

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE
EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO
CON IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

**CARLOS ENRIQUE GONZALES MUCHA
CÉSAR AUGUSTO MALCA YAÑEZ**

Lima- Perú

2015

INDICE

RESUMEN.....	5
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS.....	15
INTRODUCCIÓN.....	21
CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES.....	23
1.1 ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	23
1.2 INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE IRREGULARIDAD VERTICAL	24
1.3 EDIFICACIONES IRREGULARES EN LAS NORMAS VIGENTES	27
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	29
2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL	29
2.1.1 Excitación sísmica.....	29
2.1.2 Ecuación de movimiento	30
2.1.3 Parámetros de respuesta	31
2.1.4 Tiempo - historia de la respuesta	31
2.1.5 Espectros de respuesta.....	33
2.1.6 Espectro de pseudo-aceleración	34
2.2 VIBRACIÓN LIBRE EN SISTEMAS DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MGDL).....	35
2.2.1 Ecuación de Movimiento de un Sistema Lineal MGDL	35
2.2.2 Sistemas sin amortiguamiento	35
2.2.3 Expansión modal de desplazamientos	38
2.2.4 Sistemas con amortiguamiento	39
2.3 AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS	40
2.3.1 Amortiguamiento de Rayleigh y Amortiguamiento de Caughey	41
2.4 ANÁLISIS MODAL - GENERALIDADES.....	44
2.4.1 Ecuaciones modales para sistemas amortiguados.....	44
2.4.2 Respuesta de desplazamientos	45
2.4.3 Fuerzas en elementos.....	45
2.5 ANÁLISIS MODAL	46
2.5.1 Ecuaciones de movimiento	46
2.5.2 Expansión modal de desplazamientos y fuerzas.....	46

2.5.3	Ecuaciones modales	47
2.5.4	Respuesta modal	47
2.5.5	Expansión modal de la fuerza sísmica efectiva	48
2.6	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	49
2.6.1	Respuesta modal máxima	49
2.6.2	Reglas de combinación modal	49
2.7	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SISTEMAS INELÁSTICOS.....	51
2.7.1	Características de los materiales	52
2.7.1.1	<i>Concreto no-confinado</i>	52
2.7.1.2	<i>Concreto Confinado</i>	53
2.7.1.3	<i>Acero de refuerzo</i>	55
2.7.2	Relaciones Fuerza-Deformación en componentes estructurales	56
2.7.2.1	<i>Modelo Elastoplástico</i>	56
2.7.2.2	<i>Sistema Lineal Correspondiente</i>	57
2.7.2.3	<i>Modelo con endurecimiento por deformación</i>	58
2.7.2.4	<i>Modelo con degradación de rigidez</i>	59
2.7.2.5	<i>Modelo con comportamiento tipo apretamiento</i>	59
2.7.2.6	<i>Modelo con Degradación Cíclica de la Resistencia</i>	60
2.7.2.7	<i>Modelo con Degradación de Rigidez y Degradación Cíclica de la Resistencia</i>	61
2.7.2.8	<i>Modelo con Degradación de Resistencia en el Ciclo</i>	62
2.7.3	Modelo histerético de Takeda	63
2.8	MODELO DE ELEMENTOS INELÁSTICOS	64
2.8.1	Tipos de Modelos No-Lineales	64
2.9	EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA RESPUESTA DINÁMICA	67
2.9.1	Método de Newmark	67
CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA BASE		68
3.1	DEFINICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS BASE	68
3.2	CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	69
3.3	NORMATIVIDAD.....	69
3.4	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	69
3.4.1	Losa.....	70
3.4.2	Vigas.....	70
3.4.3	Columnas.....	70
3.5	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	72
3.5.1	Modelo Estructural	72

3.5.2	Periodo modales de los modelos de las estructuras base	74
3.5.3	Espectro de pseudo aceleraciones	75
3.5.4	Resultados del análisis por combinación espectral	76
3.5.4.1	<i>Control de desplazamiento lateral relativo de entrepiso</i>	<i>76</i>
3.5.4.2	<i>Verificación de la cortante en la base.....</i>	<i>78</i>
3.5.5	Diseño en concreto armado	79
3.5.5.1	<i>Diseño de vigas a flexión</i>	<i>79</i>
3.5.5.2	<i>Diseño de vigas a corte.....</i>	<i>84</i>
3.5.5.3	<i>Diseño de columnas a flexo-compresión.....</i>	<i>89</i>
3.5.5.4	<i>Diseño de columnas a corte.....</i>	<i>93</i>
3.6	LIMITACIONES DE USO DE SISTEMAS APORTICADOS.....	95

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO DE MODELOS IRREGULARES 99

4.1	DEFINICIÓN DE LOS MODELOS IRREGULARES.	99
4.2	ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	105
4.2.1	Espectro de pseudo aceleraciones	105
4.2.2	Características dinámicas de los modelos irregulares.....	106
4.2.3	Resultados del análisis por combinación espectral	110
4.2.3.1	<i>Desplazamientos laterales de diafragma.....</i>	<i>110</i>
4.2.3.2	<i>Desplazamiento laterales relativos de entrepiso</i>	<i>118</i>
4.3	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	124
4.3.1	Diseño de vigas a flexión	124
4.3.2	Diseño de vigas a corte.....	128
4.3.3	Diseño de columnas a flexo-compresión.....	128
4.3.4	Diseño de columnas a corte.....	132
4.4	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO-LINEAL	133
4.4.1	Escalamiento del registro sísmico	133
4.4.2	Consideraciones para el modelamiento	135
4.3.1.	Resultados de análisis	138

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE RESULTADOS..... 142

5.1	METODOLOGÍA	142
5.2	CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LOS MODELOS IRREGULARES	144
5.2.1	Parámetros de comportamiento elástico	144
5.2.2	Parámetros de comportamiento inelástico	148

5.3	FACTOR DE IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL PARA EL CASO DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO.....	153
5.4	FACTOR DE IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL PARA EL CASO DE CORTANTE EN LA BASE.....	158
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		164
6.1	CONCLUSIONES	164
6.2	RECOMENDACIONES	167
ANEXO.....		170

RESUMEN

La tendencia a construir edificios con una gran influencia de las irregularidades geométricas debidas al proyecto arquitectónico, conlleva a la necesidad de evaluar los desplazamientos laterales y los desplazamientos relativos de entrepiso con mayor detalle. En el Perú, los lineamientos de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente estipulan, como la mayoría de las normas de su tipo, que los desplazamientos sean calculados con base en un análisis con fuerzas sísmicas reducidas por un factor de reducción, y luego estos desplazamientos sean multiplicados por una fracción del mencionado factor. Con base en los criterios de la Norma Técnica E.030, se realizó el diseño de una serie de edificios con sistema estructural basado en pórticos de concreto armado de 5, 8 y 16 pisos, estableciendo un edificio regular básico para cada uno de ellos y un conjunto de edificios con variantes de forma en altura. Se desarrollaron modelos para el análisis estructural de estos edificios y se realizaron análisis lineales del tipo modal-espectral y análisis no-lineal tiempo-historia con acelerogramas escalados de registros obtenidos en el suelo Tipo S1 en la ciudad de Lima.

Con los resultados de estos análisis se realizó una evaluación de la distribución de los desplazamientos relativos de entrepiso y las fuerzas laterales de piso, obteniéndose en general que las derivas o desplazamientos relativos de entrepiso máximas calculadas con los análisis inelásticos son mayores que aquellas calculadas con los análisis elásticos según los procedimientos establecidos en la Norma Técnica E.030. Se observó que ambos valores resultan comparables si se emplea un factor que es función de parámetros dinámicos asociados a los primeros modos de vibración. De manera similar también se obtuvo un factor asociado con el valor del cortante de diseño en la base.

En un proceso de diseño, añadir estos factores de manera directa a los resultados de un análisis elástico modal-espectral sería factible, debido a la obligatoriedad de un análisis dinámico en estructuras irregulares.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 3.1 Valores de λ y n según el tipo de columna.....	70
Cuadro 3.2 Valores de cargas y sobrecarga	71
Cuadro 3.3 Resumen pre-dimensionado de columnas (Base 5 pisos)	71
Cuadro 3.4 Resumen pre-dimensionado de columnas (Base 8 pisos)	71
Cuadro 3.5 Resumen pre-dimensionado de columnas (Base 16 pisos)	71
Cuadro 3.6 Peso de las estructuras “Base” de 5, 8 y 16 pisos	74
Cuadro 3.7 Resumen modos y periodos de la estructura “Base” de 5 pisos	74
Cuadro 3.8 Resumen modos y periodos de la estructura “Base” de 8 pisos	74
Cuadro 3.9 Resumen modos y periodos de la estructura “Base” de 16 pisos.....	75
Cuadro 3.10 Resumen de drift de la estructura “Base” de 5 pisos.....	76
Cuadro 3.11 Resumen de drift de la estructura “Base” de 8 pisos.....	77
Cuadro 3.12 Resumen de drift de la estructura “Base” de 16 pisos.....	77
Cuadro 3.13 Cortante en la base dinámico y estático para la estructura “Base” de 5 pisos.....	78
Cuadro 3.14 Cortante en la base dinámico y estático para la estructura “Base” de 8 pisos.....	78
Cuadro 3.15 Cortante en la base dinámica y estática para la estructura “Base” de 16 pisos.....	78
Cuadro 3.16 Combinaciones de carga	79
Cuadro 3.17 Áreas de refuerzo a flexión para las vigas interior y perimetral de la estructura “Base” de 5 pisos.....	83
Cuadro 3.18 Áreas de refuerzo a flexión para las vigas interior y perimetral de la estructura “Base” de 8 pisos.....	83
Cuadro 3.19 Áreas de refuerzo a flexión para las vigas interior y perimetral de la estructura “Base” de 16 pisos.....	84
Cuadro 3.20 Fuerzas Cortantes para las vigas interiores y perimetrales de las estructuras “Base” de 5, 8 y 16 pisos	88
Cuadro 3.21 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura “Base” de 5 pisos)	89
Cuadro 3.22 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura “Base” de 8 pisos)	90
Cuadro 3.23 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura “Base” de 16 pisos)	92
Cuadro 3.24 Fuerzas cortantes para las columnas de las estructuras “Base” de 5, 8 y 16 pisos	93
Cuadro 3.25 Valores del factor de suelo U según el tipo de suelo donde se cimentará la edificación.....	95
Cuadro 3.26 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura “Base” de 5 pisos para diferentes tipos de suelo.	96

Cuadro 3.27 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 8 pisos para diferentes tipos de suelo.	97
Cuadro 3.28 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 16 pisos para diferentes tipos de suelo.	98
Cuadro 4.1 Características dinámicas de los modelos irregulares "Tipo T" de 5 pisos.	106
Cuadro 4.2 Características dinámicas de los modelos irregulares "Tipo B" de 5 pisos.	106
Cuadro 4.3 Características dinámicas de los modelos irregulares "Tipo T" de 8 pisos.	106
Cuadro 4.4 Características dinámicas de los modelos irregulares "Tipo B" de 8 pisos.	107
Cuadro 4.5 Características dinámicas de los modelos irregulares "Tipo T" de 16 pisos.	108
Cuadro 4.6 Características dinámicas de los modelos irregulares "Tipo B" de 16 pisos.	109
Cuadro 4.7 Desplazamientos de diafragma modelos 05T UX (m).....	110
Cuadro 4.8 Desplazamientos de diafragma modelos 05B UX (m).....	111
Cuadro 4.9 Desplazamientos de diafragma modelos 08T UX (m).....	112
Cuadro 4.10 Desplazamientos de Diafragma modelos 08B UX (m).....	113
Cuadro 4.11 Desplazamientos de diafragma modelos 16T UX (m).....	114
Cuadro 4.12 Desplazamientos de Diafragma modelos 16B UX (m).....	116
Cuadro 4.13 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05T UX.	118
Cuadro 4.14 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05B UX.	119
Cuadro 4.15 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08T UX.	119
Cuadro 4.16 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08B UX.	120
Cuadro 4.17 Desplazamientos de diafragma modelos 16T UX.	121
Cuadro 4.18 Desplazamientos de diafragma modelos 16B UX.....	122
Cuadro 4.19 Nomenclatura de acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas.	124
Cuadro 4.20 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 5 pisos "Tipo T".....	124
Cuadro 4.21 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 5 pisos "Tipo B".	125
Cuadro 4.22 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 8 pisos "Tipo T".....	125
Cuadro 4.23 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 8 pisos "Tipo B".	126
Cuadro 4.24 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 16 pisos "Tipo T".....	126

Cuadro 4.25 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 16 pisos "Tipo B".	127
Cuadro 4.26 Fuerzas Cortantes para las vigas interiores y perimetral de las estructuras.	128
Cuadro 4.27 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura irregular 05T4322).	128
Cuadro 4.28 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura irregular 08T4444).	129
Cuadro 4.29 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura irregular 16T8888).	131
Cuadro 4.30 Fuerzas cortantes para las columnas más solicitadas de las estructuras irregulares más solicitadas de 5, 8 y 16 pisos.	132
Cuadro 5.1 Características dinámicas de los modelos irregulares 5B.	144
Cuadro 5.2 Características dinámicas de los modelos irregulares 5T.	144
Cuadro 5.3 Características dinámicas de los modelos irregulares 8B.	144
Cuadro 5.4 Características dinámicas de los modelos irregulares 8T.	144
Cuadro 5.5 Características dinámicas de los modelos irregulares 16B.	145
Cuadro 5.6 Características dinámicas de los modelos irregulares 16T.	145
Cuadro 5.7 Características dinámicas de los modelos irregulares 5B.	146
Cuadro 5.8 Características dinámicas de los modelos irregulares 5T.	146
Cuadro 5.9 Características dinámicas de los modelos irregulares 8B.	146
Cuadro 5.10 Características dinámicas de los modelos irregulares 8T.	146
Cuadro 5.11 Características dinámicas de los modelos irregulares 16B.	147
Cuadro 5.12 Características dinámicas de los modelos irregulares 16T.	147
Cuadro 5.13 Características dinámicas de los modelos irregulares 8B.	148
Cuadro 5.14 Características dinámicas de los modelos irregulares 8T.	148
Cuadro 5.15 Características dinámicas de los modelos irregulares 5T.	149
Cuadro 5.16 Características dinámicas de los modelos irregulares 5B.	149
Cuadro 5.17 Características dinámicas de los modelos irregulares 16B.	149
Cuadro 5.18 Características dinámicas de los modelos irregulares 16T.	149
Cuadro 5.19 Valores de rT_2 x $rFPM$ y E para los modelos irregulares 5B.	153
Cuadro 5.20 Valores de rT_2 x $rFPM$ y E para los modelos irregulares 5T.	153
Cuadro 5.21 Valores de rT_2 x $rFPM$ y E para los modelos irregulares 8B.	153
Cuadro 5.22 Valores de rT_2 x $rFPM$ y E para los modelos irregulares 8T.	153
Cuadro 5.23 Valores de rT_2 x $rFPM$ y E para los modelos irregulares 16B.	154
Cuadro 5.24 Valores de rT_2 x $rFPM$ y E para los modelos irregulares 16T.	154
Cuadro 5.25 Valores de rT_2 x $rFPM$ y S para los modelos irregulares 5B.	158
Cuadro 5.26 Valores de rT_2 x $rFPM$ y S para los modelos irregulares 5T.	158

Cuadro 5.27	Valores de $rT2$ x $rFPM$ y S para los modelos irregulares 8B	158
Cuadro 5.28	Valores de $rT2$ x $rFPM$ y S para los modelos irregulares 8T	158
Cuadro 5.29	Valores de $rT2$ x $rFPM$ y S para los modelos irregulares 16B	159
Cuadro 5.30	Valores de $rT2$ x $rFPM$ y S para los modelos irregulares 16T	159

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Casos estudiados de irregularidad de resistencia en elevación (Al-Ali y Krawinkler, 1998)..... 24

Figura 1.2 Desplazamientos relativos de entrepiso normalizado para modelos que presentan irregularidad de resistencia en elevación (Al-Ali y Krawinkler, 1998) 24

Figura 1.3 Desplazamiento relativos de entrepiso obtenidos mediante análisis dinámico tiempo historia en edificaciones con irregularidad geométrica vertical (Habibi y Asadi, 2013)..... 25

Figura 1.4 Resultados representativos de la investigación de Wong y Tso 26

Figura 2.1 Componente Norte-Sur de la aceleración de suelo horizontal registrada en la ciudad de Lima el 17 de Octubre de 1966 (Lima-66).30

Figura 2.2 Componente Este-Oeste de la aceleración de suelo horizontal registrada en la ciudad de Lima el 03 de Octubre de 1974 (Lima-74).30

Figura 2.3 Respuesta de desplazamiento para sistemas de un 1 GDL con diferentes periodos, sometidos al registro sísmico Lima-66..... 31

Figura 2.4 Fuerza estática equivalente para un pórtico de 1 piso 33

Figura 2.5 Espectros de respuesta de pseudo-aceleración de los registros sísmicos usados 34

Figura 2.6 (a) Amortiguamiento proporcional a la masa; (b) amortiguamiento proporcional a la rigidez (A. Chopra, 1995) 41

Figura 2.7 Variación de la relación de amortiguamiento con la frecuencia natural (a) Amortiguamiento proporcional a la masa y proporcional a la rigidez; (b) Amortiguamiento de Rayleigh. (A. Chopra, 1995) 42

Figura 2.8 Comparación del coeficiente de cortante en la base de un espectro de diseño elástico e inelástico según la Norma Técnica E.030..... 51

Figura 2.9 Curvas esfuerzo-deformación a compresión en cilindros estándar de concreto no confinado (Paulay y Priestley, 1992). 52

Figura 2.10 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado, (Mander et al.1988)..... 54

Figura 2.11 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tracción..... 55

Figura 2.12 Curva fuerza-deformación durante un estado inicial de carga: actual e idealización elastoplástica 56

Figura 2.13 Relación fuerza-deformación elastoplástica 57

Figura 2.14 Sistema elastoplástico y su correspondiente sistema lineal 57

Figura 2.15 Modelo lineal histerético con endurecimiento por deformación 58

Figura 2.16 Ejemplos de modelos histeréticos con degradación de rigidez..... 59

Figura 2.17 Ejemplo de modelo histerético con comportamiento tipo apretamiento.....	60
Figura 2.18 Ejemplos de degradación cíclica de la resistencia: (a) debido al incremento del desplazamiento inelástico; y (b) debido al desplazamiento cíclico repetido.....	60
Figura 2.19 Modelos histeréticos combinando degradación de rigidez y degradación de resistencia cíclica: (a) moderada degradación de rigidez y de resistencia cíclica; y (b) severa degradación de rigidez y de resistencia cíclica	61
Figura 2.20 Modelos de comportamiento histerético (a) degradación de la resistencia cíclica; y (b) degradación en el ciclo	62
Figura 2.21 Modelo de comportamiento histerético de Takeda (Takeda, Sozen y Nielsen, 1970)	63
Figura 2.22 Tipos de modelos No-lineales (a) elementos finitos (b) inelasticidad distribuida (c) rótulas concentradas.....	64
Figura 3.1 Vista en planta de la estructura "Base"	68
Figura 3.2 Vista en elevación y 3D de la estructura "Base" de 5 pisos modelada en Etabs.....	73
Figura 3.3 Vista en elevación y 3D de la estructura "Base" de 8 pisos modelada en Etabs.....	73
Figura 3.4 Vista en elevación y 3D de la estructura "Base" de 16 pisos modelada en Etabs	73
Figura 3.5 Espectro inelástico de pseudo aceleraciones para R=8.....	76
Figura 3.6 Envolvente del diagrama de momentos flectores para el modelo de la estructura "Base" de 5 pisos.....	80
Figura 3.7 Envolvente del diagrama de momentos flectores para el modelo de la estructura "Base" de 8 pisos.....	80
Figura 3.8 Envolvente del diagrama de momentos flectores para el modelo de la estructura "Base" de 16 pisos.....	81
Figura 3.9 Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes para el modelo de la estructura "Base" de 5 pisos.....	85
Figura 3.10 Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes para el modelo de la estructura "Base" de 8 pisos.....	85
Figura 3.11 Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes para el modelo de la estructura "Base" de 16 pisos.....	86
Figura 3.12 Requerimientos para estribos y longitud de confinamiento en vigas sismo resistentes.....	88
Figura 3.13 Armado de acero propuesto columna 60x60cm	90
Figura 3.14 Diagrama de interacción columna 60x60cm.....	90
Figura 3.15 Armado de acero propuesto columna 70x70cm	91
Figura 3.16 Diagrama de interacción columna 70x70cm.....	91
Figura 3.17 Armado de acero propuesto columna 100x100cm	92

Figura 3.18	Diagrama de interacción columna 100x100cm.....	92
Figura 3.19	Requerimientos para estribos y longitud de confinamiento en columnas sismo resistentes.....	94
Figura 3.20	Espectro inelástico de pseudo aceleraciones (R=8) para diferentes tipos de suelo.	95
Figura 3.21	Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 5 pisos para diferentes tipos de suelo.	96
Figura 3.22	Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 8 pisos para diferentes tipos de suelo.	97
Figura 3.23	Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 16 pisos para diferentes tipos de suelo.	98
Figura 4.1	Notación de los modelos de las estructuras irregulares "Tipo T"	99
Figura 4.2	Notación de los modelos de las estructuras irregulares "Tipo B"	99
Figura 4.3	Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 5 pisos.....	100
Figura 4.4	Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo B" de 5 pisos.....	100
Figura 4.5	Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 8 pisos.....	100
Figura 4.6	Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo B" de 8 pisos.....	101
Figura 4.7	Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 16 pisos.....	102
Figura 4.8	Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo B" de 16 pisos.....	103
Figura 4.9	Espectro inelástico de pseudo aceleraciones para R=6	105
Figura 4.10	Modelos irregulares representativos de 5 pisos del "Tipo T".	110
Figura 4.11	Desplazamientos de diafragma modelos 05T UX (m).	110
Figura 4.12	Modelos irregulares representativos de 5 pisos del "Tipo B".	111
Figura 4.13	Desplazamientos de diafragma modelos 05B UX (m).	111
Figura 4.14	Modelos irregulares representativos de 8 pisos del "Tipo T".	112
Figura 4.15	Desplazamientos de diafragma modelos 08T UX (m).	112
Figura 4.16	Modelos irregulares representativos de 8 pisos del "Tipo B".	113
Figura 4.17	Desplazamientos de diafragma modelos 08B UX (m).	113
Figura 4.18	Modelos irregulares representativos de 16 pisos del "Tipo T".	114
Figura 4.19	Desplazamientos de diafragma modelos 16T UX (m).	115
Figura 4.20	Modelos irregulares representativos de 16 pisos del "Tipo B".	115
Figura 4.21	Desplazamientos de diafragma modelos 16B UX (m).	116
Figura 4.22	Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05T UX.....	118

Figura 4.23	Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05B UX.	119
Figura 4.24	Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08T UX.....	120
Figura 4.25	Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08B UX.	120
Figura 4.26	Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 16T UX.....	121
Figura 4.27	Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 16B UX.	122
Figura 4.28	Acero propuesto para las estructuras irregulares de 5 pisos columna 60x60cm.....	129
Figura 4.29	Acero propuesto para las estructuras irregulares de 5 pisos columna 60x60cm.....	129
Figura 4.30	Acero propuesto para las estructuras irregulares de 8 pisos columna 70x70cm.....	130
Figura 4.31	Diagrama de interacción columna 70x70cm.....	130
Figura 4.32	Acero propuesto para las estructuras irregulares de 16 pisos columna 100x100cm.	131
Figura 4.33	Diagrama de interacción columna 100x100cm.....	131
Figura 4.34	Metodología para el cálculo del factor de escala.....	133
Figura 4.35	Espectros escalados de pseudo aceleración.	134
Figura 4.36	Rangos de periodos de los modelos de las estructuras irregulares de 5,8 y 16 pisos.	134
Figura 4.37	Comportamiento no-lineal de concreto no confinado.	135
Figura 4.38	Comportamiento no-lineal del acero de refuerzo.....	135
Figura 4.39	Curva generalizada fuerza - deformación del FEMA 356	136
Figura 4.40	Tabla 6-7 del FEMA 356 para determinar los parámetros de la curva momento- rotación de vigas [6].	136
Figura 4.41	Tabla 6-8 del FEMA 356 para determinar los parámetros de la curva momento- rotación de columnas [6].....	137
Figura 4.42	Historia de Respuesta de Desplazamiento de Azotea Modelo 08T4444	138
Figura 4.43	Historia de Respuesta de Desplazamientos relativos de entrepiso correspondiente al nivel de azotea del Modelo 08T444	139
Figura 4.44	Comparación de respuestas de desplazamientos Modelo 08T4444	139
Figura 4.45	Comparación de respuestas de desplazamientos relativos de entrepiso Modelo 08T4444	140
Figura 4.46	Comparación de respuesta de cortantes acumuladas por nivel del modelo 08B55	140
Figura 5.1	Metodología de comparación para el análisis de resultados de desplazamientos relativos de entrepiso.	142
Figura 5.2	Metodología de comparación para el análisis de resultados de cortante en la base.....	143

Figura 5.3 R_m vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-66.....	150
Figura 5.4 R_m vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-74.....	150
Figura 5.5 R_m vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares.	151
Figura 5.6 Localización de rótulas en el modelo 08B22 al final del análisis tiempo-historia usando el registro sísmico de Lima-74.	152
Figura 5.7 Localización de rótulas en el modelo 08B54 al final del análisis tiempo-historia usando el registro sísmico de Lima-74.	152
Figura 5.8 E vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-66.....	155
Figura 5.9 E vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-74.....	155
Figura 5.10 E vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares y Propuesta para el valor del Factor de irregularidad geométrica vertical.....	156
Figura 5.11 Modelos de 8 Pisos con grado de irregularidad bajo ($rT2 \times rFPM > 25$) y un alto valor de E.....	157
Figura 5.12 S vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-66.....	160
Figura 5.13 S vs $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-74.....	160
Figura 5.14 S vs. $rT2 \times rFPM$ para todos los modelos irregulares y Propuesta para el valor del Factor de irregularidad geométrica vertical.....	161
Figura 5.15 Modelos de 8 Pisos con un alto valor de S usando el registro sísmico de Lima-66.	161
Figura 5.16 Edificaciones de 8 pisos con bajo grado de irregularidad.....	162
Figura 5.17 Edificaciones de 8 pisos con mediano grado de irregularidad.....	163
Figura 5.18 Edificaciones de 8 pisos con alto grado de irregularidad.....	163

LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

- a_0 = Coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa.
- a_1 = Coeficiente de amortiguamiento proporcional a la rigidez.
- A_c = Área de columna.
- A_s = Área de refuerzo longitudinal.
- $A(t)$ = Respuesta de pseudo aceleración en el tiempo t .
- b = Ancho de viga.
- c = Coeficiente de amortiguamiento del sistema de un grado de libertad.
- C = Matriz diagonal de coeficientes de amortiguamiento; Factor de amplificación sísmica.
- C_i = Efecto de las cargas de servicio.
- d = Peralte efectivo.
- d_b = Diámetro nominal de la barra a flexión.
- D_m = Deformación máxima del sistema elasto – plástico; Deformación máxima alcanzada en un ciclo de carga.
- D_n = Desplazamiento del n -ésimo modo.
- D_y = Deformación de Fluencia.
- E = Definido en la sección 5.1.
- E_c = Módulo de elasticidad de Young del concreto.
- E_s = Módulo de elasticidad de Young del acero.
- f_0 = Fuerza resistente del sistema lineal correspondiente.
- f'_c = Resistencia nominal a la compresión.
- f'_{cc} = Resistencia a la compresión del concreto confinado.
- f'_{cu} = Resistencia a la compresión última.
- $f_n(t)$ = Fuerza estática equivalente asociada al n -ésimo modo.
- f_r = Esfuerzo de rotura del concreto.

- f_s = Fuerza estática equivalente.
- f_{s0} = Fuerza estática equivalente máxima.
- f_u = Esfuerzo último del acero longitudinal.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.
- \bar{f}_y = Esfuerzo de fluencia normalizado.
- f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del acero confinante.
- F = Factor de escala.
- F_y = Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.
- g = Gravedad.
- h = Altura de la masa con respecto a la base del sistema de un grado de libertad; espesor de la losa aligerada; altura libre de la columna.
- I_e = Momento de Inercia efectiva.
- I_{cr} = Momento de Inercia reducida.
- I_g = Momento de inercia de la sección.
- k = Rigidez del sistema de un grado de libertad; rigidez del sistema idealizado lineal elástico.
- K_e = Coeficiente de eficacia del confinamiento.
- K = Matriz diagonal de rigidez.
- l = Luz libre.
- L_p = Longitud de rótula plástica.
- L_{pc} = Longitud real de la zona de rótula plástica.
- L_n = Definido en la sección 2.7.2.
- m = Masa del sistema de un grado de libertad; definido en la sección 2.9.1.3.
- M = Matriz diagonal de masa.
- $M_b(t)$ = Momento de volteo en el tiempo t .
- M_{cr} = Momento rotura.
- M_n = Matriz de masa generalizada del n -ésimo modo; Momento nominal.
- M_{nd} = Momento nominal en la sección extrema derecha.

- M_{ni} = Momento nominal en la sección extrema izquierda.
- M_{nl} = Momento nominal en el extremo inferior de la columna.
- M_{ns} = Momento nominal en el extremo superior de la columna.
- M_{ve} = Momento de volteo máximo por sismo obtenido de un análisis elástico.
- M_{vi} = Momento de volteo máximo por sismo obtenido de un análisis inelástico.
- M_u = Momento de flexión último.
- M_y = Momento de Fluencia idealizado.
- n = Definido en el cuadro 3.1.
- $p_{eff}(t)$ = Fuerza efectiva inducida por un movimiento sísmico.
- $p_j(t)$ = Fuerza dinámica externa.
- P_s = Carga de servicio de compresión.
- P_u = Carga ultima de compresión.
- q_n = Coordenadas modales.
- Q = Factor de comportamiento sísmico de la norma mexicana.
- Q/Q_y = Fuerza normalizada.
- Q' = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas - Norma Mexicana.
- r = Respuesta máxima esperada; definida en la sección 2.9.1.3.
- r_0 = Combinación modal de las respuestas r_n .
- r_{FPM} = Relación de los factores de participación modal del primer y segundo modo en la dirección X.
- r_T = Relación de los periodos del primer y segundo modo en la dirección X.
- $r(t)$ = Fuerza en el elemento en el tiempo t.
- r_i = Respuesta modal usada en la combinación modal.
- $r_n(t)$ = Contribución del n-ésimo modo a la fuerza en el elemento.
- r_n^{st} = Respuesta estática modal del n-ésimo modo.
- R = Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas – Norma Peruana;
Factor de sobre resistencia – Norma Mexicana; Coeficiente de capacidad de disipación de energía – Norma Colombiana.

- R_0 = Coeficiente de disipación de energía básica – Norma Colombiana.
- R_m = Parámetro de ductilidad global.
- R_n = Resistencia nominal.
- S = Espaciamiento del refuerzo transversal; Factor de Suelo; Definido en la sección 5.1.
- S_a = Espectro de respuesta de aceleración.
- S_{a_n} = Pseudo aceleración del n-ésimo.
- S_d = Espectro de respuesta de desplazamientos.
- S_n = Contribución del n-ésimo modo al vector de excitación.
- S_v = Espectro de respuesta de velocidad.
- T = Periodo de la estructura.
- T_n = Periodo fundamental del sistema de un grado de libertad.
- T_p = Periodo del suelo de cimentación.
- u = Desplazamiento del sistema de un grado de libertad.
- $u(t)$ = Respuesta de desplazamiento en el tiempo t.
- \dot{u} = Velocidad del sistema de un grado de libertad.
- \ddot{u} = Aceleración del sistema de un grado de libertad.
- u_0 = Deformación máxima del sistema lineal correspondiente.
- \ddot{u}_0 = Aceleración máxima del sistema de un grado de libertad.
- $\ddot{u}_g(t)$ = Aceleración del suelo en el tiempo t.
- u_m = Deformación máxima del sistema elasto – plástico
- u_n^{st} = Desplazamiento estático del n-ésimo modo.
- u_y = Deformación de Fluencia.
- U = Relación del Poisson; Factor de uso.
- V = Cortante en la base.
- $V_b(t)$ = Cortante en la base en el tiempo t.
- V_{b0} = Cortante máximo en la base.

- V_c = Resistencia al cortante de la sección de concreto.
- V_n = Cortante nominal.
- V_s = Resistencia al cortante del acero de refuerzo.
- V_u = Cortante último.
- w_n = Frecuencia natural del sistema de un grado de libertad.
- w_u = Carga lineal estática distribuida.
- X_t = Aceleración espectral elástica correspondiente al sismo.
- Y_t = Aceleración espectral elástica correspondiente a la norma.
- Z = Factor de Zona.
- α = Parámetro de degradación de la rigidez a la descarga; Factor de carga.
- β = Parámetro del método de Newmark.
- γ = Parámetro del método de Newmark.
- Γ_n = Factor de participación modal del n-ésimo modo.
- Δ = Deformación de la sección en estudio.
- ε = Deformación unitaria.
- ε_{cc} = Deformación unitaria a máxima resistencia del concreto confinado.
- ε_{cu} = Deformación unitaria última del concreto confinado.
- ε_{sh} = Deformación unitaria al inicio del endurecimiento.
- ε_{sm} = Deformación unitaria máxima del acero a tracción.
- ε_{su} = Deformación unitaria ultima del acero longitudinal.
- ε'_c = Deformación unitaria a máxima resistencia del concreto no confinado.
- ε'_{cu} = Deformación unitaria última del concreto no confinado.
- ζ = Relación de amortiguamiento crítico del sistema de un grado de libertad.
- θ = Rotación de la sección en estudio.
- i = Distribución espacial de la fuerza efectiva $p_{eff}(t)$.
- λ = Definido en el cuadro 3.1.
- ρ_s = Definida en la sección 2.9.1.2.

- ρ_x = Relación del volumen de acero confinante y volumen de concreto confinado en la dirección X.
- ρ_y = Relación del volumen de acero confinante y volumen de concreto confinado en la dirección Y.
- φ = Factor de reducción de resistencia.
- ϕ_n = n-ésimo modo de vibración natural.
- Φ = Matriz modal.
- Ω = Matriz espectral.
- Ω_0 = Factor de Sobre resistencia.
- ϵ_v = Factor de irregularidad geométrica vertical para el cálculo de desplazamientos relativos de entrepiso.
- ζ_v = Factor de irregularidad geométrica vertical para el cálculo de cortante de diseño en la base.
- ATH = Análisis tiempo historia.
- FPM = Factor de Participación modal.
- Norma = Referido a la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente.

INTRODUCCIÓN

Toda edificación tiene objetivos funcionales, estéticos y económicos. Las diferentes partes involucradas en el proceso de la construcción tales como propietarios, arquitectos, ingenieros y la sociedad en general influyen en estos objetivos. La meta del Ingeniero Estructural es proveer una solución óptima que englobe un adecuado comportamiento estructural durante el tiempo esperado de vida de la edificación, con los requerimientos de las otras partes involucradas.

Debido a los requerimientos de las otras partes, muchas edificaciones tienen una distribución irregular de masa, rigidez y/o resistencia.

Además, cuando la edificación se encuentra en una zona de alto peligro sísmico el diseño estructural estará basado en la respuesta sísmica esperada de la estructura, por lo tanto, el Ingeniero Estructural tiene que poseer un buen entendimiento de la respuesta sísmica de diferentes tipos y configuraciones que presentan las edificaciones. Así como también, necesita conocer para el diseño estructural las estimaciones razonables de demanda sísmica y capacidad resistente del sistema estructural. La incertidumbre tanto para la demanda sísmica como para la capacidad de la estructura deben ser consideradas en los procedimientos de diseño de edificaciones.

Muchos estudios se han enfocado en la evaluación de edificaciones regulares. Sin embargo, existe una carencia de entendimiento del comportamiento sísmico de edificaciones que presenten algún tipo de irregularidad; tales como irregularidad geométrica vertical, irregularidad de masa, rigidez y/o resistencia. Por lo tanto, es necesario un adecuado entendimiento de los efectos sísmicos debido al grado de irregularidad que presente las edificaciones.

El principal objetivo de esta investigación es determinar factores que consideren la irregularidad geométrica vertical de una edificación de tal manera que al incluir estos factores en las ecuaciones establecidas por la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente, para el cálculo del desplazamiento relativo de entrepiso inelástico y el cortante de diseño en la base, se obtenga finalmente valores de desplazamiento y fuerza cortante que incluyan las características de irregularidad.

El objetivo secundario es analizar la respuesta lineal y no-lineal de edificaciones que presentan irregularidad geométrica vertical en su configuración estructural.

El presente trabajo se divide en 6 capítulos. En el primer capítulo se ha presentado el alcance de esta investigación, algunas investigaciones afines al tema de investigación y breves descripciones de las consideraciones tomadas para las edificaciones irregulares en las normativas actuales.

El segundo capítulo trata sobre los fundamentos teóricos necesarios para el entendimiento de los análisis (Modal Espectral Lineal y Tiempo Historia No-Lineal) que se aplicaron a los modelos estructurales.

El tercer capítulo abarca los detalles de análisis y diseño de los modelos "Base" de 5, 8 y 16 pisos; según lo indicado en las normas técnicas peruanas. Se comenta también las limitaciones del uso de edificaciones de mediana altura, que presenten sistemas estructurales basados en pórticos, a zonas con suelos Tipo S1.

En el cuarto capítulo se presentan los modelos irregulares generados a partir de los modelos "Base", así como, el análisis y diseño de cada uno según las Normas Técnicas Peruanas. Además, se han realizado dos análisis Tiempo Historia No-lineal para cada caso, con los acelerogramas registrados el 17 de Octubre de 1966 y el 3 de Octubre de 1974.

El quinto capítulo comprende el análisis de los resultados obtenidos en los dos capítulos precedentes, tal como los desplazamientos y distorsiones por piso de cada modelo irregular, con el fin de encontrar relaciones que ayuden a la correcta caracterización del grado de irregularidad que presente cada modelo.

Finalmente las conclusiones y recomendaciones que derivan de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores son discutidas en el capítulo seis.

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

Este estudio se ha orientado al análisis de los efectos generados por la irregularidad geométrica vertical para el control de los desplazamientos laterales. A pesar de que, algunos modelos estructurales presentan irregularidad en planta, los efectos torsionales están fuera del alcance de esta investigación.

El efecto de la irregularidad geométrica vertical, implica que los modelos estudiados consideren conjuntamente irregularidad en masa y rigidez. Con tal fin, se han desarrollado diversos modelos con distintos grados de irregularidad, a partir de un modelo de edificación denominado "Base", el cual tendrá una configuración regular tanto en planta como en elevación; con un sistema estructural basado en pórticos de concreto armado.

Para fines de este estudio, se han analizado edificaciones de 5, 8 y 16 pisos, las cuales serían edificadas sobre suelo tipo S1 (Roca o suelo rígido) en la ciudad de Lima.

La respuesta sísmica de las edificaciones irregulares han sido determinada mediante análisis dinámicos elásticos e inelásticos, considerando 5% como fracción de amortiguamiento para todos los casos, y los efectos de las irregularidades han sido evaluados analizando las respuestas de desplazamientos, fuerzas cortantes y distorsiones por piso.

Los modelos irregulares han sido sometidos a los acelerogramas registrados sobre suelo firme, durante el sismo ocurrido el 17 de Octubre de 1966 y el 3 de Octubre de 1974, en la ciudad de Lima. Los acelerogramas fueron escalados al nivel de intensidad del espectro elástico de pseudo-aceleraciones definido en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente según sea el caso [9].

1.2 INVESTIGACIONES PREVIAS SOBRE IRREGULARIDAD VERTICAL

Al-Ali y Krawinkler (1998) estudiaron el comportamiento sísmico de edificaciones con irregularidades de masa, rigidez y resistencia en elevación, sin considerar irregularidades torsionales en planta (Ver Figura 1.1). Este estudio fue desarrollado usando registros sísmicos tomados sobre roca o suelo firme en el Oeste de los Estados Unidos. Se concluyó que las irregularidades de masas, dentro de los factores de modificación estudiados, causan efectos pequeños sobre las demandas sísmicas con respecto a las irregularidades de rigidez. La conclusión más importante de este estudio es que la distorsión de entrepiso y las demandas de ductilidad son muy sensibles a cambios relativamente pequeños en la resistencia de los pisos.

Los resultados obtenidos para estos casos irregulares hicieron notar en la importancia de la implementación de una metodología de diseño en el que las demandas de deformación inelástica y capacidades se traten explícitamente en el proceso de diseño [1]. (Ver Figura 1.2)

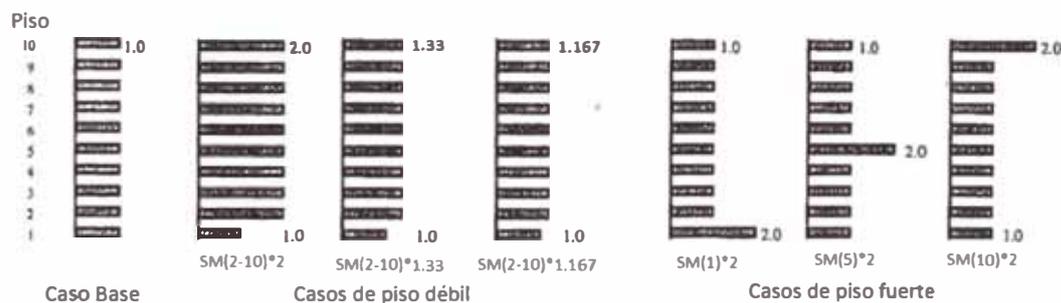


Figura 1.1 Casos estudiados de irregularidad de resistencia en elevación (Al-Ali y Krawinkler, 1998)

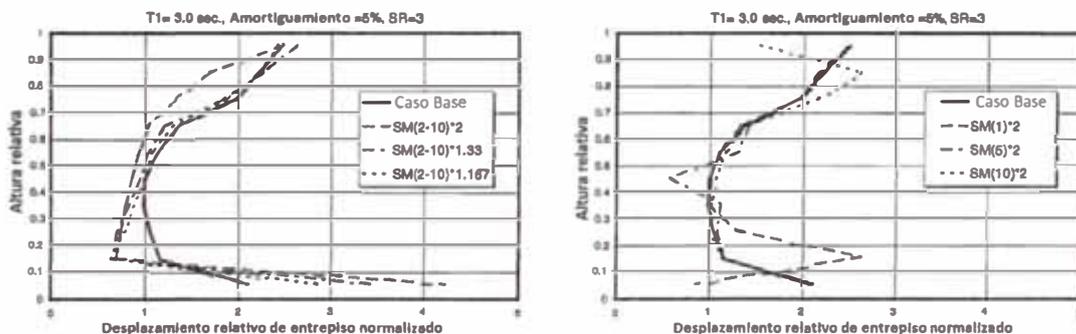


Figura 1.2 Desplazamientos relativos de entrepiso normalizado para modelos que presentan irregularidad de resistencia en elevación (Al-Ali y Krawinkler, 1998)

Habibi y Asadi (2013) evaluaron edificaciones regulares e irregulares en elevación, modeladas mediante pórticos planos, diseñadas según las directrices del código Iraní, dichas estructuras fueron evaluadas en base a criterios tanto globales como locales mediante análisis dinámico tiempo historia. Sus resultados muestran que la irregularidad geométrica vertical ocasiona que los requisitos en nivel de seguridad no sean satisfechos, también muestra que los elementos de los pisos que presentan la menor cantidad de estructuras resistentes a carga lateral son los que experimentan mayor daño, por lo que es necesario fortalecer dichos elementos de manera adecuada para satisfacer los niveles de seguridad al colapso de la edificación [7]. (Ver Figura 1.3)

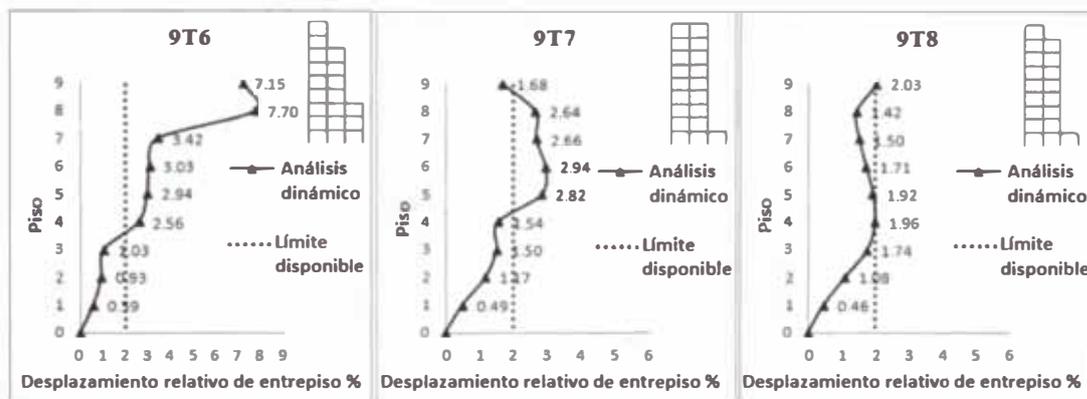


Figura 1.3 Desplazamiento relativos de entrepiso obtenidos mediante análisis dinámico tiempo historia en edificaciones con irregularidad geométrica vertical (Habibi y Asadi, 2013)

Wong y Tso (1994) estudiaron la respuesta elástica de edificaciones con irregularidad geométrica vertical usando análisis espectral, encontrando que las masas modales de los modos mayores tienen alta influencia, lo cual conlleva a una distribución de carga sísmica diferente a lo recomendado en los procedimientos estáticos de los códigos de diseño. También encontraron que a pesar de que los modos mayores contribuyen más en la distribución de fuerzas cortantes que el modo fundamental, el primer modo aún domina la respuesta de desplazamientos. Finalmente propusieron factores para ajustar la fórmula de periodo que se indica en el procedimiento de carga estática equivalente para hallar el cortante en la base estático, indicado en la mayoría de normas de diseño, el cual es necesario para poder calibrar el cortante en la base cuando se realiza un análisis dinámico a la estructura [18]. (Ver Figura 1.4)

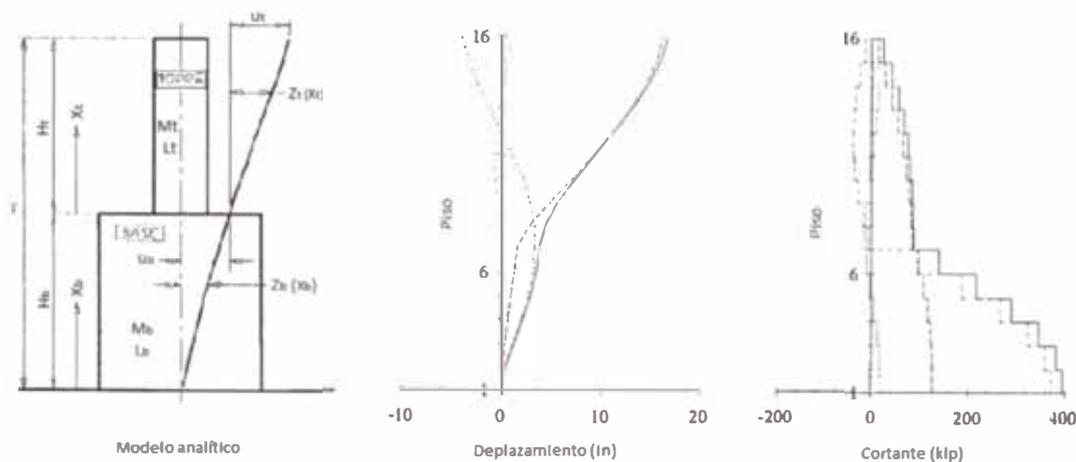


Figura 1.4 Resultados representativos de la investigación de Wong y Tso

La mayoría de estos estudios coinciden en que hay un importante aumento en la respuesta de desplazamiento de las edificaciones con irregularidad geométrica vertical. Para las edificaciones que presentan este tipo de irregularidad el cálculo del periodo fundamental con una fórmula empírica, presente en muchas de las normas de diseño, puede estar subestimando el cortante en la base de diseño.

Seneviratna y Krawinkler (1997) estudiaron un caso extremo de una edificación con un primer piso “débil”, en el cual todos los pisos responden elásticamente menos el primer piso. El estudio concluye que la discontinuidad de rigidez extrema conlleva una gran amplificación de las demandas de ductilidad y momento de volteo y que deberían ser evitadas siempre que sea posible [16].

Lo que se busca en general es que mediante métodos simplificados se pueda encontrar de manera rápida, resultados que se asemejen a los encontrados mediante análisis más rigurosos (tiempo historia no-lineal) para las edificaciones que presenten algún tipo de irregularidad en su estructuración.

Al observar el estado del arte del estudio en el comportamiento sísmico de las edificaciones que presentan irregularidades en elevación, se concluye que una evaluación comprensiva de los efectos de las irregularidades en masa, rigidez y resistencia sobre las demandas sísmicas elásticas e inelásticas de edificaciones no ha sido desarrollada en su totalidad. Esta investigación proveerá una evaluación de los efectos de la irregularidad geométrica vertical de acuerdo a la normativa y sismicidad peruana.

1.3 EDIFICACIONES IRREGULARES EN LAS NORMAS VIGENTES

A partir de la publicación de la Norma de Diseño Sismo Resistente de 1997, se considera la influencia de la irregularidad en el diseño de edificaciones, en la cual se prohíben las configuraciones irregulares para edificaciones esenciales. En el año 2003 se publica la Norma Técnica de Diseño Sismo Resistente E.030 donde se considera una penalización de 25% para el factor R cuando las edificaciones presentan irregularidades; señalando además que los desplazamientos laterales inelásticos se calcularán multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico, con las solicitaciones sísmicas reducidas. El diseño de los elementos estructurales se realiza con las solicitaciones sísmicas reducidas porque se entiende que un buen diseño estructural es aquel que posee comportamiento dúctil y se puede deformar inelásticamente sin pérdida considerable de su resistencia, esto implica que en algunos casos se produzcan daños, pero que la estructura no llegue a colapsar.

Para el caso de la Norma Técnica Complementaria para Diseño Sísmico en el Distrito Federal – México (2001); se recurre al uso del parámetro Q' (Factor de reducción), el cual depende del valor de Q (Factor de comportamiento sísmico) y del Factor de sobre resistencia R , para estimar las distorsiones de piso. En el caso de edificaciones irregulares el Factor Q' se multiplicará por 0.9, 0.8 o 0.7, cuando no se cumplan uno o más de los requisitos descritos en esta norma para edificaciones regulares. Los límites para las distorsiones de entrepiso están dados para limitar los daños tanto en elementos estructurales como para los no estructurales; en el caso de limitar los daños en elementos no estructurales las distorsiones serán las obtenidas de multiplicar los resultados de las acciones sísmicas reducidas por $Q'R/7$, las cuales deberán ser menores a 0.002 para mampostería o 0.004 para elementos separados de la estructura principal. Por otro lado para limitar los daños en los elementos estructurales; las distorsiones serán obtenidas de multiplicar los resultados de las acciones sísmicas reducidas por QR , no pudiendo superar las distorsiones de entrepiso establecidas; siendo para el caso de Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q=3$ o 4) el valor de 0.03.

En el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10; la irregularidad en edificaciones influye sólo en el cálculo de las solicitaciones de diseño más no para determinar las deflexiones horizontales de la estructura, ya

que estas son calculadas directamente por la acción de las fuerzas sísmicas correspondientes; siendo el límite de deriva máxima permisible de $0.01 \times$ altura de piso. Para el diseño de los elementos se reducirán las solicitaciones sísmicas dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R , el cual corresponde al coeficiente de disipación de energía básico R_0 , multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidad en altura, en planta y por ausencia de redundancia en el sistema estructural ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$) [8].

En el caso de la normativa Norteamericana ASCE/SEI 7-10, las edificaciones irregulares son restringidas según la categoría de la edificación basada en el tipo de suelo en el que serán edificados, pero no afectan directamente en algún tipo de variación para el cálculo de los desplazamientos inelásticos. Los desplazamientos inelásticos son calculados a partir de la multiplicación de los desplazamientos elásticos obtenidos debido a las fuerzas sísmicas reducidas por el factor de amplificación de deflexiones y dividido entre el factor de importancia de la edificación. Los límites permisibles para la distorsión varían según la categoría de riesgo de la estructura y de sus componentes estructurales, siendo el valor límite $0.02 \times$ altura de piso para las edificaciones con categoría de riesgo I que no tengan mampostería trabajando como muros de corte [2].

En general, al aplicar las normativas se debe tener especial cuidado con las edificaciones que presenten algún tipo de irregularidad en su estructuración, castigando de alguna u otra manera los resultados finales obtenidos para el control de desplazamientos que se deben realizar. También presentan variaciones respecto a los valores límites que se usan.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL

Una de las más importantes aplicaciones de la teoría de la dinámica estructural es analizar las respuestas de estructuras ante eventos sísmicos. A continuación se exponen los conceptos básicos necesarios para el entendimiento de los análisis que se han desarrollado en la presente investigación.

2.1.1 Excitación sísmica

Para propósitos ingenieriles la variación en el tiempo de la aceleración del suelo es la mejor forma de definir el movimiento del suelo durante un evento sísmico. La aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$, gobierna la respuesta de la estructura ante una excitación sísmica.

La aceleración del suelo es definida por valores numéricos en instantes de tiempo. Estos instantes de tiempo deben ser cercanamente espaciados para describir con precisión la gran variación de la aceleración con el tiempo. Típicamente, el intervalo de tiempo es escogido entre 1/100 a 1/50 de segundo.

Los registros sísmicos usados en la presente investigación son la Componente Norte-Sur de la aceleración de suelo horizontal registrada por el acelerógrafo Parque de la Reserva en la ciudad de Lima el 17 de Octubre de 1966 (Ver Figura 2.1) y la Componente Este-Oeste de la aceleración de suelo horizontal registrada por el acelerógrafo Parque de la Reserva en la ciudad de Lima el 03 de Octubre de 1974 (Ver Figura 2.2).

El sismo de 1966 (Lima-66) se originó en el mar al noroeste de la ciudad Lima, frente a las costas de Huacho y Barranca, a una profundidad de 24 km con una magnitud de momento sísmico de 8.1 Mw. El sismo duró unos 45 segundos. En Lima las zonas más afectadas fueron La Molina, Puente Piedra y las zonas antiguas del Rímac y del Cercado.

El sismo de 1974 (Lima-74) se originó en el mar al sur de la costa de la ciudad de Lima a una profundidad de 13 km con una magnitud de momento sísmico de 8.0 Mw. Ha sido el último gran terremoto que ha sufrido la capital,

teniendo una duración inusitada de más de 90 segundos. El sismo también afectó Lurin, Mala, Cañete, Chincha y Pisco.

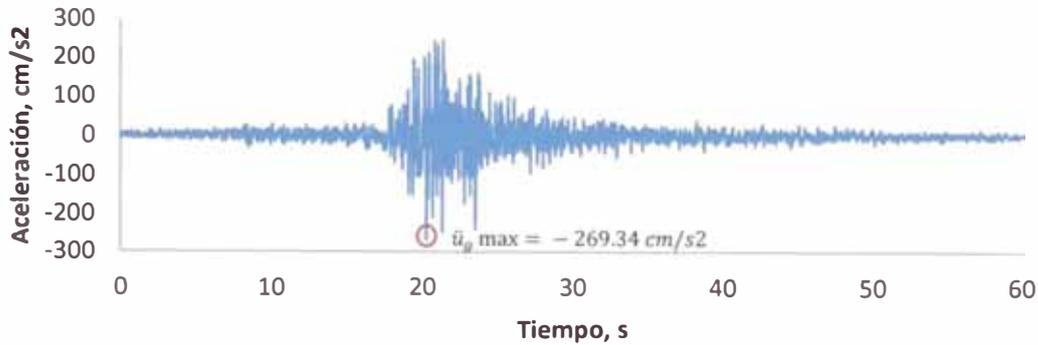


Figura 2.1 Componente Norte-Sur de la aceleración de suelo horizontal registrada en la ciudad de Lima el 17 de Octubre de 1966 (Lima-66).

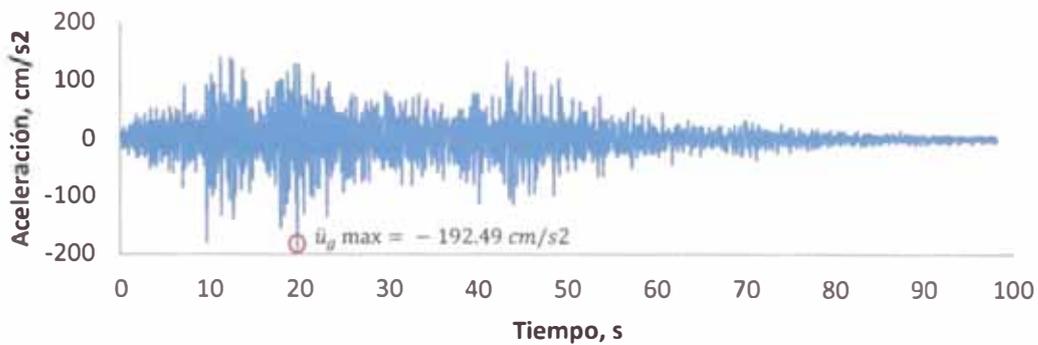


Figura 2.2 Componente Este-Oeste de la aceleración de suelo horizontal registrada en la ciudad de Lima el 03 de Octubre de 1974 (Lima-74).

2.1.2 Ecuación de movimiento

La ecuación que gobierna el movimiento de un sistema lineal de un grado de libertad sujeta una aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$, es la siguiente

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

Dividiendo esta ecuación por m nos da

$$\ddot{u} + 2\zeta w_n \dot{u} + w_n^2 u = -\ddot{u}_g(t)$$

Es claro que para un $\ddot{u}_g(t)$ dado, la respuesta de desplazamiento $u(t)$ del sistema depende solamente de la frecuencia natural w_n o del periodo natural T_n del sistema y su fracción de amortiguamiento ζ ; escribiendo formalmente $u \equiv u(t, T_n, \zeta)$. Así 2 sistemas teniendo el mismo valor de T_n y ζ tendrán la misma respuesta de desplazamiento $u(t)$ [4].

2.1.3 Parámetros de respuesta

El principal interés de la ingeniería estructural es la deformación del sistema, o desplazamiento $u(t)$ del sistema relativo al movimiento del suelo. Conocer el desplazamiento total del sistema será útil para proveer la suficiente separación entre edificaciones adyacentes para prevenir el golpeteo entre estas durante un evento sísmico. De manera similar la aceleración total del sistema será necesaria si la edificación soporta equipamiento sensible al movimiento. Además la velocidad del sistema está relacionada directamente con la cantidad de energía de deformación almacenada durante un evento sísmico [4].

