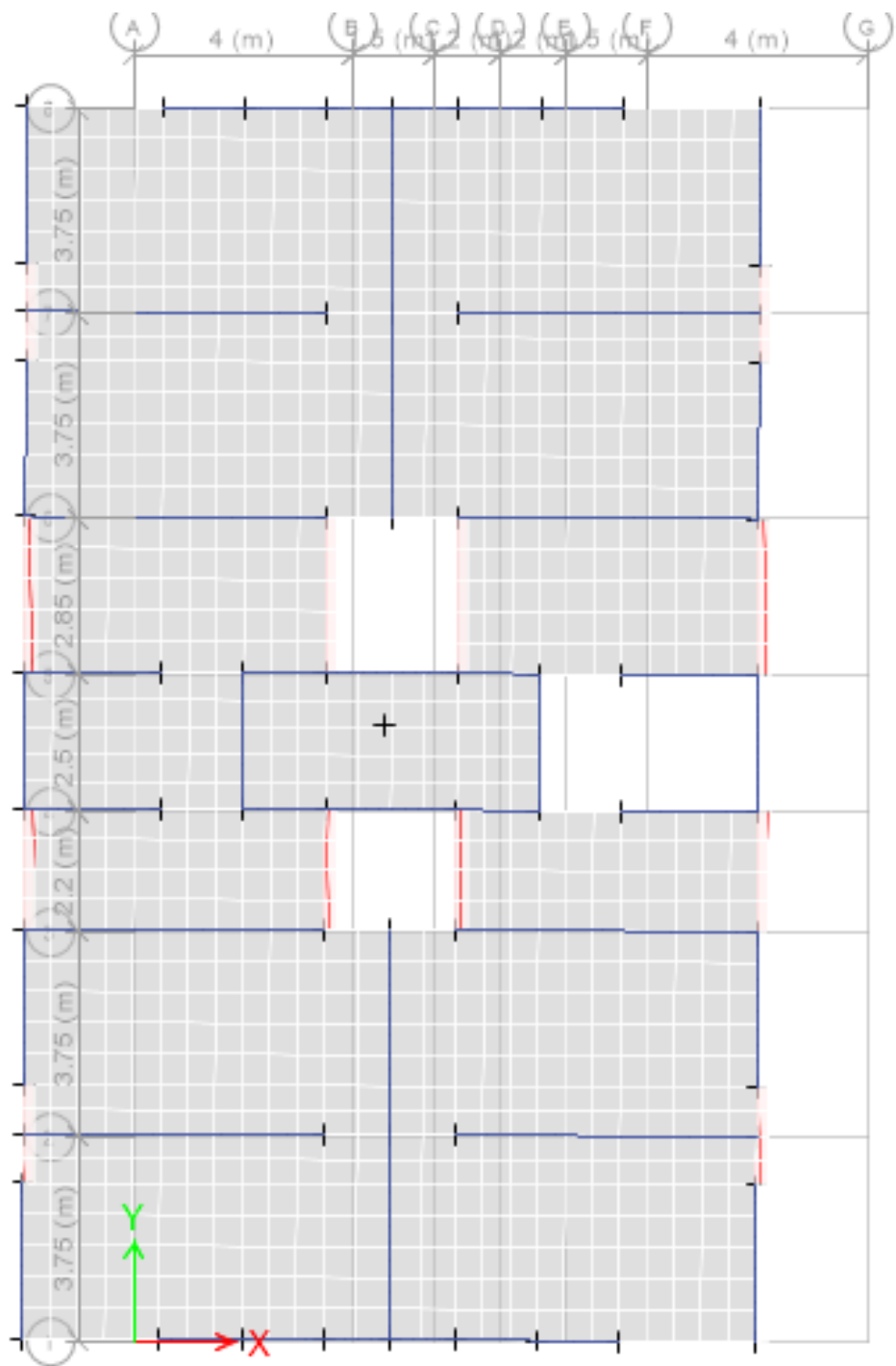


Fig. 4.3. Desplazamiento del primer modo de vibración – edificación convencional

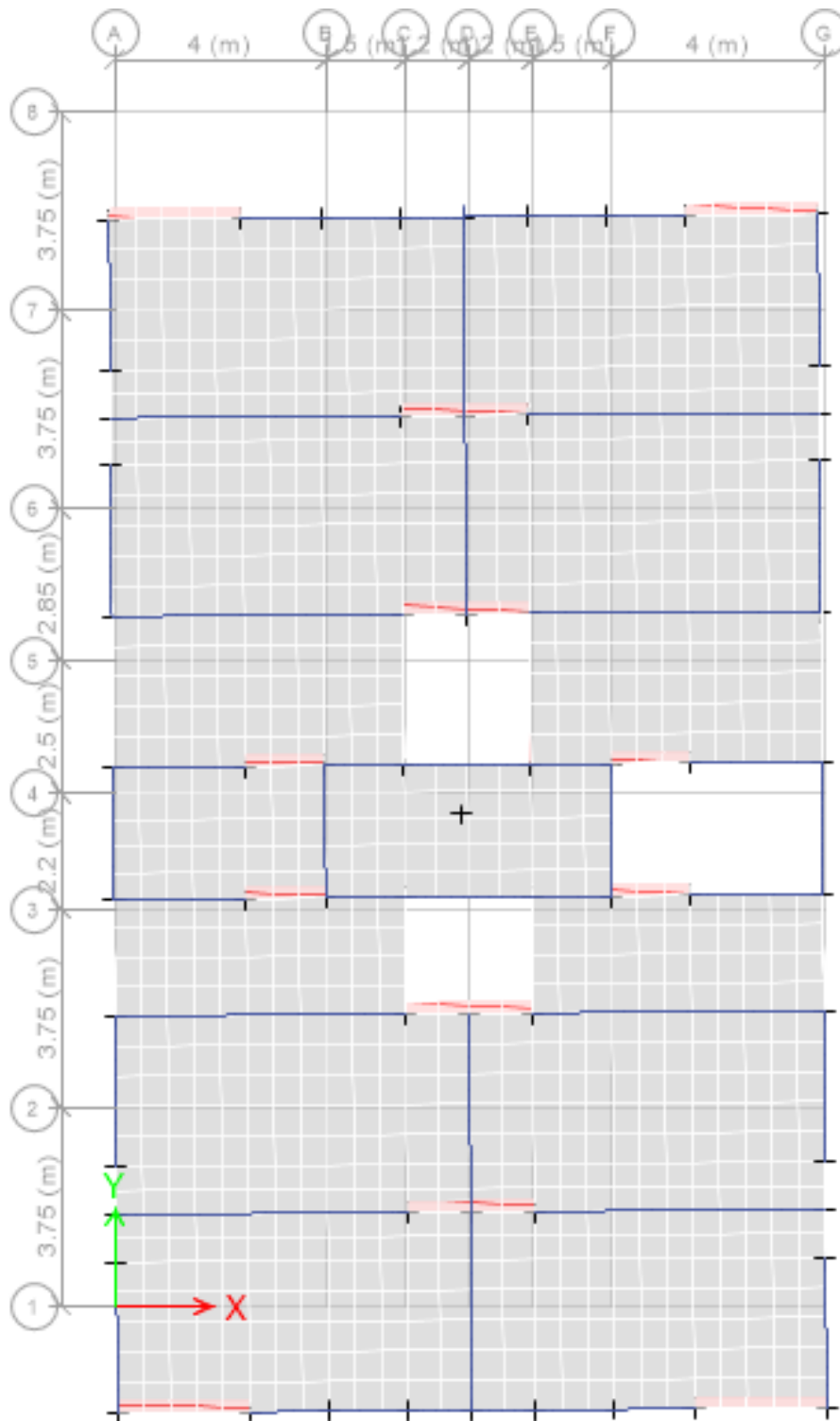


Fig. 4.4. Desplazamiento del segundo modo de vibración – edificación convencional

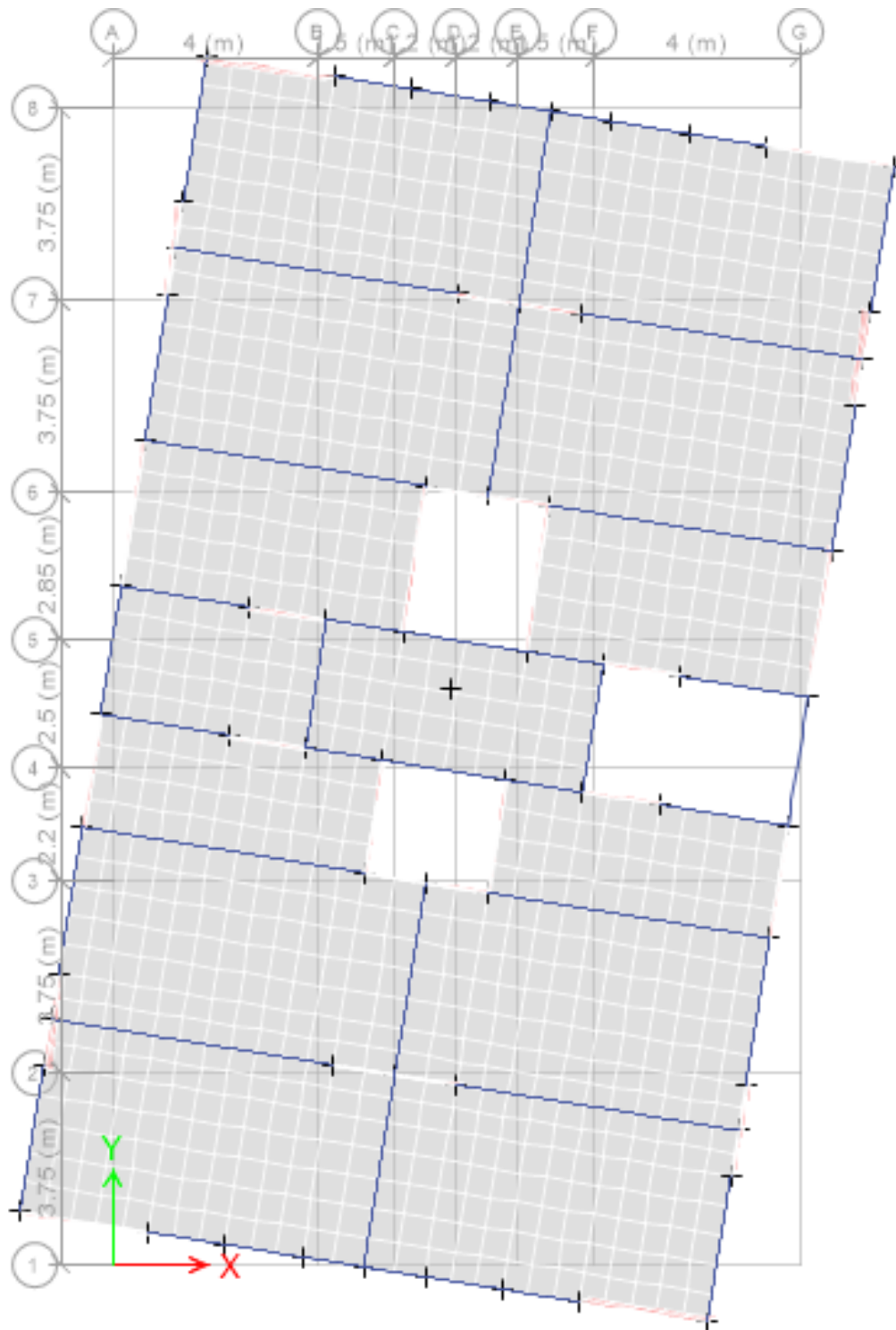


Fig. 4.5. Desplazamiento del tercer modo de vibración – edificación convencional

Se comprueba que con los 27 modos considerados se supera el 90% de participación de masa en todas las direcciones. Así mismo, se observa que ahora en el primer modo de vibración predomina el desplazamiento en la dirección X-X, y en el segundo predomina el desplazamiento en la dirección Y-Y; esto debido a haber aumentado las placas en la dirección Y-Y siendo ahora la dirección X-X la menos rígida. En el tercer modo continúa predominando la rotación alrededor del eje Z-Z, comprobando nuevamente que no existen problemas de torsión en el edificio.

4.3.1.2. Verificación de desplazamientos

Luego de incrementar la rigidez en la dirección más débil, se espera cumplir con las derivas normativas. Debido a que se modificaron también elementos en X-X se verificarán los desplazamientos en ambas direcciones. Se muestran los desplazamientos en las siguientes tablas:

Nivel	D. Elástico X-X (mm)	0.75 R x D (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión ‰	Límite normativo ‰
9	34	153	3000	5.55	7.00
8	30.3	136.35	3000	6.00	7.00
7	26.3	118.35	3000	6.45	7.00
6	22	99	3000	6.90	7.00
5	17.4	78.3	3000	6.90	7.00
4	12.8	57.6	3000	6.75	7.00
3	8.3	37.35	3000	5.85	7.00
2	4.4	19.8	3000	4.50	7.00
1	1.4	6.3	3000	2.10	7.00

Tabla 4.2. Desplazamientos y derivas en dirección X-X – Reestructuración convencional

Nivel	D. Elástico Y-Y (mm)	0.75 R x D (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión ‰	Límite normativo ‰
9	33.4	150.3	3000	5.40	7.00
8	29.8	134.1	3000	5.70	7.00
7	26	117	3000	6.30	7.00
6	21.8	98.1	3000	6.75	7.00
5	17.3	77.85	3000	6.90	7.00
4	12.7	57.15	3000	6.60	7.00
3	8.3	37.35	3000	6.00	7.00
2	4.3	19.35	3000	4.50	7.00
1	1.3	5.85	3000	1.95	7.00

Tabla 4.3. Desplazamientos y derivas en dirección Y-Y – Reestructuración convencional

Podemos observar que luego de la reestructuración realizada se cumplen las derivas máximas en ambas direcciones de análisis. Se considera correcto el incremento de placas en la dirección Y-Y. El modelo queda listo para el diseño de los elementos estructurales.

4.3.1.3. Resultados de análisis sísmico dinámico

- En los dos primeros modos de vibración, predominan con un gran porcentaje de masa participativa los desplazamientos en ambas direcciones de análisis, mientras que en el tercer modo de vibración predomina la rotación, por lo que se entiende que la reestructuración y ubicación de elementos adicionales no genera torsiones en el edificio.
- Las derivas máximas del modelo reestructurado son de 6.90 ‰ y 6.75 ‰ para las direcciones X-X y Y-Y, respectivamente, estando ambas debajo del límite indicado en la norma E.030.

CAPÍTULO V

REESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICACIÓN CON DISIPADORES DE ENERGÍA

5.1. GENERALIDADES

En el presente capítulo se busca solucionar el problema de las derivas del modelo inicial. Se buscará incrementar el amortiguamiento del edificio mediante la inclusión de disipadores de energía viscosos al sistema estructural, los cuales se encargarán de absorber gran porcentaje de la energía sísmica logrando minimizar las fuerzas y deformaciones inelásticas que asumirán los elementos estructurales de concreto armado.

Los siguientes procedimientos están basados en normativas nacionales e internacionales como la E.030; ASCE 7-10, FEMA 273-274.

5.2. ANALISIS SÍSMICO PRELIMINAR

Debido a que el problema del modelo inicial es únicamente en la dirección Y-Y solo se considerará implementar los disipadores de energía en dicho sentido. Antes de insertar los disipadores en nuestro modelo es necesario conocer las propiedades que debemos asignarle para lograr controlar nuestras derivas; siendo estas propiedades la rigidez del elemento y el coeficiente de amortiguamiento por lo que el primer paso para calcularlos será realizar un análisis sísmico para obtener las derivas máximas y nuestra deriva objetivo.

La norma americana ASCE 7-10 recomienda realizar un análisis tiempo-historia por lo que siguiendo este criterio lo realizaremos utilizando un mínimo de 3 registros sísmicos de aceleración escalados a un espectro de aceleraciones calculado con el factor de reducción sísmica $R=1$, de acuerdo a la indicado también en la norma peruana E.030.

5.2.1. Análisis sísmico dinámico espectral $R=1$

Se deberá realizar un análisis dinámico espectral con $R=1$ con el fin de obtener las nuevas derivas que se tomarán como referencia para determinar el registro sísmico de aceleraciones adecuado para el análisis tiempo historia de la edificación con disipadores.

El espectro de diseño a utilizar se elaborará con los parámetros usados en los capítulos anteriores variando únicamente el valor de R por el valor de 1. Debido a esto, y de acuerdo a la E.030, los desplazamientos y derivas ya no se multiplicarán por el 75% de R para el cálculo del desplazamiento inelástico.

5.2.1.1. Verificación de desplazamientos

Debido a que no se realizaron cambios en los elementos estructurales del edificio, la única variación con los análisis anteriores serán los desplazamientos y derivas, que se verán amplificados debido a haber incrementado la magnitud de la fuerza sísmica.

Las derivas resultantes servirán únicamente como referencia para los posteriores cálculos por lo que no deberán compararse con las derivas máximas de la E.030.

Se muestran los resultados en las siguientes tablas.

Nivel	D. Y-Y (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión ‰
9	277.68	3000	10.94
8	244.88	3000	11.51
7	210.36	3000	12.15
6	173.92	3000	12.58
5	136.19	3000	12.55
4	98.52	3000	11.85
3	62.96	3000	10.25
2	32.20	3000	7.50
1	9.70	3000	3.23

Tabla 5.1. Derivas en dirección Y-Y – análisis dinámico R=1

Como se observa, la deriva máxima se presenta en el nivel 6 con un valor de 12.58‰.

5.2.2. Análisis sísmico dinámico Tiempo – historia.

Luego de haber realizado el análisis dinámico espectral con $R=1$ procederemos a realizar el análisis tiempo-historia para el cual, según la E.030, necesitaremos un mínimo de tres conjuntos de registros sísmicos de aceleraciones del terreno, cada uno con dos componentes en direcciones ortogonales.

Para nuestro edificio consideramos cuatro registros de aceleraciones correspondientes a los sismos de Moquegua 2001, Moyobamba 2005, Ica 2007 y Tacna 2014 por ser los ubicados en las zonas más parecidas al suelo de la ciudad de Trujillo; se obtuvieron los registros de la Red Acelerográfica del CISMID y se escalaron al espectro generado anteriormente. A continuación se describe el análisis y resultados de cada uno de los registros considerados.

5.2.2.1. TH – Moquegua 2001

Los registros obtenidos nos brindan las aceleraciones del suelo en la dirección de Norte a Sur (NS) y de Este a Oeste (EO). En este y los demás sismos de diseño se considerarán dos casos de análisis; el primero cuando el registro NS actúa en X-X y el registro EO en Y-Y, y el segundo caso cuando el registro NS actúa en Y-Y y el registro EO en X-X.

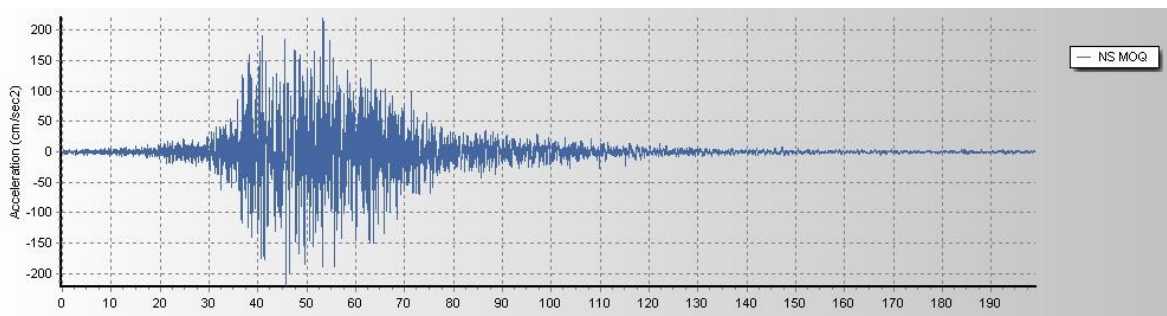


Fig. 5.1. Registro de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Norte a Sur

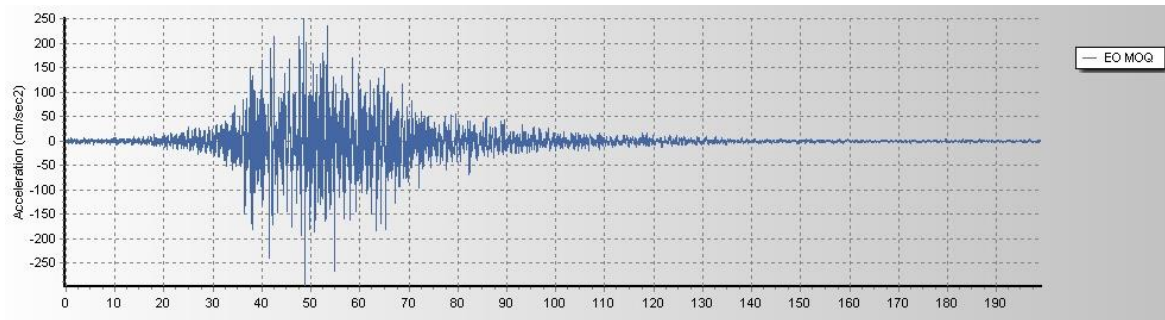


Fig. 5.2. Registro de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Este a Oeste

Ambos registros se escalarán al sismo de diseño usando el software Seismo Match con el fin de obtener las aceleraciones que se usarán para el análisis tiempo – historia.

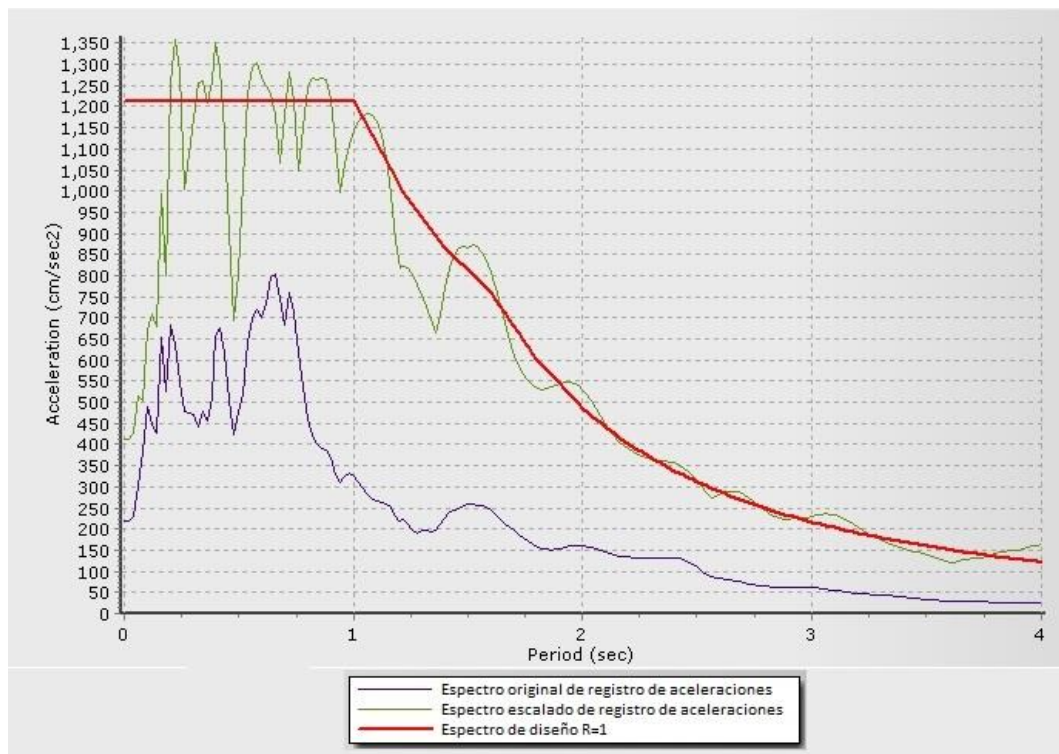


Fig. 5.3. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Este a Oeste

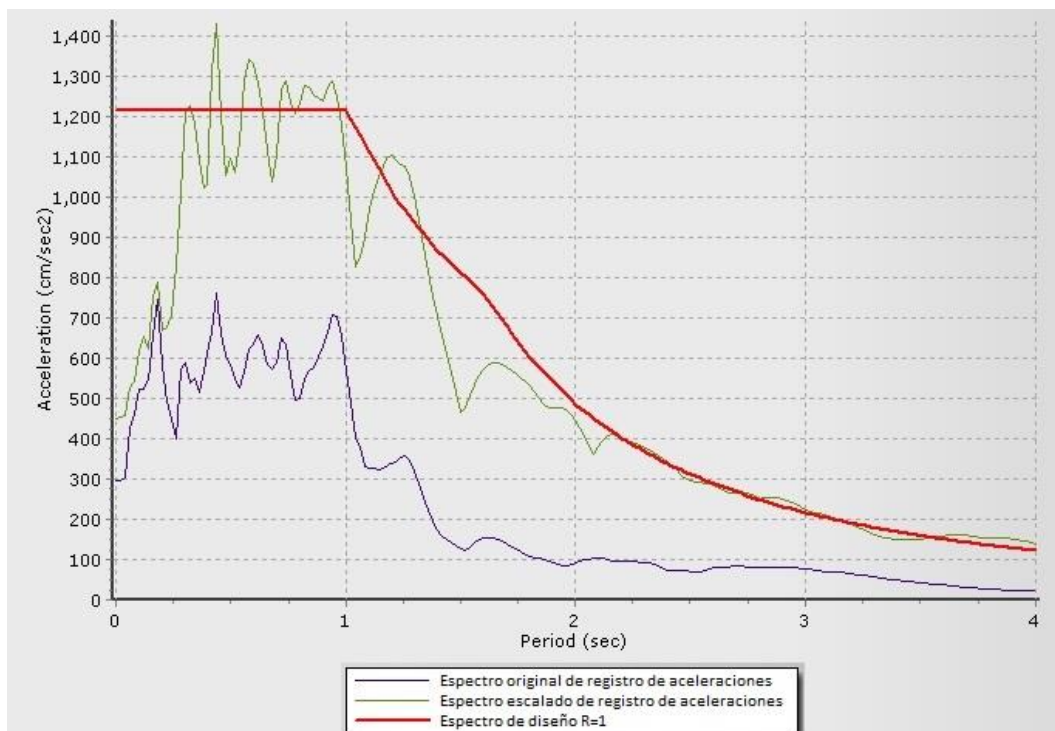


Fig. 5.4. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moquegua 2001 – dirección Este a Oeste

Luego de obtener los registros de aceleración escalados al sismo esperado se procede a realizar un análisis lineal tiempo – historia para obtener los desplazamientos generados por el mismo.

