

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**DISEÑO SÍSMICO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS
DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL**

Tesis para optar el Grado de Magíster en Ingeniería Civil, que presenta

ROMEL CÓRDOVA SHEDAN

ASESOR

Mg. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS

Lima – Perú

2017



DEDICATORIA

A Dios por darme la vida y permitirme haber logrado este objetivo.

A Jan Skov y Rocio Shedan por apoyarme a hacer que este sueño de culminar la maestría sea una realidad.

A mi esposa por la constante motivación para salir adelante y superarme.



AGRADECIMIENTOS

Mis sinceros agradecimientos a mi asesor José Martín Velásquez Vargas por su constante apoyo y asesoramiento en la elaboración de esta tesis.

A los docentes de la escuela de posgrado de ingeniería civil de la Pontificia Universidad católica del Perú por brindarme valiosos conocimientos.

A mis compañeros de la maestría de universidad con quienes compartí gratos momentos.

A mis tíos Lorenzo y Emma quienes me acompañaron y motivaron durante la maestría.

RESUMEN

El diseño sísmico tradicional es el diseño basado en fuerzas (DBF), existe otro diseño sísmico basado directo basado en desplazamientos (DDBD) propuesto por su principal impulsor Priestley, M.J.N (2007).

El DDBD a diferencia del DBF considera el daño estructural, con la finalidad de lograr un mecanismo de falla de la estructura para evitar el colapso.

Es más fácil cuantificar el daño de una estructura a través de desplazamientos que de fuerzas.

De esta manera una estructura para alcanzar un desplazamiento último de diseño, debe lograr una adecuada ductilidad, es decir la estructura será dañada incurriendo en el rango inelástico.

En la primera parte de esta tesis se presenta las diferencias que existen entre las metodologías del DDBD y del DBF resaltando algunas bondades del DDBD.

En la segunda parte se presenta un caso de estudio de un edificio dual de 5 niveles que presenta regularidad tanto en planta como en elevación y se encuentra ubicada en una zona altamente sísmica cuya aceleración en suelo firme es el 45% de la aceleración de la gravedad.

Luego se aplica las metodologías del DDBD y DBF al caso de estudio, con la finalidad de comparar sus respuestas de desplazamiento, derivas, diagramas de fuerza cortante y momentos.

En la tercera parte, usando el programa ETABS, se realiza el Análisis Dinámico Tiempo Historia (ADTH) para comparar las respuestas de desplazamiento con las metodologías del DDBD, DBF.

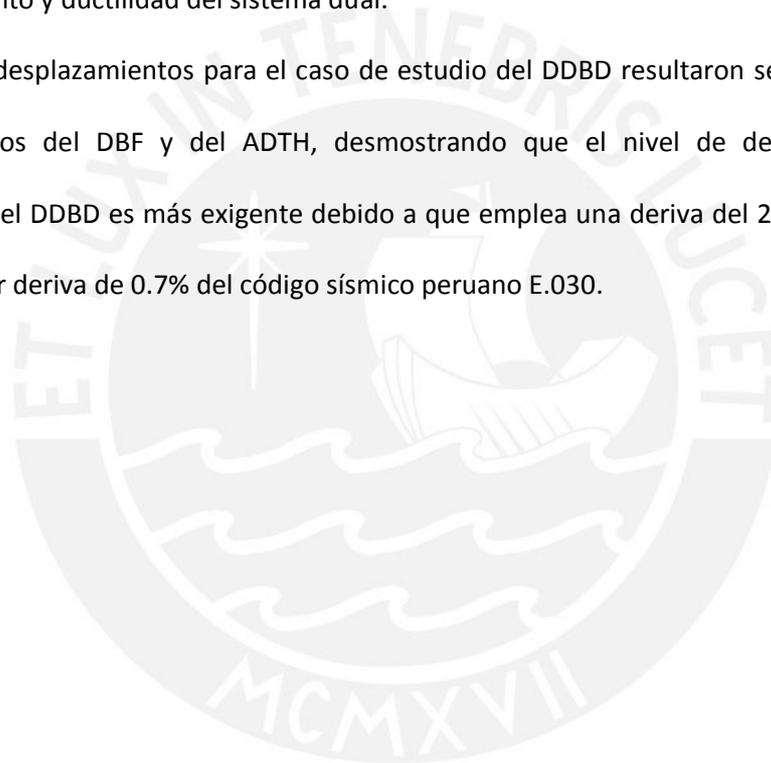
Para ello se sometió el modelo estructural a 3 registros sísmicos, cuyos espectros de respuesta fueron escalados con el espectro de diseño de la norma E.030. Luego se asignaron rótulas concentradas en posibles zonas de daño considerando los lineamientos del ASCE 41-13.

En la parte final de la tesis se realiza las comparaciones y conclusiones sobre el caso de estudio. Es importante indicar que el nivel de desempeño sísmico del edificio para la metodología del DDBD es mayor que para el DBF. Esto se debe a que las derivas del método DDBD oscilan en el orden de 2% a 2.5% y las derivas del DBF se limitan a 0.7%. Por lo tanto, si

comparamos los desplazamientos de ambas metodologías, una estructura diseñada con el DDBD logrará desplazarse más y debido a ello sufrirá mayor daño.

Es así que al comparar las fuerzas cortantes basales de cada metodología para el caso de estudio, se determinó que las cortantes basales obtenidas con el DDBD fueron mayores a las obtenidas con el DBF. Estas resistencias obtenidas por el DDBD a diferencia del DBF, garantizan que la estructura logre los desplazamientos máximos de diseño, porque fueron obtenidas por un factor de reducción de espectro de desplazamiento R_{ζ} que depende del amortiguamiento y ductilidad del sistema dual.

Asimismo los desplazamientos para el caso de estudio del DDBD resultaron ser mayores a los desplazamientos del DBF y del ADTH, desmostrando que el nivel de desempeño de la metodología del DDBD es más exigente debido a que emplea una deriva del 2.5% comparada con una menor deriva de 0.7% del código sísmico peruano E.030.



ABSTRACT

The traditional seismic design is the methodologies of Forced Based Design (FBD), there is another direct displacement based design (DDBD) proposed by Priestley, M.J.N (2007).

The DDBD considers structural damage to achieve a failure mechanism of the structure before collapse.

It's easier to quantify damage of a structure with displacements rather than forces. Therefore, a structure to achieve a inelastic displacement design with good ductility, it is necessary to be damaged.

The first part of this investigation is about differences between the methodologies of DDBD and FBD with some DDBD advantages.

In the second part, there is a study case about a dual building 5-story, which is regular in plan and elevation. The building is located in a seismic zone, which acceleration in firm soil is 45% of the acceleration of gravity. Then it is applied both methodologies into the study case to compare its displacements, shear forces and overturning moments.

In the third part the Dynamic Time History Analysis (DTHA) is done, to compare displacements with DDBD and FBD methodologies. Three accelerograms were used and the magnitude of the acceleration scaled to be spectrum compatible with design spectrum. Then, using ASCE 41-13 guidelines, the hinge plastics were assigned to structure.

Finally, both methodologies results about study case are compared. It's important take into account that the seismic performance level of the building for DDBD is greater than FBD method. This is due to drifts of DDBD are in the order of 2.0% and 2.5% comparing with FBD drifts of 0.7%. Therefore, displacements of DDBD is greater than the FBD method.

Shear forces of DDBD result greater than FBD methodology. These strengths of DDBD method ensures that structure achieves design inelastic displacements, because those strengths were obtained due to a displacement spectrum reduction factor R_z which depends of damping and ductility of the dual system.

Also the displacements for the study case for DDBD results to be greater than FBD and DTHA. In that way it's proves that the seismic performance level of the building for DDBD is greater than FBD method. Due to drifts of DDBD which are in the order of 2.0% and 2.5% compared with little FBD drifts of 0.7%.

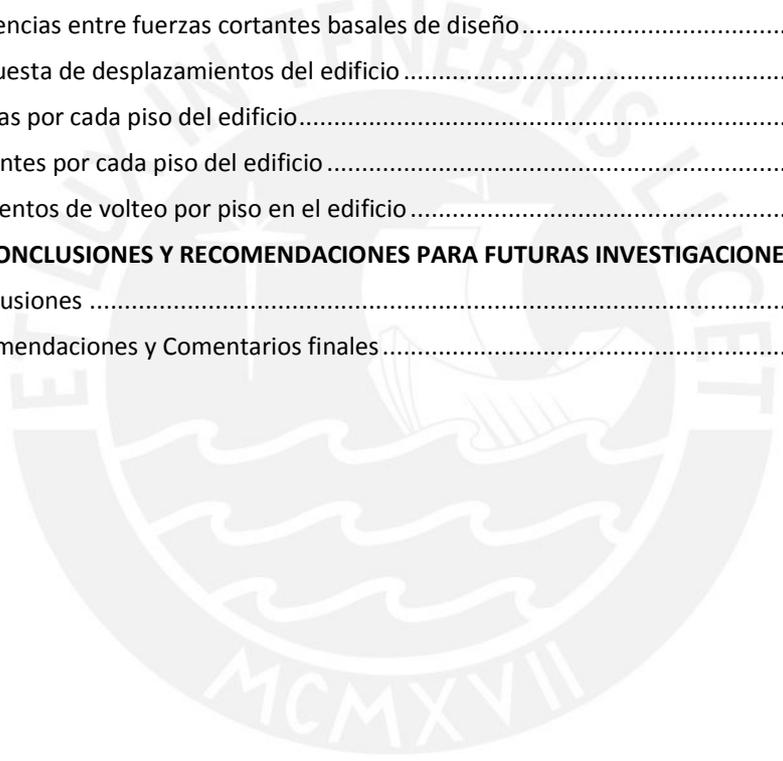


INDICE

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	11
1.1. Introducción	11
1.2. Antecedentes	11
1.3. Objetivos	14
1.4. Metodología	14
CAPÍTULO 2: DISEÑO BASADO EN FUERZAS	16
2.1. Ductilidad de desplazamiento $\mu\Delta$	16
2.2. Método de Diseño Basado en Fuerzas y sus falacias	17
2.2.1. Principio de desplazamientos iguales	17
2.2.2. Principio de igual energía	18
2.2.3. Influencia de la resistencia en la relación Momento - Curvatura	19
2.2.4. Factor de reducción R de resistencia	20
2.2.5. Placas de concreto armado de diferentes longitudes	20
2.2.6. Sistema Dual con cargas inelásticas	21
2.3. Ejemplo de DBF para una estructura de 1GDL	22
• Paso 1	23
• Paso 2	23
• Paso 3	24
• Paso 4	25
CAPÍTULO 3: DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)	26
3.1. Formulación básica del método	26
3.2. Niveles de desempeño y de amenaza sísmica	27
3.2.1. Niveles de desempeño	27
• Nivel 1: Totalmente operacional	27
• Nivel 2: Operacional	27
• Nivel 3: Seguridad de vida	27
• Nivel 4: Cerca al colapso	27
3.2.2. Niveles de demanda sísmica	27
• Sismo Frecuente (EQ-I)	28
3.3. Estados límites de la estructura	29
3.3.1. Estado límite de servicio	29
3.3.2. Estado límite de control de daño	29
3.3.3. Estado límite de supervivencia	30
3.4. DDBD para Sistemas duales (pórticos y placas)	30
3.4.1. Ejemplo de diseño con DDBD para estructura de 1GDL	31
• Paso 1	32
• Paso 2	32
• Paso 3	32
• Paso 4	32

• Paso 5.....	33
• Paso 6.....	35
• Paso 7.....	35
• Paso 8.....	35
• Paso 9: Periodo Efectivo T_e :.....	36
• Paso 10.....	36
• Paso 11.....	36
3.4.2. Procedimiento diseño del DDBD para sistemas duales (Priestley et al., 2007).....	38
• Paso 1: Asignación de fuerzas cortantes	38
• Paso 2: Altura de Inflexión en la Placa HCF :.....	38
• Paso 3: Desplazamiento de fluencia y_i :.....	39
• Paso 4: Respuesta de Desplazamiento de de Diseño por cada piso del edificio	39
• Paso 5: Desplazamiento de Diseño de la estructura sustituta :	41
• Paso 6: Altura efectiva He :.....	41
• Paso 7: Amortiguamiento viscoso equivalente ζ_{sys} :	41
• Paso 8: Cortante Basal	42
• Paso 9: Respuestas del Edificio por cada piso:	44
CAPÍTULO 4: CASO DE ESTUDIO	45
4.1. Descripción de la estructura bajo análisis	45
4.2. Aplicación del método DBF usando la norma E-030	50
4.2.1. Parámetros sísmicos.....	50
4.2.2. Análisis estático.....	52
4.2.3. Análisis dinámico.....	53
4.2.3.1. Modos de vibración	53
4.2.3.2. Espectro de diseño.....	54
4.2.3.3. Respuesta de desplazamiento.....	56
4.2.3.4. Cortantes por cada piso del edificio	57
4.2.3.5. Comparación de la Cortante basal estática y dinámica.....	58
4.2.3.6. Respuesta de Momentos de volteo por cada piso del edificio	59
4.3. Aplicación del método DDBD usando E-030.....	60
4.3.1. DBD en dirección transversal (Eje X):.....	60
• Paso 1: Asignación de cortantes	60
• Paso 2: Altura de Contraflexión en la Placa HCF :.....	61
• Paso 3: Desplazamiento de fluencia y_i :.....	61
• Paso 4: Perfil del Desplazamiento de Diseño Di :.....	62
• Paso 5: Desplazamiento de Diseño de la estructura sustituta D :.....	63
• Paso 6: Altura efectiva He :.....	63
• Paso 7: Amortiguamiento Equivalente :.....	63
• Paso 8: Cortante Basal de demanda:.....	65
• Paso 9: Respuestas del Edificio por cada nivel	66

4.3.2.	DBD en la dirección Y (Eje Y):	68
•	Pasos 1 y 2: Asignación de cortantes y altura de contraflexión en la placa HCF	68
•	Pasos 3 y 4: Desplazamiento de fluencia Δy_i y perfil del desplazamiento de diseño ΔD_i	69
•	Pasos 5,6,7 y 8: Cálculo del desplazamiento de diseño, Amortiguamiento del sistema, Masa efectiva, Rigidez efectiva y Cortante Basal.	70
•	Paso 9: Perfil de Respuestas del Edificio por cada nivel.....	70
4.4.	Verificación con el Análisis Dinámico Tiempo – Historia (ADTH).....	73
4.4.1.	Escalamiento de registros sísmicos.....	73
•	Escalamiento de registros sísmicos en el Eje X	75
•	Escalamiento de registros sísmicos en el Eje Y	77
4.4.2.	Respuesta de desplazamientos.....	79
CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS		81
5.1.	Diferencias entre fuerzas cortantes basales de diseño.....	81
5.2.	Respuesta de desplazamientos del edificio	82
5.3.	Derivas por cada piso del edificio.....	84
5.4.	Cortantes por cada piso del edificio	85
5.5.	Momentos de volteo por piso en el edificio	85
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES		87
6.1.	Conclusiones	87
6.2.	Recomendaciones y Comentarios finales.....	87



INDICE DE FIGURAS

Fig. 1 : Comparación de respuestas de desplazamiento por piso obtenidas por el diseño basado en fuerzas (FBD) del código colombiano y por el Análisis Tiempo Historial no lineal (THA) para una estructura aporticada de 5 pisos (Restrepo, 2008).....	12
Fig. 2 : Ductilidad de desplazamiento (Adaptado de Méndez, 2011)	17
Fig. 3: Principio de desplazamientos iguales	18
Fig. 4 : Principio de igual energía	18
Fig. 5 : Influencia de la resistencia en la relación Momento – Curvatura ($M-\phi$) (Adaptado de Priestley et al., 2007)	19
Fig. 6 : Estructura con placas de concreto armado de diferentes longitudes (Priestley et al., 2007)	21
Fig. 7 : Estructura dual conformado por pórticos y placas (Priestley et al., 2007)	22
Fig. 8 : Elevación del pilar de concreto armado y Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones.....	23
Fig. 9 : Cálculo de la pseudo-aceleración sísmica S_a del Pilar de concreto armado	24
Fig. 10 : Fundamentos del diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley et al., 2007)	26
Fig. 11 : Objetivos de desempeño según VISION 2000 (SEAOC, 1995)	28
Fig. 12 : Forma de desplazamiento de un pórtico, placa en voladizo y sistema dual (Yavas, 2006)	30
Fig. 13 : Proporciones de resistencia en el perfil de momento del sistema de placas y altura de contraflexión (Modificado de Sullivan, 2009).....	31
Fig. 14 : Elevación del pilar de concreto armado y Espectro elástico de desplazamientos	31
Fig. 15 : Mecanismo de falla del pilar	32
Fig. 16 : Desplazamientos laterales del pilar y Diagrama Curvatura ϕ - Altura normalizada del pilar.....	33
Fig. 17 : Espectro de desplazamiento elástico ($\zeta = 5.00\%$) e inelástico $\zeta = 17.00\%$ - Pilar	35
Fig. 18 : Espectro de respuesta de desplazamiento y factor de corrección de amortiguamiento	43
Fig. 19 : Ejemplo de respuestas de cortantes, momentos, desplazamientos y derivas por cada piso de una estructura dual	44
Fig. 20 : Vista 3D del sistema estructural Dual (pórticos y placas)	45
Fig. 21 : Vista en planta del caso de estudio.....	46
Fig. 22 : Vista en planta de arquitectura del primer piso	46
Fig. 23 : Vista en planta de arquitectura del piso típico (segundo al quinto piso)	47
Fig. 24 : Elevación en Eje 1-1 y Eje 7-7	47
Fig. 25 : Elevación en Eje 2-2 y Eje 6-6.....	47
Fig. 26 : Elevación en Eje 3-3, Eje 4-4 y Eje 5-5	48
Fig. 27 : Elevación en Eje A-A, Eje C-C y Eje E-E	48
Fig. 28 : Espectro de desplazamiento elástico ($\zeta = 5.00\%$) del caso de estudio obtenido del espectro elástico de Pseudo-aceleraciones	49
Fig. 29 : Variación del Coeficiente C con respecto al periodo fundamental T en el espectro de aceleraciones.....	51
Fig. 30 : Función espectral	55
Fig. 31 : Espectro Inelástico de diseño	55
Fig. 32 : Respuesta de desplazamientos y derivas por piso del edificio, obtenida por la metodología del DBF para el caso de estudio (Eje X)	56
Fig. 33 : Respuesta de desplazamientos y derivas por cada piso del edificio, obtenida por la metodología del DBF para el caso de estudio (Eje Y)	57
Fig. 34 : Cortantes por cada nivel del edificio obtenidos por el DBF	58
Fig. 35 : Respuesta de momentos por cada nivel del edificio obtenidos por el DBF	59
Fig. 36 : Masas y Alturas	60
Fig. 37 : Espectro de desplazamiento elástico ($\zeta = 5.00\%$) e inelástico $\zeta = 14.70\%$ - caso de estudio	65
Fig. 38 : Perfil de cortantes y momentos por cada nivel del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje X)	67
Fig. 39 : Desplazamientos y derivas por cada piso del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje X)	68
Fig. 40 : Cortantes y Momentos por cada piso del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje Y)	71
Fig. 41 : Cortantes y Momentos por cada nivel del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje Y)	72
Fig. 42 : Registro sísmico: Lima,1966. Fecha: 17 de Octubre de 1966.	74

Fig. 43 : Registro sísmico: Imperial Valley. Fecha: 15 de Octubre de 1979.	74
Fig. 44 : Registro sísmico: Northridge. 17 de Enero de 1994.	74
Fig. 45 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (<i>Target Spectrum</i>) y Lima,1966 en el rango de periodos entre: 0.2Tx = 0.08seg. y 1.5Tx = 0.57seg.	75
Fig. 46 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (<i>Target Spectrum</i>) e Imperial Valley,1940 en el rango de periodos entre: 0.2Tx = 0.08seg. y 1.5Tx = 0.57seg.	75
Fig. 47 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (<i>Target Spectrum</i>) y Northridge,1994 en el rango de periodos entre: 0.2Tx = 0.08seg. y 1.5Tx = 0.57seg.	76
Fig. 48 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (<i>Original acceleration values</i>) y valores de aceleración escalados en el eje X (<i>Matched acceleration values</i>) para el sismo de Lima 1966	76
Fig. 49 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (<i>Original acceleration values</i>) y valores de aceleración escalados en el eje X (<i>Matched acceleration values</i>) para el sismo de Imperial Valley, 1940	76
Fig. 50 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (<i>Original acceleration values</i>) y valores de aceleración escalados en el eje X (<i>Matched acceleration values</i>) para el sismo de Northridge, 1994	77
Fig. 51 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (<i>Target Spectrum</i>) y Lima,1966 en el rango de periodos entre: 0.2Ty = 0.09seg. y 1.5Ty = 0.70seg.	77
Fig. 52 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (<i>Target Spectrum</i>) e Imperial Valley,1940 en el rango de periodos entre: 0.2Ty = 0.09seg. y 1.5Ty = 0.70seg.	78
Fig. 53 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (<i>Target Spectrum</i>) y Northridge,1994 en el rango de periodos entre: 0.2Ty = 0.09seg. y 1.5Ty = 0.70seg.	78
Fig. 54 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (<i>Original acceleration values</i>) y valores de aceleración escalados en el eje Y (<i>Matched acceleration values</i>) para el sismo de Lima 1966	78
Fig. 55 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (<i>Original acceleration values</i>) y valores de aceleración escalados en el eje Y (<i>Matched acceleration values</i>) para el sismo de Imperial Valley, 1940	79
Fig. 56 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (<i>Original acceleration values</i>) y valores de aceleración escalados en el eje Y (<i>Matched acceleration values</i>) para el sismo de Northridge, 1994	79
Fig. 57 : Respuesta de desplazamientos en el eje X por cada nivel del edificio obtenidos por el Análisis dinámico tiempo historia (ADTH) para el caso de estudio	80
Fig. 58 : Respuesta de desplazamientos en el eje Y por cada nivel del edificio obtenidos por el Análisis dinámico tiempo historia (ADTH) para el caso de estudio	80
Fig. 59 : Comparación de espectros de desplazamientos elásticos (DBF) e Inelásticos (DDBD) en el eje X (Fig 5.1.a) y el eje Y (Fig.5.1.b) del caso de estudio	81
Fig. 60 : Respuesta de desplazamientos del edificio en eje X de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio.....	82
Fig. 61 : Respuesta de desplazamientos del edificio en eje Y de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio.....	83
Fig. 62 : Derivas por cada piso del edificio en el eje X de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio	84
Fig. 63 : Derivas por cada piso del edificio en el eje Y de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio	84
Fig. 64 : Cortantes por piso del edificio en ambos sentidos de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF y del DDBD para el caso de estudio.....	85
Fig. 65 : Momentos por piso del edificio en ambos sentidos de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF y del DDBD para el caso de estudio.....	86

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 : Resumen de curvaturas de fluencia para diferentes elementos estructurales (Priestley et al., 2007)	20
Tabla 2 : : Resumen de resultados de DBF y DDBD para el pilar en estudio	37
Tabla 3 : Factor de suelo “S” – Norma E-030	50
Tabla 4 : Periodos TP y TL – Norma E-030	51
Tabla 5 : Coeficiente de amplificación sísmica en las direcciones X e Y.....	52
Tabla 6 : Peso por cada piso del edificio.....	53
Tabla 7 : Cortante sísmica basal estática en las direcciones X e Y	53
Tabla 8 : Principales modos de vibración en las direcciones X e Y.....	54
Tabla 9 : Parámetros sísmicos y factor de escala para las direcciones X e Y.....	54
Tabla 10 : Desplazamientos inelásticos y derivas para las direcciones X e Y	56
Tabla 11 : Cortantes por piso del edificio para las direcciones X e Y	57
Tabla 12 : Comparación de las cortantes basales obtenidas por los análisis dinámico y estático en las direcciones X e Y.....	58
Tabla 13 : Momentos por piso del edificio para las direcciones X e Y	59
Tabla 14 : Cálculo del perfil de cortantes y momentos en el Eje X – caso de estudio ok	61
Tabla 15 : Información de desplazamientos de diseño en el Eje X - caso de estudio.....	62
Tabla 16 : Cortantes y momentos de volteo por cada nivel del edificio en el Eje X -caso de estudio.....	66
Tabla 17 : Tabla de desplazamientos por cada nivel del edificio para el caso de estudio	67
Tabla 18 : Cálculo del perfil de cortantes y momentos en el Eje Y – caso de estudio	69
Tabla 19 : Información de desplazamientos de diseño en el Eje Y- caso de estudio.....	69
Tabla 20 : Resultados de diseño para el caso de estudio (Eje Y)	70
Tabla 21 : Cortantes y Momentos de volteo por cada nivel del edificio para el caso de estudio (Eje Y) ...	70
Tabla 22 : Desplazamientos por cada nivel del edificio para el caso de estudio	71
Tabla 23 :Resultados finales del DDBD.....	72
Tabla 24 : Registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico tiempo historia	73
Tabla 25 :Factor de Reducción espectral R, Periodos T, rigideces K, desplazamientos Δ y cortantes basales de diseño V , para la estructura sustituta	82



CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

El Perú se encuentra en una zona altamente sísmica, debido a ello se han generado grandes eventos sísmicos a lo largo de los últimos años. Asimismo muchas edificaciones han sufrido serios daños los cuales siguen siendo difíciles de predecir, todo esto conlleva a realizar mejoras en el diseño sísmico con la finalidad de reducir el riesgo sísmico.

Tradicionalmente las normas de diseño sísmico a nivel mundial se han basado en el método de las fuerzas pero se ha comprobado que este método no predice adecuadamente el comportamiento real de la estructura ante eventos sísmicos.

Existen métodos más consistentes que se enfocan en la capacidad de deformación de una estructura en lugar de la resistencia frente a acciones laterales. El más popular es el método de diseño basado en desplazamientos porque supera las desventajas del diseño basado en fuerzas (DBF).

Existen diversos métodos de diseño sísmico por desplazamiento. En esta investigación nos enfocaremos en el método de diseño directo basado en desplazamiento. El resultado de este método es la cortante sísmica basal obtenida teniendo en cuenta el comportamiento de la estructura en el rango no-lineal. Esta cortante se distribuye en cada nivel de entrepiso para finalmente determinar las fuerzas de diseño en los elementos estructurales.

Este método permite predecir los desplazamientos máximos de la estructura. Es así que ante terremotos leves se controla el daño y se evita el colapso frente a terremotos raros de baja probabilidad de ocurrencia.

1.2. Antecedentes

En el Perú existe poca investigación sobre la metodología DDBD. Sin embargo en otros países se han realizado importantes investigaciones que fueron la base para el desarrollo de esta tesis.

Sullivan, T. J, Priestley M. J. N. y Calvi, G. M. (2006) presentaron una investigación detallada donde se estudia el comportamiento del sistema dual basado en el método de desplazamiento. Dicho estudio es la base de investigaciones futuras, referidos a sistemas duales bajo este método.

La investigación realizada por Sullivan et al. es incluida y mejorada en un libro extenso y detallado propuesto por Priestley, M. J. N. et al. (2007) donde se indican las desventajas de la metodología del diseño basado en fuerzas y las ventajas del método de diseño por desplazamientos. Este libro contiene 14 capítulos donde, además, de las comparaciones y herramientas que inciden en la metodología del DBD se presenta la aplicación del método para

cada tipo de sistema estructural y finalmente se propone un código sísmico de diseño basado en esta metodología. Por ello este libro es el más importante referente para investigaciones futuras sobre el diseño directo basado en desplazamientos.