2.1.4 Tiempo - historia de la respuesta

Dado un movimiento de suelo $\ddot{u}_g(t)$, la respuesta de desplazamiento $u(t)$ de un sistema lineal de 1 GDL depende solo del periodo natural T_n del sistema y su fracción de amortiguamiento ζ . La figura 2.3 muestra la respuesta de desplazamientos para 2 sistemas diferentes sometidos al registro sísmico Lima-66.

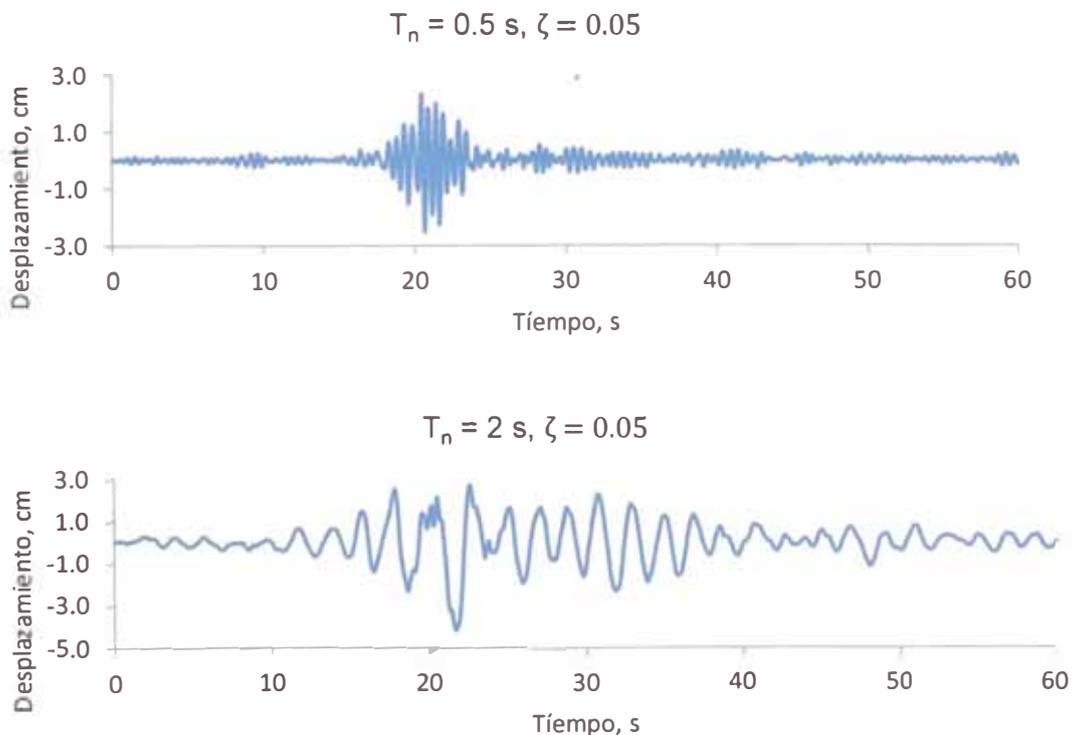


Figura 2.3 Respuesta de desplazamiento para sistemas de un 1 GDL con diferentes periodos, sometidos al registro sísmico Lima-66

La relación de amortiguamiento es la misma para los tres casos $\zeta=0.05$, así que el único responsable de la variación en la respuesta de deformación es el periodo natural de cada sistema.

Una vez que la respuesta tiempo - historia de desplazamientos $u(t)$ haya sido evaluada por un análisis dinámico del sistema, las fuerzas internas pueden ser determinadas por análisis estáticos en cada instante de tiempo. Es preferible basarse en el concepto de fuerza estática equivalente f_s porque ésta puede ser relacionada a las fuerzas sísmicas especificadas en los códigos de diseño [4]; f_s es definida según:

$$f_s(t) = ku(t)$$

Donde k es la rigidez lateral del sistema. Expresando k en términos de la masa m da:

$$f_s(t) = mw_n^2u(t) = mA(t)$$

Se observa que la fuerza equivalente estática es m veces $A(t)$, más no m veces la aceleración total $\ddot{u}(t)$.

Donde:

$$A(t) = w_n^2u(t)$$

Por lo tanto la respuesta de pseudo – aceleración $A(t)$ del sistema puede ser rápidamente calculada a partir de la respuesta de desplazamiento $u(t)$, multiplicando cada $u(t)$ por su correspondiente w_n^2 [4].

Para un pórtico de 1 piso las fuerzas internas (cortantes y momentos en vigas y columnas) pueden ser determinados en cualquier instante de tiempo mediante un análisis estático de la estructura sujeto a la fuerza estática equivalente f_s (Ver Figura 2.4). Así el análisis de la estructura puede ser realizado en el instante de tiempo en que la respuesta sea deseada [4]. En particular el cortante en la base $V_b(t)$ y el momento de volteo $M_b(t)$ son:

$$V_b(t) = f_s(t) \quad M_b(t) = hf_s(t)$$

Donde h es la altura de la masa con respecto a la base.

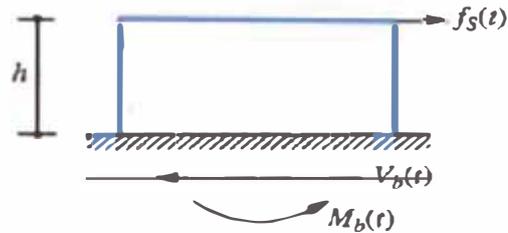


Figura 2.4 Fuerza estática equivalente para un pórtico de 1 piso

Reescribiendo las ecuaciones en función de la pseudo-aceleración $A(t)$ obtenemos:

$$V_b(t) = mA(t) \qquad M_b(t) = hV_b(t)$$

2.1.5 Espectros de respuesta

Un concepto básico en ingeniería sísmica es el del espectro de respuesta, el cual provee un completo resumen de las respuestas máximas de todos los posibles sistemas dinámicos lineales de 1 GDL para un registro sísmico en particular. El espectro de respuesta también provee un enfoque práctico a ser aplicado en el diseño de estructuras y requerimientos de fuerza lateral en los códigos de diseño.

Un espectro de respuesta es la representación de los valores máximos de un parámetro de respuesta en función del periodo de vibración natural T_n del sistema. Cada representación es para sistemas de 1 GDL teniendo una relación de amortiguamiento ζ constante.

Una variedad de espectros pueden ser definidos dependiendo del parámetro de respuesta que sea representado. Se considerará las siguientes respuestas máximas:

$$S_d(T_n, \zeta) \equiv \max |u(t, T_n, \zeta)|$$

$$S_v(T_n, \zeta) \equiv \max |\dot{u}(t, T_n, \zeta)|$$

$$S_a(T_n, \zeta) \equiv \max |\ddot{u}(t, T_n, \zeta)|$$

El espectro de respuesta de desplazamientos es una representación de S_d para un valor constante de ζ . De manera similar son representados el espectro de respuesta de velocidad relativa S_v y el espectro de respuesta de aceleración S_a .

2.1.6 Espectro de pseudo-aceleración

Considerando una cantidad A para un sistema lineal de 1 GDL con frecuencia natural w_n relacionada a su deformación máxima $D \equiv u_0$ debido a un movimiento sísmico:

$$A = w_n^2 D = (2\pi/T_n)^2 D$$

La cantidad A tiene unidades de aceleración y es relacionado al valor máximo del cortante en la base V_{b0} :

$$V_{b0} = f_{s0} = mA$$

El cortante en la base máximo puede ser escrito de la siguiente manera:

$$V_{b0} = (A/g) W$$

Donde W es el peso del sistema y g la aceleración de la gravedad. A/g puede ser interpretada como el coeficiente de cortante en la base o coeficiente de fuerza lateral. Esto es usado en los códigos de diseño para representar el coeficiente por el cual el peso de la estructura es multiplicado para obtener el cortante en la base.

Se observa que el cortante en la base es igual a la fuerza de inercia asociada a la masa m bajo una aceleración A . Esta cantidad A es generalmente diferente a la aceleración máxima \ddot{u}_0 del sistema. Es por esta razón que A es llamada Pseudo-aceleración máxima; el prefijo pseudo es usado para evitar las posibles confusiones con la verdadera aceleración máxima \ddot{u}_0 del sistema [4].

A continuación se muestran los espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones de los registros sísmicos Lima-66y Lima-74 para una fracción de amortiguamiento $\zeta = 0.05$ (Ver Figura 2.5).

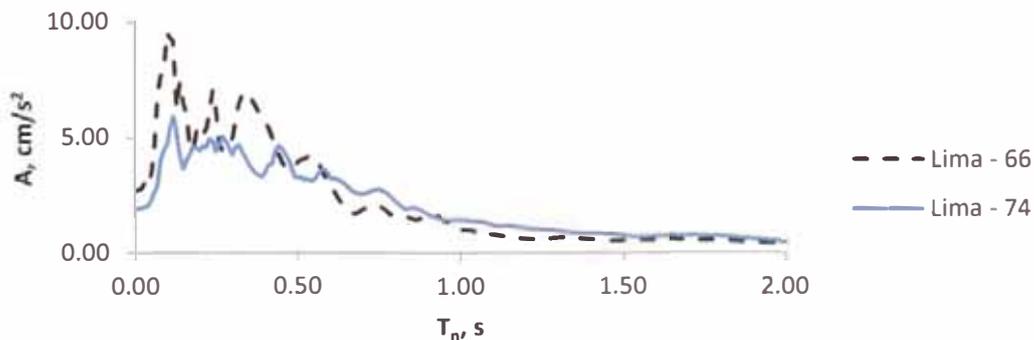


Figura 2.5 Espectros de respuesta de pseudo-aceleración de los registros sísmicos usados.

2.2 VIBRACIÓN LIBRE EN SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MGDL)

Por vibración libre se entiende el movimiento de un sistema sin alguna excitación dinámica, fuerza externa o movimiento en la base. La vibración libre es iniciada perturbando la posición de equilibrio con algún desplazamiento inicial y/o imponiendo alguna velocidad inicial.

2.2.1 Ecuación de Movimiento de un Sistema Lineal MGDL

Se escribirá ahora las ecuaciones de movimiento de un sistema lineal MGDL sujeto a fuerza dinámica externa $p_j(t)$, $j = 1 a N$. La respuesta dinámica de la estructura por esta excitación es definida por los desplazamientos $u_j(t)$, velocidades $\dot{u}_j(t)$, y aceleraciones $\ddot{u}_j(t)$, $j = 1 a N$. Siendo la ecuación de movimiento de un sistema lineal MGDL, la siguiente:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

Este es un sistema de N ecuaciones diferenciales ordinarias gobernando el desplazamiento $\{u_j(t)\}$ debido a las fuerzas aplicadas $\{p_j(t)\}$. La ecuación mostrada es equivalente a la ecuación para sistemas de 1 GDL: cada término escalar de la ecuación del sistema de 1 GDL ha sido convertido a un vector o matriz de orden N , siendo N el número de grados de libertad del sistema de MGDL.

2.2.2 Sistemas sin amortiguamiento

La vibración libre de un sistema lineal de MGDL con $\{p(t)\} = \{0\}$ y sin amortiguamiento está gobernada por la siguiente ecuación:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\}$$

La ecuación representa N ecuaciones diferenciales homogéneas que están acopladas a través de las matrices de masa y rigidez del sistema. La solución $\{u(t)\}$ de la ecuación que satisface las condiciones iniciales

$$\{u\} = \{u(0)\} \quad \{\dot{u}\} = \{\dot{u}(0)\}$$

En el tiempo $t = 0$, se obtiene resolviendo el problema de la matriz de valores propios.

La vibración libre de un sistema no amortiguado puede ser descrita matemáticamente como:

$$\{u(t)\} = \{q_n(t)\} [\phi_n]$$

Donde el perfil deformado $\{\phi_n\}$ no varía con el tiempo. La variación en el tiempo del desplazamiento es descrita por la función armónica simple:

$$q_n(t) = A_n \cos w_n t + B_n \sin w_n t$$

Donde A_n y B_n son constantes de integración que pueden ser determinadas de las condiciones iniciales del movimiento. Combinando las ecuaciones se tiene:

$$\{u(t)\} = \{\phi_n\}(A_n \cos w_n t + B_n \sin w_n t)$$

Donde w_n y $\{\phi_n\}$ son conocidos. Sustituyendo esta forma de $u(t)$ en la ecuación general de movimiento, se obtiene:

$$[-w_n^2 \{m\} \{\phi_n\} + \{k\} \{\phi_n\}] q_n(t) = 0$$

Esta ecuación puede ser satisfecha de dos maneras. Aunque $\{q_n(t)\} = \{0\}$, implica que $\{u(t)\} = 0$ y esto implica que el sistema no se mueve (solución trivial), así que la frecuencia natural w_n y los modos de vibración $\{\phi_n\}$ deben satisfacer la siguiente ecuación algebraica

$$w_n^2 [m] [\phi_n] = [k] [\phi_n]$$

Este problema algebraico es llamado problema de valores propios. Las matrices de masa y rigidez son conocidas, el problema es determinar el escalar w_n^2 y los vectores $\{\phi_n\}$. La ecuación puede ser reescrita como:

$$(-w_n^2 [m] + [k]) [\phi_n] = 0$$

La solución trivial $\phi_n = 0$ no es útil, debido a que implica que no habría movimiento del sistema. Por lo que la solución no trivial sería

$$\det[-w_n^2 [m] + [k]] = 0$$

Cuando la determinante es expandida, se obtiene el polinomio característico del sistema, de orden N en w_n^2 . Este polinomio tendrá N raíces reales positivas para w_n^2 , debido a que $[m]$ y $[k]$ son matrices simétricas definidas positivas.

Las N raíces determinan las N frecuencias naturales w_n ($n = 1$ a N) de vibración. Estas raíces también son conocidas como eigen-valores. Cuando una frecuencia natural w_n es conocida, su correspondiente vector $\{\phi_n\}$ puede ser calculado. Estos vectores son también conocidos como eigen-vectores o modos normales.

Un sistema de N grados de libertad, tiene N frecuencias naturales de vibración y N formas de vibración $\{\phi_n\}$. El término "natural" es usado para enfatizar el hecho de que estas propiedades del sistema dependen únicamente de sus propiedades de masa y rigidez. El primer modo ($n = 1$) es también conocido como "modo fundamental".

Las N frecuencias naturales y modos de vibración pueden ser ensambladas en matrices. El modo $\{\phi_n\}$ correspondiente a la frecuencia natural w_n tiene elementos ϕ_{jn} , donde j indica en el grado de libertad. Los N eigen-vectores pueden ser representados en una única matriz Φ , llamada matriz modal.

$$[\Phi] = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix}$$

Los N eigen-valores w_n^2 pueden ser ensamblados en una matriz diagonal Ω^2 , llamada matriz espectral.

$$[\Omega^2] = \begin{bmatrix} w_1^2 & & & \\ & w_2^2 & \bar{0} & \\ & \bar{0} & \ddots & \\ & & & w_N^2 \end{bmatrix}$$

Cada eigen-valor y eigen-vector satisfacen el problema de valores propios, por lo que puede ser reescrita de la siguiente manera

$$[k][\Phi] = [m][\Phi][\Omega^2]$$

Proveyendo una presentación compacta para relacionar los eigen-valores y los eigen-vectores.

Los modos naturales de vibración correspondientes a las diferentes frecuencias naturales satisfacen las condiciones de ortogonalidad siguientes.

Quando $w_n \neq w_r$

$$\{\phi_n^T\}[k]\{\phi_r\} = 0 \quad \{\phi_n^T\}[m]\{\phi_r\} = 0$$

La ortogonalidad de los modos implica que las siguientes matrices cuadradas son diagonales

$$[K] \equiv [\Phi^T][k][\Phi] \quad [M] \equiv [\Phi^T][m][\Phi]$$

Donde los elementos diagonales son

$$K_n = \{\phi_n^T\}[k]\{\phi_n\} \quad M_n = \{\phi_n^T\}[m]\{\phi_n\}$$

Debido a que $[m]$ y $[k]$ son definidas positivas, los elementos diagonales de $[K]$ y $[M]$ son positivas, estando relacionadas por

$$K_n = \omega_n^2 M_n$$

2.2.3 Expansión modal de desplazamientos

Un conjunto de N vectores independientes puede ser usado para representar otro vector de orden N . En la siguiente ecuación los modos naturales de vibración son usados como base, así la expansión modal de un vector desplazamiento u tiene la forma de

$$\{u\} = \sum_{r=1}^N \{\phi_r\} q_r \equiv [\Phi]\{q\}$$

Donde q_r son escalares llamados coordenadas modales. Cuando $\{\phi_r\}$ son conocidas, para un $\{u\}$ dado es posible evaluar los q_r , multiplicando ambos lados de la ecuación por $\{\phi_n^T\}[m]$:

$$\{\phi_n^T\}[m]\{u\} = \sum_{r=1}^N (\{\phi_n^T\}[m]\{\phi_r\}) q_r$$

Debido a la condición de ortogonalidad, la ecuación se simplifica a

$$\{\phi_n^T\}[m]\{u\} = \{\phi_n^T\}[m]\{\phi_n\} q_n$$

El producto matricial de ambos lados son escalares, por lo tanto

$$q_n = \frac{\{\phi_n^T\}[m]\{u\}}{\{\phi_n^T\}[m]\{\phi_n\}} = \frac{\{\phi_n^T\}[m]\{u\}}{M_n}$$

2.2.4 Sistemas con amortiguamiento

Cuando el amortiguamiento es incluido, la ecuación que gobierna la respuesta de movimiento del sistema es:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{0\}$$

Se desea encontrar la solución $u(t)$ de la ecuación que satisfaga las condiciones iniciales

$$\{u\} = \{u(0)\} \quad \{\dot{u}\} = \{\dot{u}(0)\}$$

En el tiempo $t = 0$. Para tal propósito se expresará el desplazamiento u en términos de los modos naturales del sistema sin amortiguamiento

$$\{u\} = [\Phi]\{q\}$$

Quedando así

$$[m][\Phi]\{\ddot{q}\} + [c][\Phi]\{\dot{q}\} + [k][\Phi]\{q\} = 0$$

Multiplicando por $[\Phi^T]$ resulta

$$[M]\{\ddot{q}\} + [C]\{\dot{q}\} + [K]\{q\} = 0$$

Donde, de manera análoga

$$[C] \equiv [\Phi^T][c][\Phi]$$

$$\zeta = \frac{C_n}{2M_n\omega_n}$$

Esta matriz C puede o no ser diagonal, dependiendo de la distribución de amortiguamiento del sistema. Si C es diagonal, la ecuación representa N ecuaciones diferenciales desacopladas en coordenadas modales q_n y el sistema puede ser resuelto por un análisis modal clásico; estos sistemas poseen los mismos modos naturales que el sistema no amortiguado. Sistemas con amortiguamiento tal que C es no diagonal presentan amortiguamiento no-clásico; estos sistemas no pueden ser resueltos por análisis modal clásico y no poseen los mismos modos naturales que el sistema sin amortiguamiento [4].

2.3 AMORTIGUAMIENTO EN ESTRUCTURAS

No es factible determinar los coeficientes de la matriz de amortiguamiento directamente de la dimensión de la estructura, tamaño de los miembros estructurales y las propiedades de amortiguamiento de los materiales usados. Por lo tanto, el amortiguamiento es generalmente especificado por valores numéricos para la fracción de amortiguamiento y esto es suficiente para el análisis de sistemas lineales con amortiguamiento clásico. La información experimental provee una base para estimar estas fracciones de amortiguamiento recomendando valores promedio. Sin embargo, la matriz de amortiguamiento es necesaria para el análisis de sistemas lineales con amortiguamiento no-clásico y para el análisis inelástico de estructuras.

La fracción de amortiguamiento modal para estructuras debería ser estimada usando información medida en estructuras similares. A pesar que diversos investigadores han recopilado información, ésta debe ser usada con discreción porque algunos de estos valores no son aplicables directamente al diseño y análisis sísmico.

Las fracciones de amortiguamiento modal a usar en el análisis sísmico deben estar basadas en información registrada durante eventos sísmicos. La información más útil pero a su vez difícil de conseguir es de estructuras excitadas fuertemente pero no deformadas en el rango inelástico. Por otro lado, registros de movimiento de estructuras que han experimentado fluencia significativa durante un sismo proveerán relaciones de amortiguamiento que también incluyen la energía disipada debido a la fluencia. Estas relaciones de amortiguamiento no serían útiles en análisis dinámico debido a que la energía disipada por fluencia es considerada separadamente de las relaciones fuerza-deformación inelásticas.

La mayoría de los códigos de diseño no reconocen la variación del amortiguamiento respecto al material usado y típicamente una relación de amortiguamiento de 5% es implícita en las fuerzas y espectros de diseño especificados en los códigos.

2.3.1 Amortiguamiento de Rayleigh y Amortiguamiento de Caughey

Considerando primero un amortiguamiento proporcional a la masa y amortiguamiento proporcional a la rigidez

$$[c] = a_0[m] \quad [c] = a_1[k]$$

Donde las constantes a_0 y a_1 tienen unidades de s^{-1} y s , respectivamente. Para ambas matrices de amortiguamiento la matriz c es diagonal debido a las propiedades de ortogonalidad modal, por lo tanto, son matrices de amortiguamiento clásico. Físicamente esto puede ser representado de la siguiente manera (Ver Figura 2.6)

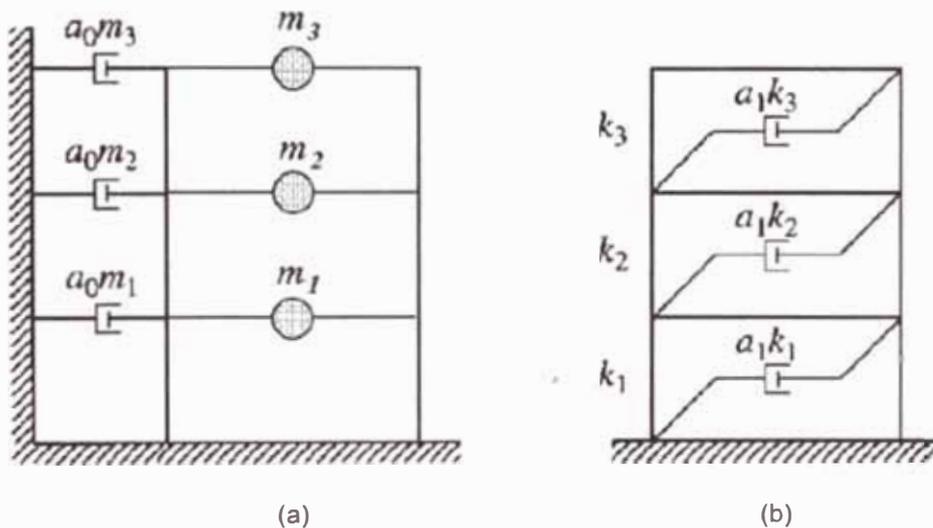


Figura 2.6 (a) Amortiguamiento proporcional a la masa; (b) amortiguamiento proporcional a la rigidez (A. Chopra, 1995)

El amortiguamiento proporcional a la rigidez apela a la intuición debido a que puede ser interpretado para modelar la energía de deformación que sufren las deformaciones de piso. En contraste el amortiguamiento proporcional a la masa es difícil de justificar físicamente.

Ahora, se asociarán las relaciones de amortiguamiento modal para sistemas con amortiguamiento proporcional a la masa por el coeficiente a_0 . El amortiguamiento generalizado para el n -ésimo modo es

$$C_n = a_0 M_n$$

Y la fracción de amortiguamiento modal sería

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n}$$

En esta formulación, la fracción de amortiguamiento es inversamente proporcional a la frecuencia natural. El coeficiente a_0 puede ser seleccionado para obtener un valor específico de relación de amortiguamiento de algún modo. Dicho para el i -ésimo modo

$$a_0 = 2\zeta_i\omega_i$$

Similarmente, la fracción de amortiguamiento modal para un sistema con amortiguamiento proporcional a la rigidez puede ser relacionada al coeficiente a_1 . En este caso

$$C_n = a_1\omega_n^2 M_n \quad y \quad \zeta_n = \frac{a_1\omega_n}{2}$$

Donde el coeficiente a_1 puede ser seleccionado para obtener un valor específico de relación de amortiguamiento de algún modo. Dicho para el j -ésimo modo

$$a_1 = \frac{2\zeta_j}{\omega_j}$$

La variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural es representada en la siguiente figura (Ver Figura 2.7).

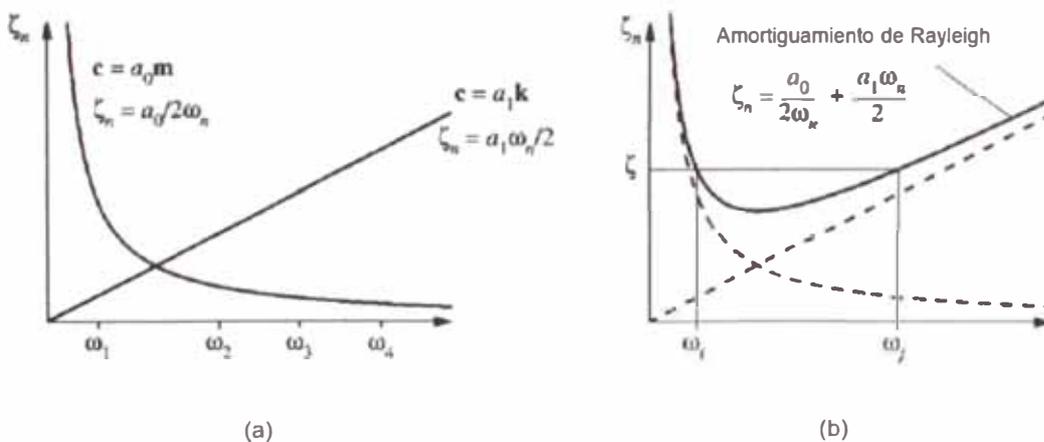


Figura 2.7 Variación de la relación de amortiguamiento con la frecuencia natural (a) Amortiguamiento proporcional a la masa y proporcional a la rigidez; (b) Amortiguamiento de Rayleigh. (A. Chopra, 1995)

Lo representado en la Figura 2.11(a) no es concordante con la información experimental, que indica que muchos modos de vibración de la estructura tienen la misma fracción de amortiguamiento.

Por lo que, para construir la matriz de amortiguamiento clásico, concordante con la información experimental, se deberá considerar el amortiguamiento de Rayleigh

$$[c] = a_0[m] + a_1[k]$$

La relación de amortiguamiento para el n-ésimo modo será

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2}$$

La variación de la matriz de amortiguamiento de Rayleigh con la frecuencia natural es mostrada en la Figura 2.11 (b)

Los coeficientes a_0 y a_1 pueden ser determinados para unas fracciones de amortiguamiento ζ_i y ζ_j dadas, correspondiente al i-ésimo modo y j-ésimo modo, respectivamente. Expresando estos 2 modos en una matriz se tiene:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix}$$

Si se desea especificar valores para relaciones de amortiguamiento de más de 2 modos, se necesita considerar la forma general para una matriz de amortiguamiento clásico conocida como amortiguamiento de Caughey

$$[c] = [m] \sum_{l=0}^{N-1} a_l [m^{-1}k]^l$$

2.4 ANÁLISIS MODAL - GENERALIDADES

2.4.1 Ecuaciones modales para sistemas amortiguados

Cuando se considera el amortiguamiento, la ecuación de movimiento de un sistema de MGDL es

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p(t)\}$$

Esta ecuación puede ser reescrita en términos de coordenadas modales. Así

$$\sum_{r=1}^N [m]\{\phi_r\}\{\ddot{q}_r\} + \sum_{r=1}^N [c]\{\phi_r\}\{\dot{q}_r\} + \sum_{r=1}^N [k]\{\phi_r\}\{q_r\} = \{p(t)\}$$

Multiplicando cada término de la ecuación por ϕ_n^T , obtenemos

$$\sum_{r=1}^N \{\phi_n^T\}[m]\{\phi_r\}\{\ddot{q}_r\} + \sum_{r=1}^N \{\phi_n^T\}[c]\{\phi_r\}\{\dot{q}_r\} + \sum_{r=1}^N \{\phi_n^T\}[k]\{\phi_r\}\{q_r\} = \{\phi_n^T\}\{p(t)\}$$

La ecuación modal será desacoplada si el sistema tiene amortiguamiento clásico. Entonces la ecuación se reduce a

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = P_n(t)$$

Dividiéndola por M_n obtenemos

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n w_n \dot{q}_n + w_n^2 q_n = \frac{P_n(t)}{M_n}$$

Donde ζ_n es la fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo. Esta ecuación que gobierna la coordenada modal n-ésima $q_n(t)$, y los parámetros M_n , C_n , K_n y $P_n(t)$ dependen solamente del n-ésimo modo ϕ_n y no de otros modos. En resumen, el conjunto de N ecuaciones diferenciales acopladas en desplazamientos nodales $u_j(t)$ han sido transformadas a un conjunto de N ecuaciones desacopladas en coordenadas modales $q_n(t)$.

2.4.2 Respuesta de desplazamientos

Para una fuerza dinámica externa $p(t)$, la respuesta dinámica de un sistema de MGDL puede ser determinada resolviendo las ecuaciones en coordenadas modales. Cada ecuación modal es de la misma forma que una ecuación de movimiento para un sistema de 1 GDL. Una vez que las coordenadas modales han sido determinadas la contribución del n-ésimo modo al desplazamiento $u(t)$ es

$$\{u_n(t)\} = \{\phi_n\}q_n(t)$$

Y sumando estas contribuciones modales se obtiene el desplazamiento total:

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{u_n(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\}q_n(t)$$

Este procedimiento es conocido como método de superposición modal, porque las ecuaciones modales individuales son resueltas para la coordenada modal $q_n(t)$ y la respuesta modal $u_n(t)$, y son sumadas obteniendo la respuesta total $u(t)$. Este análisis es restringido a sistemas lineales con amortiguamiento clásico.

2.4.3 Fuerzas en elementos

En el análisis modal es necesario determinar las contribuciones individuales de cada modo a las fuerzas en los elementos. La contribución del n-ésimo modo $\{r_n(t)\}$ a la fuerza en el elemento $\{r(t)\}$ es determinada a partir del desplazamiento total $\{u_n(t)\}$ usando las propiedades de rigidez del elemento. La fuerza en el elemento considerando la contribución de todos los modos es

$$\{r(t)\} = \sum_{n=1}^N \{r_n(t)\}$$

También es posible determinar las fuerzas estáticas equivalente asociadas al n-ésimo modo a partir de la ecuación $\{f_n(t)\} = [k]\{u_n(t)\}$, según

$$\{f_n(t)\} = w_n^2 [m]\{\phi_n\}q_n(t)$$

2.5 ANÁLISIS MODAL

2.5.1 Ecuaciones de movimiento

La ecuación de movimiento que gobierna un sistema de MGDG inducido por un movimiento sísmico es

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = \{p_{eff}(t)\}$$

Donde

$$\{p_{eff}(t)\} = -[m]\{l\}\ddot{u}_g$$

2.5.2 Expansión modal de desplazamientos y fuerzas

El desplazamiento $\{u\}$ de un sistema de N grados de libertad puede ser expresado como la superposición de las contribuciones modales

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\}q_n(t)$$

La distribución espacial de la fuerza efectiva $p_{eff}(t)$ es definida por $\{s\} = [m]\{l\}$. Esta distribución de fuerzas puede ser expandida como una sumatoria de la distribución de fuerzas inerciales modales s_n

$$[m]\{l\} = \sum_{n=1}^N \Gamma_n [m]\{\phi_n\}$$

Donde

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \{\phi_n^T\}[m]\{l\} \quad M_n = \{\phi_n^T\}[m]\{\phi_n\}$$

El factor Γ_n es llamado "factor de participación modal" (FPM). La contribución del n-ésimo modo al vector de excitación $[m]\{l\}$ es

$$s_n = \Gamma_n [m]\{\phi_n\}$$

Que es independiente de cómo los modos son normalizados.

2.5.3 Ecuaciones modales

Reemplazando $p(t)$ por $p_{eff}(t)$ en la ecuación que gobierna el movimiento de sistemas con amortiguamiento se tiene:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n w_n \dot{q}_n + w_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t)$$

La solución para esta ecuación, puede ser rápidamente resuelta para la n -ésima forma de vibración como un sistema de 1 GDL con las propiedades de vibración (w_n y ζ_n) del n -ésimo modo del sistema de MGD.

Si reemplazamos u por D_n (D para el n -ésimo modo) en la ecuación que gobierna el movimiento de un sistema lineal de 1 GDL sujeta una aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n w_n \dot{D}_n + w_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t)$$

Comparando ambas ecuaciones tenemos

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$$

Así, $q_n(t)$ estará rápidamente disponible una vez resuelta la ecuación para $D_n(t)$, utilizando métodos numéricos paso a paso para su solución.

2.5.4 Respuesta modal

La contribución del n -ésimo modo al desplazamiento $u(t)$ es

$$\{u_n(t)\} = \{\phi_n\} q_n(t) = \Gamma_n \{\phi_n\} D_n(t)$$

Es preferible el uso del método de fuerza estática equivalente para el análisis sísmico porque esto facilita la comparación del análisis dinámico con las fuerzas de diseño sísmicas de los códigos de diseño. La ecuación que define la fuerza estática equivalente asociada al n -ésimo modo de vibración, usando s_n es:

$$f_n(t) = s_n A_n(t)$$

Por lo que de manera similar

$$A_n(t) = w_n^2 D_n(t)$$

La fuerza estática equivalente $f_n(t)$ es el producto de dos cantidades: (1) la contribución del n-ésimo modo s_n para la distribución espacial m_j de $p_{eff}(t)$, y (2) la respuesta de pseudo-aceleración del n-ésimo modo como un sistema de 1 GDL para $\ddot{u}_g(t)$.

La contribución del n-ésimo modo $r_n(t)$ a una cantidad de respuesta $r(t)$ es determinada por análisis estático de la estructura sujeta a una fuerza externa $f_n(t)$. La respuesta estática modal r_n^{st} denota el valor estático de r debido a la fuerza externa s_n ; esto puede ser positivo o negativo y es independiente de la manera en la que el modo es normalizado. Luego

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t)$$

Esta ecuación también es aplicable a la respuesta de desplazamiento. El desplazamiento estático debido a la fuerza s_n satisface $\{s_n\} = k\{u_n^{st}\}$. Por lo que

$$\{u_n^{st}\} = [k^{-1}](\Gamma_n[m](\phi_n)) = \frac{\Gamma_n}{w_n^2} \{\phi_n\}$$

Resultando

$$\{u(t)\} = \frac{\Gamma_n}{w_n^2} \{\phi_n\} A_n(t)$$

2.5.5 Expansión modal de la fuerza sísmica efectiva

Sustituyendo $\{i\} = \{1\}$ en las ecuaciones anteriores resulta la expansión modal de la distribución espacial de la fuerza sísmica efectiva

$$[m]\{1\} = \sum_{n=1}^N \{s_n\} = \sum_{n=1}^N \Gamma_n [m]\{\phi_n\}$$

Donde $\Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n}$ $L_n^h = \sum_{j=1}^N \{m_j\} \phi_{jn}$ $M_n = \sum_{j=1}^N \{m_j\} \phi_{jn}^2$

En la ecuación anterior la contribución del n-ésimo modo $[m]\{1\}$ es $\{s_n\}$, la fuerza s_{jn} en cada nivel de piso j es:

$$\{s_n\} = \Gamma_n [m]\{\phi_n\} \quad s_{jn} = \Gamma_n m_j \phi_{jn}$$

2.6 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El procedimiento de análisis tiempo historia presentado anteriormente provee la respuesta estructural $r(t)$ como función del tiempo, pero el diseño estructural es usualmente basado en los valores máximos de fuerzas y deformaciones sobre la duración de la respuesta sísmica inducida. La respuesta máxima de un sistema de MGDL puede ser calculada a partir del espectro de respuesta, pero el resultado no es exacto, porque no es idéntico al de un procedimiento tiempo historia; sin embargo, la estimación obtenida es lo suficientemente precisa para aplicaciones de diseño estructural [4].

2.6.1 Respuesta modal máxima

El valor exacto de la respuesta máxima de un sistema MGDL en su modo natural n -ésimo puede ser obtenida del espectro de respuesta sísmica. A partir de la ecuación

$$\{r_n(t)\} = \{r_n^{st}\}A_n(t)$$

Para la historia de respuesta el valor máximo de $A_n(t)$ está disponible del espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones por la ordenada $S_n(T_n, \zeta_n)$ que será denotado como S_{a_n} . Por lo tanto la respuesta modal máxima es

$$r_{n0} = r_n^{st} S_{a_n}$$

2.6.2 Reglas de combinación modal

No es posible determinar el valor exacto de $r_0 \equiv \max_t |r(t)|$ de r_{n0} porque, en general, la respuesta modal $r_n(t)$ alcanza su máximo en un instante de tiempo diferente y la respuesta combinada $r(t)$ también alcanza su máximo en un instante diferente de tiempo.

Deben ser introducidas algunas aproximaciones en la combinación de la respuesta modal máxima r_{n0} determinada del espectro de respuesta sísmico, porque no hay información disponible cuando estos valores máximos se dan. La suposición de que todos los máximos modales ocurren en el mismo tiempo y su signo algebraico es ignorado provee un límite superior al valor máximo de la respuesta total

$$r_0 \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}|$$

Este valor de límite superior es usualmente muy conservador. Por lo tanto, esta suma absoluta (ABSSUM) como regla de combinación modal, no es popular en aplicaciones de diseño estructural [4].

La raíz cuadrada de la sumatoria de cuadrados (SRSS) es una regla desarrollada por E. Rosenblueth (1951), siendo la respuesta combinada r_0 :

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2}$$

Las respuestas máximas elevadas al cuadrado serán sumadas y la raíz cuadrada de esta suma proveerá la estimación de la respuesta máxima total. Esta regla de combinación modal provee una buena estimación de respuesta para estructuras con frecuencias naturales bien separadas, esta limitación no siempre ha sido reconocida para aplicar esta regla en problemas prácticos, y a su vez ha sido mal aplicada a sistemas con frecuencias naturales cercanamente espaciadas.

La Norma Técnica E.030 establece que la respuesta máxima esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 x \sum_{i=1}^N |r_i| + 0.75 x \left(\sum_{i=1}^N r_i^2 \right)^{1/2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

2.7 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SISTEMAS INELÁSTICOS

Como se mostró anteriormente, el cortante en la base máximo inducido en un sistema lineal de 1 GDL mediante un movimiento sísmico es $V_b = (A/g) W$, donde W es el peso del sistema y A es la ordenada del espectro de pseudo-aceleración correspondiente al periodo natural de vibración y amortiguamiento del sistema. Muchas edificaciones son diseñadas para cortantes menores al cortante en la base elástico asociado al movimiento sísmico más grande que pudiera ocurrir en el sitio (Ver Figura 2.8).

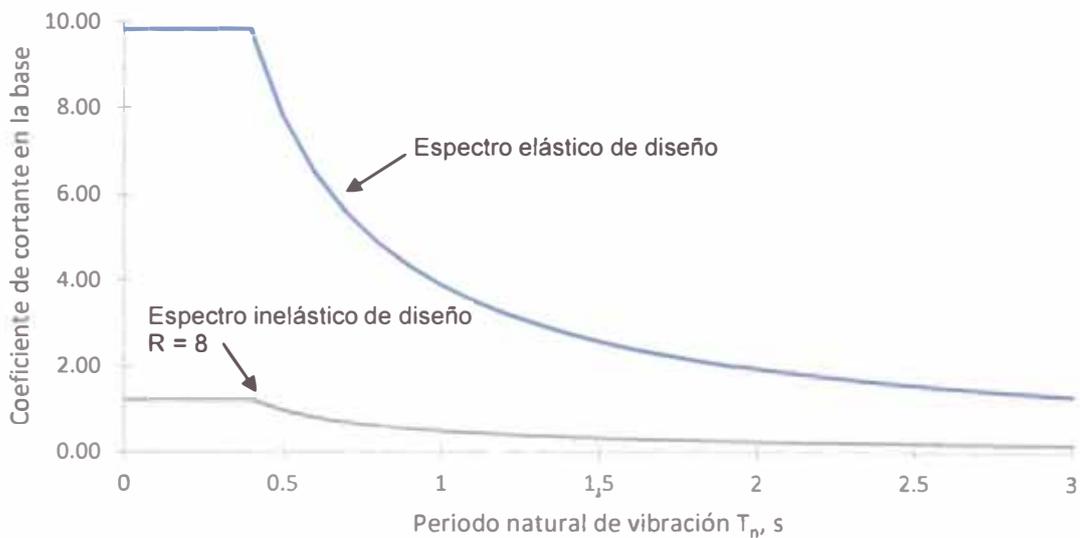


Figura 2.8 Comparación del coeficiente de cortante en la base de un espectro de diseño elástico e inelástico según la Norma Técnica E.030.

Esta diferencia implica que, edificaciones diseñadas con fuerzas dadas por códigos de diseño se deformaran más allá del límite de comportamiento lineal elástico cuando son sujetos a grandes movimientos sísmicos. Así, se espera que las edificaciones sufran daños durante un evento sísmico intenso, el reto del ingeniero estructural es diseñar la edificación para que el daño sea controlado a un grado aceptable. Si un sismo causa daño severo cuya reparación implica elevados costos, el diseño no fue exitoso.

La respuesta de estructuras deformándose en el rango inelástico durante intensos movimientos del suelo es, por lo tanto, de central importancia en la ingeniería sísmica.

2.7.1 Características de los materiales

2.7.1.1 Concreto no-confinado

El concreto no confinado, es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, pero débil en tracción, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tracciones, se emplea acero de refuerzo, generalmente en forma de barras, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tracciones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto [14].

Para el concreto simple o no confinado, su curva esfuerzo-deformación se obtiene de forma experimental mediante mediciones de deformaciones unitarias de ensayos en cilindros de concreto con una edad de veintiocho días, sometidos a compresión uniaxial con una velocidad de carga moderada. La curva esfuerzo-deformación tiene como característica general que en su rama inicial es relativamente lineal aproximadamente hasta la mitad de la resistencia máxima a compresión. En las curvas esfuerzo-deformación del concreto de alta resistencia su forma tiende a ser puntiaguda cerca de la resistencia máxima, mientras que las curvas de concreto de baja resistencia tienen mesetas planas y amplias después de superar la zona elástica lineal [14].

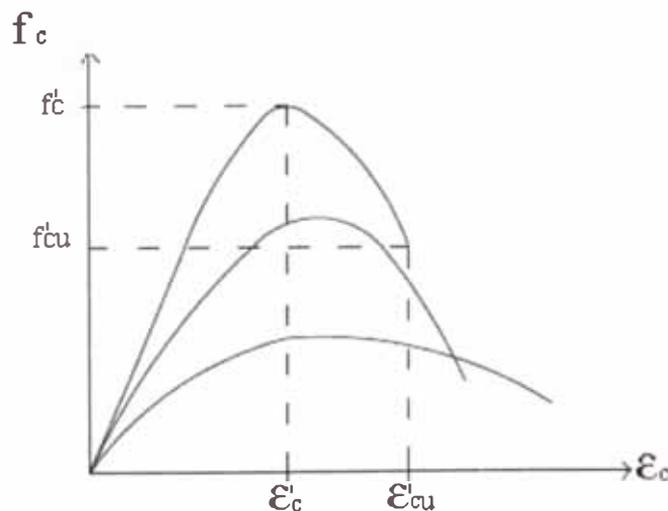


Figura 2.9 Curvas esfuerzo-deformación a compresión en cilindros estándar de concreto no confinado (Paulay y Priestley, 1992).

Como se muestra en la Figura 2.9, la pendiente de la última rama de la curva es negativa debido a que después de que se alcanza la resistencia máxima, en la deformación unitaria ε'_c , el concreto no es capaz de tomar esfuerzos adicionales y por lo tanto la resistencia decrece. La curva termina donde se alcanza la deformación unitaria de aplastamiento del concreto ε'_{cu} . También se ha observado que la deformación unitaria ε'_c asociada a la resistencia máxima es aproximadamente igual a 0.002 [14].

2.7.1.2 Concreto Confinado

El concreto armado tiene un comportamiento complejo que ha sido estudiado en su mayoría por medio de la experimentación en laboratorios, por lo que, para comprender mejor su comportamiento se estudian las propiedades mecánicas de sus componentes por separado.

El efecto del confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado; se considera así, si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para los estribos de acero.

El confinamiento se inicia cuando los niveles de esfuerzos de compresión en el concreto se aproximan a su resistencia máxima, en este momento las deformaciones transversales de la sección se incrementan debido al agrietamiento interno progresivo, por lo cual el concreto se apoya contra el refuerzo transversal, el cual induce a su vez una fuerza de confinamiento sobre el concreto, aumentando así su resistencia a compresión y disminuyendo las deformaciones transversales.

Las propiedades mecánicas de un espécimen de concreto confinado bajo cargas de compresión se pueden conocer a partir de su curva esfuerzo-deformación. Dichas curvas también presentan características generales a partir de las cuales es posible generar modelos analíticos para describirlas. A continuación se describe el modelo de Mander et al. (1998) usado en esta investigación.

Este modelo está definido por una curva continua, considerando que el efecto del confinamiento no sólo incrementa la capacidad de deformación del concreto ϵ_c , sino también la resistencia a compresión del concreto. En este modelo, la deformación unitaria última o de falla ϵ_{cu} del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes. En la Figura 2.10 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al. (1988).

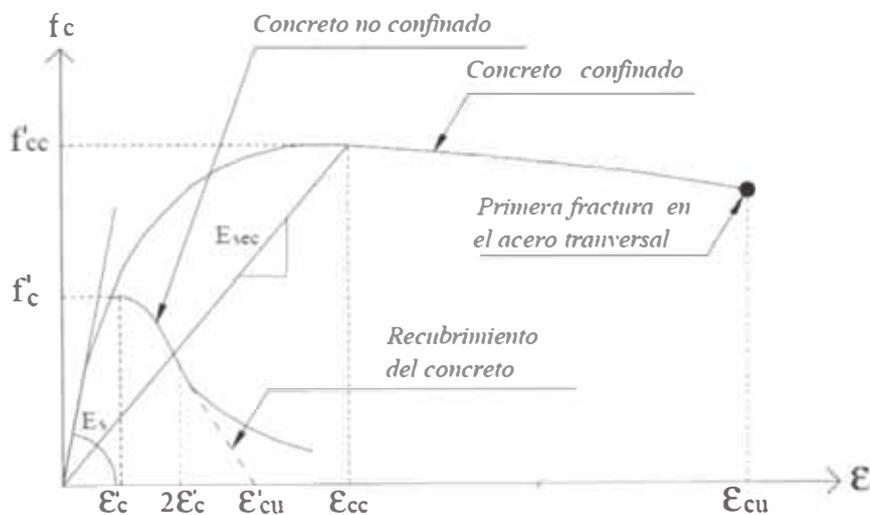


Figura 2.10 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado, (Mander et al.1988).

Donde

$$\epsilon_{cc} = 0.002[1 + 5(f'_{cc}/f'_c - 1)] \quad \epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm} / f'_{cc}$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c} - \frac{2 f'_l}{f'_c}} \right)$$

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh}$$

Donde ρ_x y ρ_y representan las relaciones entre el volumen de acero confinante y el volumen de concreto confinado en las direcciones x e y, respectivamente. Para secciones rectangulares $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ y típicamente $K_e = 0.75$.

2.7.1.3 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo es un material que posee una gran resistencia a tracción, cualidad por la cual se usa para resistir principalmente los esfuerzos de tracción que se inducen en los elementos estructurales de concreto reforzado por las cargas de diseño. Además, cuando los esfuerzos de compresión actuantes son grandes, comúnmente se usa refuerzo longitudinal a compresión que trabaja en conjunto con el concreto para resistirlas, aunque para tal finalidad este refuerzo debe estar debidamente restringido contra el pandeo.

Se puede considerar dos modelos, el simple y el propuesto por Park; los dos difieren en la parte de la zona de endurecimiento por deformación, para la cual el modelo simple utiliza una forma parabólica y el modelo de Park utiliza una forma polinómica (Ver Figura 2.11). El modelo usado en esta investigación es el modelo simple.

- Modelo simple

$$f = f_y + (f_u - f_y) \sqrt{\frac{\epsilon - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}} \quad , \epsilon_{sh} \leq \epsilon \leq \epsilon_{su}$$

- Modelo de Park

$$f = f_y \left(\frac{m(\epsilon - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \quad , \epsilon_{sh} \leq \epsilon \leq \epsilon_{su}$$

$$r = (\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}) \quad m = \frac{(f_u/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

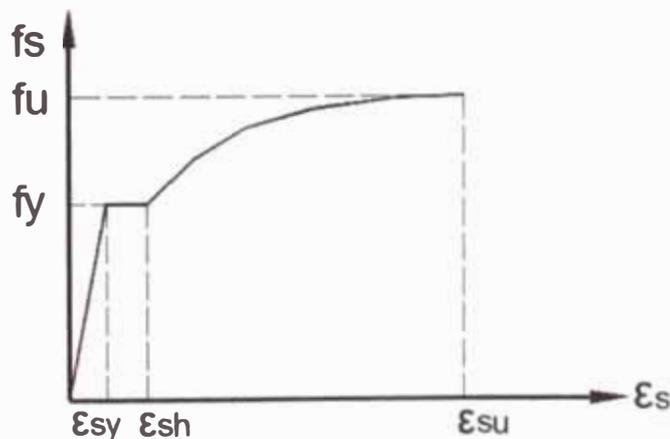


Figura 2.11 Curva completa esfuerzo-deformación del acero sometido a tracción

2.7.2 Relaciones Fuerza-Deformación en componentes estructurales

Diversos resultados experimentales indican que el comportamiento cíclico fuerza-deformación de una estructura depende del material y del sistema estructural predominante. La representación de la relación fuerza-deformación muestra bucles histeréticos bajo deformaciones cíclicas debido al comportamiento inelástico del material [4].

2.7.2.1 Modelo Elastoplástico

Considerando la relación fuerza-deformación para una estructura durante un primer estado de carga mostrada en la Figura 2.12, es posible idealizar esta curva por una relación fuerza-deformación elástico – perfectamente plástico (brevemente llamado Elastoplástico) porque esta aproximación permite el desarrollo de espectros de respuesta de una manera similar a sistemas lineales.

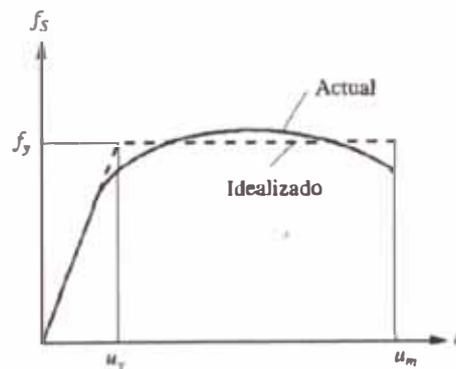


Figura 2.12 Curva fuerza-deformación durante un estado inicial de carga: actual e idealización elastoplástica

La aproximación elastoplástica de la actual curva fuerza-deformación es dibujada de tal manera que áreas bajo las dos curvas sean las mismas hasta un seleccionado valor máximo de desplazamiento u_m . Sobre el estado inicial de carga el sistema idealizado es lineal elástico con rigidez k , mientras la fuerza no exceda la resistencia de fluencia f_y . La fluencia empieza cuando la resistencia de fluencia f_y es superada. La deformación en la cual la fluencia es alcanzada es la deformación de fluencia u_y . Cuando la fluencia es alcanzada la resistencia toma el valor constante de f_y y la rigidez toma el valor de cero. La descarga a partir del punto de deformación máxima toma lugar a lo largo de un camino paralelo a la rama elástica inicial. Similarmente la recarga desde el punto de deformación

mínima toma lugar a lo largo de un camino paralelo a la rama elástica inicial (Ver Figura 2.13) [4].

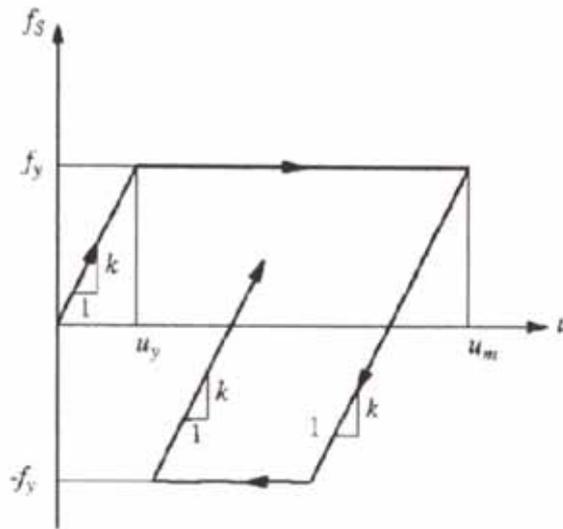


Figura 2.13 Relación fuerza-deformación elastoplástica

2.7.2.2 Sistema Lineal Correspondiente

En ocasiones se requiere evaluar la deformación máxima de un sistema elastoplástico debido a un evento sísmico y comparar ésta con la deformación máxima del sistema lineal correspondiente. (Ver Figura 2.14).

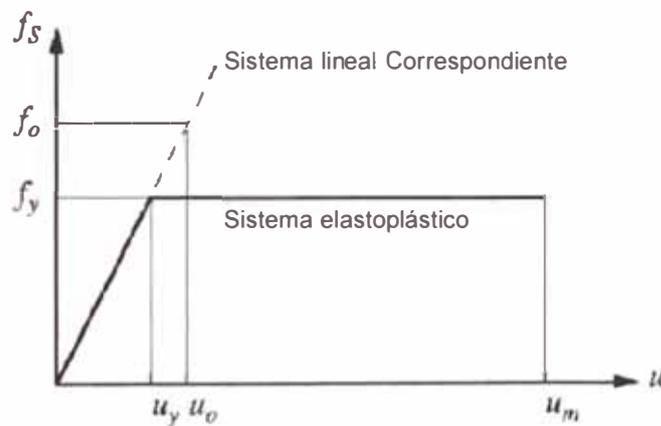


Figura 2.14 Sistema elastoplástico y su correspondiente sistema lineal

La resistencia de fluencia normalizada \bar{f}_y de un sistema elastoplástico es definida como

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_o} = \frac{u_y}{u_o}$$

Donde f_o y u_o son los valores de respuesta máxima de fuerza resistente y deformación debidos a un evento sísmico, respectivamente, en el correspondiente sistema lineal.

Se puede interpretar el valor de f_o como la resistencia requerida por la estructura para permanecer dentro del límite lineal elástico durando un evento sísmico. Si la resistencia de fluencia normalizada \bar{f}_y es menor que la unidad, el sistema se deformará más allá de su límite lineal elástico.

Alternativamente, f_y puede ser relacionado a f_o a través del factor de reducción de fluencia R_y definido como

$$R_y = \frac{f_o}{f_y} = \frac{u_o}{u_y}$$

La deformación máxima del sistema elastoplástico debido a un evento sísmico es denotada por u_m . Es significativo si se normaliza u_m respecto a la deformación de fluencia del sistema

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

Esta relación adimensional es llamada "Factor de ductilidad". Para sistemas deformándose en el rango inelástico, por definición, u_m excede a u_y y el factor de ductilidad es mayor que la unidad [4].

2.7.2.3 Modelo con endurecimiento por deformación

Este modelo hysterético es similar al modelo elastoplástico, excepto que la rigidez post-fluencia es mayor que cero (Ver Figura 2.15).

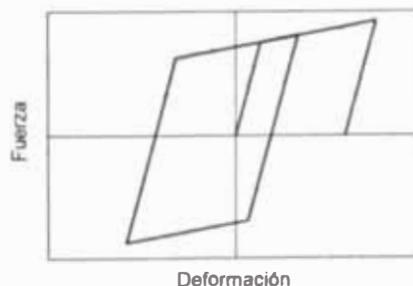


Figura 2.15 Modelo lineal hysterético con endurecimiento por deformación

A la rigidez positiva post-fluencia se le denomina “endurecimiento por deformación”, ya que algunos materiales exhiben ganancias de resistencias (se endurecen) cuando son sometidos a grandes niveles de deformación luego de la fluencia [13].

2.7.2.4 Modelo con degradación de rigidez

Muchos componentes y sistemas estructurales exhiben niveles de degradación de rigidez cuando son sometidos a ciclos de carga reversibles, especialmente los componentes de concreto armado. La degradación de rigidez en componentes de concreto armado, usualmente se producen como resultado del agrietamiento, pérdida de adherencia o interacción con altos esfuerzos de corte o axiales.

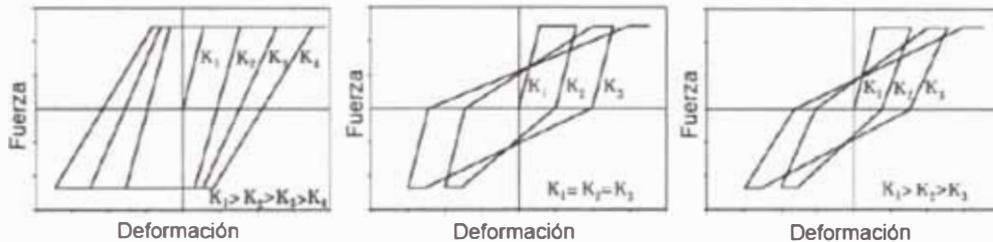


Figura 2.16 Ejemplos de modelos histeréticos con degradación de rigidez

En la Figura 2.16 se puede observar tres ejemplos de modelos histeréticos con degradación de rigidez. En el primer modelo, la rigidez en la carga y descarga es la misma, pero la rigidez se degrada en cada incremento de la deformación. En el segundo modelo la rigidez en la carga decrece en función del máximo desplazamiento, pero la rigidez en la descarga se mantiene constante y se mantiene igual a la rigidez inicial. En el tercer modelo, tanto para la carga y descarga la rigidez se degrada como función del máximo de desplazamiento, pero no son los mismos [13].

2.7.2.5 Modelo con comportamiento tipo apretamiento

Los componentes y conexiones pueden presentar un fenómeno histerético llamado apretamiento cuando se someten a ciclos de cargas reversibles. Este fenómeno, se caracteriza por largas reducciones de rigidez durante la recarga posterior a la descarga, junto con una recuperación de la rigidez cuando el desplazamiento es impuesto en la dirección opuesta.