Story	R=1	TH-CASO1 Max		TH-CASO2 Max	
	DY Max	Max Drift Y	DIF.	Max Drift Y	DIF.
Story9	0.0109	0.0101	0.0008	0.0113	-0.0004
Story8	0.0115	0.0107	0.0008	0.0119	-0.0004
Story7	0.0121	0.0113	0.0008	0.0125	-0.0003
Story6	0.0126	0.0118	0.0008	0.0128	-0.0002
Story5	0.0126	0.0118	0.0007	0.0126	0.0000
Story4	0.0119	0.0112	0.0006	0.0117	0.0001
Story3	0.0103	0.0097	0.0005	0.0101	0.0002
Story2	0.0075	0.0071	0.0004	0.0073	0.0002
Story1	0.0032	0.0031	0.0001	0.0031	0.0001

Tabla 5.2. Derivas de análisis TH Sismo de Moquegua 2001 – Dirección Y-Y

Como se observa el Caso 1 nos arroja una deriva máxima de 11.8‰ mientras que el Caso 2, una deriva máxima de 12.8‰. Los valores difieren máximo en 0.8‰ respecto a las derivas producidas por el análisis dinámico espectral.

5.2.2.2. TH – Moyobamba 2005

Los registros obtenidos nos brindan las aceleraciones del suelo en la dirección de Norte a Sur (NS) y de Este a Oeste (EO). En este y los demás sismos de diseño se considerarán dos casos de análisis; el primero cuando el registro NS actúa en X-X y el registro EO en Y-Y, y el segundo caso cuando el registro NS actúa en Y-Y y el registro EO en X-X.

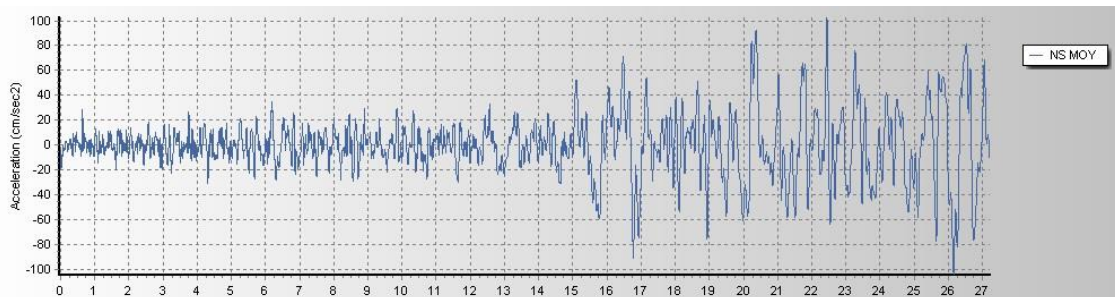


Fig. 5.5. Registro de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Norte a Sur

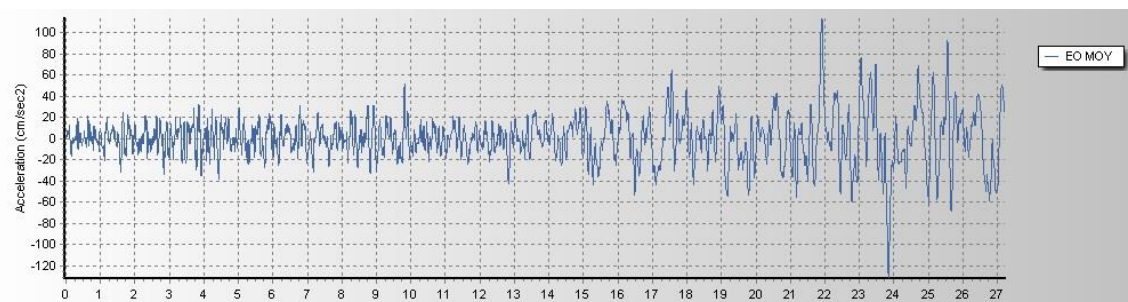


Fig. 5.6. Registro de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Este a Oeste

Ambos registros se escalarán al sismo de diseño usando el software Seismo Match con el fin de obtener las aceleraciones que se usarán para el análisis tiempo – historia.

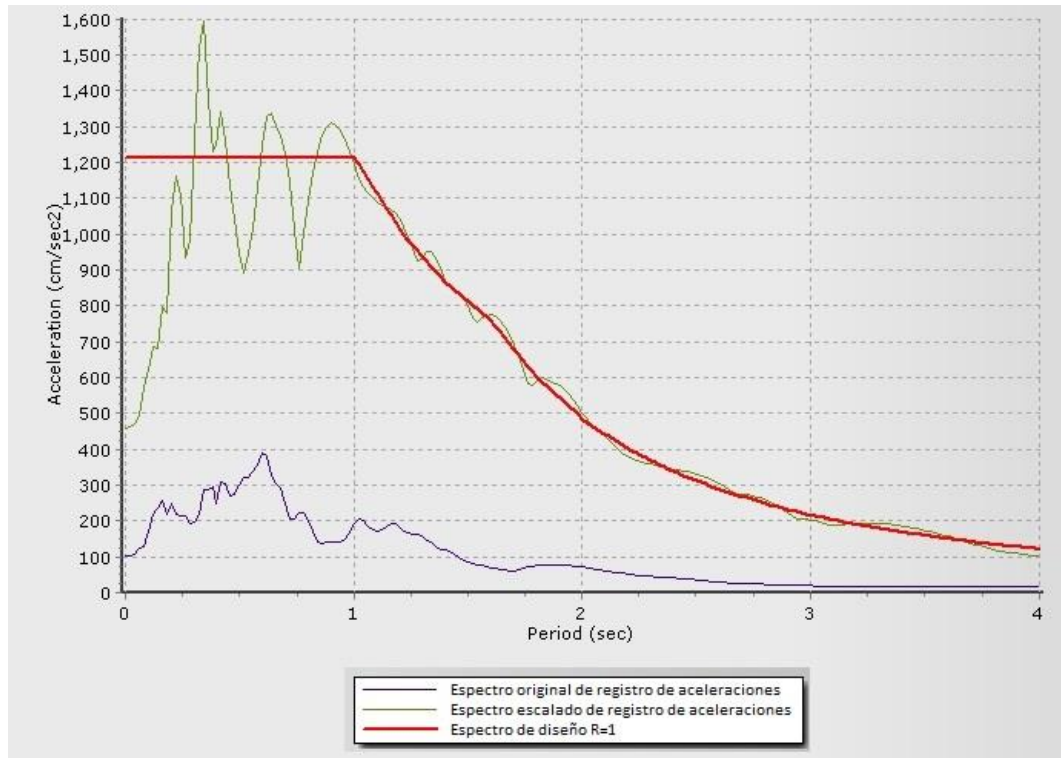


Fig. 5.7. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Norte a Sur

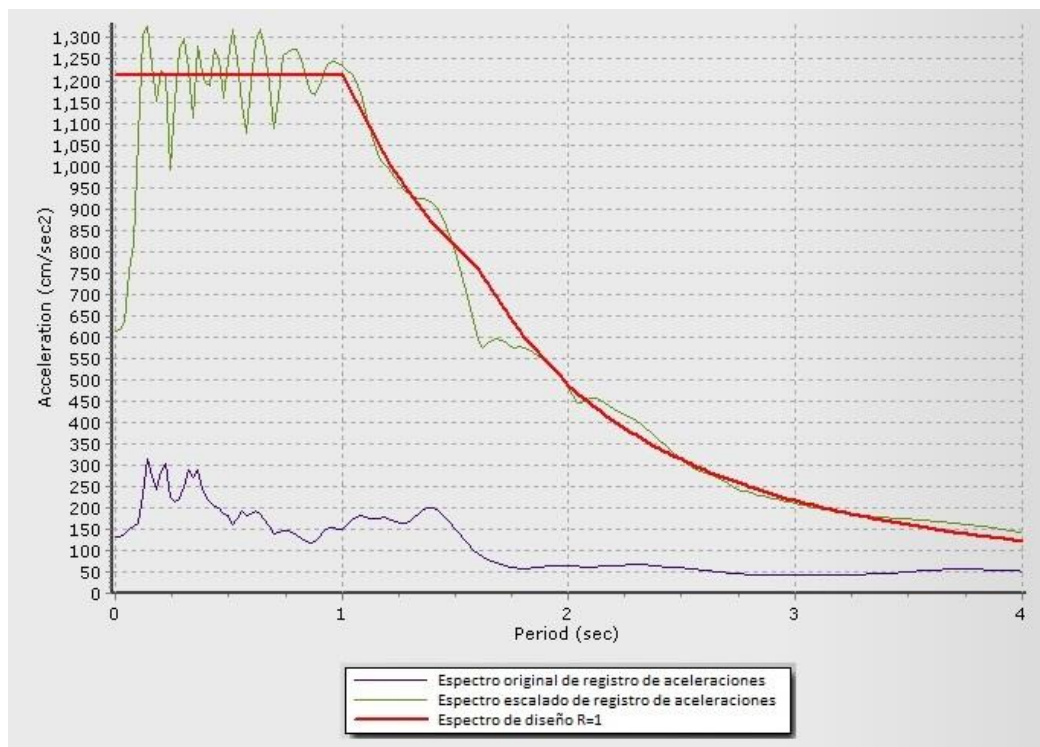


Fig. 5.8. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Moyobamba 2005 – dirección Este a Oeste

Luego de obtener los registros de aceleración escalados al sismo esperado se procede a realizar un análisis lineal tiempo – historia para obtener los desplazamientos generados por el mismo.

A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos en la dirección Y-Y en ambos casos de análisis.

Story	R=1	TH-CASO1 Max		TH-CASO2 Max	
	DY Max	Max Drift Y	DIF.	Max Drift Y	DIF.
Story9	0.0109	0.0080	0.0029	0.0112	-0.0002
Story8	0.0115	0.0085	0.0030	0.0118	-0.0003
Story7	0.0121	0.0090	0.0031	0.0125	-0.0003
Story6	0.0126	0.0094	0.0032	0.0130	-0.0004
Story5	0.0126	0.0095	0.0031	0.0131	-0.0005
Story4	0.0119	0.0091	0.0028	0.0124	-0.0005
Story3	0.0103	0.0079	0.0023	0.0108	-0.0005
Story2	0.0075	0.0059	0.0016	0.0080	-0.0005
Story1	0.0032	0.0026	0.0007	0.0035	-0.0002

Tabla 5.3. Derivas de análisis TH Sismo de Moyobamba 2005 – Dirección Y-Y

Como se observa el Caso 1 nos arroja una deriva máxima de 9.5‰ mientras que el Caso 2, una deriva máxima de 13.1‰. Los valores difieren máximo en 3.2‰ respecto a las derivas producidas por el análisis dinámico espectral.

5.2.2.3. TH – Ica 2007

Los registros obtenidos nos brindan las aceleraciones del suelo en la dirección de Norte a Sur (NS) y de Este a Oeste (EO). En este y los demás sismos de diseño se considerarán dos casos de análisis; el primero cuando el registro NS actúa en X-X y el registro EO en Y-Y, y el segundo caso cuando el registro NS actúa en Y-Y y el registro EO en X-X.

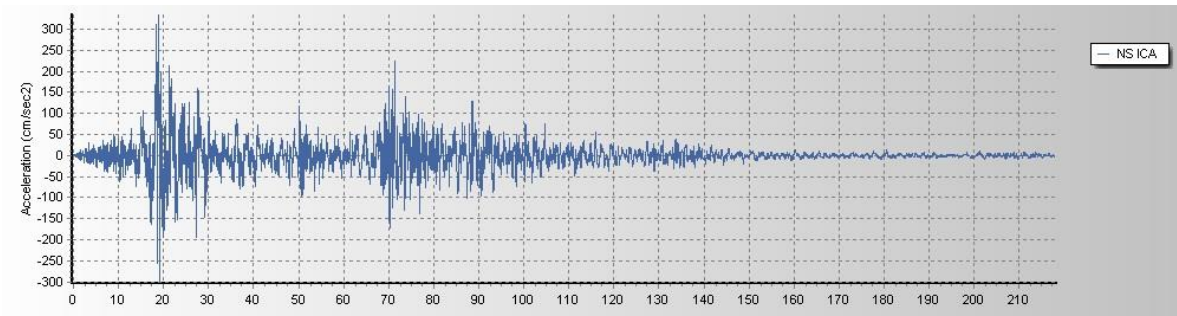


Fig. 5.9. Registro de aceleraciones Sismo Ica 2007 – dirección Norte a Sur

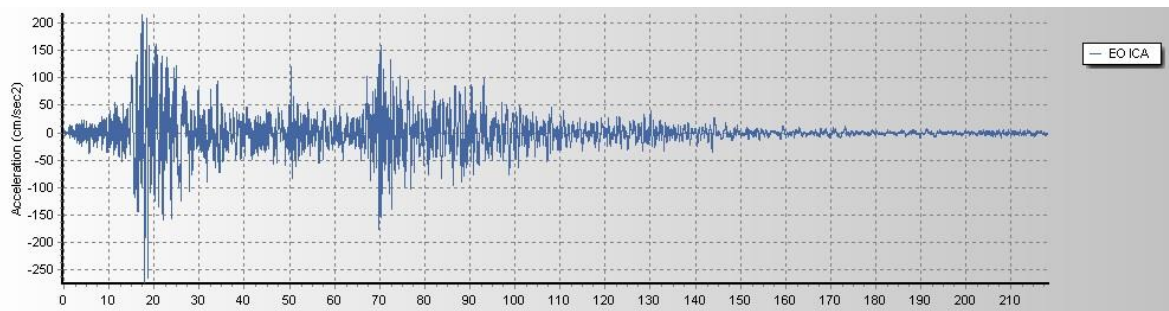


Fig. 5.10. Registro de aceleraciones Sismo Ica 2007 – dirección Este a Oeste

Ambos registros se escalarán al sismo de diseño usando el software Seismo Match con el fin de obtener las aceleraciones que se usarán para el análisis tiempo – historia.

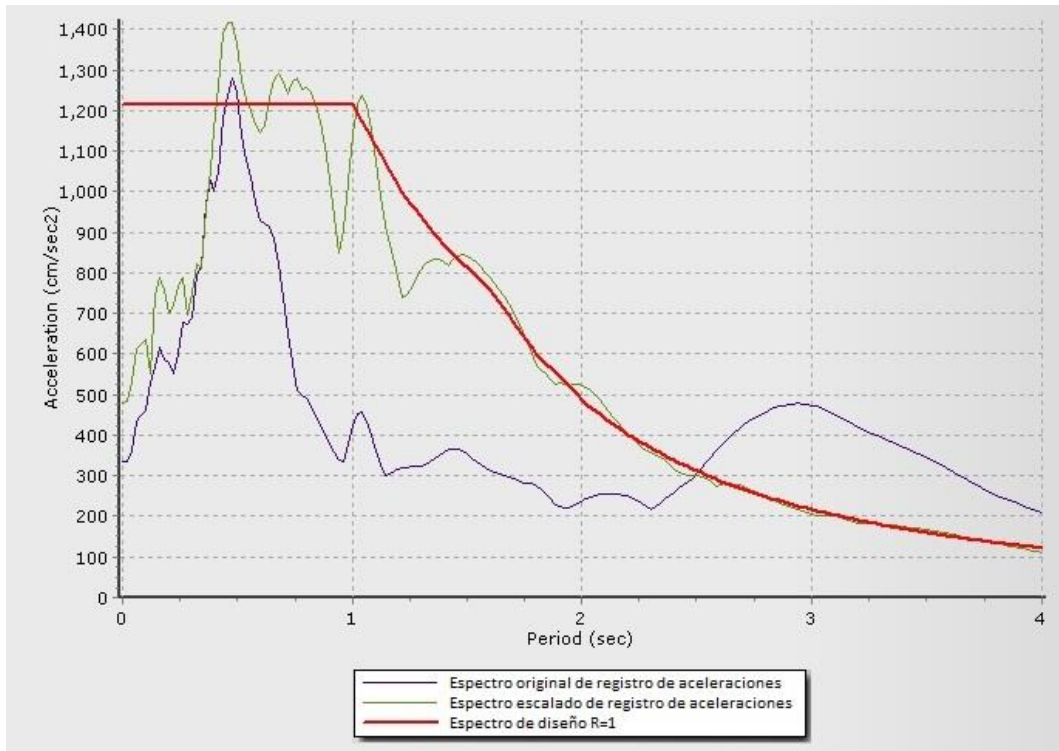


Fig. 5.11. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Ica 2007– dirección Norte a Sur

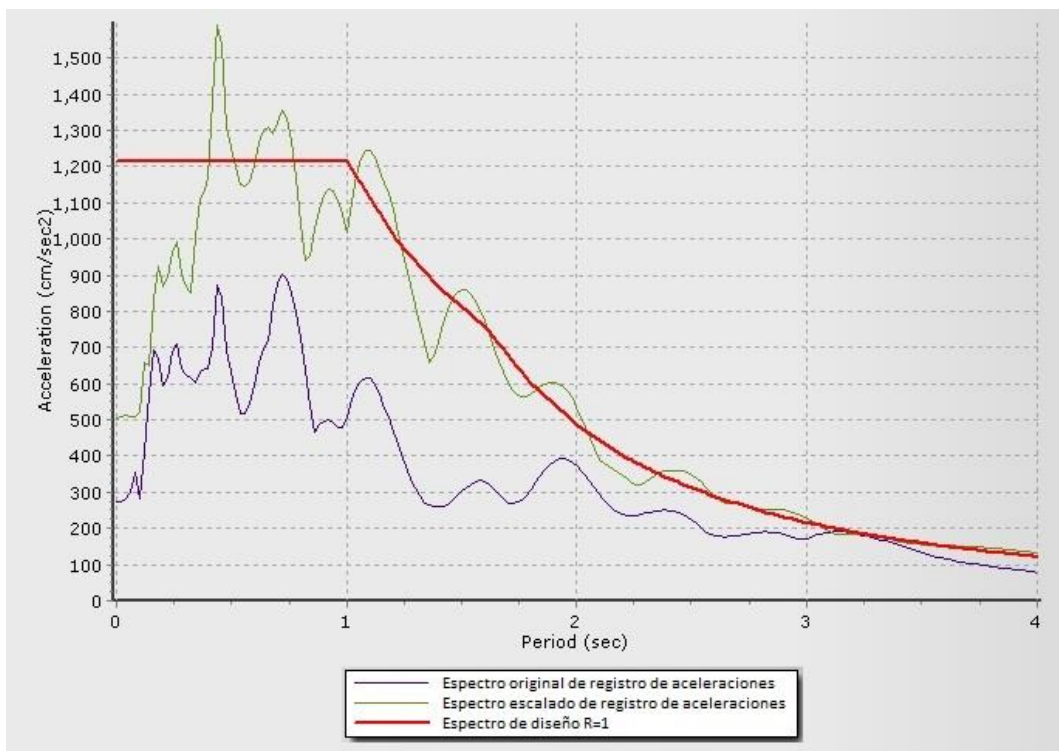


Fig. 5.12. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Ica 2007– dirección Este a Oeste

Luego de obtener los registros de aceleración escalados al sismo esperado se procede a realizar un análisis lineal tiempo – historia para obtener los desplazamientos generados por el mismo.

A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos en la dirección Y-Y en ambos casos de análisis.

Story	R=1	TH-CASO1 Max		TH-CASO2 Max	
	DY Max	Max Drift Y	DIF.	Max Drift Y	DIF.
Story9	0.0109	0.0116	-0.0006	0.0111	-0.0002
Story8	0.0115	0.0122	-0.0007	0.0117	-0.0002
Story7	0.0121	0.0129	-0.0008	0.0124	-0.0003
Story6	0.0126	0.0135	-0.0009	0.0129	-0.0003
Story5	0.0126	0.0135	-0.0009	0.0129	-0.0004
Story4	0.0119	0.0128	-0.0009	0.0122	-0.0004
Story3	0.0103	0.0111	-0.0008	0.0106	-0.0004
Story2	0.0075	0.0081	-0.0006	0.0078	-0.0003
Story1	0.0032	0.0035	-0.0003	0.0033	-0.0001

Tabla 5.4. Derivas de análisis TH Sismo de Ica 2007 – Dirección Y-Y

Como se observa el Caso 1 nos arroja una deriva máxima de 13.5‰ mientras que el Caso 2, una deriva máxima de 12.9‰. Los valores difieren máximo en 0.9‰ respecto a las derivas producidas por el análisis dinámico espectral.

5.2.2.4. TH – Tacna 2014

Los registros obtenidos nos brindan las aceleraciones del suelo en la dirección de Norte a Sur (NS) y de Este a Oeste (EO). En este y los demás sismos de diseño se considerarán dos casos de análisis; el primero cuando el registro NS actúa en X-X y el registro EO en Y-Y, y el segundo caso cuando el registro NS actúa en Y-Y y el registro EO en X-X.

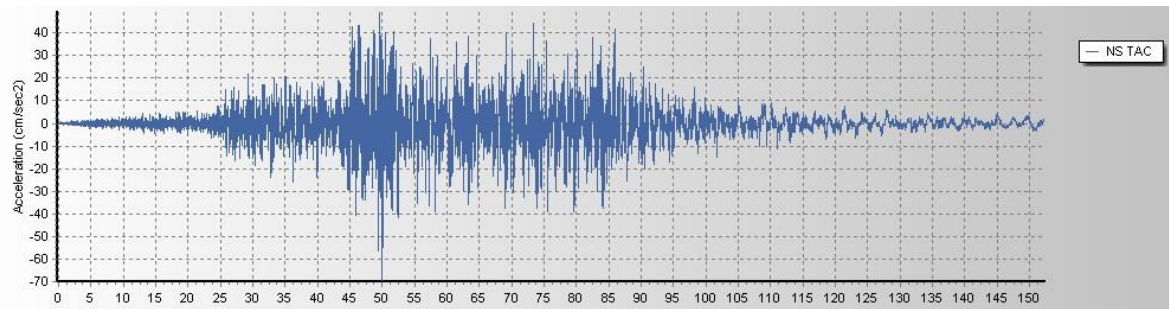


Fig. 5.13. Registro de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Norte a Sur

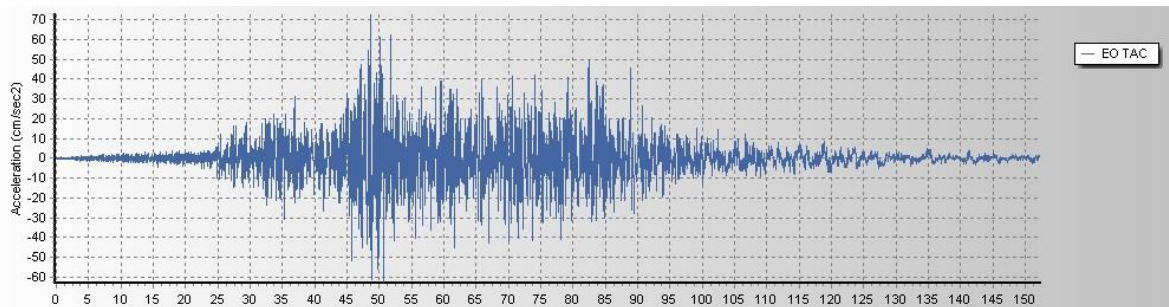


Fig. 5.14. Registro de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Este a Oeste

Ambos registros se escalarán al sismo de diseño usando el software Seismo Match con el fin de obtener las aceleraciones que se usarán para el análisis tiempo – historia.

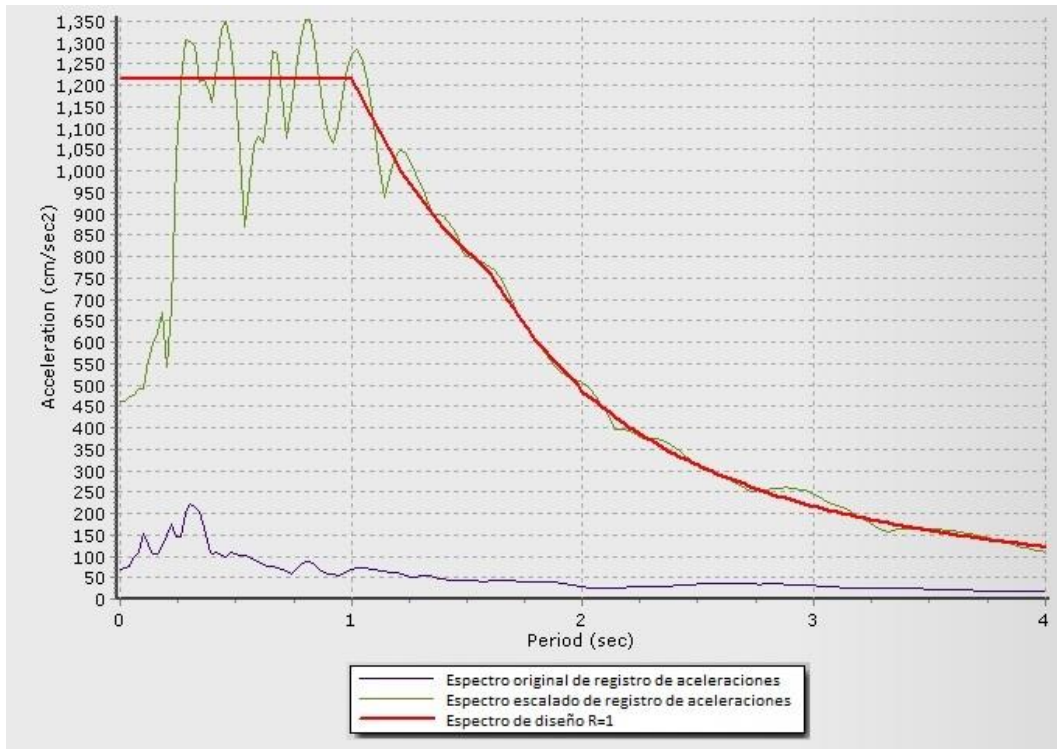


Fig. 5.15. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Norte a Sur

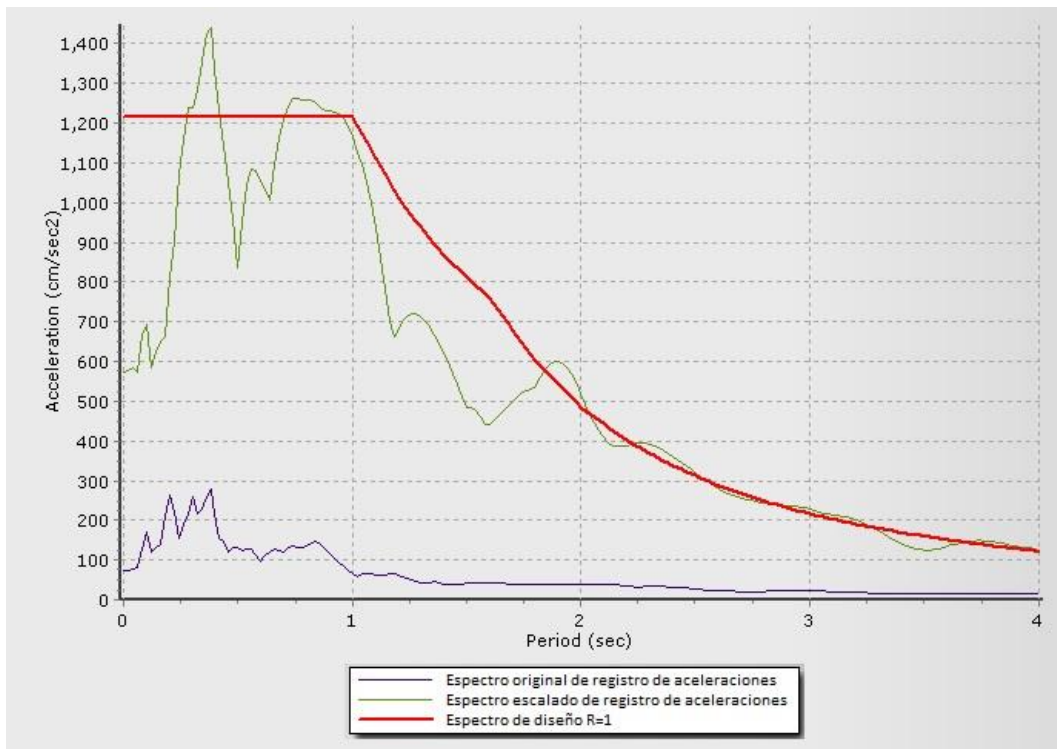


Fig. 5.16. Registro amplificado de aceleraciones Sismo Tacna 2014 – dirección Este a Oeste

Luego de obtener los registros de aceleración escalados al sismo esperado se procede a realizar un análisis lineal tiempo – historia para obtener los desplazamientos generados por el mismo.