Posteriormente Restrepo.J.C. (2008) estudió el comportamiento sísmico de pórticos de concreto con la norma sísmica colombiana, aplicando la metodología DDBD. A raíz de este estudio se determinó que los desplazamientos de cada piso obtenidos por la norma colombiana resultaron mayores a los desplazamientos obtenidos por el análisis tiempo historia no lineal (Fig.1)

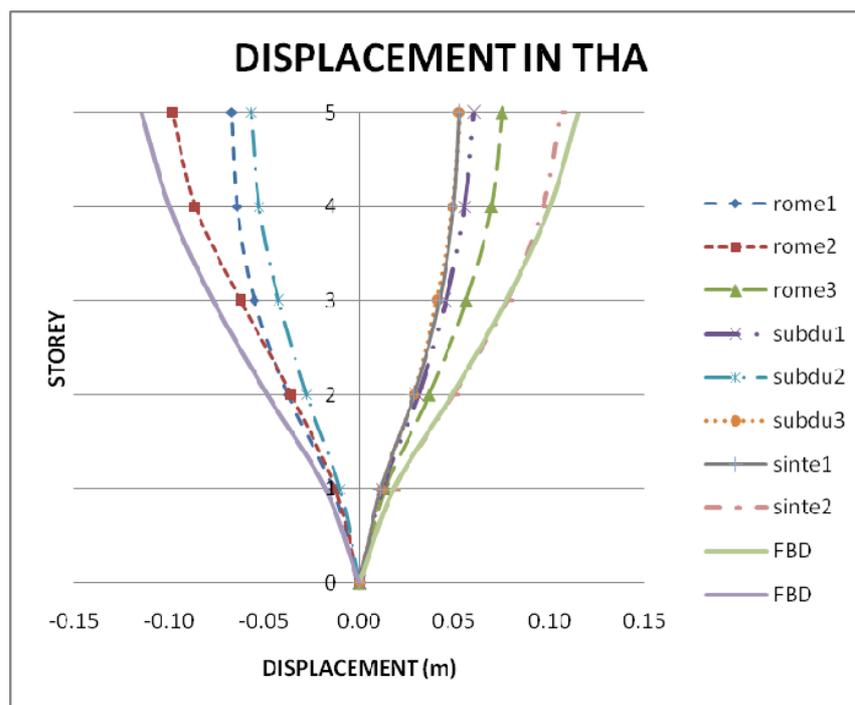


Fig. 1 : Comparación de respuestas de desplazamiento por piso obtenidas por el diseño basado en fuerzas (FBD) del código colombiano y por el Análisis Tiempo Historial no lineal (THA) para una estructura aporticada de 5 pisos (Restrepo, 2008)

En el Instituto Superior de Pavia, Salawdeh, S. (2009) presentó su investigación de tesis donde estudia la metodología del diseño basado en desplazamiento en pórticos duales con irregularidad en elevación considerando la variación de la altura en la placa. Los desplazamientos obtenidos del Analisis Dinamico Tiempo Historia (ADTH) resultaron menores a los desplazamientos obtenidos por el DDBD. Estos resultados fueron de importante referencia para las respuestas de desplazamientos de esta tesis.

Huamán. (2010) realizó un análisis comparativo del comportamiento sísmico de estructuras de un edificio de hormigón armado entre el método de diseño sísmico basado en fuerzas y el método de diseño sísmico basado en desplazamientos para niveles de diseño de terremotos raros y muy raros empleando el código sísmico español.

Aguilera, (2011) y Méndez, (2011) estudiaron varios tipos de diseño por desplazamiento y los comparan concluyendo que el método de diseño directo basado en desplazamientos es de fácil aplicación y presentaron resultados aceptables. Sin embargo no presenta una buena predicción del daño en comparación con los otros métodos. Los métodos que se estudiaron son el Diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley et al., 2007) , diseño sísmico basado en desplazamientos con factor de energía y el diseño sísmico basado en desplazamientos con control de daño (Ayala et al., 2009)

De modo similar, Guzman. (2014) en su tesis realizó un análisis comparativo de los métodos de diseño sismorresistente basado en fuerzas y basado en desplazamientos para Edificaciones en el Ecuador, presentando casos de estudio en pórticos planos regulares e irregulares en elevación de distintos niveles.

Nievas, C y Sullivan, T. J. (2014) presentaron en la conferencia de ingeniería estructural una investigación de un caso particular de un sistema estructural dual, donde los pórticos son más fuertes que las placas. De esta manera se proponen ecuaciones de desplazamiento de diseño para estos casos especiales.

Gomel. F (2017) ha realizado una investigación donde ha diseñado sísmicamente un pórtico de concreto armado empleando la metodología del DDBD con los parámetros sísmicos de la norma peruana E.030. Finalmente se ha realizado la verificación del desplazamiento del DDBD con un análisis estático no lineal (Pushover), determinando que el desplazamiento obtenido por el DDBD es mayor al desplazamientos obtenido por el análisis pushover.

Como se puede observar, existen muchas investigaciones en el mundo sobre este tema. Sin embargo, en el Perú solo existen algunas investigaciones que abarcan temas como el diseño por desempeño pero no se ha enfatizado de manera detallada el diseño por desplazamiento, sino en una filosofía más global.

Los sistemas estructurales duales de concreto armado se utilizan principalmente para controlar la distorsión o deriva de entrepiso y son utilizados en edificios de mediana a gran altura en el Perú. Sin embargo el DDBD determina los desplazamientos de diseño de una manera más precisa que el DBF.

1.3. Objetivos

El objetivo principal de esta tesis es contribuir con el mejoramiento del comportamiento sísmico de un sistema estructural dual, compuesto por pórticos y placas de concreto armado aplicando una metodología de diseño basado en desplazamientos.

La estructura del caso de estudio es sometida a un sismo raro, cuyo periodo de retorno es de 475 años como indica la norma E.030. Los daños esperados en la estructura corresponden a un estado límite de control de daño cuya deriva es 2.5% (Priestley et al., 2007).

Por lo tanto los objetivos específicos se obtienen de las respuestas de la estructura ante éste sismo y son los siguientes:

- Estudiar y analizar las respuestas obtenidas por la metodología del diseño directo basado por desplazamiento (DDBD). Es decir las respuestas de desplazamiento último de diseño, de cortante basal y momento de volteo para un sistema sustituto. Éste sistema sustituto reemplaza a la estructura de varios grados de libertad (VGDL) por un sistema equivalente a un grado de libertad (1 GDL).
- Determinar y comparar los diagramas de cortantes, momentos, derivas y desplazamientos del caso de estudio por cada nivel de piso usando las metodologías de diseño basado en fuerzas y desplazamientos.
- Diseñar la estructura con la metodología del DDBD y compararla con el diseño de la metodología del DBF.
- Realizar la verificación de las respuestas de desplazamientos por piso del edificio obtenidas por la metodología del DDBD con las respuestas de desplazamientos obtenidas por un análisis dinámico tiempo historia (ADTH).

1.4. Metodología

La metodología de diseño directo basado por desplazamiento enfocado a un sistema estructural dual comprende los siguientes pasos:

- Asignar qué porcentaje de la cortante basal asume el sistema aporticado y el sistema de placas respectivamente para determinar la altura de contraflexión del sistema estructural dual.
- Con la altura de contraflexión de la estructura dual y la curvatura de fluencia de la sección transversal de la placa, se determina el desplazamiento de fluencia en cada piso de la estructura dual.
- Se determina la deriva por deformación del material con las curvaturas de rotura y de fluencia de la placa. Se compara con la deriva de diseño correspondiente a un estado límite de control de daño (deriva del 2.5%) y gobierna la menor de las derivas.
- Con la menor de las derivas se determina para cada piso los desplazamientos últimos de diseño.
- Se calcula la altura efectiva, la masa efectiva y el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta.
- Tanto para el sistema de placas como para el de pórticos se obtienen las ductilidades y amortiguamientos.
- Se calcula la ductilidad del sistema dual, obteniéndola de un promedio ponderado de los momentos de volteo de las placas como de los pórticos.
- Ingresando el desplazamiento último de diseño al espectro de desplazamientos del código E.030 se obtiene el periodo efectivo para la estructura sustituta.
- Con el periodo efectivo se determina la Rigidez efectiva (Rigidez dañada) y luego afectado por el desplazamiento último de diseño se obtiene la cortante sísmica basal.
- Finalmente, se determinan las respuestas de desplazamiento, de cortante y momento de volteo por cada piso del edificio.

CAPÍTULO 2: DISEÑO BASADO EN FUERZAS

De acuerdo a lo que indica el código sísmico peruano E.030 (2016), el diseño sísmico basado en fuerzas (DBF) consiste en determinar las solicitaciones sísmicas de una manera estática y dinámica.

El diseño sísmico estático determina una fuerza cortante basal considerando la fuerza del primer modo de la estructura. Por otro lado el diseño sísmico dinámico o espectral determina la cortante basal a través de una combinación modal. La norma peruana indica que la cortante de diseño será la mayor de las dos cortantes basales, exigiendo que la fuerza cortante dinámica debe ser mayor que el 80% de la fuerza cortante estática, si la estructura califica como regular. Cuando la estructura es irregular la norma E.030 exige que la fuerza cortante dinámica debe ser mayor que el 90% de la fuerza cortante estática.

De no cumplirse que la fuerza cortante dinámica debe ser mayor que el 80% o 90% de la fuerza cortante estática, se debe agregar el factor de escala que se necesita para logra esa exigencia.

Por otro lado el diseño basado en fuerzas (DBF) presenta desventajas. Por ejemplo, con respecto a la ductilidad, considera que ésta se clasifica de acuerdo al tipo de sistema estructural y ello no es cierto. La ductilidad está íntimamente relacionada a la sección transversal de cada elemento estructural, más que al tipo de sistema estructural que conforma cada elemento.

Asimismo el DBF presenta conceptos no adecuados sobre la ductilidad de curvatura y curvatura de fluencia para una determinada sección transversal con diferentes cuantías de refuerzo de acero.

A continuación se muestran conceptos básicos del DBF y se detallan las desventajas que ésta metodología presenta.

2.1. Ductilidad de desplazamiento

la ductilidad de desplazamiento viene a ser la relación entre los desplazamientos de último de diseño y el desplazamiento de fluencia, según se observa en la Fig.2.

La ductilidad de desplazamiento es la capacidad de la estructura de presentar desplazamientos máximos. Esta capacidad de deformación se entiende como el daño o el incremento de desplazamiento que la estructura sufre desde el instante en que se presenta la fluencia (Δ) hasta el máximo desplazamiento de diseño de la estructura (Δ_u).

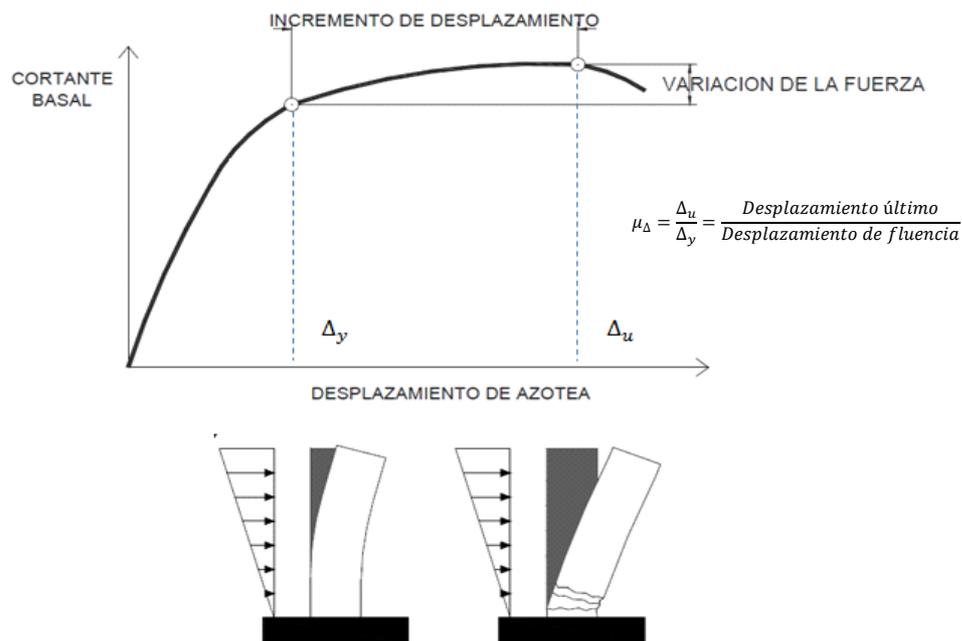


Fig. 2 : Ductilidad de desplazamiento (Adaptado de Méndez, 2011)

2.2. Método de Diseño Basado en Fuerzas y sus falacias

El método de diseño basado en fuerzas permite hacer una estimación del periodo fundamental a través de ecuaciones empíricas que dependen de la altura de la estructura.

Se determinan las fuerzas sísmicas elásticas del espectro de aceleraciones y se selecciona un nivel de resistencia de la estructura a través del factor de reducción R.

Con la fuerza cortante basal se calculan las fuerzas sísmicas en la altura de la estructura para luego realizar el análisis estructural y obtener los desplazamientos. Luego, se realiza una verificación de los desplazamientos y si se sobrepasa el límite se revisa la rigidez para iniciar nuevamente el procedimiento de diseño del DBF.

Las desventajas del diseño basado en fuerzas se obtuvieron de los estudios realizados por Priestley et al. (2007), y son las siguientes:

2.2.1. Principio de desplazamientos iguales

El desplazamiento elástico Δ_e de una estructura muy rígida será igual al desplazamiento inelástico Δ_i de la misma estructura pero con una menor resistencia, al reducir dicha resistencia sísmica con el factor R, según se observa en la fig. 3

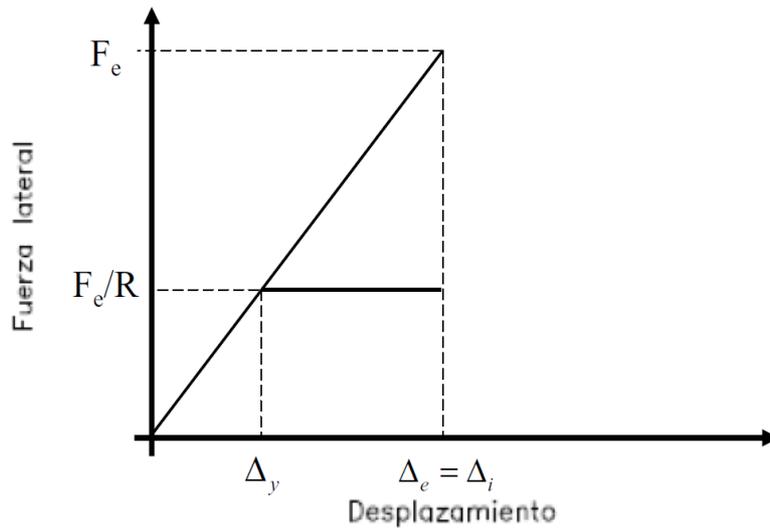


Fig. 3: Principio de desplazamientos iguales

Este principio funciona bien para estructuras de periodo largo, asimismo la norma peruana E.030 se rige bajo este principio.

2.2.2. Principio de igual energía

El desplazamiento inelástico de demanda se determina considerando que la energía producida por una fuerza sísmica elástica F_e , es la misma energía producida por una fuerza inelástica F_e/R , según se observa en la fig. 4

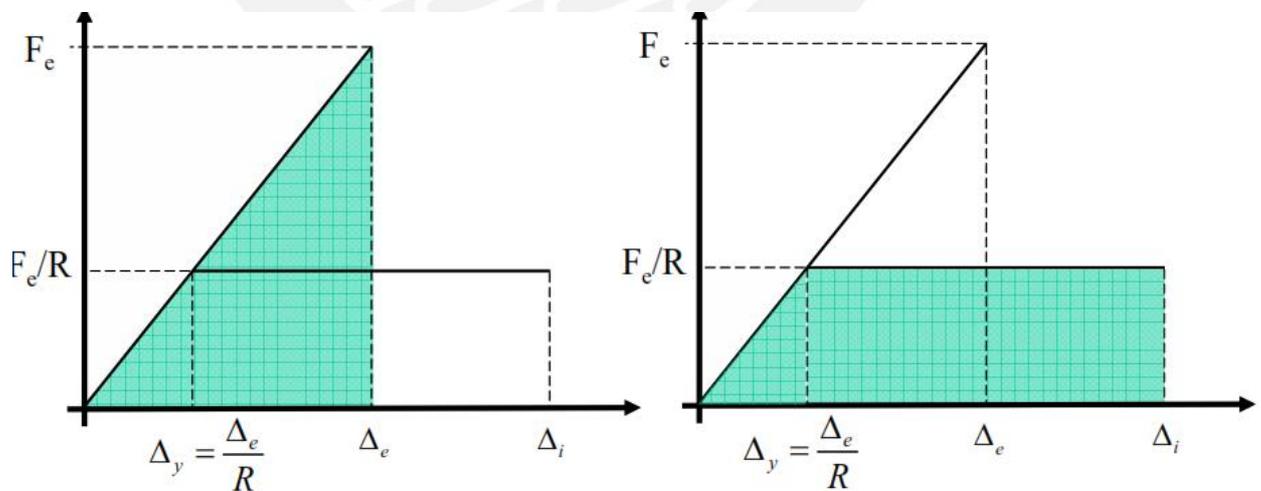


Fig. 4 : Principio de igual energía

Bajo este principio no se obtienen valores exactos para todos los casos. Por lo tanto, sólo se cumple para estructuras de periodo corto

2.2.3. Influencia de la resistencia en la relación Momento - Curvatura

La resistencia a Flexión de una sección transversal de concreto armado se incrementa si se aumenta la cuantía de acero a lo largo de su peralte, manteniendo constante las dimensiones de la sección transversal.

La rigidez de una sección de concreto armado se obtiene de la división de su resistencia a flexión por su curvatura de fluencia, lo que da el producto del módulo de elasticidad (E) del concreto por el momento de Inercia fisurado, I_{cr} .

El método del DBF señala que si se aumenta la resistencia a flexión de una sección transversal de concreto armado M_s incrementando la cuantía de acero, la curvatura de fluencia ϕ_y para cada caso se incrementará (Fig.5a). Esta suposición ha sido descartada ya que se ha demostrado que al incrementarse la resistencia a flexión de la sección transversal, la curvatura de fluencia se mantiene constante, como se muestra en la Fig.5b (Priestley et al., 2007).

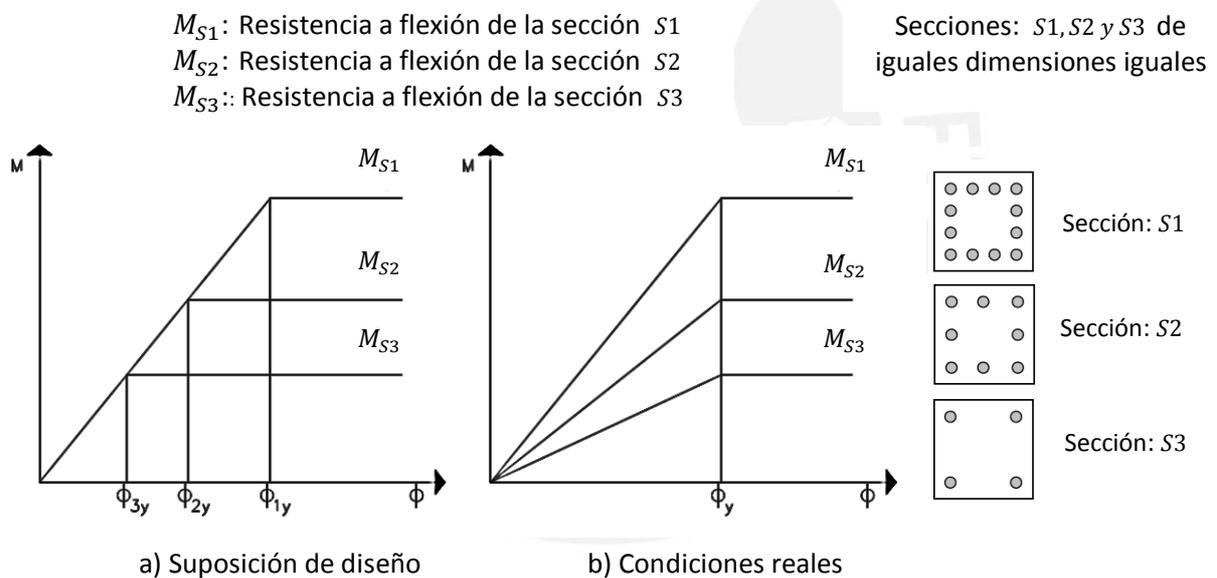


Fig. 5 : Influencia de la resistencia en la relación Momento – Curvatura (M-)
 (Adaptado de Priestley et al., 2007)

La razón por la cual la curvatura de fluencia se mantiene constante radica en que ésta solo depende de las dimensiones de la sección transversal y de la deformación unitaria del acero longitudinal. (Tabla 1)

Tabla 1 : Resumen de curvaturas de fluencia para diferentes elementos estructurales (Priestley et al., 2007)

Elemento estructural	Curvaturas de fluencia (ϕ_y)
Columna circular	$\phi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D}$
Columna rectangular	$\phi_y = \frac{2.10\varepsilon_y}{h_c}$
Muros rectangulares de concreto	$\phi_{y1} = \frac{2.00\varepsilon_y}{l_w}$
Vigas sección T	$\phi_y = \frac{1.70\varepsilon_y}{h_b}$
Muros sección I de concreto	$\phi_y = \frac{1.50\varepsilon_y}{l_w}$
Muros rectangulares de mampostería	$\phi_y = \frac{2.10\varepsilon_y}{l_w}$

2.2.4. Factor de reducción R de resistencia

Como un comentario propio pienso que el factor R no es la ductilidad de desplazamiento μ . Solo es un factor de modificación de la respuesta elástica.

El método DBF indica que para cada sistema estructural corresponde cierto factor de reducción. Sea el caso de un sistema conformado por pórticos, si modificamos las dimensiones de los elementos estructurales que conforman dicho sistema se estará modificando la capacidad de ductilidad del sistema, por lo tanto no sería adecuado utilizar el mismo factor R para ambos casos.

2.2.5. Placas de concreto armado de diferentes longitudes

Una de las desventajas del método DBF es que asume un valor único del factor de reducción R para el sistema de placas. Es decir, para el sistema de placas de la Fig.6, las placas menos largas A y C, fluyen al mismo desplazamiento $\Delta_{y,sys}$, que la placa de mayor longitud B. Además el método DBF asigna la resistencia a las placas en proporción a su longitud al cubo. De esta manera, la resistencia se concentra en elementos rígidos por lo tanto se subestima la resistencia de los miembros más flexibles. Es razonable diseñar las placas para una igual cuantía por flexión que resultaría en resistencias proporcionales al cuadrado de la longitud de la placa.

El factor de reducción R no considera que placas con diferentes longitudes presentan diferentes ductilidades de desplazamiento como se muestra en la figura 6. En dicha figura la placa de mayor longitud fluye más rápido que la placa de menor longitud. Por lo tanto tendrá una mayor capacidad de deformación (Priestley et al., 2007).

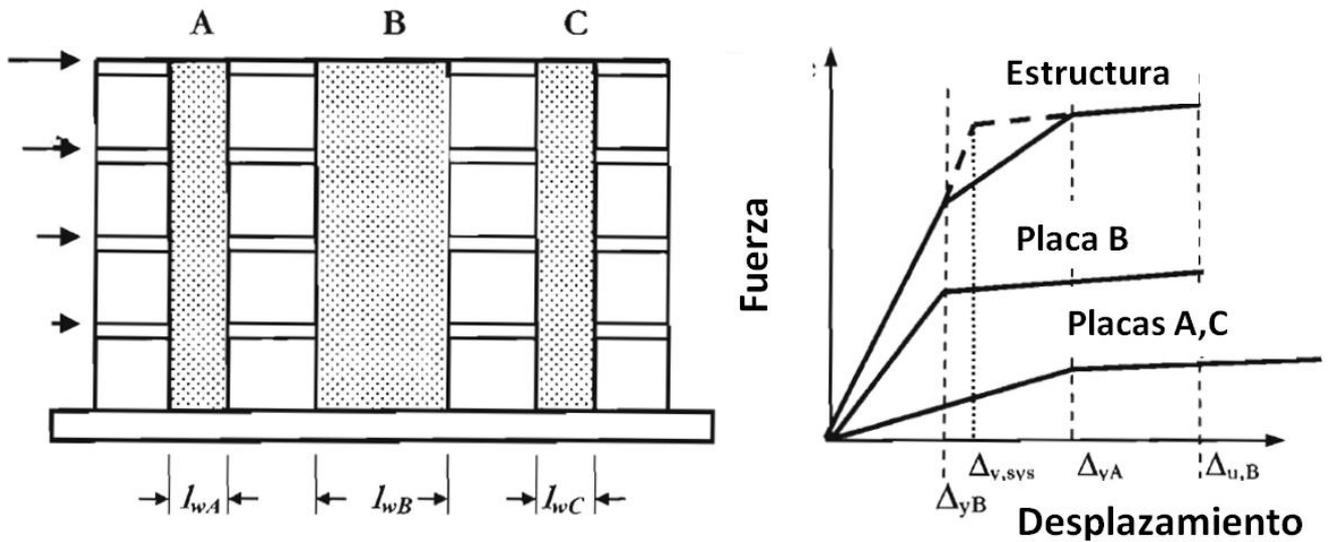


Fig. 6 : Estructura con placas de concreto armado de diferentes longitudes (Priestley et al., 2007)

2.2.6. Sistema Dual con cargas inelásticas

Según manifiesta Priestley (2007), cuando la carga sísmica es distribuida entre el sistema de pórticos y el de placas en proporción a la rigidez elástica, se genera el problema de que se subestima la resistencia del sistema de pórticos. Obviamente el sistema de pórticos presenta una menor resistencia que el sistema de placas, pero tardará en fluir en comparación con el sistema de placas. (Fig.6).

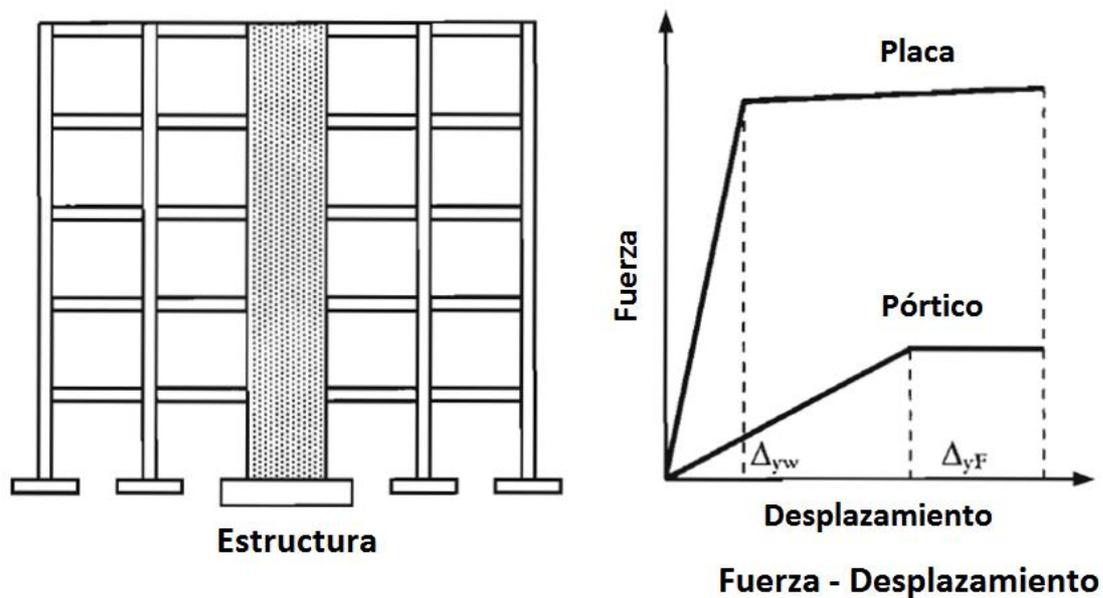


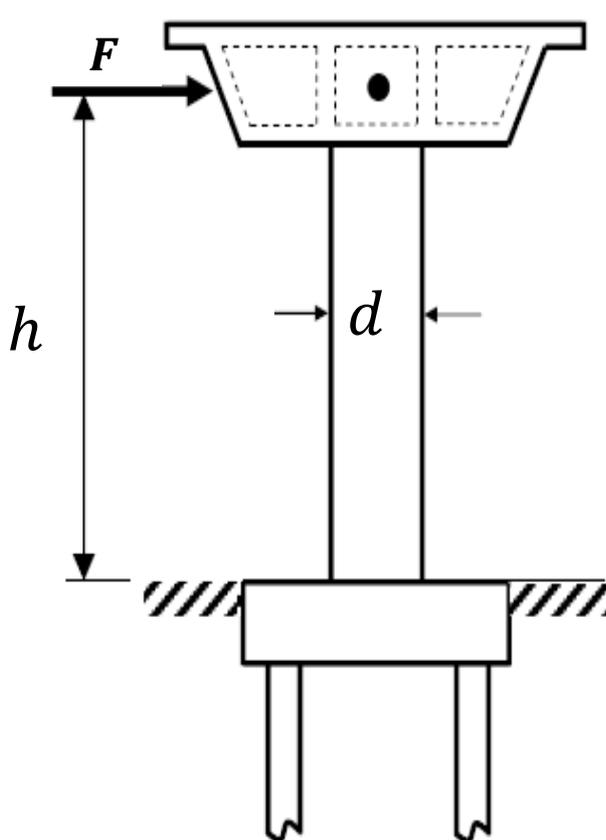
Fig. 7 : Estructura dual conformado por pórticos y placas (Priestley et al., 2007)

2.3. Ejemplo de DBF para una estructura de 1GDL

Como ejemplo del uso del método y usando los parámetros sísmicos de la norma E.030 haremos el análisis de un puente que será construido en la ciudad de Lima sobre un suelo intermedio. Se considera una edificación esencial por lo tanto se tomará un factor de uso $U = 1.5$. De acuerdo a ello se muestra el espectro inelástico de aceleraciones de la zona considerando un factor de reducción $R = 8$.