Este comportamiento es común en componentes de concreto armado, madera, ciertos componentes de albañilería y algunas conexiones de acero. El nivel de apretamiento depende de las características de la estructura así como de la historia de carga (Ver Figura 2.17) [13].

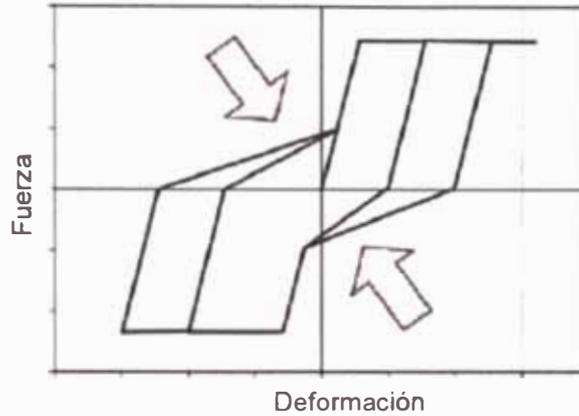


Figura 2.17 Ejemplo de modelo histerético con comportamiento tipo apretamiento.

2.7.2.6 Modelo con Degradación Cíclica de la Resistencia

En este tipo de comportamiento un sistema estructural experimenta una reducción de la resistencia lateral como resultado de inversiones de los ciclos de carga. En la degradación cíclica de la resistencia, las reducciones de la resistencia lateral ocurren luego que la carga ha sido invertida o durante los sucesivos ciclos de carga.

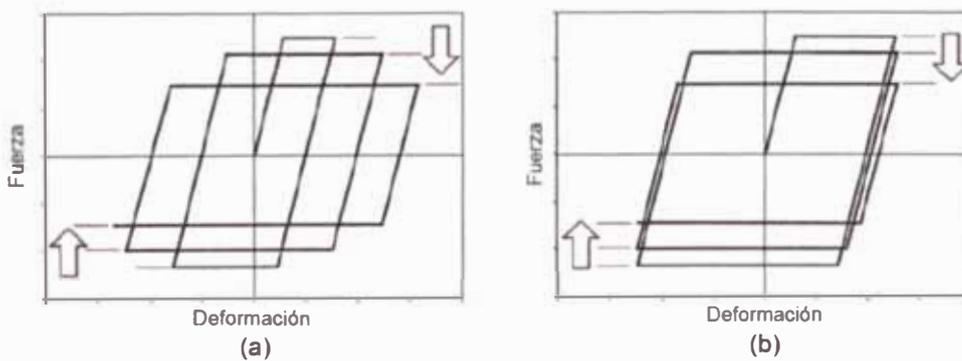


Figura 2.18 Ejemplos de degradación cíclica de la resistencia: (a) debido al incremento del desplazamiento inelástico; y (b) debido al desplazamiento cíclico repetido.

En la Figura 2.18 (a), se muestra un sistema elastoplástico que experimenta degradación de la resistencia en ciclos de carga sucesivos cuando el nivel de desplazamiento inelástico se incrementa. Los modelos hysteréticos que incorporan este tipo de degradación, especifican la reducción en resistencia como función de la relación de ductilidad, el que se toma como la relación de la máxima deformación o la deformación de fluencia.

En la Figura 2.18 (b), se puede observar un modelo hysterético de degradación cíclica de la resistencia cuando la degradación ocurre en ciclos repetidos, cuando no hay incremento en el nivel de desplazamiento [13].

2.7.2.7 Modelo con Degradación de Rigidez y Degradación Cíclica de la Resistencia

Muchos estudios recientes han examinado los efectos de la degradación de rigidez en combinación con la degradación cíclica de la resistencia. (Ver Figura 2.19).

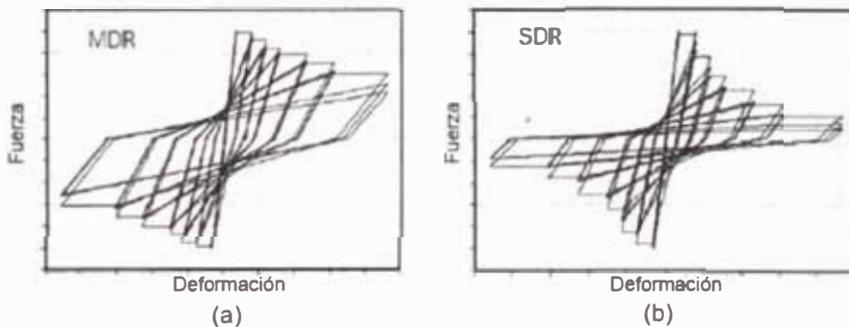


Figura 2.19 Modelos hysteréticos combinando degradación de rigidez y degradación de resistencia cíclica: (a) moderada degradación de rigidez y de resistencia cíclica; y (b) severa degradación de rigidez y de resistencia cíclica

En la Figura 2.19 (a), se muestra un sistema con degradación moderada de rigidez y de resistencia cíclica; y en la Figura 2.19 (b), un sistema con degradación severa de rigidez y de resistencia cíclica. En estos sistemas, la resistencia lateral es reducida como una función de la demanda de desplazamiento máxima así como la demanda de energía hysterética en el sistema [13].

2.7.2.8 Modelo con Degradación de Resistencia en el Ciclo

Los sistemas y componentes estructurales, en combinación con una degradación de rigidez, pueden experimentar una degradación de la resistencia en el ciclo (Ver Figura 2.20).

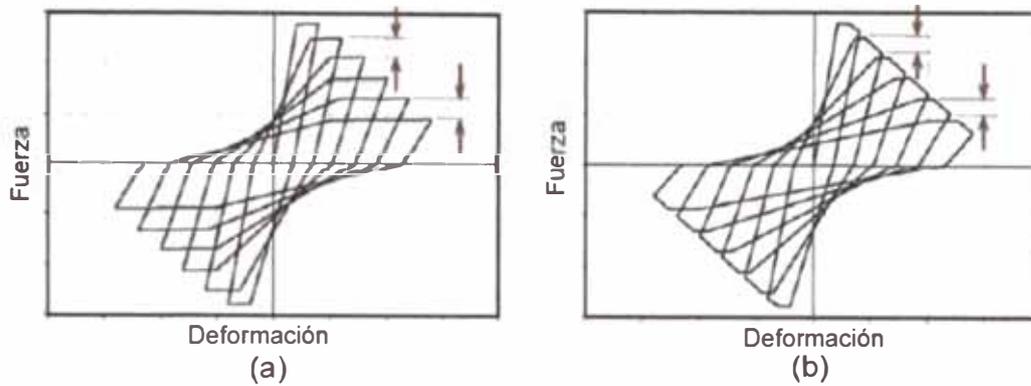


Figura 2.20 Modelos de comportamiento histerético (a) degradación de la resistencia ciclica; y (b) degradación en el ciclo

La degradación de la resistencia en el ciclo se caracteriza por una pérdida de resistencia dentro del mismo ciclo en el que ocurre la fluencia. Cuando es impuesto un desplazamiento lateral adicional, se desarrolla una pequeña resistencia. Esto resulta en una rigidez post-fluencia negativa dentro de un ciclo.

La degradación en un ciclo puede ocurrir como resultado de no-linealidades geométricas (efectos $P-\Delta$), no-linealidades en el material, o una combinación de éstas. En componentes de concreto armado, las no-linealidades en el material que pueden conducir a una degradación de la resistencia en un ciclo, pueden ser debidas al aplastamiento del concreto, fallas de corte, pandeo o fractura del reforzamiento longitudinal, y fallas del empalme [13].

2.7.3 Modelo histerético de Takeda

En base a observaciones experimentales del comportamiento de un gran número de miembros de concreto reforzado bajo cargas laterales diversas con una moderada carga axial, un modelo histerético fue desarrollado por Takeda, Sozen y Nielsen [17].

En esta investigación se ha usado el modelo histerético de Takeda debido a que ha sido usado en el análisis sísmico no-lineal de estructuras de concreto reforzado con resultados satisfactorios [12], [5].

Este modelo usa una curva primaria tri-lineal, simétrica con relación al origen. La curva de carga (Ver Figura 2.21) básicamente está dirigida hacia el máximo punto alcanzado anteriormente en esa misma dirección. La pendiente de la curva de descarga se degrada dependiendo de la deflexión máxima alcanzada anteriormente en cualquier dirección, según una función experimental. La rigidez degradada de descarga se expresa como:

$$K_r = \frac{F_y}{D_y} \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha}$$

Donde F_y , D_y indican los valores de fuerza y deformación en el punto Y (fluencia), α es el parámetro de degradación de rigidez a la descarga siendo su valor de 0.4 [17] y D_m la deformación máxima alcanzada. El modelo de Takeda, se aplica a elementos donde la falla es predominantemente por flexión.

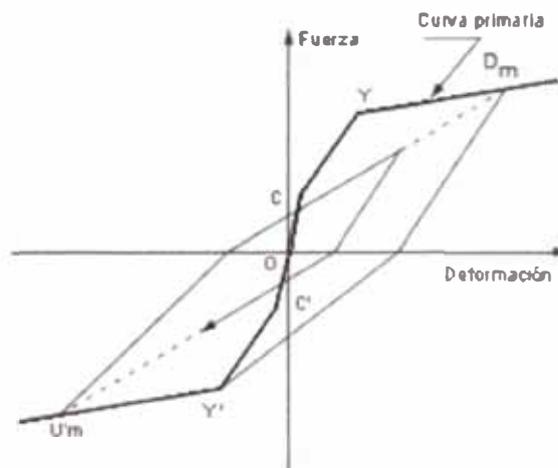


Figura 2.21 Modelo de comportamiento histerético de Takeda (Takeda, Sozen y Nielsen, 1970)

2.8 MODELO DE ELEMENTOS INELÁSTICOS

El análisis tiempo-historia no-lineal es la mejor herramienta actualmente disponible para predecir la respuesta sísmica de una edificación sometida a movimientos sísmicos. Varios aspectos del análisis no-lineal, tales como criterios de aceptación, discretización de elementos, y supuestos sobre el modelado de la energía de disipación a través del amortiguamiento viscoso, deben adaptarse a las características específicas de la representación analítica del sistema, y en la medida en que varios efectos de comportamiento se capturen en los modelos de componentes no-lineales.

El análisis de respuesta no-lineal tiene como objetivo simular las características más significativas de deformación y deterioro en la estructura, desde el inicio del daño hasta el colapso. Sin embargo, dadas las capacidades analíticas presentes y las limitaciones prácticas de diseño, por lo general no es factible y en cierta medida no garantizada, para simular directamente todas las características de comportamiento no-lineal en el análisis.

2.8.1 Tipos de Modelos No-Lineales

Los modelos de componentes estructurales inelásticos pueden generalmente distinguirse por el grado de idealización en el modelo.

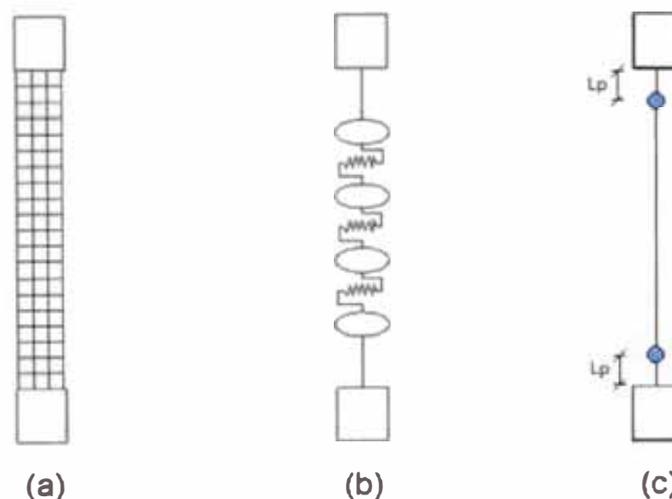


Figura 2.22 Tipos de modelos No-lineales (a) elementos finitos (b) inelasticidad distribuida (c) rótulas concentradas.

En la Figura 2.22 se presenta tres tipos de modelos idealizados para simular la respuesta no-lineal de un elemento de barra de concreto armado. En un extremo (Figura 2.22-a) se detalla un modelo de elemento finito continuo que modela explícitamente el comportamiento no-lineal de los materiales y elementos que comprenden el componente. Un modelo continuo puede incluir elementos finitos representando el concreto, el refuerzo longitudinal, y el refuerzo por corte, en el que modelos constitutivos asociados pueden representar: 1) aplastamiento, agrietamiento y dilatación del concreto; 2) fluencia, pandeo y fractura del acero; y 3) transferencia de adherencia entre el acero y el concreto. Los modelos continuos generalmente no suelen cumplir algún modo de comportamiento predefinido y, en su lugar, busca modelar la física fundamental de los materiales y de los elementos. Ellos no requieren definiciones de la rigidez de los miembros, capacidad de resistencia y deformación, ya que estos efectos son inherentemente capturados en el modelo a través de las propiedades de los materiales.

En el otro extremo (Figura 2.22-c) están los modelos de plasticidad global (rótulas concentradas), que son definidos enteramente por la descripción fenomenológica del conjunto de la respuesta fuerza-deformación del componente. Por ejemplo, una rótula concentrada puede representar la interacción entre las fuerzas axiales y momentos a través de una superficie de fluencia resultante de esfuerzos (P-M) con reglas de deformación inelástica que son asociadas con el comportamiento observado y pruebas histeréticas de datos de componentes viga-columna.

Entre los dos extremos (Figura 2.22-b) están los modelos de inelasticidad distribuida, que capturan algunos aspectos de comportamiento implícito, tales como la integración de los esfuerzos y deformación a flexión a través de la sección transversal y a lo largo del elemento, y otros efectos explícitos, tales como la definición de la respuesta efectiva esfuerzo-deformación del concreto como función del confinamiento. Estos modelos típicamente cumplen algunas suposiciones (ejemplo, las secciones planas se mantienen planas), en combinación con el explícito modelamiento de la respuesta del material uniaxial.

Los modelos continuos y de inelasticidad distribuida pueden capturar con mayor precisión los comportamientos tales como: la iniciación del agrietamiento del concreto y la fluencia del acero; pero pueden estar limitados en su habilidad

de capturar la degradación de resistencia tales como: el pandeo de las varillas de reforzamiento, pérdida de adherencia, y fallas de corte. Aunque, los modelos continuos pueden no requerir calibración a la respuesta de los componentes, en la práctica, ellos requieren alguna calibración fenomenológica a tomar en cuenta para el comportamiento que no es capturado por la formulación.

Los modelos de rótulas concentradas, pueden capturar los efectos de la degradación de resistencia, pero en una forma más empírica. Los modelos de rótulas concentradas son también más consistentes con la verificación de los estados límites comunes relacionados a los resultados de esfuerzos (fuerzas) y deformaciones concentradas (deformaciones de rótulas o resortes) en los actuales códigos de diseño. Así la actual práctica para el modelamiento analítico, tiende a ser más confiable sobre los modelos de componentes de plasticidad global (rótulas concentradas) e inelasticidad distribuida (fibra).

En el presente trabajo usará en los elementos resistentes a carga lateral el modelo de rótulas concentradas, el cual necesitará para su definición el valor de la longitud de rótula plástica (L_p).

La longitud de rótula plástica L_p no es la longitud física real de la zona de rótula plástica (L_{pc}) sobre el cual las deformaciones plásticas se producen. En su lugar, esta es una longitud equivalente sobre el cual un valor de curvatura plástica es asumida constante para la integración de la curvatura de la sección transversal a lo largo de la longitud de miembro de concreto reforzado, para resolver la deflexión y la capacidad de rotación plástica del miembro [14].

Una buena estimación de la longitud de rótula plástica puede ser obtenida de la siguiente expresión

$$L_p = 0.08 l + 0.022 d_b f_y \quad (MPa)$$

Donde l es la luz libre del elemento, d_b es el diámetro nominal de la barra a flexión y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero.

Debido a la gran cantidad de secciones de viga con diferentes valores de acero de refuerzo se utilizó un valor promedio de longitud de rótula plástica representada por el 10% de la luz libre de cada elemento.

2.9 EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA RESPUESTA DINÁMICA

La solución analítica de las ecuaciones de movimiento no es usualmente posible si la fuerza aplicada o la aceleración del suelo varían arbitrariamente en el tiempo o el sistema es no-lineal. Este tipo de problemas pueden ser resueltos por métodos numéricos paso a paso para la integración de las ecuaciones diferenciales.

El método numérico escogido para la solución de las ecuaciones de movimiento en el programa ETABS ha sido el método de Newmark.

2.9.1 Método de Newmark

En 1959, N. Newmark desarrolló un grupo de métodos paso a paso basados en las siguientes ecuaciones:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1}$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1}$$

Los parámetros β y γ definen la variación de la aceleración en un lapso de tiempo y determinan las características de precisión y estabilidad del método. Típicamente la selección de $\gamma = 1/2$ y para $1/6 \leq \beta \leq 1/4$ es satisfactoria para todos los casos incluyendo una adecuada precisión.

Estas dos ecuaciones combinadas con la ecuación de equilibrio al fin de cada paso de tiempo provee las bases para el cálculo de u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} y \ddot{u}_{i+1} en el tiempo $i + 1$ a partir de valores conocidos de u_i , \dot{u}_i y \ddot{u}_i en el tiempo i . Las iteraciones son requeridas para la solución debido a que el valor \ddot{u}_{i+1} es desconocido.

Para sistemas lineales es posible modificar la formulación original de Newmark con el fin de resolver sus formulaciones sin iterar.

CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA BASE

3.1 DEFINICIÓN DE LAS ESTRUCTURAS BASE

En esta investigación se ha usado como estructuras “Base” edificaciones de 5, 8 y 16 pisos, destinadas para oficinas (Uso común); cuyo sistema estructural sismo resistente predominante es pórticos de concreto armado, estas estructuras “Base” no tienen ningún muro estructural por lo que el cortante sísmico actuará totalmente en las columnas de los pórticos.

Las estructuras “Base” son regulares tanto en planta como en elevación, por lo que no presentan ningún tipo de discontinuidad en su configuración resistente a cargas laterales.

Con el objetivo de generar modelos irregulares a partir del modelo de las estructuras “Base”; además, de que en promedio las edificaciones para oficinas tienen un área en planta de 600 m²; se decidió tener un sistema de 5 x 5 crujeas teniendo un área cuadrada total de 625 m² (Ver Figura 3.1).

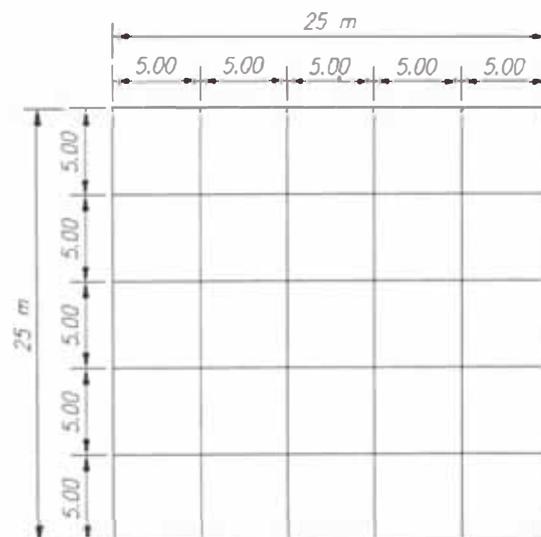


Figura 3.1 Vista en planta de la estructura “Base”

Estas edificaciones serán idealmente cimentadas en la ciudad de Lima sobre roca o suelos muy rígidos, posteriormente se explica por qué este estudio se limita a este tipo de suelo.

3.2 CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los materiales principales que componen las estructuras de las edificaciones que se han estudiado son:

Concreto:

- Resistencia nominal a la compresión: $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- Peso por unidad de volumen: 2.4 tonf /m^3
- Módulo de elasticidad: $E_c = 2 \times 10^6 \text{ tonf /m}^2$
- Relación de Poisson: $U = 0.2$

Acero:

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal: $f_{yh} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
- Factor de amplificación de la resistencia del acero (Sobre-resistencia): 1.25
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2 \times 10^7 \text{ tonf /m}^2$

3.3 NORMATIVIDAD

En todo el proceso de análisis y diseño se han utilizado las normas comprendidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.):

- Norma Técnica E.020: Cargas
- Norma Técnica E.030: Diseño Sismo Resistente
- Norma Técnica E.060: Concreto Armado

3.4 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

El proceso de estructuración consiste en definir la ubicación y características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas y columnas), de tal forma que se logre un buen compartimiento ante cargas de gravedad y sollicitaciones sísmicas.

Mediante el pre dimensionamiento se ha brindado las dimensiones mínimas a las secciones de los elementos estructurales para que tengan una buena respuesta ante sollicitaciones por carga de gravedad y de sismo.

3.4.1 Losa

Para pre dimensionar el espesor (h) de las losas aligeradas armadas en un sentido se siguió lo estipulado en la Norma Técnica E.060 de Concreto Armado, donde se menciona que para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300 kgf/m², se puede utilizar la relación [10]:

$$h \cong \frac{l}{24} \cong \frac{4.5 \text{ (aprox.)}}{24} \cong 0.20m$$

3.4.2 Vigas

El peralte (h) y ancho (b) mínimo de la viga se ha obtenido usando las siguientes relaciones:

$$h \cong \frac{l}{10} \cong \frac{4.5 \text{ (aprox.)}}{10} \cong 0.50m$$

$$b \cong 0.5h \cong 0.30m$$

3.4.3 Columnas

Se ha pre-dimensionado de tal forma que la sección de la columna bajo sollicitaciones de servicio satisfaga la siguiente fórmula [11]:

$$Ac = \frac{\lambda P_s}{n f'_c}$$

Los valores de λ y n se obtienen del Cuadro 3.1:

Cuadro 3.1 Valores de λ y n según el tipo de columna

Tipo de Columna	λ	n
Central	1.10	0.30
Perimetral	1.25	0.25
Esquina	1.50	0.20

Las cargas y sobrecarga han sido usadas en las estructuras "Base" de 8 y 16 pisos son las siguientes:

Cuadro 3.2 Valores de cargas y sobrecarga

Descripción	Valor
Peso de losa	0.48 tonf/m ²
Peso acabado	0.10 tonf /m ²
Peso tabiquería	0.10 tonf /m ²
Peso tabiquería último piso	0.05 tonf T/m ²
Sobrecarga	0.25 tonf /m ²
Sobrecarga último piso	0.10 tonf /m ²

En el caso de la edificación de 5 pisos tenemos el siguiente cuadro resumen de columnas:

Cuadro 3.3 Resumen pre-dimensionado de columnas (Base 5 pisos)

Tipo de Columna	Ps	Ac	Dimensión Mín.
Central	137 tonf	2403 cm ²	50x50
Perimetral	78 tonf	1846 cm ²	40x50
Esquina	46 tonf	1631 cm ²	40x45

En el caso de la edificación de 8 pisos tenemos el siguiente cuadro resumen:

Cuadro 3.4 Resumen pre-dimensionado de columnas (Base 8 pisos)

Tipo de Columna	Ps	Ac	Dimensión Mín.
Central	238 tonf	3997 cm ²	65x65
Perimetral	138 tonf	3296 cm ²	60x60
Esquina	86 tonf	3071 cm ²	55x60

En el caso de la edificación de 16 pisos tenemos el siguiente cuadro resumen:

Cuadro 3.5 Resumen pre-dimensionado de columnas (Base 16 pisos)

Tipo de Columna	Ps	Ac	Dimensión Mín.
Central	538 tonf	9392 cm ²	95x100
Perimetral	339 tonf	8060 cm ²	90x90
Esquina	231 tonf	8248 cm ²	90x95

Para los fines de la investigación y considerando además el diseño sismo resistente, se ha decidido usar para los tres tipos de columnas el mismo tipo de sección: columnas cuadradas de 60x60cm, 70x70cm y 100x100cm para los casos "Base" de 5, 8 y 16 pisos respectivamente.

3.5 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Este análisis ha permitido conocer el comportamiento de la estructura bajo sollicitaciones sísmicas; pudiendo verificar que las derivas máximas cumplan lo estipulado en la Norma Técnica E.030; y además se han obtenido las fuerzas internas de los elementos que conforman el sistema sismo resistente, dichas fuerzas se han consideradas en el diseño estructural.

Se ha realizado el análisis dinámico utilizando el procedimiento de combinación espectral CQC.

3.5.1 Modelo Estructural

Las características y algunas definiciones del modelo son presentadas a continuación:

Usando el programa ETABS se ha desarrollado un modelo tridimensional del edificio donde todos los elementos admiten deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial (Ver Figura 3.2, Figura 3.3 y Figura 3.4).

Las vigas y columnas se han representado por elementos unidimensionales.

Las losas no se han representado como elementos estructurales en el modelo, sino más bien se han representado mediante diafragmas rígidos (3 grados de libertad: 2 traslacionales y 1 rotacional), que se han asignado a cada nivel. El peso de la losa, cargas y sobrecargas se han colocado como carga lineal distribuida sobre las vigas.

La base de las columnas se ha considerado empotrada dado que el terreno de cimentación es suelo rígido o roca (suelo S1).

Las masas se han obtenido directamente por el programa ETABS, en base al modelo, a partir de las cargas aplicadas y peso propio de los elementos, considerando 100% carga muerta + 25% carga viva.

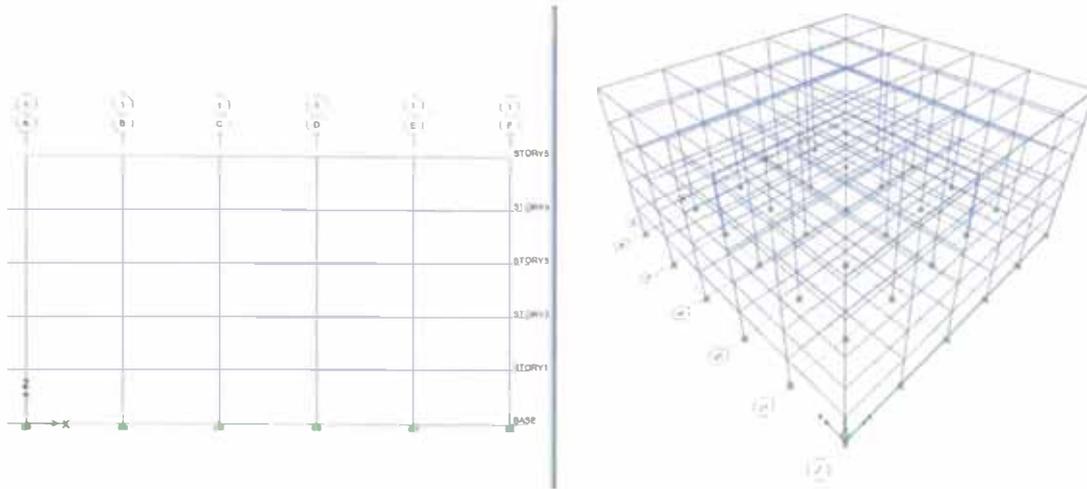


Figura 3.2 Vista en elevación y 3D de la estructura "Base" de 5 pisos modelada en Etabs

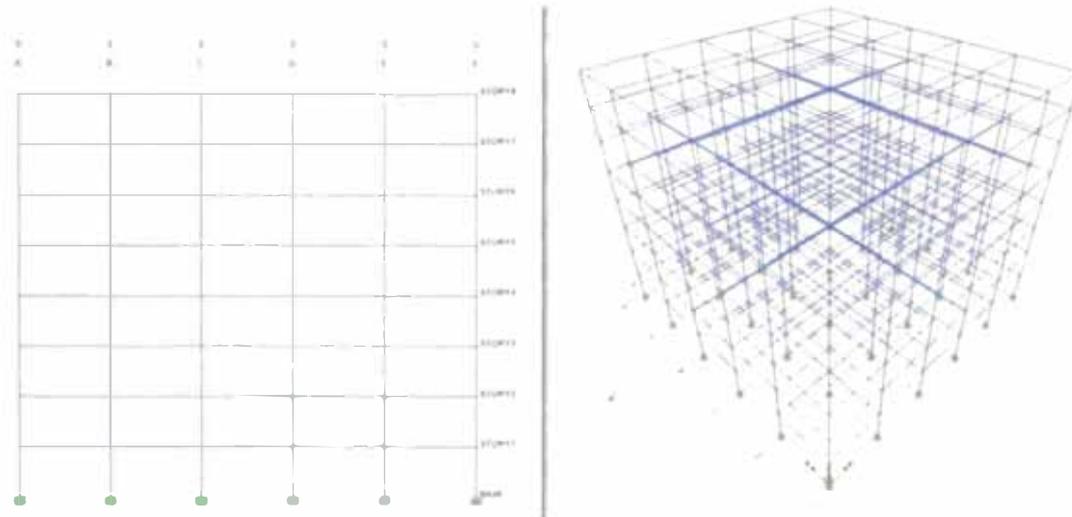


Figura 3.3 Vista en elevación y 3D de la estructura "Base" de 8 pisos modelada en Etabs

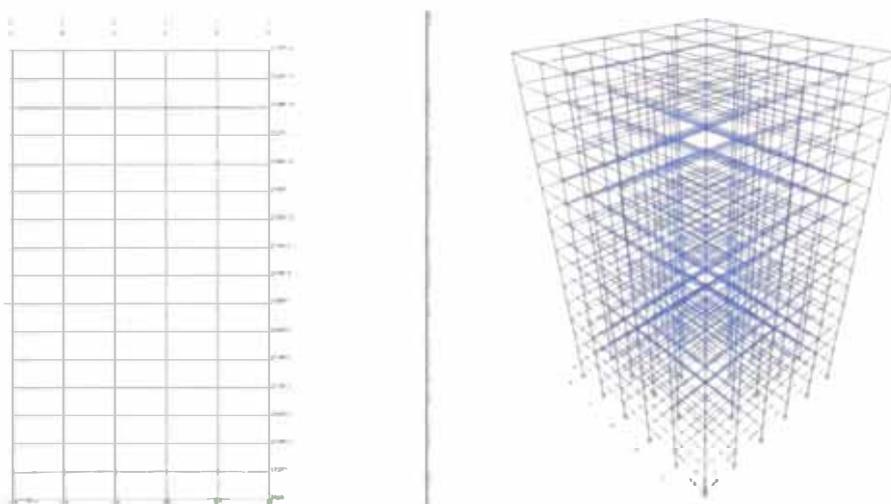


Figura 3.4 Vista en elevación y 3D de la estructura "Base" de 16 pisos modelada en Etabs

El valor del peso para las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 Pisos se muestran en el Cuadro 3.6.

Cuadro 3.6 Peso de las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos

Edificación	Peso (tonf)
Base 5 Pisos	3 133.8
Base 8 Pisos	5 291.71
Base 16 Pisos	12 645.04

3.5.2 Periodo modales de los modelos de las estructuras base

Con el programa ETABS se ha obtenido los diferentes modos y Periodos, siendo los más representativos para la estructura "Base" de 5, 8 y 16 Pisos los que se muestran en el Cuadro 3.7, Cuadro 3.8 y Cuadro 3.9 respectivamente.

Cuadro 3.7 Resumen modos y periodos de la estructura "Base" de 5 pisos

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.59	80.60	0.00	0.00
2	0.59	0.00	80.60	0.00
3	0.52	0.00	0.00	80.76
4	0.18	10.03	1.46	0.00
5	0.18	1.46	10.03	0.00
6	0.16	0.00	0.00	11.37
7	0.09	4.15	0.70	0.00
8	0.09	0.70	4.15	0.00
9	0.08	0.00	0.00	4.82
Σ		96.94 %	96.94 %	96.95 %

Cuadro 3.8 Resumen modos y periodos de la estructura "Base" de 8 pisos

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.92	78.57	0.05	0.00
2	0.92	0.05	78.57	0.00
3	0.82	0.00	0.00	78.87
4	0.28	10.72	0.08	0.00
5	0.28	0.08	10.72	0.00
6	0.25	0.00	0.00	10.63
7	0.14	4.64	0.00	0.00
8	0.14	0.00	4.64	0.00
9	0.13	0.00	0.00	4.59
Σ		94.05 %	94.05 %	94.09 %

Cuadro 3.9 Resumen modos y periodos de la estructura "Base" de 16 pisos

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	1.61	0.17	76.61	0.00
2	1.61	76.61	0.17	0.00
3	1.40	0.00	0.00	77.39
4	0.50	9.92	0.49	0.00
5	0.50	0.49	9.92	0.00
6	0.44	0.00	0.00	10.01
7	0.26	0.84	3.47	0.00
8	0.26	3.47	0.84	0.00
9	0.23	0.00	0.00	4.23
Σ		91.50 %	91.50 %	91.63 %

3.5.3 Espectro de pseudo aceleraciones

Las sollicitaciones sísmicas se han determinado según lo indicado en la Norma Técnica E.030, (Ver Figura 3.5) por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, los cuales se definen como:

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

Según las características de la estructura tenemos:

Z (Factor de zona): El edificio se construirá en lima (zona sísmica 3), Z=0.4.

U (Factor de Uso): Edificio destinado a oficinas (Uso Común), U=1.

S (Factor de Suelo): El edificio será cimentado sobre roca o suelo rígido (Suelo Tipo S1), S=1 y $T_p = 0.4$.

R (Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica): para el caso de estructuras regulares con sistema estructural basado en pórticos de concreto armado, R=8

C (Factor de amplificación sísmica): Representa el factor de amplificación de la respuesta de la estructura respecto de la aceleración del suelo, $C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$ además $\frac{C}{R} \leq 0.125R$.

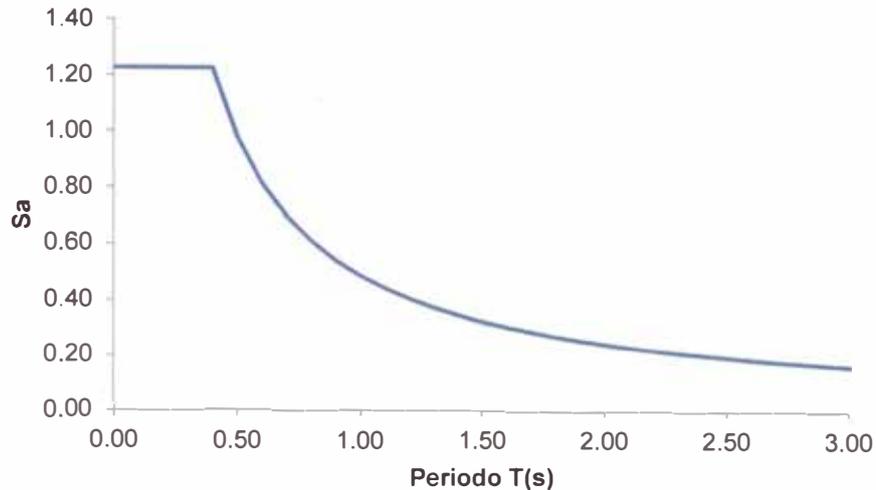


Figura 3.5 Espectro inelástico de pseudo aceleraciones para R=8.

3.5.4 Resultados del análisis por combinación espectral

3.5.4.1 Control de desplazamiento lateral relativo de entrepiso

Los desplazamientos laterales de entrepiso que nos proporciona el programa, está en base a las sollicitaciones sísmicas reducidas, por ende se debe multiplicar dicho desplazamiento lateral de entrepiso por 0.75R para obtener los desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados durante un evento sísmico.

Cuadro 3.10 Resumen de drift de la estructura "Base" de 5 pisos.

	DriftX SX	DriftX SX x .75R	DriftY SY	DriftY SY x .75R	Límite Drift <0.007
Piso 5	0.0005	0.0027	0.0005	0.0027	Conforme
Piso 4	0.0007	0.0041	0.0007	0.0041	Conforme
Piso 3	0.0009	0.0053	0.0009	0.0053	Conforme
Piso 2	0.0009	0.0055	0.0009	0.0055	Conforme
Piso 1	0.0006	0.0033	0.0006	0.0033	Conforme

Cuadro 3.11 Resumen de drift de la estructura "Base" de 8 pisos

	DriftX SX	DriftX SX x .75R	DriftY SY	DriftY SY x .75R	Límite Drift <0.007
Piso 8	0.0004	0.0023	0.0004	0.0023	Conforme
Piso 7	0.0005	0.0032	0.0005	0.0032	Conforme
Piso 6	0.0007	0.0041	0.0007	0.0041	Conforme
Piso 5	0.0008	0.0049	0.0008	0.0049	Conforme
Piso 4	0.0009	0.0055	0.0009	0.0055	Conforme
Piso 3	0.0010	0.0058	0.0010	0.0058	Conforme
Piso 2	0.0009	0.0052	0.0009	0.0052	Conforme
Piso 1	0.0005	0.0028	0.0005	0.0028	Conforme

Cuadro 3.12 Resumen de drift de la estructura "Base" de 16 pisos

	DriftX SX	DXSX x .75R	DriftY SY	DYSY x .75R	Límite Drift <0.007
PISO16	0.0003	0.0019	0.0003	0.0019	Conforme
PISO15	0.0004	0.0023	0.0004	0.0023	Conforme
PISO14	0.0005	0.0027	0.0005	0.0027	Conforme
PISO13	0.0005	0.0032	0.0005	0.0032	Conforme
PISO12	0.0006	0.0036	0.0006	0.0036	Conforme
PISO11	0.0007	0.0039	0.0007	0.0039	Conforme
PISO10	0.0007	0.0043	0.0007	0.0043	Conforme
PISO9	0.0008	0.0045	0.0008	0.0045	Conforme
PISO8	0.0008	0.0048	0.0008	0.0048	Conforme
PISO7	0.0008	0.0050	0.0008	0.0050	Conforme
PISO6	0.0009	0.0052	0.0009	0.0052	Conforme
PISO5	0.0009	0.0052	0.0009	0.0052	Conforme
PISO4	0.0009	0.0051	0.0009	0.0051	Conforme
PISO3	0.0008	0.0047	0.0008	0.0047	Conforme
PISO2	0.0006	0.0038	0.0006	0.0038	Conforme
PISO1	0.0003	0.0018	0.0003	0.0018	Conforme

En el Cuadro 3.10 se puede observar que la deriva máxima en la dirección "X" e "Y" es de 5.5 ‰ para la estructura "Base" de 5 pisos, siendo este valor menor a la deriva máxima de 7 ‰ contemplada en la Norma Técnica E.030.

En el Cuadro 3.11 se puede observar que la deriva máxima en la dirección "X" e "Y" es de 5.8 ‰ para la estructura "Base" de 8 pisos, siendo este valor menor a la deriva máxima de 7 ‰ contemplada en la Norma Técnica E.030.

En el Cuadro 3.12 se puede apreciar que la deriva máxima en la dirección “X” e “Y” es de 5.2 ‰ para la estructura “Base” de 16 pisos. Siendo este valor menor a la deriva máxima de 7 ‰ contemplada en la Norma Técnica E.030.

3.5.4.2 Verificación de la cortante en la base

La fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante en la base obtenida mediante análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Para lograr esto, la Norma Técnica E.030 señala que si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos [9].

Cuadro 3.13 Cortante en la base dinámico y estático para la estructura “Base” de 5 pisos

$V_{\text{estático}}$	265.98 tonf
$0.8 \times V_{\text{estático}}$	212.79 tonf
$V_{\text{dinámico}}$	221.68 tonf

Cuadro 3.14 Cortante en la base dinámico y estático para la estructura “Base” de 8 pisos

$V_{\text{estático}}$	287.44 tonf
$0.8 \times V_{\text{estático}}$	229.95 tonf
$V_{\text{dinámico}}$	242.84 tonf

Cuadro 3.15 Cortante en la base dinámica y estática para la estructura “Base” de 16 pisos

$V_{\text{estático}}$	632.25 tonf
$0.8 \times V_{\text{estático}}$	505.80 tonf
$V_{\text{dinámico}}$	346.73 tonf

En el Cuadro 3.13 se puede apreciar que el cortante en la base dinámico es mayor que el 80% del cortante en la base estático por lo que según la Norma Técnica E.030 no es necesario escalar algún resultado obtenido para la Estructura “Base” de 5 pisos.

En el Cuadro 3.14 se puede apreciar que el cortante en la base dinámico es mayor que el 80% del cortante en la base estático por lo que según la Norma Técnica E.030 no es necesario escalar algún resultado obtenido para la Estructura “Base” de 8 pisos.

En el Cuadro 3.15 se puede observar que el cortante en la base dinámico es menor que el 80% del cortante en la base estático por lo que según la Norma Técnica E.030 es necesario escalar por 1.46 los resultados que se han obtenido para la Estructura "Base" de 16 pisos.

3.5.5 Diseño en concreto armado

La metodología que se ha empleado es la de Diseño por Resistencia según la Norma Técnica E.060. Con este método se busca que la resistencia última de un elemento sometido a flexión, compresión, o corte sea mayor o igual a la fuerza última que se obtiene mediante las combinaciones de cargas amplificadas, lo cual se resumen en la siguiente fórmula:

$$\phi Rn \geq \alpha Ci$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad (0.9 para flexión y 0.85 para corte)

Rn: Resistencia nominal

α : Factor de carga o de amplificación

Ci: Efecto de las cargas de servicio

Los factores de amplificación de cargas para caso de carga muerta, viva y sismo son los mostrados en el Cuadro 3.16.

Cuadro 3.16 Combinaciones de carga

	Factores de Carga
Cargas muertas y vivas	1.4CM + 1.7CV
Cargas de sismo (CS)	1.25(CM + CV) ± CS
	0.9CM ± CS

Además se definirá una combinación de carga envolvente que considera los máximos efectos de las combinaciones de cargas señaladas en el Cuadro 3.16.

3.5.5.1 Diseño de vigas a flexión

A continuación se muestra la envolvente del diagrama de momentos flectores en vigas y columnas para los modelo de las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos. (Ver Figura 3.6, Figura 3.7 y Figura 3.8)

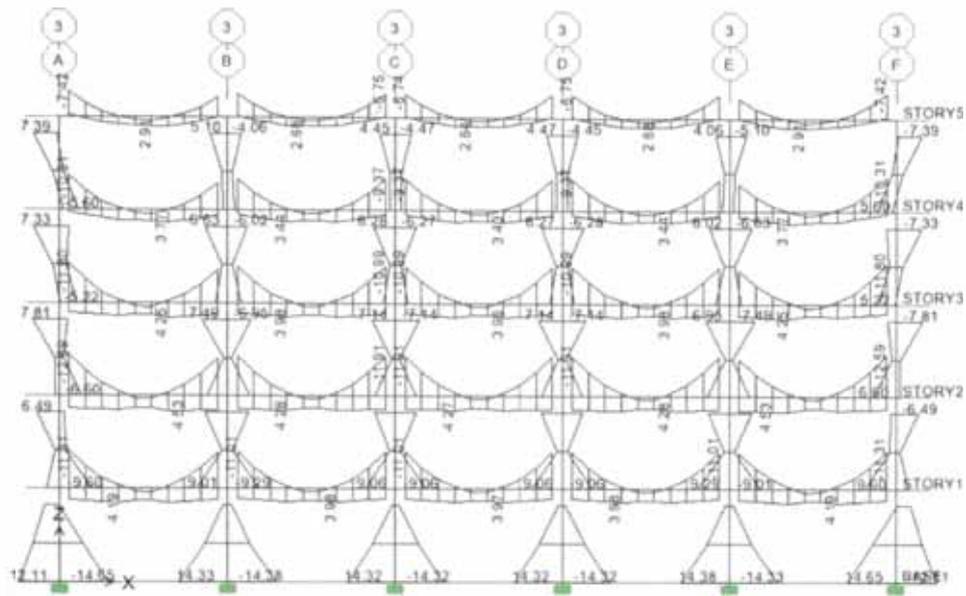


Figura 3.6 Envoltorio del diagrama de momentos flectores para el modelo de la estructura "Base" de 5 pisos

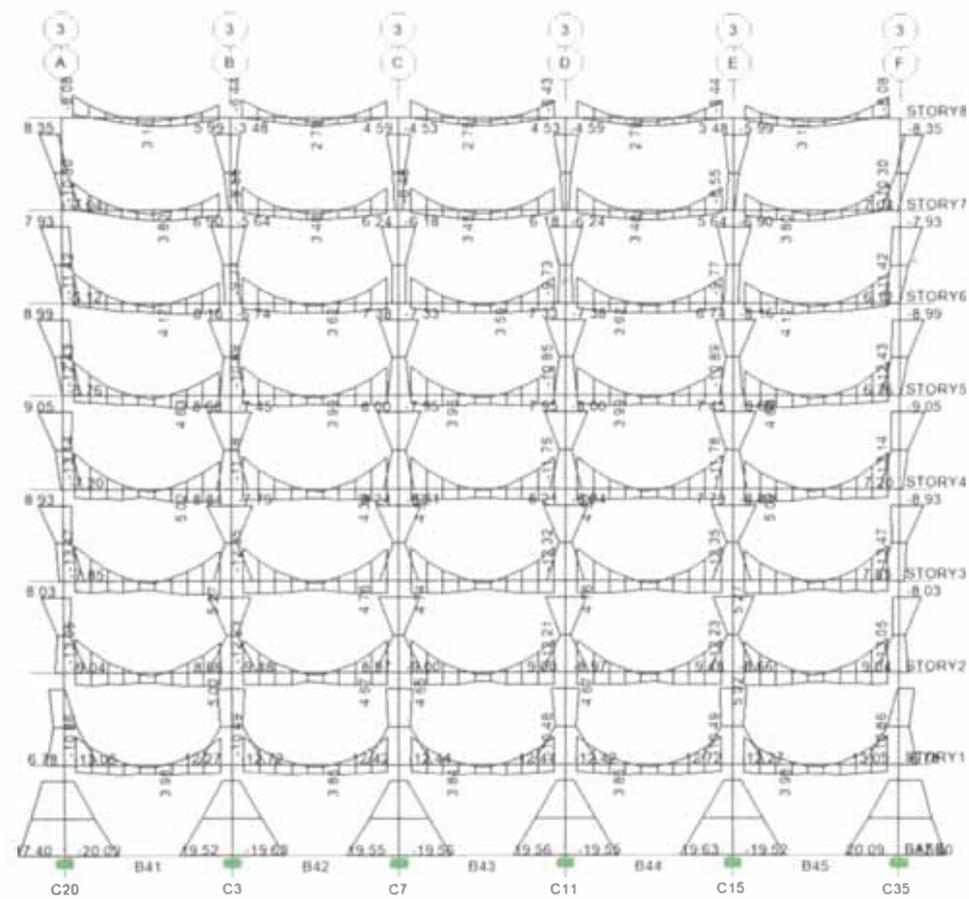


Figura 3.7 Envoltorio del diagrama de momentos flectores para el modelo de la estructura "Base" de 8 pisos

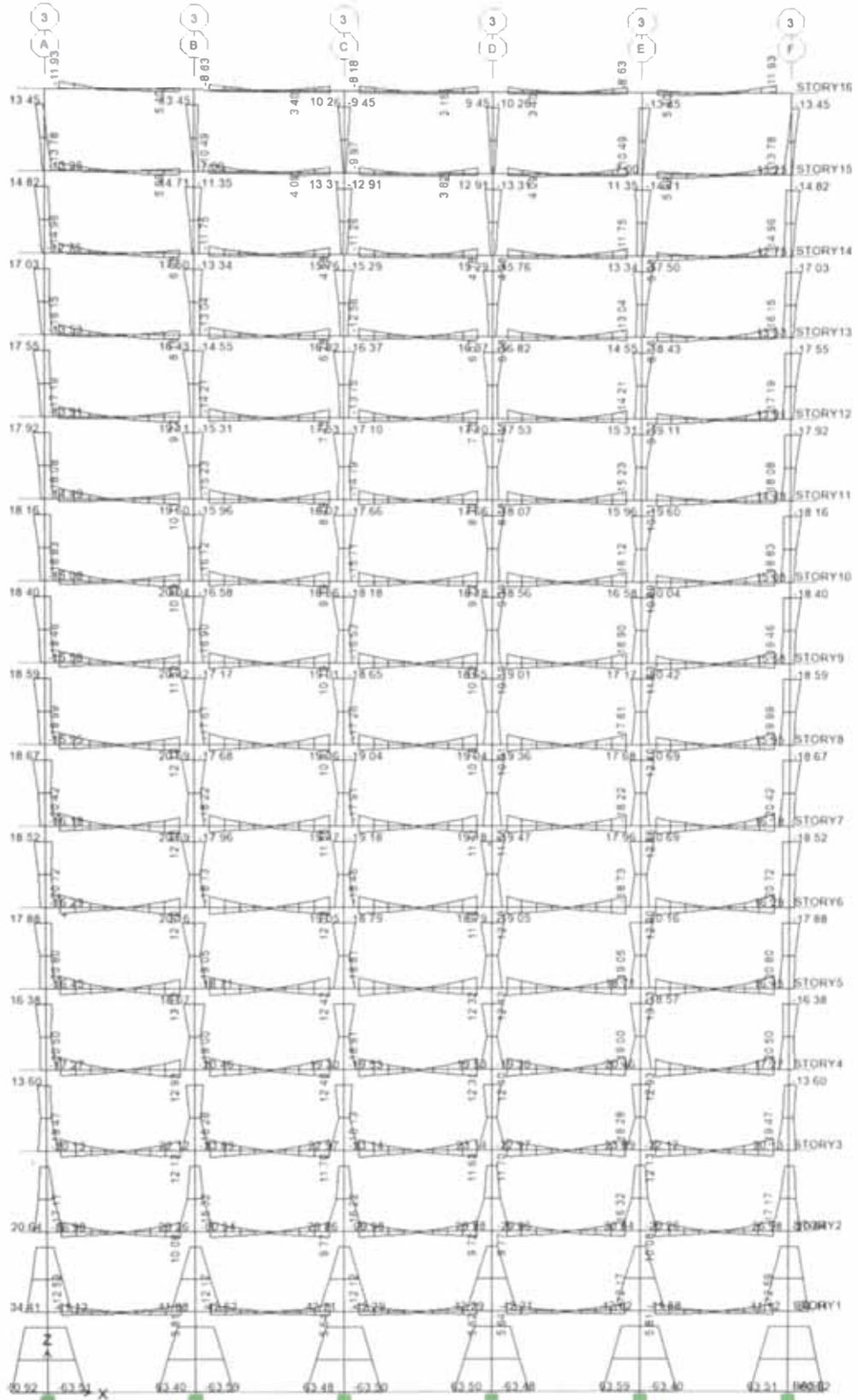


Figura 3.8 Envolvente del diagrama de momentos flectores para el modelo de la estructura "Base" de 16 pisos

Para el caso de la estructura "Base" de 5 pisos se ha usado la sección calculada en el pre dimensionamiento de vigas (Sección rectangular 30x50cm).

Para el caso de la estructura "Base" de 8 pisos se ha usado la sección calculada en el pre dimensionamiento de vigas (Sección rectangular 30x50cm).

Debido a la gran sollicitación sísmica que se presenta en la estructura "Base" de 16 pisos, la sección de viga tuvo que ser incrementada a 30x55cm para cumplir con los requerimientos de cuantía máxima para zona sísmica.

Sin embargo, cabe resaltar que por cuestiones de simplicidad se decidió solo usar dos tipos de vigas en cada estructura "Base". Teniendo así un tipo de viga para las vigas perimetrales y otro tipo para las vigas interiores. Siendo estas vigas diseñadas a partir de las sollicitaciones máximas para cada estructura. Además el diseño se ha enfocado al cálculo del acero de refuerzo a flexión en las zonas extremas de las vigas donde se espera se formen mecanismos de rótulas plásticas.

Para el caso de la estructura "Base" de 5 pisos se tiene los siguientes momentos máximos:

$$M_{\text{último superior de viga interior}} = -12.59 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último inferior de viga interior}} = 4.53 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último superior de viga perimetral}} = -10.13 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último inferior de viga perimetral}} = 5.27 \text{ tonf} - m$$

Para el cálculo del área de refuerzo de las vigas se ha usado la siguiente expresión:

$$\varphi M_n = \varphi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times 0.85 f'_c b} \right)$$

Considerando $d = 44\text{cm}$ y $b = 30\text{cm}$ obtenemos las siguientes áreas de refuerzo a flexión para las vigas interiores y perimetrales. Ver Cuadro 3.17

Cuadro 3.17 Áreas de refuerzo a flexión para las vigas interior y perimetral de la estructura "Base" de 5 pisos

		Viga Interior		φMn(tonf.m)
	As necesario	Refuerzo colocado		
Superior	8.16 cm ²	3φ3/4"		13.14
Inferior	3.19 cm ²	4φ 1/2"		

		Viga Perimetral		φMn(tonf.m)
	As necesario	Refuerzo colocado		
Superior	6.46 cm ²	2φ5/8" + 2φ1/2"		10.18
Inferior	3.26 cm ²	4φ 1/2"		

φ3/4" * φ5/8" ○ φ 1/2" x

Para el caso de la estructura "Base" de 8 pisos se tiene los siguientes momentos máximos:

$$M_{\text{último superior de viga interior}} = -13.47 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último inferior de viga interior}} = 6.73 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último superior de viga perimetral}} = -10.84 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último inferior de viga perimetral}} = 5.47 \text{ tonf} - m$$

Considerando $d = 44\text{cm}$ y $b = 30\text{cm}$ obtenemos las siguientes áreas de refuerzo a flexión para las vigas interiores y perimetrales. Ver Cuadro 3.18

Cuadro 3.18 Áreas de refuerzo a flexión para las vigas interior y perimetral de la estructura "Base" de 8 pisos

		Viga Interior		φMn(tonf.m)
	As necesario	Refuerzo colocado		
Superior	8.79 cm ²	2φ3/4" + 2φ5/8"		14.74
Inferior	4.42 cm ²	4φ 1/2"		

		Viga Perimetral		φMn(tonf.m)
	As necesario	Refuerzo colocado		
Superior	6.95 cm ²	4φ5/8"		11.34
Inferior	4.42 cm ²	4φ 1/2"		

φ3/4" * φ5/8" ○ φ 1/2" x

Para el caso de la estructura "Base" de 16 pisos se tiene los siguientes momentos máximos:

$$M_{\text{último superior de viga interior}} = -20.80 \text{ tonf} - m$$

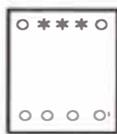
$$M_{\text{último inferior de viga interior}} = 10.40 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último superior de viga perimetral}} = -17.92 \text{ tonf} - m$$

$$M_{\text{último inferior de viga perimetral}} = 11.72 \text{ tonf} - m$$

Considerando $d = 49\text{cm}$ y $b = 30\text{cm}$ obtenemos los siguientes áreas de refuerzo longitudinal para las vigas interiores y perimetrales. Ver Cuadro 3.19

Cuadro 3.19 Áreas de refuerzo a flexión para las vigas interior y perimetral de la estructura "Base" de 16 pisos

		Viga Interior		
		As necesario	Refuerzo colocado	$\phi Mn(\text{tonf}\cdot\text{m})$
Superior	12.48 cm ²	3 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"		21.16
Inferior	7.70 cm ²	4 ϕ 5/8"		
		Viga Perimetral		
		As necesario	Refuerzo colocado	$\phi Mn(\text{tonf}\cdot\text{m})$
Superior	10.57 cm ²	3 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"		21.16
Inferior	7.70 cm ²	4 ϕ 5/8"		
		ϕ 3/4" *	ϕ 5/8" ○	ϕ 1/2" x

3.5.5.2 Diseño de vigas a corte

En la Figura 3.9, Figura 3.10 y Figura 3.11 se presenta la envolvente del diagrama de fuerzas cortantes de las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos, donde las sollicitaciones de sismo son las que tienen mayor influencia en el comportamiento de las vigas.