A continuación se muestran los desplazamientos obtenidos en la dirección Y-Y en ambos casos de análisis.

Story	R=1	TH-CASO1 Max		TH-CASO2 Max	
	DY Max	Max Drift Y	DIF.	Max Drift Y	DIF.
Story9	0.0109	0.0113	-0.0004	0.0107	0.0002
Story8	0.0115	0.0119	-0.0004	0.0113	0.0002
Story7	0.0121	0.0126	-0.0005	0.0118	0.0003
Story6	0.0126	0.0130	-0.0005	0.0122	0.0004
Story5	0.0126	0.0130	-0.0004	0.0121	0.0005
Story4	0.0119	0.0122	-0.0003	0.0113	0.0006
Story3	0.0103	0.0105	-0.0002	0.0097	0.0006
Story2	0.0075	0.0076	-0.0001	0.0070	0.0005
Story1	0.0032	0.0033	0.0000	0.0030	0.0003

Tabla 5.5. Derivas de análisis TH Sismo de Tacna 2014 – Dirección Y-Y

Como se observa el Caso 1 nos arroja una deriva máxima de 13.0‰ mientras que el Caso 2, una deriva máxima de 12.2‰. Los valores difieren máximo en 0.6‰ respecto a las derivas producidas por el análisis dinámico espectral.

5.2.2.5. Elección del sismo de diseño

Luego de realizar el análisis tiempo – historia con los cuatro sismos deberemos elegir el sismo que utilizaremos para hacer el análisis del edificio con disipadores. Para esto; de acuerdo a lo que nos dice la norma E.030, debido a que hemos usado menos de 7 registros sísmicos deberemos considerar los valores máximos entre todos los resultados obtenidos; sin embargo se recomienda excluir los registros que hayan arrojado una

diferencia superior a 1.5‰ con respecto al análisis dinámico espectral realizado.

A continuación, se muestra las diferencias entre los análisis realizados.

Story	DY Espectral	MOQ 2001		MOYO 2005		ICA 2007		TACNA 2014	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
Story9	0.0109	-0.0008	0.0004	-0.0029	0.0002	0.0006	0.0002	0.0004	-0.0002
Story8	0.0115	-0.0008	0.0004	-0.0030	0.0003	0.0007	0.0002	0.0004	-0.0002
Story7	0.0121	-0.0008	0.0003	-0.0031	0.0003	0.0008	0.0003	0.0005	-0.0003
Story6	0.0126	-0.0008	0.0002	-0.0032	0.0004	0.0009	0.0003	0.0005	-0.0004
Story5	0.0126	-0.0007	0.0000	-0.0031	0.0005	0.0009	0.0004	0.0004	-0.0005
Story4	0.0119	-0.0006	-0.0001	-0.0028	0.0005	0.0009	0.0004	0.0003	-0.0006
Story3	0.0103	-0.0005	-0.0002	-0.0023	0.0005	0.0008	0.0004	0.0002	-0.0006
Story2	0.0075	-0.0004	-0.0002	-0.0016	0.0005	0.0006	0.0003	0.0001	-0.0005
Story1	0.0032	-0.0001	-0.0001	-0.0007	0.0002	0.0003	0.0001	0.0000	-0.0003
Maximo	0.0126	-0.0008	0.0004	-0.0032	0.0005	0.0009	0.0004	0.0005	-0.0006

Tabla 5.6. Diferencia de derivas entre análisis espectral R=1 y análisis TH con sismos de análisis

Como se observa en el cuadro la diferencia de las derivas del Caso 1 del sismo de Moyobamba 2005 respecto al análisis espectral supera el valor de 1.5‰ por lo que queda descartado para el análisis. Finalmente se elige el Caso 1 del sismo de Ica 2007 por ser el que tiene las derivas máximas.

Con este sismo se calcularán las propiedades de los disipadores a usar.

5.3. DETERMINACION DE LOS OBJETIVOS DE DISEÑO

Luego de realizar los análisis sísmicos sin disipadores a la estructura, se determinará el comportamiento que se espera con la inclusión de los disipadores con el fin de calcular sus propiedades.

Para esto se deberá calcular el amortiguamiento efectivo con el que deberá contar nuestra estructura con el fin de aminorar los desplazamientos y

luego calcular el amortiguamiento viscoso con el que deberá aportar el sistema de disipadores de energía viscosos.

Para ello haremos uso de la siguiente fórmula:

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_o}{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}$$

Donde β_o es el amortiguamiento inherente de la estructura, que por ser de concreto armado se considera el valor de 5%.

B_{eff} es el amortiguamiento efectivo que será nuestra incógnita a despejar; mientras que "B" es el factor de reducción de se calcula con la siguiente relación:

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}}$$

Donde $D_{máx}$ es la deriva máxima correspondiente al análisis tiempo historia con el registro seleccionado, valor que se indicó anteriormente.

$D_{objetivo}$ es la deriva que esperamos el edificio cuente luego de insertar los disipadores viscosos en la estructura; este valor deberá ser menor o igual a los máximos permisibles normativamente.

De acuerdo a la norma E.030, al realizar un análisis tiempo-historia, las derivas máximas permitidas se podrán amplificar con el factor 1.25 por lo que nuestra deriva esperada será de 8.75 ‰.

Con las fórmulas y variables descritas se calculó el amortiguamiento efectivo de la estructura obteniendo el valor de 20.61% al cual se le disminuirá el 5% del amortiguamiento inherente de la estructura obteniendo así el valor del amortiguamiento viscoso, el cual deberá ser asumido por los disipadores de energía viscosos.

$$B_H = 20.61 - 5 = 15.61\%$$

De acuerdo a recomendaciones del fabricante, el amortiguamiento viscoso debe oscilar en un rango entre 20 y 40% para garantizar un comportamiento

óptimo de los dispositivos. Considerando que únicamente necesitamos un amortiguamiento viscoso de 15.61% aumentaremos este valor hasta un 21% para dar un margen de seguridad.

Luego de haber modificado el valor del amortiguamiento viscoso deberemos realizar el proceso inverso para calcular ahora la deriva esperada que le corresponde al amortiguamiento viscoso escogido; la cual se deberá verificar luego de realizar el análisis sísmico con disipadores. Se tiene:

D máx (‰)	B _H (%)
8.75	15.61
7.97	21.00

Tabla 5.7. Deriva y amortiguamiento viscoso.

5.4. CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS DISIPADORES

Teniendo claro el comportamiento que esperamos de la estructura con disipadores, se procede a calcular las propiedades de los mismos con el fin de que tengan la capacidad necesaria para obtener los resultados esperados.

La disposición de los disipadores dentro de la estructura suele ser un proceso iterativo en el que se plantean distintas ubicaciones hasta encontrar el mejor desempeño de los dispositivos. Para este caso, consideraremos 2 disipadores por nivel ubicados en el primer y último pórtico de la dirección Y-Y por ser donde se concentra mayores fuerzas cortantes.

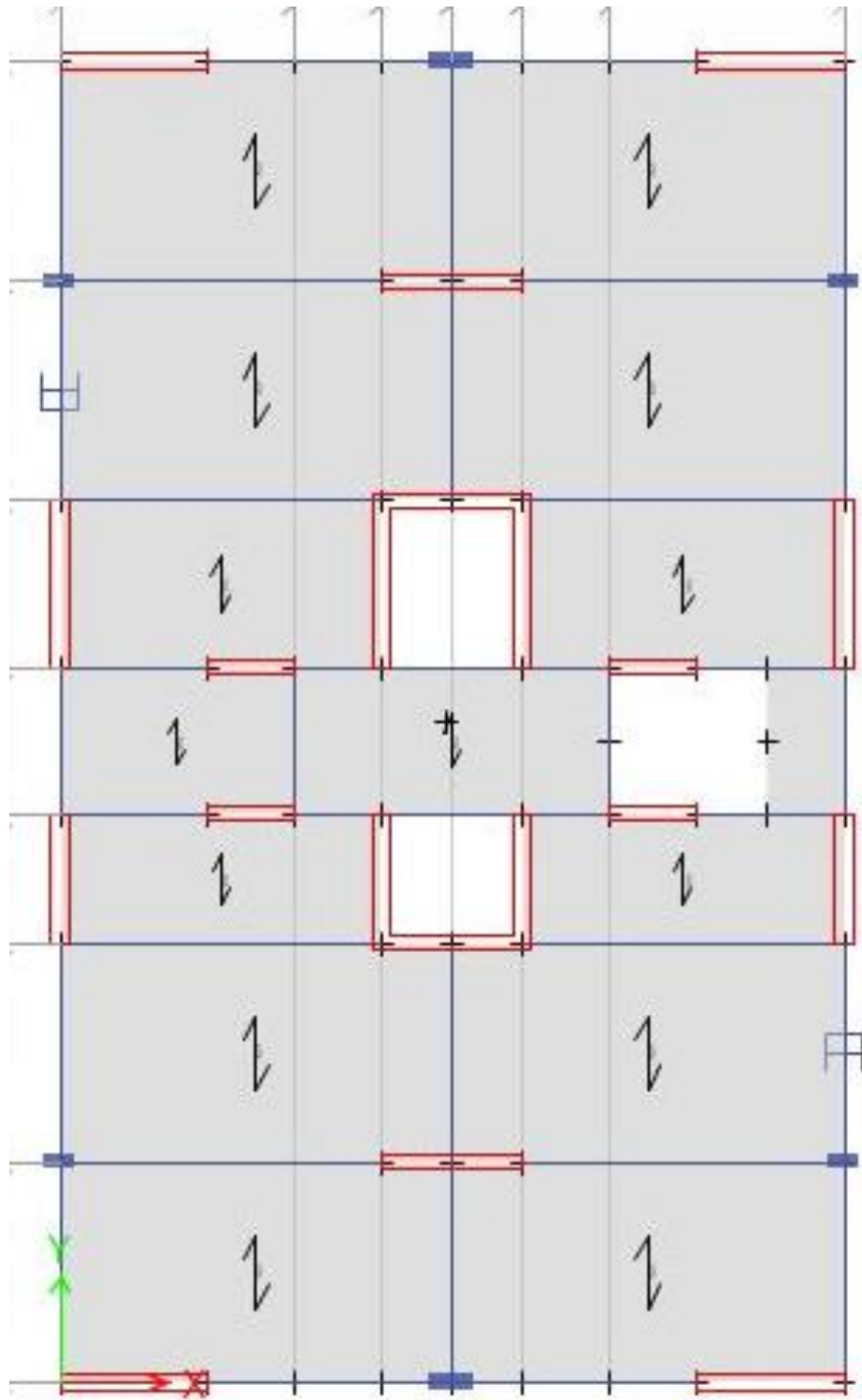


Fig. 5.17. Reestructuración de edificación con disipadores de energía

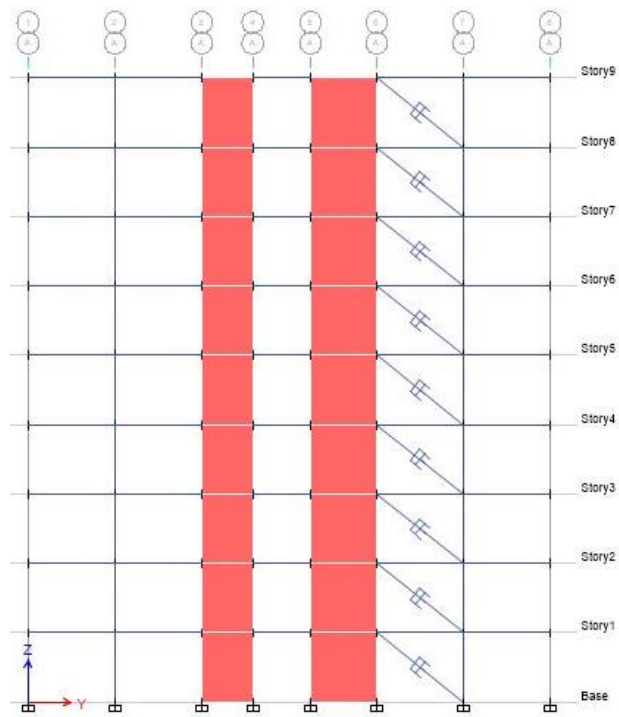


Fig. 5.18. Elevación de pórtico A – dirección Y-Y

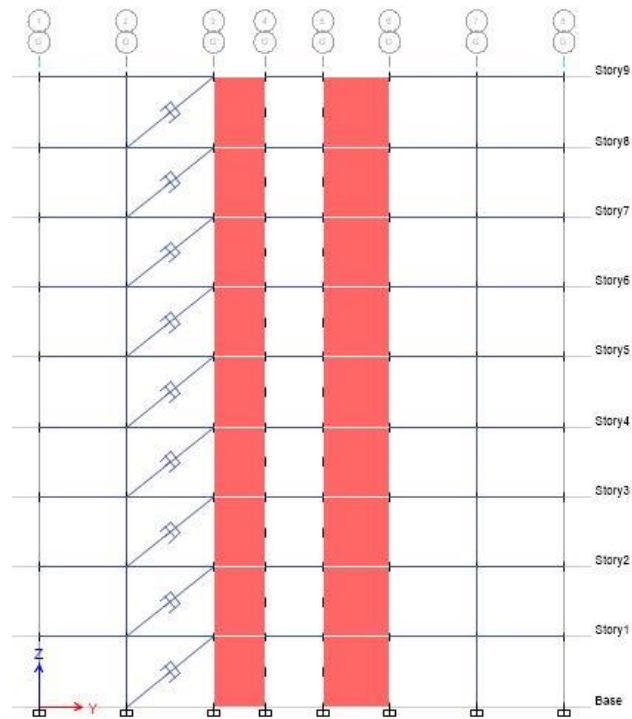


Fig. 5.19. Elevación de pórtico G – dirección Y-Y

Con la disposición inicial definida, procederemos a calcular la rigidez del brazo metálico (K) y el coeficiente de amortiguamiento de los disipadores (C).

5.4.1. Rigidez del brazo metálico (K)

Por recomendaciones del fabricante de los disipadores, el perfil metálico a emplear debe tener un área significativa para que todas las deformaciones se den en el disipador y no en el brazo metálico, haciendo que el dispositivo trabaje eficientemente ante un sismo. Así mismo el perfil debe tener la suficiente inercia para evitar posibles pandeos.

Preliminarmente se considera un perfil HSS 7.50x0.50, sus propiedades se muestran en el cuadro:

HSS 7.50 x 0.50				
D ext (plg)	D int (plg)	Espesor (plg)	Área (plg ²)	Inercia (plg ⁴)
7.50	7.035	0.465	10.30	63.90

Tabla 5.8. Propiedades de perfil metálico

Para calcular la rigidez del elemento utilizaremos la siguiente expresión:

$$K = \frac{EA}{L}$$

Donde:

- K: rigidez del elemento
- E: módulo de elasticidad del acero igual a 2×10^6 kg/cm²
- A: área de la sección transversal del elemento
- L: longitud del brazo metálico que en nuestro caso será igual para todos los dispositivos. Se muestra el valor en la imagen donde se descontó la distancia mínima de los disipadores.

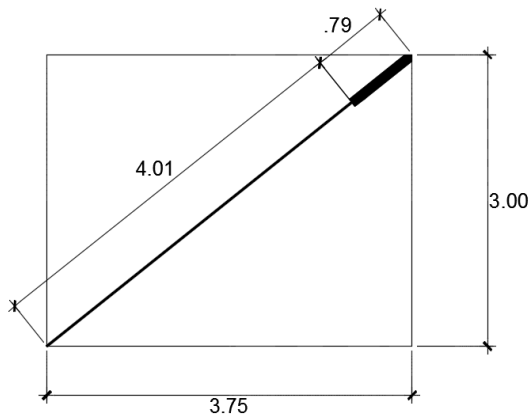


Fig. 5.20. Dimensiones de disipador y brazo metálico

Haciendo uso de los valores descritos se realiza el cálculo de la rigidez del elemento obteniendo el valor de:

$$K = 33804.99 \text{ tn/m}^2$$

5.4.2. Coeficiente de amortiguamiento (C)

El comportamiento histerético de la estructura se basa en la expresión:

$$F = C V^\alpha$$

Donde “F” es la fuerza en el disipador, “V” la velocidad del amortiguador, “C” el coeficiente de amortiguamiento y el exponente de velocidad “ α ” que para este caso lo consideraremos igual a 0.50 para lograr un amortiguamiento viscoso no lineal.

El coeficiente de amortiguamiento es una característica propia del disipador propiamente dicho y a su vez depende de muchas variables. De acuerdo al FEMA 274, el amortiguamiento viscoso de la estructura se puede expresar de la siguiente manera:

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Despejando el coeficiente de amortiguamiento de la expresión se obtiene:

$$\sum C_j = \frac{\beta_H \cdot 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\sum_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\sum \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

Donde:

- β_H : amortiguamiento viscoso de la estructura
- λ : parámetro lambda
- C_j : coeficiente de amortiguamiento del disipador j
- ϕ_{rj} : desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal
- θ_j : ángulo de inclinación del disipador j
- A : amplitud de desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal de la losa del último nivel)
- ω : frecuencia angular
- m_i : masa del nivel i
- ϕ_i : desplazamiento del nivel i (con nuestro sismo de diseño)

El amortiguamiento viscoso de la estructura ya lo tenemos calculado y tiene el valor de 21%.

El parámetro lambda depende directamente del exponente de velocidad por lo que el FEMA 274 nos facilita la siguiente tabla:

Exponente α	λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0

Tabla 5.9. Valores de λ con respecto al exponente α .

Los desplazamientos deberán ser tomados del análisis con el sismo de diseño seleccionado (Ica 2007 – caso 1). Los desplazamientos relativos para cada disipador se calcularon con el siguiente cuadro:

Nivel	Φ_i	Φ_{i+1}	Φ_{rj}
Base	0.00000	0.00983	0.00983
1°	0.00983	0.03275	0.02292
2°	0.03275	0.06425	0.03150
3°	0.06425	0.10085	0.03660
4°	0.10085	0.13978	0.03893
5°	0.13978	0.17891	0.03912
6°	0.17891	0.21674	0.03783
7°	0.21674	0.25258	0.03584
8°	0.25258	0.28662	0.03404
9°	0.28662	-	-

Tabla 5.10. Desplazamientos relativos de análisis TH de edificación.

El ángulo de inclinación del disipador será igual para todos los dispositivos por estar ubicados todos de la misma forma, el ángulo θ será igual a 38.66° .

La amplitud del desplazamiento obtenida del análisis tiene el valor de 0.035.

La frecuencia angular es la inversa del periodo de vibración de la estructura, se considerará el periodo del modo de vibración que coincida con el desplazamiento en la dirección en la que se colocarán los dispositivos (Y-Y). La frecuencia angular del análisis es de 8.05 rad.

Para calcular la masa de cada nivel del edificio extraeremos los valores del peso de la edificación por niveles y lo dividiremos entre la aceleración de la gravedad 9.81 m/s^2 . Se obtienen los siguientes valores:

Nivel	Masa (tn)
1°	30.01
2°	30.01
3°	30.01
4°	30.01
5°	30.01
6°	30.01
7°	30.01
8°	30.01
9°	26.44

Tabla 5.11. Masa de edificación por niveles

Una vez definidos todos los parámetros necesarios se realizó el cálculo de coeficiente de amortiguamiento de nuestros disipadores de energía, obteniendo el valor de:

$$C = 165.55 \text{ tn.seg/m}$$

Debido a que el comportamiento de los dispositivos de disipación no depende únicamente de sus propiedades internas, sino también de las características del edificio y de la ubicación que se les haya asignado dentro de la estructura; el valor “C” calculado podrá variar de acuerdo a las iteraciones que realicemos hasta alcanzar un comportamiento adecuado de nuestra estructura considerando los disipadores de energía viscosos.

5.5. ANÁLISIS DE LA EDIFICACION CON DISIPADORES DE ENERGIA

Se modelaron los dispositivos mediante el software Etabs 2015 utilizando elementos tipo Link, se especificaron las propiedades calculadas de los disipadores y se realizó el análisis sísmico dinámico tiempo historia No-Lineal con los registros del sismo escogido Ica 2007 – Caso 1.

5.5.1. Desplazamientos y control de derivas

Luego de realizado el análisis se verificará que los desplazamientos estén dentro de lo esperado. Con el coeficiente de amortiguamiento fijado en 165.55 tn.seg/m se obtuvieron derivas por debajo de la deriva objetivo por lo que se redujo el valor hasta 150 tn.seg/m obteniendo los siguientes resultados:

Story	Desplazamiento (m)	Drift	Distorsión máxima	Distorsión objetivo
Story9	0.16076	0.00610	0.00875	0.00797
Story8	0.14245	0.00646	0.00875	0.00797
Story7	0.12307	0.00688	0.00875	0.00797
Story6	0.10244	0.00718	0.00875	0.00797
Story5	0.08091	0.00729	0.00875	0.00797
Story4	0.05905	0.00699	0.00875	0.00797
Story3	0.03807	0.00614	0.00875	0.00797
Story2	0.01965	0.00455	0.00875	0.00797
Story1	0.00599	0.00200	0.00875	0.00797

Tabla 5.12. Desplazamientos y derivas de edificación con disipadores

Como se observa, la deriva máxima obtenida es de 7.2‰; menor que la deriva máxima y la deriva objetivo. Por lo cual el valor del coeficiente de amortiguamiento queda definido en 150 tn.seg/m por brindar un comportamiento adecuado a la estructura.

5.5.2. Comportamiento histerético de los disipadores

Luego de verificar que las derivas sean correctas deberemos verificar que los disipadores se comporten adecuadamente. Se revisaron los diagramas de Desplazamiento vs Fuerza en donde debe predominar un comportamiento elíptico que demuestre que los desplazamientos sean máximos cuando la fuerza tienda a cero y viceversa.

Se verificó que cada uno de los elementos cumpla esta condición y se muestra las gráficas de los comportamientos predominantes de los dispositivos.

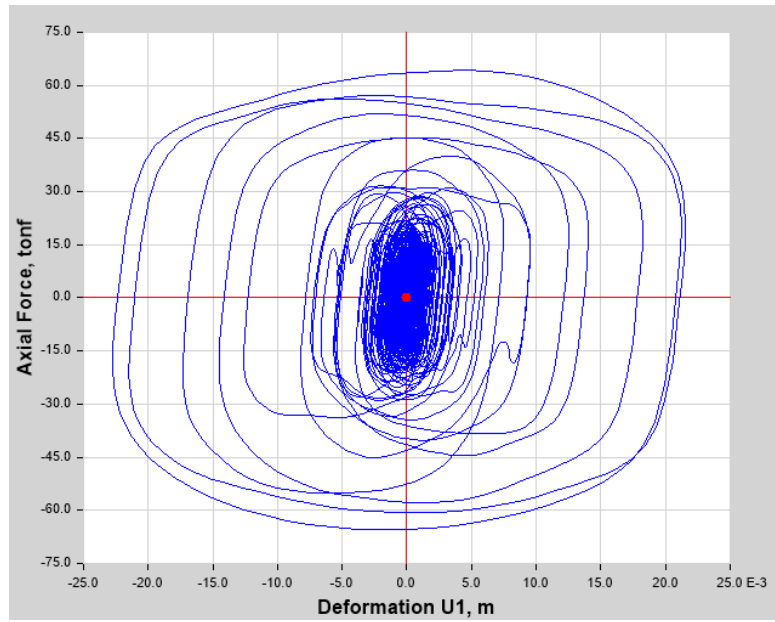


Fig. 5.21. Deformación vs. Carga axial – Disipador de piso 7

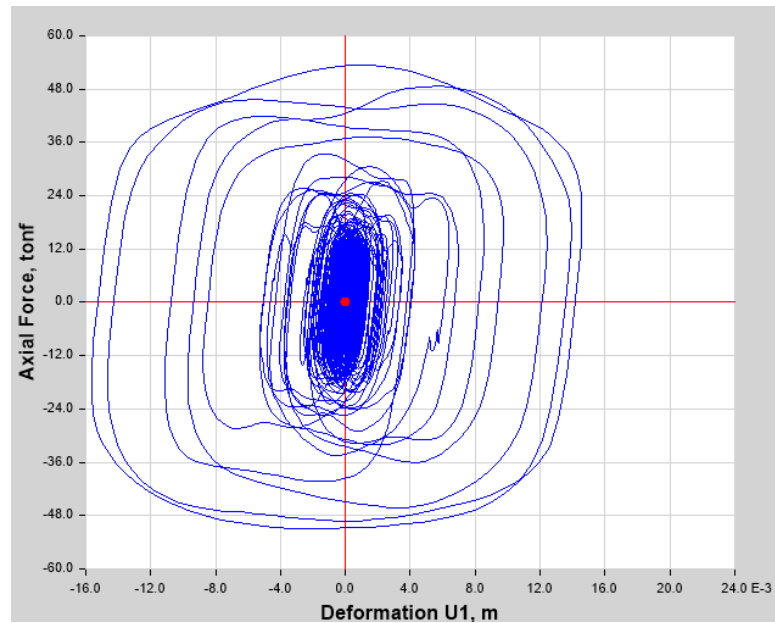


Fig. 5.22. Deformación vs. Carga axial – Disipador de piso 2

Se evaluaron el comportamiento de cada uno de los disipadores comprobando que cada uno de ellos se comporta adecuadamente ante un sismo.