La superestructura se apoya sobre el pilar o columna circular de concreto armado de 5.8 m de alto por 1.82 m de diámetro que soporta un peso sísmico de 3200 kN.

Se determinará la fuerza cortante en la base, el momento de volteo y el desplazamiento en el tope superior del pilar, utilizando el diseño basado en fuerzas (DBF).



Datos:

-Peso $P = 3200 \text{ kN}$

-Altura $h = 5.8\text{m}$

-Módulo de Elasticidad del Concreto:

$E = 20\,000\,000 \text{ kN/m}^2$

-Esfuerzo de fluencia del acero:

$f_y = 430 \text{ Mpa}$

-Diámetro del pilar $d = 1.82\text{m}$

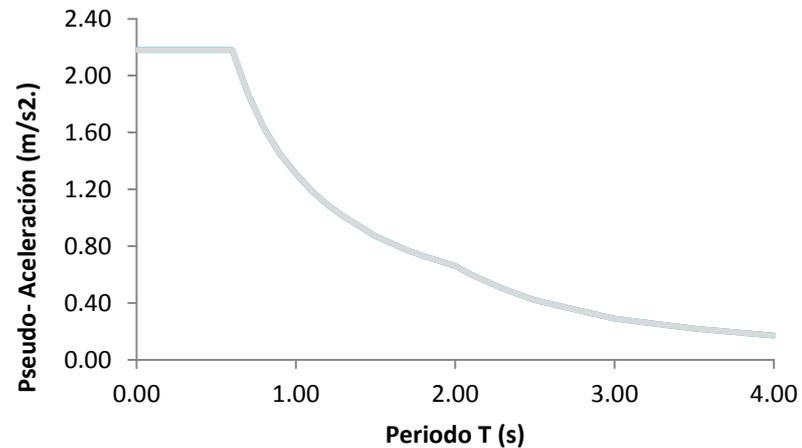


Fig. 8 : Elevación del pilar de concreto armado y Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

Solución:

- **Paso 1:** Consideración de los grados de libertad del modelo cinemático

Para simplificar el ejemplo solo se considera el grado de libertad de la fuerza de traslación F en el sentido horizontal en el plano de la Fig.8.

- **Paso 2:** Determinación de la rigidez K del pilar

La rigidez está en función del módulo de elasticidad del concreto E , de la altura del pilar h y de su inercia I , que a su vez está en función del diámetro d del pilar:

Determinación de la rigidez K del pilar

La rigidez está en función del módulo de elasticidad del concreto E , de la altura del pilar h y de su inercia I , que a su vez está en función del diámetro d del pilar:

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{1.82^4 \pi}{64} = 0.54\text{m}^4 \quad (2.1)$$

Por lo tanto reemplazando la inercia I , el módulo de elasticidad del concreto E y la altura h , en la ecuación (2.1), se tiene:

$$K = \frac{12EI}{h^3} = \frac{12 \times 20\,000\,000 \times 0.54}{5.8^3} = 664233.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (2.2)$$

- **Paso 3:** *Determinación del periodo estructural T y de la aceleración sísmica del pilar Sa*
El periodo estructural T depende de la masa M , la cual se obtiene dividiendo el peso P entre la gravedad g :

$$M = \frac{P}{g} = \frac{3\,200 \text{ kN}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 326.20 \text{ kN} \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \quad (2.3)$$

Reemplazando la masa M y la rigidez K obtenidas de las ecuaciones (2.2) y (2.3) respectivamente, en la siguiente ecuación (2.4), se obtiene el periodo estructural:

$$T = \sqrt{\frac{4\pi^2 M}{K}} = \sqrt{\frac{4\pi^2 (326.20)}{664233.88}} = 0.14 \text{ s} \quad (2.4)$$

Con el periodo T se ingresa al espectro de aceleraciones para determinar la pseudo-aceleración sísmica Sa :

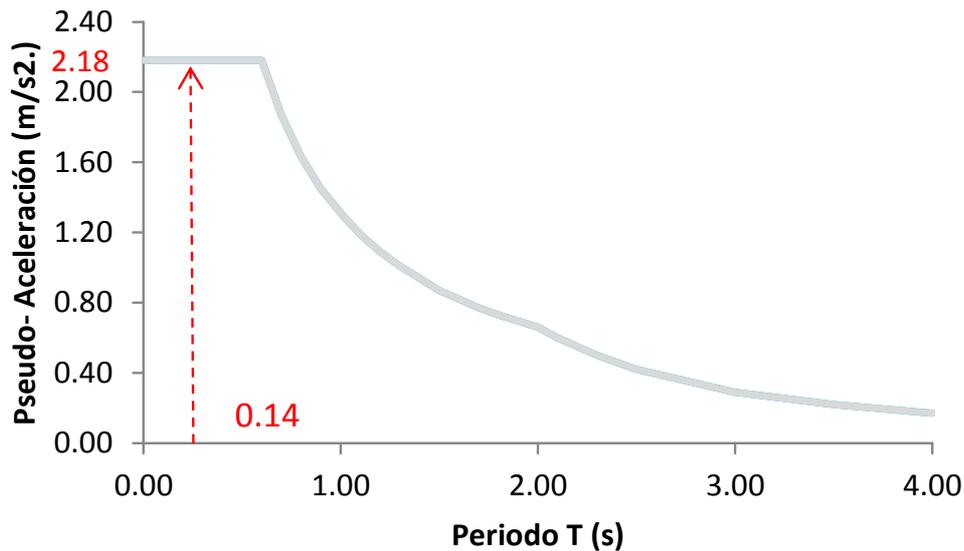


Fig. 9 : Cálculo de la pseudo-aceleración sísmica Sa del Pilar de concreto armado

Por lo tanto para un periodo T de 0.14 seg. corresponde una pseudo-aceleración sísmica de 2.18 m/s^2 .

- **Paso 4:** Cálculo de la cortante basal V_{Base} , momento en la base M y, desplazamiento D en la parte alta del pilar

La cortante basal está en función de la masa M y de la pseudo-aceleración sísmica Sa de acuerdo a la siguiente relación:

$$V_{Base} = (M)Sa = \left(326.20 \text{ kN} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}} \right) \left(2.18 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) = 711.12 \text{ kN} \quad (2.5)$$

El Momento M en la base es la multiplicación de la cortante en la base V_{Base} por la altura del pilar h :

$$M = V_{Base} \cdot h = 711.12 \times 5.8 = 4124.50 \text{ kN m} \quad (2.6)$$

El desplazamiento elástico Δ_{elast} en el borde superior del pilar depende de la rigidez K y de la cortante basal V_{Base} :

$$\Delta_{elast} = \frac{V_{Base}}{K} = \frac{711.12}{166058.47} = 0.0043 \text{ m} = 4.3 \text{ mm} \quad (2.7)$$

Como el desplazamiento Δ_{elast} se obtuvo de un espectro de pseudoaceleraciones reducido por un factor de reducción de resistencia $R = 8$, el desplazamiento inelástico Δ_D será:

$$\Delta_D = 0.75R(\Delta_{elast}) = 0.75 \times 8(4.3 \text{ mm}) = 25.8 \text{ mm}$$

Como resumen de los resultados, la cortante basal viene a ser el 22.22% del peso sísmico del pilar:

$$V_{Base} = 711.12 \text{ kN} = \frac{711.12 \text{ kN}}{3200 \text{ kN}} 3200 \text{ kN} = 22.22\% (3200 \text{ kN})$$

Y además el pilar presenta un desplazamiento inelástico máximo de $\Delta_D = 25.8 \text{ mm}$ con un momento de volteo de $M = 4124.50 \text{ kN m}$.

CAPÍTULO 3: DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

La metodología del DDBD permite diseñar sísmicamente una estructura considerando su desplazamiento máximo de diseño para un determinado nivel de desempeño y sometida a un nivel de amenaza sísmica. La metodología del DDBD propuesta por Priestley et al (2007) considera niveles de desempeño más específicos a nivel de daño, que los propuestos por el Comité Visión 2000.

3.1. Formulación básica del método

Según se muestra en la Fig.10a el pórtico de varios niveles es sometido a una fuerza sísmica F la cual es distribuida a cada nivel del pórtico, generando un perfil de desplazamientos Δ_i . El enfoque que utiliza el DDBD para analizar sísmicamente esta estructura de varios grados de libertad (VGDL) es caracterizarla como una estructura de 1GDL, la que se denomina estructura sustituta. Ésta presenta una masa equivalente m_e y está sometida a la misma fuerza sísmica F a una altura equivalente h_e . Cuando la estructura sustituta incursiona en el rango inelástico es dañada presentando una menor rigidez K_e , a la que denominamos rigidez efectiva. De esta manera logra un desplazamiento último Δ_D (Fig.10b). El DBF asigna a la estructura una mayor rigidez, denominada rigidez elástica K_i (rigidez no dañada).

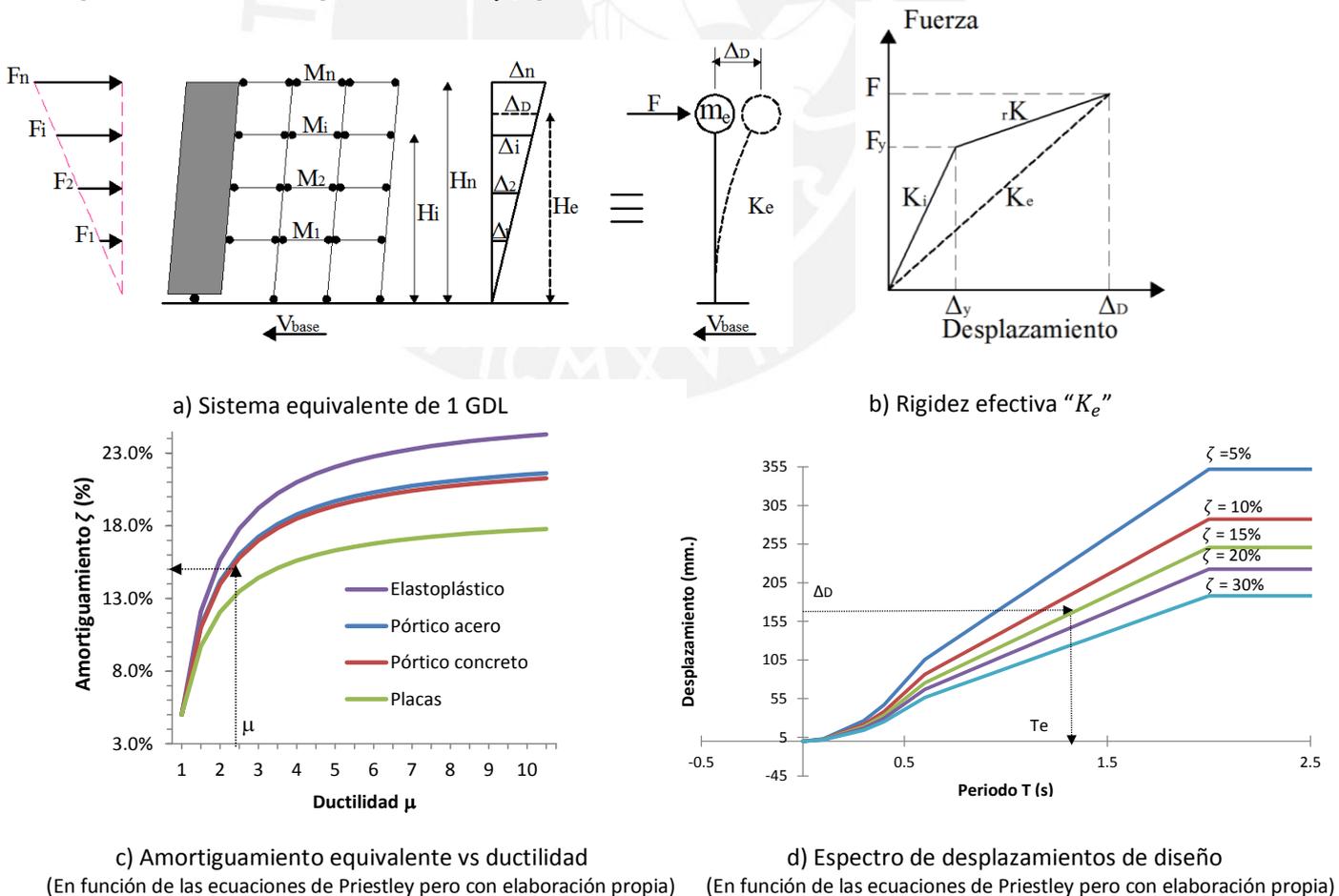


Fig. 10 : Fundamentos del diseño sísmico directo basado en desplazamientos (Priestley et al., 2007)

El desplazamiento Δ_D está asociado a la capacidad de ductilidad de desplazamiento de la estructura sustituta. Un aspecto importante que no se toma en cuenta en el DBF pero sí en el DDBD, es que se calcula un amortiguamiento equivalente ζ en condiciones inelásticas ya que considera el comportamiento histerético del material y está directamente relacionado a la ductilidad de desplazamiento de la estructura μ (Fig.10c)

El espectro inelástico de desplazamiento es desarrollado de acuerdo al amortiguamiento equivalente de la estructura (línea discontinua de la Fig.10d) e ingresando a este espectro con el desplazamiento de diseño se obtiene el periodo efectivo T_e .

Con el periodo efectivo se calcula la rigidez efectiva o equivalente y ésta rigidez asociada al desplazamiento de diseño Δ_D , permite obtener la cortante sísmica basal de diseño. (Fig.10d)

3.2. Niveles de desempeño y de amenaza sísmica

3.3.1. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño cuantifica el grado de daño que una edificación tendrá durante un sismo y cuanto puede afectar ello al funcionamiento de la edificación. El Comité Visión 2000 define 4 niveles de desempeño:

- **Nivel 1: Totalmente operacional**
El daño generado es despreciable de esta manera el edificio funciona con normalidad.
- **Nivel 2: Operacional**
La edificación permanece en funcionamiento con menores daños en servicios no esenciales.
- **Nivel 3: Seguridad de vida**
Los daños son desde moderados a extensos pero se asegura la vida de los ocupantes del edificio.
- **Nivel 4: Cerca al colapso**
La vida de los ocupantes se encuentra en riesgo debido a que el daño es severo.

3.3.2. Niveles de demanda sísmica

El SEAOC (1995) define 4 niveles de demanda o amenaza sísmica, para cada tipo de amenaza sísmica corresponde un determinado periodo de retorno de un sismo. Además la demanda sísmica está asociada a probabilidades de que se exceda su intensidad en periodos de exposición de 50 años. Los niveles de demanda sísmica son:

- **Sismo Frecuente (EQ-I):** 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de exposición de 30 años lo que resulta en un periodo de retorno de 43 años.
- **Sismo ocasional (EQ-II):** 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de exposición de 50 años lo que resulta en un periodo de retorno de 72 años.
- **Sismo raro (EQ-III):** 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de exposición de 50 años lo que resulta en un periodo de retorno de 475 años.
- **Sismo muy raro (EQ-IV):** 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de exposición de 100 años lo que resulta en un periodo de retorno de 970 años.

El nivel de desempeño de la estructura está asociado al grado de amenaza sísmica y ello se representa en la siguiente figura 11

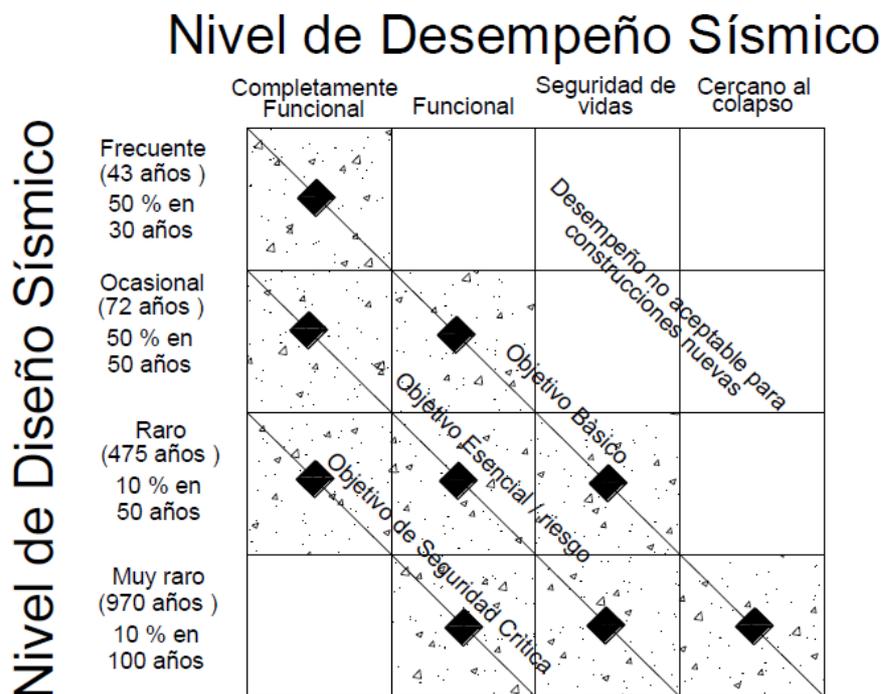


Fig. 11 : Objetivos de desempeño según VISION 2000 (SEAOC, 1995)

Para que un edificio tenga un desempeño aceptable ante la ocurrencia de un sismo debe ubicarse en cualquiera de los cuadrantes que intersecta las 3 líneas diagonales que se observan en la Fig.10. Estas líneas hacen referencia a 3 objetivos de desempeño. Méndez, T. (2011), describe estos objetivos de desempeño sísmico de la siguiente manera:

Objetivo básico: Las edificaciones de uso normal como residencias y oficinas deben resistir diferentes sismos de diseño.

Objetivo esencial: Es el desempeño mínimo aceptable para inmuebles cuya operación es crítica luego de un evento sísmico, como lo son hospitales, estaciones de bomberos, estaciones

de policía, destacamentos militares, centros de control de emergencias o centros de comunicaciones.

Objetivo de seguridad crítica: Es el objetivo de desempeño para edificaciones que contienen grandes cantidades de material peligroso (centrales nucleares), la liberación de las cuales resultaría en un riesgo inaceptable para un amplio grupo de la población.

Además es importante señalar que el nivel de diseño sísmico del código peruano E.030 (2016) es para sismos raros con un 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de exposición de 50 años. Esperando que se generen daños en la estructura que no perjudique su función. Es decir, que presente un nivel de desempeño funcional y en caso los daños sean mayores se espera que la estructura no colapse, es decir que se encuentre dentro del nivel de seguridad de vida.

A pesar de lo bastante útil que representa el enfoque de Vision 2000, la información que ofrece sobre el desempeño es incompleta ya que no incluye el nivel de control de daño, que es claramente de importancia económica.

3.3. Estados límites de la estructura

Priestley et al. (2007) propone 3 estados límites para una estructura:

3.3.1. Estado límite de servicio

Este estado corresponde al nivel "Totalmente ocupacional" de Vision 2000, donde en estructuras de albañilería y concreto armado el ancho de las fisuras generadas son menores y no requieren inyección de *grouting* para su reparación. Asimismo, se acepta que el acero fluya aunque no debe ocurrir el desprendimiento del recubrimiento.

3.3.2. Estado límite de control de daño

En este estado de daño ocurre el desprendimiento del recubrimiento del concreto y fisuras en el concreto que requerirán de inyección del *grouting*, pero no se permite el pandeo del acero longitudinal ni rotura del acero de confinamiento. En zonas donde se formarán rótulas plásticas no necesita ser reemplazado el núcleo del concreto. El daño generado es reparable pero su costo es menor al de reemplazo.

En la Fig.11 podemos ubicar el estado de control de daño entre los niveles de desempeño sísmico de seguridad de vida y cercano al colapso.

Estructuras bien diseñadas en este estado límite presentan ductilidades de desplazamiento en el rango de 3 a 6, con derivas que van desde 2% a 2.5% para evitar daño excesivo.

3.3.3. Estado límite de supervivencia

Un daño bastante considerable es aceptado, pero los costos de reparación seguramente no serán factibles luego del terremoto.

Este estado crítico es excedido cuando la estructura no es capaz de soportar sus cargas de gravedad y colapsa.

3.4. DDBD para Sistemas duales (pórticos y placas)

La gran variación de rigidez entre los pórticos y placas significa que las placas fluyen a desplazamientos laterales menores que los pórticos, por lo tanto será de poca importancia distribuir la fuerza lateral basado en una rigidez inicial elástica entre pórticos y placas. La distribución de la cortante entre el sistema de pórticos y de placas juega un rol importante en la deformación de la estructura dual. Esta distribución la realiza el diseñador estructural basado en su experiencia.

Según Yavas (2006), la deformada de estructura dual contiene ambas deformaciones de sus componentes (pórticos y placa). Cuando el pórtico es sometido a una fuerza sísmica sus deformación es cóncava pero la deformada de la placa es convexa, como se muestra en la Fig.12.

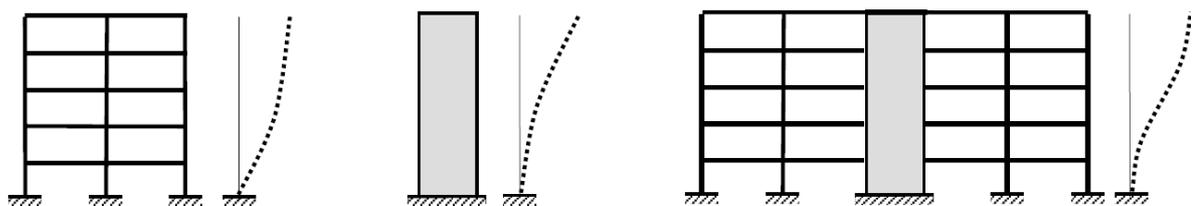
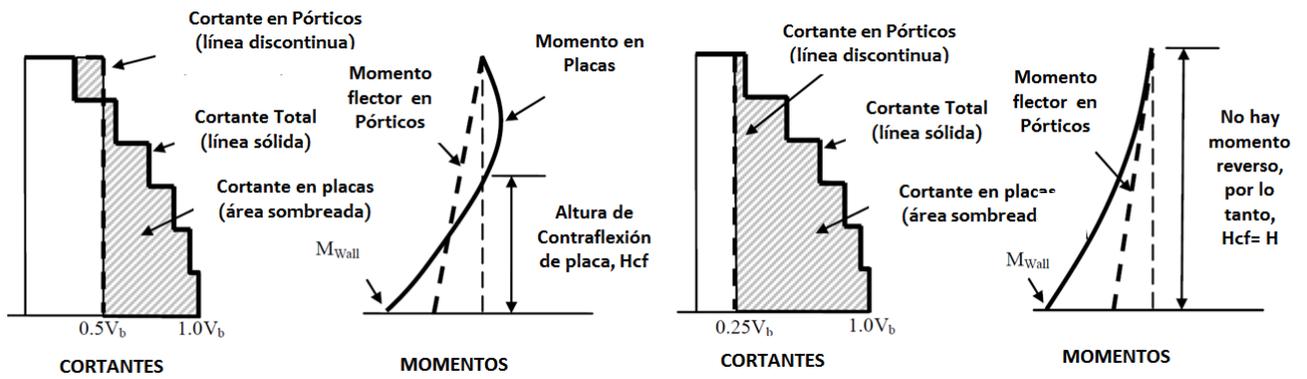


Fig. 12 : Forma de desplazamiento de un pórtico, placa en voladizo y sistema dual (Yavas, 2006)

Sin embargo según Priestley et al. (2007), en un sistema dual, las placas desarrollan una contraflexión debido a que el sistema de pórticos tienden a restringir los niveles superiores de las placas, causando el doblamiento en un sentido opuesto relativo a los niveles inferiores.

La Fig.13 muestra cómo en un sistema dual se espera que las fuerzas cortantes y los momentos flectores varían de acuerdo a la proporción de resistencia asignada al sistema de placas y pórticos respectivamente. Dos casos se estudian con la finalidad de demostrar que con una gran proporción de momento asignado a los pórticos, se espera que el sistema de placas se someta a un momento inverso en sus niveles superiores, desarrollando un punto de inflexión a una altura H_{CF} (Fig.13a). Se espera que la altura de contraflexión se reduzca a medida que aumenta la proporción de resistencia soportada por el sistema de pórticos (Fig.13b).



a) Alta resistencia asignada a pórticos

b) Baja resistencia asignada a pórticos

Fig. 13 : Proporciones de resistencia en el perfil de momento del sistema de placas y altura de contraflexión (Modificado de Sullivan, 2009)

3.4.1. Ejemplo de diseño con DDBD para estructura de 1GDL

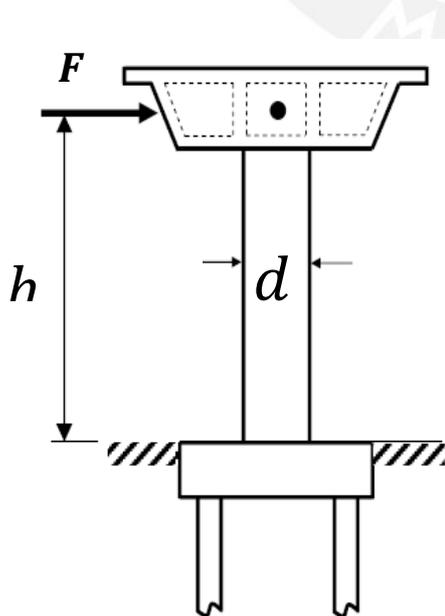
El ejemplo mostrado a continuación es el mismo presentado en el ítem 2.3 (ejemplo del DBF para una estructura de 1GDL) considerándose los siguientes datos:

La zona crítica en la base del pilar, donde se formará la rótula plástica, desarrollará una capacidad de ductilidad de curvatura $\mu_{\phi} = 14$.

La longitud de la rótula plástica equivalente para el pilar se considera la mitad de su diámetro $L_p = 0.5D$ y el esfuerzo de fluencia del acero es $f_y = 430 \text{ Mpa}$.

El espectro elástico de desplazamientos se calcula a partir del espectro elástico de aceleraciones ($R=1$) y se muestra en el ejemplo (Fig. 14).

Se pide determinar en la base la fuerza cortante, el momento de volteo y el desplazamiento en el tope superior del pilar, utilizando el diseño directo basado en desplazamientos (DDBD).



Datos:

- Peso $P = 3200 \text{ kN}$
- Altura $h = 5800 \text{ mm}$
- Ductilidad de curvatura $\mu_{\phi} = 14$.
- Esfuerzo de fluencia del acero:
 $f_y = 430 \text{ Mpa}$
- Deformación unitaria del acero:
 $\epsilon = 0.00215$
- Diámetro del pilar $d = 1820 \text{ mm}$

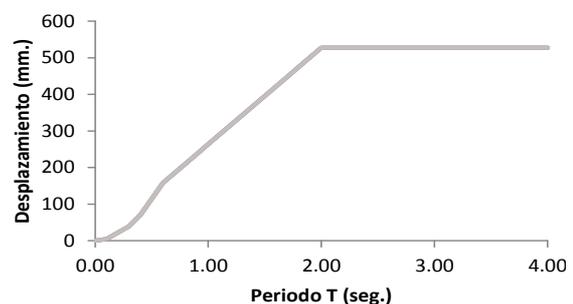


Fig. 14 : Elevación del pilar de concreto armado y Espectro elástico de desplazamientos

Solución:

- **Paso 1:** *Consideración de los grados de libertad del modelo cinemático*

Para simplificar el ejemplo solo se considera el grado de libertad de la fuerza de traslación F en el sentido horizontal en el plano de la Fig.14.

- **Paso 2:** *Mecanismo de falla del pilar*

El mecanismo comprende la formación de una rótula plástica en la base del pilar en una longitud L_p .

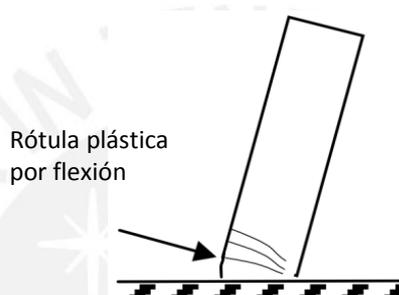


Fig. 15 : Mecanismo de falla del pilar

- **Paso 3:** *Ductilidad de curvatura μ_θ*

Considerando que la sección transversal del elemento presentará una buena capacidad de giro ante un evento sísmico, se asume:

$$\mu_\theta = 14 \quad (3.1)$$

- **Paso 4:** *Desplazamiento último Δ_D*

Cuando el pilar es sometido a una considerable fuerza lateral, la capacidad de giro ϕ de su sección transversal del pilar se incrementa ligeramente (línea diagonal de Fig.16) hasta producirse una rótula plástica a una altura de 0.5 veces el diámetro del pilar D . Donde la capacidad de giro se denomina curvatura de fluencia ϕ_y .