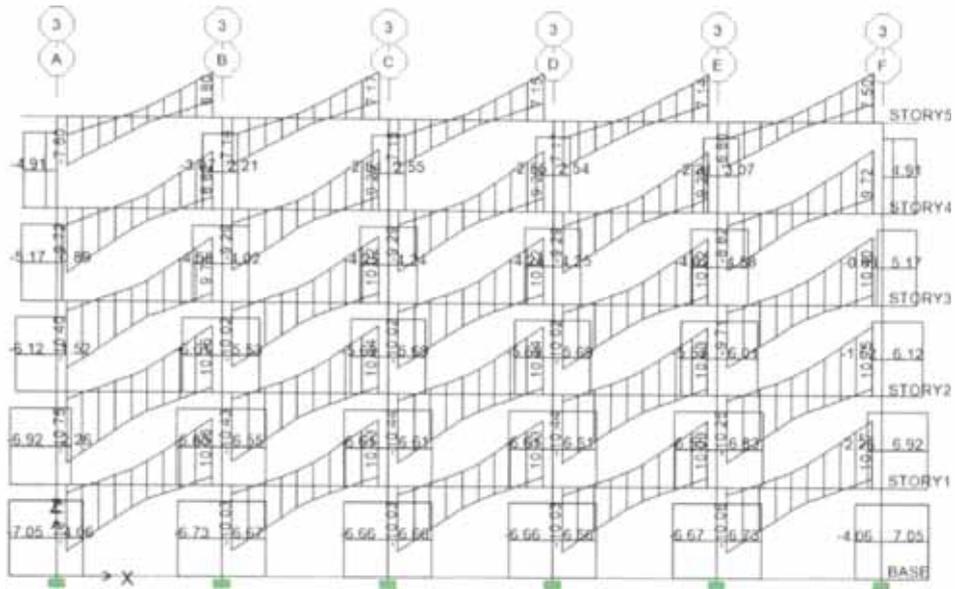


Figura 3.9 Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes para el modelo de la estructura "Base" de 5 pisos

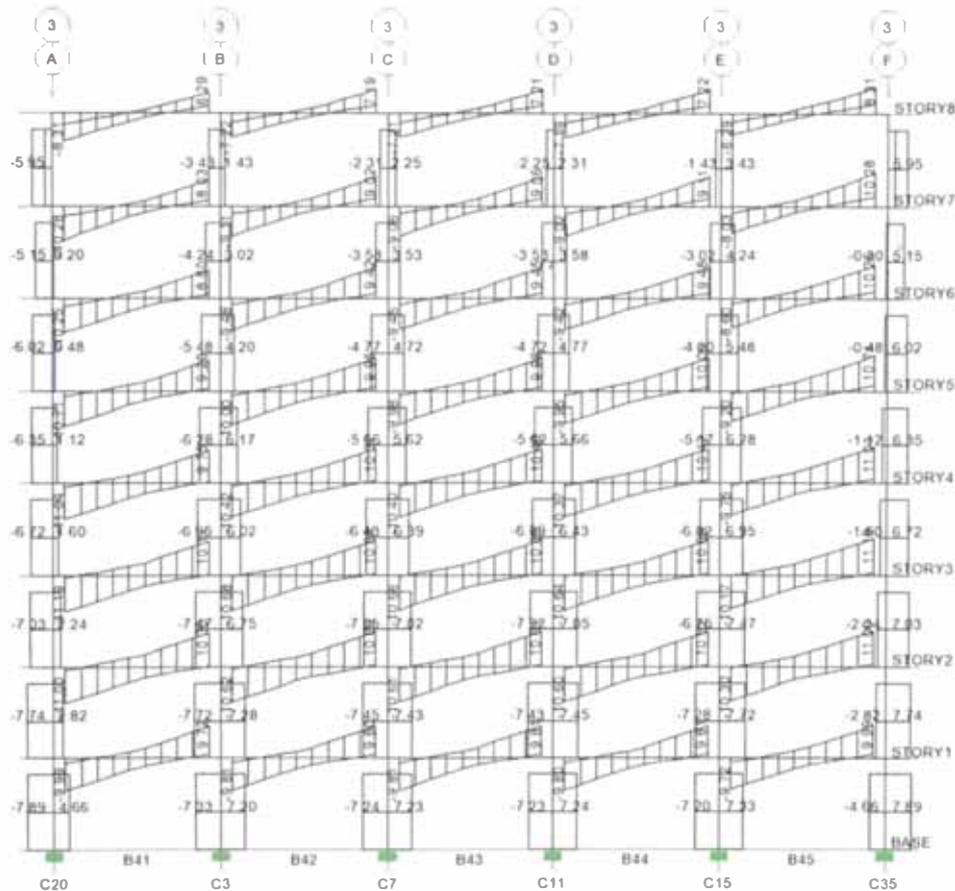


Figura 3.10 Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes para el modelo de la estructura "Base" de 8 pisos

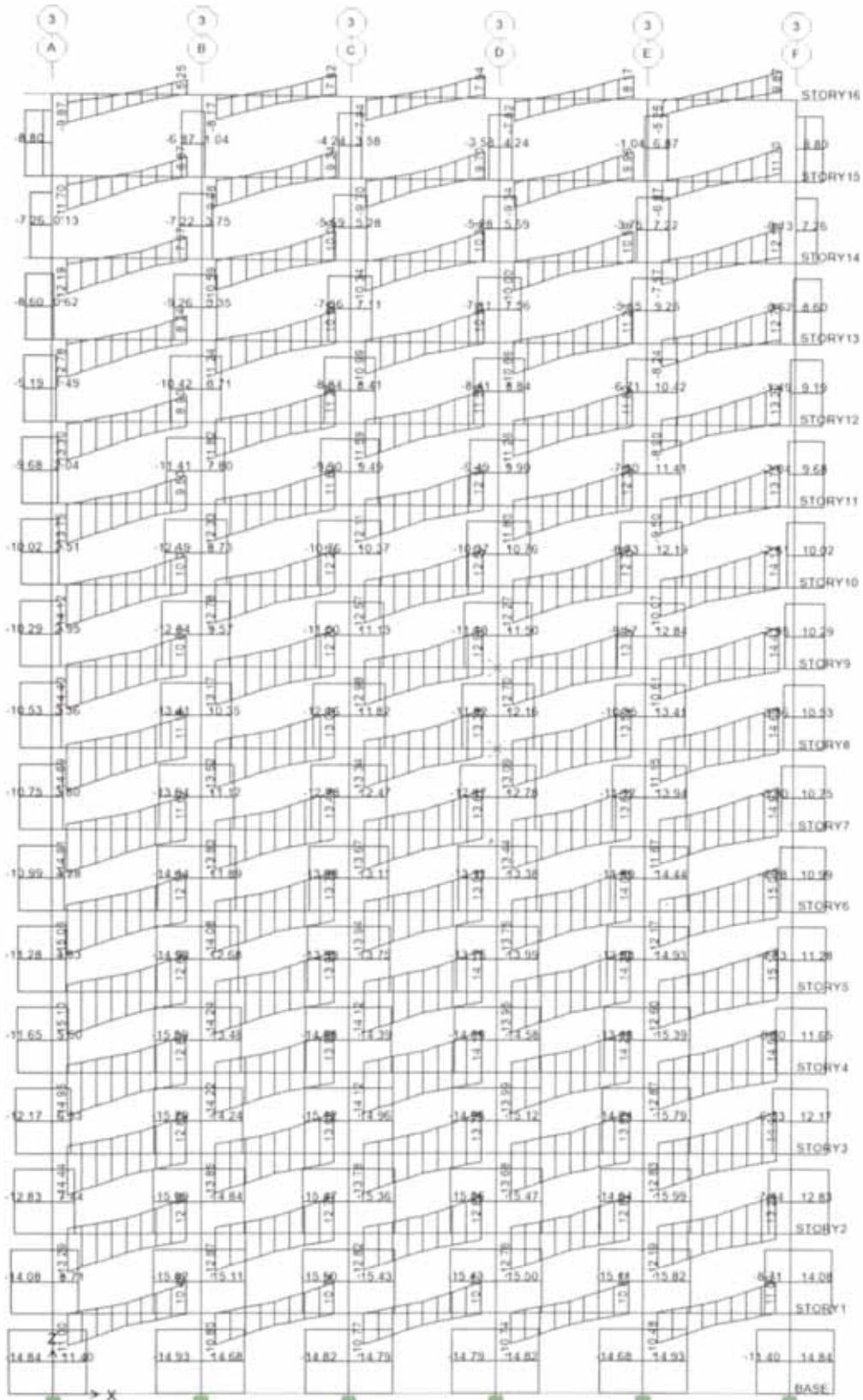


Figura 3.11 Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes para el modelo de la estructura "Base" de 16 pisos

Al encontrar las fuerzas actuantes que representan los efectos sísmicos, se ha supuesto que la estructura tiene la capacidad de disipar energía en el rango inelástico de respuesta. Para que esto ocurra será necesario que los elementos sismo resistentes de la estructura tengan una ductilidad adecuada, es por esto que un criterio base de diseño sismo resistente es que la resistencia a cortante de un elemento sea siempre mayor que su resistencia a flexión, con el fin de evitar fallas frágiles y por el contrario buscar que se generen fallas dúctiles.

Para efectos de diseño por corte de las vigas interiores y perimetrales de la estructura "Base" de 5, 8 y 16 pisos, se tomará la mayor sollicitación que se presente en alguno de los pisos y se comparará con el cortante último determinado a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con las resistencias probables a flexión M_p ($1.25M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para las cargas permanentes amplificadas. Por lo que, se usará la siguiente expresión:

$$V_{ud} = 1.25x \left(\frac{M_{ni} + M_{nd}}{l} \right) + \frac{w_u l}{2}$$

Donde M_{ni} y M_{nd} son los momentos nominales en las secciones extremas izquierda y derecha de la viga correspondiente, y w_u es la carga lineal estática distribuida debido a cargas por peso propio, muertas y vivas [10].

Para el cálculo de del cortante nominal V_n , cortante del concreto V_c , y cortante del acero de refuerzo V_s de la sección correspondiente se ha usado las siguientes expresiones:

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

$$V_n = \phi V_u$$

$$V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Para obtener el espaciamiento del refuerzo trasversal (estribos) se tiene la siguiente expresión.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Siendo: $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ (Debido a que se colocará estribos de 3/8" con 2 ramas), $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, $d = 44 \text{ cm}$ para la estructura "Base" de 5, 8 pisos y $d = 49 \text{ cm}$ para la estructura "Base" de 16 pisos. En el Cuadro 3.20 se muestra los resultados de cortantes para las vigas interiores y perimetrales para las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos [3].

Cuadro 3.20 Fuerzas Cortantes para las vigas interiores y perimetrales de las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos

Base	Viga	$V_{u-Etabs}$ (tonf)	V_{ud} (tonf)	V_u (tonf)	V_n (tonf)	V_c (tonf)	V_s (tonf)	S (cm)
5 Pisos	Interior	10.75	15.70	15.70	18.48	10.14	8.34	31.47
	Perimetral	7.43	13.79	13.79	16.23	10.14	6.09	43.10
8 Pisos	Interior	11.19	16.73	16.73	19.69	10.14	9.55	27.48
	Perimetral	7.82	14.54	14.54	17.11	10.14	6.97	37.64
16 Pisos	Interior	15.10	20.99	20.99	24.69	11.29	13.40	21.81
	Perimetral	11.64	20.99	20.99	24.69	11.29	13.40	21.81

Además para tener un diseño sismo resistente adecuado debido a fuerzas cortantes se debe cumplir con lo especificado en la Figura 3.9 [10]:

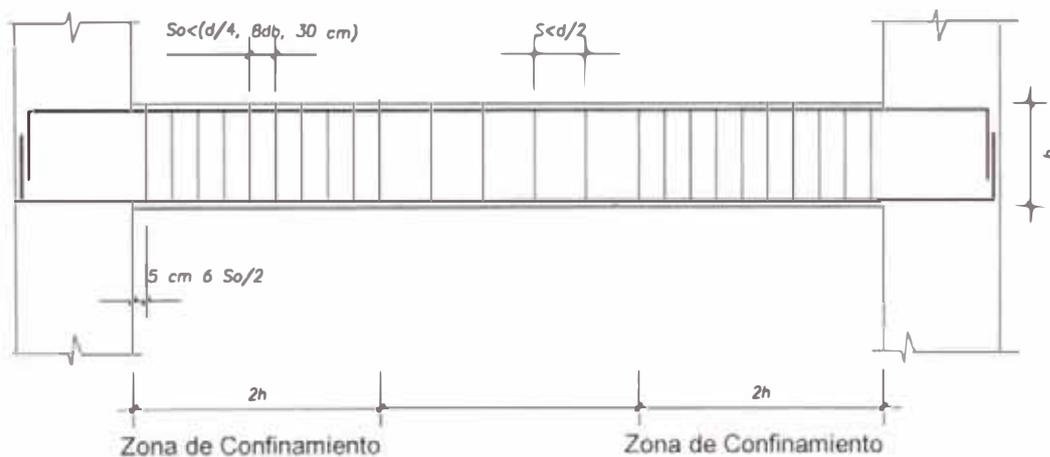


Figura 3.12 Requerimientos para estribos y longitud de confinamiento en vigas sismo resistentes

Donde:

So: Espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento.

d: Peralte efectivo de la viga.

db: Diámetro de la varilla de la barra longitudinal de menor diámetro. Para el caso de la estructura "Base" de 5, 8 y 16 pisos $db=1/2$ ".

La longitud de confinamiento en las estructuras "Base" de 5, 8 pisos es de 1m y de 1.10m para la estructuras "Base" de 16 pisos.

Usando la información del Cuadro 3.20 y siguiendo los requerimientos dados en la Figura 3.12, se tiene la siguiente configuración de estribos para las estructuras “Base” de 5, 8 y 16 pisos:

Estribos: \emptyset 3/8” 1@5, 10@10, resto@20 cm.

3.5.5.3 Diseño de columnas a flexo-compresión

El diseño se ha realizado para cada una de las combinaciones de carga y consiste en armar tentativamente una sección para graficar su diagrama de interacción, de tal forma que las combinaciones de carga (M_u, P_u) queden dentro del diagrama. La Norma Técnica E.060 limita la cuantía mínima para el acero longitudinal a 1% de la sección bruta de concreto y un máximo de 6 %. Para cuantías mayores al 4% es necesario detallar la colocación del refuerzo en las uniones con vigas.

Para el caso de la estructura “Base” de 5 pisos se presenta el cálculo de la columna central (60x60cm). El Cuadro 3.21 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la base de la columna del primer piso.

Cuadro 3.21 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura “Base” de 5 pisos)

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu ₃₋₃ (tonf-m)
1.5CM + 1.8CV	206.19	0.00
1.25(CM + CV) ± CS	176.73	14.32
0.9CM ± CS	102.49	14.32

Se puede apreciar en la Cuadro 3.21 que las solicitaciones sísmicas son mínimas, por lo que se decide colocar cuantía mínima para el refuerzo longitudinal (1%).

La Figura 3.13 y Figura 3.14 muestran el armado propuesto para la columna de 60x60cm y el diagrama de interacción generado de la sección reforzada respectivamente.

Los pares de cargas últimas (M_u, P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado.

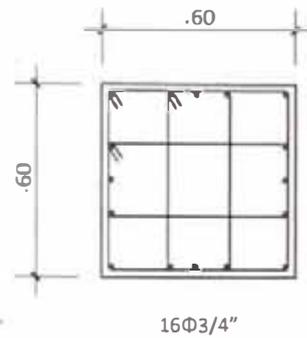


Figura 3.13 Armado de acero propuesto columna 60x60cm

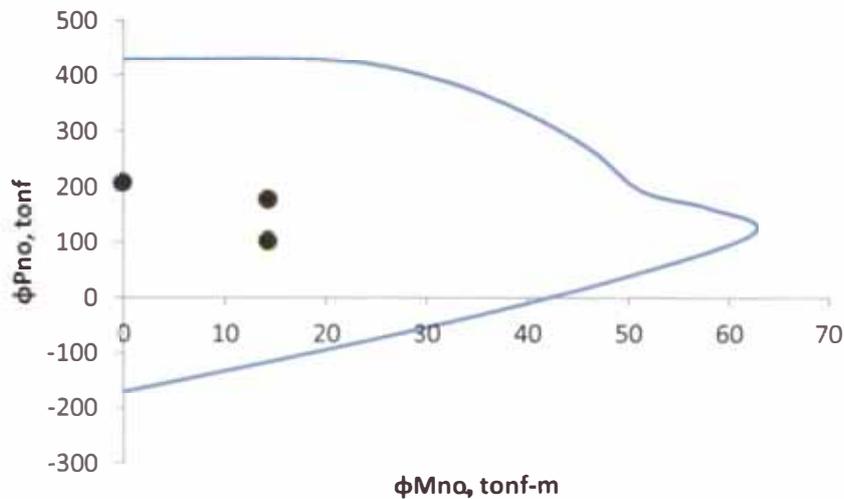


Figura 3.14 Diagrama de interacción columna 60x60cm

Para el caso de la estructura "Base" de 8 pisos se presenta el cálculo de la columna central (70x70cm). El Cuadro 3.22 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la base de la columna del primer piso.

Cuadro 3.22 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura "Base" de 8 pisos)

Combinaciones	P_u (tonf)	$M_{u_{3-3}}$ (tonf-m)
1.4CM + 1.7CV	344.08	0.00
1.25(CM + CV) \pm CS	294.86	19.56
0.9CM \pm CS	170.73	19.56

Se puede apreciar en la Cuadro 3.22 que las solicitaciones sísmicas son mínimas, por lo que se decide colocar cuantía mínima para el refuerzo longitudinal (1%).

La Figura 3.15 y Figura 3.16 muestran el armado propuesto para la columna de 70x70cm y el diagrama de interacción generado de la sección reforzada respectivamente.

Los pares de cargas últimas (M_u , P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado.

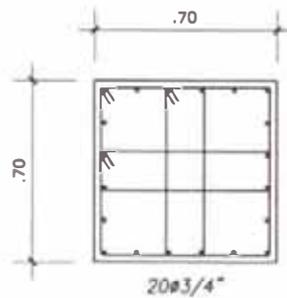


Figura 3.15 Armado de acero propuesto columna 70x70cm

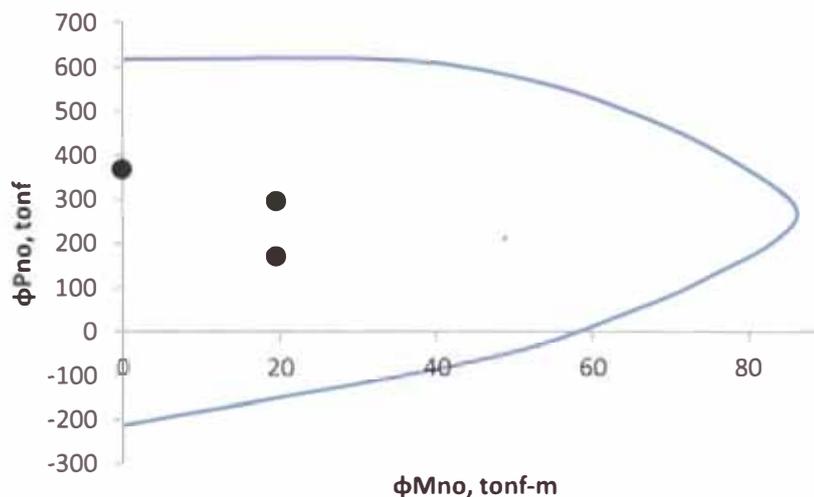


Figura 3.16 Diagrama de interacción columna 70x70cm

Para el caso de la estructura "Base" de 16 pisos se presenta el cálculo de la columna central (100x100cm). El Cuadro 3.23 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la base de la columna del primer piso.

Cuadro 3.23 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura "Base" de 16 pisos)

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu ₃₋₃ (tonf-m)
1.4CM + 1.7CV	773.86	0.00
1.25(CM + CV) ± CS	666.30	63.50
0.9CM ± CS	394.50	63.50

Se puede apreciar en la Cuadro 3.23 que las solicitaciones sísmicas son mínimas, por lo que se decide colocar cuantía mínima para el refuerzo longitudinal (1%).

La Figura 3.17 y Figura 3.18 muestran el armado propuesto para la columna de 100x100cm y el diagrama de interacción generado de la sección reforzada respectivamente.

Los pares de cargas últimas (M_u , P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado.

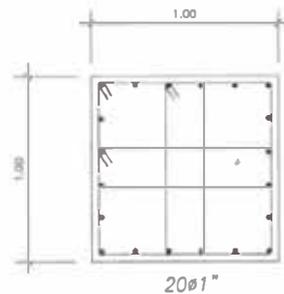


Figura 3.17 Armado de acero propuesto columna 100x100cm

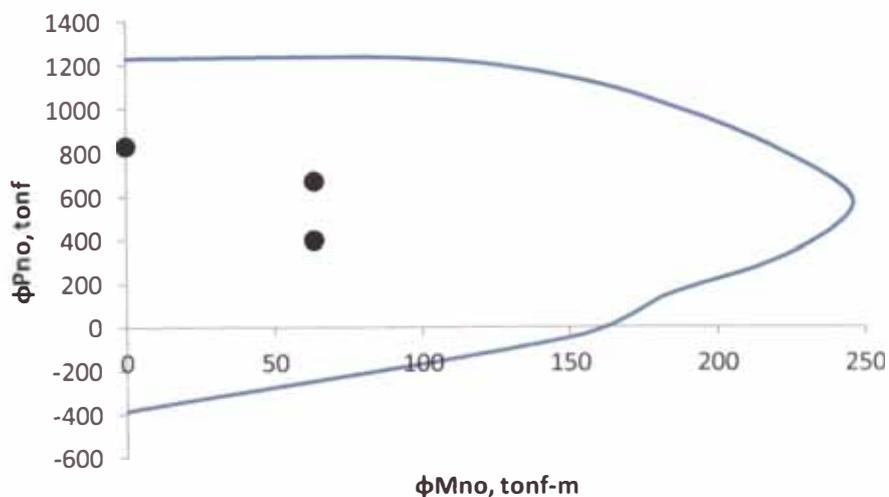


Figura 3.18 Diagrama de interacción columna 100x100cm

3.5.5.4 Diseño de columnas a corte

Siguiendo el mismo criterio de buscar una falla por flexión en lugar de una por corte; la fuerza cortante V_u de los elementos en flexo compresión se ha determinado a partir de las resistencias probables a flexión M_p ($1.25M_n$), en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible. Por lo que, se usa la siguiente expresión:

$$V_{ud} = 1.25x \left(\frac{M_{nl} + M_{ns}}{h} \right)$$

Donde M_{nl} y M_{ns} son los momentos nominales en los extremos de la altura libre de la columna y h su altura libre.

Para obtener el espaciamiento del refuerzo transversal (estribos) se tiene la siguiente expresión.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Siendo: $A_v = 2.84 \text{ cm}^2$ (Debido a que se colocará estribos de 3/8" con 4 ramas), $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, $d = 54 \text{ cm}$ para la estructura "Base" de 5 pisos, $d = 64 \text{ cm}$ para la estructura "Base" de 8 pisos y $d = 94 \text{ cm}$ para la estructura "Base" de 16 pisos. En el Cuadro 3.24 se muestra los resultados de cortantes para las vigas interiores y perimetrales para las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos.

Cabe resaltar que para el caso de las columnas las fuerzas cortantes de diseño V_{ud} son mucho mayores que las calculadas a partir de un análisis convencional elástico $V_{u-Etabs}$ multiplicado por el factor R ($R = 8$), siendo estas últimas los valores máximos a tener en cuenta, debido a que diseñar para fuerzas mayores a estas no tendría mucho sentido; por lo que se ha diseñado el refuerzo por cortante con estas fuerzas ($V_{u-Etabs} \times R$).

Cuadro 3.24 Fuerzas cortantes para las columnas de las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos

Base	Columna	$V_{u-Etabs}$ (tonf)	V_{ud} (tonf)	$V_{u-Etabs} \times R$ (tonf)	V_u (tonf)	V_n (tonf)	V_e (tonf)	V_s (tonf)	S (cm)
5 pisos	60x60	7.05	61.59	56.40	56.40	66.35	24.88	41.47	15.53
8 Pisos	70x70	7.89	99.03	63.12	63.12	74.26	34.41	39.85	19.16
16 Pisos	100x100	14.93	275.36	119.44	119.44	140.52	72.20	68.32	16.41

Además para tener un diseño sismo resistente adecuado debido a fuerzas cortantes se debe cumplir con lo especificado en la Figura 3.19 [10]:

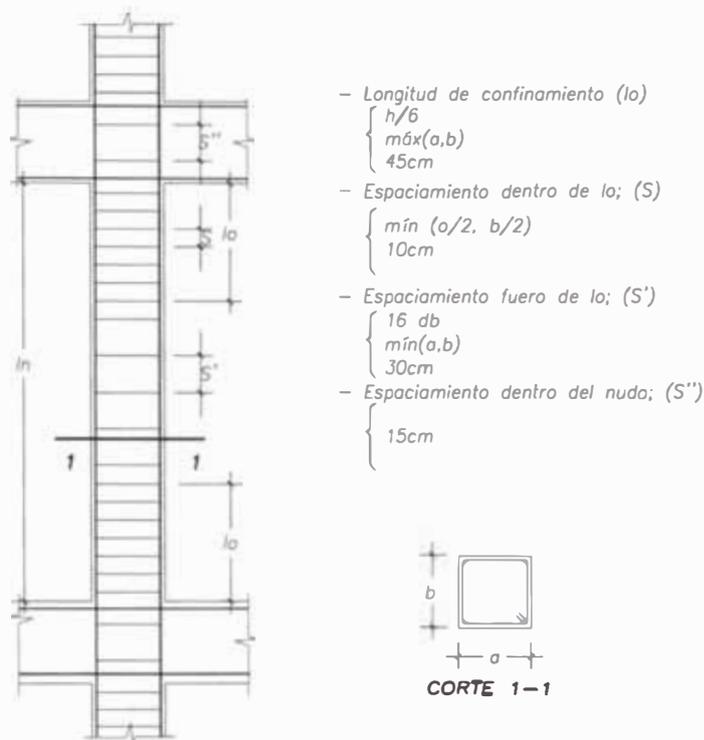


Figura 3.19 Requerimientos para estribos y longitud de confinamiento en columnas sismo resistentes

Donde:

S: Espaciamiento de estribos en la longitud de confinamiento.

a y b: Dimensiones de la columna.

h: Luz libre de la columna.

La longitud de confinamiento en las estructuras "Base" de 8 y 16 pisos es de 0.70m y 1.00m respectivamente.

Usando la información del Cuadro 3.24 y siguiendo los requerimientos dados en la Figura 3.19, se tiene la siguiente configuración de estribos para las estructuras "Base" de 5, 8 y 16 pisos:

Estribos Columna 60x60: $\emptyset 3/8"$ 1@5, 7@10, resto@20 cm.

Estribos Columna 70x70: $\emptyset 3/8"$ 1@5, 7@10, resto@20 cm

Estribos Columna 100x100: $\emptyset 3/8"$ 1@5, 10@10, resto@20 cm

3.6 LIMITACIONES DE USO DE SISTEMAS APORTICADOS

Se ha realizado un análisis comparativo entre los efectos de variar el Tipo de suelo en el que las estructuras “Base” serían idealmente cimentadas en las respuestas de desplazamiento de las estructuras.

Para tal fin primeramente se ha construido los espectros inelásticos de pseudo aceleraciones según Norma Técnica E.030 variando el valor del Factor de suelo S (Ver Cuadro 3.25) según el tipo de suelo (Ver Figura 3.20).

Cuadro 3.25 Valores del factor de suelo U según el tipo de suelo donde se cimentará la edificación.

TIPO	DESCRIPCIÓN	$T_p(s)$	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos Intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles	0.9	1.4

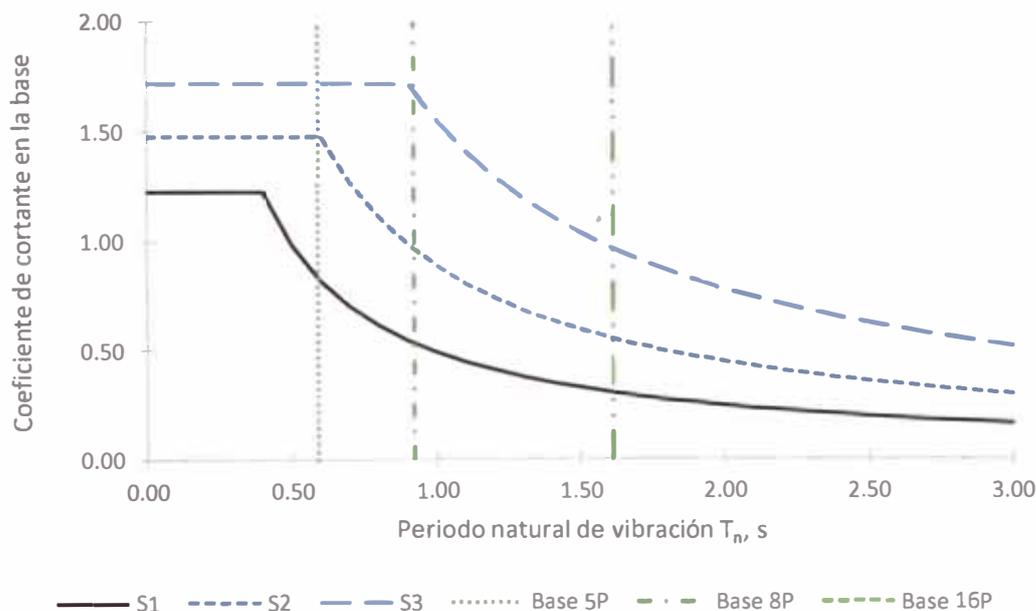


Figura 3.20 Espectro inelástico de pseudo aceleraciones ($R=8$) para diferentes tipos de suelo.

Se aprecia claramente en la Figura 3.20 la variación del coeficiente de cortante en la base para los diferentes tipos de Suelo en el caso de las Estructuras “Base” de 5, 8 y 16 pisos.

Se presenta a continuación en el Cuadro 3.26 y la Figura 3.21 los resultados de desplazamiento relativo de entrepiso del análisis modal espectral para la estructura "Base" de 5 pisos, usando los diferentes espectros de pseudo aceleraciones.

Cuadro 3.26 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 5 pisos para diferentes tipos de suelo.

	Desplazamiento relativo de entrepiso		
	S1	S2	S3
Piso 5	0.0027	0.0046	0.0054
Piso 4	0.0041	0.0072	0.0084
Piso 3	0.0053	0.0093	0.0108
Piso 2	0.0055	0.0096	0.0113
Piso 1	0.0033	0.0058	0.0068

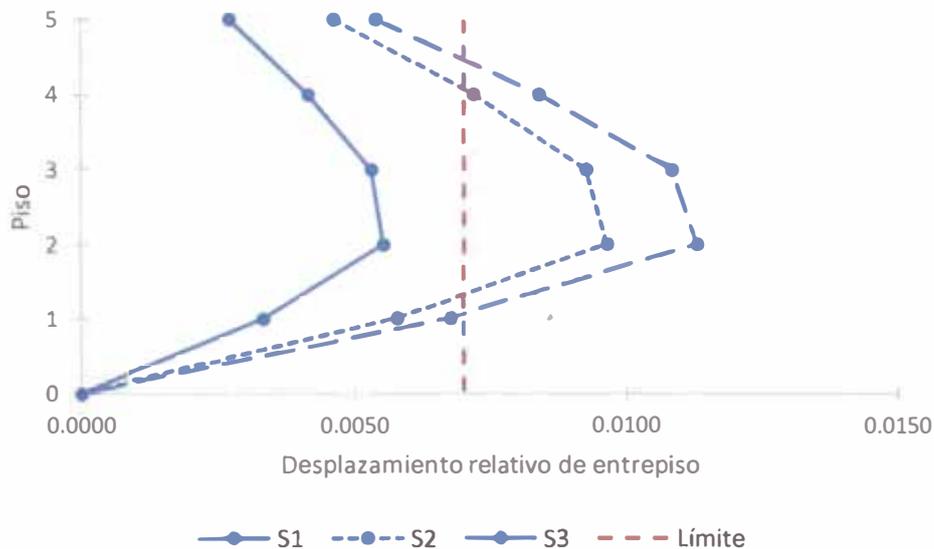


Figura 3.21 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 5 pisos para diferentes tipos de suelo.

Se presenta a continuación en el Cuadro 3.27 y la Figura 3.22 los resultados de desplazamiento relativo de entrepiso del análisis modal espectral para la estructura "Base" de 8 pisos, usando los diferentes espectros de pseudo aceleraciones.

Cuadro 3.27 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 8 pisos para diferentes tipos de suelo.

	Desplazamiento relativo de entrepiso		
	S1	S2	S3
Piso 8	0.0023	0.0037	0.0062
Piso 7	0.0032	0.0054	0.0091
Piso 6	0.0041	0.0071	0.0123
Piso 5	0.0049	0.0087	0.0152
Piso 4	0.0055	0.0098	0.0172
Piso 3	0.0058	0.0102	0.0180
Piso 2	0.0052	0.0092	0.0161
Piso 1	0.0028	0.0049	0.0085

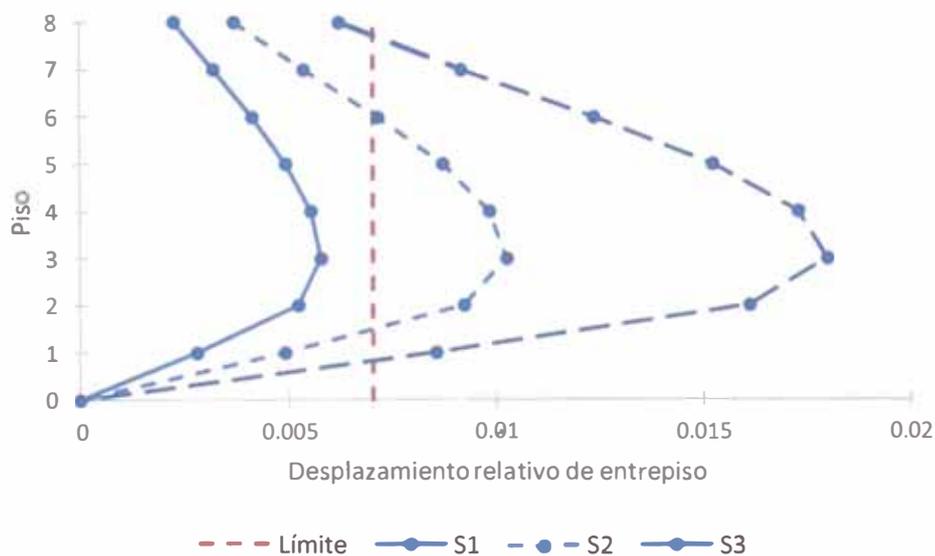


Figura 3.22 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura "Base" de 8 pisos para diferentes tipos de suelo.

Se presenta a continuación en el Cuadro 3.28 los resultados de desplazamiento relativo de entrepiso del análisis modal espectral para la estructura "Base" de 16 pisos, usando los diferentes espectros de pseudo aceleraciones (Ver Figura 3.23).

Cuadro 3.28 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura “Base” de 16 pisos para diferentes tipos de suelo.

	Desplazamiento relativo de entrepiso		
	S1	S2	S3
Piso 16	0.0019	0.0030	0.0047
Piso 15	0.0023	0.0037	0.0058
Piso 14	0.0027	0.0045	0.0072
Piso 13	0.0032	0.0053	0.0087
Piso 12	0.0036	0.0061	0.0101
Piso 11	0.0039	0.0068	0.0115
Piso 10	0.0043	0.0074	0.0127
Piso 9	0.0045	0.0079	0.0138
Piso 8	0.0048	0.0084	0.0148
Piso 7	0.0050	0.0088	0.0155
Piso 6	0.0052	0.0091	0.0161
Piso 5	0.0052	0.0093	0.0162
Piso 4	0.0051	0.0090	0.0157
Piso 3	0.0047	0.0083	0.0143
Piso 2	0.0038	0.0065	0.0112
Piso 1	0.0018	0.0031	0.0052

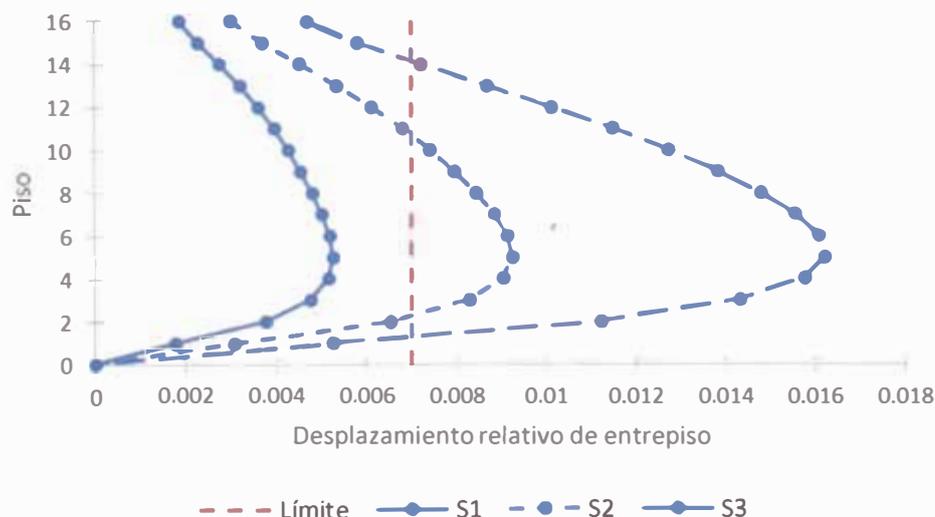


Figura 3.23 Desplazamiento relativo de entrepiso de la estructura “Base” de 16 pisos para diferentes tipos de suelo.

Se observa que los desplazamientos relativos de entrepiso para los casos que consideran suelo tipo S2 y S3 superan el valor máximo de desplazamiento relativo de entrepiso, 0.007, establecido por la Norma Técnica E.030, en consecuencia cuando se tienen estos tipos de suelos y para las condiciones de distribución y altura establecidas para las estructuras “base”, ya no es factible una solución basada en pórticos y será necesaria la utilización de elementos que aumenten drásticamente la rigidez lateral, tales como muros de corte. Este caso está fuera del alcance de la presente investigación.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO DE MODELOS IRREGULARES

4.1 DEFINICIÓN DE LOS MODELOS IRREGULARES.

Para evaluar el efecto de la respuesta sísmica de edificaciones irregulares, se han creado modelos de estructuras irregulares modificando el modelo de la estructura "Base". Los modelos de las estructuras irregulares se han creado reduciendo convenientemente la cantidad de crujías por nivel generando así irregularidad geométrica vertical. Los elementos estructurales tienen las mismas secciones que el modelo de la estructura "Base", pero las áreas de refuerzo serán propias de la sollicitación de cada modelo irregular.

Los modelos generados se dividen en dos grupos basados en su condición de irregularidad en planta, siendo los modelos "Tipo T" irregulares en elevación y planta; y los "Tipo B" solamente irregulares en elevación.

La notación usada para identificar los casos irregulares se muestra en la Figura 4.1 y Figura 4.2:

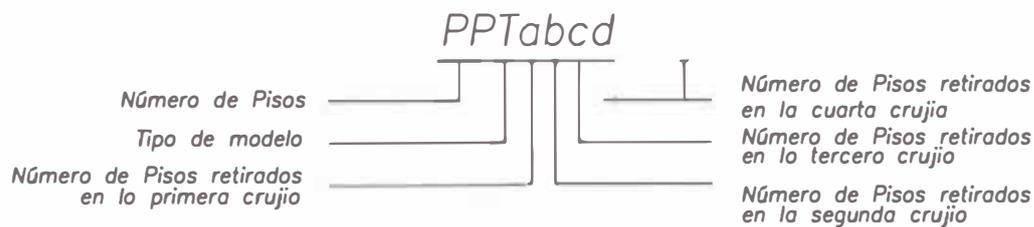


Figura 4.1 Notación de los modelos de las estructuras irregulares "Tipo T"

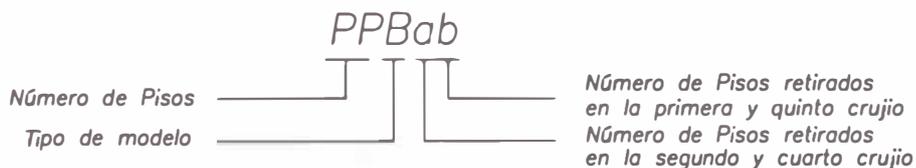


Figura 4.2 Notación de los modelos de las estructuras irregulares "Tipo B"

Cabe resaltar que los valores a, b, c, d pueden tomar valores del 1 al 4 para los casos de los modelos de las estructuras irregulares de 5 pisos, del 1 al 7 para los casos irregulares de 8 pisos, y para los modelos irregulares de 16 pisos a, b, c, d toman valores del 1 al 14, teniendo como notación para los números 10, 12, 14: A, B, C respectivamente.

Se presentan los modelos irregulares en la Figura 4.3, Figura 4.4 siendo estas la representación de los modelos "Tipo T" y "Tipo B" para los modelos de 5 pisos; la Figura 4.5, Figura 4.6 y Figura 4.7 la representación de los modelos "Tipo T" y "Tipo B" para los modelos de 8 pisos; y la Figura 4.8, Figura 4.9, Figura 4.10 y Figura 4.11 la representación de los modelos "Tipo T" y "Tipo B" para los modelos de 16 pisos. Nótese que estas presentan escalonamiento solo en una dirección.



Figura 4.3 Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 5 pisos



Figura 4.4 Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo B" de 5 pisos

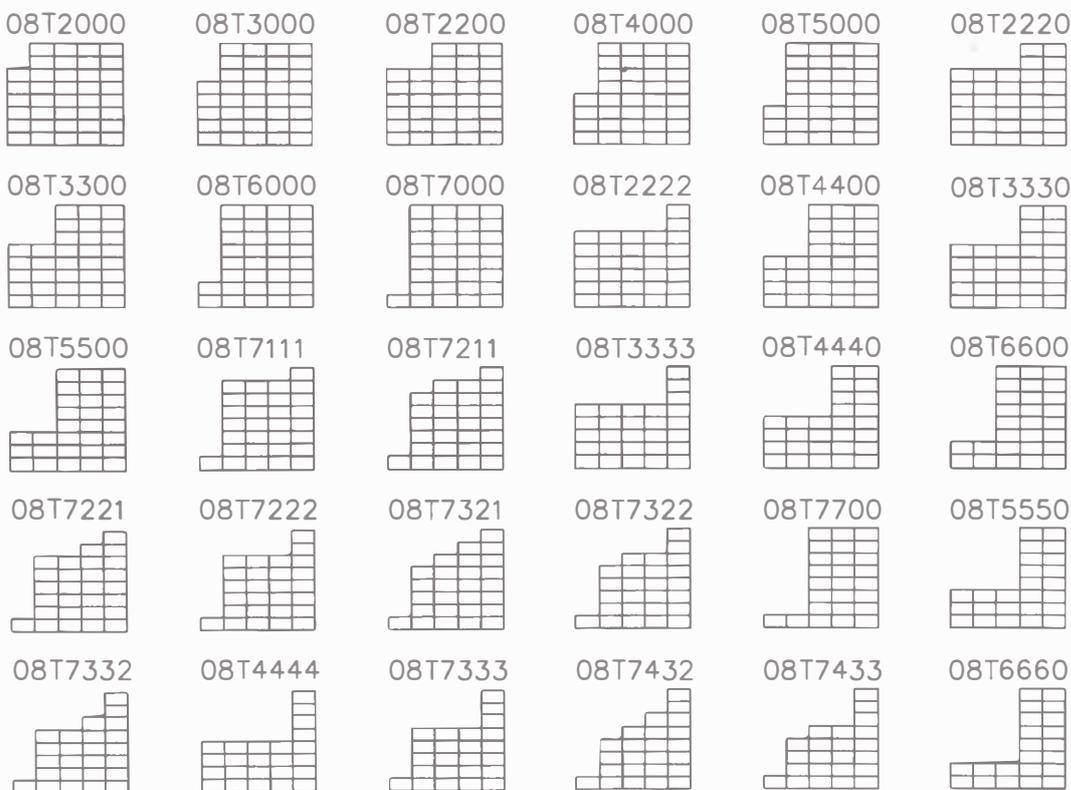


Figura 4.5 Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 8 pisos

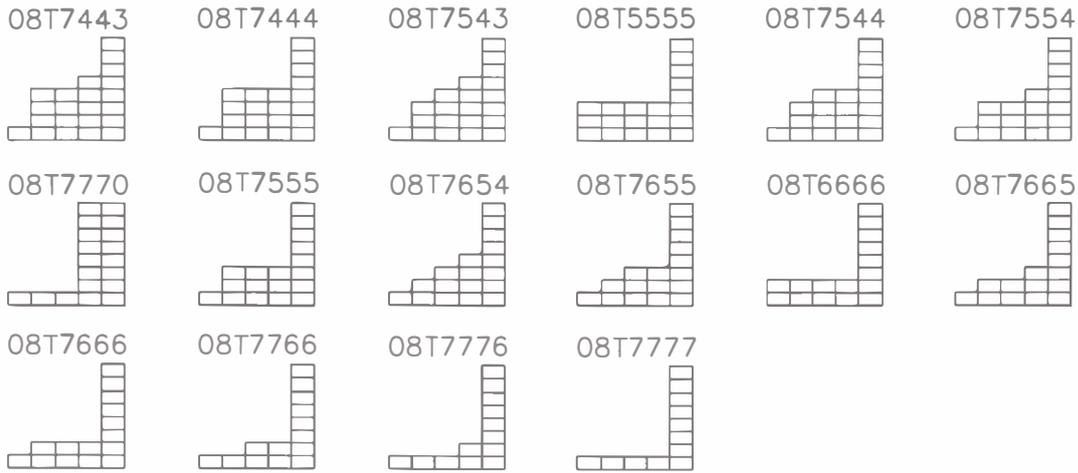


Figura 4.5 (continuación) Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 8 pisos.

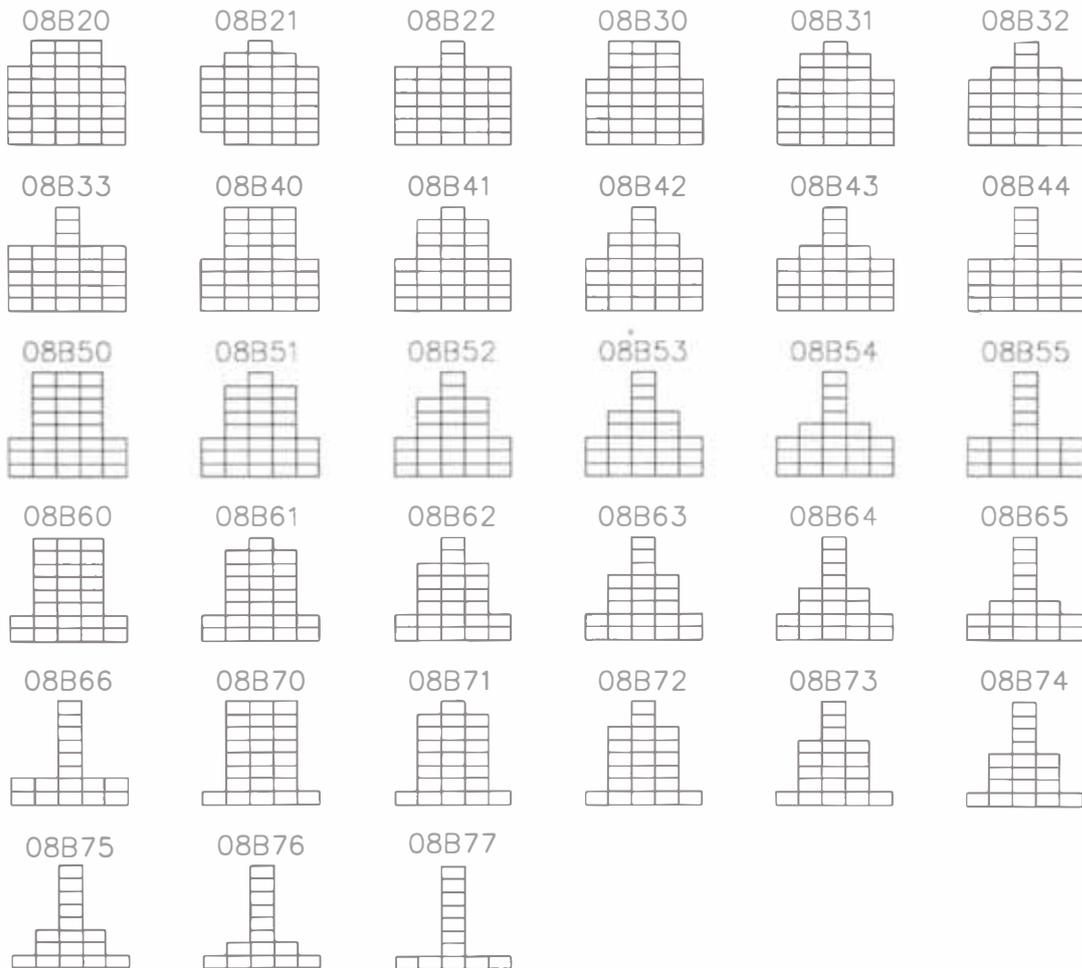


Figura 4.6 Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo B" de 8 pisos

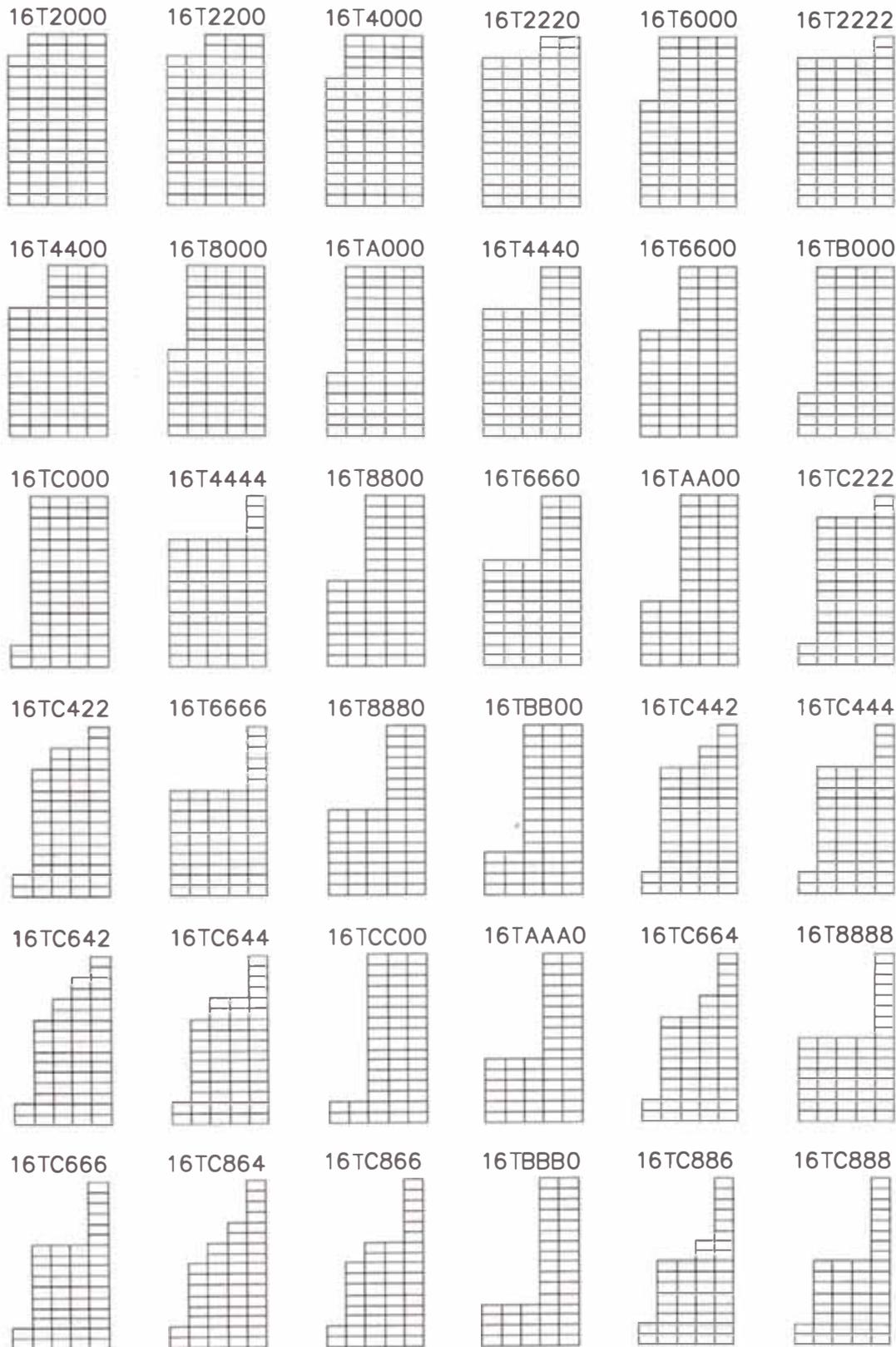


Figura 4.7 Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 16 pisos

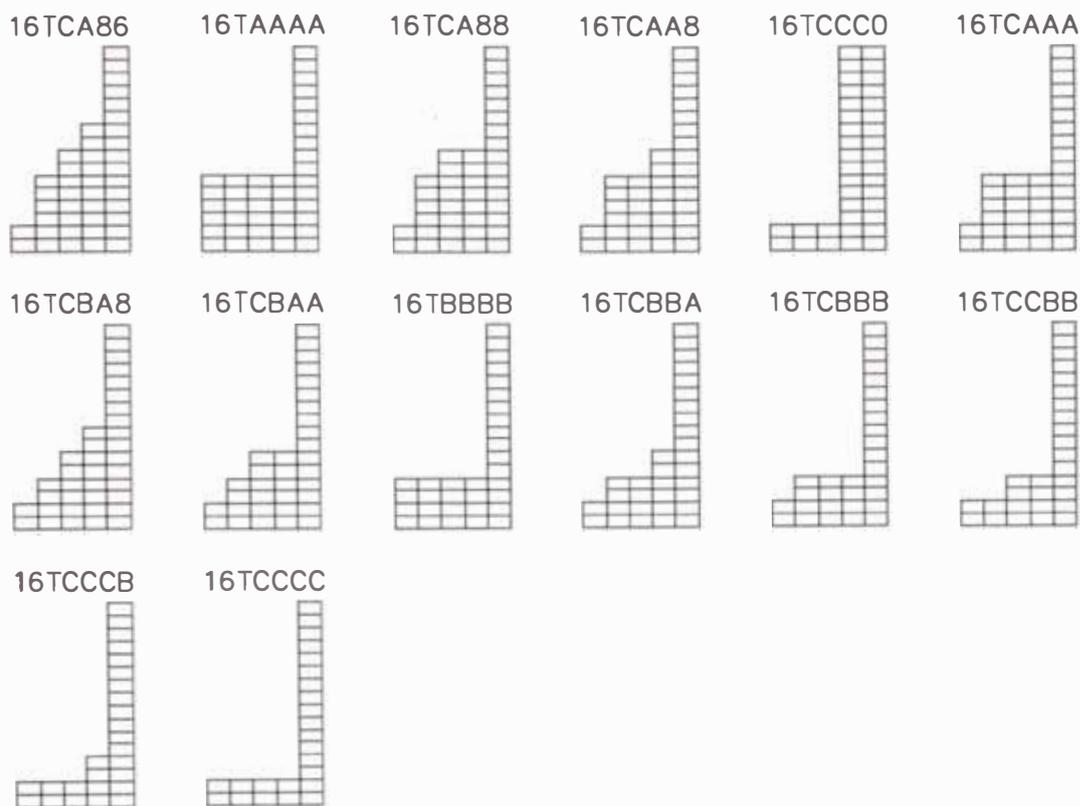


Figura 4.7 (continuación) Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo T" de 16 pisos.

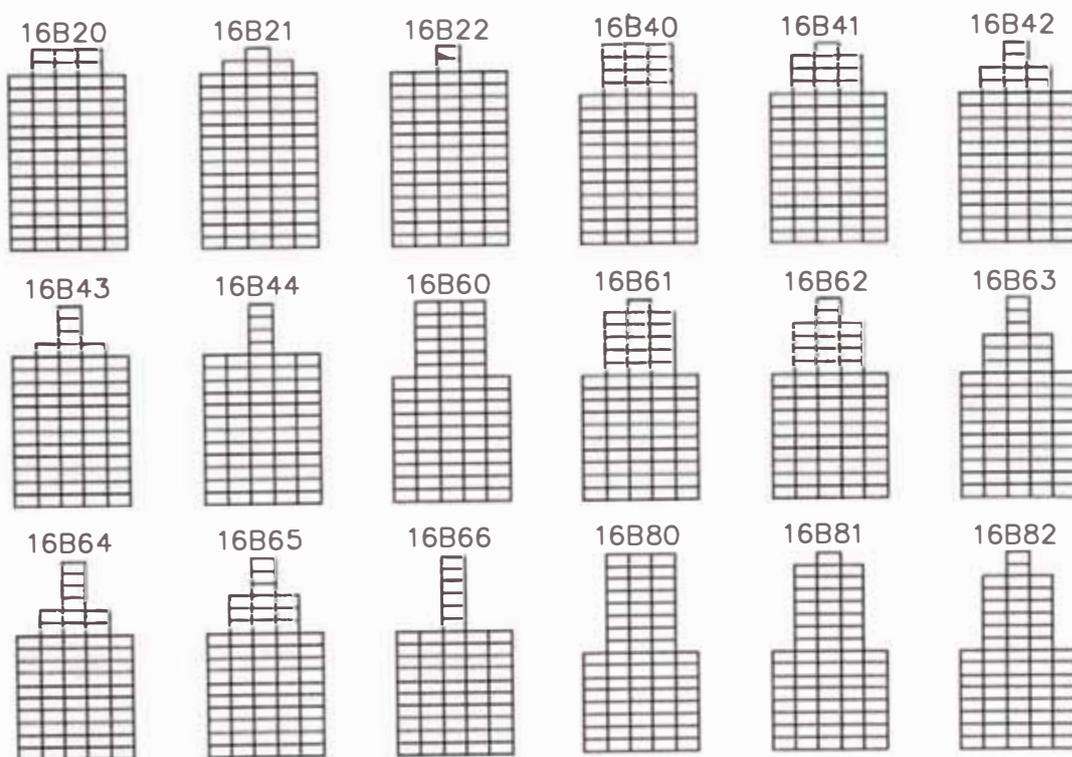


Figura 4.8 Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo B" de 16 pisos.

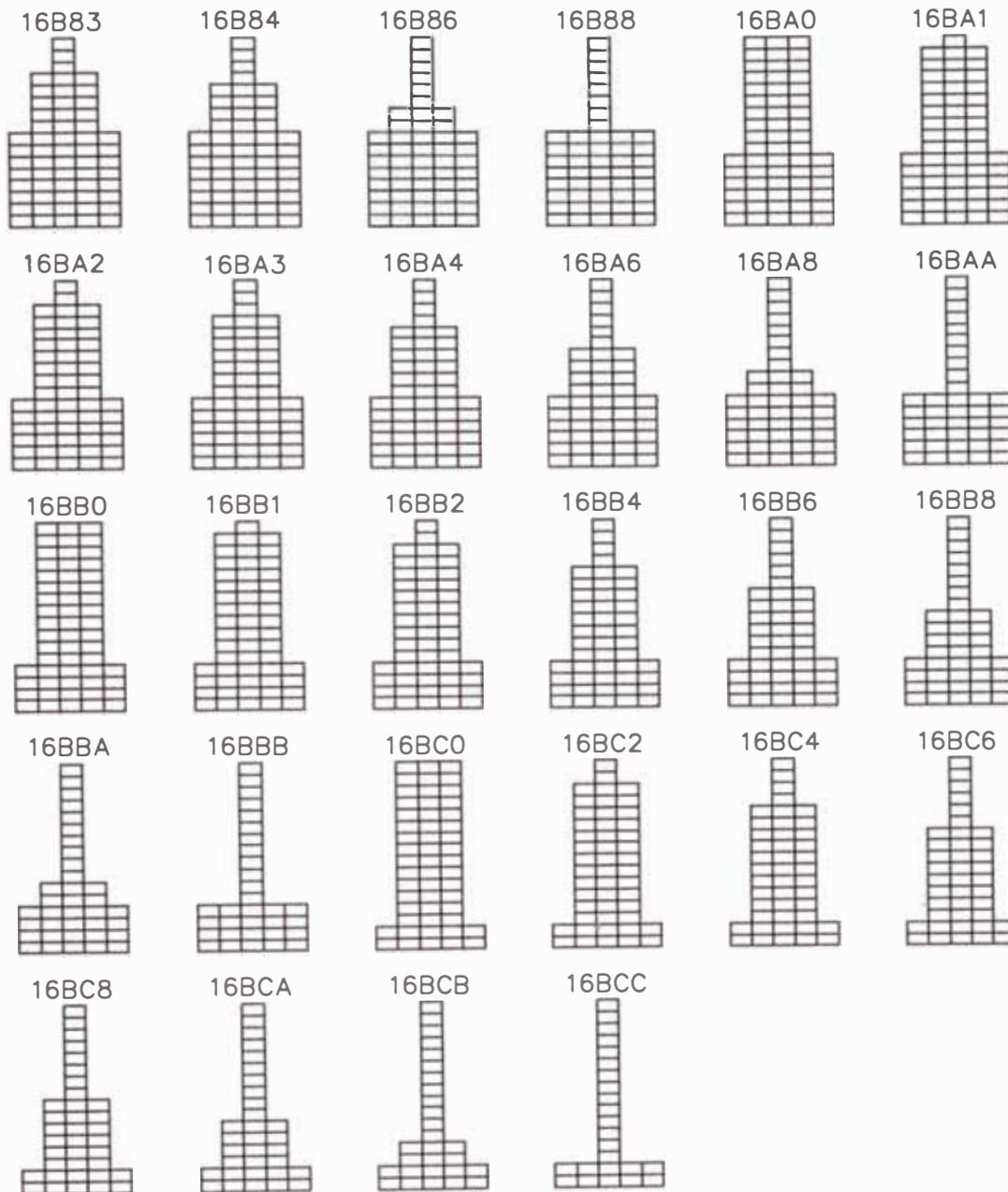


Figura 4.8 (continuación) Modelos generados para las estructuras irregulares "Tipo B" de 16 pisos.