5.5.3. Balance energético

Finalmente, se verificará el porcentaje de energía que logran disipar los disipadores con ayuda del software empleado. Se presenta la gráfica de balance de energía de la estructura con disipadores de energía.

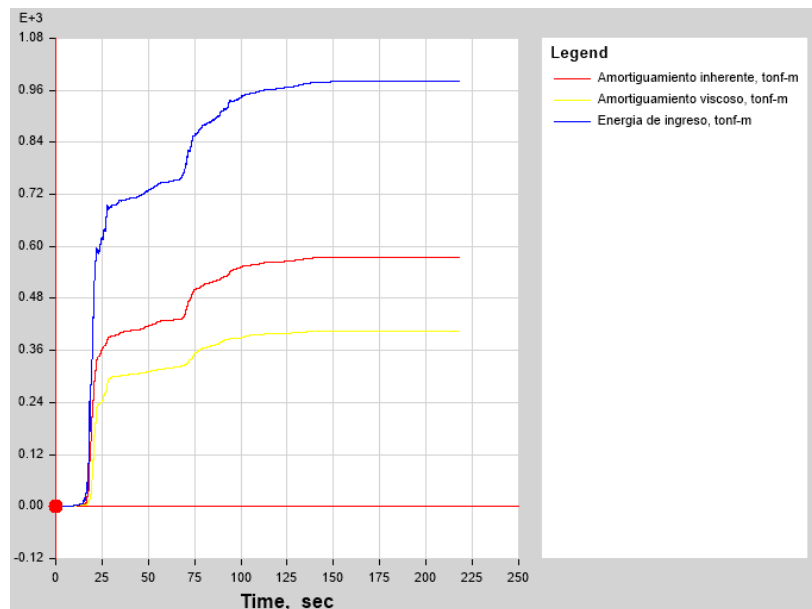


Fig. 5.23. Distribución de energía sísmica en edificación con disipadores

Se comprueba que la inclusión de los disipadores en la edificación reduce significativamente la energía que absorben los elementos estructurales de concreto armado. Esta energía la asumen los dispositivos, disipándola a través del amortiguamiento viscoso que aporta a la estructura.

Calcularemos el porcentaje de disipación de energía de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\% \text{ disipación de energía} = \frac{E. \text{ del sistema de disipación}}{E. \text{ de entrada del sismo}}$$

Energía (tn-m)		
E. ingreso	E. disipadores	E. estructura
981.51	405.78	575.59
100%	41.34%	58.64%

Tabla 5.13. Porcentaje de energía sísmica absorbida por los disipadores y la estructura.

El cuadro muestra que los disipadores toman el 41.34% de la energía sísmica que ingresa al edificio demostrando la funcionalidad del sistema de disipación integrado. Esto deriva en un comportamiento dúctil de la estructura disminuyendo las fuerzas internas en los elementos de concreto armado.

CAPÍTULO VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN CONVENCIONAL

6.1. GENERALIDADES

El presente capítulo contempla el diseño estructural de los elementos de concreto armado del edificio analizado en el capítulo 4 considerando tanto la superestructura como la subestructura. Para la obtención de las fuerzas de diseño, se considera los resultados obtenidos por medio de un análisis sísmico espectral de acuerdo a lo estipulado en la norma sismorresistente E.030. Para el cálculo del refuerzo de acero de los elementos estructurales se cumple con las condiciones y recomendaciones estipuladas en la norma E.050 y E.060.

6.2. CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO

Para el cálculo de las fuerzas de diseño se deberá considerar un análisis dinámico espectral con los parámetros, que nos solicita la E.030, ya descritos en capítulos anteriores. Debido a que este análisis ya se realizó, se debe comprobar que la cortante basal dinámica sea mayor o igual a la cortante basal estática, por ser una estructura regular.

Direccion	V est	80% V est	V din	Coficiente
X-X	554.21	443.37	418.19	1.0602
Y-Y	554.21	443.37	418.63	1.0591

Tabla 6.1. Amplificación de cortante basal dinámica

Según los datos obtenidos del software, se deberá amplificar el sismo dinámico en las dos direcciones de análisis. Luego de esto se podrá realizar el diseño de los elementos estructurales con las fuerzas de diseño obtenidas luego de la amplificación.

6.3. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Salvo casos excepcionales, los techos no reciben solicitaciones sísmicas considerables, por lo que según el método de diseño LRFD estipulado en la Norma E.060, la combinación más crítica será 1.4CM+1.7CV. Para el

análisis estructural se asumirá una viga sometida a flexión pura, con las cargas distribuidas y puntuales provenientes del metrado de cargas. Debido a que se tienen paños contiguos donde se prevé que el refuerzo sea continuo, el modelo será el de una viga continua de varios tramos; en donde se intercalarán las cargas vivas en forma de daderos para conseguir los momentos máximos. Se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos obtenidos.

6.3.1. Diseño por flexión

Dado que el tema de la presente investigación no es el diseño propiamente dicho, no se ahondará en los fundamentos teóricos del comportamiento de elementos sometidos a flexión.

Las viguetas se deberán diseñar como vigas T, comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor de la losa (5 cm), pero prácticamente esta condición siempre se cumple. Es por esto que para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular con 40 cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con 10 cm de ancho.

Por otro lado, la Norma E.060 en su artículo 10.5 indica que el acero mínimo será el necesario para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi M_n > 1.2 M_{cr}$). Pero no será necesario cumplir con esta disposición si el área de acero en tracción proporcionada es mayor o igual a 1.3 veces el área calculada. Para secciones rectangulares la Norma E.060 brinda la siguiente expresión:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c} b_w d}{f_y}$$

Aplicando la expresión para $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y= 4,200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene que el acero mínimo en aligerados es del orden de 0.24% de $b_w \times d$.

Cabe señalar que para el cálculo del acero mínimo en aligerados se considera sólo el ancho de alma, ya sea para momentos positivos o negativos, y no el ancho asumido para el cálculo del acero por flexión.

Para el acero máximo, la Norma E.060 en su artículo 10.3.4 señala que la cuantía de acero en una sección debe ser como máximo el 75% de la cuantía balanceada. Esto permite que se tenga una sección sub-reforzada donde se espera una falla dúctil. Para $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ la cuantía balanceada es 2.13%, por lo tanto el acero máximo será del orden del 1.59% de b_d .

Para el cálculo de los momentos actuantes en la losa aligerada, se modela la losa como una viga en el software Etabs, se le asignaron las cargas vivas y muertas de acuerdo a las imágenes:

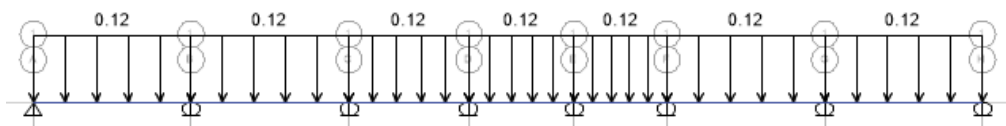


Fig. 6.1. Carga muerta distribuida en vigueta de losa aligerada

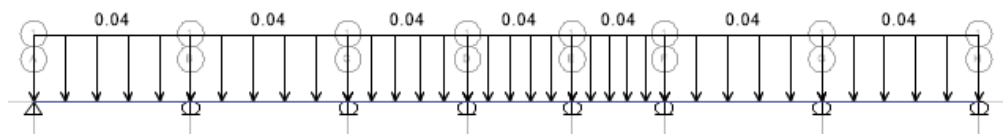


Fig. 6.2. Carga de tabiquería y piso terminado en vigueta de losa aligerada

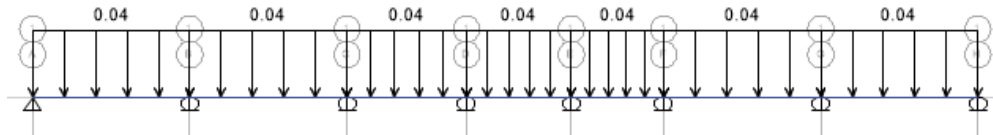


Fig. 6.3. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada

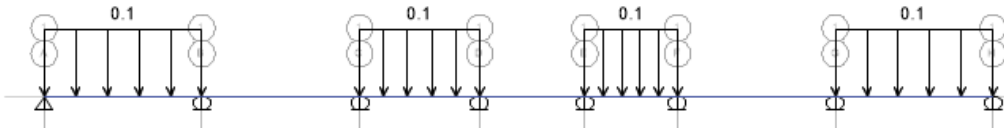


Fig. 6.4. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 1

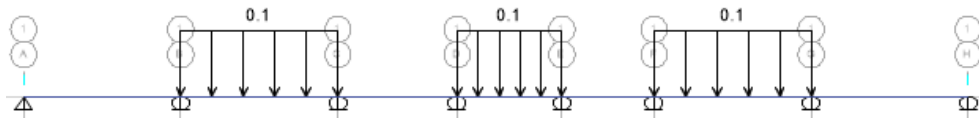


Fig. 6.5. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 2

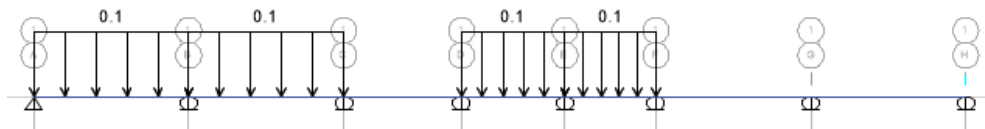


Fig. 6.6. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 3

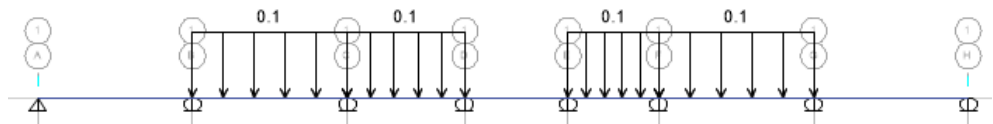


Fig. 6.7. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 4

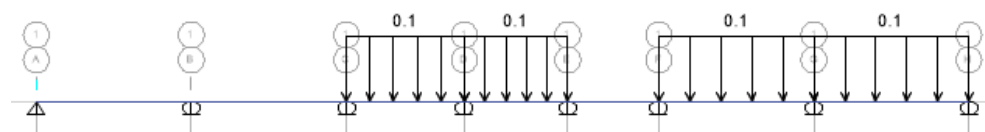


Fig. 6.8. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 5

Luego de aplicar las cargas a la idealización de la losa aligerada se realiza el análisis estructural con ayuda del software. Se muestran los momentos máximos obtenidos:

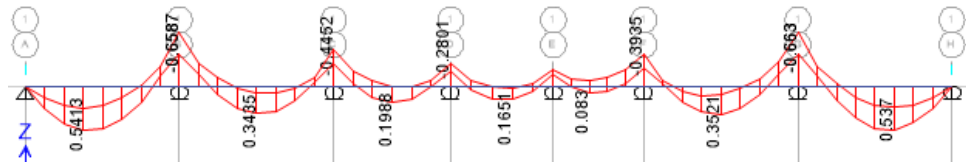


Fig. 6.9. Diagrama de momento flector de envolvente de diseño en vigueta

Con estos momentos últimos, resultantes del análisis estructural; se realiza el cálculo del área de acero necesaria y se define la cantidad y el diámetro de varillas a utilizar para las viguetas.

Mu (tn-m)	As min (cm ²)	As máx (cm ²)	As (cm ²)	Varillas
0.54	0.41	2.13	0.90	1 ϕ 3/8"+1 ϕ 3/8"
-0.66	0.41	2.13	1.11	1 ϕ 1/2"
0.34	0.41	2.13	0.55	1 ϕ 3/8"
-0.45	0.41	2.13	0.74	1 ϕ 1/2"
0.20	0.41	2.13	0.32	1 ϕ 3/8"
-0.28	0.41	2.13	0.45	1 ϕ 3/8"
0.17	0.41	2.13	0.27	1 ϕ 3/8"
-0.21	0.41	2.13	0.33	1 ϕ 3/8"
0.08	0.41	2.13	0.13	1 ϕ 3/8"
-0.39	0.41	2.13	0.63	1 ϕ 3/8"
0.35	0.41	2.13	0.57	1 ϕ 3/8"
-0.66	0.41	2.13	1.11	1 ϕ 1/2"
0.54	0.41	2.13	0.90	1 ϕ 3/8"+1 ϕ 3/8"

Tabla 6.2. Área de acero y refuerzo en losa aligerada

De igual manera se realizó el cálculo para los otros tramos. Al ser constantes las formas y cargas de las primeras ocho losas de entrepiso, el refuerzo de acero es similar en cada uno de ellos; sin

embargo, la última losa de entrepiso contará con menos refuerzo por tener cargas vivas menores.

6.3.2. Diseño por corte

Dado que los aligerados no llevan estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes. La norma E.060 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas, entonces la resistencia de diseño para aligerados será:

$$\phi V_c = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

Se deberá comprobar que la resistencia sea mayor que la fuerza cortante última, obtenida a una distancia “d” medida desde la cara de los apoyos. Caso contrario se requerirá retirar los ladrillos de los apoyos para formar ensanches, con el fin de aumentar el tamaño de la sección resistente. Con ensanches alternados el ancho de la sección aumenta de 10 a 25 cm, y con ensanches corridos, aumenta a 40 cm. Si se llega al extremo de exceder la resistencia con ensanches de 25 cm, indefectiblemente se deberá incrementar el peralte de la losa o especificar un concreto con mayor resistencia, lo cual no es deseable.

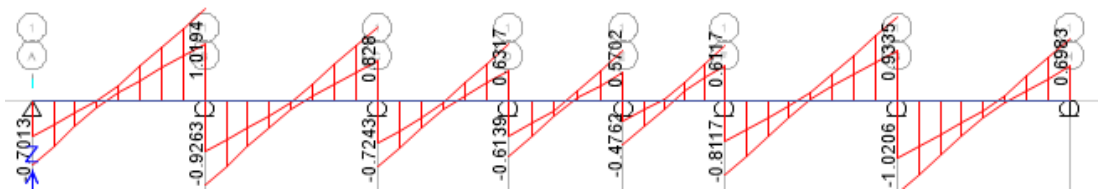


Fig. 6.10. Diagrama de corte de envoltura de diseño en viga

Luego de obtener las fuerzas cortantes últimas, calcularemos el cortante resistente de la sección aplicando la fórmula descrita anteriormente; obteniendo:

$$\phi V_c = 1.22 \text{ tn}$$

Debido a que nuestra fuerza cortante máxima es 1.02 tn, menor al cortante resistente; comprobamos que no es necesario realizar ensanche de viguetas ni aumentar el peralte de las mismas.

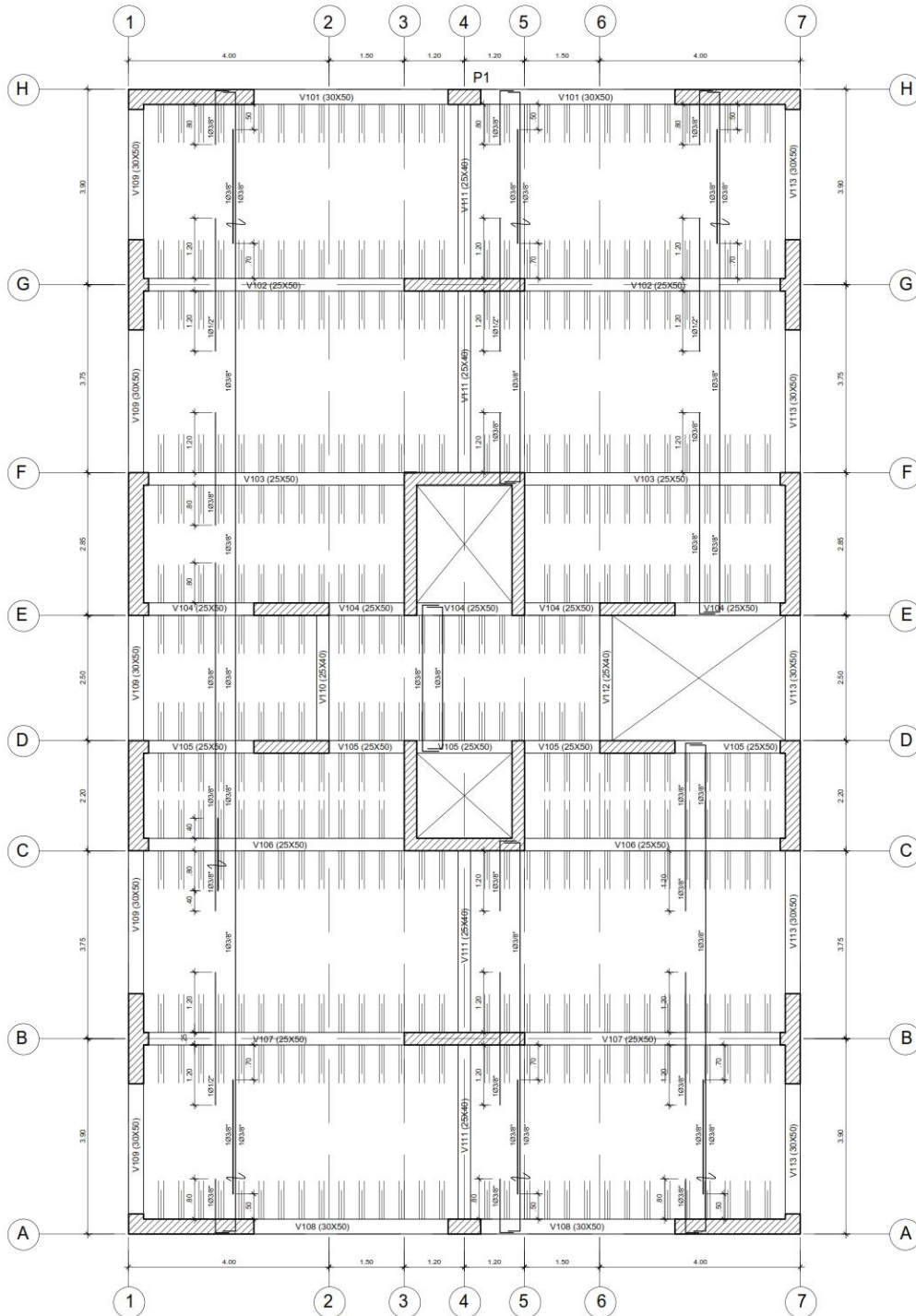


Fig. 6.11. Refuerzo final en losa aligerada de edificación convencional

6.4. DISEÑO DE VIGAS

El concepto de diseño utilizado es conocido como diseño a la rotura que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

Para fines prácticos, solo se presenta el diseño de la viga V409 (cuarto nivel), por ser una viga con responsabilidad sísmica.

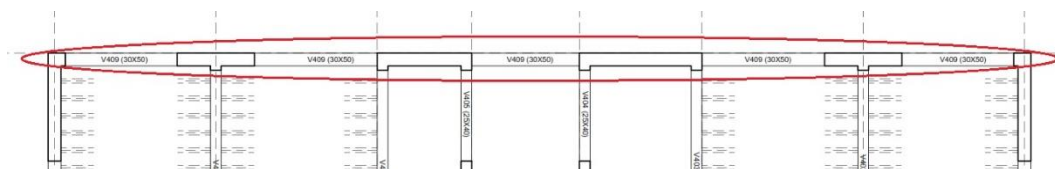


Fig. 6.12. Viga V409 de edificación convencional

6.4.1. Diseño por flexión

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el área de acero necesaria para soportar las solicitaciones se debe seguir el siguiente procedimiento:

$$k_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

$$C = \frac{k_u}{\phi f'c}$$

$$W = \frac{\sqrt{1 - 4 \times 0.59 \times C}}{2 \times 0.59}$$

$$\rho = \frac{W f' c}{f_y}$$

$$A_s(cm^2) = \rho b d$$

Donde:

- M_u : momento último del análisis estructural
- b : ancho de la viga
- d : peralte efectivo de la viga
- ϕ : 0.9 para elementos en flexión
- ρ : cuantía de acero necesaria para soportar el momento último
- $f'c$: 210 kg/cm²
- f_y : 4200 kg/cm²

De igual forma se debe obedecer las cuantías mínimas y máximas que se muestran a continuación, de acuerdo a lo indicado en la norma E.060:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c} b_w d}{f_y}$$

$$A_{s \max} = 0.5 \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Con ayuda del software se tienen los momentos actuantes, los cuales se muestran a continuación:

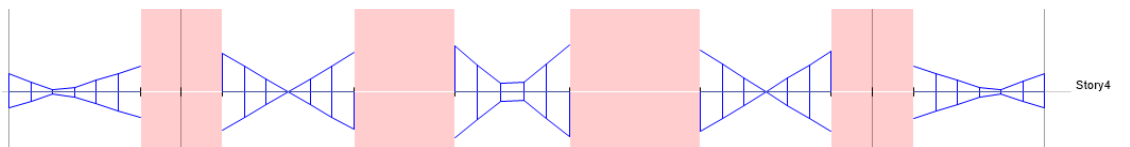


Fig. 6.13. Diagrama de momento flector de diseño en viga V409 de edificación convencional

El primer paso a realizar es el cálculo del acero mínimo que se colocará a lo largo de toda la viga, luego se calculará el acero de refuerzo necesario para cada uno de los 5 tramos de acuerdo a los momentos últimos.

Considerando que la viga es de dimensiones 30x50 cm y que el recubrimiento considerado es de 4 cm., el área de acero mínimo requerido es de 3.33 cm² por lo que utilizaremos 2 varillas de 5/8" de diámetro como acero mínimo superando los requerimientos.

A continuación se realizará el cálculo del área de acero necesaria para cubrir la máxima sollicitación que presenta la viga V409. Se tienen los siguientes datos iniciales:

$$M_u = 23.93 \text{ tn.m}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 46 \text{ cm}$$

Con estos valores se realizaron los cálculos utilizando las fórmulas descritas anteriormente, obteniendo:

$$A_s = 15.92 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero necesaria obtenida procedemos a calcular el área de acero adicional al acero mínimo que se deberá adicionar para cubrir las sollicitaciones de la viga. Considerando que se decidió colocar dos varillas de 5/8" como acero mínimo, se deberá descontar su área de acero equivalente (3.96 cm²) para calcular las varillas que se adicionarán a la viga. Se obtiene:

$$15.92 \text{ cm}^2 - 3.96 \text{ cm}^2 = 11.96 \text{ cm}^2 \approx 1\emptyset 5/8" + 2\emptyset 1"$$

El cálculo de los refuerzos para cada uno de los tramos se muestra en el siguiente cuadro:

Tramo	Descripción	Mu (tn-m)	As (cm ²)	Refuerzo
1	Sup. Izq.	-9.78	5.92	1 ϕ 5/8"
	Inf. Izq.	8.97	5.41	1 ϕ 5/8"
	Sup. Der.	-14.23	8.85	1 ϕ 1"
	Inf. Der.	14.55	9.07	1 ϕ 1"
2	Sup. Izq.	-21.25	13.86	2 ϕ 1"
	Inf. Izq.	21.26	13.87	2 ϕ 1"
	Sup. Der.	-21.71	14.21	2 ϕ 1"
	Inf. Der.	20.95	13.63	2 ϕ 1"
3	Sup. Izq.	-23.12	15.29	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Inf. Izq.	23.75	15.78	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Sup. Der.	-23.93	15.92	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Inf. Der.	22.89	15.11	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
4	Sup. Izq.	-22.66	14.93	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Inf. Izq.	22.05	14.46	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Sup. Der.	-22.35	14.69	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Inf. Der.	22.22	14.59	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
5	Sup. Izq.	-14.24	8.86	1 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1"
	Inf. Izq.	14.81	9.25	1 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1"
	Sup. Der.	-9.95	6.03	1 ϕ 5/8"
	Inf. Der.	8.98	5.41	1 ϕ 5/8"

Tabla 6.3. Área de acero y refuerzo en viga V409 de edificación convencional

Verificamos que el área de acero necesario no supera el área de acero máximo calculada en 15.94 cm² por lo que se consideran los cálculos correctos.

6.4.2. Diseño por corte

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismorresistentes se tendrá especial cuidado, para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión.

Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última (V_u) mediante la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n , momentos nominales) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. Entonces, la expresión a usar será:

$$V_u = V_{u \text{ estático}} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

Donde " M_{ni} " y " M_{nd} " son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; " l_n " es la distancia de la luz libre del tramo de viga.

Para calcular el acero necesario por cortante se hace uso de las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

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

Donde:

- V_s : resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo
- V_u : cortante actuante último
- V_c : resistencia al cortante proporcionada por el concreto
- ϕ : 0.85 (para análisis por corte)
- b, d : secciones de viga
- $f'c$: 210 kg/cm²

Luego de calcular el valor de " V_s ", deberá verificarse que no sea mayor que el valor de " $V_s \text{ máx}$ " definido por la siguiente expresión:

$$V_{s \text{ máx}} = 2.1 \sqrt{f'c} b d$$

Para calcular el espaciamiento de los estribos se deberá calcular:

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

Donde “Av” es el área de acero del estribo a utilizar; del cual se asumirá un diámetro hasta definir el estribo a utilizar.

Para realizar el diseño por corte de nuestra viga seleccionada deberemos obtener las fuerzas cortantes últimas producto del análisis estructural, las cuales se muestran en el siguiente gráfico.

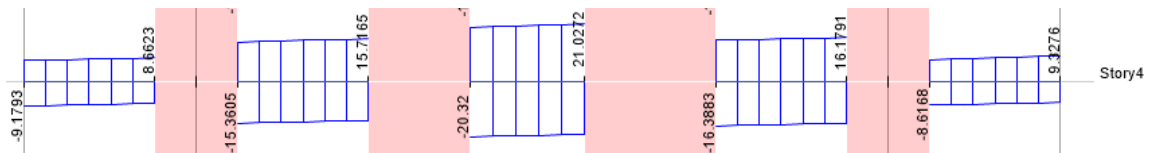


Fig. 6.14. Diagrama de cortante de diseño en viga V409 de edificación convencional

Luego de realizar los cálculos descritos, se vio necesario utilizar estribos de 3/8” con un espaciamiento máximo de 20 cm.