Luego la capacidad de giro en fluencia ϕ_y se incrementa bruscamente (línea horizontal de Fig.16) hasta llegar a su máxima capacidad ϕ_p .

Con el Teorema de Área Momento se determinan los desplazamientos laterales. Es así que el momento del área triangular (Fig.16) determina el desplazamiento de fluencia Δ_y y el momento del área tipo paralelogramo (Fig.16) determina el desplazamiento plástico Δ_p .

$$\Delta_D = \Delta_y + \Delta_p \quad (3.5)$$

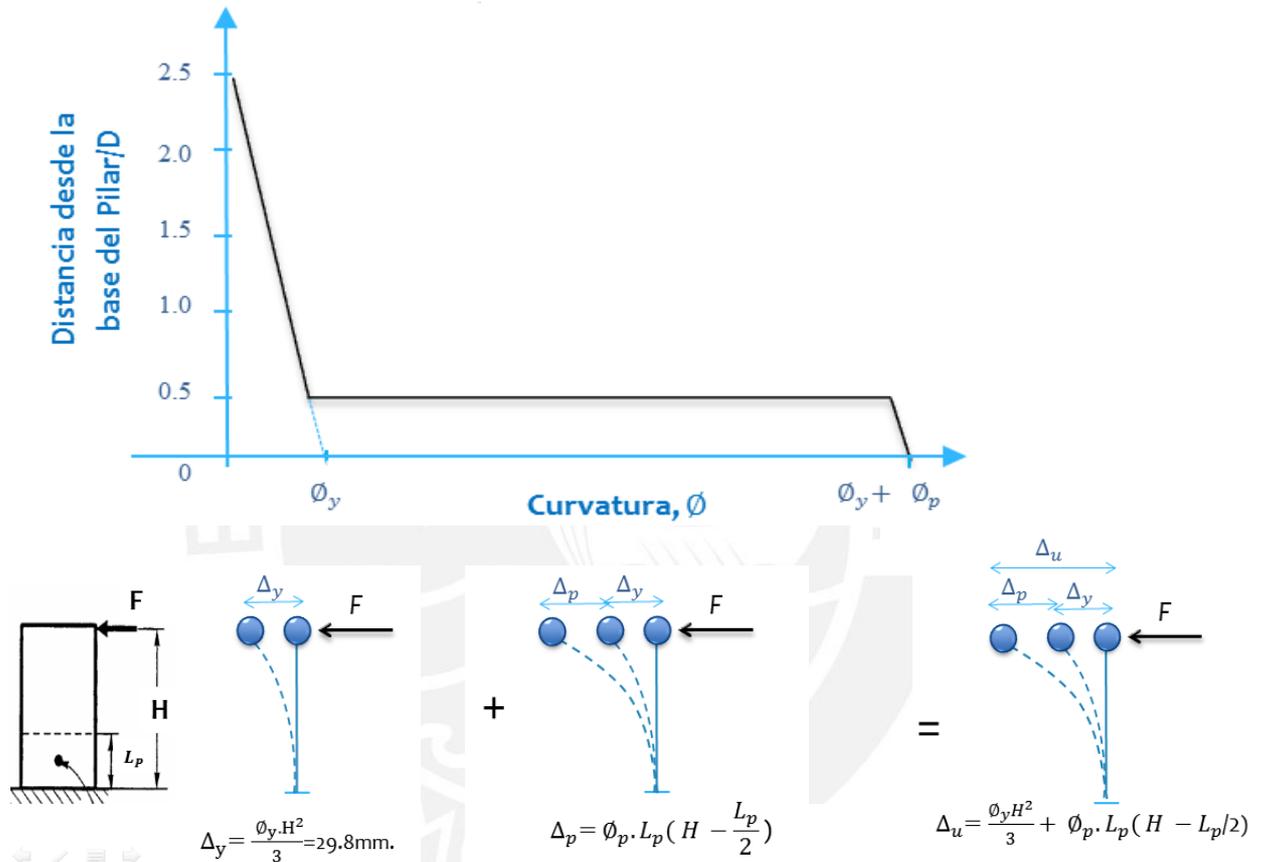


Fig. 16 : Desplazamientos laterales del pilar y Diagrama Curvatura ϕ - Altura normalizada del pilar.

- **Paso 5:** Desplazamientos de fluencia Δ_y , plástico Δ_p y desplazamiento de diseño Δ_D

De acuerdo a lo indicado en el paso anterior se determina el desplazamiento de fluencia para una estructura de 1 gdl y depende de la curvatura de fluencia ϕ_y , de la altura del pilar h , de acuerdo a la siguiente relación :

$$\Delta_y = \frac{\phi_y h^2}{3} \quad (3.2)$$

La curvatura de fluencia ϕ_y está en función de la deformación unitaria del acero ε_y y del diámetro d del pilar:

$$\phi_y = \frac{2.25 \varepsilon_y}{d} = \frac{2.25 \times 0.00215}{1820} = 0.2658 \times 10^{-5} \quad (3.3)$$

Reemplazando la ecuación (3.3) en la ecuación (3.2), se tiene que:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y h^2}{3} = \frac{(0.2658 \times 10^{-5}) 5800^2}{3} = 29.81 \text{ mm} \quad (3.4)$$

El desplazamiento en el estado plástico depende de la curvatura en estado plástico ϕ_p , la longitud de la rótula plástica L_p , y de la altura del pilar, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta_p = \phi_p L_p (h - L_p/2) \quad (3.6)$$

Donde la longitud de la rótula plástica está en función del diámetro d del pilar y la curvatura en estado plástico está en función de la ductilidad de curvatura $\mu_{\phi u}$ y de la curvatura de fluencia ϕ_y :

$$L_p = 0.5d = 0.5 \times 1820 \text{ mm} = 910 \text{ mm} \quad (3.7)$$

$$\phi_p = (\mu_{\phi u} - 1)\phi_y = (14 - 1)0.2658 \times 10^{-5} = 3.46 \times 10^{-5} \quad (3.8)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.7) y (3.8) en la ecuación (3.6), se tiene:

$$\Delta_p = \phi_p L_p \left(h - \frac{L_p}{2} \right) = 3.46 \times 10^{-5} (910) \left(5800 - \frac{910}{2} \right) = 168.30 \text{ mm} \quad (3.9)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.4) y (3.9) en la ecuación (3.5), tenemos que el desplazamiento último de diseño en la parte alta del pilar es:

$$\Delta_D = \Delta_y + \Delta_p = 29.81 \text{ mm} + 168.30 \text{ mm} = 198.11 \text{ mm} \quad (3.10)$$

- **Paso 6: Ductilidad de desplazamiento μ_Δ**

La ductilidad de desplazamiento μ_Δ se expresa como la relación entre el desplazamiento de diseño último Δ_D y el desplazamiento de fluencia Δ_y :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_D}{\Delta_y} = \frac{198.11\text{mm}}{29.81\text{mm}} = 6.65 \quad (3.11)$$

- **Paso 7: Amortiguamiento Viscoso Equivalente ζ**

Según Priestley (2007), el amortiguamiento viscoso equivalente ζ depende de la ductilidad de desplazamiento μ_Δ :

$$\zeta = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_\Delta - 1}{\mu_\Delta \pi} \right) = 17.0\% \quad (3.12)$$

- **Paso 8: Factor de reducción del espectro de desplazamiento R_ζ**

El espectro de desplazamiento inelástico, que corresponde a un amortiguamiento $\zeta = 17.0\%$, se obtiene multiplicando el espectro desplazamiento elástico ($\zeta = 5.0\%$) por el factor de corrección R_ζ .

Priestley et al. (2007) determinó que el factor de reducción de desplazamiento espectral depende del amortiguamiento ζ , de acuerdo a la siguiente relación:

$$R_\zeta = \left(\frac{0.1}{0.05 + \zeta} \right)^{0.5} = \left(\frac{0.1}{0.05 + 0.17} \right)^{0.5} = 0.674 \quad (3.13)$$

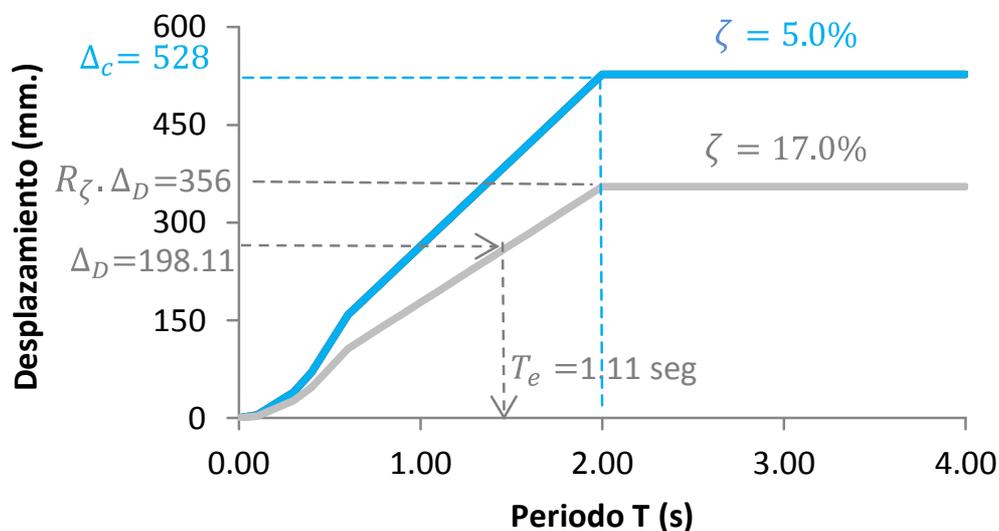


Fig. 17 : Espectro de desplazamiento elástico ($\zeta = 5.00\%$) e inelástico ($\zeta = 17.00\%$) - Pilar

- **Paso 9: Periodo Efectivo T_e :**

Para el periodo de $2s.$, el desplazamiento espectral de esquina de diseño es mm , para un 5% de amortiguamiento (ver Fig.17).

Utilizando el espectro inelástico de 17.0% de amortiguamiento:

- Se calcula el desplazamiento de esquina: _____, correspondiente al espectro inelástico de desplazamiento.
- Por proporción se calcula el periodo equivalente _____ correspondiente al desplazamiento de diseño _____ mm , según la siguiente relación:

$$\frac{\xi}{\xi} = \frac{T_e}{T_e}$$

- **Paso 10: Rigidez efectiva**

Como sabemos la rigidez efectiva depende de la masa efectiva _____ y del periodo efectivo T_e según la siguiente ecuación:

$$k = \frac{M}{T_e^2}$$

- **Paso 11: Cálculo de la cortante en la base _____, momento en la base M .**

La cortante basal está en función de la rigidez equivalente _____ obtenida de la ecuación (3.15) y del desplazamiento de diseño _____ obtenido de la ecuación (3.10):

El Momento en la base M , es la multiplicación de la cortante en la base _____ por la altura del pilar h :

Como resumen de los resultados del DDBD del pilar, la cortante basal viene a ser el 64.67% del peso sísmico del pilar :

$$V_{Base} = 2069.48 \text{ kN} = \frac{2069.48 \text{ kN}}{3200 \text{ kN}} 3200 \text{ kN} = 64.67\% (3200 \text{ kN})$$

Asimismo el pilar presenta un desplazamiento máximo de $\Delta_D = 198 \text{ mm}$ con un momento de volteo de $M = 12002.98 \text{ kN m}$.

El factor de reducción de resistencia R es la inversa del factor de corrección de amortiguamiento, que se obtiene del DDBD, por lo tanto:

$$R = 1/ R_{\zeta} = 1/0.674 = 1.48$$

Finalmente presentamos el siguiente cuadro comparativo de los resultados de ambas metodologías para el pilar en estudio:

Tabla 2 : : Resumen de resultados de DBF y DDBD para el pilar en estudio

	DBF	DDBD
Factor de reducción : R	8.00	1.48
Desplazamiento inelástico : Δ_D (mm)	25.80	198
Fuerza Cortante basal : V (kN)	711.12	2069.48
Momento basal : M (kN m)	4124.50	12002.98

La cortante basal determinada por el método del DDBD resulta ser casi el triple de la cortante basal determinada por el método del DBF. De la misma manera los momentos de volteo y los desplazamientos laterales generados son mucho mayores para el DDBD. De acuerdo a lo que indica la metodología del DBF si consideramos el factor de reducción $R = 8$, la estructura asumirá una resistencia de 711.12 KN y logrará un desplazamiento inelástico $\Delta_D = 25.8 \text{ mm}$, menor al desplazamiento obtenido por el DDBD por lo que no será capaz de lograr la ductilidad desarrollada por el método del DDBD. En ese sentido la metodología del DDBD garantiza una buena ductilidad porque a diferencia del DBF, el DDBD calcula un factor de reducción de resistencia $R = 1.48$ sísmica que asegura que la estructura bajo la resistencia de 2069.48 KN logrará un desplazamiento último de diseño $\Delta_D = 198 \text{ mm}$ en un estado límite estructural previo al colapso.

3.4.2. Procedimiento diseño del DDBD para sistemas duales (Priestley et al., 2007)

El procedimiento de diseño se realiza en ambos sentidos de la edificación de acuerdo a lo indicado por Priestley et al. (2007). En los pasos 1, 2, 3 y 4 se estudia la estructura de varios grados de libertad. En primer lugar se determina el porcentaje de fuerza cortante que asumirá el sistema de placas y aporticado. Luego se establece un nivel de desempeño para la estructura y se determina el desplazamiento de diseño en cada piso.

En los pasos 5, 6, 7 y 8, se combinan las masas, desplazamientos y alturas de cada piso para obtener las propiedades dinámicas de la estructura sustituta como desplazamiento, altura efectiva, amortiguamiento equivalente, periodo efectivo, rigidez efectiva y cortante en la base. En el paso 9 se realiza el análisis estructural donde se distribuye la cortante basal obtenida de la estructura sustituta para distribuirla a la estructura de varios grados de libertad y determinar las resistencias a flexión de las vigas, columnas y placas.

- **Paso 1: Asignación de fuerzas cortantes**

Se distribuye la cortante basal una proporción β_F para obtener la cortante basal correspondiente al sistema de pórticos $\beta_F V$ y la cortante restante proporción $(1 - \beta_F)$ correspondiente al sistema de placas V_W .

$$V_F = \beta_F V_{Base} \quad y \quad V_W = (1 - \beta_F) V_{Base} \quad (1)$$

- **Paso 2: Altura de Inflexión en la Placa H_{CF} :**

Se determina las fuerzas laterales de entrepiso F_i considerando el producto de la masa por la altura de cada entrepiso entre la sumatoria total de dicho producto de todos los niveles, esta división es adimensional y es afectada por el valor de la cortante basal. Inicialmente la cortante basal se asume unitaria, luego una vez calculado su valor se determina los valores de cada fuerza lateral de entrepiso F_i

$$F_i = \left(\frac{m_i h_i}{\sum m_i h_i} \right) V_{Base}$$

La cortante total en el nivel i (V_i) se obtiene con la suma de las fuerzas de entrepiso superiores contados desde el nivel i ($V_i = \sum F_i$)

Las cortantes laterales V_i generan un momento de volteo M_i en cada nivel de entrepiso. Dichas cortantes se incrementan en los primeros niveles por lo tanto los momentos de volteo también serán mayores.

Para cada nivel de entrepiso se realiza lo siguiente: se asume una cortante basal constante V_{Fi} , se obtiene la cortante del sistema de placas V_{Wi} restando de la cortante total V_{Ti} .

Los momentos flectores del sistema de placas M_{Wi} se obtienen de la cortante V_{Wi} de cada nivel, de esta manera la altura de contraflexión se obtendrá a través de una interpolación, a una altura H_{CF} , el momento M_{Wi} cambia de signo.

- **Paso 3: Desplazamiento de fluencia Δ_{yi} :**

Primeramente se determina la curvatura de fluencia para las placas ϕ_y que depende de la longitud de la placa l_W y de la deformación unitaria del acero ε_y :

$$\phi_{yW} = \frac{2\varepsilon_y}{l_W} \quad (2)$$

Luego se obtiene el desplazamiento de fluencia Δ_{yi} de cada entrepiso que además depende de la altura de contraflexión H_{CF} y de la altura de cada nivel H_i del edificio.

Es importante indicar que existen 2 ecuaciones para determinar el desplazamiento de fluencia de cada entrepiso, una para niveles mayores de la altura de contraflexión y otra para niveles menores, como se muestra a continuación:

$$\text{para } H_i \leq H_{CF} : \quad \Delta_{yi} = \phi_{yW} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \quad (3a)$$

$$\text{para } H_i > H_{CF} : \quad \Delta_{yi} = \phi_{yW} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad (3b)$$

- **Paso 4: Respuesta de Desplazamiento de de Diseño Δ_D por cada piso del edificio**

Priestley (2007) establece 2 casos para el diseño, cuando gobierna la deformación del material en la placa o cuando el diseño es gobernado por la deriva del código.

- Deriva obtenida por deformación del material en la Placa

Primeramente se obtiene la capacidad última de rotación de la placa ϕ_{dc} , la cual depende de la longitud de la placa l_W y está dada por:

$$\phi_{dc} = \frac{0.072}{l_W} \quad (4)$$

Luego se considera un diámetro del acero longitudinal d_{bl} y la resistencia esperada de fluencia del acero ($f_{ey} = 1.1f_y$), para obtener la longitud de penetración por deformación L_{SP}

$$L_{SP} = 0.022f_{ye} d_{bl} \quad (5)$$

La longitud de la rótula plástica L_P depende de la altura de contraflexión H_{CF} , del valor de k que relaciona la resistencia a la tracción f_u y el esfuerzo de fluencia f_y para el refuerzo de flexión:

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08, \quad \text{donde } \frac{f_u}{f_y} = 1.35 \quad (6)$$

$$L_P = k H_{CF} + 0.1l_W + L_{SP} \quad (7)$$

La deriva límite de contraflexión θ_{CF} es para la menor de las alturas, ya sea de contraflexión H_{CF} o altura equivalente H_e :

$$\theta_{CF} = \phi_{yW} \frac{H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yW})L_P \quad (8a)$$

$$\theta_{CF} = \phi_{yW} \frac{H_e}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yW})L_P \quad (8b)$$

- Deriva del código θ_C

Se emplea una deriva de acuerdo al nivel de desempeño sísmico que se desea asignar a la estructura.

Se compara la deriva obtenida por comportamiento del material θ_{CF} con la deriva de del código θ_C y gobierna la menor de ellas:

Si gobierna la deriva de diseño del código, el perfil de desplazamiento de diseño se define como:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(\phi_C - \phi_{yW} \frac{H_{CF}}{2} \right) H_i \quad (9a)$$

Adicionalmente a todo el procedimiento anterior propuesto por Priestley et al. (2007), en el caso que gobierne la deriva por deformación del material, Salawdeh (2009) indica que la respuesta de desplazamiento de diseño a una altura H_i del edificio es:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{dc} - \phi_{yW}) L_P H_i \quad (9b)$$

- **Paso 5: Desplazamiento de Diseño de la estructura sustituta Δ_D :**

De la teoría de la deflexión estática propuesta por Chopra (2014), las masas m_i y desplazamientos de diseño de cada nivel Δ_{Di} , determinan la el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta:

$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}} \quad (10)$$

- **Paso 6: Altura efectiva H_e :**

Considerando la altura de cada nivel H_i , se tiene:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}} \quad (11)$$

- **Paso 7: Amortiguamiento viscoso equivalente ζ_{sys} :**

El amortiguamiento viscoso equivalente corresponde a una estructura sustituta mixta que comprende la combinación de los sistemas sustitutos (1GDL) de pórticos ζ_F y de placas ζ_W , por lo tanto es necesario determinar la ductilidad y su respectivo amortiguamiento de cada sistema sustituto:

- Amortiguamiento en placas ζ_W

Si $H_e \leq H_{CF}$ se reemplaza H_e en la ec.3a, pero si $H_e > H_{CF}$ se reemplaza H_e en la ec.3b para determinar el desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta Δ_{yi} .

Luego se calcula la ductilidad μ_W , que está en función del desplazamiento máximo de diseño Δ_D y del desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta Δ_{yi} .

$$\mu_W = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yi}} \quad (12)$$

Se determina el amortiguamiento correspondiente (según Fig.3.1c):

$$\zeta_W = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (13)$$

- Amortiguamiento en pórticos ζ_F

Primeramente se calcula la deriva de fluencia para un pórtico θ_{yF} que depende de la longitud de viga l_b , el peralte de viga h_b y de la deformación unitaria del acero

$$(\varepsilon_y = \frac{f_{ey}}{E}):$$

$$\theta_{yF} = 0.5\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \quad (14)$$

Se determina la ductilidad de desplazamiento μ_F que se encuentra en función del desplazamiento máximo de diseño de la estructura sustituta Δ_D , la deriva de fluencia θ_{yF} y de la altura efectiva H_e .

$$\mu_F = \frac{\Delta_D}{(\theta_{yF} H_e)} \quad (15)$$

Y luego se calcula el amortiguamiento correspondiente (según Fig.9c):

$$\zeta_F = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (16)$$

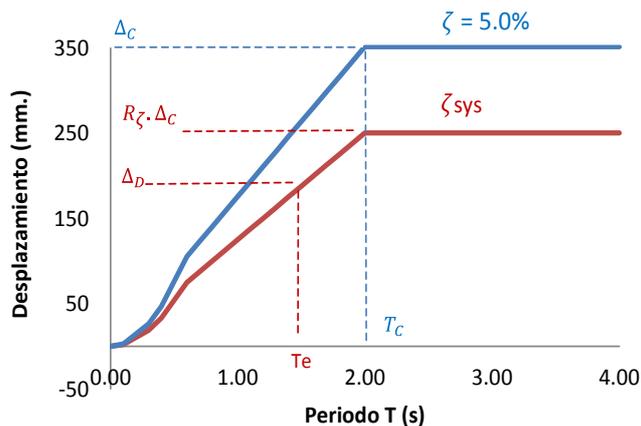
Priestley (2007) define el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema mixto sustituto ζ_{sys} , como un promedio ponderado de los amortiguamientos de los sistemas sustitutos de placas ζ_W y pórticos ζ_F , ambos sistemas son ponderados con sus respectivos momentos de volteo $M_{OTM,W}$ y $M_{OTM,F}$, siendo $M_{OTM} = M_{OTM,W} + M_{OTM,F}$, el momento de volteo del sistema dual (pórticos y placas)

$$\zeta_{sys} = \frac{\zeta_W \cdot M_{OTM,W} + \zeta_F \cdot M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \quad (17)$$

Según se observa en la ec.17, el amortiguamiento del sistema mixto sustituto ζ_{sys} considera la demanda sísmica en cada sistema estructural y estará mayormente influenciado por el amortiguamiento del sistema estructural que asuma una mayor demanda sísmica.

- **Paso 8: Cortante Basal**

Con el amortiguamiento equivalente se determina el factor de corrección de amortiguamiento R_ζ que desarrolla un espectro de desplazamiento inelástico desplazándolo hacia abajo. (Fig.18)



$$R_{\zeta} = \left(\frac{0.1}{0.05 + \zeta} \right)^{0.5} \quad (18)$$

Fig. 18 : Espectro de respuesta de desplazamiento y factor de corrección de amortiguamiento

De esta manera si se multiplica el desplazamiento de esquina del espectro elástico Δ_c por el factor de corrección amortiguamiento R_{ζ} se tiene el desplazamiento de esquina del espectro inelástico: $\Delta_c R_{\zeta}$.

De la ecuación (18), se puede comentar que para elevados valores de amortiguamiento del sistema, el espectro elástico de desplazamientos (menor R_{ζ}) se reducirá (desplazándose hacia abajo y derecha) y la estructura presentará un mayor periodo efectivo con una rigidez más fisurada.

- **Periodo Efectivo T_e :**

Conocido el desplazamiento de esquina del espectro inelástico ($\Delta_c R_{\zeta}$), se determina el periodo efectivo, ingresando el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta Δ_D al espectro inelástico de desplazamientos, por lo tanto por proporcionalidad se tiene:

$$T_e = \Delta_D \frac{T_c}{(\Delta_c R_{\zeta})} \quad (19)$$

- **Masa efectiva m_e :**

Depende de la masa m_i del desplazamiento máximo de diseño de cada nivel Δ_i y del desplazamiento de diseño de la estructura sustituta Δ_D :

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_D} \quad (20)$$

- **Rigidez efectiva K_e :**

Se determina con el periodo efectivo y masa efectiva .

- **Cortante en la base V_{Base} :**

La cortante basal se calcula con la rigidez efectiva y el desplazamiento de diseño de la estructura sustituta Δ_D :

- **Paso 9: Respuestas del Edificio por cada piso:**

Con la metodología del DDBD finalmente se obtienen las respuestas de desplazamiento, derivas, cortante y momento de volteo por cada nivel del edificio en el sentido de la edificación donde actúa el sismo.

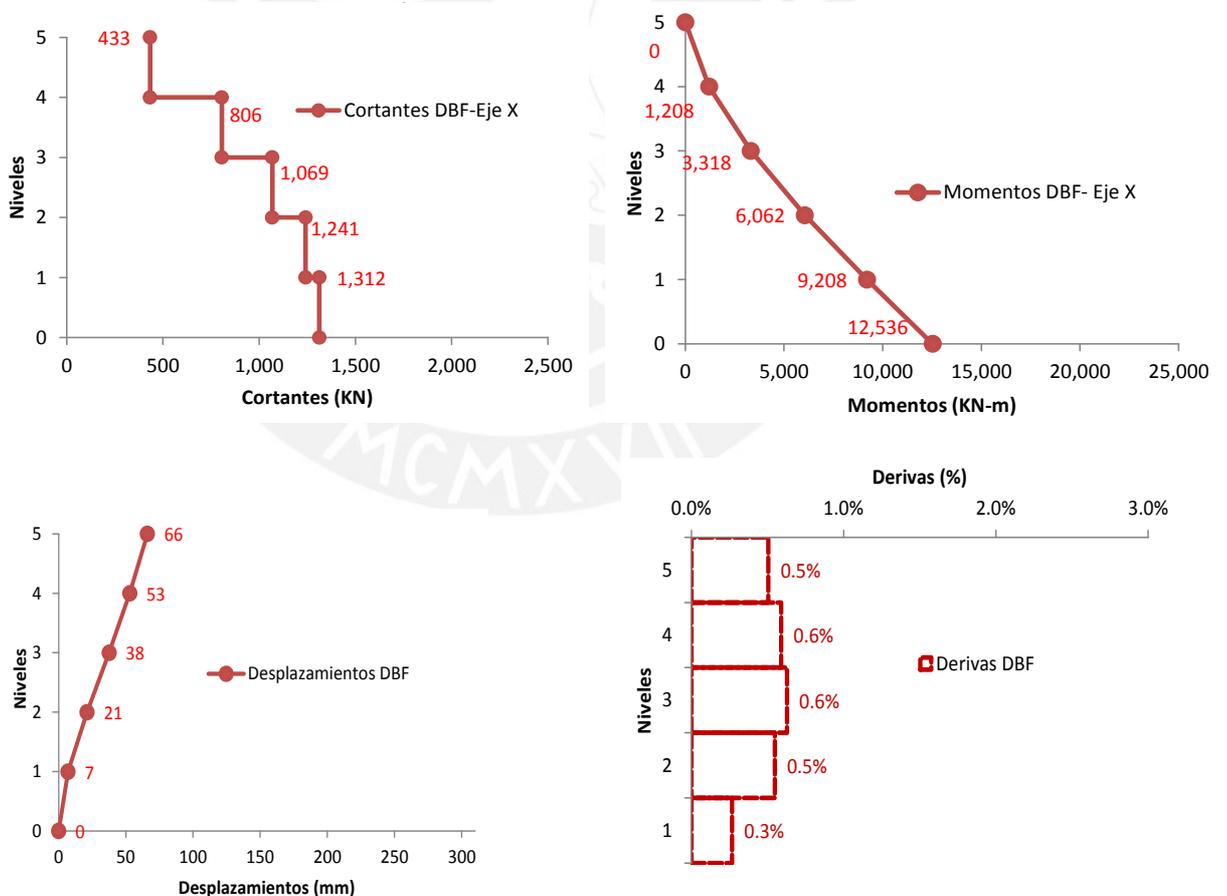


Fig. 19 : Ejemplo de respuestas de cortantes, momentos, desplazamientos y derivas por cada piso de una estructura dual

CAPÍTULO 4: CASO DE ESTUDIO

4.1. Descripción de la estructura bajo análisis

El caso de estudio es un proyecto a realizar de un edificio dual en ambos sentidos, cuyo uso será destinado a oficinas. Se desea estudiar su comportamiento sísmico mediante las metodologías del DDBD y del DBF y luego realizar la comprobación de los desplazamientos con el análisis dinámico tiempo historia (ADTH).