4.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Este análisis permite estimar la respuesta de la estructura bajo solicitaciones sísmicas, verificar que las derivas máximas cumplan lo estipulado en la Norma Técnica E.030, y además se obtendrán las fuerzas internas de los elementos que conforman el sistema sismo resistente. Dichas fuerzas serán consideradas en el diseño estructural.

Se ha realizado el análisis dinámico utilizando el procedimiento de combinación espectral CQC.

4.2.1 Espectro de pseudo aceleraciones

El coeficiente de reducción de fuerza sísmica, para el caso de estructuras irregulares con sistema estructural basado en pórticos de concreto armado, según la Norma Técnica E.030 es igual a $0.75 \times R_{\text{regular}} = 6$. Los parámetros de suelo, zona y uso son los mismos que para la estructura "Base".

A continuación se presenta el espectro de pseudo aceleraciones que se ha usado en el análisis modal espectral de los modelos de las estructuras irregulares (Ver Figura 4.8).

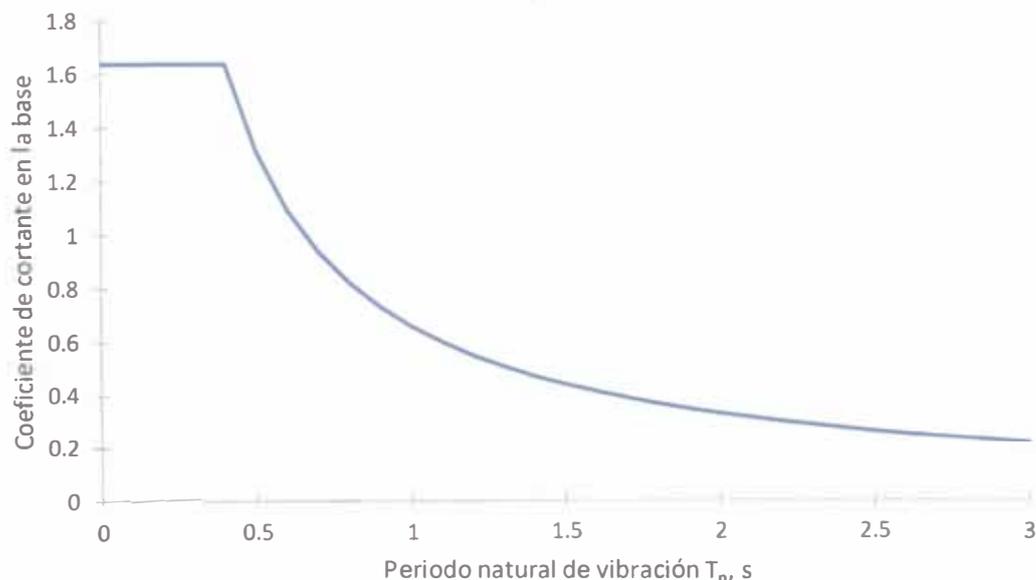


Figura 4.9 Espectro inelástico de pseudo aceleraciones para $R=6$

4.2.2 Características dinámicas de los modelos irregulares

En el Cuadro 4.1 y Cuadro 4.2 se presentan las características dinámicas de los modelos de las estructuras irregulares “Tipo T” y “Tipo B” de 5 pisos respectivamente.

Cuadro 4.1 Características dinámicas de los modelos irregulares “Tipo T” de 5 pisos.

Nombre	Periodo fundamental	Masa	% Participación modal masa 1er Modo DirX	% Participación modal masa 1er Modo DirY
EDIFICACIÓN 05T1111	0.503	268.6	80.41	80.63
EDIFICACIÓN 05T2222	0.451	217.7	73.83	76.89
EDIFICACIÓN 05T4221	0.476	205.0	73.09	72.92
EDIFICACIÓN 05T4322	0.450	179.5	65.13	73.89
EDIFICACIÓN 05T4432	0.449	154.1	58.53	68.43
EDIFICACIÓN 05T4444	0.489	107.4	47.43	51.67

Cuadro 4.2 Características dinámicas de los modelos irregulares “Tipo B” de 5 pisos.

Nombre	Periodo fundamental	Masa	% Participación modal masa 1er Modo DirX	% Participación modal masa 1er Modo DirY
EDIFICACIÓN 05B11	0.493	268.6	80.47	80.63
EDIFICACIÓN 05B22	0.419	217.7	74.32	76.89
EDIFICACIÓN 05B30	0.518	243.1	72.07	72.92
EDIFICACIÓN 05B31	0.448	217.7	72.87	73.89
EDIFICACIÓN 05B42	0.427	171.0	65.06	68.43
EDIFICACIÓN 05B44	0.507	116.2	48.76	51.67

En el Cuadro 4.3, Cuadro 4.4 y Cuadro 4.5 se presentan las características dinámicas de los modelos de las estructuras irregulares “Tipo T” y “Tipo B” de 8 pisos.

Cuadro 4.3 Características dinámicas de los modelos irregulares “Tipo T” de 8 pisos.

Nombre	Periodo fundamental	Masa	% Participación modal masa 1er Modo DirX	% Participación modal masa 1er Modo DirY
EDIFICACIÓN 08T2000	0.889	513.0	78.07	72.32
EDIFICACIÓN 08T2200	0.860	486.6	77.60	65.46
EDIFICACIÓN 08T2220	0.805	460.5	77.36	62.09
EDIFICACIÓN 08T2222	0.761	433.7	77.47	59.52
EDIFICACIÓN 08T3000	0.883	499.8	77.13	69.68
EDIFICACIÓN 08T3300	0.848	460.1	75.47	61.33
EDIFICACIÓN 08T3330	0.797	420.5	73.85	54.29
EDIFICACIÓN 08T3333	0.712	380.8	72.79	48.83
EDIFICACIÓN 08T4000	0.881	486.6	75.80	68.71
EDIFICACIÓN 08T4400	0.844	433.7	71.98	59.91
EDIFICACIÓN 08T4440	0.788	380.8	66.63	51.61
EDIFICACIÓN 08T4444	0.688	328.0	58.04	41.90
EDIFICACIÓN 08T5000	0.882	473.3	74.66	69.40
EDIFICACIÓN 08T5500	0.847	407.3	68.90	60.78
EDIFICACIÓN 08T5550	0.792	341.2	59.96	51.70
EDIFICACIÓN 08T5555	0.699	275.1	44.24	37.90
EDIFICACIÓN 08T6000	0.888	460.1	74.52	71.70
EDIFICACIÓN 08T6600	0.855	380.8	68.59	64.22
EDIFICACIÓN 08T6660	0.816	301.5	59.38	55.23
EDIFICACIÓN 08T6666	0.787	222.3	43.40	36.53
EDIFICACIÓN 08T7000	0.905	446.9	75.88	75.28

Cuadro 4.3 Características dinámicas de los modelos irregulares “Tipo T” de 8 pisos (continuación).

Nombre	Periodo fundamental	Masa	% Participación modal masa 1er Modo DirX	% Participación modal masa 1er Modo DirY
EDIFICACIÓN 08T7111	0.820	407.3	75.52	68.14
EDIFICACIÓN 08T7211	0.807	394.1	75.09	63.51
EDIFICACIÓN 08T7221	0.788	380.8	74.67	60.12
EDIFICACIÓN 08T7222	0.759	367.6	74.21	58.50
EDIFICACIÓN 08T7321	0.780	367.2	73.54	57.62
EDIFICACIÓN 08T7322	0.751	354.4	73.12	55.93
EDIFICACIÓN 08T7332	0.738	341.2	71.69	53.10
EDIFICACIÓN 08T7333	0.716	328.0	69.21	50.42
EDIFICACIÓN 08T7432	0.734	328.0	69.54	52.12
EDIFICACIÓN 08T7433	0.712	314.8	66.61	49.49
EDIFICACIÓN 08T7443	0.705	301.5	62.98	47.33
EDIFICACIÓN 08T7444	0.694	288.3	56.71	44.14
EDIFICACIÓN 08T7543	0.705	288.3	60.31	47.23
EDIFICACIÓN 08T7544	0.695	275.1	53.94	44.04
EDIFICACIÓN 08T7554	0.695	261.9	50.66	42.69
EDIFICACIÓN 08T7555	0.715	248.7	46.03	39.81
EDIFICACIÓN 08T7654	0.698	248.7	50.31	43.22
EDIFICACIÓN 08T7655	0.726	235.5	45.94	40.20
EDIFICACIÓN 08T7665	0.746	222.3	45.86	39.73
EDIFICACIÓN 08T7666	0.795	209.0	45.46	37.26
EDIFICACIÓN 08T7700	0.891	354.4	72.06	70.89
EDIFICACIÓN 08T7766	0.808	195.8	47.91	37.26
EDIFICACIÓN 08T7770	0.879	261.9	65.99	64.19
EDIFICACIÓN 08T7776	0.829	182.6	50.76	35.99
EDIFICACIÓN 08T7777	0.880	169.1	54.27	33.40

Cuadro 4.4 Características dinámicas de los modelos irregulares “Tipo B” de 8 pisos.

Nombre	Periodo fundamental	Masa	% Participación modal masa 1er Modo DirX	% Participación modal masa 1er Modo DirY
EDIFICACIÓN 08B20	0.833	486.6	77.67	77.73
EDIFICACIÓN 08B21	0.780	460.1	78.00	78.10
EDIFICACIÓN 08B22	0.734	433.7	77.58	77.89
EDIFICACIÓN 08B30	0.805	460.1	75.60	75.88
EDIFICACIÓN 08B31	0.746	433.7	76.39	76.66
EDIFICACIÓN 08B32	0.696	407.3	76.17	76.72
EDIFICACIÓN 08B33	0.662	380.8	73.15	75.21
EDIFICACIÓN 08B40	0.799	433.7	72.14	72.85
EDIFICACIÓN 08B41	0.732	407.3	73.08	73.75
EDIFICACIÓN 08B42	0.676	380.8	72.85	73.92
EDIFICACIÓN 08B43	0.640	354.4	68.93	71.97
EDIFICACIÓN 08B44	0.643	328.0	58.50	66.13
EDIFICACIÓN 08B50	0.816	407.3	68.98	70.03
EDIFICACIÓN 08B51	0.743	380.3	69.45	70.52
EDIFICACIÓN 08B52	0.680	354.4	68.64	70.18
EDIFICACIÓN 08B53	0.641	328.0	63.84	67.57
EDIFICACIÓN 08B54	0.645	301.5	53.14	60.65
EDIFICACIÓN 08B55	0.694	275.3	44.28	52.55
EDIFICACIÓN 08B60	0.849	380.8	68.58	69.59
EDIFICACIÓN 08B61	0.772	354.4	68.26	69.36
EDIFICACIÓN 08B62	0.705	328.0	66.89	68.42
EDIFICACIÓN 08B63	0.662	301.5	61.95	65.30
EDIFICACIÓN 08B64	0.664	275.1	51.88	58.29
EDIFICACIÓN 08B65	0.711	248.7	44.05	50.67
EDIFICACIÓN 08B66	0.782	222.3	43.28	48.11
EDIFICACIÓN 08B70	0.884	354.8	71.60	72.67
EDIFICACIÓN 08B71	0.810	328.0	71.43	72.27
EDIFICACIÓN 08B72	0.741	301.5	69.90	71.11
EDIFICACIÓN 08B73	0.694	275.5	65.37	68.04
EDIFICACIÓN 08B74	0.689	248.7	55.99	61.38
EDIFICACIÓN 08B75	0.733	222.3	48.28	54.10
EDIFICACIÓN 08B76	0.801	195.8	47.69	51.93
EDIFICACIÓN 08B77	0.878	169.4	54.09	56.78

En el Cuadro 4.5 y Cuadro 4.6 se presentan las características dinámicas de los modelos de las estructuras irregulares “Tipo T” y “Tipo B” de 16 pisos respectivamente.

Cuadro 4.5 Características dinámicas de los modelos irregulares “Tipo T” de 16 pisos.

Nombre	Periodo fundamental	Masa	% Participación modal masa 1er Modo DirX	% Participación modal masa 1er Modo DirY
EDIFICACIÓN 16T2000	1.572	1258.3	76.66	74.83
EDIFICACIÓN 16T2200	1.539	1227.6	76.54	72.10
EDIFICACIÓN 16T2220	1.500	1196.9	76.46	70.50
EDIFICACIÓN 16T2222	1.450	1166.2	76.44	71.73
EDIFICACIÓN 16T4000	1.550	1227.6	76.20	71.48
EDIFICACIÓN 16T4400	1.499	1166.2	75.63	65.20
EDIFICACIÓN 16T4440	1.431	1104.8	75.23	60.37
EDIFICACIÓN 16T4444	1.331	1043.4	75.15	59.15
EDIFICACIÓN 16T6000	1.539	1197.8	75.23	69.05
EDIFICACIÓN 16T6600	1.477	1104.8	73.34	60.97
EDIFICACIÓN 16T6660	1.391	1012.6	71.33	54.04
EDIFICACIÓN 16T6666	1.250	920.5	69.29	48.42
EDIFICACIÓN 16T8000	1.535	1166.2	73.77	67.97
EDIFICACIÓN 16T8800	1.471	1043.6	69.62	59.36
EDIFICACIÓN 16T8880	1.378	920.5	63.53	51.09
EDIFICACIÓN 16T8888	1.216	797.7	52.49	41.35
EDIFICACIÓN 16TA000	1.540	1135.5	72.56	68.51
EDIFICACIÓN 16TAA00	1.479	981.9	66.44	60.06
EDIFICACIÓN 16TAA00	1.390	828.4	56.95	51.05
EDIFICACIÓN 16TAAAA	1.312	674.9	40.34	37.62
EDIFICACIÓN 16TB000	1.556	1104.8	72.46	70.52
EDIFICACIÓN 16TBB00	1.511	920.5	66.29	63.31
EDIFICACIÓN 16TBBB0	1.477	736.3	56.88	54.57
EDIFICACIÓN 16TBBBB	1.500	552.1	41.11	37.50
EDIFICACIÓN 16TC000	1.591	1074.1	73.91	73.02
EDIFICACIÓN 16TC222	1.435	981.9	73.39	67.35
EDIFICACIÓN 16TC422	1.411	951.2	72.92	63.07
EDIFICACIÓN 16TC442	1.379	920.5	72.38	59.84
EDIFICACIÓN 16TC444	1.330	889.8	71.76	58.12
EDIFICACIÓN 16TC642	1.356	878.3	71.23	56.75
EDIFICACIÓN 16TC644	1.317	859.1	70.53	55.49
EDIFICACIÓN 16TC664	1.294	828.4	68.81	52.67
EDIFICACIÓN 16TC666	1.259	797.7	65.73	49.93
EDIFICACIÓN 16TC864	1.289	797.7	66.40	51.57
EDIFICACIÓN 16TC866	1.254	767.0	62.75	48.86
EDIFICACIÓN 16TC886	1.244	736.3	58.65	46.71
EDIFICACIÓN 16TC888	1.230	705.6	51.91	43.57
EDIFICACIÓN 16TCA86	1.245	705.6	55.98	46.54
EDIFICACIÓN 16TCA88	1.232	674.9	49.30	43.38
EDIFICACIÓN 16TCAA8	1.263	644.2	46.38	42.14
EDIFICACIÓN 16TCAAA	1.345	613.5	42.45	39.57
EDIFICACIÓN 16TCBA8	1.287	613.5	46.41	42.67
EDIFICACIÓN 16TCBAA	1.372	582.8	42.71	39.97
EDIFICACIÓN 16TCBBA	1.417	552.1	43.01	39.81
EDIFICACIÓN 16TCBBB	1.519	521.4	43.19	38.37
EDIFICACIÓN 16TCC00	1.584	859.1	69.88	69.42
EDIFICACIÓN 16TCCBB	1.546	490.7	45.59	38.87
EDIFICACIÓN 16TCCC0	1.596	644.2	63.58	63.20
EDIFICACIÓN 16TCCCB	1.590	460.0	48.43	38.83
EDIFICACIÓN 16TCCCC	1.688	429.3	51.96	34.28

Cuadro 4.6 Características dinámicas de los modelos irregulares "Tipo B" de 16 pisos.

Nombre	Periodo fundamental	Masa	% Participación modal masa 1er Modo DirX	% Participación modal masa 1er Modo DirY
EDIFICACIÓN 16B40	1.453	1166.2	75.76	75.75
EDIFICACIÓN 16B41	1.406	1135.5	75.93	75.91
EDIFICACIÓN 16B42	1.361	1104.8	75.95	76.00
EDIFICACIÓN 16B43	1.319	1073.5	75.80	75.93
EDIFICACIÓN 16B44	1.283	1043.4	75.34	75.66
EDIFICACIÓN 16B60	1.405	1104.8	73.55	73.82
EDIFICACIÓN 16B61	1.352	1074.1	73.97	74.19
EDIFICACIÓN 16B62	1.303	1043.4	74.22	74.45
EDIFICACIÓN 16B63	1.257	1012.1	74.21	74.53
EDIFICACIÓN 16B64	1.218	981.9	73.71	74.32
EDIFICACIÓN 16B65	1.185	950.7	72.44	73.73
EDIFICACIÓN 16B66	1.166	920.5	69.89	72.57
EDIFICACIÓN 16B80	1.399	1043.4	69.81	70.68
EDIFICACIÓN 16B81	1.338	1012.6	70.31	71.09
EDIFICACIÓN 16B82	1.282	981.9	70.65	71.41
EDIFICACIÓN 16B83	1.229	950.7	70.70	71.55
EDIFICACIÓN 16B84	1.186	920.5	70.09	71.34
EDIFICACIÓN 16B86	1.135	859.1	64.84	69.03
EDIFICACIÓN 16B88	1.164	797.7	52.99	62.90
EDIFICACIÓN 16BA0	1.437	981.9	66.52	67.85
EDIFICACIÓN 16BA1	1.371	951.2	66.71	68.01
EDIFICACIÓN 16BA2	1.308	920.5	66.77	68.08
EDIFICACIÓN 16BA3	1.248	889.3	66.55	67.98
EDIFICACIÓN 16BA4	1.199	859.1	65.70	67.55
EDIFICACIÓN 16BA6	1.144	798.1	59.75	64.56
EDIFICACIÓN 16BA8	1.182	736.3	47.85	57.41
EDIFICACIÓN 16BAA	1.299	674.9	40.28	49.91
EDIFICACIÓN 16BB0	1.506	920.5	66.27	67.52
EDIFICACIÓN 16BB1	1.436	889.8	66.12	67.37
EDIFICACIÓN 16BB2	1.369	859.1	65.83	67.12
EDIFICACIÓN 16BB4	1.253	797.7	64.18	65.96
EDIFICACIÓN 16BB6	1.187	736.3	58.40	62.56
EDIFICACIÓN 16BB8	1.219	674.9	47.54	55.44
EDIFICACIÓN 16BBA	1.341	613.5	40.70	48.40
EDIFICACIÓN 16BBB	1.492	552.1	40.98	46.54
EDIFICACIÓN 16BC0	1.581	859.1	69.83	70.69
EDIFICACIÓN 16BC2	1.442	797.7	69.19	70.09
EDIFICACIÓN 16BC4	1.320	736.3	67.47	68.75
EDIFICACIÓN 16BC6	1.245	674.9	62.22	65.40
EDIFICACIÓN 16BC8	1.264	613.5	52.02	58.68
EDIFICACIÓN 16BCA	1.379	552.1	44.98	51.86
EDIFICACIÓN 16BCB	1.535	490.7	45.45	50.28
EDIFICACIÓN 16BCC	1.685	429.3	51.89	55.12

4.2.3 Resultados del análisis por combinación espectral

4.2.3.1 Desplazamientos laterales de diafragma

A continuación se muestra en el Cuadro 4.7 y Figura 4.11 los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 5 pisos del tipo T (Ver Figura 4.10) en la dirección X.

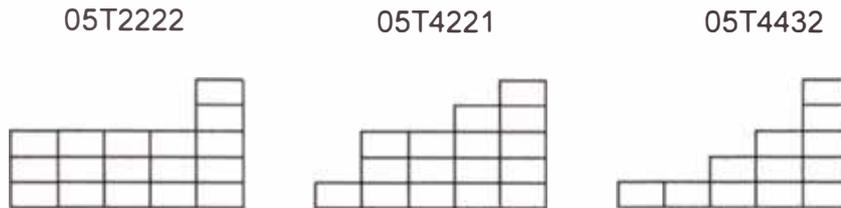


Figura 4.10 Modelos irregulares representativos de 5 pisos del "Tipo T".

Cuadro 4.7 Desplazamientos de diafragma modelos 05T UX (m).

Piso	Base	05T2222	05T4221	05T4322
Piso 5	0.0096	0.0128	0.012	0.0124
Piso 4	0.0084	0.0101	0.0099	0.0096
Piso 3	0.0066	0.0071	0.0073	0.0065
Piso 2	0.0041	0.0045	0.0045	0.0038
Piso 1	0.0015	0.0018	0.0016	0.0014

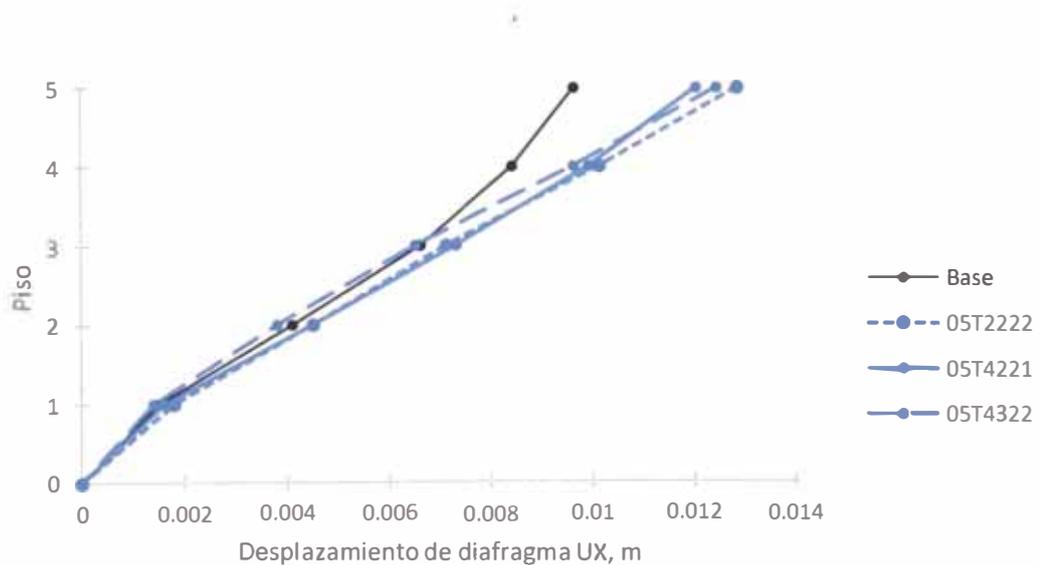


Figura 4.11 Desplazamientos de diafragma modelos 05T UX (m).

En el Cuadro 4.8 y Figura 4.13 se muestran los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 5 pisos del tipo B (Ver Figura 4.12) en la dirección X.

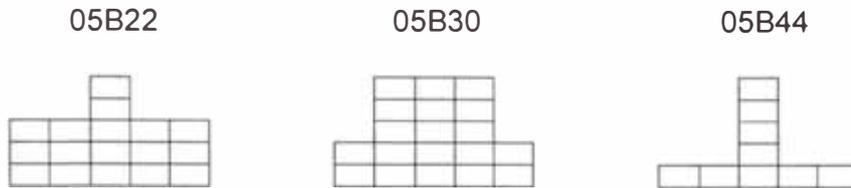


Figura 4.12 Modelos irregulares representativos de 5 pisos del "Tipo B".

Cuadro 4.8 Desplazamientos de diafragma modelos 05B UX (m).

Piso	Base	05B22	05B30	05B44
Piso 5	0.0096	0.0127	0.0123	0.012
Piso 4	0.0084	0.0100	0.0103	0.0097
Piso 3	0.0066	0.0071	0.0075	0.0067
Piso 2	0.0041	0.0046	0.0044	0.0033
Piso 1	0.0015	0.0018	0.0016	0.0007

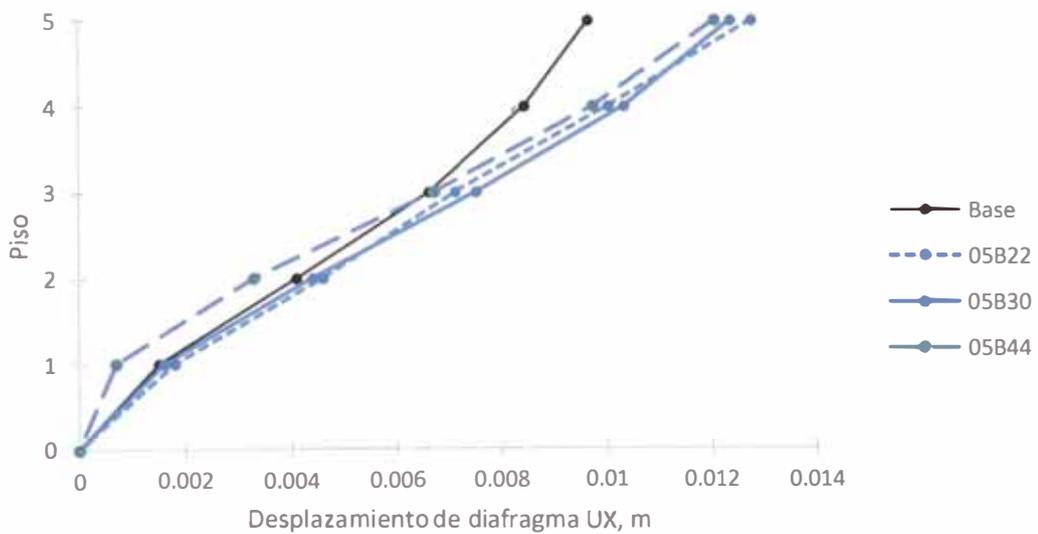


Figura 4.13 Desplazamientos de diafragma modelos 05B UX (m).

En el Cuadro 4.9 y Figura 4.15 se muestran los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 8 pisos del tipo T (Ver Figura 4.14) en la dirección X.

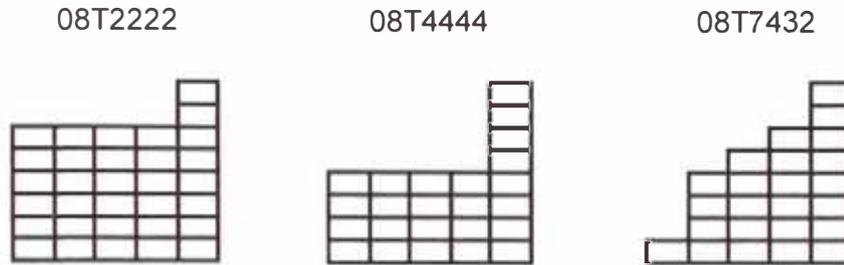


Figura 4.14 Modelos irregulares representativos de 8 pisos del "Tipo T".

Cuadro 4.9 Desplazamientos de diafragma modelos 08T UX (m).

Piso	Base	08T2222	08T4444	08T7432
Piso 8	0.0152	0.0188	0.0177	0.019
Piso 7	0.0143	0.0171	0.0165	0.0169
Piso 6	0.0129	0.0153	0.0148	0.0146
Piso 5	0.0112	0.0134	0.0096	0.0122
Piso 4	0.0089	0.011	0.0079	0.0096
Piso 3	0.0064	0.008	0.0058	0.0068
Piso 2	0.0037	0.0047	0.0035	0.0039
Piso 1	0.0013	0.0017	0.0012	0.0013

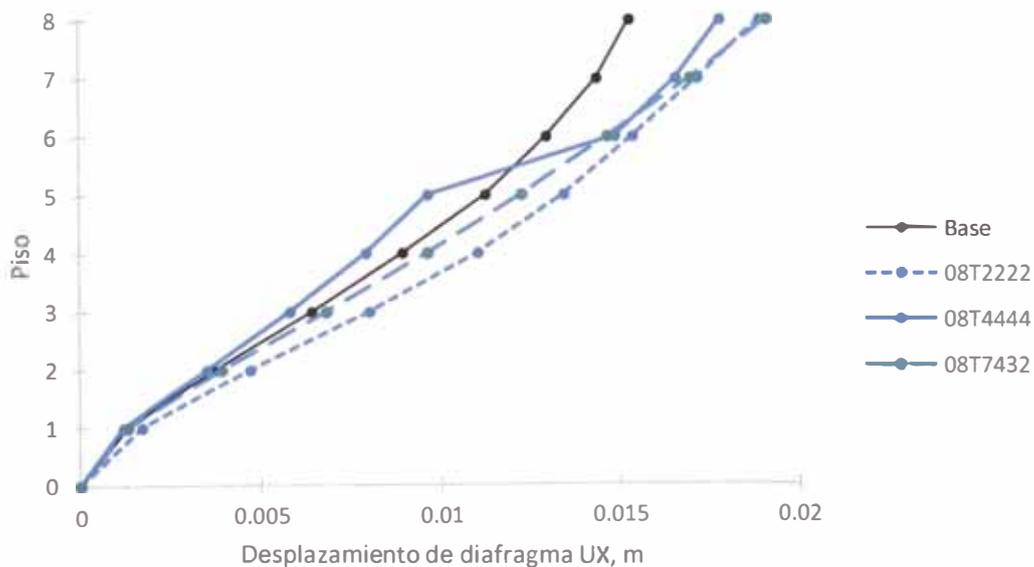


Figura 4.15 Desplazamientos de diafragma modelos 08T UX (m).

En el Cuadro 4.10 y Figura 4.17 se muestran los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 8 pisos del Tipo B (Ver Figura 4.16) en la dirección X.

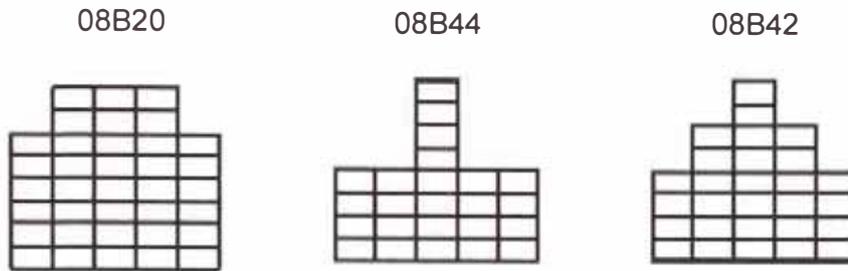


Figura 4.16 Modelos irregulares representativos de 8 pisos del "Tipo B".

Cuadro 4.10 Desplazamientos de Diafragma modelos 08B UX (m).

Piso	Base	08B20	08B44	08B42
Piso 8	0.0152	0.0193	0.0213	0.0188
Piso 7	0.0143	0.018	0.0183	0.0169
Piso 6	0.0129	0.0163	0.0146	0.0147
Piso 5	0.0112	0.0141	0.0108	0.0125
Piso 4	0.0089	0.0114	0.0079	0.0099
Piso 3	0.0064	0.0082	0.0058	0.0072
Piso 2	0.0037	0.0048	0.0035	0.0043
Piso 1	0.0013	0.0017	0.0012	0.0015

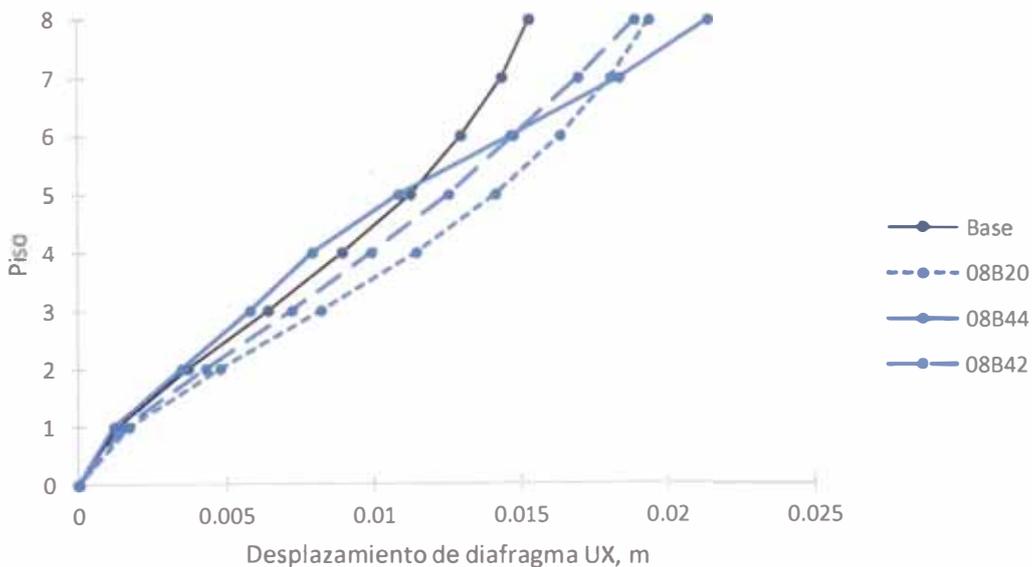


Figura 4.17 Desplazamientos de diafragma modelos 08B UX (m).

En el Cuadro 4.11 y Figura 4.19 se muestran los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 16 pisos del Tipo T (Ver Figura 4.18) en la dirección X.

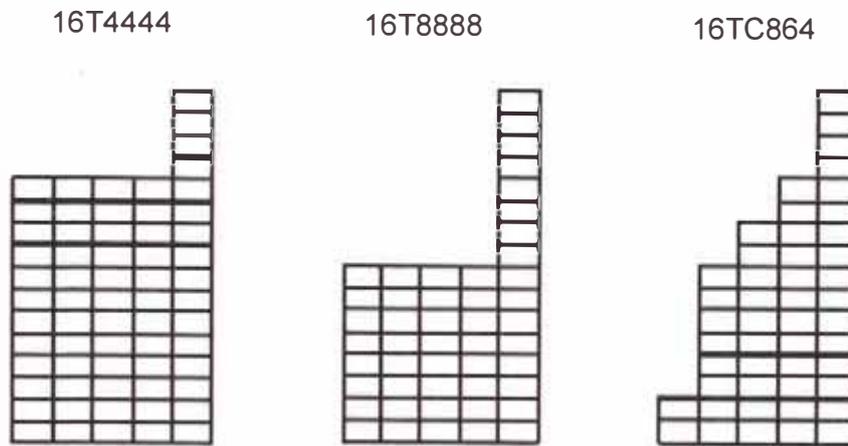


Figura 4.18 Modelos irregulares representativos de 16 pisos del "Tipo T".

Cuadro 4.11 Desplazamientos de diafragma modelos 16T UX (m).

Piso	Base	16T4444	16T8888	16TC864
Piso 16	0.027	0.034	0.041	0.036
Piso 15	0.026	0.032	0.038	0.034
Piso 14	0.025	0.031	0.034	0.031
Piso 13	0.024	0.029	0.031	0.029
Piso 12	0.023	0.027	0.027	0.027
Piso 11	0.022	0.026	0.023	0.024
Piso 10	0.020	0.024	0.019	0.022
Piso 9	0.018	0.022	0.016	0.020
Piso 8	0.016	0.020	0.014	0.018
Piso 7	0.014	0.017	0.013	0.015
Piso 6	0.012	0.015	0.011	0.013
Piso 5	0.010	0.012	0.009	0.010
Piso 4	0.007	0.009	0.007	0.008
Piso 3	0.005	0.006	0.005	0.005
Piso 2	0.003	0.003	0.003	0.003
Piso 1	0.001	0.001	0.001	0.001

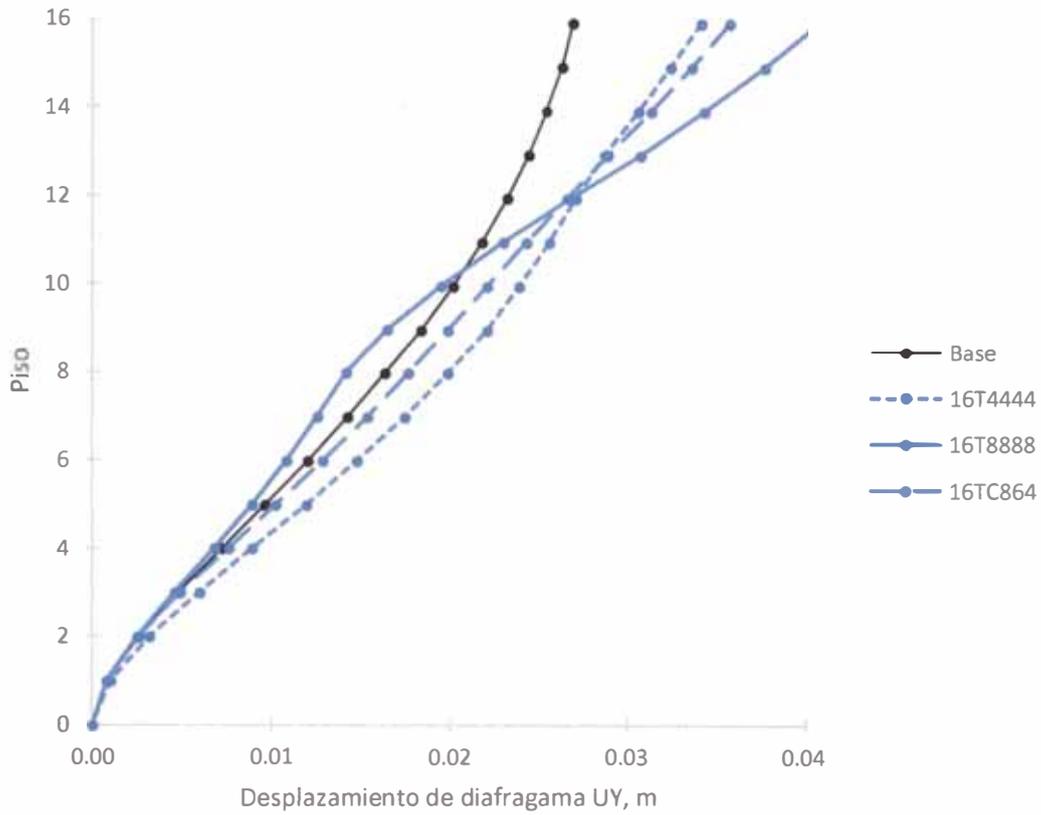


Figura 4.19 Desplazamientos de diafragma modelos 16T UX (m).

En el Cuadro 4.12 y Figura 4.21 se muestran los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 16 pisos del Tipo B (Ver Figura 4.20) en la dirección X.

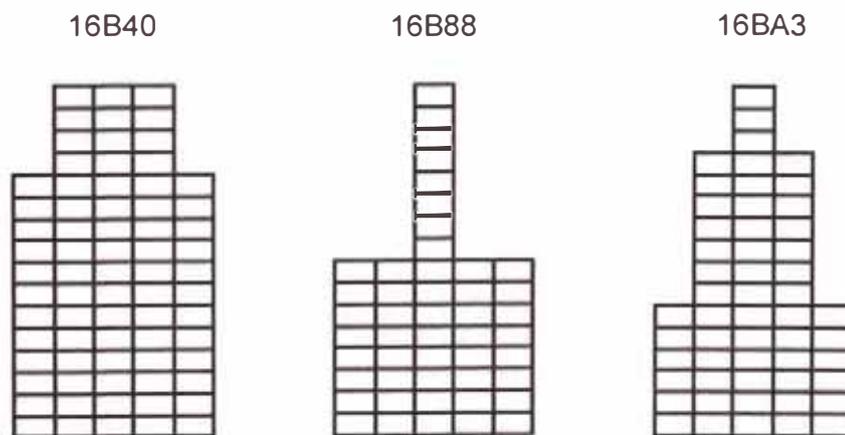


Figura 4.20 Modelos irregulares representativos de 16 pisos del "Tipo B".

Cuadro 4.12 Desplazamientos de Diafragma modelos 16B UX (m).

Piso	Base	16B40	16B88	16BA3
Piso 16	0.027	0.034	0.040	0.034
Piso 15	0.026	0.033	0.037	0.032
Piso 14	0.025	0.032	0.034	0.030
Piso 13	0.024	0.031	0.030	0.029
Piso 12	0.023	0.029	0.027	0.027
Piso 11	0.022	0.027	0.023	0.025
Piso 10	0.020	0.025	0.019	0.023
Piso 9	0.018	0.023	0.016	0.020
Piso 8	0.016	0.021	0.014	0.018
Piso 7	0.014	0.018	0.013	0.015
Piso 6	0.012	0.015	0.011	0.013
Piso 5	0.010	0.012	0.009	0.010
Piso 4	0.007	0.009	0.007	0.008
Piso 3	0.005	0.006	0.005	0.005
Piso 2	0.003	0.003	0.003	0.003
Piso 1	0.001	0.001	0.001	0.001

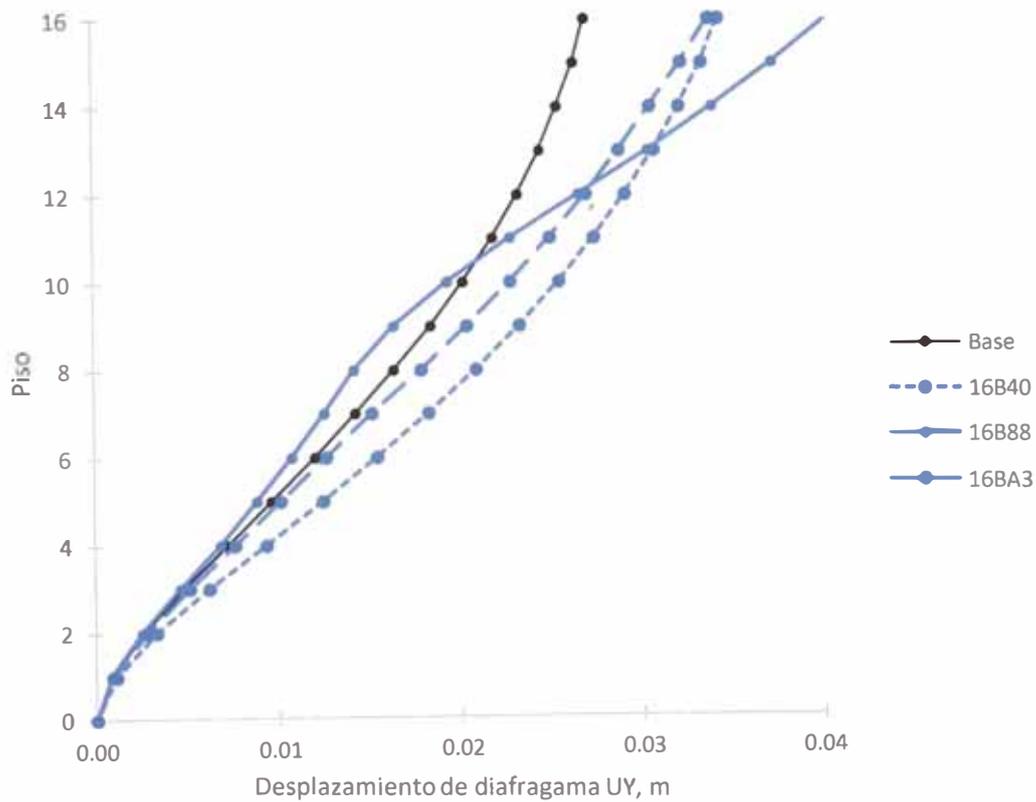


Figura 4.21 Desplazamientos de diafragma modelos 16B UX (m).

Como se observará en el capítulo 5, podemos agrupar a los modelos analizados en 3 grupos según el grado de irregularidad geométrica vertical que presenten: bajo, medio y alto grado de irregularidad geométrica vertical.

De acuerdo a lo manifestado anteriormente se puede apreciar, en la Figura 4.11, Figura 4.13, Figura 4.15, Figura 4.17, Figura 4.19, Figura 4.21, que los desplazamientos de diafragma son mayores que los del modelo de la estructura "Base" cuando las estructuras irregulares tiene un grado bajo de irregularidad (Modelos 05T2222, 05B22, 08T2222, 08B20, 16T4444, 16B40).

Sin embargo, cuando las estructuras irregulares tiene un grado de irregularidad medio (Modelos 08T4322, 08B44, 08T7432, 08B42, 16TC864, 16BA3), se observa que los desplazamientos de diafragma tienden a tener un valor similar al modelo de la estructura "Base" en los pisos inferiores, pero mayores valores en los pisos superiores.

Por otro lado, cuando las estructuras irregulares tienen un grado de irregularidad alto (Modelos 05T4221, 05B30, 08T4444, 08B44, 16T8888, 16B88), se observa que los desplazamientos de diafragma tienden a tener menor valor que lo del modelo de la estructura "Base" en los pisos inferiores, y mayores valores en los pisos superiores.

4.2.3.2 Desplazamiento laterales relativos de entrepiso

Los desplazamientos laterales de entrepiso que nos proporciona el programa, está en base a las solicitaciones sísmicas reducidas; por ende, se debe multiplicar dicho desplazamiento lateral de entrepiso por $0.75 \times [R_{\text{regular}} \times 0.75]$ para obtener los desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados durante un evento sísmico.

A continuación se muestra en el Cuadro 4.13 y Figura 4.22 los desplazamientos laterales relativos de entrepiso de los modelos irregulares más representativos de 5 pisos del tipo T en la dirección X.

Cuadro 4.13 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05T UX.

Piso	Base	05T2222	05T4221	05T4322
Piso 5	0.0027	0.0047	0.0036	0.0047
Piso 4	0.0041	0.0051	0.0042	0.0053
Piso 3	0.0053	0.0041	0.0046	0.0044
Piso 2	0.0055	0.0045	0.0047	0.0040
Piso 1	0.0033	0.0028	0.0026	0.0022

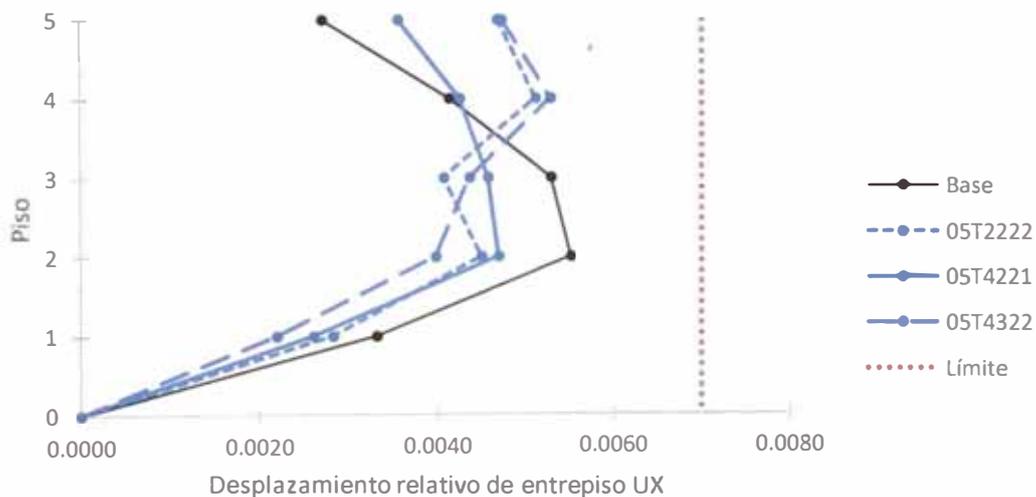


Figura 4.22 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05T UX.

En el Cuadro 4.14 y Figura 4.23 los desplazamientos laterales relativos de entrepiso de los modelos irregulares más representativos de 8 pisos del tipo T en la dirección X.

Cuadro 4.14 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05B UX.

Piso	Base	05B22	05B31	05B44
Piso 5	0.0027	0.0045	0.0033	0.0038
Piso 4	0.0041	0.0049	0.0047	0.0050
Piso 3	0.0053	0.0041	0.0052	0.0055
Piso 2	0.0055	0.0045	0.0044	0.0042
Piso 1	0.0033	0.0028	0.0026	0.0011

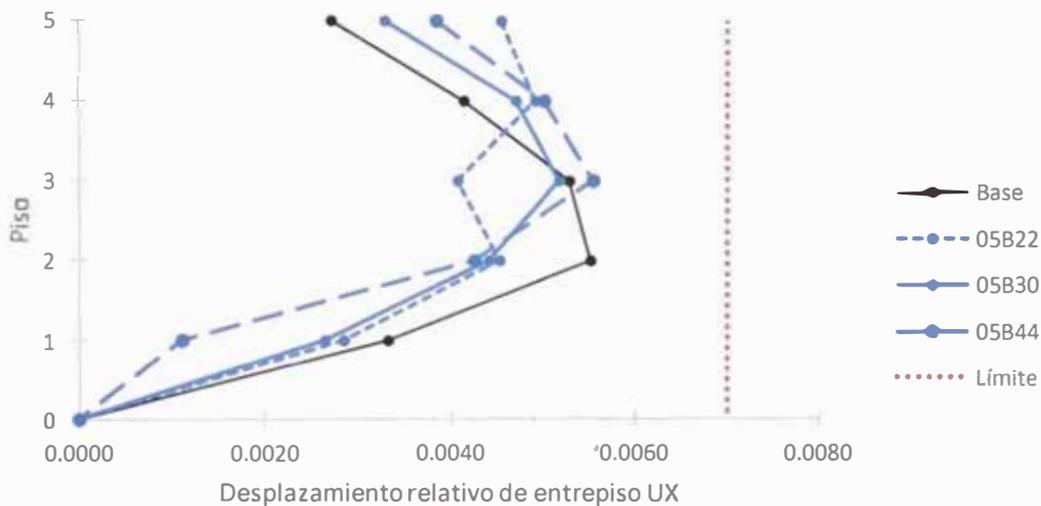


Figura 4.23 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 05B UX.

En el Cuadro 4.15 y Figura 4.24 los desplazamientos laterales relativos de entrepiso de los modelos irregulares más representativos de 8 pisos del tipo T en la dirección X.

Cuadro 4.15 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08T UX.

Piso	Base	08T2222	08T4444	08T7432
Piso 8	0.0152	0.0195	0.0164	0.0171
Piso 7	0.0143	0.0184	0.0152	0.016
Piso 6	0.0129	0.0132	0.0135	0.0133
Piso 5	0.0112	0.0115	0.0112	0.0105
Piso 4	0.0089	0.0094	0.0064	0.0078
Piso 3	0.0064	0.0069	0.0047	0.0056
Piso 2	0.0037	0.004	0.0028	0.0033
Piso 1	0.0013	0.0014	0.001	0.001

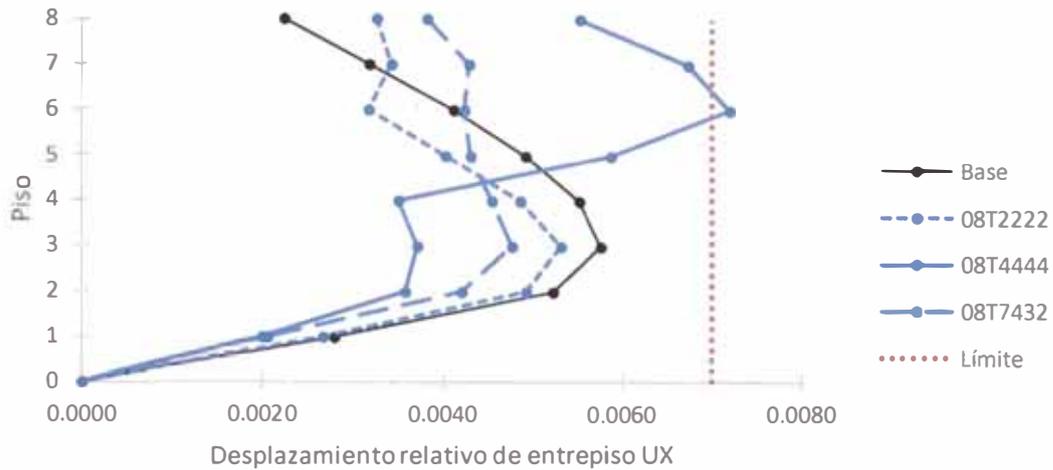


Figura 4.24 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08T UX.

En el Cuadro 4.16 y Figura 4.25 los desplazamientos laterales relativos de entrepiso de los modelos irregulares más representativos de 8 pisos del tipo B en la dirección X.

Cuadro 4.16 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08B UX.

Piso	Base	08B20	08B44	08B42
Piso 8	0.0023	0.0024	0.0055	0.0036
Piso 7	0.0032	0.0032	0.0067	0.0040
Piso 6	0.0041	0.0038	0.0071	0.0040
Piso 5	0.0049	0.0045	0.0057	0.0043
Piso 4	0.0055	0.0052	0.0035	0.0044
Piso 3	0.0058	0.0055	0.0037	0.0048
Piso 2	0.0052	0.0050	0.0036	0.0044
Piso 1	0.0028	0.0027	0.0020	0.0024

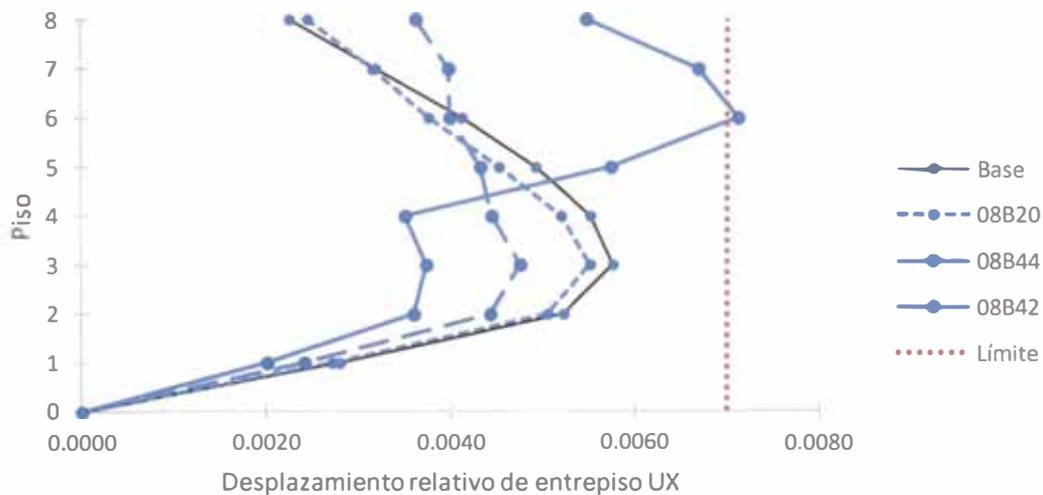


Figura 4.25 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 08B UX.

En el Cuadro 4.17 y Figura 4.26 se muestran los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 16 pisos del Tipo T en la dirección X.

Cuadro 4.17 Desplazamientos de diafragma modelos 16T UX.

Piso	Base	16T4444	16T8888	16TC864
Piso 16	0.0019	0.0038	0.0055	0.0042
Piso 15	0.0023	0.0041	0.0062	0.0046
Piso 14	0.0027	0.0042	0.0069	0.0049
Piso 13	0.0032	0.0037	0.0074	0.0048
Piso 12	0.0036	0.0029	0.0076	0.0044
Piso 11	0.0039	0.0031	0.0074	0.0043
Piso 10	0.0043	0.0034	0.0066	0.0040
Piso 9	0.0045	0.0037	0.0050	0.0040
Piso 8	0.0048	0.0041	0.0031	0.0040
Piso 7	0.0050	0.0044	0.0031	0.0041
Piso 6	0.0052	0.0047	0.0032	0.0043
Piso 5	0.0052	0.0048	0.0034	0.0044
Piso 4	0.0051	0.0048	0.0035	0.0042
Piso 3	0.0047	0.0044	0.0034	0.0038
Piso 2	0.0038	0.0035	0.0027	0.0028
Piso 1	0.0018	0.0017	0.0013	0.0013

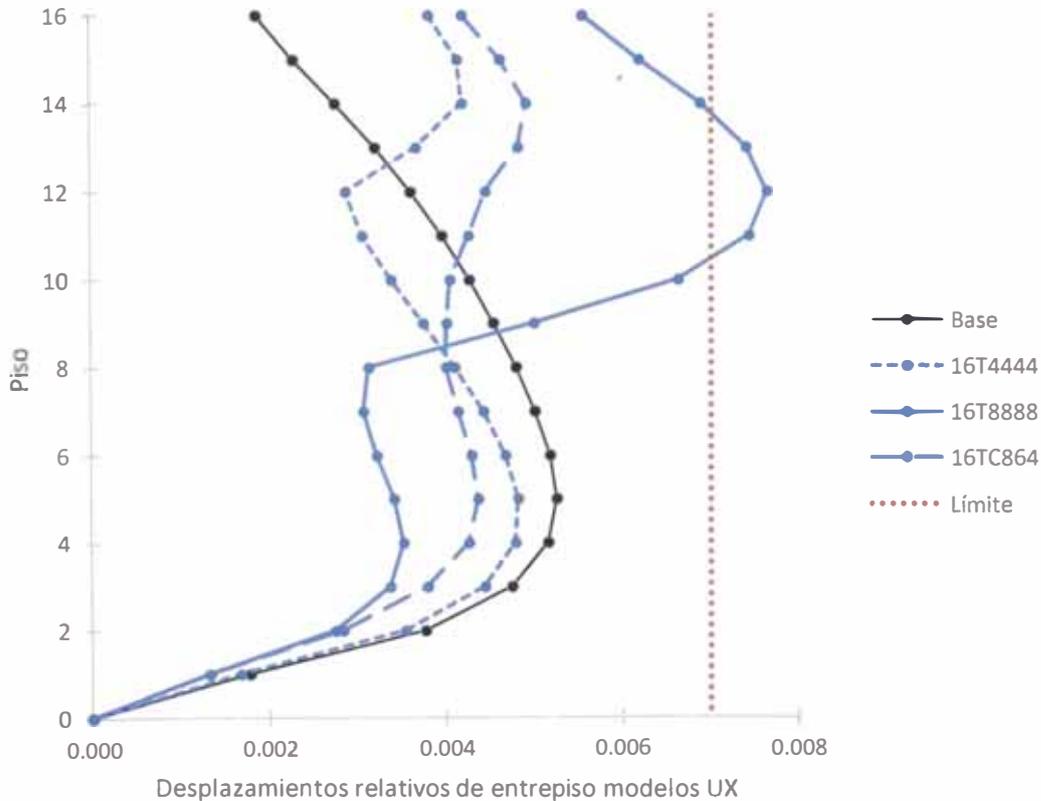


Figura 4.26 Desplazamientos relativos de entepiso modelos 16T UX.