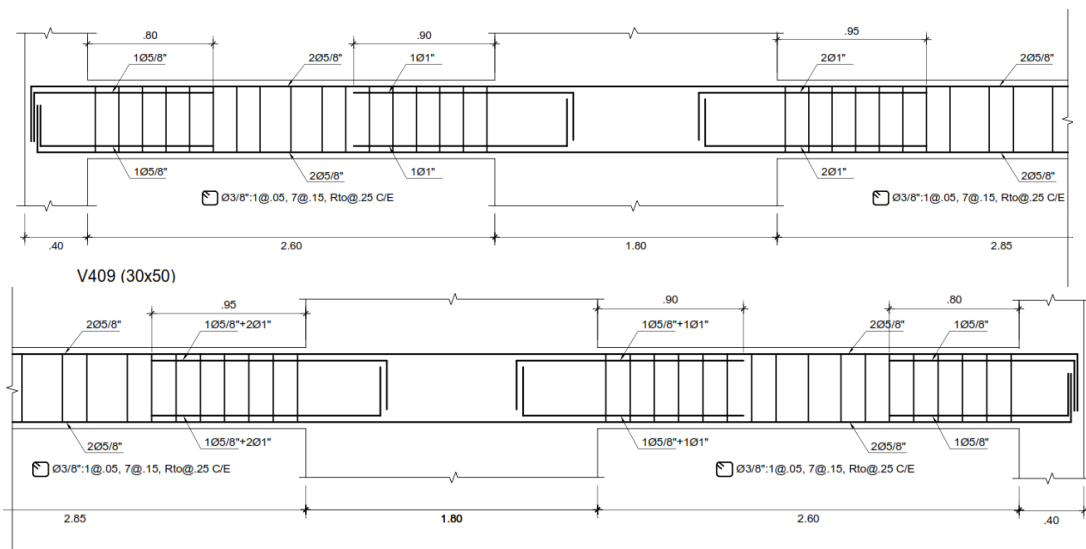


Fig. 6.15. Refuerzo final en viga V409 de edificación convencional

6.5. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que se diseñan por compresión y flexión simultánea además de corte, solicitaciones que son muy frecuentes en casi todos los tipos de estructuras de concreto.

El diseño de columnas se realizó por flexo compresión sobre la base de las mismas hipótesis del diseño en flexión.

En nuestro modelo estructural convencional contamos con un solo tipo de columna denominado columna P1, se detalla el diseño de este elemento estructural.

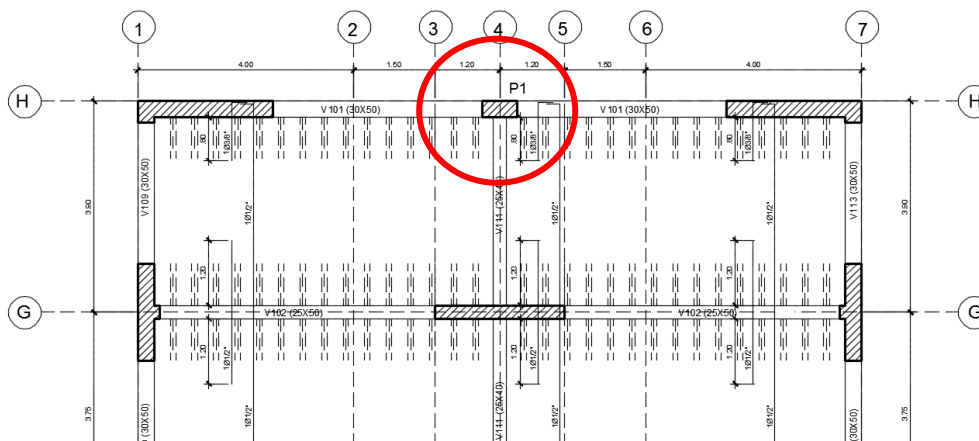


Fig. 6.16. Ubicación de columna P1 en edificio convencional

6.5.1. Diseño por flexo compresión

Si se analiza una sección transversal sometida a flexo compresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momento resistentes conforme se varíe la posición del eje neutro. A la curva que indica esta resistencia se le denomina diagrama de Interacción.

Para la construcción del mismo se debe analizar el equilibrio de la sección, variando la ubicación del eje neutro.

En un diagrama de interacción se pueden encontrar el punto P_o corresponde al caso en el que el momento actuante es cero y la carga axial es máxima. Para calcular el valor de este punto se hace uso de la siguiente fórmula:

$$\phi P_o = \phi (0.85 f'c (A_g - A_s) + A_s f_y)$$

Donde:

- P_o : resistencia nominal en compresión pura
- ϕ : factor de reducción de resistencia (0.70 para flexo compresión)
- A_g : área bruta de la sección transversal de elemento
- A_s : área del refuerzo de acero longitudinal

Adicionalmente a este análisis, la norma establece ciertas disposiciones para columnas que resistan fuerzas de sismo, estas son:

- La resistencia especificada del concreto ($f'c$) no será menor que 210 kg/cm².
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado 60.
- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 4%.

Para nuestro caso iniciaremos construyendo el diagrama de interacción de nuestra columna considerando una cuantía mínima de acero y se incrementará hasta que las solicitaciones de carga axial y momento flector para cada una de las combinaciones de diseño, estén dentro de la capacidad de nuestra columna.

Se considera utilizar 4 varillas de 5/8" y 4 varillas de 3/4" como acero mínimo para la columna P1.

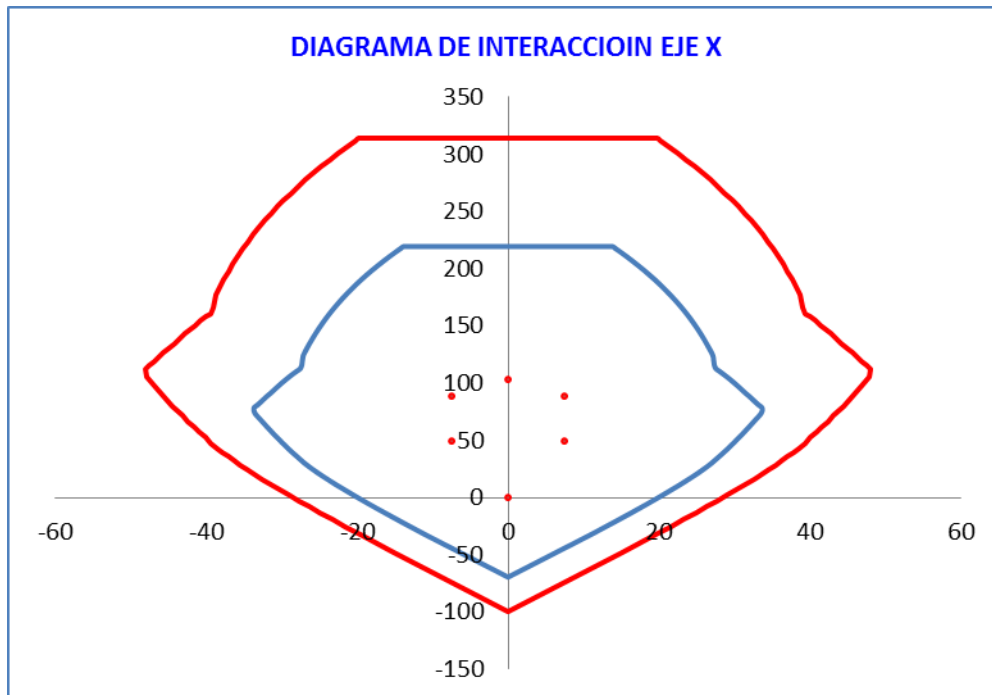


Fig. 6.17. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección X-X (P_u vs. M_u)

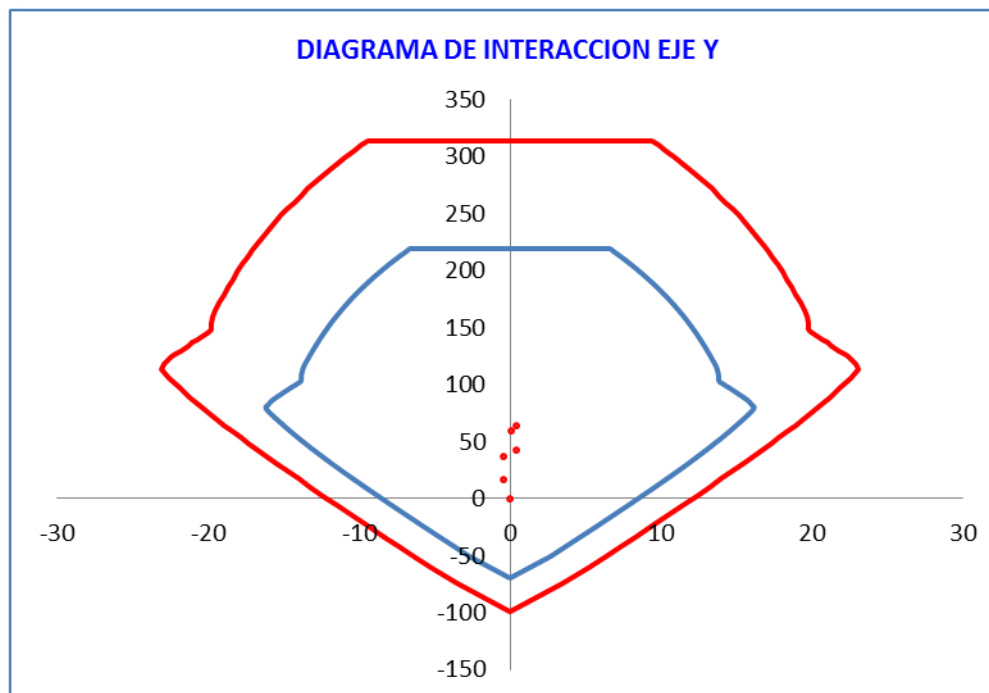


Fig. 6.18. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección Y-Y (P_u vs. M_u)

Como se observa en los diagramas de interacción, nuestra columna reforzada con acero mínimo es capaz de soportar las solicitaciones de carga axial y momento producto del análisis estructural realizado utilizando las cargas normativas de diseño.

6.5.2. Diseño por corte

El diseño por corte es similar al efectuado para vigas, el cálculo del V_u de diseño se hace con los momentos nominales de la columna los cuales se obtienen del diagrama de interacción.

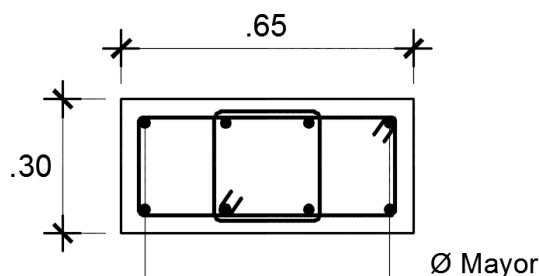
El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante se realiza con la misma expresión que la utilizada en vigas con la única diferencia que en este caso la resistencia se incrementa debido a la carga axial.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \left(1 + 0.071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

Donde:

- N_u : carga axial actuante
- A_g : área bruta de sección transversal

Luego de realizar los cálculos descritos se definió utilizar 2 estribos de 3/8" de diámetro con un espaciamiento máximo de 25 cm en la zona central de la columna.



4 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"
 2 □ 3/8": 1 @ .05;
 3 @ .15; R @ .25

Fig. 6.19. Refuerzo final en columna P1 de edificación convencional

6.6. DISEÑO DE PLACAS

Las placas, o también llamados muros de corte, son aquellos elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. Su diseño es muy parecido al de una columna, con la salvedad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos. Y justamente por este motivo se les conoce con el nombre de muros de corte.

Las placas se diseñarán por flexo-compresión y por cortante, los procedimientos son parecidos, en ambos casos, a los tratados en el diseño de columnas.

Se realizará el diseño de la placa PL3 ubicada de acuerdo a la siguiente figura:

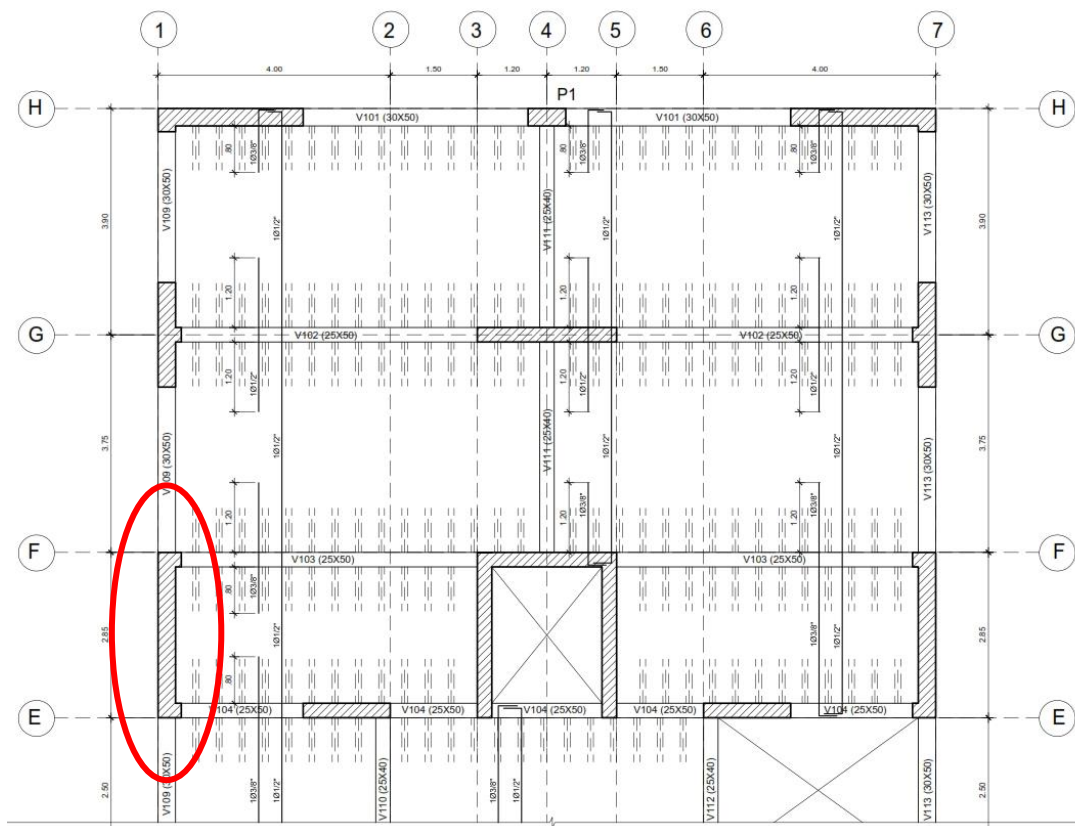


Fig. 6.20. Ubicación de placa PL3 en edificio convencional

6.6.1. Diseño por flexo compresión

Para que las placas sean consideradas como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexo compresión, la norma dice que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1.

El refuerzo vertical se distribuye a lo largo del muro, concentrándose mayor refuerzo en los extremos, zonas denominadas núcleos, que se diseñan como columnas sometidas a flexo compresión debido a momentos de carga de gravedad y de sismo.

De igual manera que en el diseño de columnas, se deberá crear el diagrama de interacción de la placa y verificar que las solicitaciones estén dentro del diagrama; asegurando así que el elemento sea capaz de soportar las cargas de servicio y sísmicas.

Se calculó el acero mínimo para el muro con una cuantía de 0.25% de acuerdo a la E.060 y se consideraron núcleos de confinamiento en los extremos como se indicó anteriormente.

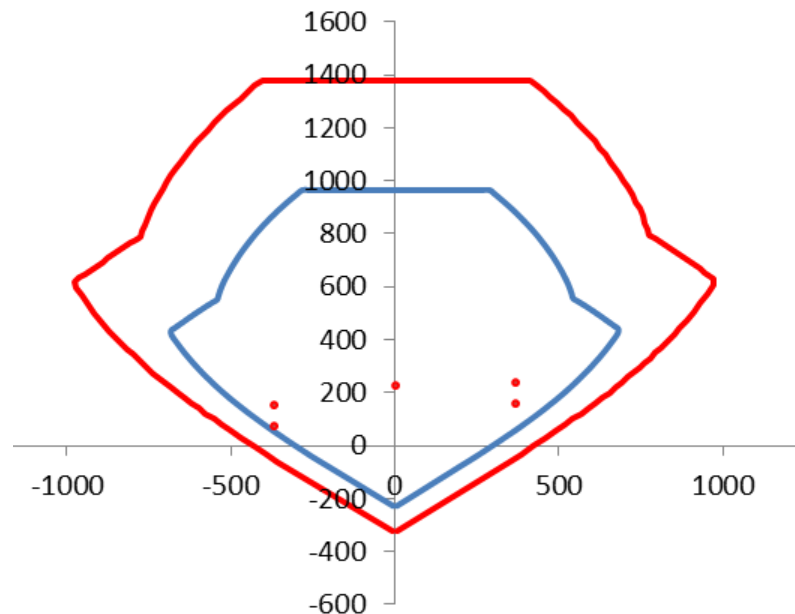


Fig. 6.21. Diagrama de interacción de placa PL3 (Pu vs. Mu)

Como se observa el diagrama de interacción abarca los puntos generados por las combinaciones de diseño; tanto para cargas axiales como para momentos flectores.

6.6.2. Diseño por corte

El diseño por corte también es similar al descrito en el diseño de vigas, es decir que se basa en las mismas expresiones descritas anteriormente. Siguiendo la filosofía de la norma, el diseño de muros de corte está orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esta razón que se amplifica la fuerza cortante del muro de manera que la falla sea por flexión y no por corte como a continuación se indica:

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

Donde:

- V_u : cortante amplificado de diseño
- V_{ua} : cortante última producto del análisis estructural
- M_n : momento nominal de la sección asociado a P_u
- M_u : momento último proveniente del análisis estructural

Sin embargo, la amplificación del cortante se realizará con un factor máximo de 2.50 dado que valores superiores exigen que la cantidad de refuerzo por corte se incremente a tal punto que se obtienen cuantías inusuales en nuestro medio.

Combinaciones de Carga Norma E60								
Combinaciones	P_u	M_u	V_{ua}	ϕM_n	M_n	M_n/M_u Calculado	M_n/M_u Máximo	M_n/M_u Usado
1.4cm+1.7cv	228.28	2.07	1.43	533.96	762.80	369.04	2.50	2.50
1.25(cm+cv)+cs	238.73	369.81	55.37	545.04	778.63	2.11	2.50	2.11
1.25(cm+cv)-cs	154.43	-366.36	52.97	458.15	654.50	1.79	2.50	1.79
0.9cm+cs	159.34	368.92	54.78	472.39	674.84	1.83	2.50	1.83
0.9cm-cs	75.04	-367.24	53.56	380.74	543.91	1.48	2.50	1.48

Tabla 6.4. Relación M_n/M_u para las combinaciones de carga en placa PL3 de edificación convencional

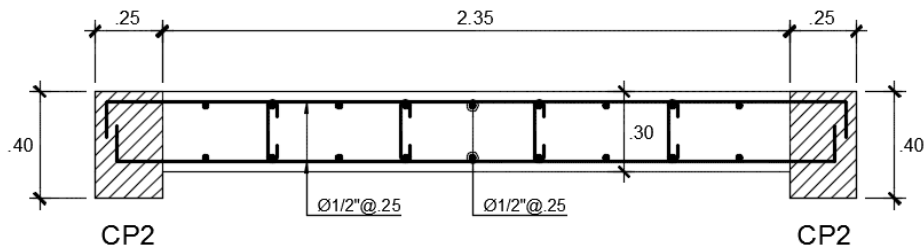
Vu	ϕVn	CONDICION
3.57	182.55	OK
116.58	182.55	OK
94.63	182.55	OK
100.21	182.55	OK
79.32	182.55	OK

Tabla 6.5. Verificación de cortante último amplificado en placa PL3 de edificación convencional

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE								
Combinaciones	Vu	Nu/Ag	<>	$0.10f'c$	Vc	Vs	As transv.	S
1.4cm+1.7cv	3.57	32.04	>	21.00	43.78	-39.58	1.27	-61.46
1.25(cm+cv)+cs	116.58	33.51	>	21.00	43.78	93.38	1.27	26.05
1.25(cm+cv)-cs	94.63	21.67	>	21.00	43.78	67.55	1.27	36.01
0.9cm+cs	100.21	22.36	>	21.00	43.78	74.12	1.27	32.82
0.9cm-cs	79.32	10.53	<	21.00	0.00	93.32	1.27	26.06

Tabla 6.6. Espaciamiento de refuerzo horizontal en placa PL3 en edificación convencional

Se verificó que la placa cumple los requisitos por corte, se utilizará un refuerzo horizontal de 1/2" con un espaciamiento máximo de 25 cm.



PLACA PL-3
ESCALA 1:25

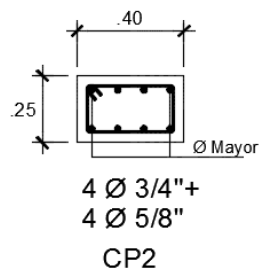


Fig. 6.22. Refuerzo final en placa PL3 en edificación convencional

6.7. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas y placas. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

Para nuestro edificio utilizaremos una platea de cimentación por contar con cargas y momentos elevados. Se realizó el análisis y diseño de la subestructura con ayuda del software SAFE 2016.

6.7.1. Verificación de esfuerzos

Se debe evaluar que las presiones reales debido a las cargas y momentos que ejerce el edificio sobre la cimentación sea menor que la capacidad portante del terreno.

En este caso consideramos una capacidad portante de 1.42 kg/cm² y un coeficiente de balasto de 2.4 kg/cm³. El esfuerzo actuante se calculará con la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x Y}{I_x} \pm \frac{M_y X}{I_y}$$

Donde:

- q: presión de contacto de un punto dado (X,Y)
- Q: carga vertical sobre la platea
- A: área de la platea
- M_x, M_y: carga Q multiplicada por la excentricidad paralela a los ejes de coordenadas Y y X, respectivamente.
- I_x, I_y: momento de inercia del área de la cimentación con relación a los ejes de coordenadas X e Y, respectivamente.

- x, y: coordenadas de cualquier punto de la platea con respecto a los ejes de coordenadas X e Y que pasan por el centroide del área de la platea.

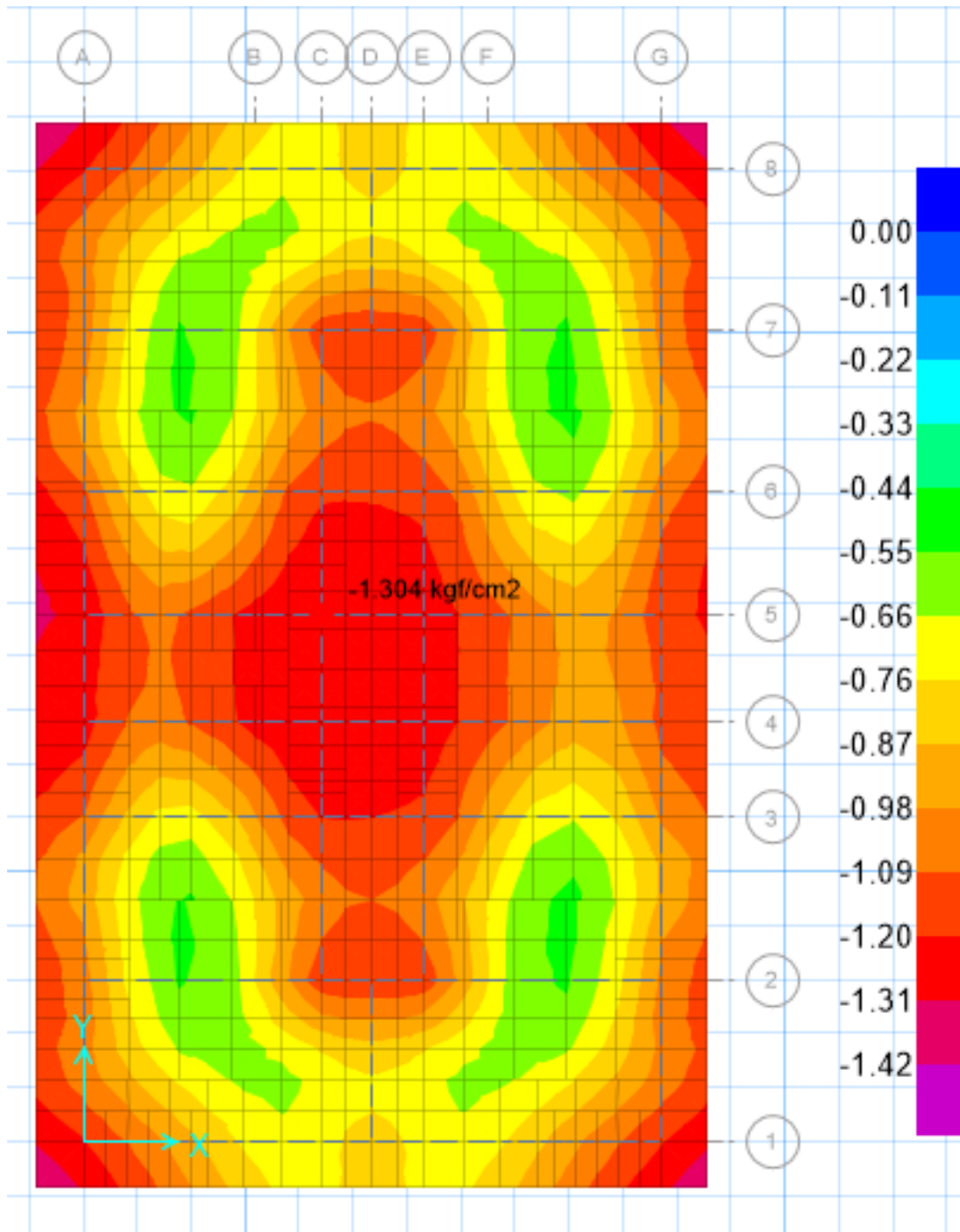


Fig. 6.23. Presiones transmitidas al terreno en platea de cimentación de edificación convencional

6.7.2. Diseño por punzonamiento

Se busca definir el peralte que tendrá la platea, el cual será como mínimo el indicado en el plano de cimentación, este peralte asegura que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la platea menos 10 cm ($d = h - 10$).

Se asume que la cimentación actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “Lo” sea mínimo, y este se presenta a “d/2” de la cara de la columna o placa.