El edificio ubicado en la ciudad de Lima, es una estructura de 5 niveles con una altura constante por piso de 2.6m. y presenta simetría en planta y en elevación, como se muestra en la Fig.20 y Fig.21.

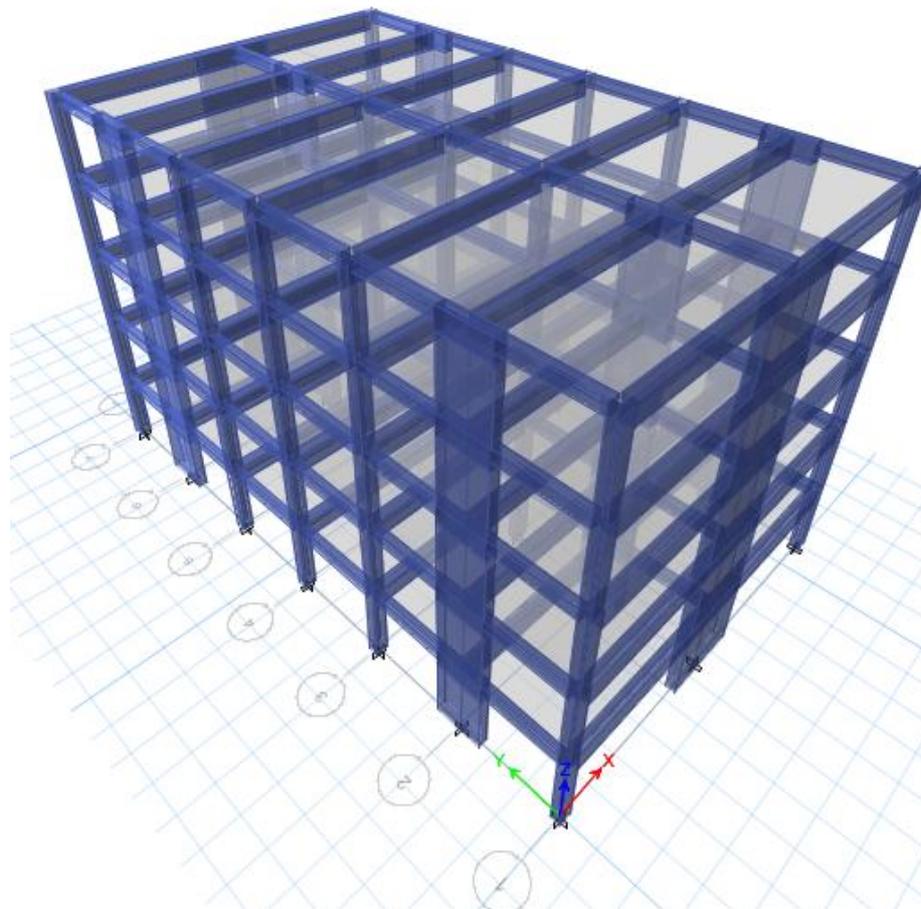
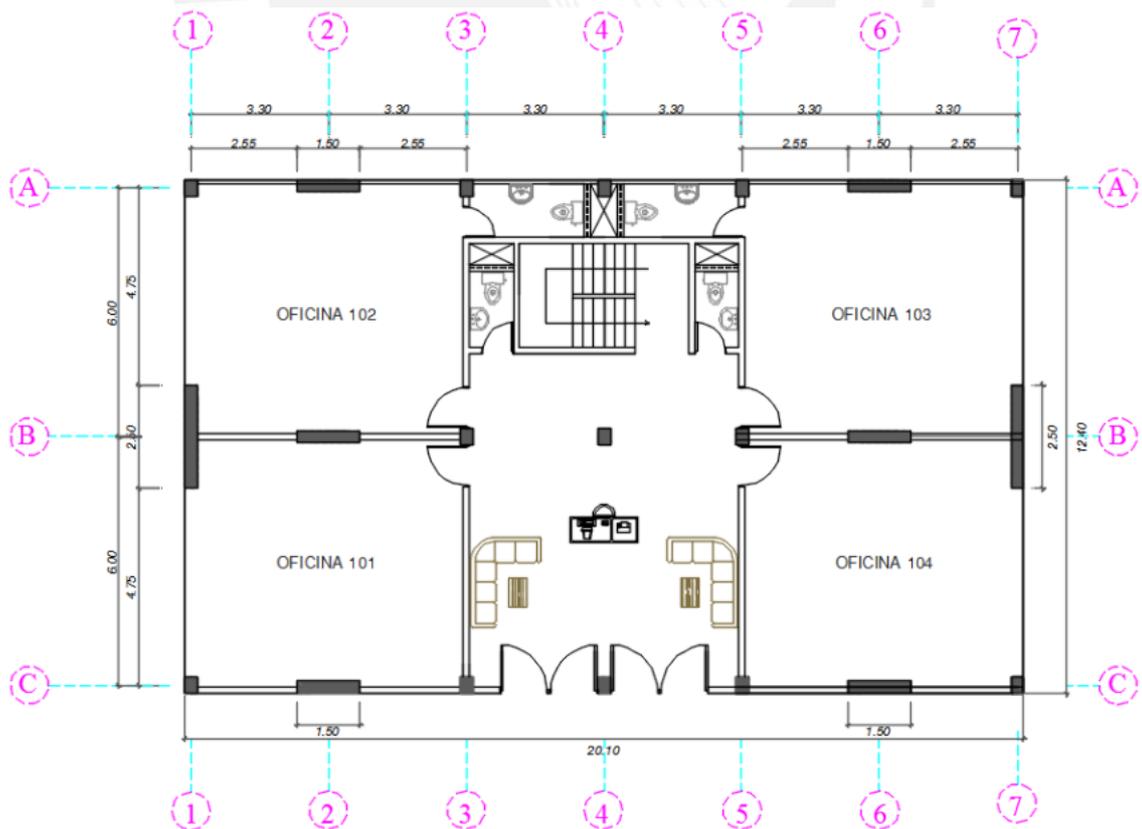
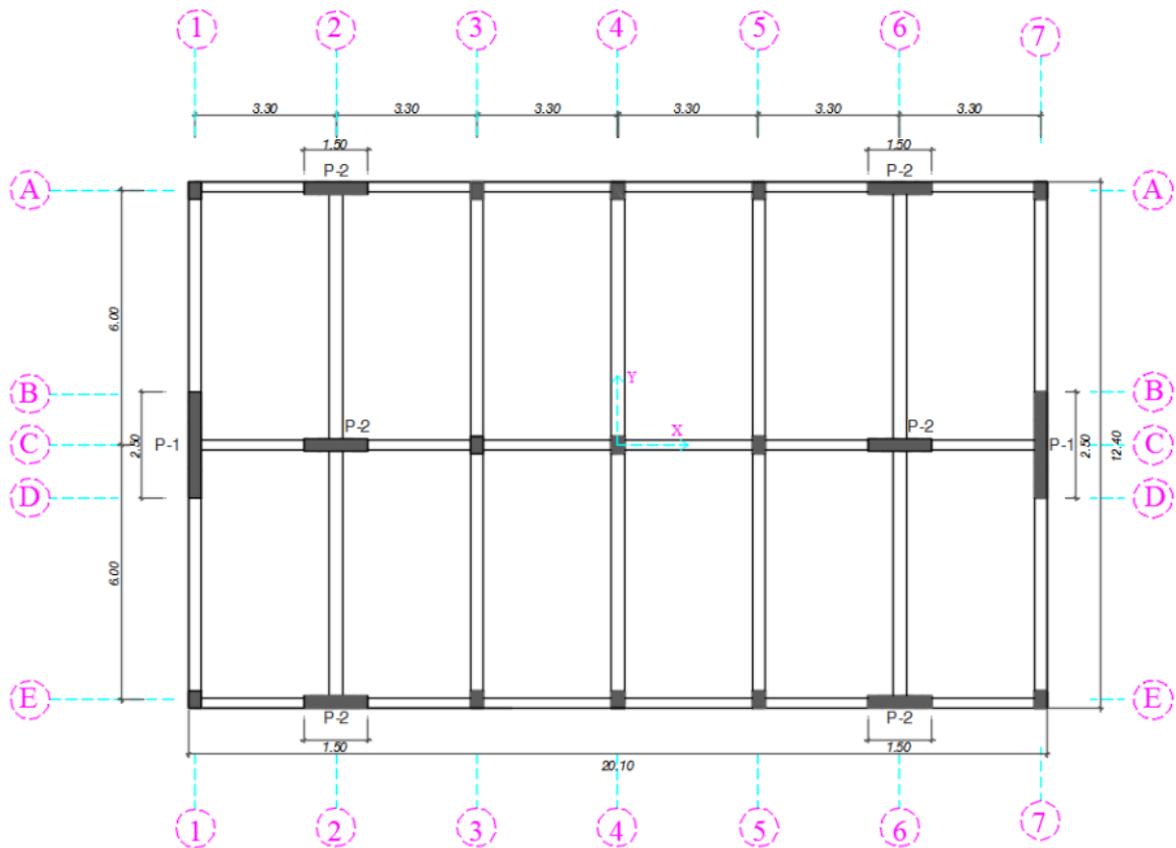


Fig. 20 : Vista 3D del sistema estructural Dual (pórticos y placas)

La edificación vista en planta presenta una longitud de 12.40 metros en el lado menor (Eje X). Dicho lado presenta 2 luces de 6 metros medidas de eje de columna al eje de la placa P-1 que presenta una longitud de 2.5m.

El lado mayor del edificio (Eje Y) presenta 20.1m y contiene 6 luces de 3.3m. Dichas luces son medidas de eje a eje, las placas que se encuentran en este sentido (P-2) son de 1.5m.



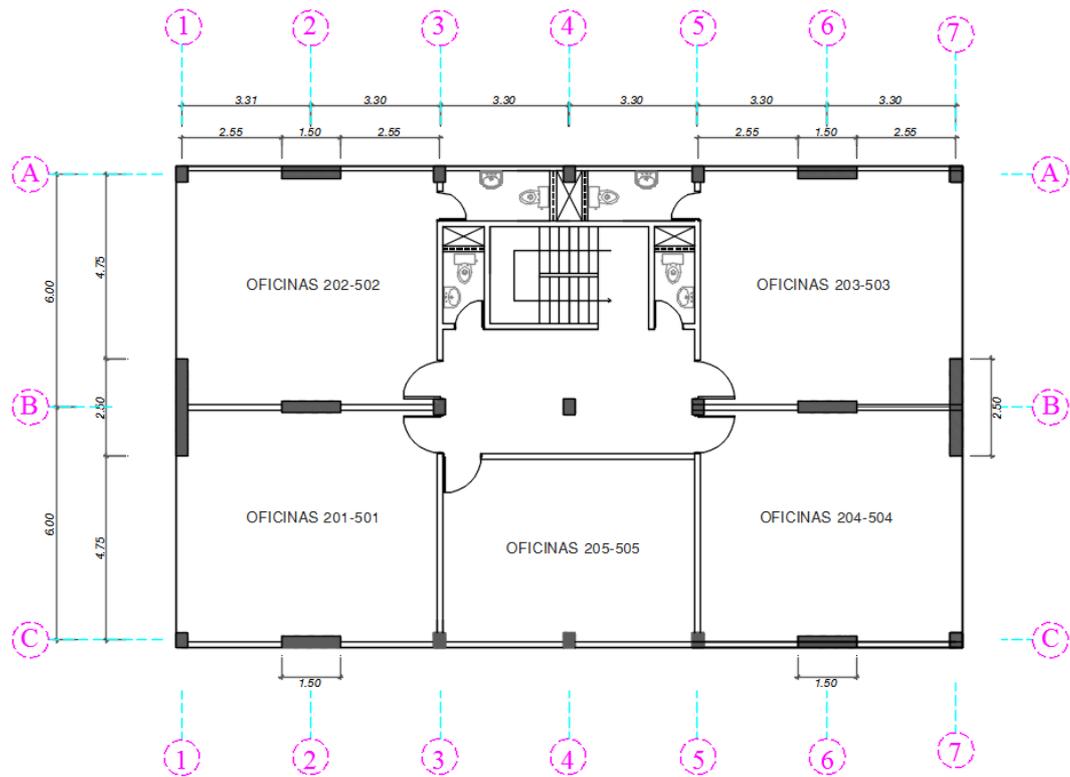


Fig. 23 : Vista en planta de arquitectura del piso típico (segundo al quinto piso)

Las elevaciones de los pórticos del edificio en el sentido del eje X (Del eje 1-1 al eje 7-7) y los pórticos en el sentido del eje Y (Del eje: A-A al eje C-C) se muestran a continuación.

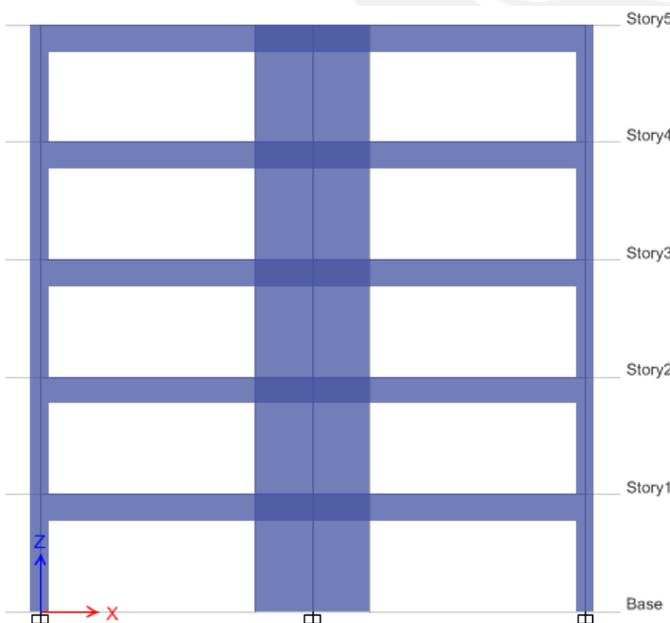


Fig. 24 : Elevación en Eje 1-1 y Eje 7-7

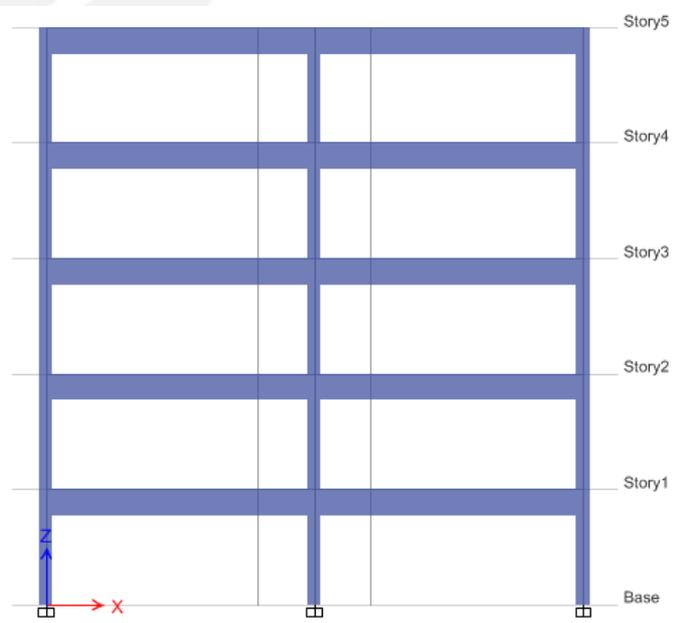


Fig. 25 : Elevación en Eje 2-2 y Eje 6-6

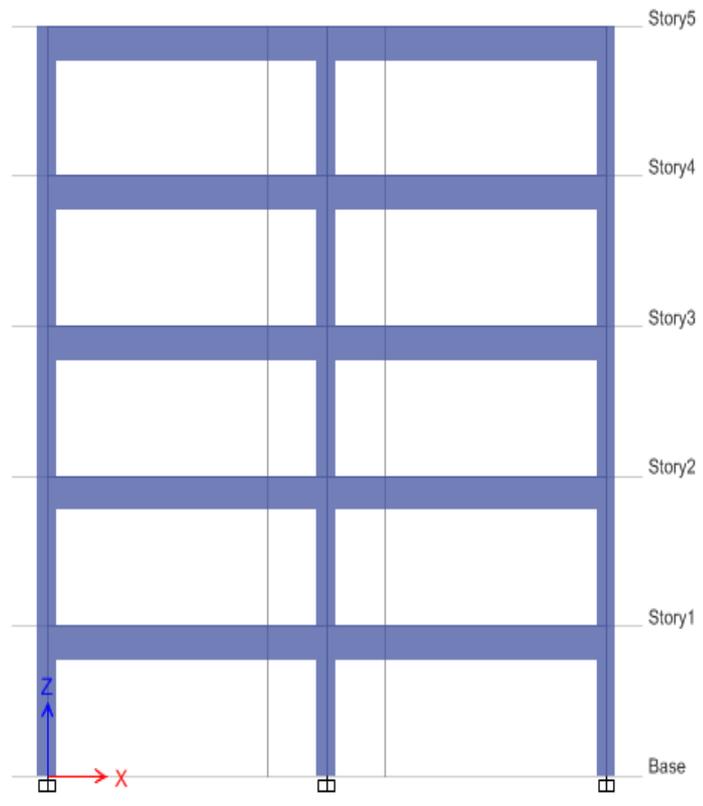


Fig. 26 : Elevación en Eje 3-3, Eje 4-4 y Eje 5-5

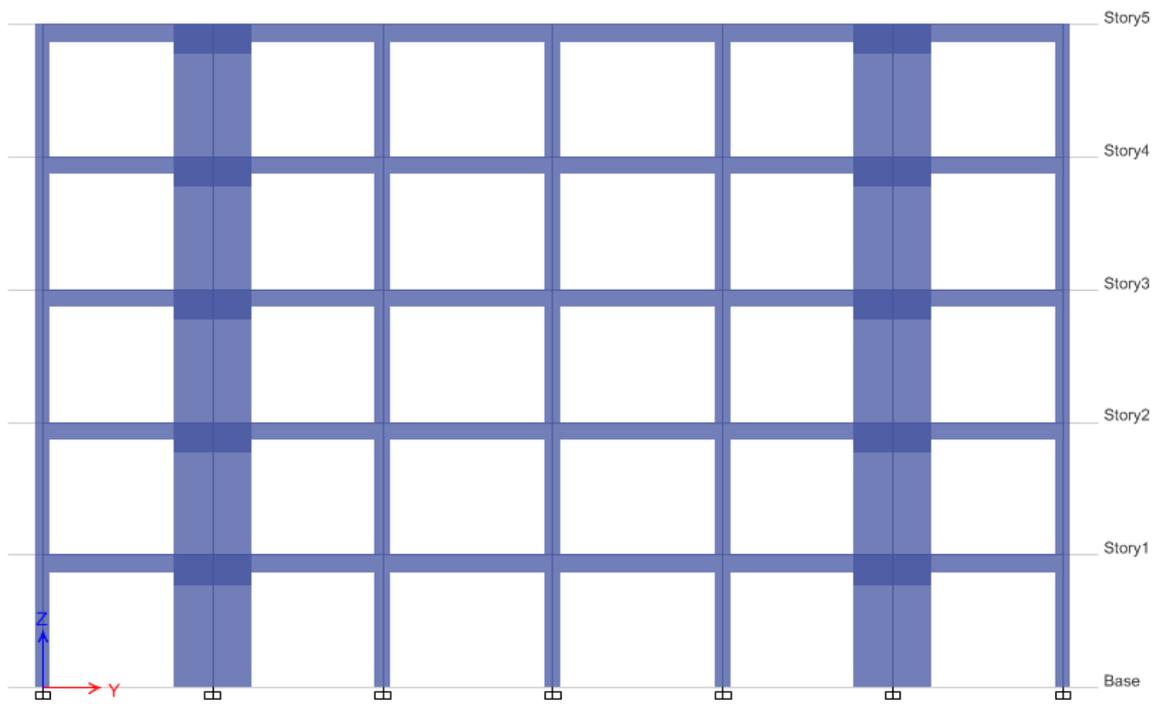


Fig. 27 : Elevación en Eje A-A, Eje C-C y Eje E-E

Para la estimación del peso para cada piso del edificio se considera lo que indica la norma E.030 para edificaciones comunes, donde al peso propio y al peso permanente se le agrega el 25% de la carga viva. De esta manera el peso de 1891.96kN corresponde para cada piso del edificio y 1569.99kN para el último piso.

La resistencias del concreto y acero son $f'c = 20.59$ Mpa. (210kgf/cm²) y $f_y = 411.88$ MPa (4200kgf/cm²) respectivamente.

A continuación se muestra el espectro elástico de desplazamiento con 5% de amortiguamiento obtenido a partir del espectro elástico de Pseudo-aceleraciones con 5% de amortiguamiento para la edificación, que se ubica sobre un suelo intermedio cuya aceleración es el 45% de la gravedad 0.45g.

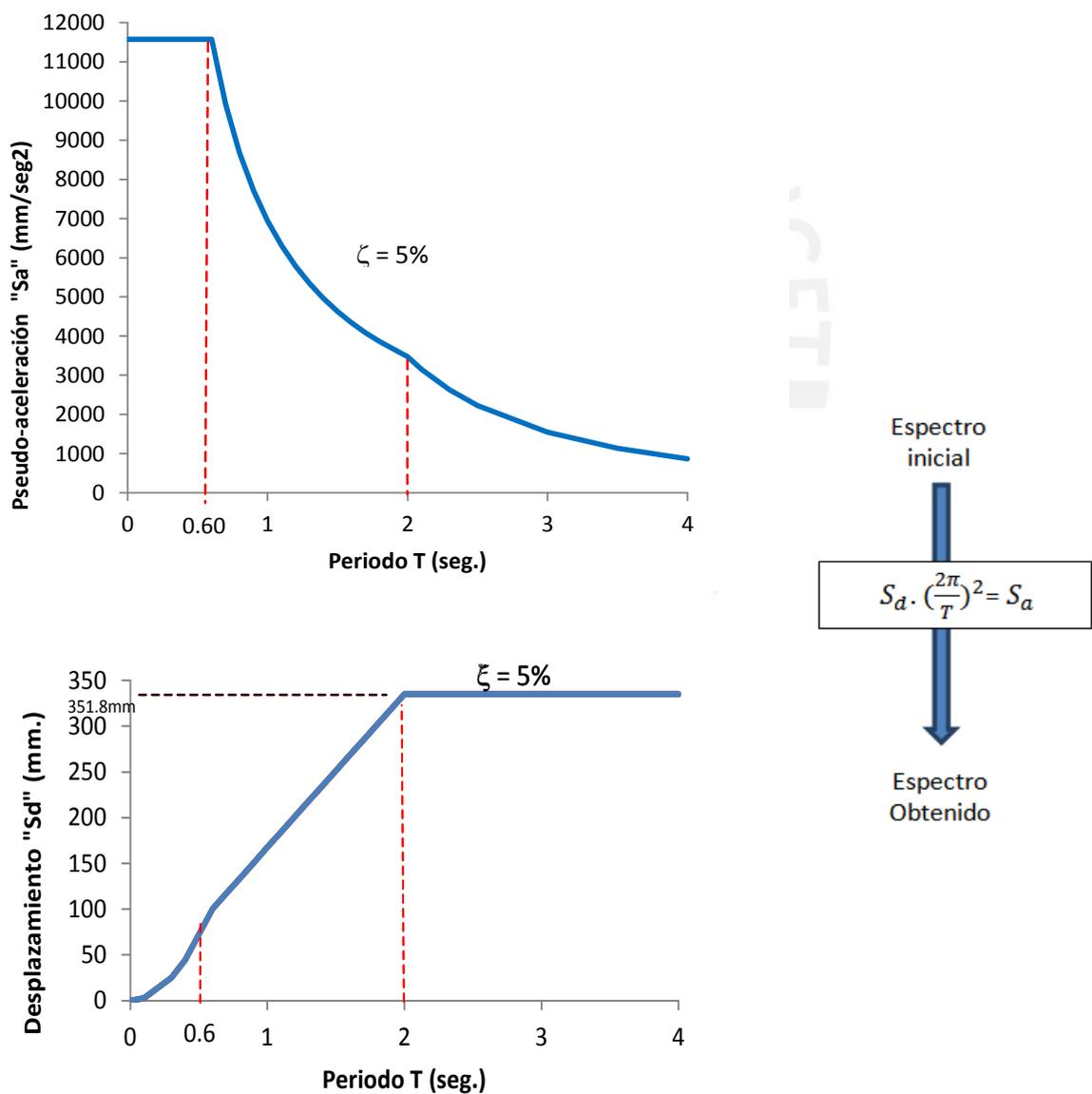


Fig. 28 : Espectro de desplazamiento elástico ($\zeta = 5.00\%$) del caso de estudio obtenido del espectro elástico de Pseudo-aceleraciones

4.2. Aplicación del método DBF usando la norma E-030

El diseño basado en fuerzas se basa en el análisis elástico de la edificación con solicitaciones sísmicas reducidas. Como herramienta de análisis para el caso de estudio se utilizó el programa ETABS donde se realizó un modelo 3D del edificio de 5 niveles considerando el peso propio de cada elemento estructural, la carga permanente, la carga viva y la acción de la carga sísmica en ambos sentidos de la edificación. En el análisis sísmico se realizó de acuerdo a la norma peruana E.030, considerando 3 grados de libertad por piso, es decir, 2 componentes ortogonales de traslación y 1 de rotación.

Se realizó 2 tipos de análisis sísmico:

- Análisis estático.
- Análisis dinámico (Análisis modal espectral).

Por lo tanto primeramente definiremos los parámetros sísmicos que intervienen tanto en el análisis sísmico estático como en el dinámico:

4.2.1. Parámetros sísmicos

- **Factor de Zona Z**

Representa la aceleración sísmica en suelo firme o bueno, dicha aceleración tiene un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años. La norma E.030 considera 4 zonas sísmicas, el edificio a estudiar se ubica en Lima por lo tanto pertenece a la zona 4, es decir $Z = 0.45$.

- **Factor de uso U**

El edificio se describe como edificación común (oficinas). Por lo tanto el factor de uso U es 1.

- **Parámetro de sitio S, T_p y T_L**

De acuerdo a los 5 tipos de suelo que menciona la norma E.030, el perfil de tipo S2 corresponde a un suelo intermedio. Por lo tanto de acuerdo a la tabla N°3 de la norma E.030, para un suelo tipo S2 ubicado en un zona 4 corresponde un factor de suelo $S = 1.05$.

Tabla 3 : Factor de suelo "S" – Norma E-030

Tabla N° 3					
FACTOR DE SUELO "S"					
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10	
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20	
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40	
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00	

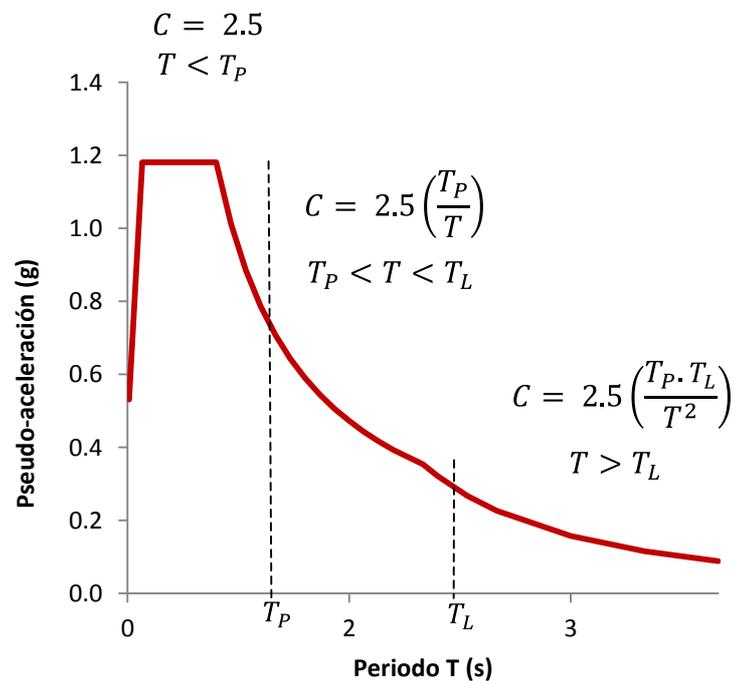
Asimismo de acuerdo a la tabla N°4 de la norma E.030, para un suelo intermedio tipo S2 los valores del periodo T_P que indica el fin de la plataforma del espectro de aceleraciones, y del periodo T_L que limita el comportamiento elástico de la estructura son: $T_P = 0.6$ y $T_L = 2.0$

Tabla 4 : Periodos T_P y T_L – Norma E-030

Tabla N° 4 PERIODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

- Factor de amplificación sísmica C:**

El factor C es la amplificación del sismo que recibe la estructura en su base y depende del periodo fundamental de vibración T para cada dirección y de los periodos T_P y T_L .