En el Cuadro 4.18 y Figura 4.27 se muestran los desplazamientos laterales de diafragma de los modelos irregulares más representativos de 16 pisos del Tipo B en la dirección X.

Cuadro 4.18 Desplazamientos de diafragma modelos 16B UX.

Piso	Base	16B40	16B88	16BA3
Piso 16	0.0019	0.0022	0.0055	0.0034
Piso 15	0.0023	0.0026	0.0061	0.0037
Piso 14	0.0027	0.0030	0.0068	0.0038
Piso 13	0.0032	0.0032	0.0073	0.0037
Piso 12	0.0036	0.0033	0.0075	0.0040
Piso 11	0.0039	0.0036	0.0073	0.0043
Piso 10	0.0043	0.0039	0.0065	0.0045
Piso 9	0.0045	0.0042	0.0049	0.0047
Piso 8	0.0048	0.0045	0.0031	0.0047
Piso 7	0.0050	0.0047	0.0030	0.0044
Piso 6	0.0052	0.0049	0.0032	0.0041
Piso 5	0.0052	0.0050	0.0034	0.0041
Piso 4	0.0051	0.0050	0.0035	0.0040
Piso 3	0.0047	0.0046	0.0034	0.0038
Piso 2	0.0038	0.0036	0.0027	0.0030
Piso 1	0.0018	0.0017	0.0013	0.0015

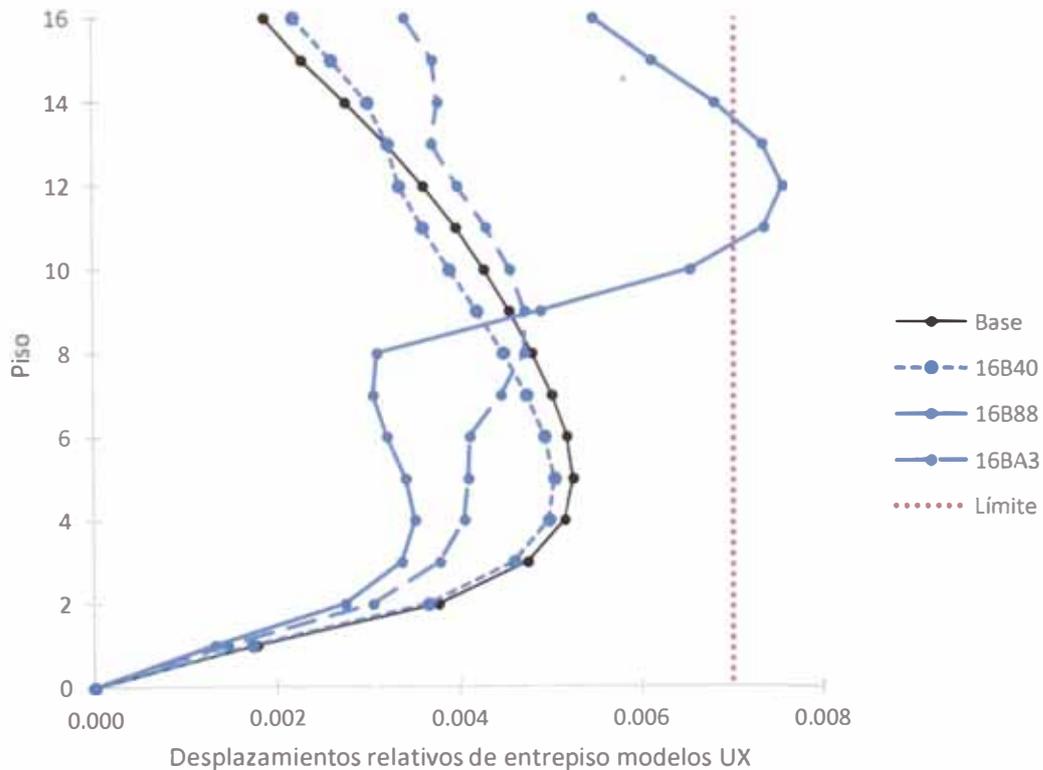


Figura 4.27 Desplazamientos relativos de entrepiso modelos 16B UX.

Como se puede apreciar en la Figura 4.25, Figura 4.26, Figura 4.27, Figura 4.28, Figura 4.29, Figura 4.30, los desplazamientos laterales relativos de entrepiso son semejantes a los del modelo de la estructura "Base" cuando tienen un bajo grado de irregularidad (Modelos 08T2222, 08B20, 16T4444, 16B40). Sin embargo, cuando el grado de irregularidad es medio (Modelos 08T7432, 08B42, 16TC864 o 16BA3), se puede observar que los desplazamientos laterales relativos de entrepiso tienden a ser menores que los del modelo de la estructura "Base" en los pisos inferiores, pero mayores en los pisos superiores; mientras que, cuando el grado de irregularidad es alto (Modelos 08T74444, 08B44, 16T8888 o 16B88), se puede observar que los desplazamientos laterales relativos de entrepiso tienden a ser muy menores que los del modelo de la estructura "Base" en los pisos inferiores, pero bastante mayores en los pisos superiores. Cabe mencionar, que todos los modelos de 5 pisos presentan irregularidad media.

Las respuestas de desplazamiento del análisis modal espectral multiplicadas por $0.75xR$ para cada modelo irregular son presentadas gráficamente en el Anexo.

4.3 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

De manera similar que en el diseño de elementos de las estructuras “base”, el diseño será enfocado a las zonas donde se espera se formarán mecanismos de rótulas plásticas. Las directrices de diseño fueron lo que estipula la Norma Técnica E.030.

Las solicitaciones en los elementos fueron escaladas según sea el caso de los requerimientos de cortante en la base mínimo (Norma Técnica E.030).

4.3.1 Diseño de vigas a flexión

En el Cuadro 4.19 se muestra la nomenclatura que será usada para la presentación del acero de refuerzo a flexión colocado.

Cuadro 4.19 Nomenclatura de acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas.

	Varillas	As		Varillas	As
E	4 ϕ 1/2"	5.08	N	2 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	9.66
F	1 ϕ 1/2" + 2 ϕ 5/8"	5.23	P	4 ϕ 3/4"	11.40
H	3 ϕ 5/8"	5.94	Q	2 ϕ 5/8" + 3 ϕ 3/4"	12.51
I	2 ϕ 1/2" + 2 ϕ 5/8"	6.50	R	1 ϕ 5/8" + 4 ϕ 3/4"	13.38
J	1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	7.68	S	5 ϕ 3/4"	14.25
K	4 ϕ 5/8"	7.92	T	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1"	15.84
L	3 ϕ 3/4"	8.55			

Siendo en los cuadros siguientes el par de letras correspondientes a cada estructura el acero colocado, donde la primera letra es el acero de refuerzo longitudinal superior y la segunda el acero de refuerzo longitudinal inferior.

Se presenta a continuación el Cuadro 4.20 donde se puede apreciar el acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas interiores y perimetrales, para las estructuras irregulares de 5 pisos “Tipo T”.

Cuadro 4.20 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 5 pisos “Tipo T”.

Nombre	INT	PER
EDIFICACIÓN 05T2222	QK	QK
EDIFICACIÓN 05T4221	QK	QK
EDIFICACIÓN 05T4322	QK	QK
EDIFICACIÓN 05T4432	QK	QK
EDIFICACIÓN 05T4444	QK	QK

En el Cuadro 4.21 donde se puede apreciar el acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas interiores y perimetrales, para las estructuras irregulares de 5 pisos "Tipo B".

Cuadro 4.21 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 5 pisos "Tipo B".

Nombre	INT	PER
EDIFICACIÓN 05B22	QH	NH
EDIFICACIÓN 05B30	QH	NH
EDIFICACIÓN 05B31	QH	NH
EDIFICACIÓN 05B42	QH	QH
EDIFICACIÓN 05B44	QK	QK

En el Cuadro 4.22 donde se puede apreciar el acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas interiores y perimetrales, para las estructuras irregulares de 8 pisos "Tipo T".

Cuadro 4.22 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 8 pisos "Tipo T".

Nombre	INT	PER	Nombre	INT	PER
EDIFICACIÓN 08T7000	QI	QI	EDIFICACIÓN 08T7332	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T7221	QI	QI	EDIFICACIÓN 08T7333	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T7700	QI	QI	EDIFICACIÓN 08T7432	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T7777	QI	NI	EDIFICACIÓN 08T7433	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T2000	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7543	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T3000	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T5555	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T2200	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7770	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T4000	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7555	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T5000	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7655	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T3300	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T6666	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T6000	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7665	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T2222	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7666	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T4400	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7766	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T3330	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7776	QK	QK
EDIFICACIÓN 08T5500	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T2220	QN	QN
EDIFICACIÓN 08T7111	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T4440	RK	QK
EDIFICACIÓN 08T7211	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T6660	RK	QK
EDIFICACIÓN 08T3333	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7443	RK	QK
EDIFICACIÓN 08T6600	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7444	SN	QN
EDIFICACIÓN 08T7222	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7544	RL	QN
EDIFICACIÓN 08T7321	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7554	RK	QK
EDIFICACIÓN 08T7322	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T7654	RN	QN
EDIFICACIÓN 08T5550	QK	QK	EDIFICACIÓN 08T4444	TP	RP

El Cuadro 4.23 se puede apreciar el acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas interiores y perimetrales, para las estructuras irregulares de 8 pisos "Tipo B".

Cuadro 4.23 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 8 pisos "Tipo B".

Nombre	INT	PER	Nombre	INT	PER
EDIFICACIÓN 08B42	QF	NF	EDIFICACIÓN 08B62	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B22	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B63	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B30	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B66	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B31	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B70	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B33	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B71	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B40	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B72	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B41	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B76	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B50	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B77	QI	NI
EDIFICACIÓN 08B51	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B65	QK	NK
EDIFICACIÓN 08B52	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B53	QK	QK
EDIFICACIÓN 08B73	QH	NH	EDIFICACIÓN 08B55	QK	QK
EDIFICACIÓN 08B20	QH	QH	EDIFICACIÓN 08B64	QK	QK
EDIFICACIÓN 08B21	QH	QH	EDIFICACIÓN 08B74	QK	QK
EDIFICACIÓN 08B32	QI	NI	EDIFICACIÓN 08B75	QK	QK
EDIFICACIÓN 08B43	QI	NI	EDIFICACIÓN 08B44	RL	QN
EDIFICACIÓN 08B60	QI	NI	EDIFICACIÓN 08B54	RN	QN
EDIFICACIÓN 08B61	QI	NI			

El Cuadro 4.24 se puede apreciar el acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas interiores y perimetrales, para las estructuras irregulares de 16 pisos "Tipo T".

Cuadro 4.24 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 16 pisos "Tipo T".

Nombre	INT	PER	Nombre	INT	PER
EDIFICACIÓN 16TCAAA	QK	NK	EDIFICACIÓN 16TAAA0	RK	QK
EDIFICACIÓN 16TCBAA	QK	NK	EDIFICACIÓN 16TBBB0	RL	QN
EDIFICACIÓN 16TCBBA	QK	NK	EDIFICACIÓN 16T2222	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TBBBB	QK	NK	EDIFICACIÓN 16T4444	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TCBBB	QK	NK	EDIFICACIÓN 16T6660	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TCCBB	QK	NK	EDIFICACIÓN 16TC222	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TAAAA	QK	QK	EDIFICACIÓN 16TAA00	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TCCCB	QK	QK	EDIFICACIÓN 16T6666	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TCCCC	QK	QK	EDIFICACIÓN 16TC642	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TC444	QN	QN	EDIFICACIÓN 16TC664	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TC644	QN	QN	EDIFICACIÓN 16TC864	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TC666	QN	QN	EDIFICACIÓN 16TC866	RN	QN

Cuadro 4.24 (continuación) Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 16 pisos "Tipo T".

Nombre	INT	PER	Nombre	INT	PER
EDIFICACIÓN 16TCAA8	QN	QN	EDIFICACIÓN 16TCA88	RN	QN
EDIFICACIÓN 16TCBA8	QN	QN	EDIFICACIÓN 16TC442	RN	RN
EDIFICACIÓN 16TC422	RP	RQ	EDIFICACIÓN 16TC888	SP	RQ
EDIFICACIÓN 16TC000	SN	QN	EDIFICACIÓN 16T4400	SP	SP
EDIFICACIÓN 16TBBO0	SN	QN	EDIFICACIÓN 16T6600	SP	SP
EDIFICACIÓN 16TCC00	SN	QN	EDIFICACIÓN 16T4440	SP	SP
EDIFICACIÓN 16TCCCO	SN	QN	EDIFICACIÓN 16T8880	TN	QN
EDIFICACIÓN 16TB000	SN	RN	EDIFICACIÓN 16T8000	TP	RP
EDIFICACIÓN 16T4000	SP	RP	EDIFICACIÓN 16TC886	TP	RP
EDIFICACIÓN 16T2200	SP	RP	EDIFICACIÓN 16TA000	TP	RQ
EDIFICACIÓN 16T2220	SP	RP	EDIFICACIÓN 16TCA86	TP	RQ
EDIFICACIÓN 16T2000	SP	RQ	EDIFICACIÓN 16T6000	TP	SP
EDIFICACIÓN 16T8800	SP	RQ	EDIFICACIÓN 16T8888	TQ	SQ

El Cuadro 4.25 se puede apreciar el acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas interiores y perimetrales, para las estructuras irregulares de 16 pisos "Tipo B".

Cuadro 4.25 Acero de refuerzo a flexión colocado en los extremos de las vigas para las estructuras irregulares de 16 pisos "Tipo B".

Nombre	INT	PER	Nombre	INT	PER
EDIFICACIÓN 16BBB	PJ	NJ	EDIFICACIÓN 16BB1	RJ	PJ
EDIFICACIÓN 16BCA	PJ	NJ	EDIFICACIÓN 16B20	RL	PL
EDIFICACIÓN 16BCB	PJ	NJ	EDIFICACIÓN 16B21	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B65	PJ	PJ	EDIFICACIÓN 16B40	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B66	PJ	PJ	EDIFICACIÓN 16B41	RL	PL
EDIFICACIÓN 16BAA	PJ	PJ	EDIFICACIÓN 16B81	RL	PL
EDIFICACIÓN 16BBA	PJ	PJ	EDIFICACIÓN 16B82	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B44	PL	PL	EDIFICACIÓN 16BA1	RL	PL
EDIFICACIÓN 16BCC	PL	PL	EDIFICACIÓN 16BA4	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B42	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16BB0	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B43	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16BB4	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B62	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16BC2	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B63	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16BC4	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B64	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16BC8	RL	PL
EDIFICACIÓN 16B83	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16BC6	RN	PL
EDIFICACIÓN 16B84	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16B86	RN	PN
EDIFICACIÓN 16BA3	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16BA0	RN	PN
EDIFICACIÓN 16BB2	QJ	PJ	EDIFICACIÓN 16B60	SN	PL
EDIFICACIÓN 16BA2	QL	PJ	EDIFICACIÓN 16B80	SN	PN
EDIFICACIÓN 16B22	QL	PL	EDIFICACIÓN 16BB6	SN	PN
EDIFICACIÓN 16BB8	QL	PL	EDIFICACIÓN 16BA6	SN	QN
EDIFICACIÓN 16BA8	QN	PN	EDIFICACIÓN 16BC0	SN	QN
EDIFICACIÓN 16B61	RJ	PJ	EDIFICACIÓN 16B88	SP	QP

4.3.2 Diseño de vigas a corte

De manera similar que para los caso “Base”, se realizó los diseños por cortante siguiendo los criterios y consideraciones de diseño sísmico.

En el Cuadro 4.26, se muestra los cortantes máximos en las vigas para los casos de solicitaciones máximas en las estructuras irregulares más solicitadas de 8 y 16 pisos.

Cuadro 4.26 Fuerzas Cortantes para las vigas interiores y perimetral de las estructuras.

Modelo	Viga	V _{u-Etabs} (tonf)	V _{ud} (tonf)	V _u (tonf)	V _n (tonf)	V _c (tonf)	V _s (tonf)	S (cm)
05T4322	Interior	13.21	18.44	18.44	21.70	10.14	11.56	22.70
	Interior	10.12	18.44	18.44	21.70	10.14	11.56	22.70
08T4444	Interior	15.03	22.42	22.42	26.37	10.14	16.24	16.16
	Perimetral	11.79	14.54	14.54	17.11	10.14	6.97	37.64
16T8888	Interior	17.54	24.46	24.46	28.78	11.29	17.49	16.71
	Perimetral	17.54	24.46	24.46	28.78	11.29	17.49	16.71

Por lo que se tiene la siguiente configuración de estribos para todas las vigas de las estructuras irregulares de 5, 8 y 16 pisos:

Estribos: \varnothing 3/8" 1@5, 10@10, resto@20 cm.

4.3.3 Diseño de columnas a flexo-compresión

Para el caso de las estructuras irregulares de 5 pisos se presenta el cálculo de la columna central (60x60cm) para el caso más solicitado (05T4322). El Cuadro 4.27 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la base de la columna del primer piso.

Cuadro 4.27 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura irregular 05T4322).

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu ₃₋₃ (tonf-m)
1.5CM + 1.8CV	98.86	0.28
1.25(CM + CV) ± CS	96.02	18.56
0.9CM ± CS	62.43	18.47

Se puede apreciar en el Cuadro 4.27 que las solicitaciones sísmicas son mínimas, por lo que se decide colocar cuantía mínima para el refuerzo longitudinal (1%).

La Figura 4.28 y Figura 4.29 muestran el armado propuesto para la columna de 60x60cm y el diagrama de interacción generado de la sección reforzada respectivamente. Los pares de cargas últimas (M_u , P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado para todas la estructuras irregulares de 5 pisos.

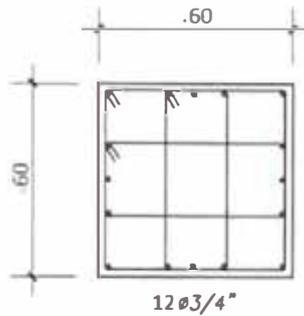


Figura 4.28 Acero propuesto para las estructuras irregulares de 5 pisos columna 60x60cm.

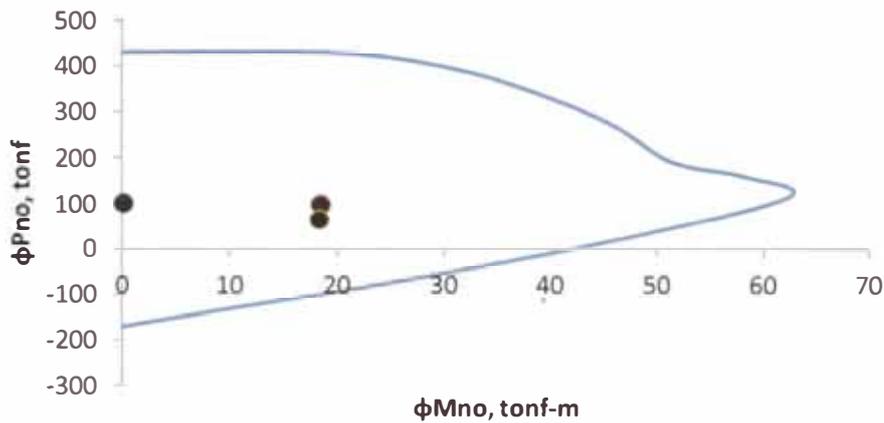


Figura 4.29 Acero propuesto para las estructuras irregulares de 5 pisos columna 60x60cm.

Para el caso de las estructuras irregulares de 8 pisos se presenta el cálculo de la columna central (70x70cm) para el caso más solicitado (08T4444). El Cuadro 4.28 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la base de la columna del primer piso.

Cuadro 4.28 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura irregular 08T4444).

Combinaciones	P_u (tonf)	M_{u3-3} (tonf-m)
1.4CM + 1.7CV	267.23	0.24
1.25(CM + CV) ± CS	255.21	26.55
0.9CM ± CS	160.92	26.51

Se puede apreciar en el Cuadro 4.28 que las sollicitaciones sísmicas son mínimas, por lo que se decide colocar cuantía mínima para el refuerzo longitudinal (1%).

La Figura 4.30 y Figura 4.31 muestran el armado propuesto para la columna de 70x70cm y el diagrama de interacción generado de la sección reforzada respectivamente. Los pares de cargas últimas (M_u, P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado para todas la estructuras irregulares de 8 pisos.

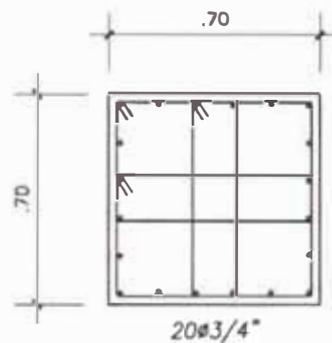


Figura 4.30 Acero propuesto para las estructuras irregulares de 8 pisos columna 70x70cm.

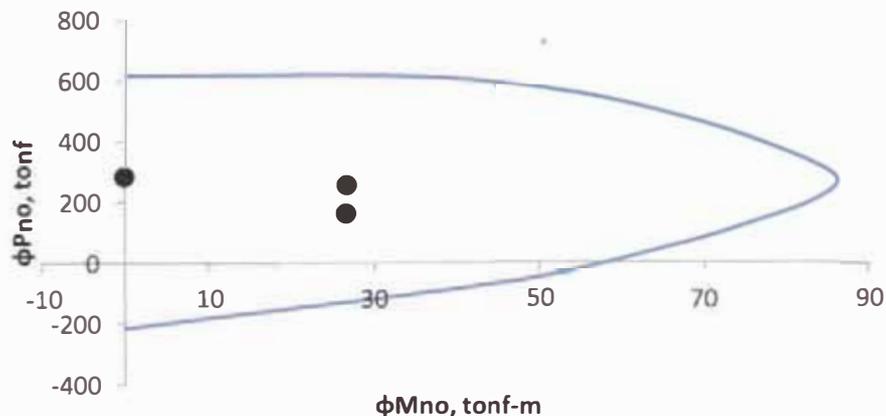


Figura 4.31 Diagrama de interacción columna 70x70cm.

De igual manera en el caso de las estructuras irregulares de 16 pisos se presenta el cálculo de la columna central (100x100cm) para el caso más solicitado (16T8888). El Cuadro 4.29 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la base de la columna del primer piso.

Cuadro 4.29 Solicitaciones en las columnas para las combinaciones de carga (estructura irregular 16T8888).

Combinaciones	Pu (tonf)	Mu ₃₋₃ (tonf-m)
1.4CM + 1.7CV	610.95	0.93
1.25(CM + CV) ± CS	584.84	57.10
0.9CM ± CS	375.59	56.83

Se puede apreciar en el Cuadro 4.29 que las solicitaciones sísmicas son mínimas, por lo que se decide colocar cuantía mínima para el refuerzo longitudinal (1%).

La Figura 4.32 y Figura 4.33 muestran el armado propuesto para la columna de 100x100cm y el diagrama de interacción generado de la sección reforzada respectivamente. Los pares de cargas últimas (M_u , P_u) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado para todas la estructuras irregulares de 16 pisos.

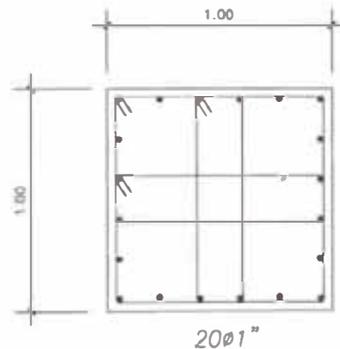


Figura 4.32 Acero propuesto para las estructuras irregulares de 16 pisos columna 100x100cm.

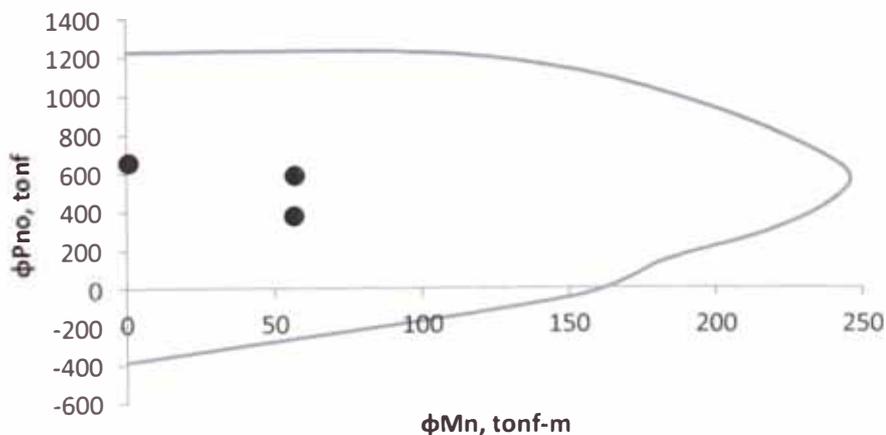


Figura 4.33 Diagrama de interacción columna 100x100cm.

4.3.4 Diseño de columnas a corte

De manera similar que para los caso “Base”, se realizó los diseños por cortante para columnas siguiendo los criterios y consideraciones de diseño sísmico.

En el Cuadro 4.30 se muestra los cortantes máximos en la base de las columnas más solicitadas, para los casos de solicitaciones máximas en las estructuras irregulares de 5, 8 y 16 pisos.

Cuadro 4.30 Fuerzas cortantes para las columnas más solicitadas de las estructuras irregulares más solicitadas de 5, 8 y 16 pisos.

Modelo	Columna	V _{u-Etabs} (tonf)	V _{ud} (tonf)	V _{u-Etabs X R} (tonf)	V _u (tonf)	V _n (tonf)	V _c (tonf)	V _s (tonf)	S (cm)
05T4322	60x60	13.02	78.50	78.12	78.12	91.91	24.88	67.02	9.61
08T4444	70x70	14.96	103.86	89.76	89.76	105.60	34.41	71.19	10.72
16T8888	100x100	24.23	295.89	145.38	145.38	171.04	72.20	98.84	11.34

Por lo que se tiene la siguiente configuración de estribos para todas las columnas de las estructuras irregulares de 5, 8 y 16 pisos:

Estribos Columna 60x60: \emptyset 3/8" 1@5, 6@10, resto@20 cm.

Estribos Columna 70x70: \emptyset 3/8" 1@5, 7@10, resto@20 cm.

Estribos Columna 100x100: \emptyset 3/8" 1@5, 10@10, resto@20 cm

4.4 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO-LINEAL

4.4.1 Escalamiento del registro sísmico

Los registros sísmicos Lima – 66 y Lima - 74 usados en la presente investigación se han escalado para cada caso mediante un único factor de escala al espectro elástico de diseño de la Norma Técnica E.030, con el fin de alcanzar el nivel de demanda sísmica exigido y mantener la forma original del espectro.

Considerando el criterio desarrollado por Al-Ali y Krawinkler (1998) el factor de escala es tal que, minimice el error con respecto al Espectro de la Norma en el rango de periodos de 0 a 2 segundos con intervalos de 0.01 segundo. En cada periodo el error es definido como 1 menos la relación entre la aceleración espectral elástica correspondiente al sismo X_t (5% de amortiguamiento) y la aceleración espectral de la Norma Y_t ; por lo que el error es calculado de la siguiente forma [1]: (Ver Figura 4.34)

$$(Error)_t = 1 - \left(\frac{F * X_t}{Y_t} \right)$$

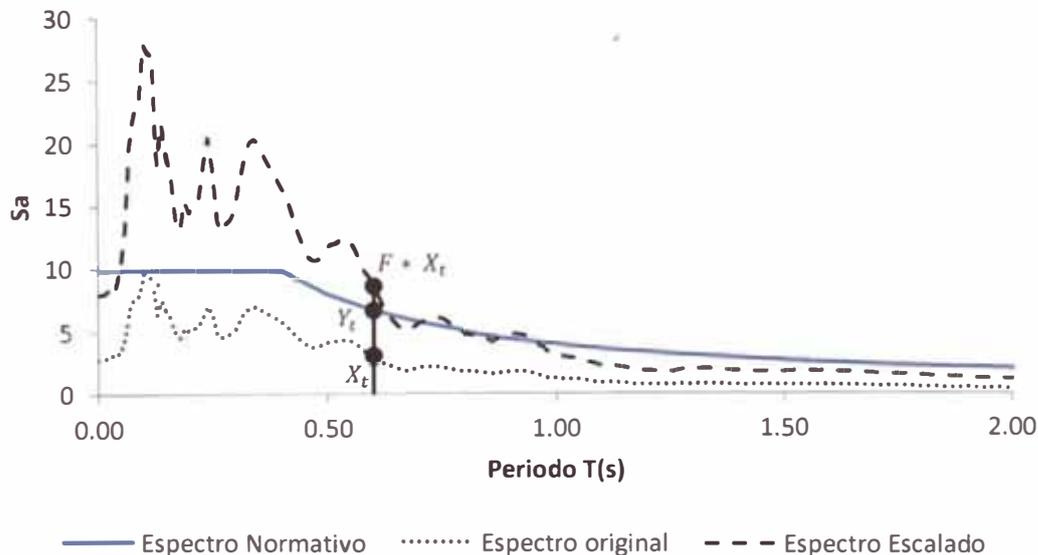


Figura 4.34 Metodología para el cálculo del factor de escala.

Se calculó el factor de escala F de tal manera que la sumatoria de los errores para cada valor de periodo sea muy cercana a cero, resultando el valor de 2.93 para el registro sísmico Lima–66 y de 2.73 para el caso del registro sísmico Lima–74 (Ver Figura 4.35).

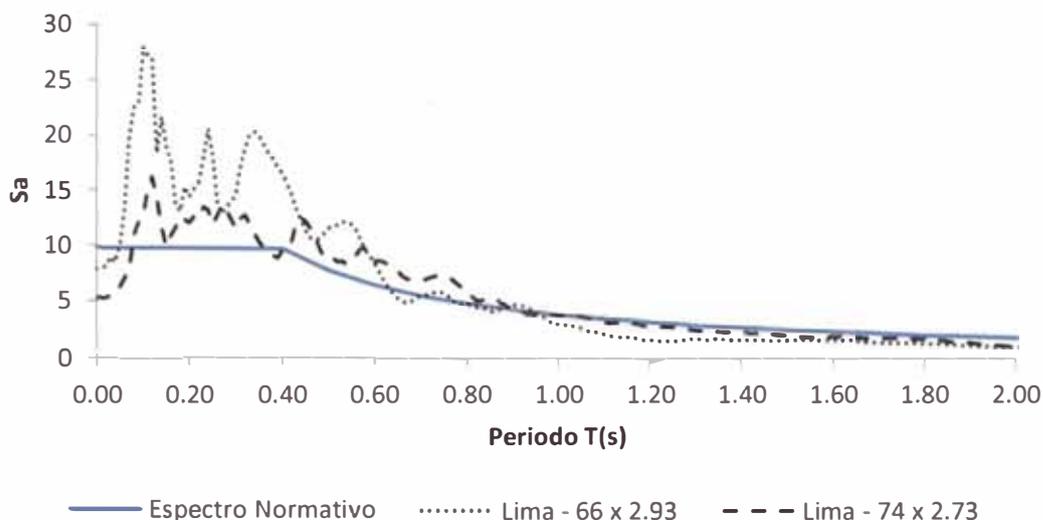


Figura 4.35 Espectros escalados de pseudo aceleración.

Cabe resaltar, que el factor de escala para el caso del espectro de pseudo aceleraciones del sismo Lima-74 es menor que para el caso del sismo Lima-66, a pesar de tener un máximo de pseudo aceleración menor (Ver Figura 2.9), debido a que presenta una acumulación de errores menores por tener mayor semejanza al espectro normativo.

El valor máximo de aceleración en el suelo para el caso del sismo Lima-66 escalado es de 789.17 cm/s² mientras que para el caso del sismo Lima-74 escalado es 525.50 cm/s²

En la Figura 4.36 se muestra los rangos en los cuales se encuentran los periodos fundamentales de los modelos irregulares de 5,8 y 16 pisos.

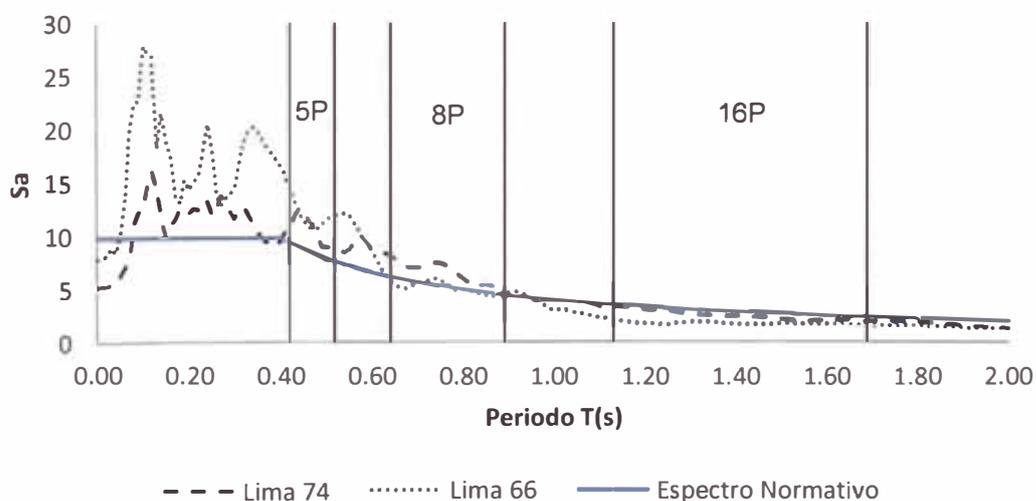


Figura 4.36 Rangos de periodos de los modelos de las estructuras irregulares de 5,8 y 16 pisos.

4.4.2 Consideraciones para el modelamiento

Las principales características no-lineales de los materiales usados son:

Concreto: (Ver Figura 4.37)

- Curva de deformación según el modelo de Mander
- Def. unitaria a máxima resistencia del concreto no confinado: $\epsilon'_c=0.002$
- Deformación unitaria última del concreto no confinado: $\epsilon'_{cu}=0.004$

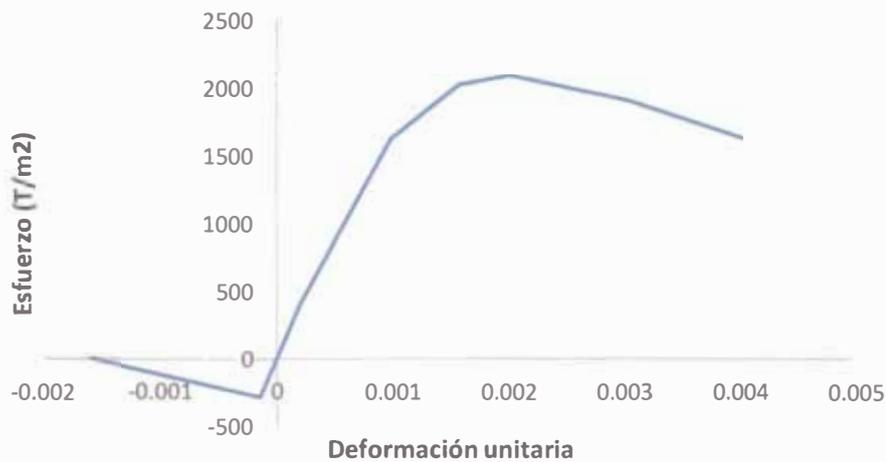


Figura 4.37 Comportamiento no-lineal de concreto no confinado.

Acero: (Ver Figura 4.38)

- Curva de deformación según el modelo Simple
- Deformación unitaria al inicio del endurecimiento: $\epsilon_{sh} = 0.01$
- Deformación unitaria última: $\epsilon_{su} = 0.06$

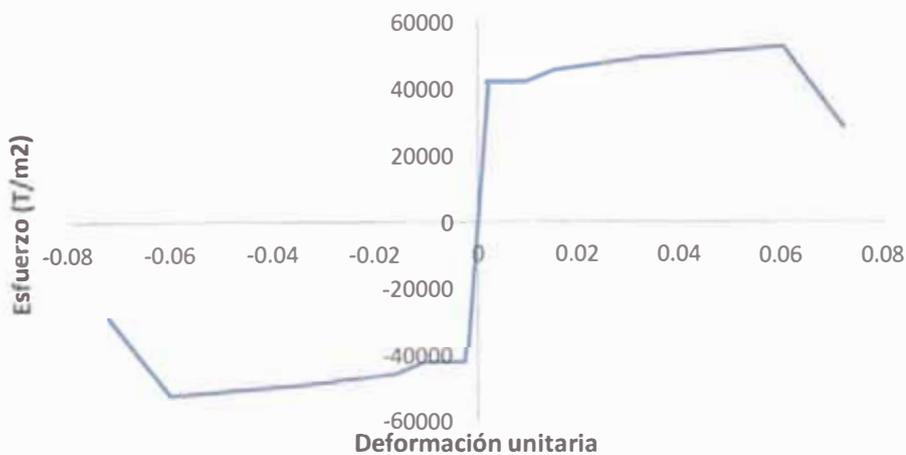


Figura 4.38 Comportamiento no-lineal del acero de refuerzo.

Los elementos estructurales tales como vigas y columnas son modelados usando el modelo de rótulas concentradas, el comportamiento histerético de dichas rótulas ha sido considerado según el modelo de Takeda. Para definir la curva primaria del comportamiento de las rótulas se utilizó el documento FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000). La Figura 4.39 muestra la curva generalizada de fuerza-deformación establecida en el FEMA 356 para los elementos de concreto armado [6].

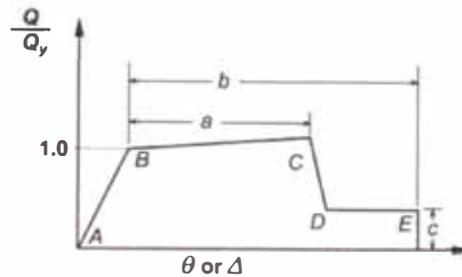


Figura 4.39 Curva generalizada fuerza - deformación del FEMA 356

FEMA 356 establece parámetros (Ver Figura 4.40 y Figura 4.41) que se definen numéricamente en diferentes tablas según el tipo de elemento estructural. Dichos parámetros definen la curva generalizada de fuerza deformación propia para cada elemento estructural.

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				Primary		Secondary				
a	b	c	LS	CP	LS	C/P				
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans Reinf ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Figura 4.40 Tabla 6-7 del FEMA 356 para determinar los parámetros de la curva momento-rotación de vigas [6].

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a		b			c			Component Type	
									Primary	Secondary
IO	LS	CP	LS	CP						
I. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans Rein ²	$\frac{v}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
II. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵									0030	0040
III. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
IV. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
 2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (F_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
 3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
 4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
 5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Figura 4.41 Tabla 6-8 del FEMA 356 para determinar los parámetros de la curva momento-rotación de columnas [6].

El punto B (punto de fluencia efectiva) de la curva generalizada carga-deformación se ha calculado según la siguiente expresión:

$$\theta_y = \frac{M_y}{6 E_c I_e} L$$

Donde:

M_y : Momento de fluencia idealizado obtenido de la aproximación bi-lineal de la curva momento-curvatura de la sección a analizar

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3\right] I_{cr}; \quad M_{cr} = f_r \frac{bh^2}{6}; \quad f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$I_{cr} = 0.7I_g \text{ (para columnas);} \quad I_{cr} = 0.5I_g \text{ (para vigas);} \quad I_g = \frac{bh^3}{12}$$

Los coeficientes de amortiguamiento serán calculados proporcionalmente a la masa y la rigidez según la metodología de Rayleigh para una fracción de

amortiguamiento de 5%, utilizando los valores de periodo del primero y segundo modo de vibración en la dirección X.

La evaluación numérica de la respuesta dinámica del sistema ha sido resuelta por el método de Newmark usando valores de $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$.

4.3.1. Resultados de análisis

Se ha realizado el análisis Tiempo Historia no-lineal a cada modelo irregular, obteniendo los desplazamientos de diafragma en cada instante de tiempo.

En la Figura 4.42 se muestran la historia de respuesta de desplazamiento de azotea para el modelo irregular 08T4444. Nótese las deformaciones permanentes que indican la incursión de algunos elementos en el rango no-lineal.

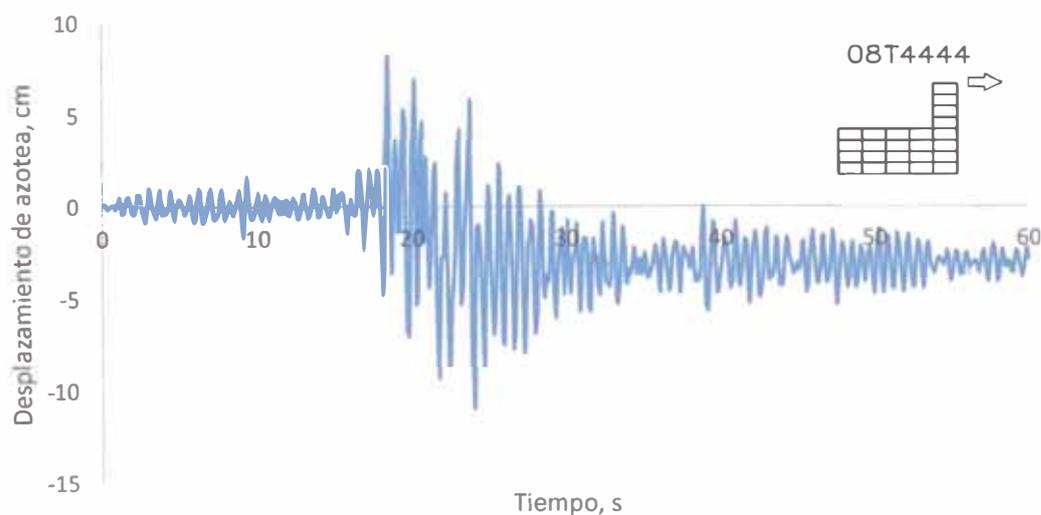


Figura 4.42 Historia de Respuesta de Desplazamiento de Azotea Modelo 08T4444

Utilizando los resultados de desplazamiento de azotea, se obtiene la historia de respuesta de desplazamientos relativos de entrepiso correspondientes a ese nivel (Ver Figura 4.43).

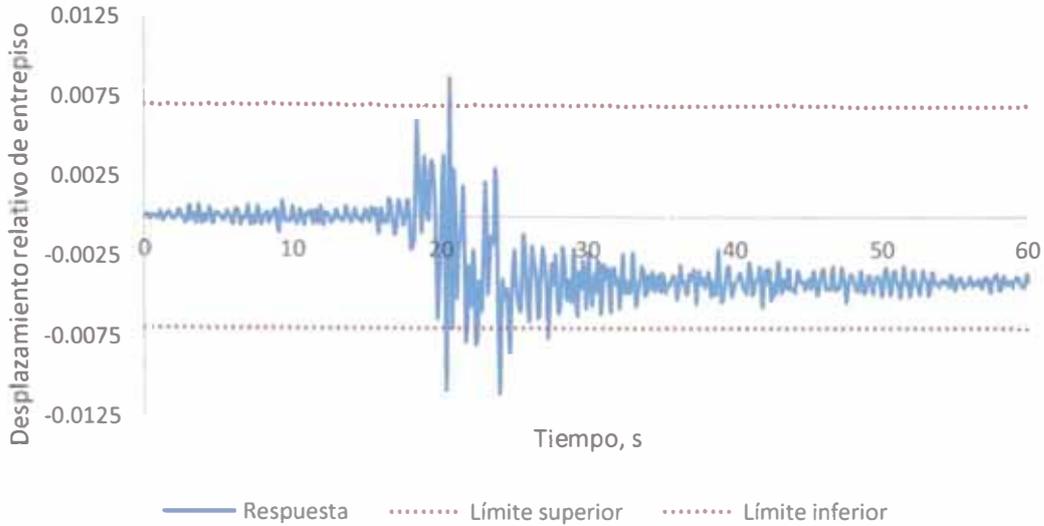


Figura 4.43 Historia de Respuesta de Desplazamientos relativos de entrepiso correspondiente al nivel de azotea del Modelo 08T444

Considerando los valores máximos de las gráficas de respuestas de desplazamientos para casa nivel de la edificación se ha obtenido el siguiente gráfico de desplazamientos que se ha comparado con el obtenido según el procedimiento normativo (Ver Figura 4.45) [9].

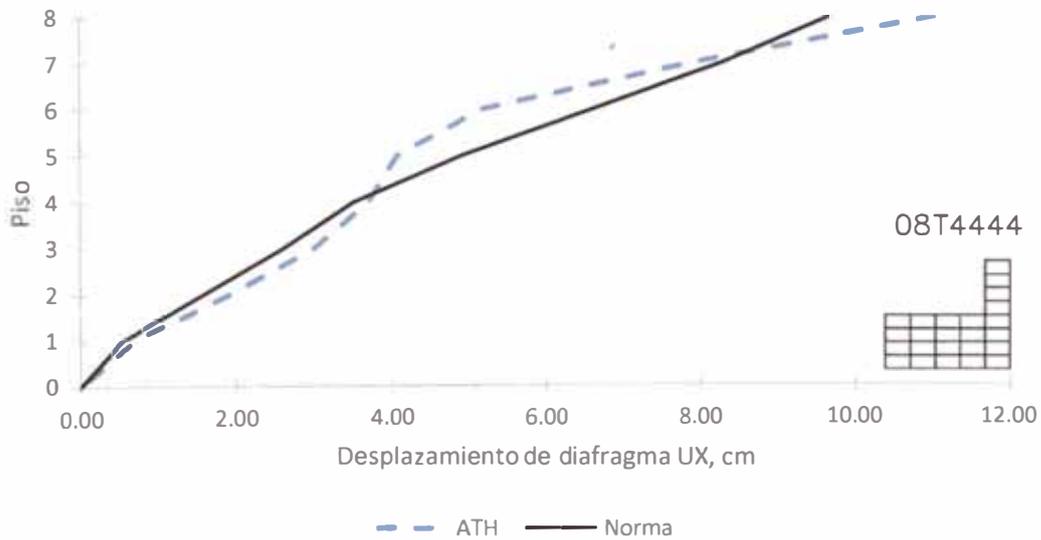


Figura 4.44 Comparación de respuestas de desplazamientos Modelo 08T444

De la misma forma, considerando ahora la respuesta de desplazamientos relativos de entrepiso, tenemos (Ver Figura 4.45)

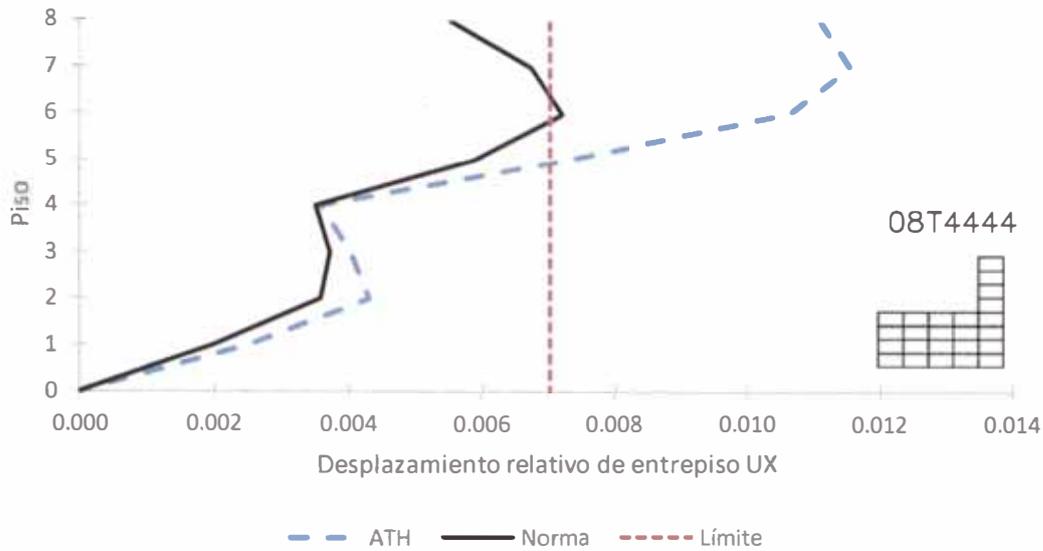


Figura 4.45 Comparación de respuestas de desplazamientos relativos de entrepiso Modelo 08T4444

Es claro notar que los resultados de desplazamientos obtenidos del análisis no-lineal se asemejan a los obtenidos del análisis modal espectral. Sin embargo, los valores de desplazamiento relativo de entrepiso varían en gran medida, presentado por lo general valores máximos de desplazamientos relativos de entrepiso obtenido mediante análisis no-lineal mayores a los obtenidos mediante el procedimiento normativo, incluso en los casos en los que el desplazamiento de azotea era menor.

Adicionalmente también se ha obtenido los valores máximos de la historia de respuesta de cortantes acumulados por nivel, se ha comparado estos valores con los obtenidos según el proceso normativo (Ver Figura 4.46).

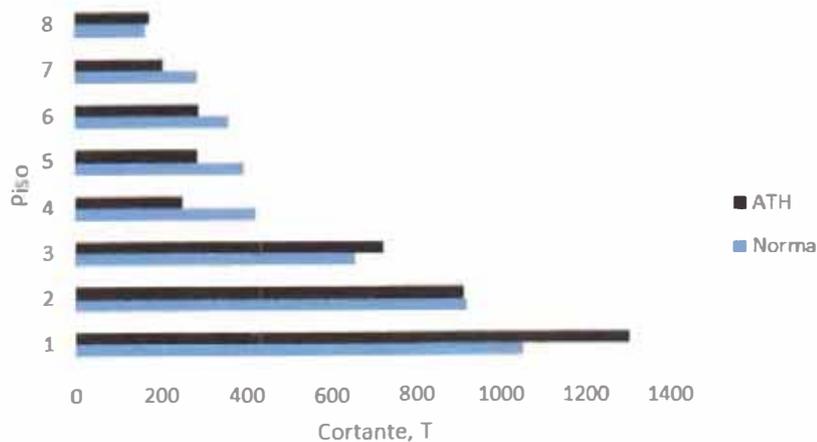


Figura 4.46 Comparación de respuesta de cortantes acumuladas por nivel del modelo 08B55

Por lo visto en la Figura 4.45 y Figura 4.46 es necesario incluir un factor adicional para el cálculo de los desplazamientos relativos de entrepiso y cortantes en la base, que incluya el grado de irregularidad geométrica vertical de la edificación que se esté analizando.

Las respuestas de desplazamiento y fuerza cortante del análisis tiempo historia así como la obtenida mediante el análisis normativo para cada modelo irregular son presentadas gráficamente en el Anexo.

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE RESULTADOS

5.1 METODOLOGÍA

El principal objetivo de esta investigación es encontrar el Factor de Irregularidad geométrica vertical para ser incluido en el cálculo de desplazamiento relativos de entrepiso “ ϵ_v ”; para tal fin, se ha comparado el valor máximo histórico de desplazamiento relativo de entrepiso del análisis no-lineal tiempo historia, de cada modelo, con su respectivo valor máximo del análisis modal espectral; de la siguiente manera (Ver Figura 5.1).

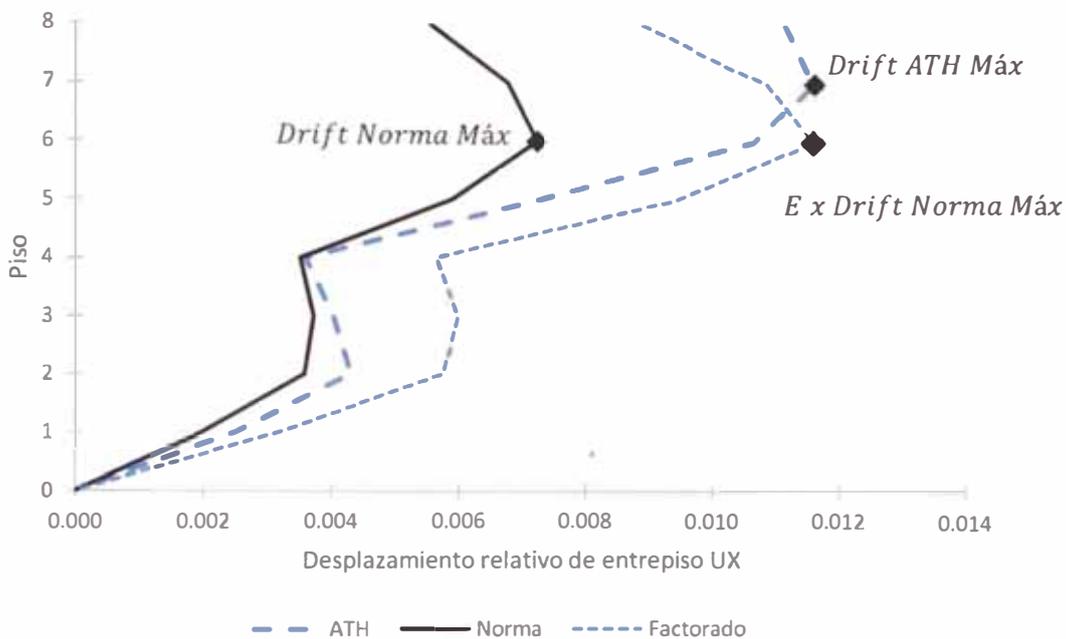


Figura 5.1 Metodología de comparación para el análisis de resultados de desplazamientos relativos de entrepiso.

$$E = \frac{\text{Drift ATH Máx}}{\text{Drift Norma Máx}}$$

$$\text{Drift Norma} = 0.75 \times R \times \text{Drift Análisis Modal}$$

Al multiplicar los resultados *Drift Norma* por *E* se obtiene una curva que tendrá el mismo valor máximo que el obtenido mediante un análisis no-lineal, incluyendo así el grado de la Irregularidad que tiene la estructura. Obteniendo con esto resultados más cercanos, a lo que sería el comportamiento de las edificaciones irregulares partiendo del análisis modal espectral propuesto en la

Norma Técnica E.030: Diseño sísmo-resistente. Analizando el comportamiento de E se encontrará el valor de ϵ_v .

El segundo objetivo es encontrar el Factor de Irregularidad geométrica vertical para ser incluido en el cálculo de cortante de diseño en la base " \mathcal{Q}_v "; para tal fin, se ha comparado el valor máximo histórico de cortante en la base del análisis no-lineal tiempo historia, de cada modelo, con su respectivo valor de cortante de diseño en la base multiplicado por el factor de sobre resistencia correspondiente; de la siguiente manera (Ver Figura 5.2).

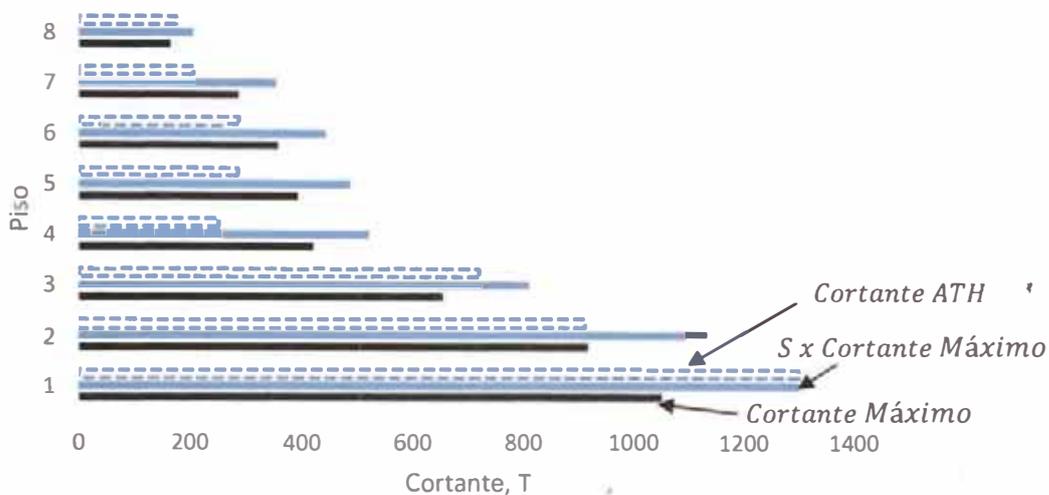


Figura 5.2 Metodología de comparación para el análisis de resultados de cortante en la base.

$$S = \frac{\text{Cortante ATH}}{\text{Cortante Máximo}}$$

$$\text{Cortante Máximo} = \Omega_0 \times \text{Cortante de diseño en la base}$$

Donde Ω_0 es el factor de sobre resistencia, siendo su valor 3 para sistemas estructurales basados en pórticos de concreto armado. [2]

Al multiplicar los resultados de *cortante de diseño en la base* por S se obtiene un valor igual al obtenido mediante un análisis no-lineal, incluyendo así el grado de la Irregularidad que tiene la estructura. Obteniendo con esto resultados más cercanos, a lo que sería el comportamiento de las edificaciones irregulares partiendo del análisis modal espectral propuesto en la Norma Técnica E.030: Diseño sísmo-resistente. Analizando el comportamiento de S se encontrará el valor de \mathcal{Q}_v .

5.2 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LOS MODELOS IRREGULARES

5.2.1 Parámetros de comportamiento elástico

A continuación se muestra en el Cuadro 5.1, Cuadro 5.2, Cuadro 5.3, Cuadro 5.4, Cuadro 5.5 y Cuadro 5.6 los valores de periodos (T) del primer y segundo modo en dirección X así como sus correspondientes valores de factor de participación modal (FPM).

Cuadro 5.1 Características dinámicas de los modelos irregulares 5B.

Modelo	T1	T2	FPM1	FPM2
EDIFICACIÓN 05B11	0.49	0.15	14.70	5.40
EDIFICACIÓN 05B22	0.42	0.19	12.72	5.16
EDIFICACIÓN 05B30	0.52	0.18	13.24	6.65
EDIFICACIÓN 05B31	0.45	0.17	12.59	6.06
EDIFICACIÓN 05B42	0.43	0.18	10.55	5.45
EDIFICACIÓN 05B44	0.51	0.15	7.53	5.28

Cuadro 5.2 Características dinámicas de los modelos irregulares 5T.