En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes (P_u máx).

6.7.3. Diseño por flexión

El diseño por flexión dará a conocer el área de acero de refuerzo que necesita la platea para soportar los momentos últimos de diseño. Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el diseño de losas y vigas.

Se obtuvieron las fuerzas de diseño del análisis estructural de la superestructura, las cuales se ingresaron en el modelo de la cimentación calculando de esta forma los momentos de diseño de la platea de cimentación y posteriormente el área y varillas de acero de refuerzo.

Se muestra en la figura la planta de cimentación de nuestra edificación.

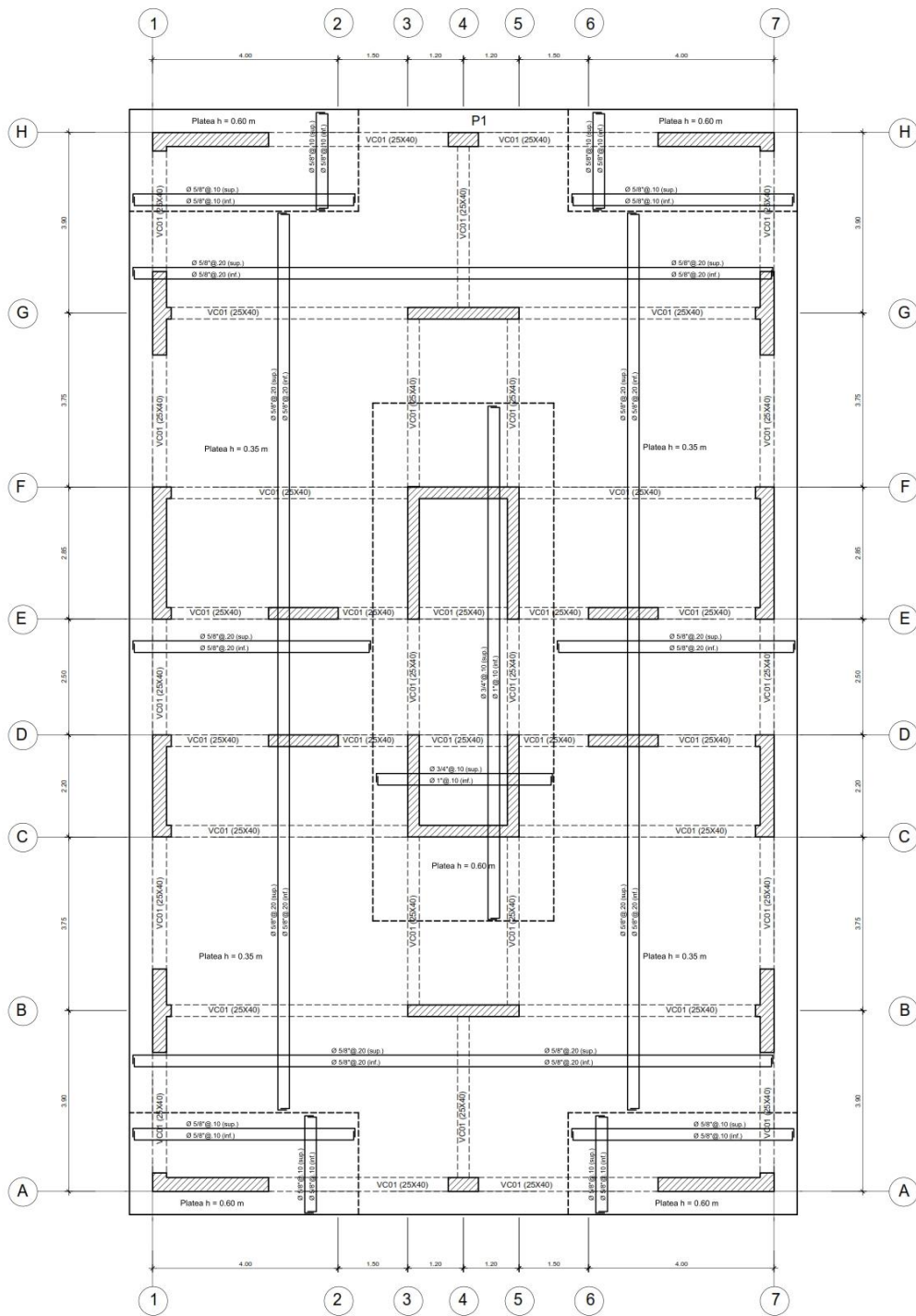


Fig. 6.24. Refuerzo final en placa de cimentación de edificación convencional

CAPÍTULO VII

DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIÓN CON DISIPADORES DE ENERGIA

7.1. GENERALIDADES

El presente capítulo contempla el diseño de los elementos estructurales del edificio con disipadores de energía, analizado en el capítulo 5, considerando la superestructura, subestructura y los elementos de acero necesarios para la colocación de los disipadores. Para la obtención de las fuerzas de diseño, se considera los resultados obtenidos por medio de un análisis sísmico espectral de acuerdo a lo estipulado en la norma Asce 7-10 y E.030 para este tipo de edificaciones. Para el cálculo del refuerzo de acero de los elementos estructurales se cumple con las condiciones y recomendaciones de la normativa peruana vigente.

7.2. CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO

Para el cálculo de las fuerzas de diseño se utilizará el espectro de la norma E.030, el cual se modificará amplificando el factor de reducción sísmica R con el coeficiente indicado en el Asce 7-10; el cual depende del amortiguamiento efectivo de la estructura.

Effective Damping, β (percentage of critical)	$B_{v+I}, B_{1D}, B_R, B_{1M}, B_{mD}, B_{mM}$ (where period of the structure $\geq T_0$)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4.0

Tabla 7.1. Coeficiente del factor de reducción sísmica (R)

Considerando que nuestro amortiguamiento objetivo es de 21% se realizó la interpolación obteniendo el valor del coeficiente de amortiguamiento igual a 1.53.

Para el diseño de columnas y placas en las cuales estén apoyados los disipadores se amplificarán las cargas axiales con el factor que relaciona las mismas cargas obtenidas por un análisis tiempo-historia al edificio con y sin disipadores.

La cortante basal no deberá reducirse a menos del 75% de la cortante basal del espectro de diseño normativo.

Dirección	V est	80% V est	V din	Coeficiente
X-X	536.27	429.01	406.64	1.0550
Y-Y	536.27	429.01	401.61	1.0682

Tabla 7.2. Amplificación de cortante dinámica

Dirección	V din amplificada	V din modificada	Límite (75%)	V din de diseño
X-X	429.0131	280.4007	321.7598	321.7598
Y-Y	429.0131	280.4007	321.7598	321.7598

Tabla 7.3. Cálculo de cortante dinámica de diseño

Luego de realizar los cálculos descritos se realiza el análisis estructural con el espectro de aceleraciones obtenido, se obtienen las cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes necesarias para calcular los refuerzos de acero.

Se muestra a continuación el diseño de cada uno de los elementos estructurales.

7.3. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Debido a que en el diseño de la losa aligerada predominan las cargas verticales de servicio, no existe variación entre la losa de ambas edificaciones analizadas; por lo cual el refuerzo de la losa es similar al calculado en el capítulo anterior. Se realizó de igual manera el análisis como una viga de tramos continuos.

7.3.1. Diseño por flexión

De igual forma se realiza el diseño a flexión de las viguetas como vigas con sección T. Se realizó la alternancia de las cargas vivas con el fin de maximizar los momentos últimos de diseño y se aplicaron las fórmulas descritas anteriormente.

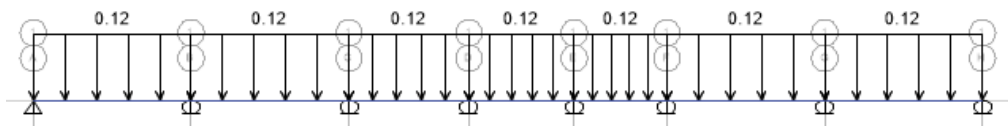


Fig. 7.1. Carga muerta distribuida en vigueta de losa aligerada

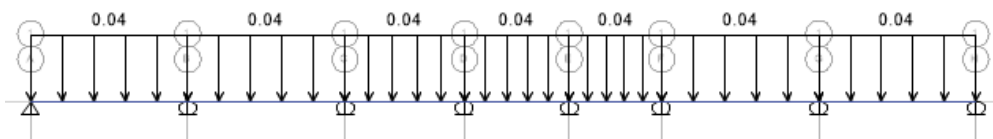


Fig. 7.2. Carga de tabiquería y piso terminado en vigueta de losa aligerada

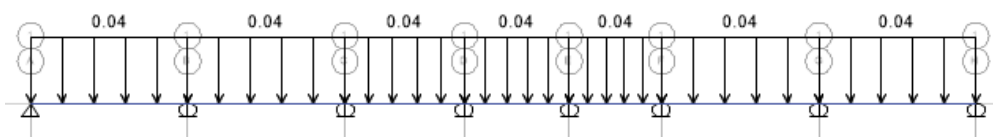


Fig. 7.3. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada

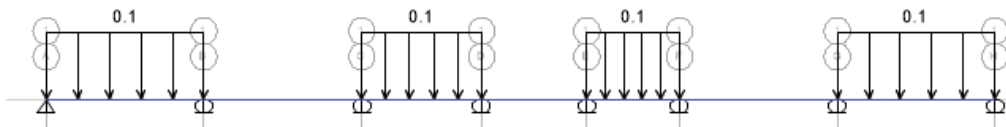


Fig. 7.4. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 1

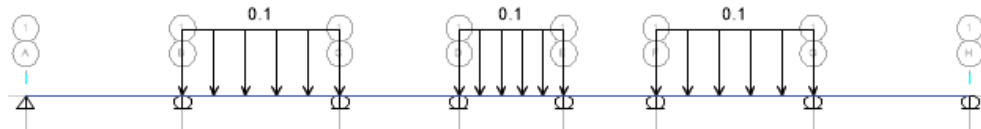


Fig. 7.5. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 2

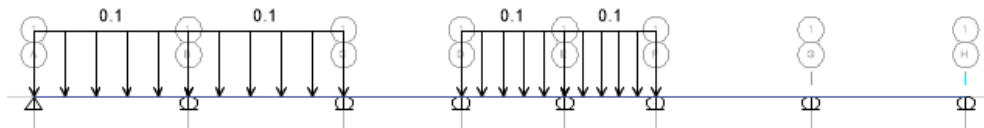


Fig. 7.6. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 3

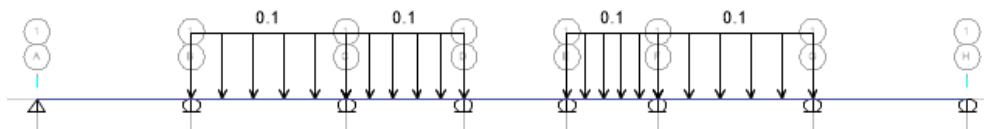


Fig. 7.7. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 4

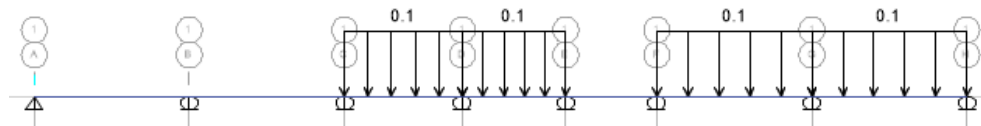


Fig. 7.8. Carga viva distribuida en vigueta de losa aligerada – Damero 5

Luego de aplicar las cargas a la idealización de la losa aligerada se realiza el análisis estructural con ayuda del software. Se muestran los momentos máximos en la figura 7.9.

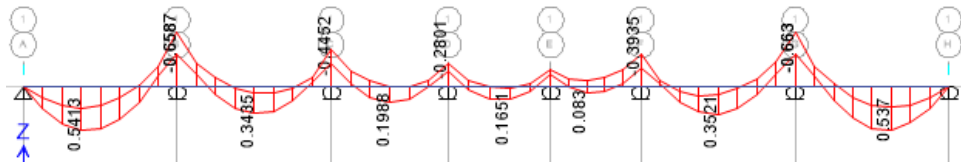


Fig. 7.9. Diagrama de momento flector de envoltura de diseño en viga

Con estos momentos últimos, resultantes del análisis estructural; se realiza el cálculo del área de acero necesaria y se define la cantidad y el diámetro de varillas a utilizar para las viguetas.

Mu (tn-m)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	As (cm ²)	Varillas
0.54	0.41	2.13	0.90	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"
-0.66	0.41	2.13	1.11	1 ϕ 1/2"
0.34	0.41	2.13	0.55	1 ϕ 3/8"
-0.45	0.41	2.13	0.74	1 ϕ 1/2"
0.20	0.41	2.13	0.32	1 ϕ 3/8"
-0.28	0.41	2.13	0.45	1 ϕ 3/8"
0.17	0.41	2.13	0.27	1 ϕ 3/8"
-0.21	0.41	2.13	0.33	1 ϕ 3/8"
0.08	0.41	2.13	0.13	1 ϕ 3/8"
-0.39	0.41	2.13	0.63	1 ϕ 3/8"
0.35	0.41	2.13	0.57	1 ϕ 3/8"
-0.66	0.41	2.13	1.11	1 ϕ 1/2"
0.54	0.41	2.13	0.90	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 3/8"

Tabla 7.4. Área de acero y refuerzo en losa aligerada

De igual manera se realizó el cálculo para los otros tramos. Al ser constantes las formas y cargas de las primeras ocho losas de entrepiso, el refuerzo de acero es similar en cada uno de ellos; sin embargo, la última losa de entrepiso contará con menos refuerzo por tener cargas vivas menores.

7.3.2. Diseño por corte

Dado que los aligerados no llevan estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes. La norma E.060 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas, entonces la resistencia de diseño para aligerados será:

$$\phi V_c = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Se deberá comprobar que la resistencia sea mayor que la fuerza cortante última, obtenida a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos. Caso contrario se requerirá retirar los ladrillos de los apoyos para formar ensanches, con el fin de aumentar el tamaño de la sección resistente. Con ensanches alternados el ancho de la sección aumenta de 10 a 25 cm, y con ensanches corridos, aumenta a 40 cm. Si se llega al extremo de exceder la resistencia con ensanches de 25 cm, indefectiblemente se deberá incrementar el peralte de la losa o especificar un concreto con mayor resistencia, lo cual no es deseable.

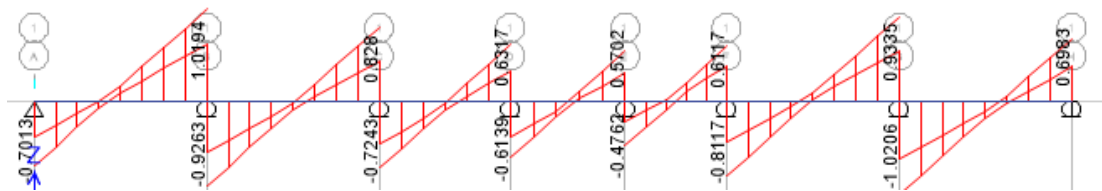


Fig. 7.10. Diagrama de cortante de envolvente de diseño en viga

Luego de obtener las fuerzas cortantes últimas, calcularemos el cortante resistente de la sección aplicando la fórmula descrita anteriormente; obteniendo:

$$\phi V_c = 1.22 \text{ tn}$$

Debido a que nuestra fuerza cortante máxima es 1.02 tn, menor al cortante resistente; comprobamos que no es necesario realizar ensanche de viguetas ni aumentar el peralte de las mismas.

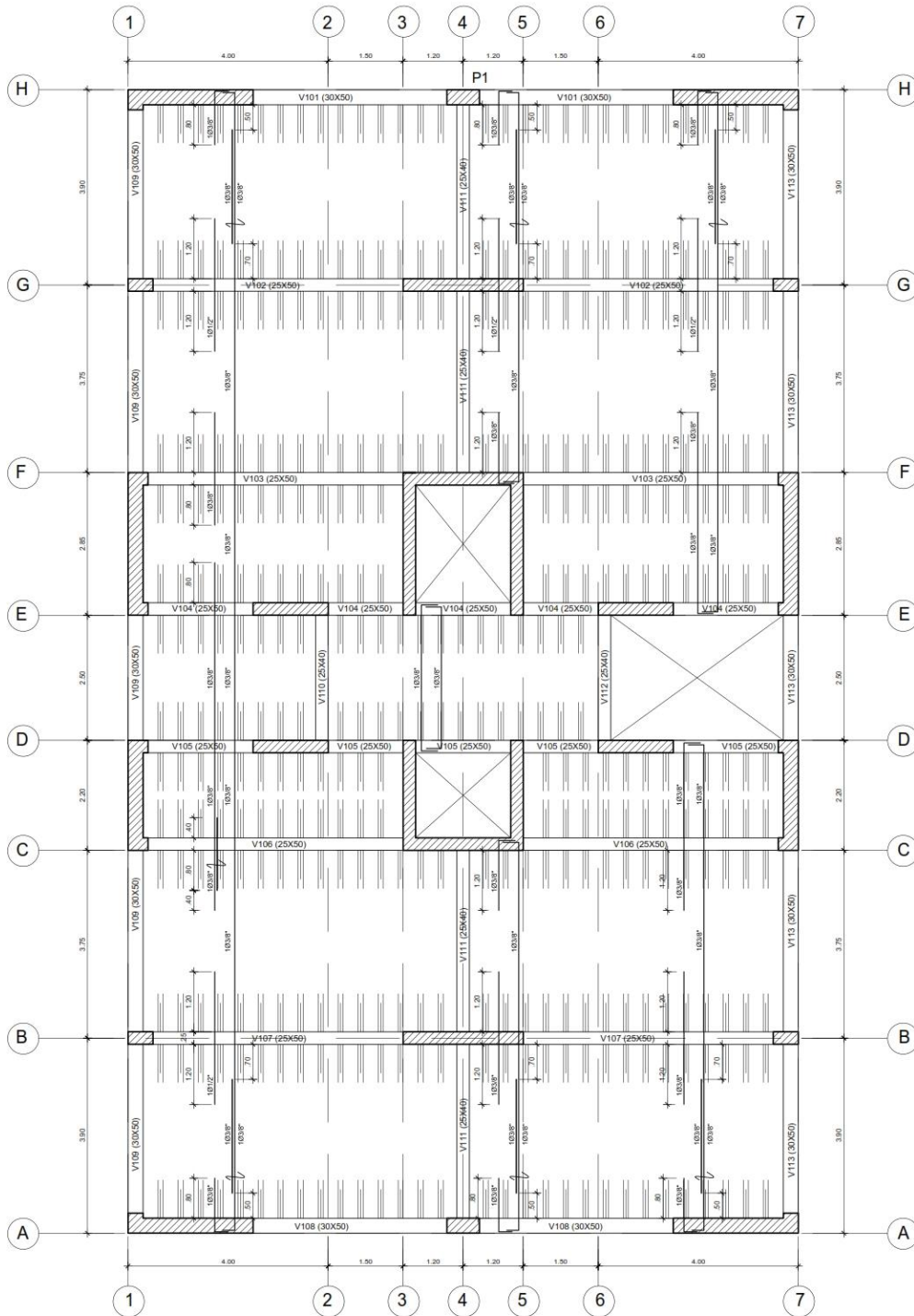


Fig. 7.11. Refuerzo final en losa aligerada de edificación con disipadores

7.4. DISEÑO DE VIGAS

El diseño de vigas se realiza de forma idéntica con la única variación del análisis sísmico dinámico con un espectro de aceleraciones factorizado. Se considera nuevamente la envolvente de todas las combinaciones de cargas normativas.

Se presenta el diseño de la viga V409 (cuarto nivel), por ser una viga con responsabilidad sísmica.

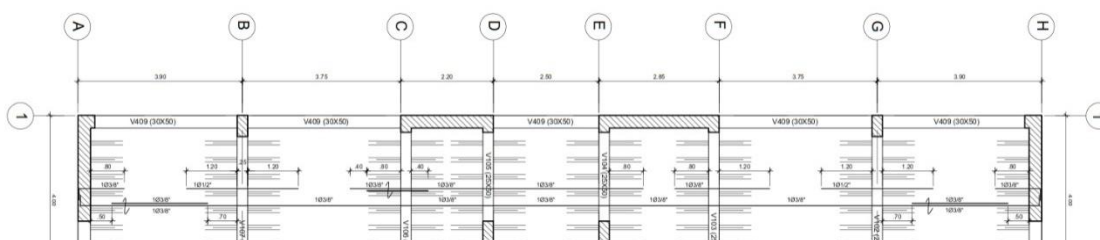


Fig. 7.12. Viga V409 de edificación con disipadores

7.4.1. Diseño por flexión

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el área de acero necesaria para soportar las solicitaciones se debe seguir el siguiente procedimiento:

$$k_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

$$C = \frac{k_u}{\phi f'c}$$

$$W = \frac{\sqrt{1 - 4 \times 0.59 \times C}}{2 \times 0.59}$$

$$\rho = \frac{W f'c}{f_y}$$

$$A_s(cm^2) = \rho b d$$

Donde:

- M_u : momento último del análisis estructural
- b : ancho de la viga
- d : peralte efectivo de la viga
- ϕ : 0.9 para elementos en flexión
- ρ : cuantía de acero necesaria para soportar el momento último
- f'_c : 210 kg/cm²
- f_y : 4200 kg/cm²

De igual forma se debe obedecer las cuantías mínimas y máximas que se muestran a continuación, de acuerdo a lo indicado en la norma E.060:

$$A_{s\ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}$$

$$A_{s\ máx} = 0.5 \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Con ayuda del software se tienen los momentos actuantes, los cuales se muestran a continuación:

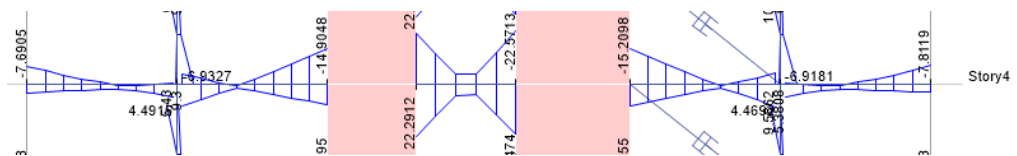


Fig. 7.13. Diagrama de momento flector de diseño en viga V409 de edificación con disipadores

El primer paso a realizar es el cálculo del acero mínimo que se colocará a lo largo de toda la viga, luego se calculará el acero de refuerzo necesario para cada uno de los 5 tramos de acuerdo a los momentos últimos.

Considerando que la viga es de dimensiones 30x50 cm y que el recubrimiento considerado es de 4 cm., el área de acero mínimo requerido es de 3.33 cm² por lo que utilizaremos 2 varillas de 5/8" de diámetro como acero mínimo superando los requerimientos.

A continuación se realizará el cálculo del área de acero necesaria para cubrir la máxima sollicitación que presenta la viga V409. Se tienen los siguientes datos iniciales:

$$M_u = 22.57 \text{ tn.m} ; \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad d = 46 \text{ cm}$$

Con estos valores se realizaron los cálculos utilizando las fórmulas descritas anteriormente, obteniendo:

$$A_s = 14.86 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero necesaria obtenida procedemos a calcular el área de acero adicional al acero mínimo que se deberá adicionar para cubrir las sollicitaciones de la viga. Considerando que se decidió colocar dos varillas de 5/8" como acero mínimo, se deberá descontar su área de acero equivalente (3.96 cm²) para calcular las varillas que se adicionarán a la viga. Se obtiene:

$$14.86 \text{ cm}^2 - 3.96 \text{ cm}^2 = 10.90 \text{ cm}^2 \approx 1\emptyset 5/8" + 2\emptyset 1"$$

El cálculo de los refuerzos para cada uno de los tramos se muestra en el siguiente cuadro: (Tabla 7.5.)

Tramo	Descripción	Mu (tn-m)	As (cm ²)	Refuerzo adicional
1	Sup. Izq.	-7.69	4.60	1 ϕ 1/2"
	Inf. Izq.	3.65	Mínimo	No requiere
	Sup. Der.	-0.64	Mínimo	No requiere
	Inf. Der.	5.43	Mínimo	No requiere
2	Sup. Izq.	-4.28	Mínimo	No requiere
	Inf. Izq.	9.30	5.62	1 ϕ 5/8"
	Sup. Der.	-14.90	9.31	2 ϕ 3/4"
	Inf. Der.	8.63	5.19	1 ϕ 1/2"
3	Sup. Izq.	-21.6	14.12	2 ϕ 1"
	Inf. Izq.	22.29	14.65	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Sup. Der.	-22.57	14.86	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1"
	Inf. Der.	21.35	13.93	2 ϕ 1"
4	Sup. Izq.	-15.21	9.52	2 ϕ 3/4"
	Inf. Izq.	9.14	5.52	1 ϕ 5/8"
	Sup. Der.	-4.64	Mínimo	No requiere
	Inf. Der.	9.59	5.80	1 ϕ 5/8"
5	Sup. Izq.	-0.46	Mínimo	No requiere
	Inf. Izq.	5.38	Mínimo	No requiere
	Sup. Der.	-7.81	4.68	1 ϕ 1/2"
	Inf. Der.	3.60	Mínimo	No requiere

Tabla 7.5. Área de acero y refuerzo en viga V409 de edificación con disipadores

Verificamos que el área de acero necesario no supera el área de acero máximo calculada en 15.94 cm² por lo que se consideran los cálculos correctos.

7.4.2. Diseño por corte

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismorresistentes se tendrá especial cuidado, para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última (V_u) mediante la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n , momentos

nominales) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. Entonces, la expresión a usar será:

$$V_u = V_{u \text{ estático}} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

Donde “M_{ni}” y “M_{nd}” son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; “l_n” es la distancia de la luz libre del tramo de viga.

Para calcular el acero necesario por cortante se hace uso de las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

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

Donde:

- V_s: resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo
- V_u: cortante actuante último
- V_c: resistencia al cortante proporcionada por el concreto
- φ: 0.85 (para análisis por corte)
- b, d: secciones de viga
- f'c: 210 kg/cm²

Luego de calcular el valor de “V_s”, deberá verificarse que no sea mayor que el valor de “V_{s máx}” definido por la siguiente expresión:

$$V_{s \text{ máx}} = 2.1 \sqrt{f'c} b d$$

Para calcular el espaciamiento de los estribos se deberá calcular:

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

Donde “Av” es el área de acero del estribo a utilizar; del cual se asumirá un diámetro hasta definir el estribo a utilizar.

Para realizar el diseño por corte de nuestra viga seleccionada deberemos obtener las fuerzas cortantes últimas producto del análisis estructural, las cuales se muestran en el siguiente gráfico.