	$T < T_P$	$T_P < T < T_L$	$T > T_L$
C	2.5	$2.5 T_P / T_L$	$2.5 T_P \cdot T_L / T$

Fig. 29 : Variación del Coeficiente C con respecto al periodo fundamental T en el espectro de aceleraciones

- **Coefficiente de reducción R:**

El edificio presenta un sistema estructural dual en ambos sentidos ya que está conformado por pórticos y muros estructurales (placas) tanto en la dirección X como en Y.

Asimismo al tratarse de una estructura regular tanto en planta como en elevación se considera la unidad tanto para el factor de irregularidad en planta como en altura.

Por lo tanto de acuerdo a lo que indica la norma E.030 el coeficiente de reducción de resistencia para el eje X e Y es: $R_x = R_y = 7$.

4.2.2. Análisis estático

El análisis estático considera las fuerzas sísmicas horizontales actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Asimismo el caso de estudio es un edificio regular con muros estructurales que presenta una altura total menor a 15 metros, por lo tanto se cumple con los requerimientos del análisis estático.

La cortante en la base del edificio es la suma de todas las cortantes horizontales generadas en cada piso del edificio. De acuerdo a los parámetros sísmicos indicados en el ítem 4.2.1 la cortante sísmica se representa con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad (a)$$

dónde:

- C es el coeficiente de amplificación sísmica y depende del periodo fundamental T en cada dirección. Éstos periodos se obtuvieron de los modos de vibración en el análisis dinámico (ítem 4.2.3a):

Tabla 5 : Coeficiente de amplificación sísmica en las direcciones X e Y

	T (seg)	C
Eje X	0.382	2.5
Eje Y	0.469	2.5

Como $T_P = 0.6$ seg. y los periodos fundamentales en X e Y son menores a T_P ($T_x = 0.382s$. y $T_y = 0.469s$.) entonces el valor de $C = 2.5$.

- P es el peso de la edificación, donde se ha considerado el 25% de la carga viva al tratarse de una edificación común, como indica la norma E.030, por lo tanto:

Tabla 6 : Peso por cada piso del edificio

Nivel	Peso
Piso 1	1891.96kN
Piso 2	1891.96kN
Piso 3	1891.96kN
Piso 4	1891.96kN
Piso 5	1569.99kN
Total	9137.82kN

Reemplazando los valores de los parámetros sísmicos y el peso P de la edificación en la ecuación (a), la cortante estática en la base del edificio para cada dirección es :

Tabla 7 : Cortante sísmica basal estática en las direcciones X e Y

	Dirección	
	X	Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C	2.50	2.50
S	1.05	1.05
R	7.00	7.00
P (kN)	9137.82	9137.82
V_{ESTATICA} (kN)	1542.01	1542.01

4.2.3. Análisis dinámico

El análisis dinámico modal consiste en procedimientos de combinación modal espectral. Una estructura de varios grados de libertad tiene distintas tendencias o modos de vibración y el espectro se utiliza para evaluar el efecto de los terremotos en cada una de esas tendencias.

4.2.3.1. Modos de vibración

El caso de estudio presenta 15 modos de vibración (3 por cada nivel) .En la tabla 8 se muestran los modos de vibración más importantes en la dirección X e Y.

Tabla 8 : Principales modos de vibración en las direcciones X e Y

Dirección X			Dirección Y		
Modo	T (seg.)	%Masa Participante Eje X	Modo	T (seg.)	%Masa Participante Eje Y
2	0.382	0.7574	1	0.469	0.7467
5	0.105	0.1566	4	0.123	0.1557
10	0.059	0.0001	12	0.055	0.0525
Masa Participativa:		0.9141	Masa Participativa:		0.9549

El periodo fundamental en el eje X es 0.382s. con un porcentaje de masa participante de 75.74%. Asimismo en el eje Y el periodo fundamental es 0.469s. con un porcentaje de masas participante de 74.67%. Siendo el lado más rígido del edificio el eje X comparado con el lado del eje Y.

4.2.3.2. Espectro de diseño

Según la norma E.030 las solicitaciones sísmicas deben ser reducidas. Por lo tanto se trabajó con el espectro inelástico, el cual es afectado por el factor de reducción R de acuerdo a la siguiente fórmula:

Para lograr el espectro (ecuación b) se requieren 2 factores:

- Factor de escala
- Función espectral
- **Factor de Escala:**

Los parámetros sísmicos del ítem 4.2.1 tanto para para las direcciones X e Y, se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 9 : Parámetros sísmicos y factor de escala para las direcciones X e Y

	Dirección	
	X	Y
T_P	0.60	0.60
T_L	2.00	2.00
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
S	1.05	1.05
R	7.00	7.00
Factor (Z*U*g/R)	0.631	0.631

Por lo tanto el factor de escala en las direcciones X e Y es 0.631.

- **Función espectral**

Considerando lo indicado en el ítem 4.2.1 (Factor de amplificación sísmica C y Parámetro de sitio S) se grafica el espectro de Función espectral, a partir del producto C y S como se muestra a continuación:

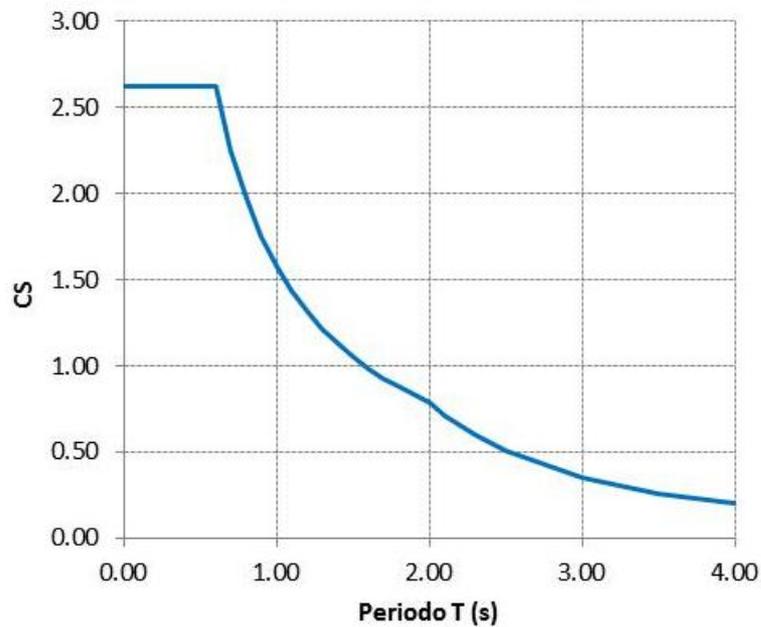


Fig. 30 : Función espectral

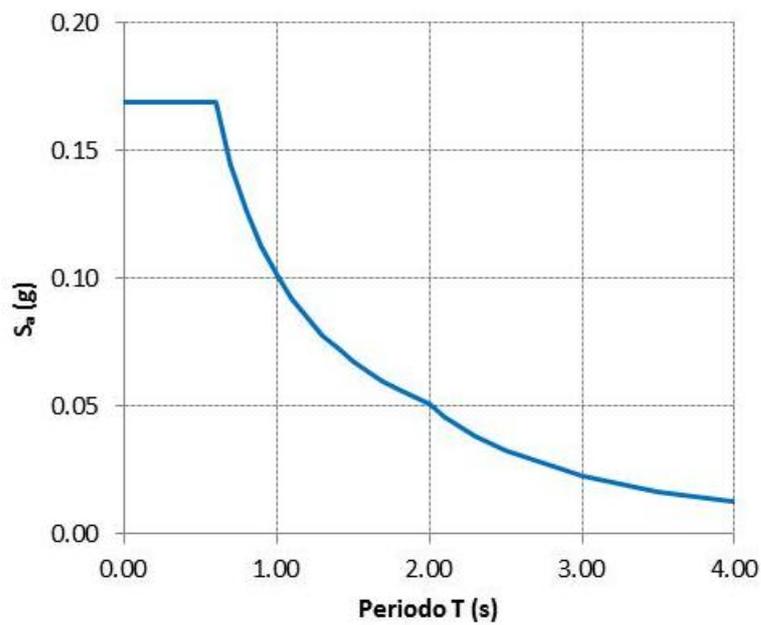


Fig. 31 : Espectro Inelástico de diseño

4.2.3.3. Respuesta de desplazamiento

Las respuestas de desplazamiento son respuestas elásticas obtenidas. Dichas respuestas son una combinación modal obtenidas con el espectro de diseño y son amplificadas multiplicándose por $0.75 \cdot R$ (R es el factor de reducción de ductilidad) para obtener los desplazamientos inelásticos de la estructura.

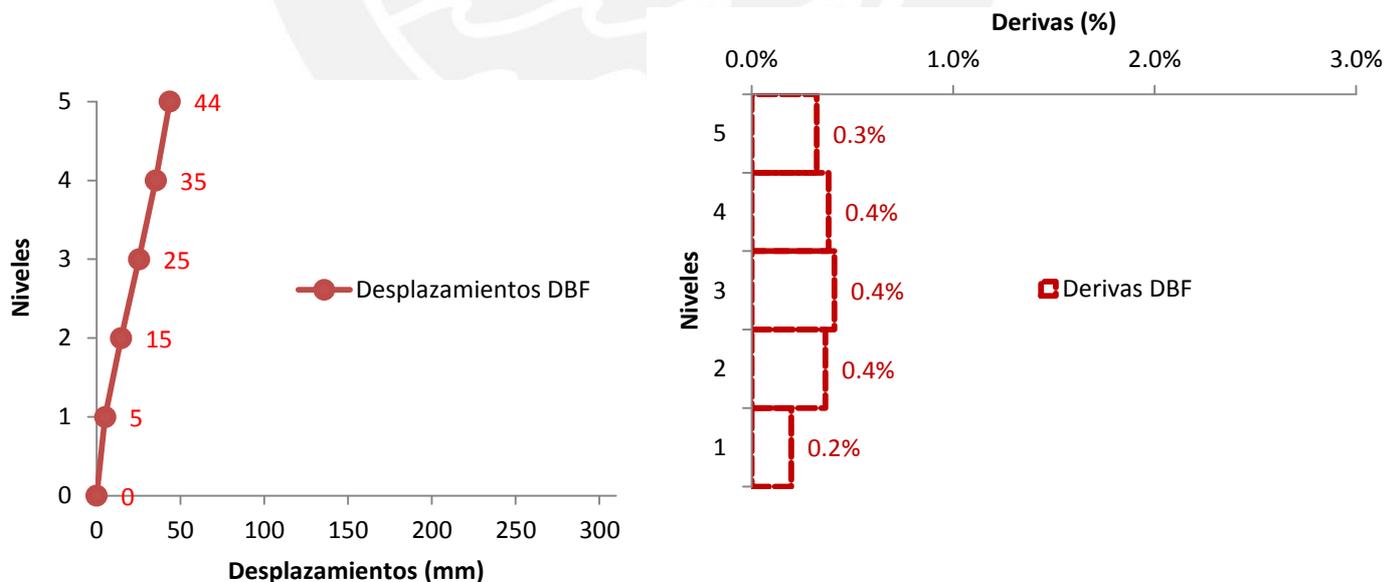
Los desplazamientos inelásticos y sus respectivas derivas en los ejes X e Y se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 10 : Desplazamientos inelásticos y derivas para las direcciones X e Y

	DBF			
	Desplazamientos (mm)		Derivas	
Nivel	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Piso 5	44	66	0.3%	0.5%
Piso 4	35	53	0.4%	0.6%
Piso 3	25	38	0.4%	0.6%
Piso 2	15	21	0.4%	0.5%
Piso 1	5	7	0.2%	0.3%

Se observa que los desplazamientos y derivas en el eje X son menores a los del eje Y confirmando una mayor rigidez en el lado X, asimismo todas las derivas son menores a la deriva límite de 0.7% que indica la norma E.030.

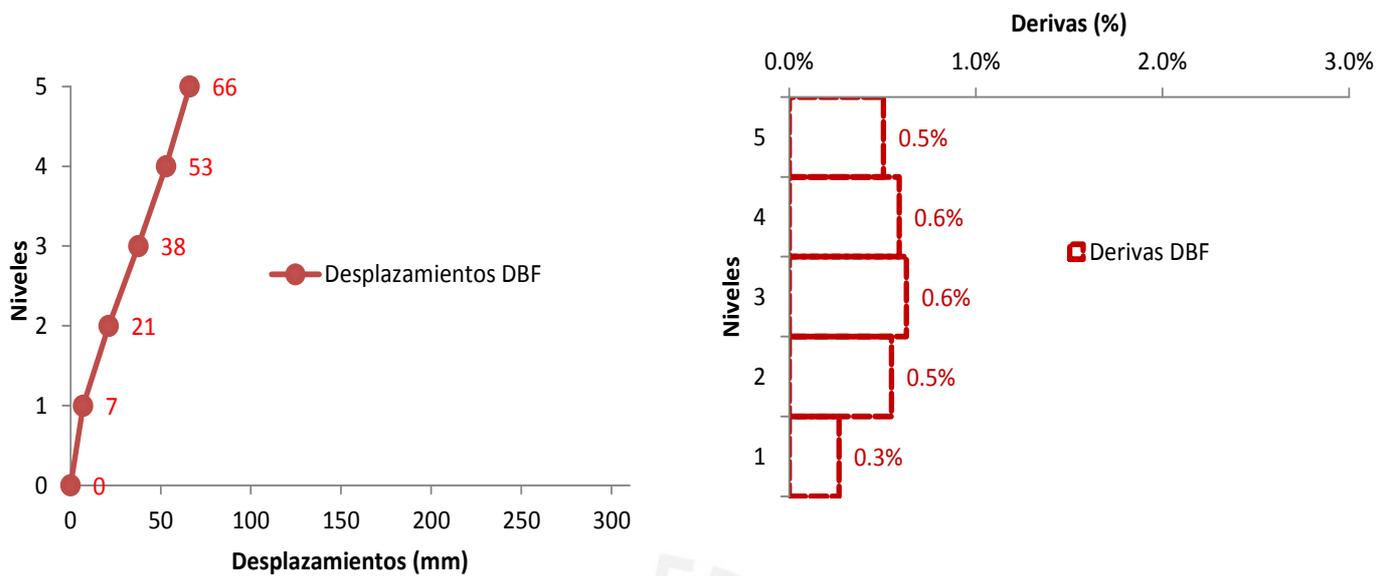
A continuación se muestran los perfiles de desplazamiento por cada nivel del edificio con sus respectivas derivas para ambos sentidos X e Y:



a) Desplazamientos por piso en el eje X

b) Derivas por piso en el eje X

Fig. 32 : Respuesta de desplazamientos y derivas por piso del edificio, obtenida por la metodología del DBF para el caso de estudio (Eje X)



a) Desplazamientos por piso en el eje Y

b) Derivas por piso en el eje Y

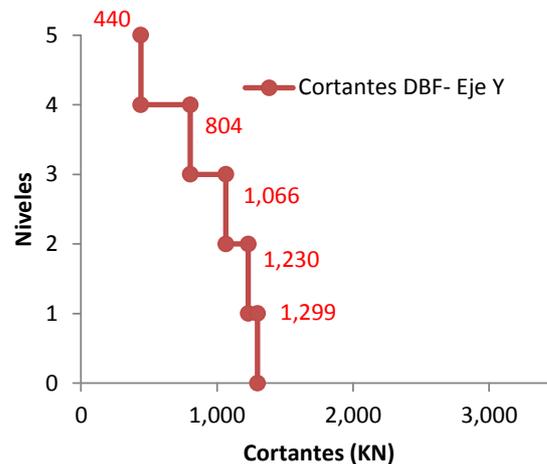
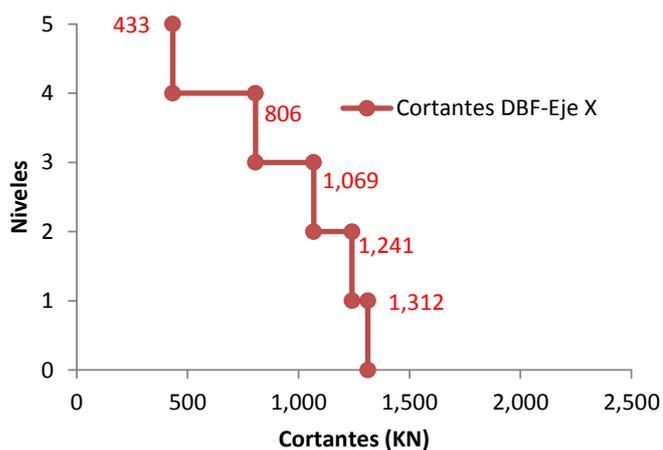
Fig. 33 : Respuesta de desplazamientos y derivas por cada piso del edificio, obtenida por la metodología del DBF para el caso de estudio (Eje Y)

4.2.3.4. Cortantes por cada piso del edificio

A continuación se muestra la cortante basal y las cortantes por cada piso del edificio obtenidas del análisis dinámico sísmico, para las direcciones X e Y.

Tabla 11 : Cortantes por piso del edificio para las direcciones X e Y

	Cortante (KN)	
	Eje X	Eje Y
Piso 5	433	440
Piso 4	806	804
Piso 3	1069	1066
Piso 2	1241	1230
Piso 1	1312	1299



a) Cortantes por piso en el eje X

b) Cortantes por piso en el eje Y

Fig. 34 : Cortantes por cada nivel del edificio obtenidos por el DBF

4.2.3.5. Comparación de la Cortante basal estática y dinámica

La norma E.030 indica que la cortante en la base obtenida por el análisis dinámico debe ser mayor al 80% de la cortante en la base obtenida por el análisis estático.

Tabla 12 : Comparación de las cortantes basales obtenidas por los análisis dinámico y estático en las direcciones X e Y

	Dirección X	Dirección Y
V dinámico (KN)	1312.19	1298.75
V estático (KN)	1542.01	1542.01
80% V estático	1233.61	1233.61
V din.>80%.Vest.	Cumple	Cumple
Factor de escala	1.0	1.0

Se observa que se cumple lo que indica la norma por lo tanto el factor de escala es 1, por lo tanto la cortante dinámica es la fuerza que se empleó para el diseño.

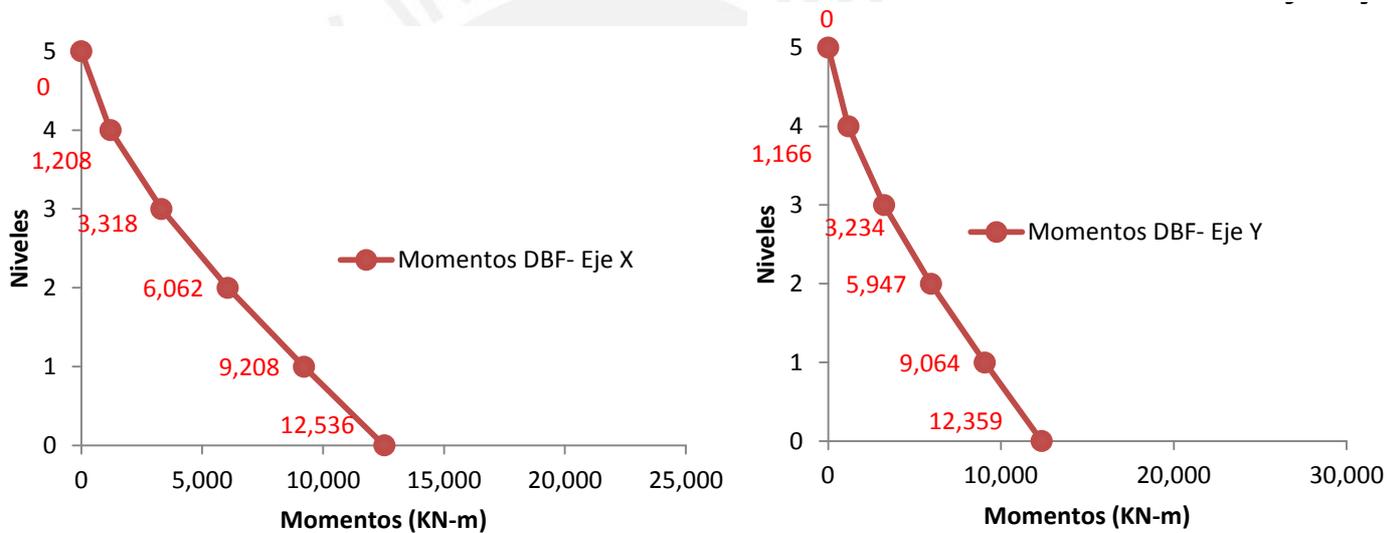
En caso no se cumpla lo que indica la norma, es decir si el 80% de la cortante estática es mayor a la cortante dinámica, se debe usar un factor de escala que necesita la cortante dinámica para igualar a la cortante estática.

4.2.3.6. Respuesta de Momentos de volteo por cada piso del edificio

Con la respuesta de cortantes se obtiene el momento de volteo que generan en cada piso del edificio, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 13 : Momentos por piso del edificio para las direcciones X e Y

Nivel	Momentos (KN-m)	
	Eje X	Eje Y
Piso 5	0	0
Piso 4	1208	1166
Piso 3	3318	3234
Piso 2	6062	5947
Piso 1	9208	9064
Base	12536	12359



a) Momentos por cada piso en el eje X

b) Momentos por cada piso en el eje Y

Fig. 35 : Respuesta de momentos por cada nivel del edificio obtenidos por el DBF

Determinado los diagramas de momento flector y fuerzas cortantes, utilizando el programa ETABS se calcula la cuantía de acero para cada elemento estructurales, como se muestra en las figuras del Anexo 1.

4.3. Aplicación del método DDBD usando E-030

El análisis sísmico se realiza en ambos sentidos de la edificación y se determina la respuesta de desplazamiento por piso de acuerdo a un estado límite propuesto por Priestley et al. (2007) que adoptará la estructura. Para el caso de estudio se utiliza una deriva de entrepiso de diseño de 2.5% que corresponde a un estado límite estructural de control el daño para un sismo raro. Asimismo con respecto al dimensionamiento de elementos estructurales se ha considerado vigas con el mismo peralte hasta el último nivel del edificio con la finalidad de que presenten igual resistencia a flexión. De acuerdo a Priestley et al. (2007) el procedimiento de diseño es:

4.3.1. DBD en dirección transversal (Eje X):

- **Paso 1: Asignación de cortantes**

Para el edificio de 5 niveles se ha asumido que el sistema de pórticos absorbe un 25% de la cortante basal ($V_F = 0.25 V_{Base}$). Por lo tanto para una cortante unitaria $V_F = 0.25$, según se observa en la tabla 14 (columna 8).

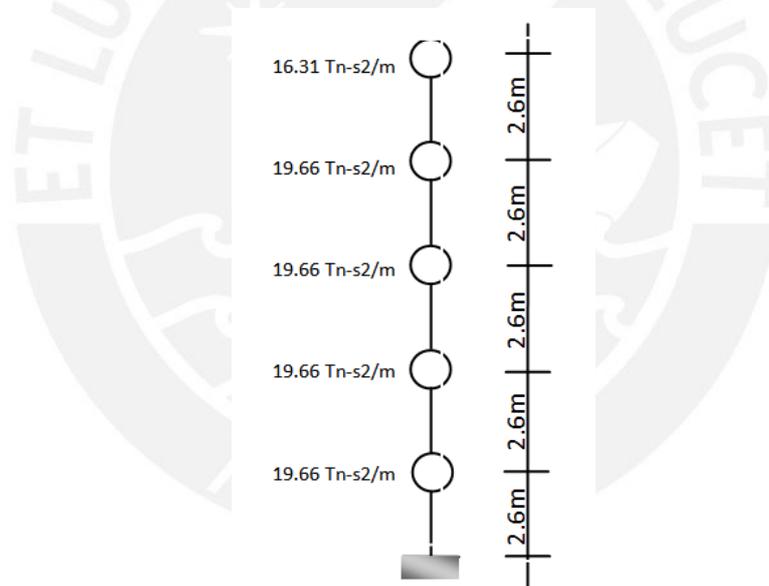


Fig. 36 : Masas y Alturas

Asimismo las masas de cada piso pertenecen al conjunto de toda la edificación considerando la participación de los pórticos transversales y longitudinales. Las alturas y masas de la fig. 36 se muestran en la tabla 14 en las columnas 2 y 3 respectivamente.

Tabla 14 : Cálculo del perfil de cortantes y momentos en el Eje X – caso de estudio ok

Col (1)	Col (2)	Col (3)	Col (4)	Col (5)	Col (6)	Col (7)	Col (8)	Col (9)	Col (10)
Piso (i)	Altura Hi (m)	Masa mi (Tn-s2/m)	mi.Hi	Fi	Vti	MotM,i	V _{F,i} pórticos	V _{w,i} placas	M _{w,i} placas
5	13	16.31	212.1	0.294	0.294	0.000	0.25	0.044	0.00
4	10.4	19.66	204.5	0.283	0.577	0.765	0.25	0.327	0.11
3	7.8	19.66	153.4	0.213	0.790	2.266	0.25	0.540	0.96
2	5.2	19.66	102.3	0.142	0.932	4.320	0.25	0.682	2.37
1	2.6	19.66	51.2	0.071	1.00	6.744	0.25	0.753	4.14
0	0	0	0	0.000	1.00	9.352	0.25	0.753	6.10
Suma		94.95	723.5	1.00					

• **Paso 2: Altura de Contraflexión en la Placa H_{CF} :**

En la tabla 14 se muestra la masa para cada nivel con su respectiva altura de entrepiso, y en la columna 4 se calcula la multiplicación de ambos. La fuerza relativa para cada diferente nivel es lineal y proporcional a $(\frac{m_i h_i}{\sum m_i h_i}) V_{Base}$ como se observa en la columna 5, considerando $V_{Base} = 1$. La cortante total en el nivel i (V_i) se obtiene con la suma de las fuerzas de entrepiso superiores a ese nivel i (columna 6). Las cortantes laterales V_i generan un momento de volteo (columna 7) en cada nivel de entrepiso.

De la cortante total $V_{T,i}$ se reduce la cortante del sistema de pórticos $V_{F,i}$ para obtener la cortante del sistema de placas $V_{W,i}$ (columna 9), luego con dicha cortante se obtiene el momento respectivo para cada nivel del sistema de placas $M_{W,i}$ (columna 10).

La altura de contraflexión H_{CF} se genera a una altura donde ocurre el cambio de signo en el momento flector del sistema de placas. Pero ello no ocurre en este caso de estudio, como se observa en la tabla 14, los momentos (columna 10) no muestran valores negativos. Ello se debe a que al existir una baja resistencia asignada a los pórticos ($V_F = 0.25$) la altura de contraflexión H_{CF} es igual a la altura del edificio, tal como se indicó en la Fig.3.4b, por lo tanto la altura de contraflexión es:

$$H_{CF} = 13.00m.$$

• **Paso 3: Desplazamiento de fluencia Δ_{yi} :**

El esfuerzo de fluencia esperado para el acero es $f_{ye} = 1.1 f_y = 453.07$ MPa, por lo tanto $\epsilon_y = \frac{f_{ye}}{E} = 0.00227$. De esta manera de la ecuación (2), la curvatura de fluencia para el sistema de placas es:

$$\phi_{yW} = \frac{2x0.00227}{2.5} = 0.00182 \frac{1}{m}$$

De la ecuación (3a):

$$\left(\frac{1}{2} \frac{m_i \Delta d_i}{H_i} \right) \left(\frac{1}{2} \frac{m_i \Delta d_i}{H_i} \right)$$

De la ecuación (3b):

$$\left(\frac{1}{2} \frac{m_i \Delta d_i}{H_i} \right) \left(\frac{1}{2} \frac{m_i \Delta d_i}{H_i} \right) \times 2$$

El perfil vertical de los desplazamientos de fluencia de las ecuaciones indicadas arriba derivan una función de forma asociado al desplazamiento de un sistema generalizado de 1GDL. Dicho perfil se indica en la columna 4 de la tabla 15.