Modelo	T1	T2	FPM1	FPM2
EDIFICACIÓN 05T1111	0.49	0.15	14.70	5.38
EDIFICACIÓN 05T2222	0.42	0.20	12.68	5.28
EDIFICACIÓN 05T4221	0.44	0.17	12.24	5.28
EDIFICACIÓN 05T4322	0.42	0.19	10.81	5.91
EDIFICACIÓN 05T4432	0.43	0.18	9.50	6.03
EDIFICACIÓN 05T4444	0.49	0.14	7.14	5.16

Cuadro 5.3 Características dinámicas de los modelos irregulares 8B.

Modelo	T1	T2	FPM1	FPM2
EDIFICACIÓN 08B20	0.83	0.27	19.44	7.14
EDIFICACIÓN 08B21	0.78	0.25	18.94	6.97
EDIFICACIÓN 08B22	0.73	0.25	18.34	6.21
EDIFICACIÓN 08B30	0.81	0.29	18.65	7.27
EDIFICACIÓN 08B31	0.75	0.26	18.20	6.85
EDIFICACIÓN 08B32	0.70	0.26	17.61	6.08
EDIFICACIÓN 08B33	0.66	0.30	16.69	6.21
EDIFICACIÓN 08B40	0.80	0.29	17.69	8.01
EDIFICACIÓN 08B41	0.73	0.27	17.25	7.48
EDIFICACIÓN 08B42	0.68	0.27	16.66	6.79
EDIFICACIÓN 08B43	0.64	0.30	15.63	7.08
EDIFICACIÓN 08B44	0.64	0.33	13.85	8.98
EDIFICACIÓN 08B50	0.82	0.28	16.76	8.46
EDIFICACIÓN 08B51	0.74	0.26	16.25	8.09
EDIFICACIÓN 08B52	0.68	0.27	15.60	7.46
EDIFICACIÓN 08B53	0.64	0.30	14.47	7.70
EDIFICACIÓN 08B54	0.64	0.31	12.66	9.37
EDIFICACIÓN 08B55	0.69	0.29	11.04	10.24
EDIFICACIÓN 08B60	0.85	0.25	16.16	7.76
EDIFICACIÓN 08B61	0.77	0.25	15.55	7.60
EDIFICACIÓN 08B62	0.71	0.25	14.81	6.93
EDIFICACIÓN 08B63	0.66	0.28	13.67	7.07
EDIFICACIÓN 08B64	0.66	0.29	11.95	8.62
EDIFICACIÓN 08B65	0.71	0.27	10.47	9.31
EDIFICACIÓN 08B66	0.78	0.25	9.81	7.86
EDIFICACIÓN 08B70	0.88	0.27	15.94	6.51
EDIFICACIÓN 08B71	0.81	0.25	15.31	6.30
EDIFICACIÓN 08B72	0.74	0.25	14.52	5.70
EDIFICACIÓN 08B73	0.69	0.29	13.42	5.89
EDIFICACIÓN 08B74	0.69	0.30	11.80	7.31
EDIFICACIÓN 08B75	0.73	0.27	10.36	7.88
EDIFICACIÓN 08B76	0.80	0.25	9.66	6.39
EDIFICACIÓN 08B77	0.88	0.25	9.57	4.53

Cuadro 5.4 Características dinámicas de los modelos irregulares 8T.

Modelo	T1	T2	FPM1	FPM2
EDIFICACIÓN 08T2000	0.88	0.28	20.01	7.42
EDIFICACIÓN 08T2200	0.83	0.27	19.43	7.15
EDIFICACIÓN 08T2220	0.81	0.27	18.87	6.77
EDIFICACIÓN 08T2222	0.73	0.25	18.33	6.22
EDIFICACIÓN 08T3000	0.87	0.28	19.63	7.50
EDIFICACIÓN 08T3300	0.81	0.29	18.64	7.32
EDIFICACIÓN 08T3330	0.74	0.29	17.62	7.00
EDIFICACIÓN 08T3333	0.66	0.30	16.65	6.35
EDIFICACIÓN 08T4000	0.86	0.29	19.20	7.80
EDIFICACIÓN 08T4400	0.80	0.29	17.67	8.07
EDIFICACIÓN 08T4440	0.73	0.31	15.93	8.44
EDIFICACIÓN 08T4444	0.65	0.33	13.80	9.07
EDIFICACIÓN 08T5000	0.87	0.28	18.80	7.98
EDIFICACIÓN 08T5500	0.82	0.28	16.75	8.48
EDIFICACIÓN 08T5550	0.76	0.29	14.30	9.17
EDIFICACIÓN 08T5555	0.70	0.29	11.03	10.24
EDIFICACIÓN 08T6000	0.89	0.28	18.52	7.69
EDIFICACIÓN 08T6600	0.85	0.27	16.16	7.74
EDIFICACIÓN 08T6660	0.82	0.26	13.38	7.78
EDIFICACIÓN 08T6666	0.79	0.25	9.82	7.81
EDIFICACIÓN 08T7000	0.90	0.28	18.42	7.13
EDIFICACIÓN 08T7111	0.82	0.25	17.54	6.85
EDIFICACIÓN 08T7211	0.79	0.25	17.20	6.68
EDIFICACIÓN 08T7221	0.76	0.25	16.86	6.45
EDIFICACIÓN 08T7222	0.73	0.25	16.52	6.01
EDIFICACIÓN 08T7321	0.78	0.26	16.43	6.43
EDIFICACIÓN 08T7322	0.71	0.26	16.10	5.99
EDIFICACIÓN 08T7332	0.69	0.27	15.64	6.03
EDIFICACIÓN 08T7333	0.68	0.30	15.07	6.26
EDIFICACIÓN 08T7432	0.68	0.27	15.10	6.43
EDIFICACIÓN 08T7433	0.66	0.30	14.48	6.72
EDIFICACIÓN 08T7443	0.66	0.30	13.78	7.34
EDIFICACIÓN 08T7444	0.67	0.31	12.79	8.33
EDIFICACIÓN 08T7543	0.66	0.29	13.19	7.55
EDIFICACIÓN 08T7544	0.67	0.30	12.18	8.50
EDIFICACIÓN 08T7554	0.68	0.29	11.52	8.72
EDIFICACIÓN 08T7555	0.72	0.28	10.70	9.15
EDIFICACIÓN 08T7654	0.69	0.28	11.19	8.26
EDIFICACIÓN 08T7655	0.73	0.27	10.40	8.64
EDIFICACIÓN 08T7665	0.75	0.26	10.10	7.97
EDIFICACIÓN 08T7666	0.79	0.25	9.75	7.09
EDIFICACIÓN 08T7700	0.89	0.27	15.98	6.48
EDIFICACIÓN 08T7766	0.81	0.25	9.69	6.33
EDIFICACIÓN 08T7770	0.88	0.26	13.15	5.66
EDIFICACIÓN 08T7776	0.83	0.25	9.63	5.52
EDIFICACIÓN 08T7777	0.88	0.25	9.58	4.52

Cuadro 5.5 Características dinámicas de los modelos irregulares 16B.

Modelo	T1	T2	FPM1	FPM2
EDIFICACIÓN 16B20	1.52	0.48	30.66	11.25
EDIFICACIÓN 16B21	1.48	0.46	30.28	11.16
EDIFICACIÓN 16B22	1.44	0.45	29.87	11.00
EDIFICACIÓN 16B40	1.45	0.48	29.72	10.77
EDIFICACIÓN 16B41	1.41	0.46	29.36	10.66
EDIFICACIÓN 16B42	1.36	0.44	28.97	10.47
EDIFICACIÓN 16B43	1.32	0.44	28.53	10.05
EDIFICACIÓN 16B44	1.28	0.45	28.04	9.31
EDIFICACIÓN 16B60	1.41	0.51	28.51	11.03
EDIFICACIÓN 16B61	1.35	0.48	28.19	10.69
EDIFICACIÓN 16B62	1.30	0.46	27.83	10.33
EDIFICACIÓN 16B63	1.26	0.46	27.41	9.80
EDIFICACIÓN 16B64	1.22	0.47	26.90	9.16
EDIFICACIÓN 16B65	1.19	0.51	26.24	9.02
EDIFICACIÓN 16B66	1.17	0.55	25.36	9.83
EDIFICACIÓN 16B80	1.40	0.52	26.99	12.28
EDIFICACIÓN 16B81	1.34	0.50	26.68	11.87
EDIFICACIÓN 16B82	1.28	0.48	26.34	11.43
EDIFICACIÓN 16B83	1.23	0.48	25.92	10.90
EDIFICACIÓN 16B84	1.19	0.49	25.40	10.39
EDIFICACIÓN 16B86	1.13	0.56	23.60	11.39
EDIFICACIÓN 16B88	1.16	0.59	20.56	14.60
EDIFICACIÓN 16BA0	1.44	0.51	25.56	12.92
EDIFICACIÓN 16BA1	1.37	0.49	25.19	12.67
EDIFICACIÓN 16BA2	1.31	0.47	24.79	12.35
EDIFICACIÓN 16BA3	1.25	0.47	24.33	11.89
EDIFICACIÓN 16BA4	1.20	0.48	23.76	11.35
EDIFICACIÓN 16BA6	1.14	0.54	21.84	12.15
EDIFICACIÓN 16BA8	1.18	0.56	18.77	15.00
EDIFICACIÓN 16BAA	1.30	0.52	16.49	15.86
EDIFICACIÓN 16BB0	1.51	0.48	24.70	11.31
EDIFICACIÓN 16BB1	1.44	0.46	24.26	11.58
EDIFICACIÓN 16BB2	1.37	0.45	23.78	11.37
EDIFICACIÓN 16BB4	1.25	0.46	22.63	10.30
EDIFICACIÓN 16BB6	1.19	0.52	20.74	10.90
EDIFICACIÓN 16BB8	1.22	0.54	17.91	13.49
EDIFICACIÓN 16BBA	1.34	0.49	15.80	14.06
EDIFICACIÓN 16BBB	1.49	0.46	15.04	11.31
EDIFICACIÓN 16BC0	1.58	0.49	24.49	9.85
EDIFICACIÓN 16BC2	1.44	0.45	23.49	9.48
EDIFICACIÓN 16BC4	1.32	0.46	22.29	8.55
EDIFICACIÓN 16BC6	1.25	0.53	20.49	9.17
EDIFICACIÓN 16BC8	1.26	0.55	17.86	11.55
EDIFICACIÓN 16BCA	1.38	0.50	15.76	12.06
EDIFICACIÓN 16BCB	1.53	0.46	14.93	9.37
EDIFICACIÓN 16BCC	1.68	0.48	14.92	6.99

Cuadro 5.6 Características dinámicas de los modelos irregulares 16T.

Modelo	T1	T2	FPM1	FPM2
EDIFICACIÓN 16T2000	1.57	0.49	31.06	11.42
EDIFICACIÓN 16T2200	1.52	0.48	30.65	11.26
EDIFICACIÓN 16T2220	1.48	0.46	30.25	11.12
EDIFICACIÓN 16T2222	1.44	0.45	29.86	11.01
EDIFICACIÓN 16T4000	1.53	0.49	30.58	11.24
EDIFICACIÓN 16T4400	1.45	0.48	29.70	10.83
EDIFICACIÓN 16T4440	1.37	0.47	28.83	10.26
EDIFICACIÓN 16T4444	1.29	0.45	28.00	9.41
EDIFICACIÓN 16T6000	1.51	0.50	30.02	11.37
EDIFICACIÓN 16T6600	1.41	0.51	28.46	11.16
EDIFICACIÓN 16T6660	1.30	0.53	26.88	10.80
EDIFICACIÓN 16T6666	1.17	0.55	25.26	10.16
EDIFICACIÓN 16T8000	1.51	0.51	29.33	11.89
EDIFICACIÓN 16T8800	1.41	0.52	26.95	12.39
EDIFICACIÓN 16T8880	1.29	0.55	24.18	13.17
EDIFICACIÓN 16T8888	1.18	0.59	20.46	14.77
EDIFICACIÓN 16TA000	1.53	0.50	28.70	12.15
EDIFICACIÓN 16TAA00	1.44	0.50	25.54	12.96
EDIFICACIÓN 16TAAAD	1.36	0.51	21.72	14.11
EDIFICACIÓN 16TAAAA	1.31	0.52	16.50	15.86
EDIFICACIÓN 16TB000	1.56	0.49	28.29	11.63
EDIFICACIÓN 16TBB00	1.51	0.48	24.70	11.66
EDIFICACIÓN 16TBBB0	1.48	0.47	20.46	11.62
EDIFICACIÓN 16TBBBB	1.50	0.46	15.07	11.25
EDIFICACIÓN 16TC000	1.59	0.49	28.18	10.80
EDIFICACIÓN 16TC222	1.44	0.45	26.84	10.33
EDIFICACIÓN 16TC422	1.39	0.45	26.34	10.06
EDIFICACIÓN 16TC442	1.34	0.45	25.81	9.71
EDIFICACIÓN 16TC444	1.30	0.46	25.27	9.08
EDIFICACIÓN 16TC642	1.29	0.46	25.01	9.61
EDIFICACIÓN 16TC644	1.26	0.47	24.62	9.10
EDIFICACIÓN 16TC664	1.23	0.50	23.88	9.30
EDIFICACIÓN 16TC666	1.20	0.55	22.90	9.92
EDIFICACIÓN 16TC864	1.21	0.50	23.02	9.99
EDIFICACIÓN 16TC866	1.19	0.55	21.94	10.72
EDIFICACIÓN 16TC886	1.19	0.55	20.78	11.77
EDIFICACIÓN 16TC888	1.22	0.57	19.14	13.38
EDIFICACIÓN 16TCAB6	1.20	0.54	19.87	12.02
EDIFICACIÓN 16TCAB8	1.23	0.55	18.24	13.52
EDIFICACIÓN 16TCAAB	1.26	0.53	17.28	13.69
EDIFICACIÓN 16TCAAA	1.35	0.51	16.14	14.09
EDIFICACIÓN 16TCBAB	1.29	0.52	16.87	12.80
EDIFICACIÓN 16TCBAA	1.37	0.49	15.78	13.10
EDIFICACIÓN 16TCBBA	1.42	0.48	15.41	11.88
EDIFICACIÓN 16TCBBB	1.52	0.46	15.01	10.30
EDIFICACIÓN 16TCC00	1.58	0.49	24.50	9.83
EDIFICACIÓN 16TCCBB	1.55	0.46	14.96	9.32
EDIFICACIÓN 16TCCCD	1.60	0.48	20.24	8.62
EDIFICACIÓN 16TCCCB	1.59	0.47	14.92	8.25
EDIFICACIÓN 16TCCCC	1.69	0.48	14.94	6.98

Es apreciable que mientras más irregular es una edificación el periodo del primer modo disminuye y el del segundo aumenta, de igual manera es el comportamiento de los valores del factor de participación modal, esto conlleva a la idea de que los factores de Irregularidad geométrica vertical ϵ_v y/o \mathcal{Z}_v están vinculados directamente con la relación entre los periodos del primer y segundo modo en la dirección X y/o la relación entre los factores de participación modal del primer y segundo modo en la dirección X.

En el Cuadro 5.7, Cuadro 5.8, Cuadro 5.9, Cuadro 5.10, Cuadro 5.11 Y Cuadro 5.12 se presentan los valores de " r_T " y " r_{FPM} ", siendo estos calculados de la siguiente manera:

$$r_T = \frac{T1}{T2}$$

$$r_{FPM} = \frac{FPM1}{FPM2}$$

Además del valor de $r_T^2 \times r_{FPM}$

Cuadro 5.7 Características dinámicas de los modelos irregulares 5B.

Modelo	r_T	r_{FPM}	$r_T^2 \times r_{FPM}$
EDIFICACIÓN 05B22	2.15	2.47	11.43
EDIFICACIÓN 05B30	2.86	1.99	16.31
EDIFICACIÓN 05B31	2.70	2.08	15.13
EDIFICACIÓN 05B42	2.35	1.93	10.65
EDIFICACIÓN 05B44	3.38	1.43	16.28

Cuadro 5.8 Características dinámicas de los modelos irregulares 5T.

Modelo	r_T	r_{FPM}	$r_T^2 \times r_{FPM}$
EDIFICACIÓN 05T2222	2.15	2.40	11.10
EDIFICACIÓN 05T4221	2.60	2.32	15.70
EDIFICACIÓN 05T4322	2.23	1.83	9.10
EDIFICACIÓN 05T4432	2.43	1.58	9.27
EDIFICACIÓN 05T4444	3.40	1.38	16.01

Cuadro 5.9 Características dinámicas de los modelos irregulares 8B.

Modelo	r_T	r_{FPM}	$r_T^2 \times r_{FPM}$
EDIFICACIÓN 08B20	3.07	2.72	25.64
EDIFICACIÓN 08B21	3.15	2.72	27.00
EDIFICACIÓN 08B22	2.93	2.95	25.34
EDIFICACIÓN 08B30	2.81	2.57	20.23
EDIFICACIÓN 08B31	2.87	2.66	21.93
EDIFICACIÓN 08B32	2.67	2.90	20.59
EDIFICACIÓN 08B33	2.20	2.69	13.06
EDIFICACIÓN 08B40	2.72	2.21	16.36
EDIFICACIÓN 08B41	2.71	2.31	16.91
EDIFICACIÓN 08B42	2.50	2.45	15.28
EDIFICACIÓN 08B43	2.11	2.21	9.80
EDIFICACIÓN 08B44	1.97	1.54	6.00
EDIFICACIÓN 08B50	2.88	1.98	16.42
EDIFICACIÓN 08B51	2.81	2.01	15.87
EDIFICACIÓN 08B52	2.56	2.09	13.68
EDIFICACIÓN 08B53	2.17	1.88	8.85
EDIFICACIÓN 08B54	2.09	1.35	5.88
EDIFICACIÓN 08B55	2.38	1.08	6.12
EDIFICACIÓN 08B60	3.44	2.08	24.57
EDIFICACIÓN 08B61	3.09	2.05	19.48
EDIFICACIÓN 08B62	2.77	2.14	16.44
EDIFICACIÓN 08B63	2.32	1.93	10.44
EDIFICACIÓN 08B64	2.26	1.39	7.06
EDIFICACIÓN 08B65	2.62	1.12	7.75
EDIFICACIÓN 08B66	3.16	1.25	12.49
EDIFICACIÓN 08B70	3.30	2.45	26.72
EDIFICACIÓN 08B71	3.26	2.43	25.88
EDIFICACIÓN 08B72	2.93	2.55	21.83
EDIFICACIÓN 08B73	2.43	2.28	13.43
EDIFICACIÓN 08B74	2.32	1.62	8.70
EDIFICACIÓN 08B75	2.70	1.31	9.57
EDIFICACIÓN 08B76	3.26	1.51	16.03
EDIFICACIÓN 08B77	3.46	2.11	25.28

Cuadro 5.10 Características dinámicas de los modelos irregulares 8T.

Modelo	r_T	r_{FPM}	$r_T^2 \times r_{FPM}$
EDIFICACIÓN 08T2000	3.17	2.70	27.16
EDIFICACIÓN 08T2200	3.06	2.72	25.45
EDIFICACIÓN 08T2220	3.03	2.79	25.66
EDIFICACIÓN 08T2222	2.91	2.95	24.95
EDIFICACIÓN 08T3000	3.06	2.62	24.50
EDIFICACIÓN 08T3300	2.81	2.55	20.04
EDIFICACIÓN 08T3330	2.52	2.52	16.04
EDIFICACIÓN 08T3333	2.20	2.62	12.71
EDIFICACIÓN 08T4000	3.02	2.46	22.49
EDIFICACIÓN 08T4400	2.73	2.19	16.33
EDIFICACIÓN 08T4440	2.39	1.89	10.82
EDIFICACIÓN 08T4444	1.99	1.52	6.00
EDIFICACIÓN 08T5000	3.10	2.35	22.58
EDIFICACIÓN 08T5500	2.89	1.98	16.54
EDIFICACIÓN 08T5550	2.66	1.56	11.07
EDIFICACIÓN 08T5555	2.41	1.08	6.25
EDIFICACIÓN 08T6000	3.22	2.41	24.94
EDIFICACIÓN 08T6600	3.16	2.09	20.90
EDIFICACIÓN 08T6660	3.13	1.72	16.86
EDIFICACIÓN 08T6666	3.18	1.26	12.73
EDIFICACIÓN 08T7000	3.29	2.58	27.98
EDIFICACIÓN 08T7111	3.26	2.56	27.23
EDIFICACIÓN 08T7211	3.17	2.57	25.86
EDIFICACIÓN 08T7221	3.06	2.61	24.51
EDIFICACIÓN 08T7222	2.89	2.75	23.00
EDIFICACIÓN 08T7321	3.05	2.56	23.85
EDIFICACIÓN 08T7322	2.74	2.69	20.12
EDIFICACIÓN 08T7332	2.55	2.59	16.82
EDIFICACIÓN 08T7333	2.28	2.41	12.51
EDIFICACIÓN 08T7432	2.48	2.35	14.45
EDIFICACIÓN 08T7433	2.23	2.16	10.75
EDIFICACIÓN 08T7443	2.18	1.88	8.96
EDIFICACIÓN 08T7444	2.13	1.53	6.96
EDIFICACIÓN 08T7543	2.24	1.75	8.79
EDIFICACIÓN 08T7544	2.21	1.43	7.01
EDIFICACIÓN 08T7554	2.33	1.32	7.19
EDIFICACIÓN 08T7555	2.55	1.17	7.60
EDIFICACIÓN 08T7654	2.44	1.35	8.07
EDIFICACIÓN 08T7655	2.69	1.20	8.74
EDIFICACIÓN 08T7665	2.89	1.27	10.56
EDIFICACIÓN 08T7666	3.23	1.38	14.32
EDIFICACIÓN 08T7700	3.31	2.47	26.95
EDIFICACIÓN 08T7766	3.27	1.53	16.40
EDIFICACIÓN 08T7770	3.35	2.32	26.01
EDIFICACIÓN 08T7776	3.33	1.74	19.37
EDIFICACIÓN 08T7777	3.46	2.12	25.46

Cuadro 5.11 Características dinámicas de los modelos irregulares 16B.

Modelo	r_T	r_{FPM}	$r_T^2 \times r_{FPM}$
EDIFICACIÓN 16B20	3.21	2.73	28.01
EDIFICACIÓN 16B21	3.23	2.71	28.28
EDIFICACIÓN 16B22	3.22	2.72	28.16
EDIFICACIÓN 16B40	3.02	2.76	25.12
EDIFICACIÓN 16B41	3.07	2.75	26.00
EDIFICACIÓN 16B42	3.09	2.77	26.38
EDIFICACIÓN 16B43	3.03	2.84	26.06
EDIFICACIÓN 16B44	2.85	3.01	24.45
EDIFICACIÓN 16B60	2.75	2.58	19.56
EDIFICACIÓN 16B61	2.79	2.64	20.57
EDIFICACIÓN 16B62	2.81	2.69	21.21
EDIFICACIÓN 16B63	2.75	2.80	21.08
EDIFICACIÓN 16B64	2.57	2.94	19.35
EDIFICACIÓN 16B65	2.32	2.91	15.71
EDIFICACIÓN 16B66	2.11	2.58	11.54
EDIFICACIÓN 16B80	2.67	2.20	15.68
EDIFICACIÓN 16B81	2.67	2.25	16.05
EDIFICACIÓN 16B82	2.65	2.30	16.19
EDIFICACIÓN 16B83	2.58	2.38	15.79
EDIFICACIÓN 16B84	2.42	2.45	14.28
EDIFICACIÓN 16B86	2.03	2.07	8.53
EDIFICACIÓN 16B88	1.96	1.41	5.40
EDIFICACIÓN 16BA0	2.85	1.98	16.01
EDIFICACIÓN 16BA1	2.82	1.99	15.83
EDIFICACIÓN 16BA2	2.77	2.01	15.43
EDIFICACIÓN 16BA3	2.67	2.05	14.63
EDIFICACIÓN 16BA4	2.50	2.09	13.08
EDIFICACIÓN 16BA6	2.11	1.80	8.03
EDIFICACIÓN 16BA8	2.11	1.25	5.57
EDIFICACIÓN 16BAA	2.48	1.04	6.41
EDIFICACIÓN 16BB0	3.12	2.18	21.28
EDIFICACIÓN 16BB1	3.10	2.09	20.18
EDIFICACIÓN 16BB2	3.05	2.09	19.47
EDIFICACIÓN 16BB4	2.71	2.20	16.18
EDIFICACIÓN 16BB6	2.26	1.90	9.75
EDIFICACIÓN 16BB8	2.27	1.33	6.83
EDIFICACIÓN 16BBA	2.73	1.12	8.38
EDIFICACIÓN 16BBB	3.26	1.33	14.11
EDIFICACIÓN 16BC0	3.26	2.49	26.44
EDIFICACIÓN 16BC2	3.21	2.48	25.60
EDIFICACIÓN 16BC4	2.86	2.61	21.26
EDIFICACIÓN 16BC6	2.35	2.24	12.35
EDIFICACIÓN 16BC8	2.30	1.55	8.21
EDIFICACIÓN 16BCA	2.76	1.31	9.94
EDIFICACIÓN 16BCB	3.31	1.59	17.45
EDIFICACIÓN 16BCC	3.48	2.13	25.89

Cuadro 5.12 Características dinámicas de los modelos irregulares 16T.

Modelo	r_T	r_{FPM}	$r_T^2 \times r_{FPM}$
EDIFICACIÓN 16T2000	3.22	2.72	28.13
EDIFICACIÓN 16T2200	3.20	2.72	27.88
EDIFICACIÓN 16T2220	3.20	2.72	27.83
EDIFICACIÓN 16T2222	3.21	2.71	28.02
EDIFICACIÓN 16T4000	3.12	2.72	26.53
EDIFICACIÓN 16T4400	3.01	2.74	24.83
EDIFICACIÓN 16T4440	2.91	2.81	23.73
EDIFICACIÓN 16T4444	2.83	2.98	23.84
EDIFICACIÓN 16T6000	3.01	2.64	23.85
EDIFICACIÓN 16T6600	2.75	2.55	19.35
EDIFICACIÓN 16T6660	2.47	2.49	15.19
EDIFICACIÓN 16T6666	2.12	2.49	11.17
EDIFICACIÓN 16T8000	2.97	2.47	21.78
EDIFICACIÓN 16T8800	2.69	2.17	15.72
EDIFICACIÓN 16T8880	2.37	1.84	10.28
EDIFICACIÓN 16T8888	1.99	1.39	5.48
EDIFICACIÓN 16TA000	3.05	2.36	22.00
EDIFICACIÓN 16TA000	2.87	1.97	16.21
EDIFICACIÓN 16TAA00	2.68	1.54	11.02
EDIFICACIÓN 16TAAAA	2.52	1.04	6.61
EDIFICACIÓN 16T8000	3.17	2.43	24.51
EDIFICACIÓN 16TBB00	3.14	2.12	20.84
EDIFICACIÓN 16TBBB0	3.14	1.76	17.33
EDIFICACIÓN 16TBBBB	3.28	1.34	14.40
EDIFICACIÓN 16TC000	3.24	2.61	27.42
EDIFICACIÓN 16TC222	3.20	2.60	26.69
EDIFICACIÓN 16TC422	3.11	2.62	25.33
EDIFICACIÓN 16TC442	3.00	2.66	23.87
EDIFICACIÓN 16TC444	2.82	2.78	22.08
EDIFICACIÓN 16TC642	2.82	2.60	20.70
EDIFICACIÓN 16TC644	2.65	2.70	19.02
EDIFICACIÓN 16TC664	2.46	2.57	15.57
EDIFICACIÓN 16TC666	2.21	2.31	11.24
EDIFICACIÓN 16TC864	2.40	2.30	13.31
EDIFICACIÓN 16TC866	2.17	2.05	9.64
EDIFICACIÓN 16TC886	2.14	1.77	8.11
EDIFICACIÓN 16TC888	2.13	1.43	6.51
EDIFICACIÓN 16TCAB6	2.22	1.65	8.13
EDIFICACIÓN 16TCAB8	2.23	1.35	6.73
EDIFICACIÓN 16TCAAB	2.38	1.26	7.16
EDIFICACIÓN 16TCAAA	2.65	1.15	8.02
EDIFICACIÓN 16TCBAB	2.49	1.32	8.18
EDIFICACIÓN 16TCBAA	2.79	1.20	9.38
EDIFICACIÓN 16TCBBA	2.98	1.30	11.52
EDIFICACIÓN 16TCBBB	3.31	1.46	15.92
EDIFICACIÓN 16TCC00	3.26	2.49	26.55
EDIFICACIÓN 16TCCBB	3.34	1.61	17.87
EDIFICACIÓN 16TCC00	3.32	2.35	25.86
EDIFICACIÓN 16TCCCB	3.38	1.81	20.60
EDIFICACIÓN 16TCCCC	3.49	2.14	26.01

El valor de $r_T^2 \times r_{FPM}$ ha sido usado como indicador de la irregularidad estructural de cada modelo.

5.2.2 Parámetros de comportamiento inelástico

El desempeño sísmico de los modelos irregulares en el rango inelástico ha sido evaluado mediante el cálculo del factor R_m , que es un parámetro que toma en cuenta la ductilidad global. El factor R_m representa un factor de reducción de respuesta sísmica poco afectado por los efectos de los modos superiores y está definido por la expresión [15]:

$$R_m = \frac{M_{ve}}{M_{vi}}$$

Donde M_{ve} y M_{vi} son los momentos de volteo máximos por sismo en la edificación calculadas mediante una análisis elástico y un análisis inelástico, respectivamente.

En el Cuadro 5.13, Cuadro 5.14, Cuadro 5.15, Cuadro 5.16, Cuadro 5.17 Y Cuadro 5.18 se presentan los valores de " $r_T^2 \times r_{FPM}$ ", " $R_m - 66$ " y $R_m - 74$:

Cuadro 5.13 Características dinámicas de los modelos irregulares 8B.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	$R_m - 66$	$R_m - 74$
EDIFICACIÓN 08B20	25.64	2.26	2.49
EDIFICACIÓN 08B21	27.00	2.35	2.86
EDIFICACIÓN 08B22	25.34	2.55	3.01
EDIFICACIÓN 08B30	20.23	2.42	2.62
EDIFICACIÓN 08B31	21.93	2.59	3.31
EDIFICACIÓN 08B32	20.59	1.93	2.28
EDIFICACIÓN 08B33	13.06	1.58	2.14
EDIFICACIÓN 08B40	16.36	2.29	2.61
EDIFICACIÓN 08B41	16.91	2.50	3.13
EDIFICACIÓN 08B42	15.28	1.76	2.21
EDIFICACIÓN 08B43	9.80	1.72	2.32
EDIFICACIÓN 08B44	6.00	2.08	2.31
EDIFICACIÓN 08B50	16.42	2.34	2.75
EDIFICACIÓN 08B51	15.87	2.56	3.33
EDIFICACIÓN 08B52	13.68	1.75	2.22
EDIFICACIÓN 08B53	8.85	1.58	2.15
EDIFICACIÓN 08B54	5.88	1.45	1.82
EDIFICACIÓN 08B55	6.12	1.49	1.66
EDIFICACIÓN 08B60	24.57	2.17	2.20
EDIFICACIÓN 08B61	19.48	2.83	2.14
EDIFICACIÓN 08B62	16.44	2.15	2.42
EDIFICACIÓN 08B63	10.44	1.62	2.20
EDIFICACIÓN 08B64	7.06	1.46	1.84
EDIFICACIÓN 08B65	7.75	1.48	1.96
EDIFICACIÓN 08B66	12.49	2.40	2.41
EDIFICACIÓN 08B70	26.72	2.71	1.58
EDIFICACIÓN 08B71	25.88	2.49	2.40
EDIFICACIÓN 08B72	21.83	2.64	3.08
EDIFICACIÓN 08B73	13.43	1.77	2.20
EDIFICACIÓN 08B74	8.70	1.46	2.02
EDIFICACIÓN 08B75	9.57	1.84	2.46
EDIFICACIÓN 08B76	16.03	1.62	2.15
EDIFICACIÓN 08B77	25.28	2.34	2.73

Cuadro 5.14 Características dinámicas de los modelos irregulares 8T.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	$R_m - 66$	$R_m - 74$
EDIFICACIÓN 08T2000	27.16	2.42	1.90
EDIFICACIÓN 08T2200	25.45	2.12	2.39
EDIFICACIÓN 08T2220	25.66	2.15	2.54
EDIFICACIÓN 08T2222	24.95	2.43	2.79
EDIFICACIÓN 08T3000	24.50	2.23	1.96
EDIFICACIÓN 08T3300	20.04	2.23	2.40
EDIFICACIÓN 08T3330	16.04	2.37	2.90
EDIFICACIÓN 08T3333	12.71	1.54	2.02
EDIFICACIÓN 08T4000	22.49	2.16	2.01
EDIFICACIÓN 08T4400	16.33	2.14	2.45
EDIFICACIÓN 08T4440	10.82	2.19	2.64
EDIFICACIÓN 08T4444	6.00	1.33	1.76
EDIFICACIÓN 08T5000	22.58	2.24	1.84
EDIFICACIÓN 08T5500	16.54	1.90	2.15
EDIFICACIÓN 08T5550	11.07	2.20	2.88
EDIFICACIÓN 08T5555	6.25	1.53	1.67
EDIFICACIÓN 08T6000	24.94	2.52	1.94
EDIFICACIÓN 08T6600	20.90	1.86	2.00
EDIFICACIÓN 08T6660	16.86	1.61	1.92
EDIFICACIÓN 08T6666	12.73	1.81	2.33
EDIFICACIÓN 08T7000	27.98	2.99	2.17
EDIFICACIÓN 08T7111	27.23	2.37	2.24
EDIFICACIÓN 08T7211	25.86	2.52	2.91
EDIFICACIÓN 08T7221	24.51	2.56	3.28
EDIFICACIÓN 08T7222	23.00	2.42	2.79
EDIFICACIÓN 08T7321	23.85	2.41	2.97
EDIFICACIÓN 08T7322	20.12	2.14	2.40
EDIFICACIÓN 08T7332	16.82	1.75	2.08
EDIFICACIÓN 08T7333	12.51	1.61	2.00
EDIFICACIÓN 08T7432	14.45	1.67	2.05
EDIFICACIÓN 08T7433	10.75	1.50	2.02
EDIFICACIÓN 08T7443	8.96	1.47	2.05
EDIFICACIÓN 08T7444	6.96	1.36	1.81
EDIFICACIÓN 08T7543	8.79	1.50	2.12
EDIFICACIÓN 08T7544	7.01	1.46	2.01
EDIFICACIÓN 08T7554	7.19	1.46	1.84
EDIFICACIÓN 08T7555	7.60	1.51	2.03
EDIFICACIÓN 08T7654	8.07	1.35	1.77
EDIFICACIÓN 08T7655	8.74	1.74	2.28
EDIFICACIÓN 08T7665	10.56	1.87	2.72
EDIFICACIÓN 08T7666	14.32	1.65	2.19
EDIFICACIÓN 08T7700	26.95	2.79	2.18
EDIFICACIÓN 08T7766	16.40	1.54	2.01
EDIFICACIÓN 08T7770	26.01	2.39	1.80
EDIFICACIÓN 08T7776	19.37	1.62	1.71
EDIFICACIÓN 08T7777	25.46	2.29	1.62

Cuadro 5.15 Características dinámicas de los modelos irregulares 5T.

Modelo	$\gamma_T^2 \times \Gamma_{FPM}$	$R_m -66$	$R_m -74$
EDIFICACIÓN 05B22	11.43	2.87	2.26
EDIFICACIÓN 05B30	16.31	2.94	2.18
EDIFICACIÓN 05B31	15.13	2.20	2.20
EDIFICACIÓN 05B42	10.65	2.45	2.46
EDIFICACIÓN 05B44	16.28	2.03	1.70

Cuadro 5.16 Características dinámicas de los modelos irregulares 5B.

Modelo	$\gamma_T^2 \times \Gamma_{FPM}$	$R_m -66$	$R_m -74$
EDIFICACIÓN 05T2222	11.10	2.57	2.16
EDIFICACIÓN 05T4221	15.70	2.07	2.34
EDIFICACIÓN 05T4322	9.10	2.45	1.83
EDIFICACIÓN 05T4432	9.27	2.26	2.17
EDIFICACIÓN 05T4444	16.01	2.16	1.81

Cuadro 5.17 Características dinámicas de los modelos irregulares 16B.

Modelo	$\gamma_T^2 \times \Gamma_{FPM}$	$R_m -66$	$R_m -74$
EDIFICACIÓN 16B20	28.01	1.87	1.94
EDIFICACIÓN 16B21	28.28	1.80	2.13
EDIFICACIÓN 16B22	28.16	1.89	2.21
EDIFICACIÓN 16B40	25.12	1.22	2.23
EDIFICACIÓN 16B41	26.00	1.80	2.30
EDIFICACIÓN 16B42	26.38	1.93	2.29
EDIFICACIÓN 16B43	26.06	2.05	2.29
EDIFICACIÓN 16B44	24.45	1.70	2.22
EDIFICACIÓN 16B60	19.56	1.65	2.17
EDIFICACIÓN 16B61	20.57	1.80	2.29
EDIFICACIÓN 16B62	21.21	1.82	2.28
EDIFICACIÓN 16B63	21.08	1.52	2.17
EDIFICACIÓN 16B64	19.35	1.37	2.08
EDIFICACIÓN 16B65	15.71	1.43	2.16
EDIFICACIÓN 16B66	11.54	1.41	2.21
EDIFICACIÓN 16B80	15.68	1.75	2.08
EDIFICACIÓN 16B81	16.05	1.75	2.19
EDIFICACIÓN 16B82	16.19	1.73	2.32
EDIFICACIÓN 16B83	15.79	1.37	2.16
EDIFICACIÓN 16B84	14.28	1.38	2.03
EDIFICACIÓN 16B86	8.53	1.30	2.14
EDIFICACIÓN 16B88	5.40	1.43	1.68
EDIFICACIÓN 16BA0	16.01	1.90	2.15
EDIFICACIÓN 16BA1	15.83	1.85	2.11
EDIFICACIÓN 16BA2	15.43	2.06	2.37
EDIFICACIÓN 16BA3	14.63	1.70	2.25
EDIFICACIÓN 16BA4	13.08	1.32	1.95
EDIFICACIÓN 16BA6	8.03	1.21	1.91
EDIFICACIÓN 16BA8	5.57	1.64	1.97
EDIFICACIÓN 16BAA	6.41	2.37	2.27
EDIFICACIÓN 16BB0	21.28	1.79	2.07
EDIFICACIÓN 16BB1	20.18	1.76	2.27
EDIFICACIÓN 16BB2	19.47	1.91	2.09
EDIFICACIÓN 16BB4	16.18	1.65	2.24
EDIFICACIÓN 16BB6	9.75	1.18	1.87
EDIFICACIÓN 16BB8	6.83	1.71	2.26
EDIFICACIÓN 16BBA	8.38	2.11	1.87
EDIFICACIÓN 16BBB	14.11	1.92	1.65
EDIFICACIÓN 16BC0	26.44	1.84	1.96
EDIFICACIÓN 16BC2	25.60	1.70	2.18
EDIFICACIÓN 16BC4	21.26	1.92	2.06
EDIFICACIÓN 16BC6	12.35	1.55	2.05
EDIFICACIÓN 16BC8	8.21	1.77	2.29
EDIFICACIÓN 16BCA	9.94	2.05	2.01
EDIFICACIÓN 16BCB	17.45	2.01	1.67
EDIFICACIÓN 16BCC	25.89	1.84	2.11

Cuadro 5.18 Características dinámicas de los modelos irregulares 16T.

Modelo	$\gamma_T^2 \times \Gamma_{FPM}$	$R_m -66$	$R_m -74$
EDIFICACIÓN 16T2000	28.13	1.88	1.86
EDIFICACIÓN 16T2200	27.88	1.83	1.81
EDIFICACIÓN 16T2220	27.83	1.73	1.94
EDIFICACIÓN 16T2222	28.02	1.75	2.07
EDIFICACIÓN 16T4000	26.53	1.76	1.84
EDIFICACIÓN 16T4400	24.83	1.58	2.01
EDIFICACIÓN 16T4440	23.73	1.63	1.93
EDIFICACIÓN 16T4444	23.84	1.60	2.01
EDIFICACIÓN 16T6000	23.85	1.62	1.83
EDIFICACIÓN 16T6600	19.35	1.53	1.98
EDIFICACIÓN 16T6660	15.19	1.66	2.23
EDIFICACIÓN 16T6666	11.17	1.23	1.93
EDIFICACIÓN 16T8000	21.78	1.66	1.87
EDIFICACIÓN 16T8800	15.72	1.63	1.94
EDIFICACIÓN 16T8880	10.28	1.79	2.08
EDIFICACIÓN 16T8888	5.48	1.41	1.50
EDIFICACIÓN 16TA000	22.00	1.77	1.78
EDIFICACIÓN 16TAA00	16.21	1.91	2.15
EDIFICACIÓN 16TAAA0	11.02	2.23	2.22
EDIFICACIÓN 16TAAAA	6.61	2.34	2.15
EDIFICACIÓN 16TB000	24.51	1.80	1.90
EDIFICACIÓN 16TBB00	20.84	1.78	1.94
EDIFICACIÓN 16TBBB0	17.33	1.99	1.92
EDIFICACIÓN 16TBBBB	14.40	1.90	1.59
EDIFICACIÓN 16TC000	27.42	1.89	2.10
EDIFICACIÓN 16TC222	26.69	1.73	2.06
EDIFICACIÓN 16TC422	25.33	1.70	2.00
EDIFICACIÓN 16TC442	23.87	1.80	2.06
EDIFICACIÓN 16TC444	22.08	1.69	2.06
EDIFICACIÓN 16TC642	20.70	1.71	2.09
EDIFICACIÓN 16TC644	19.02	1.50	2.06
EDIFICACIÓN 16TC664	15.57	1.22	1.97
EDIFICACIÓN 16TC666	11.24	1.22	1.85
EDIFICACIÓN 16TC864	13.31	1.25	1.95
EDIFICACIÓN 16TC866	9.64	1.22	1.88
EDIFICACIÓN 16TC886	8.11	1.11	1.80
EDIFICACIÓN 16TC888	6.51	1.51	1.89
EDIFICACIÓN 16TCAB6	8.13	1.20	1.85
EDIFICACIÓN 16TCAB8	6.73	1.50	1.88
EDIFICACIÓN 16TCAAB	7.16	1.95	2.21
EDIFICACIÓN 16TCAAA	8.02	2.13	1.99
EDIFICACIÓN 16TCBAB	8.18	1.97	2.08
EDIFICACIÓN 16TCBAA	9.38	2.05	1.92
EDIFICACIÓN 16TCBBA	11.52	1.98	1.83
EDIFICACIÓN 16TCBBB	15.92	1.98	1.62
EDIFICACIÓN 16TCC00	26.55	1.84	2.00
EDIFICACIÓN 16TCCBB	17.87	1.95	1.64
EDIFICACIÓN 16TCCCO	25.86	1.74	2.02
EDIFICACIÓN 16TCCCB	20.60	1.80	1.73
EDIFICACIÓN 16TCCCC	26.01	1.85	2.10

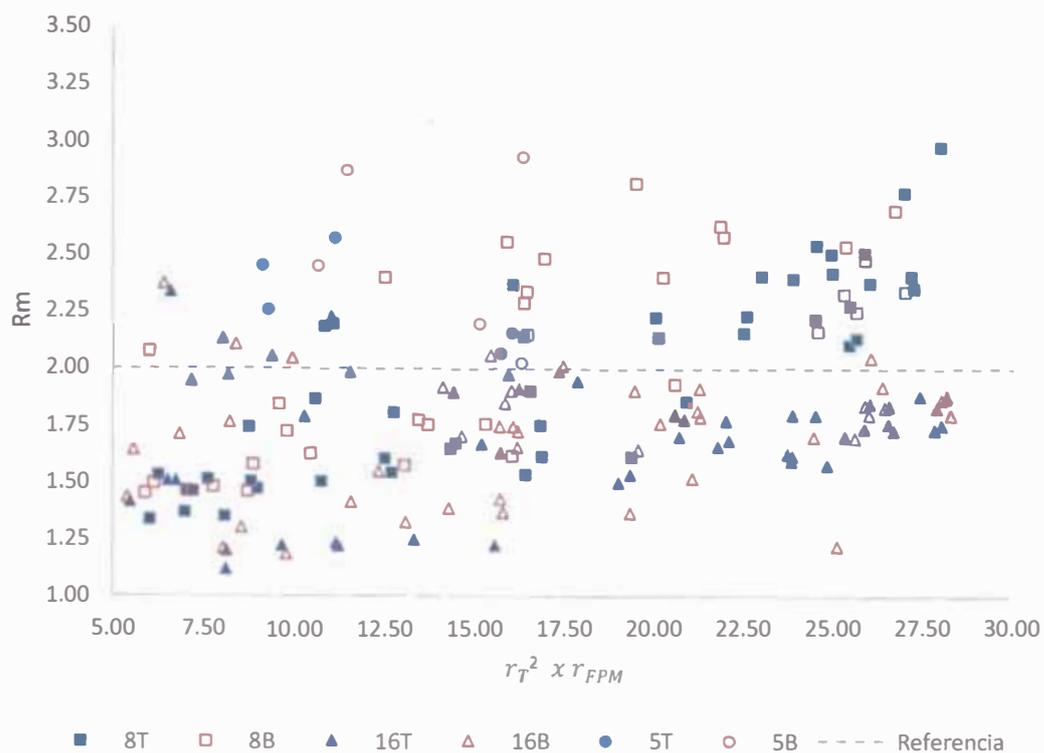


Figura 5.3 R_m vs. $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-66.

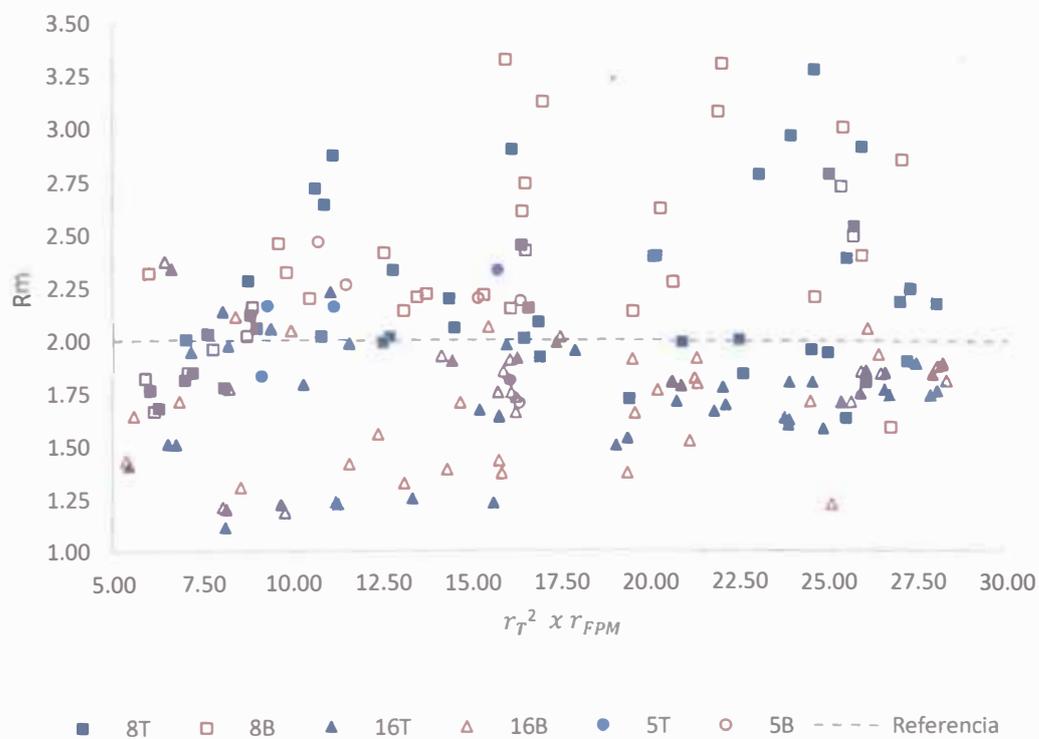


Figura 5.4 R_m vs. $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-74.

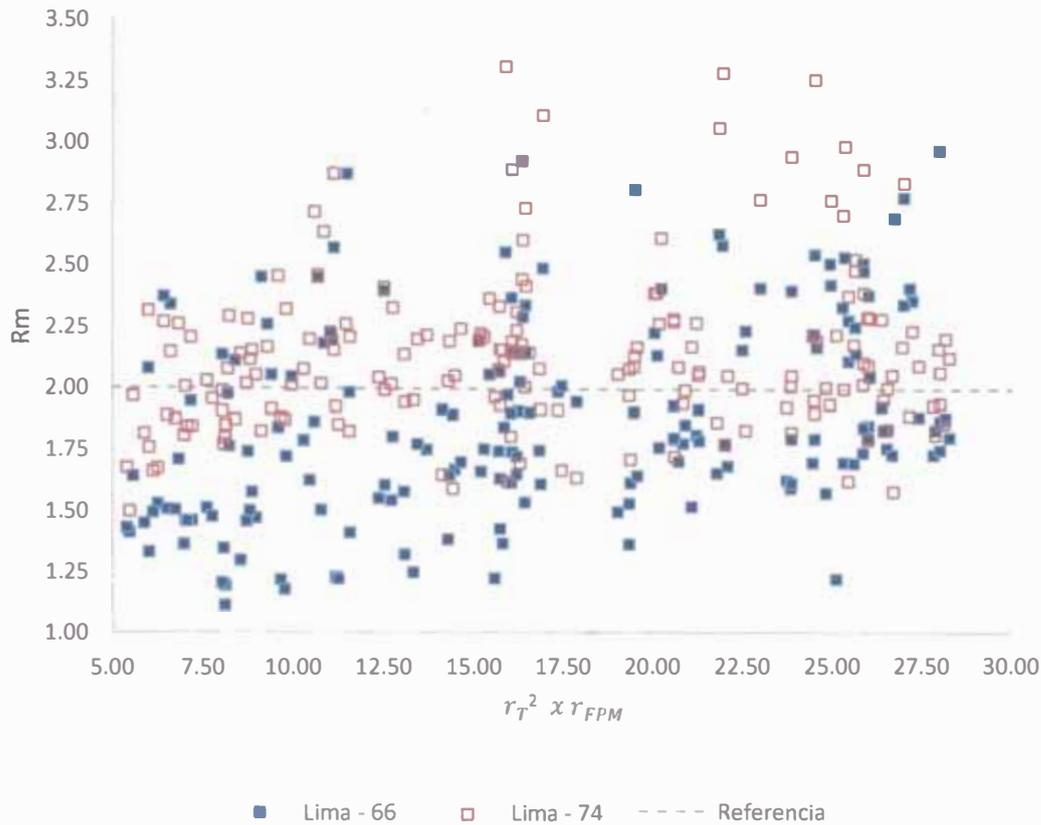


Figura 5.5 R_m vs. $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares.

El valor de R_m indica el grado de incursión en el rango inelástico. Al ser R_m un parámetro de comportamiento global se ha considerado que para valores de $R_m > 2$ la edificación incursiona claramente en el rango inelástico. [15]

La Figura 5.3 y Figura 5.4 muestran que los modelos de 5 y 8 Pisos tienen mayor incursión en el rango inelástico que los de 16 Pisos.

La Figura 5.5 muestra que los modelos cuando son sometidos al registro sísmico de Lima - 74 incursionan en mayor medida en el rango inelástico que para el caso de Lima - 66.

Cabe resaltar que una comparación basándose en el valor de R_m entre diferentes modelos no es adecuada. A continuación se muestran 2 modelos de 8 pisos con diferentes valores de R_m , comparándose su incursión en el rango inelástico.

En la Figura 5.6 se muestran la localización de las rótulas formadas al final del análisis tiempo-historia del sismo Lima-74 en el modelo 08B22, el cual tiene un factor $R_m = 3$.

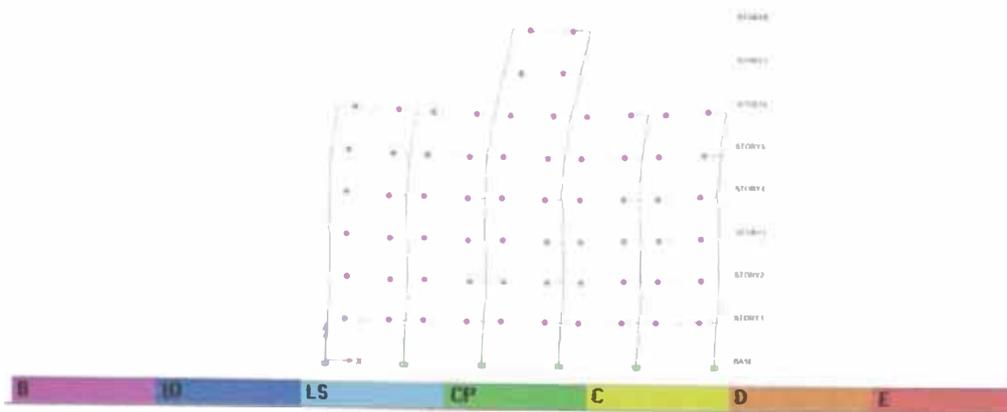


Figura 5.6 Localización de rótulas en el modelo 08B22 al final del análisis tiempo-historia usando el registro sísmico de Lima-74.

En la Figura 5.7 se muestran la localización de las rótulas formadas al final del análisis tiempo-historia del sismo Lima-74 en el modelo 08B54, el cual tiene un factor $R_m = 1.8$.

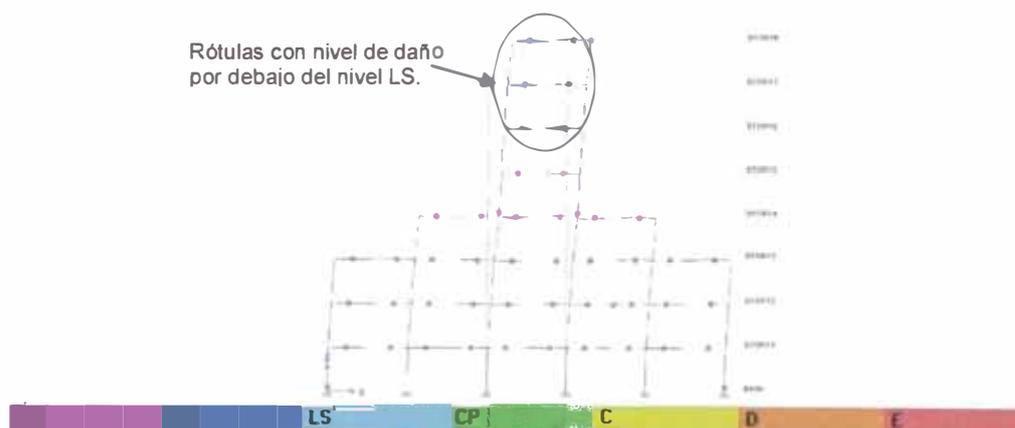


Figura 5.7 Localización de rótulas en el modelo 08B54 al final del análisis tiempo-historia usando el registro sísmico de Lima-74.

Como se puede apreciar el factor R_m es relativo a cada modelo, siendo este valor no comparable con el de otros modelos debido a que cada modelo tiene una configuración estructural y cantidad de acero diferentes en sus elementos. Aunque en la Figura 5.7 se observa rótulas con nivel de daño por debajo del nivel seguridad de vida (LS, azul) [6], que indican mayor incursión en el rango inelástico para dichas rótulas, esto no influye en mayor medida en la ductilidad global, teniendo este modelo un valor de R_m menor al del modelo mostrado en la Figura 5.6, el cual tiene una gran cantidad de rótulas con nivel de daño por debajo del nivel ocupación inmediata (IO, morada) [6] (menor incursión en el rango inelástico que las rótulas azules).