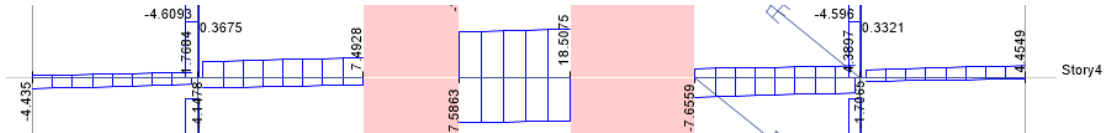


Fig. 7.14. Diagrama de cortante de diseño en viga V409 de edificación con disipadores

Luego de realizar los cálculos descritos, se vio necesario utilizar estribos de 3/8” con un espaciamiento máximo de 20 cm.

El refuerzo final de la viga V 409 se muestra en la siguiente figura 7.15.

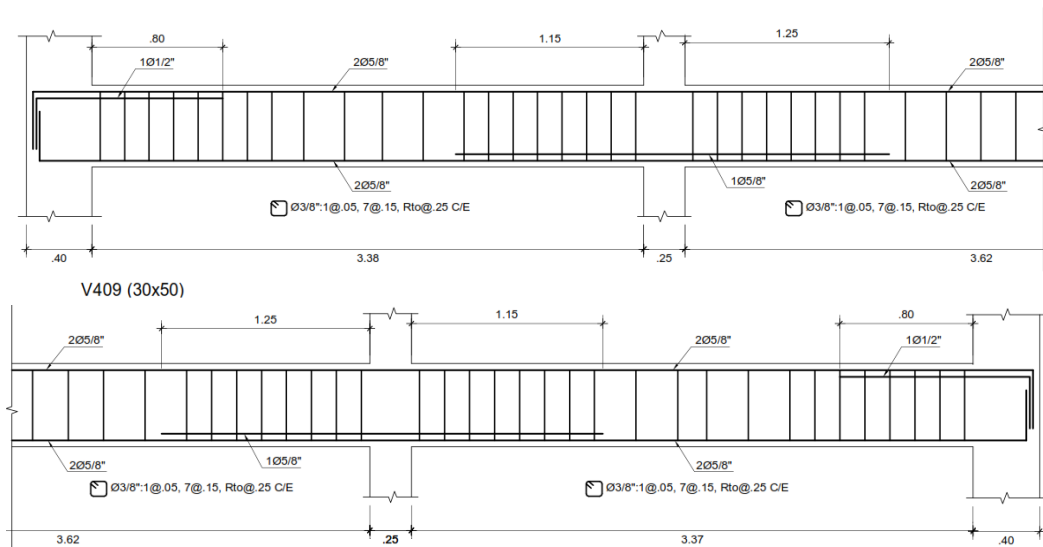


Fig. 7.15. Refuerzo final en viga V409 de edificación con disipadores

7.5. DISEÑO DE COLUMNAS

Luego de realizar el análisis estructural de acuerdo a lo indicado en el principio del presente capítulo, se obtendrán las fuerzas de diseño necesarias para el cálculo del refuerzo vertical y horizontal de las columnas de la edificación.

Se muestra el diseño de la columna P1 de sección 30x65 cm.

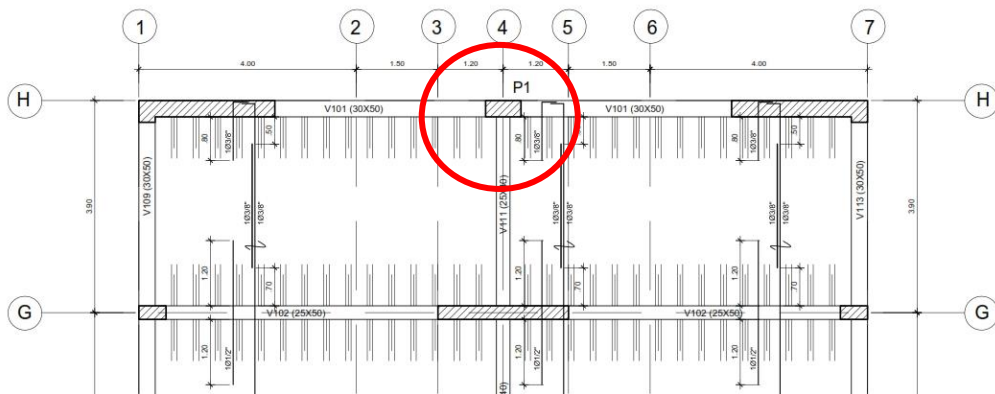


Fig. 7.16. Ubicación de columna P1 en edificio convencional

7.5.1. Diseño por flexo compresión

Si se analiza una sección transversal sometida a flexo compresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momento resistentes conforme se varíe la posición del eje neutro. A la curva que indica esta resistencia se le denomina diagrama de Interacción.

Para la construcción del mismo se debe analizar el equilibrio de la sección, variando la ubicación del eje neutro.

En un diagrama de interacción se pueden encontrar el punto P_0 corresponde al caso en el que el momento actuante es cero y la carga axial es máxima. Para calcular el valor de este punto se hace uso de la siguiente fórmula:

$$\phi P_o = \phi (0.85 f'c (A_g - A_s) + A_s f_y)$$

Donde:

- P_o : resistencia nominal en compresión pura
- ϕ : factor de reducción de resistencia (0.70 para flexo compresión)
- A_g : área bruta de la sección transversal de elemento
- A_s : área del refuerzo de acero longitudinal

Adicionalmente a este análisis, la norma establece ciertas disposiciones para columnas que resistan fuerzas de sismo, estas son:

- La resistencia especificada del concreto ($f'c$) no será menor que 210 kg/cm².
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado 60.
- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 4%.

Para nuestro caso iniciaremos construyendo el diagrama de interacción de nuestra columna considerando una cuantía mínima de acero y se incrementará hasta que las solicitaciones de carga axial y momento flector para cada una de las combinaciones de diseño, estén dentro de la capacidad de nuestra columna.

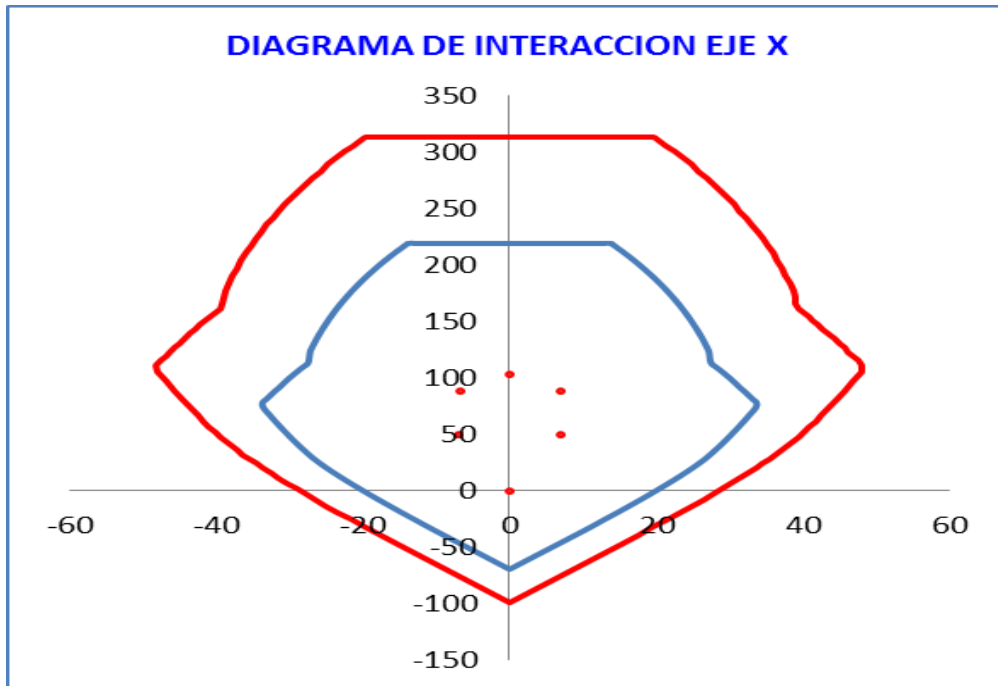


Fig. 7.17. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección X-X (Pu vs. Mu)

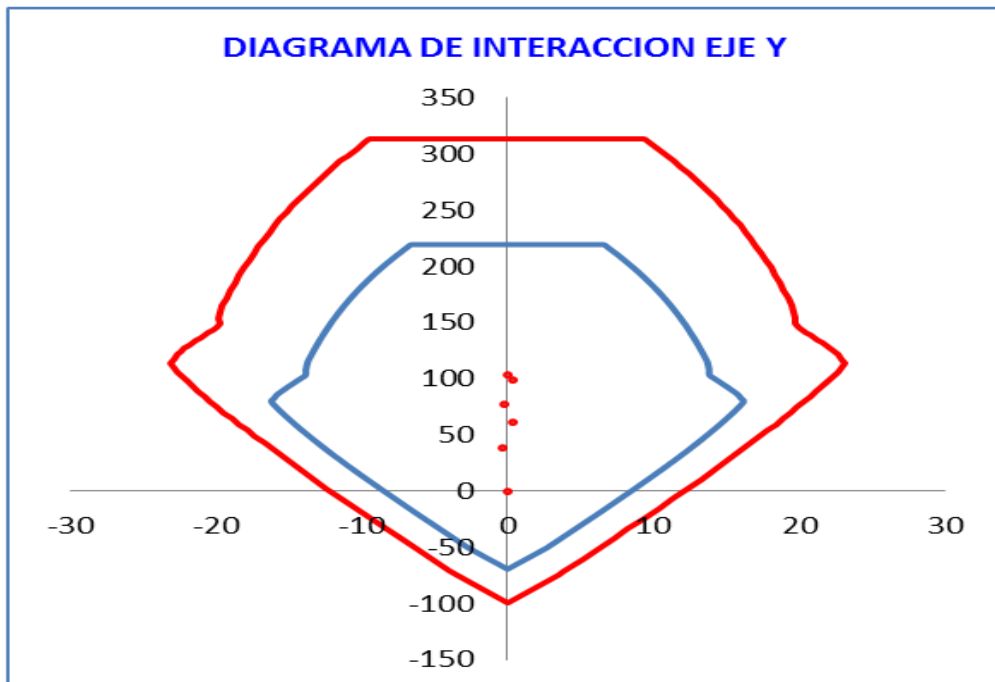


Fig. 7.18. Diagrama de interacción de columna P1 en dirección Y-Y (Pu vs. Mu)

Como se observa en los diagramas de interacción, nuestra columna reforzada con acero mínimo es capaz de soportar las solicitaciones de carga axial y momento producto del análisis estructural.

7.5.2. Diseño por corte

El diseño por corte es similar al efectuado para vigas, el cálculo del V_u de diseño se hace con los momentos nominales de la columna los cuales se obtienen del diagrama de interacción.

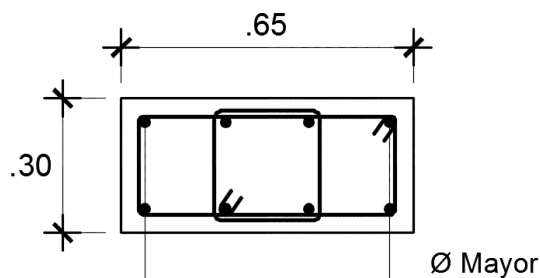
El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante se realiza con la misma expresión que la utilizada en vigas con la única diferencia que en este caso la resistencia se incrementa debido a la carga axial.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \left(1 + 0.071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

Donde:

- N_u : carga axial actuante
- A_g : área bruta de sección transversal

Luego de realizar los cálculos descritos se definió utilizar 2 estribos de 3/8" de diámetro con un espaciamiento máximo de 25 cm en la zona central de la columna.



4 Ø 3/4"+4 Ø 5/8"
 2 □ 3/8":1@.05;
 3@.15; R@.25

Fig. 7.19. Refuerzo final en columna P1 de edificación con disipadores

7.6. DISEÑO DE PLACAS

Similar al capítulo anterior, las placas se diseñarán por flexo-compresión y por cortante, los procedimientos son parecidos, en ambos casos, a los tratados en el diseño de columnas.

Debido a que los disipadores están ubicados en la dirección Y-Y, diseñaremos una placa en esa dirección para evaluar de qué forma influye en el diseño de las mismas. Se escogió la placa PL-2 por ser la que recibe mayores cargas sísmicas

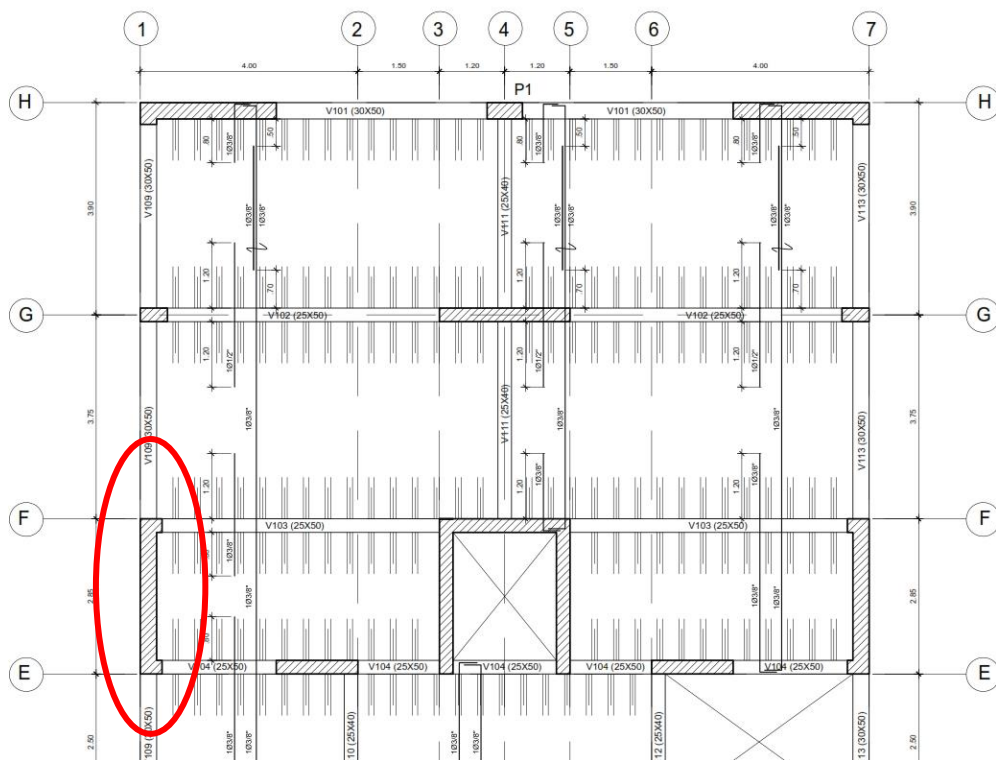


Fig. 7.20. Ubicación de placa PL2 en edificio con disipadores

7.6.1. Diseño por flexo compresión

Para que las placas sean consideradas como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexo compresión, la norma dice que la

relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1.

El refuerzo vertical se distribuye a lo largo del muro, concentrándose mayor refuerzo en los extremos, zonas denominadas núcleos, que se diseñan como columnas sometidas a flexo compresión debido a momentos de carga de gravedad y de sismo.

De igual manera que en el diseño de columnas, se deberá crear el diagrama de interacción de la placa y verificar que las solicitaciones estén dentro del diagrama; asegurando así que el elemento sea capaz de soportar las cargas de servicio y sísmicas.

Se calculó el acero mínimo para el muro con una cuantía de 0.25% de acuerdo a la E.060 y se consideraron núcleos de confinamiento en los extremos como se indicó anteriormente.

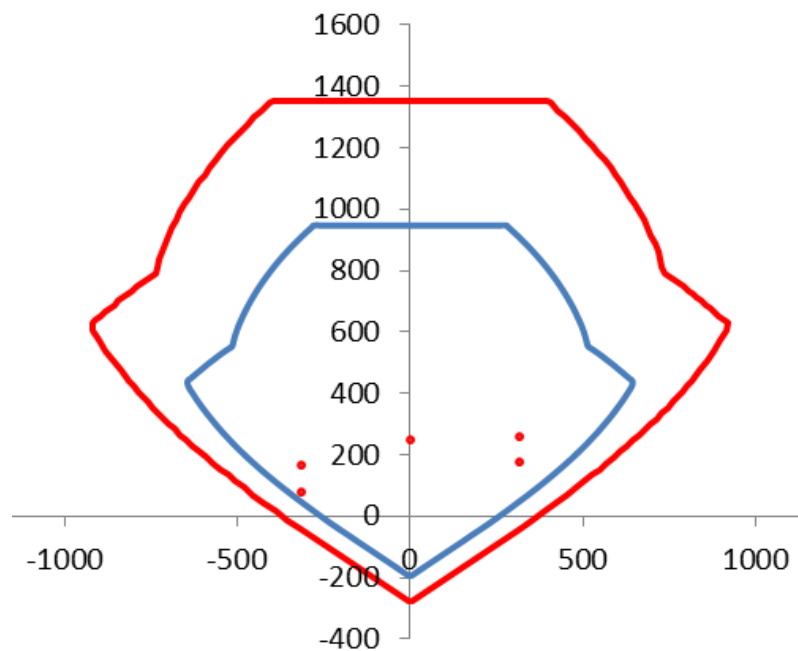


Fig. 7.21. Diagrama de interacción de placa PL2 (P_u vs. M_u)

Como se observa el diagrama de interacción abarca los puntos generados por las combinaciones de diseño; tanto para cargas axiales como para momentos flectores.

7.6.2. Diseño por corte

El diseño por corte también es similar al descrito en el diseño de vigas, es decir que se basa en las mismas expresiones descritas anteriormente.

Siguiendo la filosofía de la norma, el diseño de muros de corte está orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esta razón que se amplifica la fuerza cortante del muro de manera que la falla sea por flexión y no por corte como a continuación se indica:

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

Donde:

- V_u : cortante amplificado de diseño
- V_{ua} : cortante última producto del análisis estructural
- M_n : momento nominal de la sección asociado a P_u
- M_u : momento último proveniente del análisis estructural

Sin embargo, la amplificación del cortante se realizará con un factor máximo de 2.50 dado que valores superiores exigen que la cantidad de refuerzo por corte se incremente a tal punto que se obtienen cuantías inusuales en nuestro medio.

Combinaciones de Carga Norma E60								
Combinaciones	P_u	M_u	V_{ua}	ϕM_n	M_n	M_n/M_u Calculado	M_n/M_u Máximo	M_n/M_u Usado
1.4cm+1.7cv	247.93	3.10	1.93	521.30	744.71	240.31	2.50	2.50
1.25(cm+cv)+cs	261.39	318.76	42.22	531.63	759.47	2.38	2.50	2.38
1.25(cm+cv)-cs	165.09	-313.58	38.97	440.67	629.53	2.01	2.50	2.01
0.9cm+cs	174.36	317.43	41.45	453.74	648.20	2.04	2.50	2.04
0.9cm-cs	78.06	-314.91	39.74	336.28	480.40	1.53	2.50	1.53

Tabla 7.6. Relación M_n/M_u para las combinaciones de carga en placa PL2 de edificación con disipadores

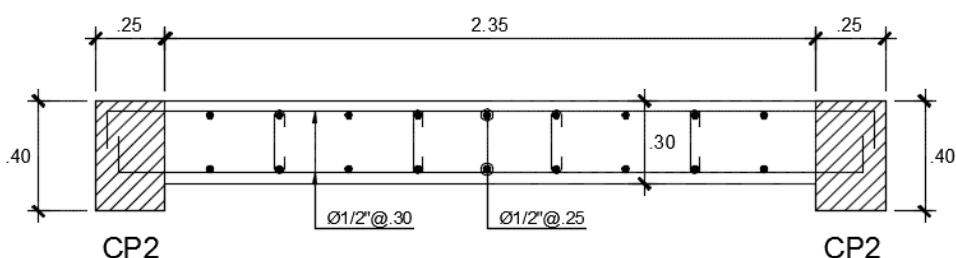
Vu	ϕVn	CONDICION
4.81	182.55	OK
100.58	182.55	OK
78.22	182.55	OK
84.63	182.55	OK
60.62	182.55	OK

Tabla 7.7. Verificación de cortante último amplificado en placa PL2 de edificación con disipadores

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE								
Combinaciones	Vu	Nu/Ag	<>	0.10f'c	Vc	Vs	As transv.	S
1.4cm+1.7cv	4.81	34.80	>	21.00	43.78	-38.12	2.52	-126.62
1.25(cm+cv)+cs	100.58	36.69	>	21.00	43.78	74.55	2.52	64.74
1.25(cm+cv)-cs	78.22	23.17	>	21.00	43.78	48.25	2.52	100.03
0.9cm+cs	84.63	24.47	>	21.00	43.78	55.79	2.52	86.51
0.9cm-cs	60.62	10.96	<	21.00	0.00	71.31	2.52	67.68

Tabla 7.8. Espaciamiento de refuerzo horizontal en placa PL2 en edificación con disipadores

Se verificó que la placa cumple los requisitos por corte, se utilizará un refuerzo horizontal de 1/2" con un espaciamento máximo de 30 cm.



PLACA PL-2
ESCALA 1:25

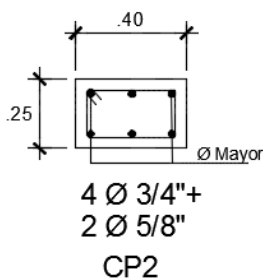


Fig. 7.22. Refuerzo final en placa PL2 en edificación con disipadores

7.7. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas y placas. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

Para nuestro edificio utilizaremos una platea de cimentación por contar con cargas y momentos elevados. Se realizó el análisis y diseño de la subestructura con ayuda del software SAFE 2016.

7.7.1. Verificación de esfuerzos

Se debe evaluar que las presiones reales debido a las cargas y momentos que ejerce el edificio sobre la cimentación sea menor que la capacidad portante del terreno.

En este caso consideramos una capacidad portante de 1.42 kg/cm² y un coeficiente de balasto de 2.4 kg/cm³. El esfuerzo actuante se calculará con la siguiente expresión:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x Y}{I_x} \pm \frac{M_y X}{I_y}$$

Donde:

- q: presión de contacto de un punto dado (X,Y)
- Q: carga vertical sobre la platea
- A: área de la platea
- M_x, M_y: carga Q multiplicada por la excentricidad paralela a los ejes de coordenadas Y y X, respectivamente.
- I_x, I_y: momento de inercia del área de la cimentación con relación a los ejes de coordenadas X e Y, respectivamente.
- x, y: coordenadas de cualquier punto de la platea con respecto a los ejes de coordenadas X e Y que pasan por el centroide del área de la platea.

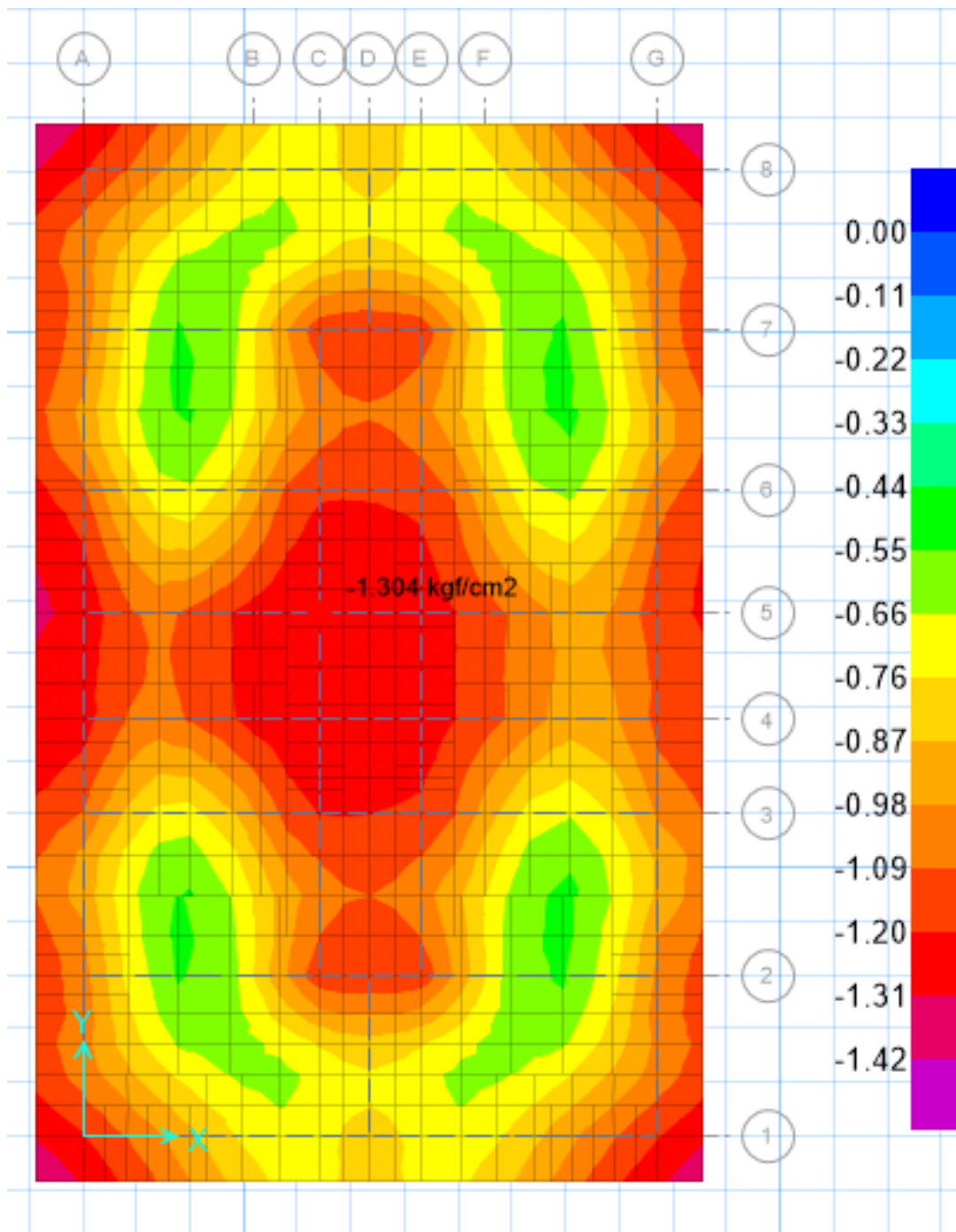


Fig. 7.23. Presiones transmitidas al terreno en platea de cimentación de edificación con disipadores

7.7.2. Diseño por punzonamiento

Se busca definir el peralte que tendrá la platea, el cual será como mínimo el indicado en el plano de cimentación, este peralte asegura que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la platea menos 10 cm ($d = h - 10$).