Tabla 15 : Información de desplazamientos de diseño en el Eje X - caso de estudio

Col (1)	Col (2)	Col (3)	Col (4)	Col (5)	Col (6)	Col (7)	Col (8)
Piso (i)	Altura Hi (m)	Masa mi (Tn-s2/m)	Δy_i (m)	Δd_i (m)	$m_i \cdot \Delta^2 d_i$	$m_i \cdot \Delta d_i$	$m_i \cdot \Delta d_i \cdot H_i$
5	13	16.31	0.103	0.275	1.3	4.5	58.4
4	10.4	19.66	0.073	0.211	0.9	4.2	43.2
3	7.8	19.66	0.045	0.148	0.5	3.0	22.7
2	5.2	19.66	0.022	0.091	0.2	1.8	9.4
1	2.6	19.66	0.006	0.041	0.1	0.9	2.1
0	0	0	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0
Suma		94.95			3.0	14.4	135.8

• **Paso 4: Perfil del Desplazamiento de Diseño Δ_{Di} :**

Primero se considera la deformación del material y luego se verifica si la deriva gobierna el diseño comparándola con la deriva del código

- Deformación del material

De la ecuación (4), la capacidad última de rotación θ_u , en la sección transversal de la placa es:

$$\theta_u = \frac{M_u}{E I_p}$$

De la ecuación (5): considerando

De la ecuación (6): con $\theta_u = \frac{1}{2} \frac{M_u}{E I_p}$

Finalmente reemplazando en la ecuación (7):

$$L_P = kH_{CF} + 0.1l_W + L_{SP} = 0.07 \times 13 + 0.1 \times 2.5 + 0.159 = 1.32m$$

Como $H_e < H_{CF}$ entonces la deriva límite de Contraflexión θ_{CF} (ecuación 8a):

$$\theta_{CF} = \phi_{yW} \frac{H_e}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yW}) L_P = 0.00181 \times \frac{9.60}{2} + (0.0288 - 0.00181) \times 1.32$$

$$\theta_{CF} = 0.0443$$

○ Deriva del código considerada para el estado límite de control de daño es:

$$\theta_C = 0.025$$

Comparando ambas derivas:

$$\theta_{CF} = 0.0443 > \theta_C = 0.025$$

por lo tanto la deriva del código ($\theta_C = 0.025$) es la que gobierna el diseño.

- **Paso 5: Desplazamiento de Diseño de la estructura sustituta Δ_D :**

Los cálculos respectivos se encuentran en las columnas 6 y 7 de la tabla 15 de la ecuación (10), el desplazamiento de diseño Δ_D es:

$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}} = \frac{3.0}{14.4} = 0.208m$$

- **Paso 6: Altura efectiva H_e :**

Los cálculos necesarios se encuentran en las columna 7 y 8, de la la tabla 15 De la ecuación (11), la altura efectiva es:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}} = \frac{135.8}{14.4} = 9.43m$$

- **Paso 7: Amortiguamiento Equivalente ζ_{sys} :**

Primeramente se debe calcular los amortiguamientos del sistema de placas ζ_W y de pórticos ζ_F :

- Amortiguamiento en placas ζ_W

Como $H_e < H_{CF}$, se sustituye H_{CF} en la ecuación (3b), para determinar el desplazamiento de fluencia Δ_{yi} de la estructura substituta:

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left(\frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{CF}} \right) = 0.00182 \left(\frac{9.43^2}{2} - \frac{9.43^3}{6 \times 13} \right) = 0.061m$$

De la ecuación (12): $\mu_W = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yi}} = \frac{0.208}{0.061} = 3.41$

De la ecuación (13): $\zeta_W = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) = \zeta_W = 0.05 + 0.444 \left(\frac{3.41-1}{3.41\pi} \right)$
 $\zeta_W = 14.9\%$

- Amortiguamiento en pórticos ζ_F

Con una fluencia esperada del acero $f_{ye} = 1.1f_y = 453.1Mpa$, una longitud promedio de viga $l_b = 5.64$ y peralte de viga $h_b = 0.60$, la deriva de fluencia θ_{yF} dado por la ecuación (14) es:

$$\theta_{yF} = 0.5\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} = 0.5 \times 0.00227 \times \frac{5.64}{0.6} = 0.0107$$

De la ecuación (15): $\mu_F = \frac{\Delta_D}{(\theta_{yF} \cdot H_e)} = \frac{0.208}{(0.0107 \times 9.43)} = 2.06$

De la ecuación (16): $\zeta_F = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) = 0.05 + 0.565 \left(\frac{2.06-1}{2.06\pi} \right)$
 $\zeta_F = 14.3\%$

Finalmente, de la ecuación (17) usando los momentos de volteo en la base para una cortante unitaria de la tabla 14 (columnas 7 y 10), se tiene:

$$\zeta_{sys} = \frac{\zeta_W M_{OTM,W} + \zeta_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} = \frac{14.9\% \times 6.10 + 14.3\% \times (9.35 - 6.10)}{9.32}$$

$$\zeta_{sys} = 14.7\%$$

- **Paso 8: Cortante Basal de demanda:**

De la ecuación (18), el factor de reducción de desplazamiento espectral para el amortiguamiento calculado es:

$$R_{\zeta} = \left(\frac{0.1}{0.05 + \zeta}\right)^{0.5} = \left(\frac{0.1}{0.05 + 0.147}\right)^{0.5} = 0.713$$

El factor R de reducción espectral es: $R = \frac{1}{R_{\zeta}} = \frac{1}{0.713} = 1.40$

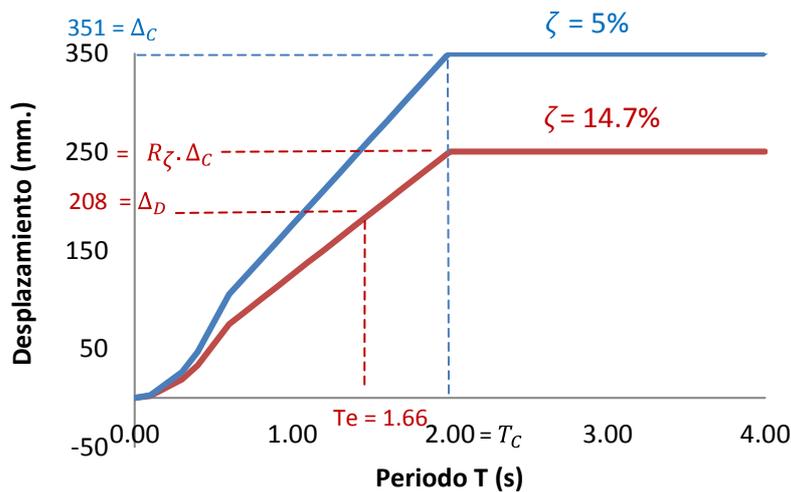


Fig. 37 : Espectro de desplazamiento elástico ($\zeta = 5.00\%$) e inelástico ($\zeta = 14.70\%$) - caso de estudio

- **Periodo Efectivo:**

Para el periodo de 2 s, el desplazamiento espectral de esquina de diseño es $\Delta_c = 351\text{mm}$, para un 5% de amortiguamiento (ver Fig.37).

Utilizando el espectro inelástico de 14.14% de amortiguamiento:

- Se calcula el desplazamiento de esquina: $250\text{mm} = R_{\zeta} \cdot \Delta_c$ correspondiente al espectro inelástico de desplazamiento.
- El periodo efectivo para un desplazamiento de diseño $\Delta_D = 208\text{mm}$ se calcula por proporción según la ecuación (19):

$$T_e = \Delta_D \cdot \frac{T_c}{(\Delta_c \cdot R_{\zeta})} = 208 \times \frac{2}{250} = 1.66 \text{ seg.}$$

○ **Masa efectiva:**

De la ecuación (20) y la tabla 15 (columna 7):

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_D} = \frac{14.4}{0.208} = 69.23 \frac{\text{tonf s}^2}{m}$$

○ **Rigidez efectiva:**

De la ecuación (21), se tiene:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} = 4\pi^2 \frac{(69.23 \times 9.81)}{1.66^2} = 9729.91 \frac{kN}{m}$$

○ **Cortante en la base:**

De la ecuación (22):

$$V_{Base} = K_e \Delta_D = 9729.91 \times 0.208 = 2023.82 \text{ kN}$$

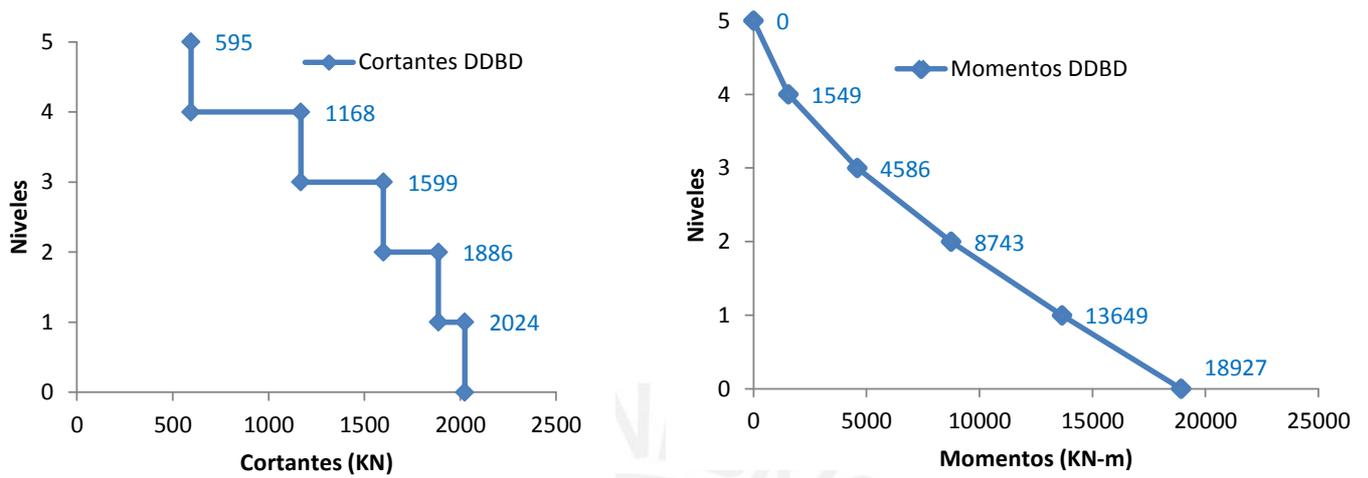
• **Paso 9: Respuestas del Edificio por cada nivel**

Los resultados que muestra la metodología DDBD para el sentido transversal son Los perfiles de cortantes y momentos por cada nivel del edificio. Dichas cortantes y momentos se encuentran expresados como una fracción de la cortante basal en las columnas 6 y 7 respectivamente de la tabla 16. Por lo tanto para la cortante basal $V_{Base} = 2,313.85KN$, los valores finales de las cortantes y momentos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 16 : Cortantes y momentos de volteo por cada nivel del edificio en el Eje X -caso de estudio

Col (6)		Col (7)	
VTi	(KN)	MoTM,i	(KN-m)
0.294 x 2023.82KN =	595	0.000 x 2023.82 =	0
0.577 x 2023.82KN =	1168	0.765 x 2023.82 =	1549
0.790 x 2023.82KN =	1599	2.266 x 2023.82 =	4586
0.932 x 2023.82KN =	1886	4.320 x 2023.82 =	8743
1.000 x 2023.82KN =	2024	6.744 x 2023.82 =	13649
1.000 x 2023.82KN =	2024	9.352 x 2023.82 =	18927

Graficando los datos indicados en la tabla 16 tanto para la cortante y el momento en cada piso del edificio se obtienen los siguientes figuras:



a) Cortantes por cada piso en el eje x

b) Momentos en cada piso en el eje x

Fig. 38 : Perfil de cortantes y momentos por cada nivel del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje X)

La respuesta de desplazamiento por cada nivel del edificio para el sentido transversal se obtiene de la columna 5, en la tabla 15 y de éstos desplazamientos se obtienen las derivas por cada nivel del edificio, como se muestra en la tabla 17.

Tabla 17 : Tabla de desplazamientos por cada nivel del edificio para el caso de estudio en el Eje X

Col (1)	Col (5)	Derivas relativas (%)	
Piso (i)	Δd_i (m)		
5	0.275	$(0.275-0.211) / 2.6 =$	2.5%
4	0.211	$(0.211-0.148) / 2.6 =$	2.4%
3	0.148	$(0.148-0.091) / 2.6 =$	2.2%
2	0.091	$(0.091-0.041) / 2.6 =$	1.9%
1	0.041	$(0.041-0.000) / 2.6 =$	1.6%
Base	0.000	=	0.0%

De la tabla 17 se obtienen las respuestas de desplazamiento y de derivas representado en como se muestra en la Figura 35:

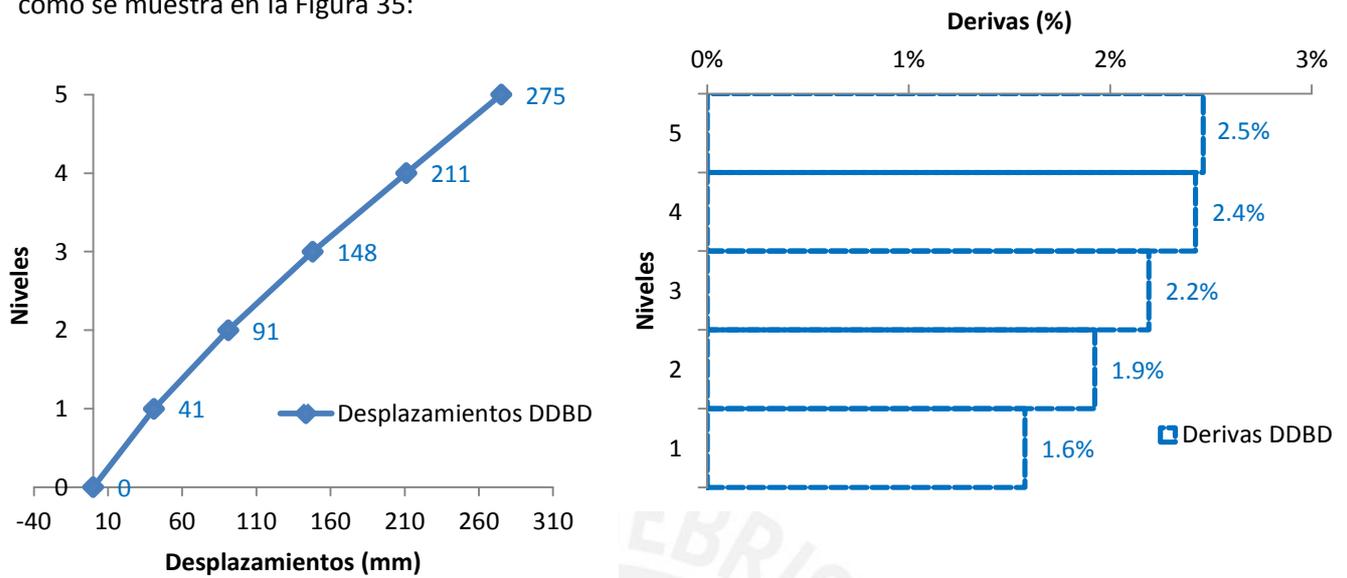


Fig. 39 : Desplazamientos y derivas por cada piso del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje X)

4.3.2. DBD en la dirección Y (Eje Y):

De manera similar se sigue el mismo procedimiento para la dirección longitudinal, considerando una deriva límite de 2.5%.

A continuación se resumirá este proceso de diseño:

- **Pasos 1 y 2: Asignación de cortantes y altura de contraflexión en la placa**

Se asume que el sistema de pórticos absorbe un 15% de la cortante basal (), por lo tanto para una cortante unitaria 15, debido a este bajo valor la altura de contraflexión de la placa es igual a la altura del edificio

00m, según se observa en la tabla 18.

Tabla 18 : Cálculo del perfil de cortantes y momentos en el Eje Y – caso de estudio

Col (1)	Col (2)	Col (3)	Col (4)	Col (5)	Col (6)	Col (7)	Col (8)	Col (9)	Col (10)
Piso (i)	Altura Hi (m)	Masa mi (t)	mi.Hi	Fi	Vti	MotM,i	V _{F,i} pórticos	V _{w,i} placas	M _{w,i} placas
5	13	160.04	2080.5	0.293	0.293	0.000	0.15	0.143	0.00
4	10.4	192.86	2005.7	0.283	0.576	0.762	0.15	0.426	0.37
3	7.8	192.86	1504.3	0.212	0.788	2.260	0.15	0.638	1.48
2	5.2	192.86	1002.9	0.141	0.929	4.309	0.15	0.779	3.14
1	2.6	192.86	501.4	0.071	1.000	6.725	0.15	0.850	5.16
0	0	0	0	0.000	1.000	9.325	0.15	0.850	7.37
Suma		931.48	7094.9	1.000					

Asimismo considerando el aporte de las pórticos ortogonales se considera la masa total de cada piso del edificio (ver fig. 36). Dichas masas con sus respectivas alturas se muestran en la tabla 18 en las columnas 2 y 3 respectivamente.

- **Pasos 3 y 4: Desplazamiento de fluencia Δ_{yi} y perfil del desplazamiento de diseño**

Δ_{Di}

Para la curvatura de fluencia para el sistema de placas (ϕ_{yW}) y para la capacidad última de rotación (ϕ_{dc}) en la sección transversal de la placa, se considera una longitud promedio de placa de 1.50m, por lo tanto los desplazamientos de fluencia Δ_{yi} y de diseño Δ_{Di} se muestran en las columnas (4) y (5) respectivamente de la tabla 19.

Tabla 19 : Información de desplazamientos de diseño en el Eje Y- caso de estudio

Col (1)	Col (2)	Col (3)	Col (4)	Col (5)	Col (6)	Col (7)	Col (8)
Piso (i)	Altura Hi (m)	Masa mi (t)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	mi. Δ^2_{Di}	mi. Δ_{Di}	mi. Δ_{Di} .Hi
5	13	160.04	0.170	0.240	9.2	38.4	499.2
4	10.4	192.86	0.120	0.176	5.9	33.9	352.2
3	7.8	192.86	0.074	0.115	2.6	22.3	173.6
2	5.2	192.86	0.035	0.063	0.8	12.2	63.5
1	2.6	192.86	0.010	0.023	0.1	4.5	11.8
0	0	0.0	0.000	0.000	0.0	0.0	0.0
Suma		931.48			18.6	111.3	1100.2

- **Pasos 5,6,7 y 8: Cálculo del desplazamiento de diseño, Amortiguamiento del sistema, Masa efectiva, Rigidez efectiva y Cortante Basal.**

Los pasos se resumen en la tabla 20:

Tabla 20 : Resultados de diseño para el caso de estudio (Eje Y)

Paso 5:	Desplazamiento de diseño, Δ_D (m):	0.167
Paso 6:	Altura Efectiva, H_e (m):	9.9
Paso 7:	Amortiguamiento en Placas ζ_w:	9.8%
	Amortiguamiento en Pórticos ζ_F:	13.3%
	Amortiguamiento del Sistema, ζ_{sys}:	10.5%
Paso 8:	Factor de Amortiguamiento, R_ζ:	0.802
	Periodo Efectivo, T_e (seg):	1.18
	Masa Efectiva, m_e (Ton-s²/m):	67.7
	Rigidez Efectiva, K_e (KN/m):	18830.22
	Cortante en la Base, V_{Base} (KN):	3144.65

Donde el factor R de reducción espectral es: — —

- **Paso 9: Perfil de Respuestas del Edificio por cada nivel.**

Los resultados que muestra la metodología DDBD para el sentido longitudinal son Los perfiles de cortantes y momentos por cada nivel del edificio. Dichas cortantes y momentos se encuentran expresados como una fracción de la cortante basal en las columnas 6 y 7 respectivamente de la tabla 18. Por lo tanto para la cortante basal , los valores finales de las cortantes y momentos se muestran en la tabla 21.

Tabla 21 : Cortantes y Momentos de volteo por cada nivel del edificio para el caso de estudio (Eje Y)

Col (6)		Col (7)	
V_{Ti}	(KN)	$M_{oTM,i}$	(KN-m)
0.293 x 3144.65 KN =	922	0.000 x 3144.65 =	0
0.577 x 3144.65 KN =	1811	0.762 x 3144.65 =	2396
0.790 x 3144.65 KN =	2478	2.260 x 3144.65 =	7107
0.932 x 3144.65 KN =	2883	4.309 x 3144.65 =	13550
1.000 x 3144.65 KN =	3145	6.725 x 3144.65 =	21148
1.000 x 3144.65 KN =	3145	9.325 x 3144.65 =	29324

Graficando los datos indicados en la tabla 21 tanto para la cortante y el momento en cada nivel del edificio se obtienen las siguientes figuras:

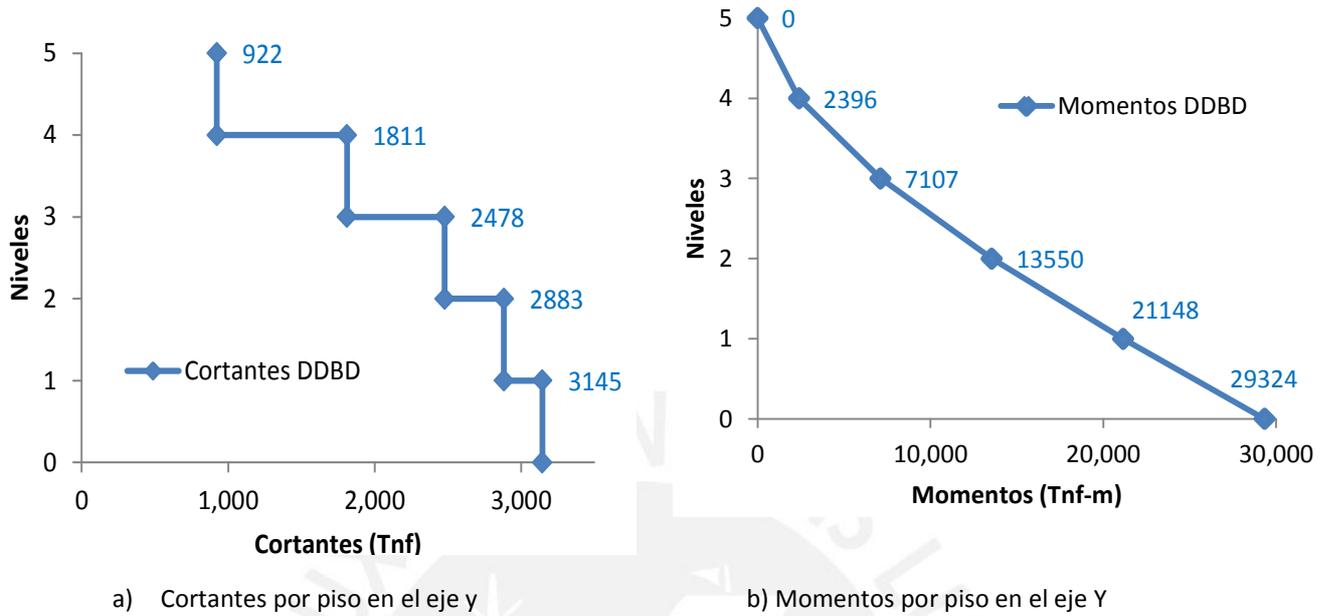


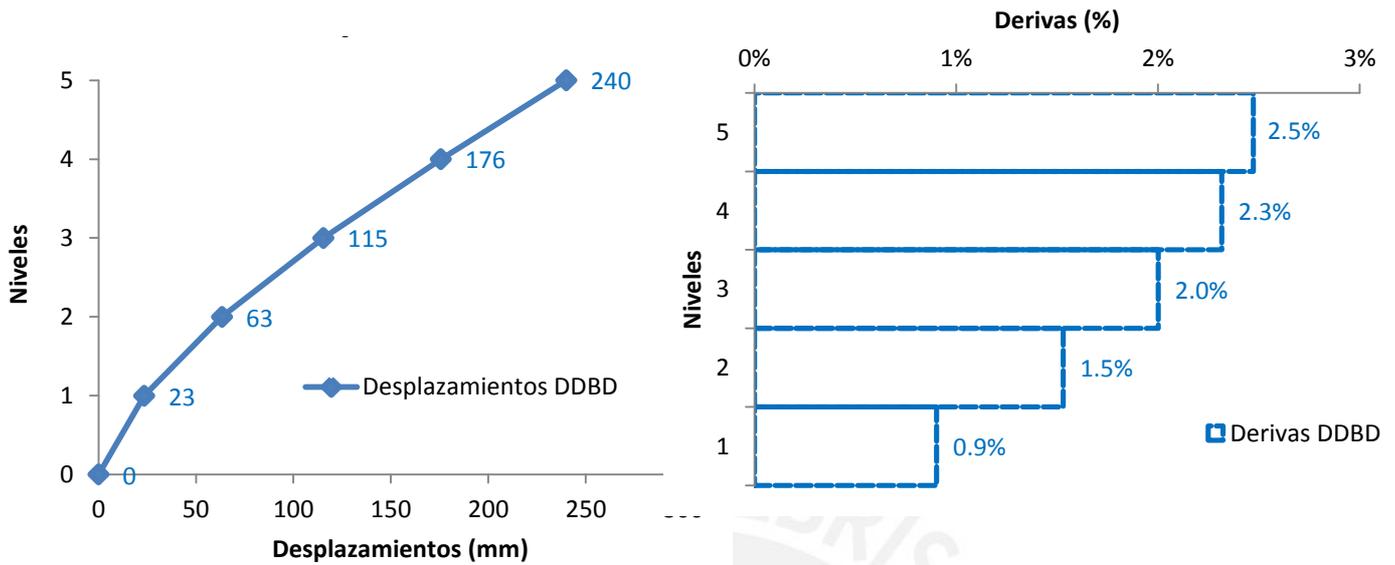
Fig. 40 : Cortantes y Momentos por cada piso del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje Y)

El perfil de desplazamiento por cada nivel del edificio para el sentido longitudinal se obtiene de la columna 5, en la tabla 22 y de dichos desplazamientos se obtiene la deriva por cada nivel del edificio como se muestra en la tabla 22:

Tabla 22 : Desplazamientos por cada nivel del edificio para el caso de estudio en el Eje Y

Col (1)	Col (5)	Derivas relativas (%)
Piso (i)	Δd_i (m)	
5	0.240	$(0.240-0.176) / 2.6 = 2.5\%$
4	0.176	$(0.176-0.115) / 2.6 = 2.3\%$
3	0.115	$(0.115-0.063) / 2.6 = 2.0\%$
2	0.063	$(0.063-0.023) / 2.6 = 1.5\%$
1	0.023	$(0.023-0.000) / 2.6 = 0.9\%$
0	0.000	= 0.0%

De la tabla 22 se obtienen las respuestas de desplazamiento y de derivas representado en como se muestra en la Figura 37:



a) Desplazamientos por piso en el eje y

b) Derivas por piso en el eje y

Fig. 41 : Cortantes y Momentos por cada nivel del edificio obtenidos por la metodología del DDBD para el caso de estudio (Eje Y)

Determinado los diagramas de momento flector y fuerzas cortantes, utilizando el programa ETABS se calcula la cuantía de acero para cada elemento estructurales, como se muestra en las figuras del Anexo 2.

Tabla 23 :Resultados finales del DDBD

	DDBD	
	Eje X	Eje Y
Cortante basal : V (kN)	2024	3145
Momento basal : M (kN m)	18927	29324

Según la tabla de resultados finales del DDBD se aprecia una mayor resistencia sísmica en el eje Y debido a que ese es el sentido más rígido, por existir una mayor cantidad de placas de concreto armado. Asimismo los momentos de volteo generados por el sismo también serán mayores en comparación con el eje X.

4.4. Verificación con el Análisis Dinámico Tiempo – Historia (ADTH)

El Análisis Dinámico tiempo Historia (ADTH) comprende el siguiente procedimiento:

- i. Se realiza el modelo con el programa Etabs, considerando las dimensiones de los elementos estructurales y diámetros del acero de refuerzo obtenidos del diseño directo basado en desplazamiento DDBD (ver Anexo 2).
- ii. En segundo lugar se ha utiliza el programa Seismomatch, que es un programa que a través de una convolución determina un registro sísmico ya escalado. De esta manera se obtienen 3 registros sísmicos escalados, que se usarán para ambos sentidos del edificio.
- iii. Con respecto a los estados de carga en el ADTH, primeramente se asignó el estado de carga gravitacional no lineal.
- iv. Luego se asignó el estado de carga correspondiente al tiempo historia no lineal para cada uno de los 3 registros sísmicos escalados en cada sentido de la edificación.

Finalmente se asigna rótulas plásticas automáticas concentradas, bajo los lineamientos del ASCE-41-13. Éstos lineamientos proporcionan información de la capacidad de rotación plástica de la sección transversal del elemento estructural en condiciones inelásticas de acuerdo al tipo de falla, ya sea falla por flexión, por corte, falla en el empalme o falla en unión viga – columna. Asimismo el ASCE 41-13 relaciona la capacidad de rotación de una sección transversal con los niveles de desempeño de ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención del colapso (CP).