5.3 FACTOR DE IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL PARA EL CASO DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO

En el Cuadro 5.19, Cuadro 5.20, Cuadro 5.21, Cuadro 5.22, Cuadro 5.23 Y Cuadro 5.24 se presentan las relaciones “E”, calculadas a partir de los resultados que se han obtenido mediante el análisis tiempo historia usando los registros sísmicos escalados Lima-66 y Lima-74, acompañados del valor $r_T^2 \times r_{FPM}$:

Cuadro 5.19 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y E para los modelos irregulares 5B.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	E-66	E-74
EDIFICACIÓN 05B22	11.43	2.67	1.07
EDIFICACIÓN 05B30	16.31	1.40	1.25
EDIFICACIÓN 05B31	15.13	1.92	1.14
EDIFICACIÓN 05B42	10.65	2.63	1.16
EDIFICACIÓN 05B44	16.28	1.30	1.17

Cuadro 5.20 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y E para los modelos irregulares 5T.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	E-66	E-74
EDIFICACIÓN 05T2222	11.10	2.53	1.13
EDIFICACIÓN 05T4221	15.70	2.01	1.30
EDIFICACIÓN 05T4322	9.10	2.77	1.26
EDIFICACIÓN 05T4432	9.27	2.42	1.55
EDIFICACIÓN 05T4444	16.01	1.27	1.12

Cuadro 5.21 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y E para los modelos irregulares 8B.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	E-66	E-74
EDIFICACIÓN 08B20	25.64	1.13	1.30
EDIFICACIÓN 08B21	27.00	1.06	0.94
EDIFICACIÓN 08B22	25.34	1.29	0.96
EDIFICACIÓN 08B30	20.23	1.32	1.29
EDIFICACIÓN 08B31	21.93	1.27	0.97
EDIFICACIÓN 08B32	20.59	1.33	1.25
EDIFICACIÓN 08B33	13.06	1.97	1.74
EDIFICACIÓN 08B40	16.36	1.47	1.44
EDIFICACIÓN 08B41	16.91	1.54	1.28
EDIFICACIÓN 08B42	15.28	2.00	1.83
EDIFICACIÓN 08B43	9.80	1.92	2.05
EDIFICACIÓN 08B44	6.00	1.66	2.08
EDIFICACIÓN 08B50	16.42	1.48	1.40
EDIFICACIÓN 08B51	15.87	1.59	1.36
EDIFICACIÓN 08B52	13.68	1.94	2.04
EDIFICACIÓN 08B53	8.85	1.92	2.24
EDIFICACIÓN 08B54	5.88	1.44	1.99
EDIFICACIÓN 08B55	6.12	1.63	2.09
EDIFICACIÓN 08B60	24.57	1.47	1.28
EDIFICACIÓN 08B61	19.48	1.94	1.83
EDIFICACIÓN 08B62	16.44	1.51	1.68
EDIFICACIÓN 08B63	10.44	2.09	2.28
EDIFICACIÓN 08B64	7.06	1.74	2.20
EDIFICACIÓN 08B65	7.75	1.79	2.11
EDIFICACIÓN 08B66	12.49	1.61	1.34
EDIFICACIÓN 08B70	26.72	1.02	1.51
EDIFICACIÓN 08B71	25.88	1.13	1.15
EDIFICACIÓN 08B72	21.83	1.29	0.99
EDIFICACIÓN 08B73	13.43	1.88	1.95
EDIFICACIÓN 08B74	8.70	1.66	2.21
EDIFICACIÓN 08B75	9.57	1.68	1.91
EDIFICACIÓN 08B76	16.03	1.48	1.34
EDIFICACIÓN 08B77	25.28	1.25	1.59

Cuadro 5.22 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y E para los modelos irregulares 8T.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	E-66	E-74
EDIFICACIÓN 08T2000	27.16	1.05	1.47
EDIFICACIÓN 08T2200	25.45	1.07	1.29
EDIFICACIÓN 08T2220	25.66	1.14	1.00
EDIFICACIÓN 08T2222	24.95	1.30	1.01
EDIFICACIÓN 08T3000	24.50	1.19	1.42
EDIFICACIÓN 08T3300	20.04	1.30	1.22
EDIFICACIÓN 08T3330	16.04	1.62	1.17
EDIFICACIÓN 08T3333	12.71	1.87	1.72
EDIFICACIÓN 08T4000	22.49	1.28	1.46
EDIFICACIÓN 08T4400	16.33	1.44	1.40
EDIFICACIÓN 08T4440	10.82	1.77	1.45
EDIFICACIÓN 08T4444	6.00	1.61	1.72
EDIFICACIÓN 08T5000	22.58	1.27	1.55
EDIFICACIÓN 08T5500	16.54	1.45	1.39
EDIFICACIÓN 08T5550	11.07	1.58	1.48
EDIFICACIÓN 08T5555	6.25	1.70	2.09
EDIFICACIÓN 08T6000	24.94	1.15	1.55
EDIFICACIÓN 08T6600	20.90	1.22	1.56
EDIFICACIÓN 08T6660	16.86	1.32	1.43
EDIFICACIÓN 08T6666	12.73	1.59	1.36
EDIFICACIÓN 08T7000	27.98	1.04	1.47
EDIFICACIÓN 08T7111	27.23	1.05	1.07
EDIFICACIÓN 08T7211	25.86	1.12	1.00
EDIFICACIÓN 08T7221	24.51	1.12	0.90
EDIFICACIÓN 08T7222	23.00	1.33	1.02
EDIFICACIÓN 08T7321	23.85	1.25	0.99
EDIFICACIÓN 08T7322	20.12	1.36	1.19
EDIFICACIÓN 08T7332	16.82	1.54	1.60
EDIFICACIÓN 08T7333	12.51	1.91	1.79
EDIFICACIÓN 08T7432	14.45	1.81	1.95
EDIFICACIÓN 08T7433	10.75	1.88	2.01
EDIFICACIÓN 08T7443	8.96	1.82	2.22
EDIFICACIÓN 08T7444	6.96	1.47	2.00
EDIFICACIÓN 08T7543	8.79	1.89	2.30
EDIFICACIÓN 08T7544	7.01	1.59	2.18
EDIFICACIÓN 08T7554	7.19	1.63	2.26
EDIFICACIÓN 08T7555	7.60	1.69	2.11
EDIFICACIÓN 08T7654	8.07	1.63	2.30
EDIFICACIÓN 08T7655	8.74	1.75	2.01
EDIFICACIÓN 08T7665	10.56	1.67	1.61
EDIFICACIÓN 08T7666	14.32	1.48	1.34
EDIFICACIÓN 08T7700	26.95	1.11	1.50
EDIFICACIÓN 08T7766	16.40	1.42	1.40
EDIFICACIÓN 08T7770	26.01	1.09	1.57
EDIFICACIÓN 08T7776	19.37	1.39	1.52
EDIFICACIÓN 08T7777	25.46	1.22	1.59

Cuadro 5.23 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y E para los modelos irregulares 16B.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	E-66	E-74
EDIFICACIÓN 16B20	28.01	1.02	1.00
EDIFICACIÓN 16B21	28.28	0.97	0.88
EDIFICACIÓN 16B22	28.16	0.95	0.88
EDIFICACIÓN 16B40	25.12	1.00	1.04
EDIFICACIÓN 16B41	26.00	0.95	1.03
EDIFICACIÓN 16B42	26.38	1.02	1.00
EDIFICACIÓN 16B43	26.06	1.29	1.02
EDIFICACIÓN 16B44	24.45	1.50	1.19
EDIFICACIÓN 16B60	19.56	1.09	1.15
EDIFICACIÓN 16B61	20.57	1.09	1.06
EDIFICACIÓN 16B62	21.21	1.22	1.03
EDIFICACIÓN 16B63	21.08	1.46	1.15
EDIFICACIÓN 16B64	19.35	1.65	1.34
EDIFICACIÓN 16B65	15.71	1.49	1.40
EDIFICACIÓN 16B66	11.54	1.36	1.39
EDIFICACIÓN 16B80	15.68	1.11	1.14
EDIFICACIÓN 16B81	16.05	1.15	1.12
EDIFICACIÓN 16B82	16.19	1.31	1.11
EDIFICACIÓN 16B83	15.79	1.71	1.26
EDIFICACIÓN 16B84	14.28	1.80	1.44
EDIFICACIÓN 16B86	8.53	1.19	1.43
EDIFICACIÓN 16B88	5.40	1.12	1.39
EDIFICACIÓN 16BA0	16.01	1.09	1.13
EDIFICACIÓN 16BA1	15.83	1.05	1.03
EDIFICACIÓN 16BA2	15.43	1.20	0.97
EDIFICACIÓN 16BA3	14.63	1.66	1.13
EDIFICACIÓN 16BA4	13.08	1.88	1.39
EDIFICACIÓN 16BA6	8.03	1.28	1.45
EDIFICACIÓN 16BAB	5.57	1.18	1.62
EDIFICACIÓN 16BAA	6.41	1.17	1.15
EDIFICACIÓN 16BB0	21.28	1.13	1.00
EDIFICACIÓN 16BB1	20.18	1.06	1.00
EDIFICACIÓN 16BB2	19.47	1.21	1.05
EDIFICACIÓN 16BB4	16.18	1.77	1.43
EDIFICACIÓN 16BB6	9.75	1.38	1.37
EDIFICACIÓN 16BB8	6.83	1.32	1.46
EDIFICACIÓN 16BBA	8.38	1.21	1.10
EDIFICACIÓN 16BBB	14.11	1.50	1.19
EDIFICACIÓN 16BC0	26.44	1.09	1.03
EDIFICACIÓN 16BC2	25.60	0.99	1.00
EDIFICACIÓN 16BC4	21.26	1.42	1.17
EDIFICACIÓN 16BC6	12.35	1.52	1.31
EDIFICACIÓN 16BC8	8.21	1.27	1.51
EDIFICACIÓN 16BCA	9.94	1.20	1.11
EDIFICACIÓN 16BCB	17.45	1.36	1.06
EDIFICACIÓN 16BCC	25.89	1.06	0.88

Cuadro 5.24 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y E para los modelos irregulares 16T.

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	E-66	E-74
EDIFICACIÓN 16T2000	28.13	1.06	1.03
EDIFICACIÓN 16T2200	27.88	1.00	1.06
EDIFICACIÓN 16T2220	27.83	0.92	1.04
EDIFICACIÓN 16T2222	28.02	0.91	0.97
EDIFICACIÓN 16T4000	26.53	1.05	1.10
EDIFICACIÓN 16T4400	24.83	0.93	1.14
EDIFICACIÓN 16T4440	23.73	1.03	1.09
EDIFICACIÓN 16T4444	23.84	1.40	1.21
EDIFICACIÓN 16T6000	23.85	1.07	1.22
EDIFICACIÓN 16T6600	19.35	1.06	1.21
EDIFICACIÓN 16T6660	15.19	1.39	1.19
EDIFICACIÓN 16T6666	11.17	1.44	1.34
EDIFICACIÓN 16T8000	21.78	1.14	1.25
EDIFICACIÓN 16T8800	15.72	1.09	1.12
EDIFICACIÓN 16T8880	10.28	1.27	1.25
EDIFICACIÓN 16T8888	5.48	1.12	1.39
EDIFICACIÓN 16TA000	22.00	1.14	1.22
EDIFICACIÓN 16TAA00	16.21	1.08	1.12
EDIFICACIÓN 16TAAA0	11.02	1.19	1.08
EDIFICACIÓN 16TAAAA	6.61	1.18	1.16
EDIFICACIÓN 16TB000	24.51	1.11	1.07
EDIFICACIÓN 16TBB00	20.84	1.11	1.09
EDIFICACIÓN 16TBBB0	17.33	1.15	1.04
EDIFICACIÓN 16TBBBB	14.40	1.52	1.21
EDIFICACIÓN 16TC000	27.42	1.11	1.00
EDIFICACIÓN 16TC222	26.69	0.93	1.03
EDIFICACIÓN 16TC422	25.33	0.94	1.13
EDIFICACIÓN 16TC442	23.87	1.11	1.13
EDIFICACIÓN 16TC444	22.08	1.42	1.19
EDIFICACIÓN 16TC642	20.70	1.19	1.21
EDIFICACIÓN 16TC644	19.02	1.57	1.23
EDIFICACIÓN 16TC664	15.57	1.57	1.29
EDIFICACIÓN 16TC666	11.24	1.51	1.33
EDIFICACIÓN 16TC864	13.31	1.57	1.30
EDIFICACIÓN 16TC866	9.64	1.41	1.39
EDIFICACIÓN 16TC886	8.11	1.38	1.42
EDIFICACIÓN 16TC888	6.51	1.16	1.59
EDIFICACIÓN 16TCAB6	8.13	1.41	1.34
EDIFICACIÓN 16TCAB8	6.73	1.20	1.62
EDIFICACIÓN 16TCAAB	7.16	1.24	1.32
EDIFICACIÓN 16TCAAA	8.02	1.19	1.13
EDIFICACIÓN 16TCBAB	8.18	1.26	1.20
EDIFICACIÓN 16TCBAA	9.38	1.23	1.09
EDIFICACIÓN 16TCBBA	11.52	1.33	1.08
EDIFICACIÓN 16TCBBB	15.92	1.48	1.17
EDIFICACIÓN 16TCC00	26.55	1.09	1.01
EDIFICACIÓN 16TCCBB	17.87	1.36	1.02
EDIFICACIÓN 16TCC00	25.86	1.10	1.05
EDIFICACIÓN 16TCCCB	20.60	1.18	0.92
EDIFICACIÓN 16TCCCC	26.01	1.06	0.88

A priori estos resultados muestran que es necesario considerar una amplificación en la respuesta que se obtiene cuando se realiza un análisis modal espectral de edificaciones que presenten irregularidad geométrica vertical, por lo que a continuación se planteará un propuesta para definir un factor de irregularidad geométrica vertical para el desplazamiento relativo de entrepisos " ϵ_v " que al ser incluido en el cálculo de los desplazamientos relativos de entrepiso inelásticos nos brinde mayor seguridad al momento de hacer el control de desplazamientos relativos de entrepiso según lo que indica la norma Técnica

E.030. En la Figura 5.10 se muestra los valores de E vs $r_T^2 \times r_{FPM}$, y a continuación el valor propuesto para ϵ_v :

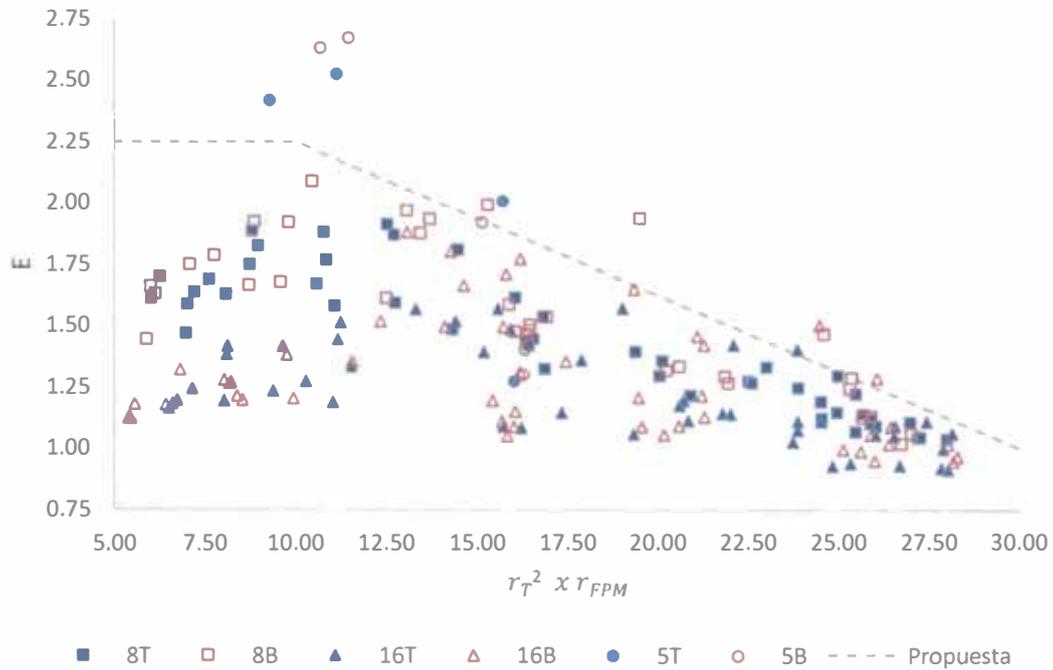


Figura 5.8 E vs. $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-66.

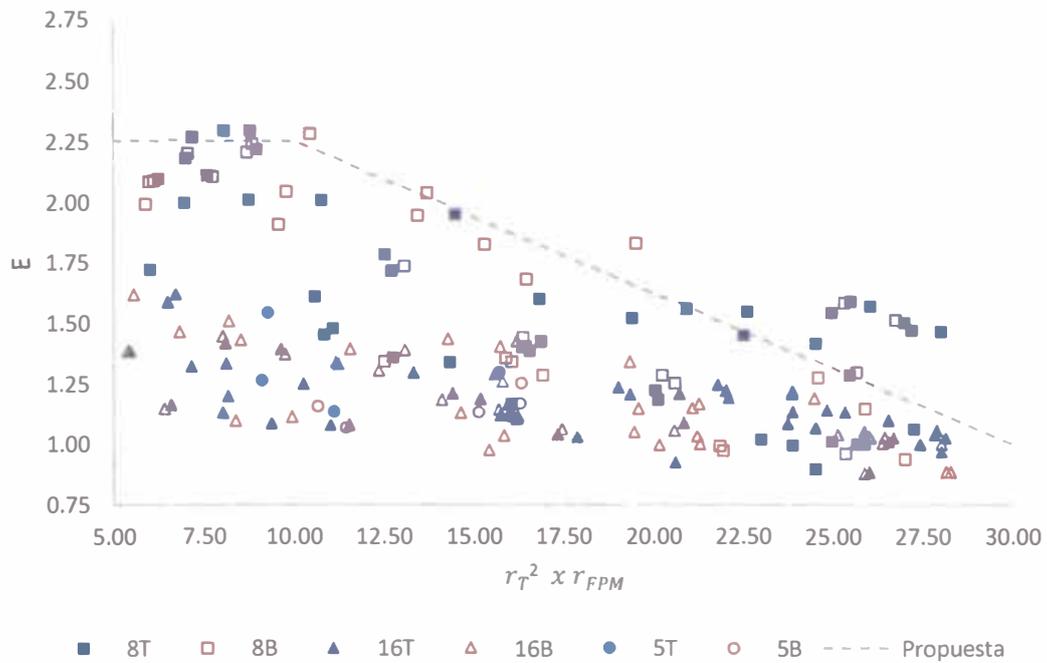


Figura 5.9 E vs. $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-74.

Finalmente agrupando los resultados se ha obtenido la siguiente gráfica:

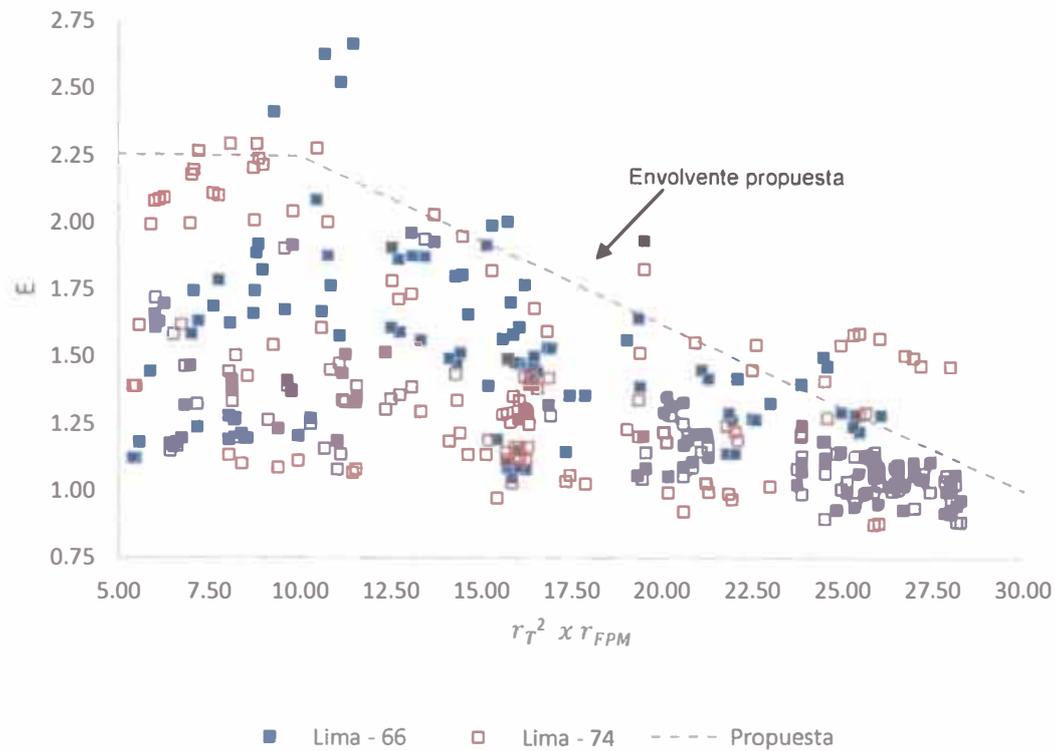


Figura 5.10 E vs. $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares y Propuesta para el valor del Factor de irregularidad geométrica vertical

En la Figura 5.8 y Figura 5.9 es apreciable que los modelos de 5 y 8 Pisos presentan mayores valores del factor E, ya que como se observó en la Figura 5.3 y Figura 5.4 estos modelos tienen mayor incursión en el rango inelástico.

En la Figura 5.8 se puede apreciar la existencia de 4 modelos de 5 pisos que están muy distantes del límite propuesto, esto es debido, para el caso del registro sísmico de Lima-66 que al escalar el correspondiente espectro de pseudo-aceleraciones la región para las estructuras con periodos menores a $T=0.5s$ tienen valores de pseudo-aceleración mucho mayores que el propuesto en la normativa peruana (Ver Figura 4.35).

En la Figura 5.9 existe un grupo de modelos de 8 Pisos con un grado de irregularidad baja ($r_T^2 \times r_{FPM} > 25$) y un alto valor de E, los cuales son mostrados en la siguiente figura (Ver Figura 5.11). Estos modelos, según lo visto en la Figura 5.4, incursionan en mayor medida que el resto en el rango inelástico por lo que es de esperar que presenten en algunos casos mayores desplazamientos relativos de entrepiso, especialmente en los niveles donde se produce la irregularidad.

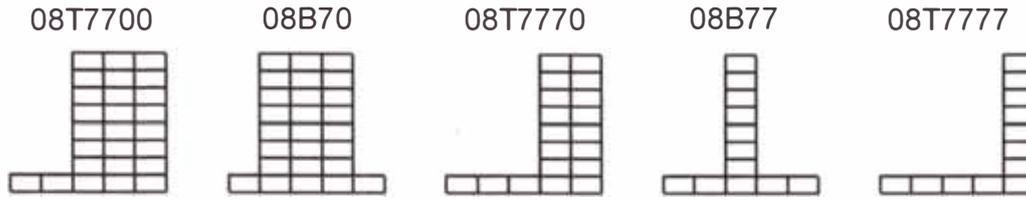


Figura 5.11 Modelos de 8 Pisos con grado de irregularidad bajo ($r_T^2 \times r_{FPM} > 25$) y un alto valor de E

La variabilidad en el resultado de los valores de E hace notar que si bien la respuesta no-lineal depende de muchos factores aparte de la irregularidad que pueda tener una edificación, aún es posible obtener una tendencia de los resultados que dependa de valores que ya son calculados en el proceso de un análisis modal espectral (Periodos y Factores de participación modal). El valor de ϵ_v será el correspondiente a la ecuación de la envolvente de estos valores para lograr resultados conservadores al momento de escalar los resultados del análisis modal espectral.

El factor de irregularidad geométrica vertical ϵ_v vendría a ser:

$$\epsilon_v = \left\{ \begin{array}{l} \text{si } r_T^2 \times r_{FPM} \leq 10 \rightarrow \epsilon_v = 2.25 \\ \text{si } 10 < r_T^2 \times r_{FPM} < 30 \rightarrow \epsilon_v = 2.875 - 1.25 \times r_T^2 \times r_{FPM} / 20 \\ \text{si } r_T^2 \times r_{FPM} \geq 30 \rightarrow \epsilon_v = 1 \end{array} \right\}$$

Por lo que el cálculo de los desplazamientos relativos de entrepiso para las edificaciones que presenten irregularidad vertical sería:

$$\text{Desplazamiento lateral de entrepiso edificación irregular} = \epsilon_v \times \text{Desplazamiento lateral de entrepiso Norma E - 030}$$

Pudiendo reescribir la misma expresión de la siguiente manera:

$$\text{Desplazamiento lateral de entrepiso edificación irregular} = \epsilon_v \times 0.75R \times \text{Desplazamiento lateral de entrepiso modal espectral}$$

5.4 FACTOR DE IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL PARA EL CASO DE CORTANTE EN LA BASE

En el Cuadro 5.25, Cuadro 5.26, Cuadro 5.27, Cuadro 5.28, Cuadro 5.29 Y Cuadro 5.30 se presentan las relaciones "S", calculados a partir de los resultados que se han obtenido mediante el análisis tiempo historia usando los registros sísmicos escalados Lima-66 y Lima-74, acompañados de $r_T^2 \times r_{FPM}$, calculado anteriormente.

Cuadro 5.25 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y S para los modelos irregulares 5B

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	S-66	S-74
EDIFICACIÓN 05B22	11.43	1.12	0.99
EDIFICACIÓN 05B30	16.31	0.99	1.03
EDIFICACIÓN 05B31	15.13	1.07	1.09
EDIFICACIÓN 05B42	10.65	1.28	0.99
EDIFICACIÓN 05B44	16.28	2.09	1.47

Cuadro 5.26 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y S para los modelos irregulares 5T

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	S-66	S-74
EDIFICACIÓN 05T2222	11.10	1.03	0.88
EDIFICACIÓN 05T4221	15.70	0.99	0.95
EDIFICACIÓN 05T4322	9.10	1.09	0.89
EDIFICACIÓN 05T4432	9.27	1.10	1.02
EDIFICACIÓN 05T4444	16.01	1.63	1.02

Cuadro 5.27 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y S para los modelos irregulares 8B

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	S-66	S-74
EDIFICACIÓN 08B20	25.64	0.87	1.13
EDIFICACIÓN 08B21	27.00	0.94	0.91
EDIFICACIÓN 08B22	25.34	0.87	0.92
EDIFICACIÓN 08B30	20.23	0.93	1.05
EDIFICACIÓN 08B31	21.93	0.89	0.95
EDIFICACIÓN 08B32	20.59	0.82	0.94
EDIFICACIÓN 08B33	13.06	0.98	1.03
EDIFICACIÓN 08B40	16.36	1.08	1.15
EDIFICACIÓN 08B41	16.91	0.95	1.03
EDIFICACIÓN 08B42	15.28	0.94	1.09
EDIFICACIÓN 08B43	9.80	1.08	1.12
EDIFICACIÓN 08B44	6.00	1.32	1.45
EDIFICACIÓN 08B50	16.42	1.18	1.25
EDIFICACIÓN 08B51	15.87	1.04	1.15
EDIFICACIÓN 08B52	13.68	1.10	1.15
EDIFICACIÓN 08B53	8.85	1.32	1.26
EDIFICACIÓN 08B54	5.88	1.43	1.54
EDIFICACIÓN 08B55	6.12	1.86	1.70
EDIFICACIÓN 08B60	24.57	1.44	1.35
EDIFICACIÓN 08B61	19.48	1.35	1.39
EDIFICACIÓN 08B62	16.44	0.83	1.13
EDIFICACIÓN 08B63	10.44	1.14	1.16
EDIFICACIÓN 08B64	7.06	1.34	1.47
EDIFICACIÓN 08B65	7.75	1.76	1.74
EDIFICACIÓN 08B66	12.49	1.57	1.39
EDIFICACIÓN 08B70	26.72	1.22	1.15
EDIFICACIÓN 08B71	25.88	0.97	1.04
EDIFICACIÓN 08B72	21.83	0.90	1.01
EDIFICACIÓN 08B73	13.43	1.08	1.14
EDIFICACIÓN 08B74	8.70	1.42	1.45
EDIFICACIÓN 08B75	9.57	1.79	1.65
EDIFICACIÓN 08B76	16.03	2.02	1.41
EDIFICACIÓN 08B77	25.28	2.05	1.38

Cuadro 5.28 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y S para los modelos irregulares 8T

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	S-66	S-74
EDIFICACIÓN 08T2000	27.16	0.86	1.08
EDIFICACIÓN 08T2200	25.45	0.83	1.07
EDIFICACIÓN 08T2220	25.66	0.92	0.99
EDIFICACIÓN 08T2222	24.95	0.79	0.83
EDIFICACIÓN 08T3000	24.50	0.84	1.07
EDIFICACIÓN 08T3300	20.04	0.82	1.00
EDIFICACIÓN 08T3330	16.04	0.87	0.83
EDIFICACIÓN 08T3333	12.71	0.90	0.95
EDIFICACIÓN 08T4000	22.49	0.86	1.11
EDIFICACIÓN 08T4400	16.33	0.99	1.08
EDIFICACIÓN 08T4440	10.82	1.12	1.10
EDIFICACIÓN 08T4444	6.00	1.24	1.32
EDIFICACIÓN 08T5000	22.58	0.95	1.15
EDIFICACIÓN 08T5500	16.54	1.09	1.25
EDIFICACIÓN 08T5550	11.07	1.43	1.36
EDIFICACIÓN 08T5555	6.25	1.67	1.55
EDIFICACIÓN 08T6000	24.94	1.02	1.16
EDIFICACIÓN 08T6600	20.90	1.09	1.28
EDIFICACIÓN 08T6660	16.86	1.28	1.38
EDIFICACIÓN 08T6666	12.73	1.73	1.27
EDIFICACIÓN 08T7000	27.98	1.03	1.07
EDIFICACIÓN 08T7111	27.23	0.93	0.96
EDIFICACIÓN 08T7211	25.86	0.84	0.87
EDIFICACIÓN 08T7221	24.51	0.82	0.82
EDIFICACIÓN 08T7222	23.00	0.79	0.85
EDIFICACIÓN 08T7321	23.85	0.81	0.87
EDIFICACIÓN 08T7322	20.12	0.78	0.89
EDIFICACIÓN 08T7332	16.82	0.87	0.99
EDIFICACIÓN 08T7333	12.51	0.95	0.98
EDIFICACIÓN 08T7432	14.45	0.93	1.07
EDIFICACIÓN 08T7433	10.75	1.00	1.05
EDIFICACIÓN 08T7443	8.96	1.11	1.14
EDIFICACIÓN 08T7444	6.96	1.25	1.31
EDIFICACIÓN 08T7543	8.79	1.19	1.21
EDIFICACIÓN 08T7544	7.01	1.29	1.35
EDIFICACIÓN 08T7554	7.19	1.40	1.44
EDIFICACIÓN 08T7555	7.60	1.73	1.60
EDIFICACIÓN 08T7654	8.07	1.37	1.49
EDIFICACIÓN 08T7655	8.74	1.59	1.53
EDIFICACIÓN 08T7665	10.56	1.64	1.45
EDIFICACIÓN 08T7666	14.32	1.80	1.31
EDIFICACIÓN 08T7700	26.95	1.21	1.15
EDIFICACIÓN 08T7766	16.40	1.91	1.34
EDIFICACIÓN 08T7770	26.01	1.53	1.28
EDIFICACIÓN 08T7776	19.37	1.97	1.39
EDIFICACIÓN 08T7777	25.46	2.03	1.42

Cuadro 5.29 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y S para los modelos irregulares 16B

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	S-66	S-74
EDIFICACIÓN 16B20	28.01	1.23	0.91
EDIFICACIÓN 16B21	28.28	1.27	0.85
EDIFICACIÓN 16B22	28.16	1.30	0.91
EDIFICACIÓN 16B40	25.12	1.21	1.02
EDIFICACIÓN 16B41	26.00	1.25	0.94
EDIFICACIÓN 16B42	26.38	1.28	1.04
EDIFICACIÓN 16B43	26.06	1.22	1.11
EDIFICACIÓN 16B44	24.45	1.22	1.00
EDIFICACIÓN 16B60	19.56	1.24	1.18
EDIFICACIÓN 16B61	20.57	1.28	1.03
EDIFICACIÓN 16B62	21.21	1.28	0.97
EDIFICACIÓN 16B63	21.08	1.23	1.01
EDIFICACIÓN 16B64	19.35	1.22	1.00
EDIFICACIÓN 16B65	15.71	1.17	1.09
EDIFICACIÓN 16B66	11.54	1.14	1.14
EDIFICACIÓN 16B80	15.68	1.30	1.24
EDIFICACIÓN 16B81	16.05	1.33	1.15
EDIFICACIÓN 16B82	16.19	1.32	1.03
EDIFICACIÓN 16B83	15.79	1.24	1.01
EDIFICACIÓN 16B84	14.28	1.21	1.10
EDIFICACIÓN 16B86	8.53	1.11	1.23
EDIFICACIÓN 16B88	5.40	1.09	1.52
EDIFICACIÓN 16BA0	16.01	1.43	1.42
EDIFICACIÓN 16BA1	15.83	1.46	1.26
EDIFICACIÓN 16BA2	15.43	1.43	1.12
EDIFICACIÓN 16BA3	14.63	1.38	1.08
EDIFICACIÓN 16BA4	13.08	1.42	1.20
EDIFICACIÓN 16BA6	8.03	1.38	1.43
EDIFICACIÓN 16BAB	5.57	1.33	1.72
EDIFICACIÓN 16BAA	6.41	1.49	1.69
EDIFICACIÓN 16BB0	21.28	1.43	1.32
EDIFICACIÓN 16BB1	20.18	1.50	1.17
EDIFICACIÓN 16BB2	19.47	1.54	1.21
EDIFICACIÓN 16BB4	16.18	1.51	1.27
EDIFICACIÓN 16BB6	9.75	1.59	1.59
EDIFICACIÓN 16BB8	6.83	1.68	1.80
EDIFICACIÓN 16BBA	8.38	1.82	1.77
EDIFICACIÓN 16BBB	14.11	2.03	1.88
EDIFICACIÓN 16BC0	26.44	1.36	1.14
EDIFICACIÓN 16BC2	25.60	1.47	1.18
EDIFICACIÓN 16BC4	21.26	1.43	1.27
EDIFICACIÓN 16BC6	12.35	1.39	1.45
EDIFICACIÓN 16BC8	8.21	1.43	1.65
EDIFICACIÓN 16BCA	9.94	1.81	1.87
EDIFICACIÓN 16BCB	17.45	1.97	1.87
EDIFICACIÓN 16BCC	25.89	2.07	1.45

Cuadro 5.30 Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ y S para los modelos irregulares 16T

Modelo	$r_T^2 \times r_{FPM}$	S-66	S-74
EDIFICACIÓN 16T2000	28.13	1.21	0.84
EDIFICACIÓN 16T2200	27.88	1.20	0.86
EDIFICACIÓN 16T2220	27.83	1.20	0.88
EDIFICACIÓN 16T2222	28.02	1.27	0.85
EDIFICACIÓN 16T4000	26.53	1.18	0.86
EDIFICACIÓN 16T4400	24.83	1.12	0.88
EDIFICACIÓN 16T4440	23.73	1.07	0.87
EDIFICACIÓN 16T4444	23.84	1.14	0.87
EDIFICACIÓN 16T6000	23.85	1.19	0.90
EDIFICACIÓN 16T6600	19.35	1.14	0.91
EDIFICACIÓN 16T6660	15.19	1.11	0.87
EDIFICACIÓN 16T6666	11.17	1.07	0.84
EDIFICACIÓN 16T8000	21.78	1.21	0.88
EDIFICACIÓN 16T8800	15.72	1.19	0.89
EDIFICACIÓN 16T8880	10.28	1.14	0.92
EDIFICACIÓN 16T8888	5.48	0.99	1.10
EDIFICACIÓN 16TA000	22.00	1.28	0.91
EDIFICACIÓN 16TAA00	16.21	1.36	0.94
EDIFICACIÓN 16TAAAD	11.02	1.62	1.12
EDIFICACIÓN 16TAAAA	6.61	1.53	1.06
EDIFICACIÓN 16TB000	24.51	1.26	0.91
EDIFICACIÓN 16TBB00	20.84	1.40	1.07
EDIFICACIÓN 16TBBB0	17.33	1.63	1.28
EDIFICACIÓN 16TBBB8	14.40	2.03	1.60
EDIFICACIÓN 16TC000	27.42	1.22	0.86
EDIFICACIÓN 16TC222	26.69	1.29	0.88
EDIFICACIÓN 16TC422	25.33	1.26	0.90
EDIFICACIÓN 16TC442	23.87	1.18	0.90
EDIFICACIÓN 16TC444	22.08	1.19	0.89
EDIFICACIÓN 16TC642	20.70	1.20	0.93
EDIFICACIÓN 16TC644	19.02	1.19	0.88
EDIFICACIÓN 16TC664	15.57	1.19	0.91
EDIFICACIÓN 16TC666	11.24	1.18	0.88
EDIFICACIÓN 16TC864	13.31	1.21	0.89
EDIFICACIÓN 16TC866	9.64	1.19	0.88
EDIFICACIÓN 16TC886	8.11	1.15	0.94
EDIFICACIÓN 16TC888	6.51	1.07	1.05
EDIFICACIÓN 16TCA86	8.13	1.38	1.04
EDIFICACIÓN 16TCA88	6.73	1.20	1.18
EDIFICACIÓN 16TCAA8	7.16	1.68	1.17
EDIFICACIÓN 16TCAAA	8.02	1.69	1.08
EDIFICACIÓN 16TCB88	8.18	1.72	1.10
EDIFICACIÓN 16TCBAA	9.38	1.85	1.08
EDIFICACIÓN 16TCBBA	11.52	1.90	1.24
EDIFICACIÓN 16TCBBB	15.92	2.00	1.54
EDIFICACIÓN 16TCC00	26.55	1.35	0.94
EDIFICACIÓN 16TCCBB	17.87	1.82	1.39
EDIFICACIÓN 16TCCCB	25.86	1.49	1.02
EDIFICACIÓN 16TCCCB	20.60	1.77	1.24
EDIFICACIÓN 16TCCCC	26.01	2.07	1.06

Como se observó anteriormente es necesario considerar una amplificación en la respuesta que se obtiene cuando se realiza un análisis modal espectral de edificaciones que presenten irregularidad geométrica vertical, por lo que, a continuación se planteará una propuesta para definir un factor de irregularidad geométrica vertical para el cortante de diseño " \mathcal{Z}_v " que al ser incluido en el cálculo del cortante de diseño en la base nos brinde mayor seguridad al momento de realizar las verificaciones de diseño según lo que indica la Norma Técnica E.060. En la Figura 5.14 se muestra los valores de S vs $r_T^2 \times r_{FPM}$, y a continuación el valor propuesto para \mathcal{Z}_v :

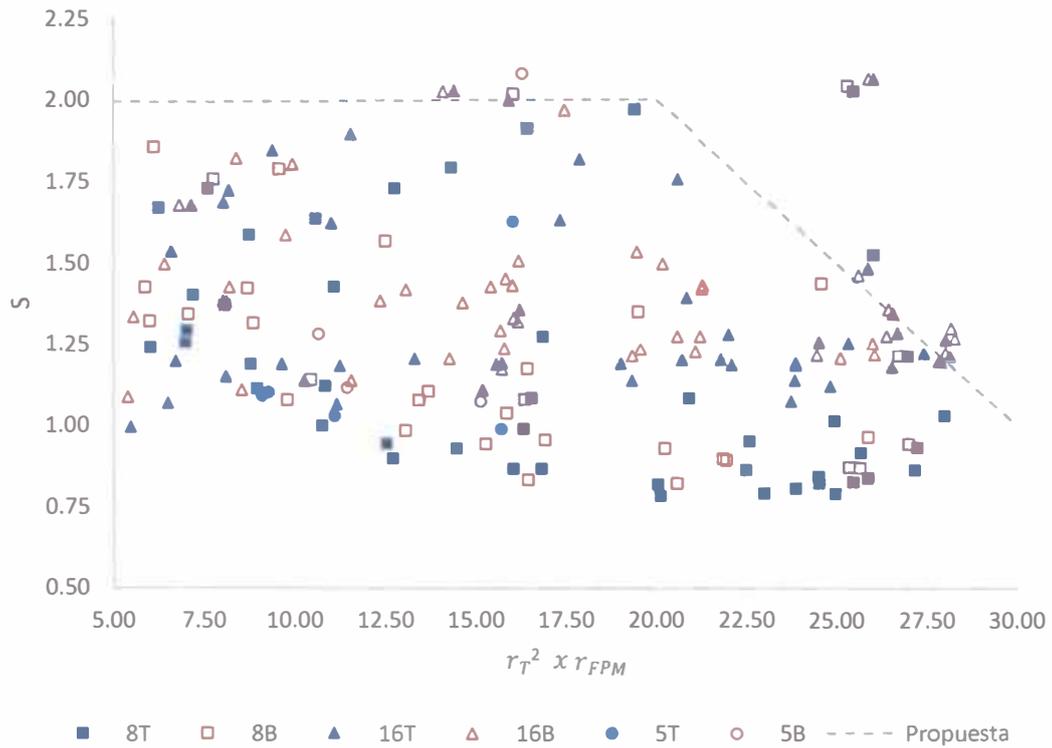


Figura 5.12 S vs $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-66.

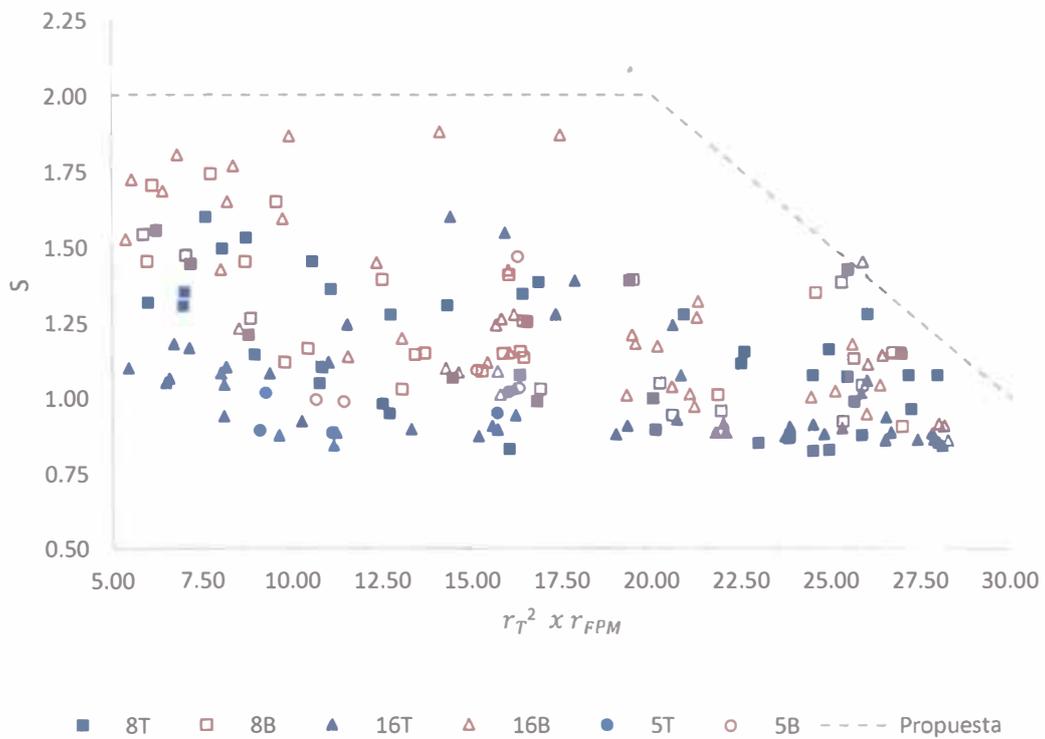


Figura 5.13 S vs $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares usando el registro sísmico de Lima-74.

Finalmente agrupando los resultados se ha obtenido la siguiente gráfica:

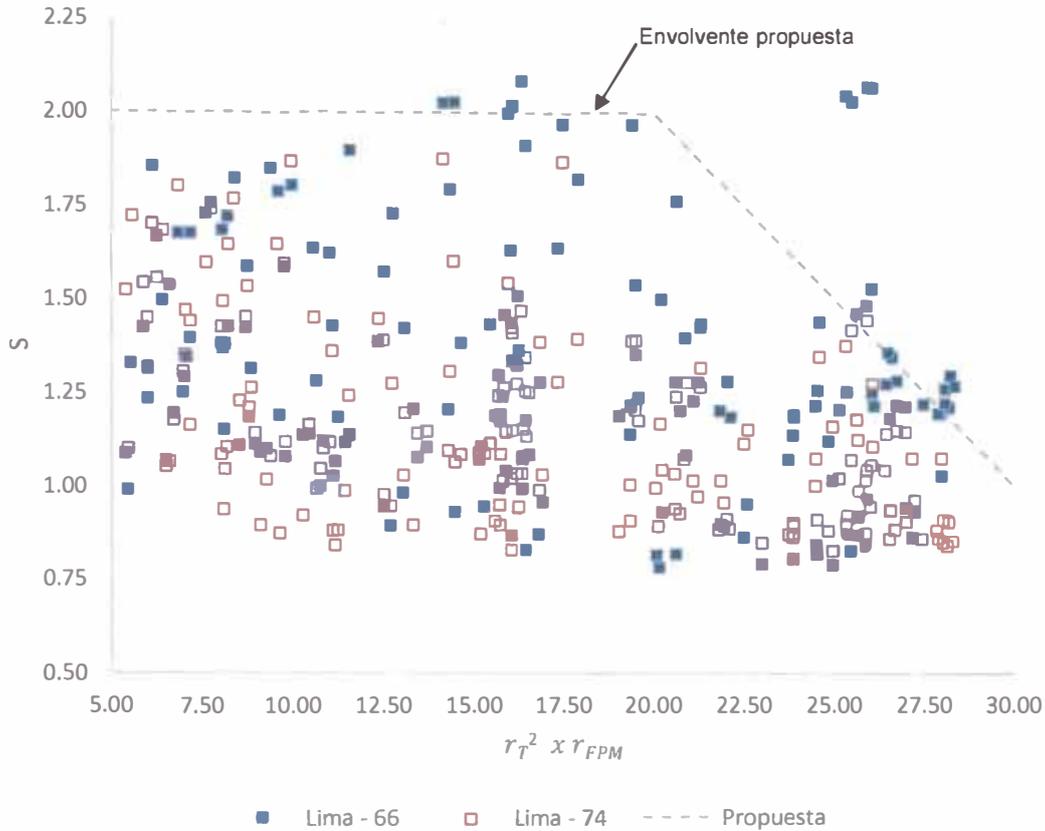


Figura 5.14 S vs. $r_T^2 \times r_{FPM}$ para todos los modelos irregulares y Propuesta para el valor del Factor de irregularidad geométrica vertical

En la Figura 5.12 se puede apreciar la existencia de 4 modelos (2 modelos de 8 Pisos y 2 modelos de 16 Pisos) que están muy distantes del límite propuesto, esto es debido, a que los primeros niveles de estos modelos presentan mucha mayor masa comparada con el resto de niveles generando una gran diferencia de cortantes, viéndose reflejado esto en mayor medida para el sismo de Lima-66.

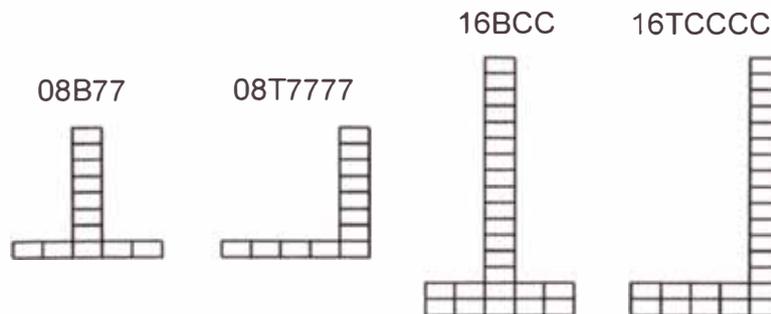


Figura 5.15 Modelos de 8 Pisos con un alto valor de S usando el registro sísmico de Lima-66.

La variabilidad en el resultado de los valores de S hace notar que si bien la respuesta no-lineal depende de muchos factores aparte de la irregularidad que pueda tener una edificación, aún es posible obtener una tendencia de los resultados que dependa de valores que ya son calculados en el proceso de un análisis modal espectral (Periodos y Factores de participación modal), el valor de \mathcal{Z}_v será el correspondiente a la ecuación de la envolvente de estos valores para lograr resultados conservadores al momento de escalar los resultados del análisis modal espectral.

El factor de irregularidad geométrica vertical \mathcal{Z}_v vendría a ser:

$$\mathcal{Z}_v = \left\{ \begin{array}{l} \text{si } r_T^2 \times r_{FPM} \leq 20 \rightarrow \mathcal{Z}_v = 2 \\ \text{si } 20 < r_T^2 \times r_{FPM} < 30 \rightarrow \mathcal{Z}_v = 4 - 0.1 \times r_T^2 \times r_{FPM} \\ \text{si } r_T^2 \times r_{FPM} \geq 30 \rightarrow \mathcal{Z}_v = 1 \end{array} \right\}$$

Por lo que el cálculo del cortante de diseño en la base para las edificaciones que presenten irregularidad vertical sería de la siguiente manera:

$$\text{Cortante de diseño en la base edificación irregular} = \mathcal{Z}_v \times \text{Cortante de diseño en la base Norma E - 030}$$

Finalmente, haciendo uso del valor de $r_T^2 \times r_{FPM}$ podemos darnos cuenta a priori cual es el grado de irregularidad que tiene una edificación, pudiendo ser la siguiente:

- Bajo grado de irregularidad : $r_T^2 \times r_{FPM} \geq 25$

Más de la mitad de los pisos tiene la misma área en planta (Ver Figura 5.16).

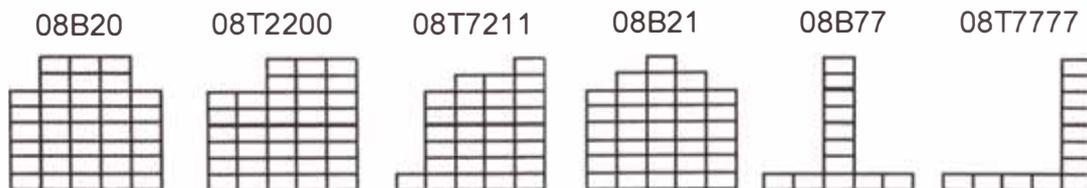


Figura 5.16 Edificaciones de 8 pisos con bajo grado de irregularidad

- Mediano grado de irregularidad: $25 > r_T^2 \times r_{FPM} > 10$

Menos del 25% del total de pisos tiene un área menor que el área del nivel base (Ver Figura 5.16).

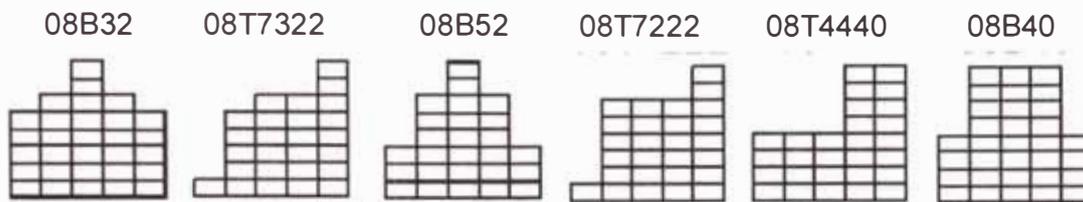


Figura 5.17 Edificaciones de 8 pisos con mediano grado de irregularidad

- Alto grado de irregularidad: $r_T^2 \times r_{FPM} < 10$

Entre el 25 y 75% de los pisos tienen áreas menores que los pisos en la base de la edificación (Ver Figura 5.16).

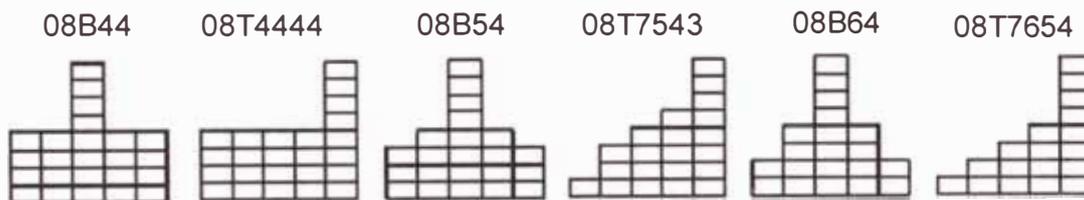


Figura 5.18 Edificaciones de 8 pisos con alto grado de irregularidad

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

En general las normativas tienen especial cuidado con las edificaciones irregulares prohibiéndolas o teniendo factores de reducción que afectan de alguna manera el control de desplazamientos laterales que se realiza para su validación. Estos factores de castigo en algunos casos son muy generales y no tienen en cuenta el grado de irregularidad que pudiera presentar la edificación en estudio.

Es esencial conocer las condiciones de sitio para determinar de manera adecuada la demanda a la cual será sometida una edificación debido a la gran variación de la respuesta sísmica tal como la respuesta de desplazamientos relativos de entrepiso, como consecuencia, de un cambio en los parámetro de tipo de suelo.

Se observa claramente la influencia de la irregularidad geométrica vertical en las respuestas de desplazamientos laterales comparándolas con el caso "Base". Esta premisa ayudó a la deducción de la existencia de un grado de irregularidad en las estructuras que afectaba en la respuesta de desplazamientos. De forma similar este grado de irregularidad influía aún más en las respuestas de desplazamientos relativos de entrepiso.

La descripción cualitativa del grado de irregularidad según la información de desplazamiento relativo de entrepiso obtenido a partir del análisis modal espectral, no es reflejada con los resultados obtenidos del análisis tiempo historia. Por lo tanto, se debe incluir un factor de irregularidad geométrica vertical a este procedimiento para que tenga mejor aproximación a los resultados obtenidos en el análisis no-lineal.

Con el cálculo del parámetro R_m , se observó que los modelos cuando son sometidos al registro sísmico de Lima - 74 incursionan en mayor medida en el rango inelástico que para el caso de Lima - 66.

El factor de irregularidad geométrica vertical para el desplazamiento relativo de entrepisos " ϵ_v " brinda una adecuada caracterización del grado de irregularidad geométrica vertical que presenta una estructura, tal que al incluirla en el cálculo

de desplazamientos relativos de entrepiso, logra así, un mejor control en cuanto al análisis y diseño de edificaciones irregulares.

Se aprecia que el grado de irregularidad geométrica vertical de una edificación afecta de manera notable la relación entre los periodos y factores de participación modal del primer y segundo modo, siendo esta condición la que ayudó a identificar el comportamiento del factor de irregularidad geométrica vertical ϵ_v . Debido a esto, se puede destacar que existen 3 zonas definidas que se podrían nombrar como de alto grado de irregularidad geométrica vertical para las edificaciones que tengan un valor de $r_T^2 \times r_{FPM} < 10$, de mediano grado de irregularidad para las edificaciones que tengan un valor de $r_T^2 \times r_{FPM}$ entre 10 y 25 y de bajo grado de irregularidad geométrica vertical en las que el valor de $r_T^2 \times r_{FPM}$ sea mayor a 25. Valores de $r_T^2 \times r_{FPM}$ mayores a 30, indican que la estructura es regular.

El método para calcular los desplazamientos relativos de entrepiso inelásticos propuestos por la Norma Técnica E.030 difiere del comportamiento real que tienen las edificaciones irregulares, al no considerar esta el grado de irregularidad que presenta dicha edificación; esto puede traducirse en pérdidas humanas y económicas, yendo además, en contra de la filosofía del diseño sismo resistente.

El factor de irregularidad geométrica vertical para el cortante de diseño " ζ_v " obtenido indica que inclusive las estructuras con bajo grado de irregularidad geométrica vertical presentan solicitudes de cortante en la base mayores que las recomendadas por la Norma Técnica E.030 por lo que es necesario incluir un factor que considere dicho grado de irregularidad.

Los factores de irregularidad geométrica vertical ϵ_v y ζ_v encontrados dependen únicamente de valores calculados mediante un análisis modal espectral, lo cual es práctico de incluir en el cálculo final de desplazamientos relativos de entrepiso y cortante en la base respectivamente. Cabe resaltar que aún así, debido a la gran variabilidad de resultados que tomo la relación del desplazamiento relativo de entrepiso obtenido del análisis no-lineal y del desplazamiento relativo de entrepiso obtenido del análisis modal espectral (E) y la relación del cortante en la base obtenido del análisis no-lineal y del cortante en la

base obtenido del análisis modal espectral (S), los factores de irregularidad geométrica vertical ϵ_v y ζ_v brindan resultados conservadores, ya que, en algunos casos pudiera ser menores, especialmente si se toma en consideración parámetros de comportamiento no-lineal más precisos en los elementos.

Las recomendaciones para el pre-dimensionado de elementos sismo-resistentes cumplen de manera adecuada los requerimientos de la Norma Técnica E.030 para el caso de las respuestas halladas mediante el análisis modal espectral, siendo no necesariamente válidas al momento de analizar las respuestas de un análisis no-lineal al no cumplir con los límites de desplazamiento relativos de entrepiso establecidos por la Norma Técnica E.030.

6.2 RECOMENDACIONES

Se debe incluir los factores de irregularidad geométrica vertical para el desplazamiento relativo de entrepisos (ϵ_v) y cortante en la base (\mathcal{Z}_v) en el cálculo de desplazamientos relativos de entrepiso y cortante en la base cuando las edificaciones aporticadas presenten irregularidad geométrica vertical en su configuración estructural.

Se debe tener especial cuidado en el detallamiento de los elementos donde se esperan mecanismos de rótulas plásticas ya que de esto dependerá el comportamiento general del sistema.

Para un análisis no-lineal más detallado es necesario la caracterización real de los materiales usados en nuestro país; en especial lo concerniente al acero de refuerzo, ya que, este es el elemento que brindará la ductilidad al sistema.

Se debe evitar las edificaciones aporticadas con alto grado de irregularidad geométrica vertical ($r_T^2 \times r_{FPM} < 10$) ya que estas presentan una gran variación en su respuesta no-lineal comparada con un análisis modal espectral.

Se recomienda realizar estudios adicionales con otras condiciones de suelo y configuración estructural, para las otras irregularidades tanto en planta como en elevación con el fin de generar otros parámetros ϵ_v y \mathcal{Z}_v que ayuden a la correcta caracterización de las irregularidades, pudiéndose dar el caso de que se generalice el uso de $r_T^2 \times r_{FPM}$ para la caracterización de la irregularidad, ya que este indicador solo depende de los parámetros dinámicos de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

1. Al-Ali, A. A. K.; Krawinkler, H. *Effects of Vertical Irregularities on Seismic Behaviour of Building Structures*; Tesis Doctoral; John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: California, Estados Unidos, 1998.
2. American Society of Civil Engineers. *ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*; Estados Unidos, 2010.
3. Blanco, A. *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*, Segunda ed.; CIP: Lima Perú, 1997.
4. Chopra, A. K. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Segunda ed.; Prentice Hall: New Jersey Estados Unidos, 1995.
5. Computers and Structures Inc. *CSI Analysis Reference Manual*; Berkeley, California, Estados Unidos, 2013.
6. Federal Emergency Management Agency; American Society of Civil Engineers. *FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*; Washington D.C., 2000.
7. Habibi, A.; Asadi, K. Seismic Performance of RC Frames Irregular in Elevation Designed Based on Iranian Seismic Code. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering* **2013**, 1 (2), 40-55.
8. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo T. *NSR 10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*; Colombia, 2010.
9. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. *E-030 Diseño Sismorresistente*; Sencico: Lima, Perú, 2003.
10. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. *E-060 Concreto Armado*; Sencico: Lima, Perú, 2009.
11. Morales, R. *Diseño en Concreto Armado*, Tercera ed.; Fondo Editorial ICG: Lima Perú, 2006.
12. Novelli, V. *The Unloading Stiffness of Reinforced Concrete Members*; Università degli Studi di Pavia: Pavia Italia, 2008.
13. Otani, S. *Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings*; University of Tokyo: Tokyo Japón, 2002.
14. Paulay, T.; Priestley, M. J. N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Primera ed.; John Wiley & Sons, Inc: New York Estados Unidos, 1992.
15. Salinas Basualdo, R.; Rodriguez, E.; Sánchez, R. A. *Ensayos en mesa vibradora de edificios miniatura con muros estructurales de concreto convencionales y autocentrados*; Revista de Ingeniería Sísmica: México D. F. México, 2013.

16. Seneviratna, G. D. P. K.; Krawinkler, H. *Evaluation of Inelastic MDOF Effects for Seismic Design*; Department of Civil Engineering, Stanford University: Stanford, Estados Unidos, 1997.
17. Takeda, T.; Sozen, M. A.; Nielsen, N. N. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *ASCE, Journal of the Structural Division* **1970**, 96 (ST12), 2557 - 2573.
18. Wong, C. M.; Tso, W. K. Seismic Loading For Buildings With Setbacks. *Canadian Journal of Civil Engineering* **1994**, 21 (5).