Se asume que la cimentación actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “Lo” sea mínimo, y este se presenta a “d/2” de la cara de la columna o placa.

En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes ($P_u \text{ máx}$).

7.7.3. Diseño por flexión

El diseño por flexión dará a conocer el área de acero de refuerzo que necesita la platea para soportar los momentos últimos de diseño. Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el diseño de losas y vigas.

Se obtuvieron las fuerzas de diseño del análisis estructural de la superestructura, las cuales se ingresaron en el modelo de la cimentación calculando de esta forma los momentos de diseño de la platea de cimentación y posteriormente el área y varillas de acero de refuerzo.

Se muestra en la figura la planta de cimentación de nuestra edificación.

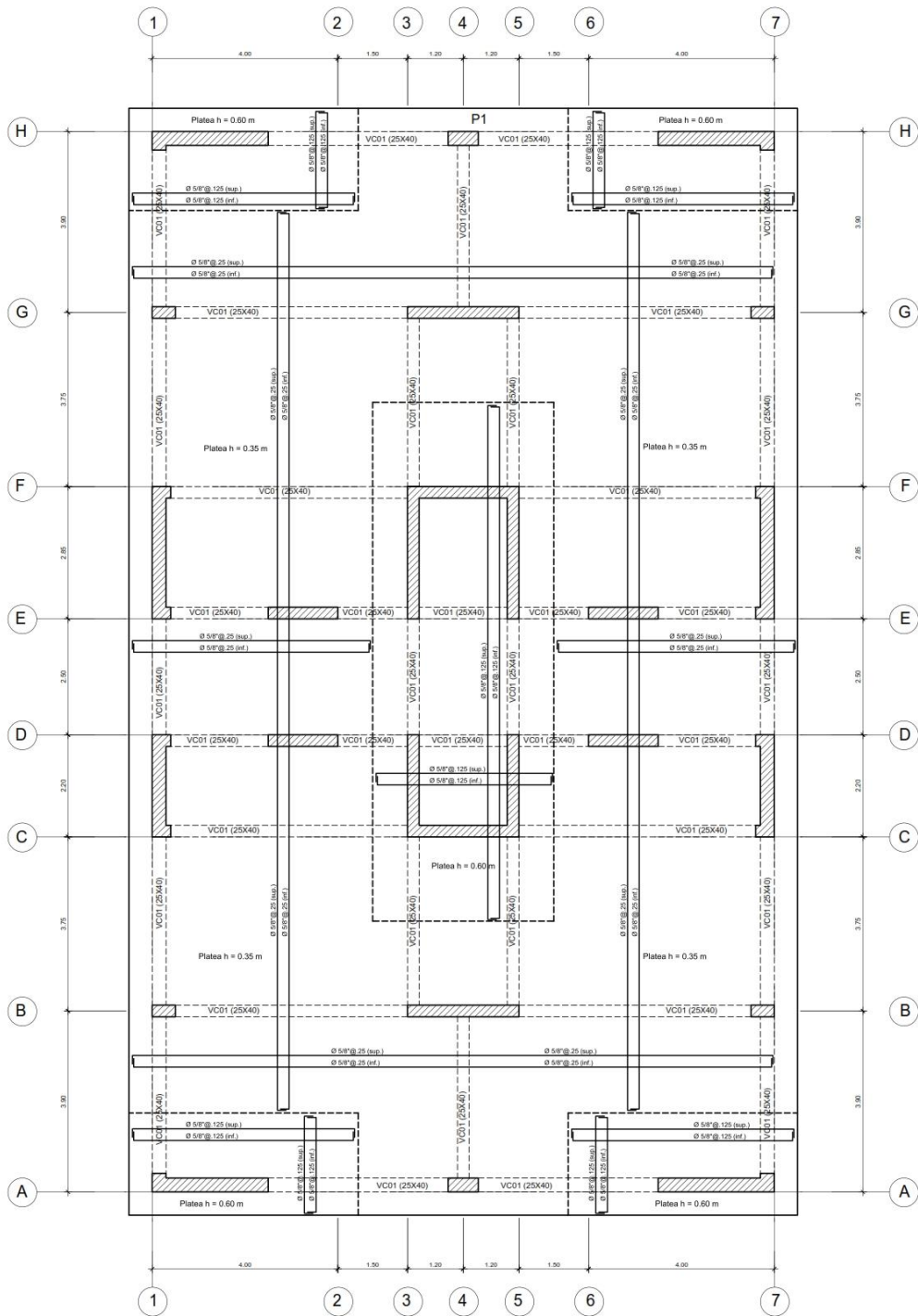


Fig. 7.24. Refuerzo final en platea de cimentación de edificación con disipadores

7.8. PERFIL METÁLICO DEL DISIPADOR

En el capítulo 5 se escogió un perfil metálico con el objetivo de obtener las propiedades del disipador y realizar el análisis estructural de la edificación con disipadores.

A continuación se verificará que el perfil sea capaz de soportar las de tracción y compresión a las que estará expuesto y su funcionalidad dentro del esquema estructural planteado.

El perfil metálico seleccionado es de tipo HSS 7.50x0.50 para cada uno de los disipadores colocados. Las propiedades del perfil son:

- Área del perfil metálico (A): 10.3 in²
- Radio de perfil metálico (r): 2.49 in
- Módulo de elasticidad (E_{ac}): 29,000 ksi
- Esfuerzo de fluencia (f_y): 35 ksi
- Resistencia en tensión (F_u): 50 ksi

El brazo metálico se verificó para el caso más desfavorable, por lo que se considera la fuerza axial máxima entre todos los disipadores (66.09 tn).

7.8.1. Verificación por compresión

Para verificar que el perfil no falle por compresión deberemos comprobar que su capacidad en compresión sea mayor que la carga actuante.

$$\phi P_n > P_u$$

Para lo cual deberá calcularse el valor de ϕP_n con las siguientes ecuaciones:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A$$

$$F_{cr} = 0.658^{f_y/f_e} \cdot f_y$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

Con las variables ya descritas, se realizó el cálculo correspondiente; obteniendo:

$$\phi P_n = 135.14 \text{ tn} > 66.09 \text{ tn}$$

Se comprueba que el perfil metálico soporta las cargas de compresión producto del análisis estructural.

7.8.2. Verificación por tensión

Se comprobará que la tensión nominal sea superior que la carga actuante.

$$\phi T_n > T_u$$

Para lo cual deberá calcularse el valor de ϕT_n con la siguiente ecuación:

$$\phi T_n = \phi f_y A$$

Luego de realizado el cálculo se obtiene:

$$\phi T_n = 147.17 \text{ tn} > 66.09 \text{ tn}$$

Se comprueba que el perfil metálico soporta las cargas de tensión producto del análisis estructural.

CAPÍTULO VIII

ANÁLISIS ECONOMICO DE ALTERNATIVAS

8.1. GENERALIDADES

En el presente capítulo se busca cuantificar las diferencias entre el edificio convencional y el edificio con disipadores analizados y diseñados en los capítulos anteriores, se realizará el metrado y presupuestado de ambas estructuras con el fin de saber el costo de cada una y poder compararlas desde el punto de vista funcional y económico.

8.2. PLATEAS DE CIMENTACIÓN

En ambas propuestas se consideró usar plateas de cimentación como subestructura, a continuación se detalla las partidas y sus metrados para cada una de las edificaciones.

8.2.1. Concreto $f'c$ 210 kg/cm²

Tanto para el edificio convencional como para el edificio con disipadores se considera el mismo peralte y misma área de platea, por lo que no habrá variación en el volumen de concreto armado en ambas alternativas.

Las plateas de cimentación planteadas tienen peraltes de 35 y 60 cm. en un área total de 343.44 m².

El volumen total de ambas plateas es de 141.96 m³.

8.2.2. Acero de refuerzo

8.2.2.1. Edificio convencional

En el caso de edificio convencional se calculó doble malla de acero de 5/8" @ 20 cm como acero superior e inferior en las zonas de peralte de 35 cm. En las zonas de peralte de 65 cm se considera acero desde 5/8" hasta 1" de diámetro.

El total de acero en kilogramos de la platea del edificio convencional es de 38,680.30 kg.

8.2.2.2. Edificio con disipadores

En el edificio con disipadores de energía se diseñó una losa con acero menor a lo planteado en la edificación convencional. Esto es debido a las menores solicitaciones sísmicas en los elementos estructurales verticales; lo que deriva a menores momentos últimos en la base del edificio.

Luego de realizar el metrado del acero se calculó un total de 13,208.88 kg.

8.3. VIGAS DE CIMENTACIÓN

Las vigas de cimentación completan la subestructura considerada. En ambas edificaciones se considera vigas de sección 25x40 cm, sin embargo, varía para cada una las longitudes y el refuerzo de acero.

8.3.1. Concreto $f'c$ 210 kg/cm²

8.3.1.1. Edificio convencional

En el edificio convencional se considera implementar vigas de cimentación que generen un sistema de cimentación conectada, apoyando en la transmisión de cargas de los puntos más desfavorables. La cantidad de concreto considerado para las vigas de cimentación es de 12.03 m³.

8.3.1.2. Edificio con disipadores

De igual manera se utilizaron vigas de cimentación, sin embargo se obtuvieron diferentes cantidades de concreto debido a la ausencia de algunas placas lo que deriva en mayor longitud de vigas de cimentación. La cantidad de concreto calculado es de 12.63 m³

8.3.2. Encofrado y desencofrado

8.3.2.1. Edificio convencional

Luego de realizar los metrados del encofrado de las vigas de cimentación se calculó un total de 26.01 m²

8.3.2.2. Edificio con disipadores

El metrado de encofrado de vigas de cimentación arroja un total de 26.67 m².

8.3.3. Acero de refuerzo

8.3.3.1. Edificio convencional

Se calculó el área de refuerzo necesaria para que las vigas de cimentación soporten las tracciones a las que estarán sometidas. El total de acero necesario es de 1,563.13 kg.

8.3.3.2. Edificio con disipadores

Debido a que el edificio con disipadores tiene menos solicitaciones sísmicas en la cimentación, el total de acero necesario para las vigas de cimentación de este edificio es de 1,220.38 kg.

8.4. COLUMNAS

Las columnas son los primeros elementos parte de la superestructura, en ambas edificaciones están ubicados en los pórticos exteriores por lo que no reciben cargas verticales considerables. En ambos casos el diseño del refuerzo de acero indicó utilizar el área de acero mínimo.

A continuación se muestran las partidas y cantidades necesarias para la construcción de las columnas.

8.4.1. Concreto $f'c$ 210 kg/cm²

8.4.1.1. Edificio convencional

Este edificio cuenta únicamente con dos columnas, ambas de sección 30x65 cm. La cantidad de concreto calculado de las columnas es de 9.01 m³.

8.4.1.2. Edificio con disipadores

en esta edificación se consideran dos columnas de sección 30x65 cm y cuatro columnas de sección 25x50 cm. La cantidad de concreto necesario para las seis columnas es 20.56 m³.

8.4.2. Encofrado y desencofrado

8.4.2.1. Edificio convencional

Se realizó el metrado del área de encofrado necesaria alcanzando un valor de 87.78 m².

8.4.2.2. Edificio con disipadores

El encofrado de las seis columnas de este edificio alcanza un área total de 226.38 m².

8.4.3. Acero de refuerzo

8.4.3.1. Edificio convencional

Las columnas de este edificio estarán reforzadas con el área de acero mínimo normativo. Se alcanza un total de 1,445.70 kg.

8.4.3.2. Edificio con disipadores

Las columnas de este edificio también obedecen a la cuantía mínima de refuerzo de acero alcanzando un total de 3,199.23 kg.

8.5. PLACAS

Las placas son los elementos predominantes del sistema estructural, por lo que reciben la mayor parte de carga axial, momentos y fuerza cortante. Se consideran placas de 25 y 30 cm de espesor y se colocaron núcleos de confinamiento en las dos alternativas diseñadas.

8.5.1. Concreto $f'c$ 210 kg/cm²

8.5.1.1. Edificio convencional

Este edificio cuenta con 10 placas en la dirección X-X, 8 placas en la dirección Y-Y y 2 placas de ascensores en forma de "U".

La cantidad de concreto calculada en las placas es de 341.53 m³.

8.5.1.2. Edificio con disipadores

El edificio con disipadores cuenta con 10 placas en la dirección X-X, 4 placas en la dirección Y-Y y 2 placas de ascensores en forma de "U". la cantidad de concreto calculada es de 289.33 m³.

8.5.2. Encofrado y desencofrado

8.5.2.1. Edificio convencional

El metrado del encofrado de las placas del edificio convencional arroja un total de 2,735.04 m².

8.5.2.2. Edificio con disipadores

El metrado del encofrado de las placas del edificio con disipadores arroja un total de 2,328.48 m².

8.5.3. Acero de refuerzo

8.5.3.1. Edificio convencional

Se realizó el cálculo del acero de refuerzo necesario para cubrir las solicitaciones del análisis estructural. El metrado indica un total de 43,699.93 kg.

8.5.3.2. Edificio con disipadores

Luego de calcular el área de acero necesario para las placas del edificio con disipadores se obtiene un total de 31,721.49 kg.

8.6. VIGAS

Las vigas son los elementos encargados de recibir las cargas verticales provenientes de las losas y las transmiten hacia las columnas y placas, sin embargo también reciben momentos producto de las cargas verticales. Es por ello que también existe diferencia en los refuerzos de las vigas de cada una de las alternativas planteadas. Se consideraron vigas de secciones 30x50 cm, 25x50 cm y 25x40 cm.

8.6.1. Concreto $f'c$ 210 kg/cm²

En ambos edificios el volumen de concreto es el mismo debido a contar con las mismas longitudes y secciones. El metrado del concreto da un total de 199.94 m³.

8.6.2. Encofrado y desencofrado

8.6.2.1. Edificio convencional

Luego de realizar el metrado del área a encofrar para la construcción de las vigas se llegó a la cantidad de 1,272.42 m².

8.6.2.2. Edificio con disipadores

Debido a que este edificio cuenta con menos placas que el anterior, se deberá encofrar mayor longitud de vigas, calculando un total de 1,322.64 m².

8.6.3. Acero de refuerzo

8.6.3.1. Edificio convencional

Debido a contar con solicitaciones altas, las vigas con responsabilidad sísmica cuenta con refuerzo considerable. Sin embargo, no superan el máximo de refuerzo normativo. El cálculo de refuerzo arroja un total de 20,973.10 kg.

8.6.3.2. Edificio con disipadores

Este edificio disminuye considerablemente los refuerzos debido a la inclusión de disipadores de energía alcanzando un total de 17,383.33 kg.

8.7. LOSA ALIGERADA

En el diseño de las losas aligeradas predominan las cargas de servicio, por lo que no existe variación en peralte ni refuerzo entre ambas alternativas diseñadas.

8.7.1. Concreto $f'c$ 210 kg/cm²

Luego de realizar los metrados se obtuvo un total de 236.91 m³

8.7.2. Encofrado y desencofrado

El área total a encofrar para la construcción de la losa aligerada es de 2,182.10 m².

8.7.3. Acero de refuerzo

El cálculo del acero de refuerzo nos da un total de 7,228.24 kg.

8.8. PRESUPUESTO

Luego de realizar el metrado de las partidas necesarias para la construcción de las estructuras de ambas alternativas, realizaremos un presupuesto con costos actuales del mercado con el fin de evaluar la diferencia económica entre ambas edificaciones diseñadas.

Los costos unitarios considerados son los siguientes:

DESCRIPCION	UND	C. U. (\$/.)
MOVIMIENTO DE TIERRAS		
Corte de terreno	m3	3.66
Relleno material de préstamo	m3	37.31
Nivelación y compactacion de terreno	m2	5.80
Acarreo y eliminacion de material	m3	7.69
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
Solado 2"	m2	16.22
OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	355.00
Encofrado y desencofrado normal	m2	38.00
Encofrado y desencofrado caravista	m2	48.00
Acero de refuerzo	kg	5.20
Ladrillo techo 0.30x0.30x0.15 m	und	2.80

Tabla 8.1. Costos unitarios de partidas de estructuras

Adicionalmente, se realizó la cotización de los disipadores de energía con la empresa CDV Ingeniería Antisísmica, especialista en venta e instalación de este tipo de dispositivos. Para ello se enviaron los datos necesarios para la cotización de acuerdo al siguiente cuadro:

Cantidad	Fuerza	Velocidad	C	α	Stroke máx.	Disposición
3	110 kip	0.11 m/s	150 tn.s/m	0.5	2.29 cm	Diagonal
15	165 kip	0.25 m/s	150 tn.s/m	0.5	2.29 cm	Diagonal

Tabla 8.2. Propiedades de disipadores de energía utilizados

La cotización realizada por la empresa mencionada asciende a un monto total de \$ 145,500.00 (Dólares americanos). De acuerdo a esto se procedió a realizar ambos presupuestos obteniendo como resultado:

PRESUPUESTO 1

PROYECTO : EDIFICIO CONVENCIONAL 9 NIVELES
UBICACIÓN : Distrito y Provincia de Trujillo - La Libertad
FECHA : 2017

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	CANT.	COSTO	
				Unitario	Parcial
1.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,306.96
1.01	Corte de terreno	m3	274.75	3.66	1,005.59
1.02	Relleno material de préstamo	m3	68.69	37.31	2,562.75
1.03	Nivelación y compactacion de terreno	m2	343.44	5.80	1,991.95
1.04	Acarreo y eliminacion de material	m3	357.18	7.69	2,746.68
2.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				5,570.60
2.01	Solado 2"	m2	343.44	16.22	5,570.60
3.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				1,267,045.58
3.01	PLATEA DE CIMENTACION				255,082.36
3.01.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	141.96	380.00	53,944.80
3.01.02	Acero de refuerzo	kg	38,680.30	5.20	201,137.56
3.02	VIGAS DE CIMENTACION				13,688.06
3.02.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	12.03	380.00	4,571.40
3.02.02	Encofrado y desencofrado	m2	26.01	38.00	988.38
3.02.03	Acero de refuerzo	kg	1563.13	5.20	8,128.28
3.03	COLUMNAS				15,154.88
3.03.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	9.01	380.00	3,423.80
3.03.02	Encofrado y desencofrado	m2	87.78	48.00	4,213.44
3.03.03	Acero de refuerzo	kg	1445.70	5.20	7,517.64
3.04	PLACAS				488,302.96
3.04.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	341.53	380.00	129,781.40
3.04.02	Encofrado y desencofrado	m2	2735.04	48.00	131,281.92
3.04.03	Acero de refuerzo	kg	43699.93	5.20	227,239.64
3.05	VIGAS				233,389.28
3.05.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	199.94	380.00	75,977.20
3.05.02	Encofrado y desencofrado	m2	1272.42	38.00	48,351.96
3.05.03	Acero de refuerzo	kg	20973.10	5.20	109,060.12
3.06	LOSA ALIGERADA				261,428.05
3.06.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	236.91	380.00	90,025.80
3.06.02	Encofrado y desencofrado	m2	2182.10	38.00	82,919.80
3.06.03	Acero de refuerzo	kg	7228.24	5.20	37,586.85
3.06.04	Ladrillo techo 0.30x0.30x0.15 m	und	18177.00	2.80	50,895.60
COSTO DIRECTO					S/. 1,280,923.14

Son Un millón, doscientos ochenta mil, novecientos veintitres con 14/100 Soles.

Tabla 8.3. Presupuesto de estructuras de edificación convencional

PRESUPUESTO 2

PROYECTO : EDIFICIO CON DISIPADORES 9 NIVELES
UBICACIÓN : Distrito y Provincia de Trujillo - La Libertad
FECHA : 2017

PARTIDA	DESCRIPCION	UND	CANT.	COSTO	
				Unitario	Parcial
1.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				8,306.96
1.01	Corte de terreno	m3	274.75	3.66	1,005.59
1.02	Relleno material de préstamo	m3	68.69	37.31	2,562.75
1.03	Nivelación y compactacion de terreno	m2	343.44	5.80	1,991.95
1.04	Acarreo y eliminacion de material	m3	357.18	7.69	2,746.68
2.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				5,570.60
2.01	Solado 2"	m2	343.44	16.22	5,570.60
3.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				1,535,602.92
3.01	PLATEA DE CIMENTACION				122,630.98
3.01.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	141.96	380.00	53,944.80
3.01.02	Acero de refuerzo	kg	13,208.88	5.20	68,686.18
3.02	VIGAS DE CIMENTACION				12,158.84
3.02.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	12.63	380.00	4,799.40
3.02.02	Encofrado y desencofrado	m2	26.67	38.00	1,013.46
3.02.03	Acero de refuerzo	kg	1220.38	5.20	6,345.98
3.03	COLUMNAS				35,315.04
3.03.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	20.56	380.00	7,812.80
3.03.02	Encofrado y desencofrado	m2	226.38	48.00	10,866.24
3.03.03	Acero de refuerzo	kg	3199.23	5.20	16,636.00
3.04	PLACAS				386,664.19
3.04.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	289.33	380.00	109,945.40
3.04.02	Encofrado y desencofrado	m2	2328.48	48.00	111,767.04
3.04.03	Acero de refuerzo	kg	31721.49	5.20	164,951.75
3.05	VIGAS				216,630.84
3.05.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	199.94	380.00	75,977.20
3.05.02	Encofrado y desencofrado	m2	1322.64	38.00	50,260.32
3.05.03	Acero de refuerzo	kg	17383.33	5.20	90,393.32
3.06	LOSA ALIGERADA				261,428.05
3.06.01	Concreto f'c= 210 kg/cm2	m3	236.91	380.00	90,025.80
3.06.02	Encofrado y desencofrado	m2	2182.10	38.00	82,919.80
3.06.03	Acero de refuerzo	kg	7228.24	5.20	37,586.85
3.06.04	Ladrillo techo 0.30x0.30x0.15 m	und	18177.00	2.80	50,895.60
4.00	DISIPADORES DE ENERGÍA				500,775.00
4.01	Disipadores	glb	1.00	472,875.00	472,875.00
4.02	Perfil metálico	und	18.00	950.00	17,100.00
4.03	Conexiones	und	36.00	300.00	10,800.00

COSTO DIRECTO SI. 1,549,480.48

Son Un millón, quinientos cuarenta y nueve mil, cuatrocientos ochenta con 48/100 Soles.

Tabla 8.4. Presupuesto de estructuras de edificación con disipadores

Como se observa, la edificación con disipadores arroja un monto total más elevado que la edificación convencional; con una diferencia de 268,557.34 Soles. Sin embargo, si consideramos que el área total a construir por los nueve niveles es de 2,686.46 m² se tiene un sobre costo de 99.97 Soles por metro cuadrado; monto que se puede recuperar minimizando las obras de arquitectura mediante el empleo de sistema drywall y otros, tal como se consideró en el análisis de esta edificación.

Así mismo, se considera que los resultados y el comportamiento que tendrá la estructura con la implementación de disipadores de energía viscosos; compensa con creces la inversión a realizar.

Finalmente se considera funcional la inclusión de disipadores de energía viscosos tanto estructural como económicamente para edificaciones en la ciudad de Trujillo. El monto de sobre costo calculado es inferior a los montos vistos en otras investigaciones de este tipo.

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES

9.1. CONCLUSIONES

La inclusión de disipadores de energía viscosos en el sistema estructural redujo la energía sísmica absorbida por la estructura, minimizando a su vez el daño estructural del edificio. Los disipadores implementados absorbieron el 41.31% de la energía sísmica que ingresa a la edificación.

La deriva máxima obtenida en la edificación con disipadores equivale al 83.3% de la deriva normativa, diferente al caso del edificio convencional donde las derivas alcanzan el 96.4% del límite normativo; lo que significa que el sistema estructural con disipadores cumple de forma holgada la normativa sísmica con desplazamientos mejores a los obtenidos en la edificación convencional.

El empleo de disipadores de energía viscosos reduce las fuerzas de diseño de las vigas, columnas, placas y cimentación; minimizando el refuerzo de acero necesario de los elementos. En la edificación con disipadores, la cimentación requiere el 60.43% del refuerzo necesario en la edificación convencional; las placas, el 64.80% y las vigas, el 60.79% del refuerzo de acero necesario en la edificación convencional.

En muchos elementos estructurales del sistema estructural con disipadores se obtuvieron menores cantidades de refuerzo, sin embargo no se pudo reducir el mismo por cumplir con las cuantías mínimas normativas. Por lo que se puede deducir que el sistema es cada vez más funcional en edificios de mayor altura, mayores luces o en edificios de mayor importancia donde las fuerzas sísmicas de diseño normativas sean mayores.

Se concluye que el sistema estructural de muros de corte con disipadores de energía es funcional tanto estructural como económicamente en edificios comunes en la ciudad de Trujillo considerando sus condiciones de suelo y zona sísmica.

9.2. LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Analizar otros tipos de sistemas de protección sísmica que puedan ser funcionales y económicos para edificios dentro de nuestra ciudad.

Realizar el análisis de una edificación con disipadores de energía considerando la interacción entre suelo y estructura y compararla con el análisis de la misma estructura considerando la base empotrada.

Realizar análisis sísmicos tiempo-historia en edificaciones y comparar los resultados con los de análisis espectrales y de fuerza lateral equivalente.

Comparar las normas sísmicas de otros países con respecto al análisis y diseño de edificaciones con dispositivos de protección sísmica; así como, adecuar, aumentar e implementar mejoras a la norma sismorresistente peruana.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, Roberto (2008) Análisis sísmico de edificios. (Primera edición). Quito, Ecuador.

American Society Of Civil Engineers (ASCE) (2005) ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. (2010 edition). Reston, VA.

Boza, Zuen y Galán, Danny (2013) Diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo Chevron. Lima, Perú.

Díaz, Marco (2014) Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos. (Tesis). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1997) Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings – NEHRP. FEMA 273 – 274. Washington, D.C.

Harmsen, Teodoro (2005) Diseño de estructuras de concreto armado. (Cuarta edición). Lima, Perú.

Ottazzi, Gianfranco (2011) Diseño en concreto armado. (Segunda Edición). Lima, Perú.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) Norma técnica de edificación E.020. Cargas.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2009) Norma técnica de edificación E.060. Concreto Armado.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) Norma técnica de edificación E.030. Diseño Sismorresistente.

Rivera, Julio (2013). Plateas de cimentación para edificios con muros portantes. Lima, Perú.

Villarreal, Genner y Díaz, Marco (2016) Edificaciones con disipadores viscosos. Lima, Perú.

Villarreal, Genner y Oviedo, Ricardo (2009) Edificaciones con disipadores de energía. Lima, Perú.

ANEXOS