Se ha asignado dichas rótulas en zonas donde posiblemente se formen rótulas plásticas concentradas. Es decir se ha asignado rótulas plásticas a flexión en los extremos de vigas y además se ha asignado rótulas plásticas a flexocompresión en los extremos de columnas y placas de concreto armado.

- v. Finalmente se ha corrido el programa ETABS para obtener las respuestas de desplazamiento por cada piso del edificio en ambos sentidos X e Y.

4.4.1. Escalamiento de registros sísmicos

Para el análisis dinámico tiempo historia se utilizó 3 registros sísmicos cuyas características se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 24 : Registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico tiempo historia

Sismo	Año	Magnitud	PGA	Duración
Lima	1966	8.1 Mw.	0.18g	65.64 seg.
Imperial Valley	1940	6.9 Mw.	0.32g	39.48 seg.
Northridge	1994	6.7 Mw.	0.56g	39.48 seg.

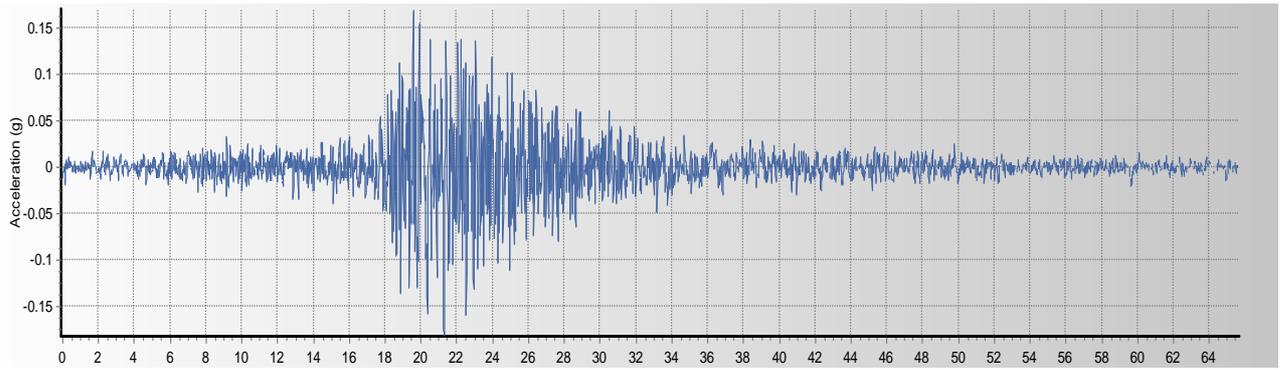


Fig. 42 : Registro sísmico: Lima,1966. Fecha: 17 de Octubre de 1966.

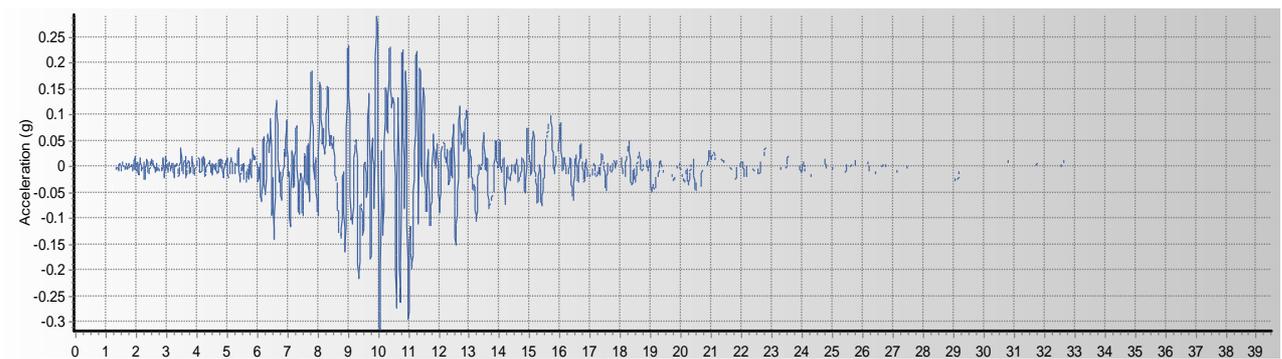


Fig. 43 : Registro sísmico: Imperial Valley. Fecha: 15 de Octubre de 1979.

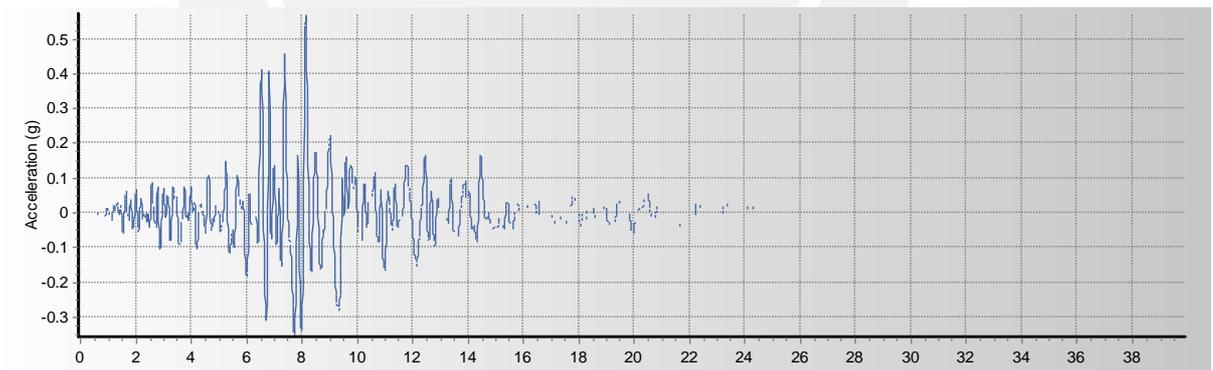


Fig. 44 : Registro sísmico: Northridge. 17 de Enero de 1994.

El proceso de escalamiento de las señales sísmicas se realizó con el programa Seismo Match. El software escala el espectro de respuesta de un registro sísmico con el espectro elástico de diseño de la norma E.030 o espectro objetivo (*target spectrum*) como lo denomina el programa. El programa Seismo Match no determina un factor de escala ya que usa el algoritmo de wavelets para determinar el registro sísmico ya escalado.

El escalamiento se realizó en el rango que indica la norma E.030, entre los periodos $0.2T$ y $1.5T$ (donde T es el periodo fundamental). Dicho escalamiento de los espectros se realizó para ambos sentidos del edificio (X e Y).

- **Escalamiento de registros sísmicos en el Eje X**

En el análisis del edificio en el eje X, para el escalamiento se consideró el rango de periodos entre $0.2T_x$ y $1.5T_x$, donde T_x es el periodo fundamental del edificio en el eje X, como se muestra gráficamente a continuación:

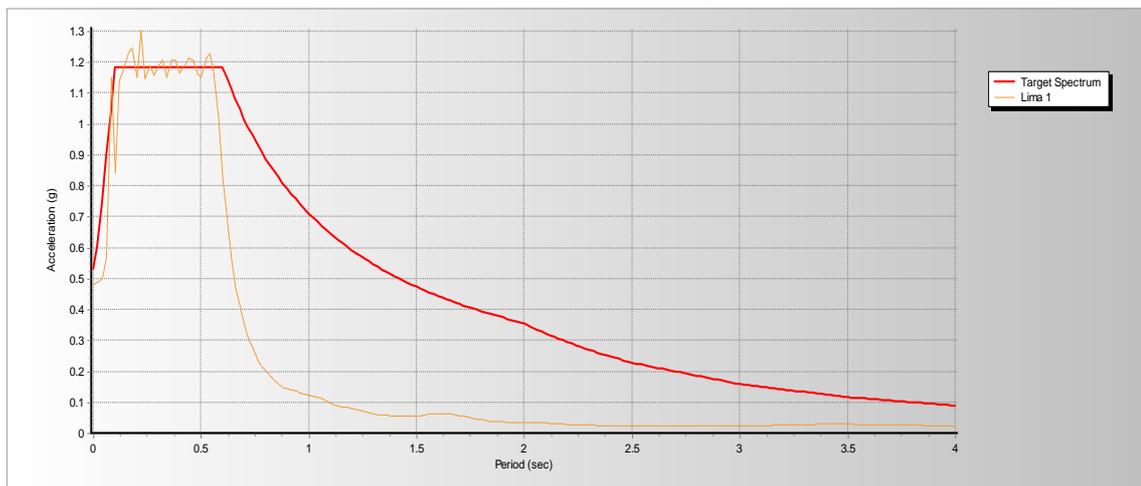


Fig. 45 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (*Target Spectrum*) y Lima,1966 en el rango de periodos entre: $0.2T_x = 0.08\text{seg.}$ y $1.5T_x = 0.57\text{seg.}$

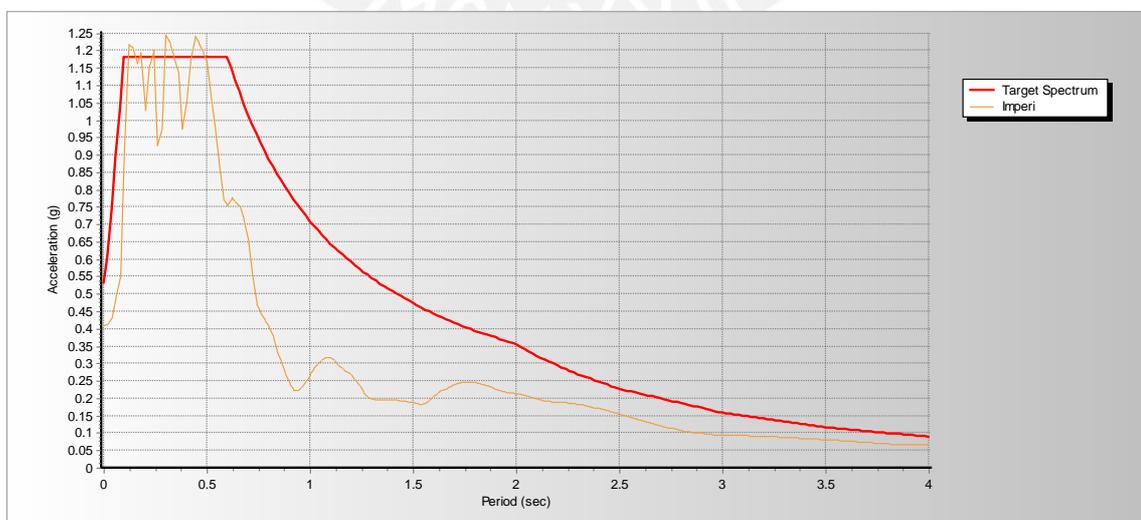


Fig. 46 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (*Target Spectrum*) e Imperial Valley,1940 en el rango de periodos entre: $0.2T_x = 0.08\text{seg.}$ y $1.5T_x = 0.57\text{seg.}$

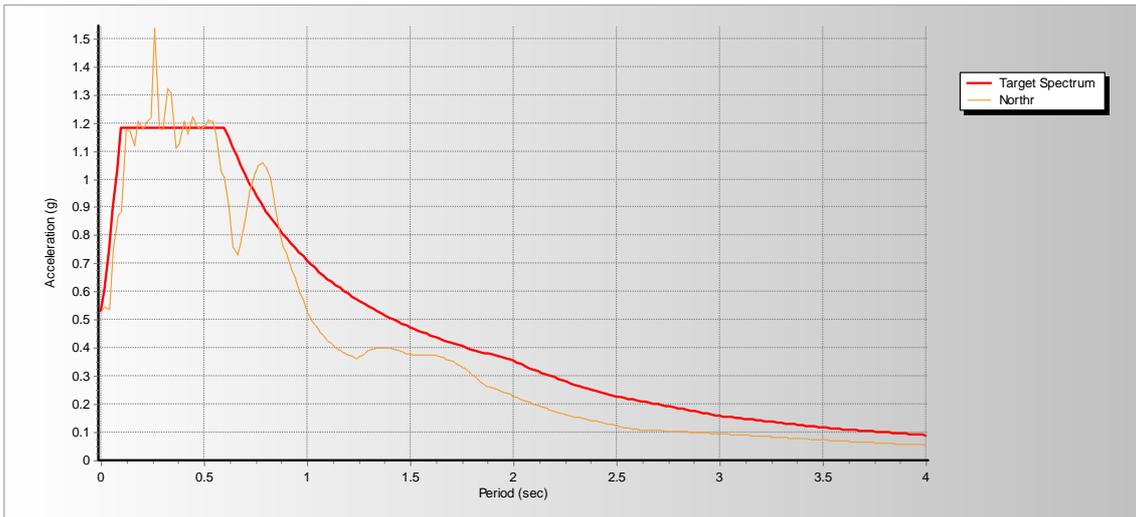


Fig. 47 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (*Target Spectrum*) y Northridge,1994 en el rango de periodos entre: $0.2T_x = 0.08\text{seg.}$ y

A continuación se muestran los gráficos superpuestos donde se compara cada registro sísmico de aceleraciones original con su respectivo registro escalado (eje X).

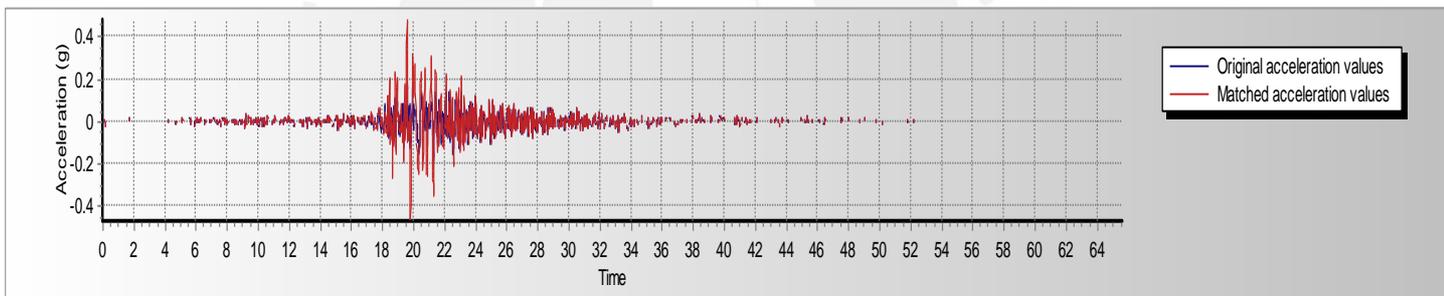


Fig. 48 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (*Original acceleration values*) y valores de aceleración escalados en el eje X (*Matched acceleration values*) para el sismo de Lima 1966

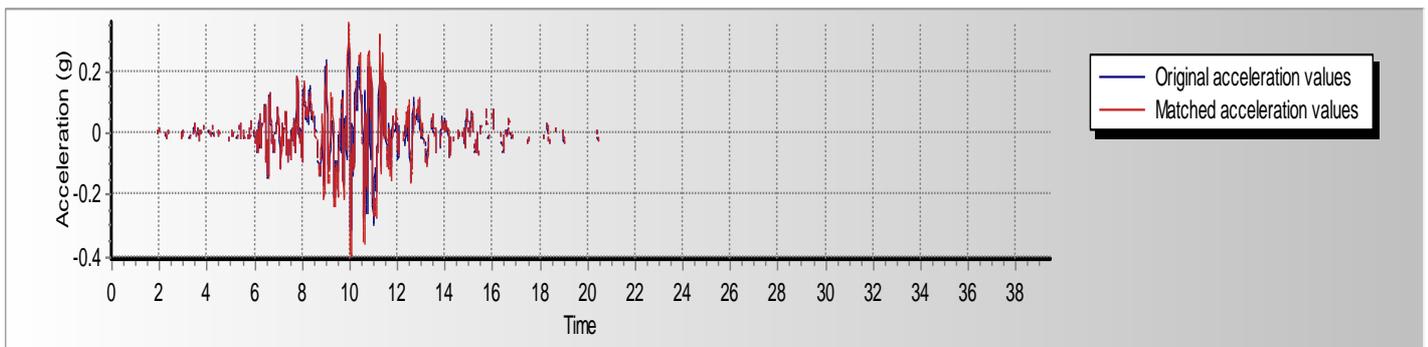


Fig. 49 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (*Original acceleration values*) y valores de aceleración escalados en el eje X (*Matched acceleration values*) para el sismo de Imperial Valley, 1940

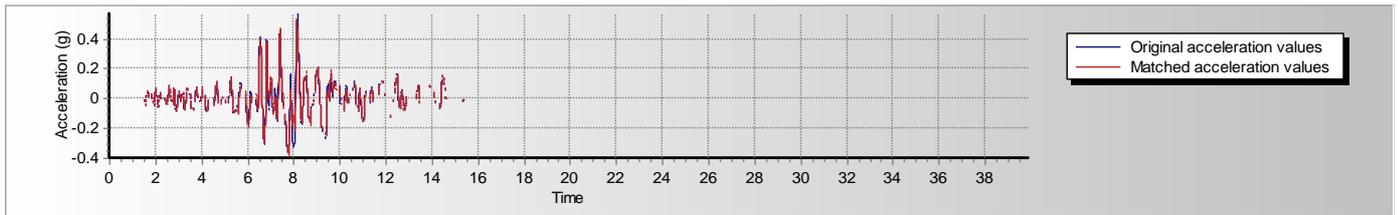


Fig. 50 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (*Original acceleration values*) y valores de aceleración escalados en el eje X (*Matched acceleration values*) para el sismo de Northridge, 1994

Para el análisis dinámico tiempo historia en el eje X, se usaron los aceleraciones sísmicas escaladas de las Figuras 48, 49 y 50. Dichos registros escalados se determinaron considerando la convergencia de los espectros en el rango de periodo fundamental del eje X (entre $0.2T_x$ y $1.5T_x$).

- **Escalamiento de registros sísmicos en el Eje Y**

De manera similar se realizó el escalamiento de espectros en el eje Y, considerando el rango de periodos entre $0.2T_y$ y $1.5T_y$, donde T_y es el periodo fundamental del edificio en el eje Y.

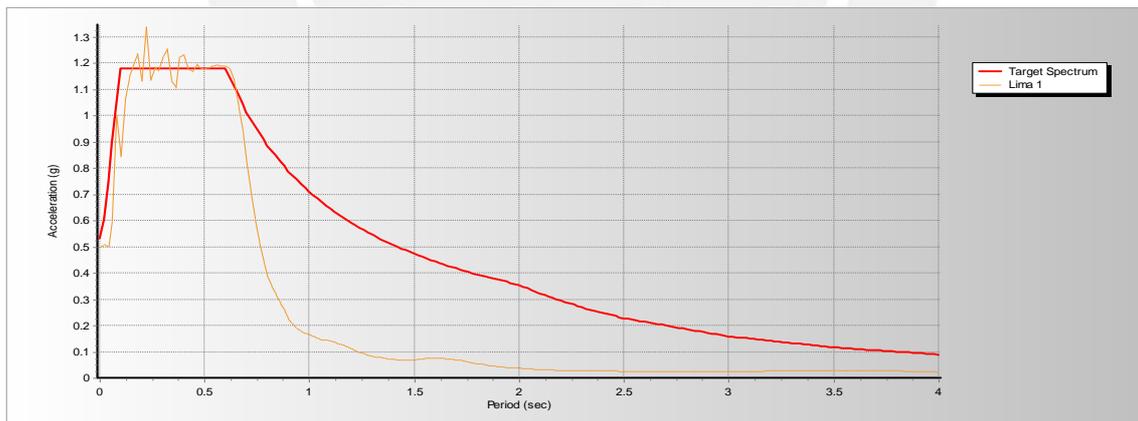


Fig. 51 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (*Target Spectrum*) y Lima,1966 en el rango de periodos entre: $0.2T_y = 0.09\text{seg.}$ y $1.5T_y = 0.70\text{seg.}$

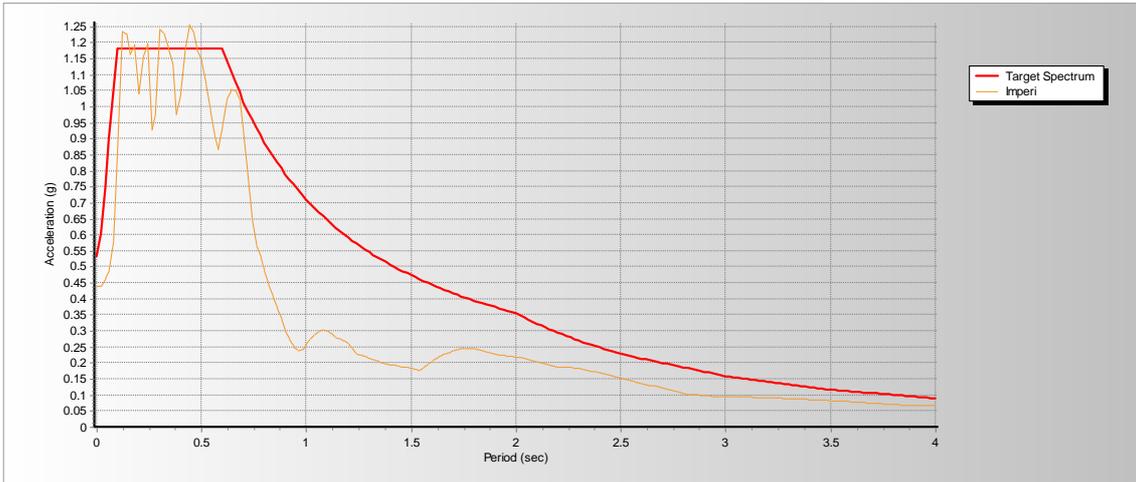


Fig. 52 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (*Target Spectrum*) e Imperial Valley,1940 en el rango de periodos entre: $0.2T_y = 0.09\text{seg.}$ y $1.5T_y = 0.70\text{seg.}$

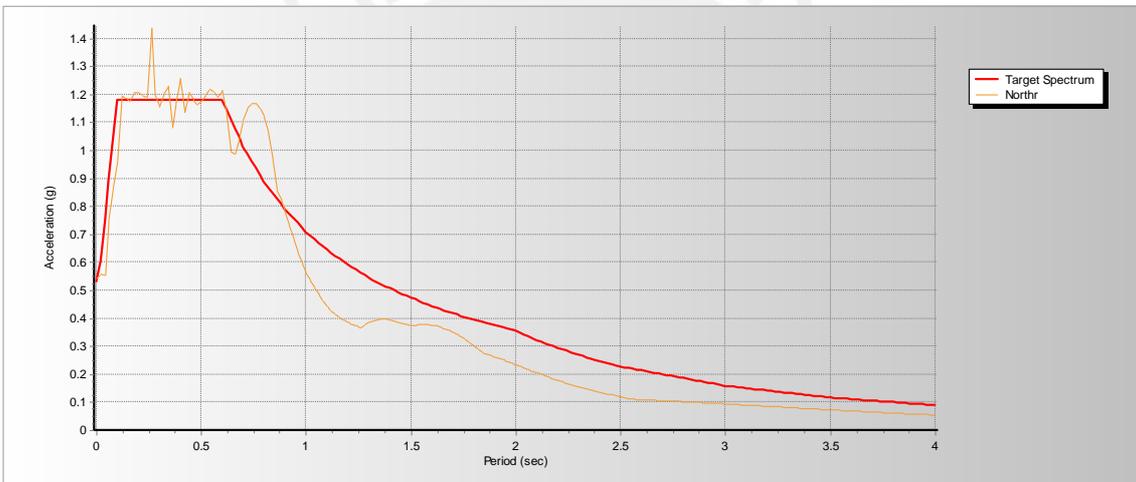


Fig. 53 : Escalamientos entre los espectros de la Norma E.030 (*Target Spectrum*) y Northridge,1994 en el rango de periodos entre: $0.2T_y = 0.09\text{seg.}$ y $1.5T_y = 0.70\text{seg.}$

A continuación se muestran los gráficos superpuestos donde se compara cada registro sísmico de aceleraciones original con su respectivo registro escalado (eje Y).

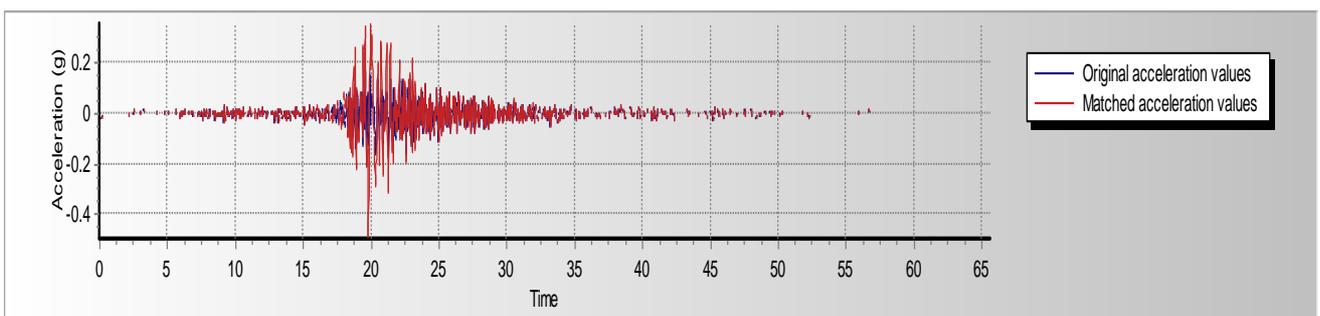


Fig. 54 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (*Original acceleration values*) y valores de aceleración escalados en el eje Y (*Matched acceleration values*) para el sismo de Lima 1966

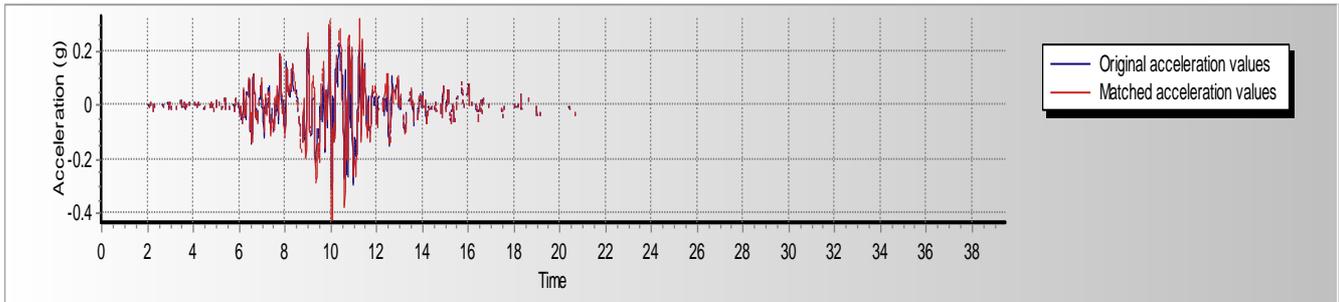


Fig. 55 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (*Original acceleration values*) y valores de aceleración escalados en el eje Y (*Matched acceleration values*) para el sismo de Imperial Valley, 1940

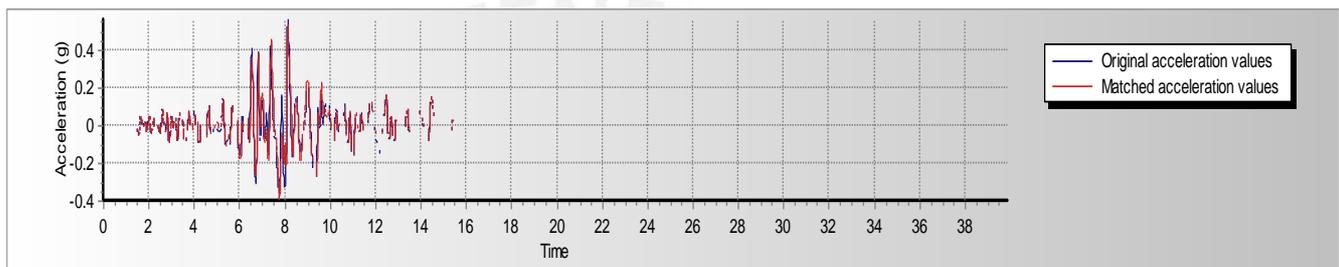


Fig. 56 : Comparación entre los registros sísmicos: valores de aceleraciones originales (*Original acceleration values*) y valores de aceleración escalados en el eje Y (*Matched acceleration values*) para el sismo de Northridge, 1994

Para el análisis dinámico tiempo historia en el eje Y, se usaron los aceleraciones sísmicas escaladas de las Figuras 54 , 55 y 56, debido a que dichos registros se determinaron considerando la convergencia de los espectros en el rango de periodo fundamental del eje Y.

4.4.2. Respuesta de desplazamientos

Luego de ingresar los registros sísmicos escalados al programa Etabs y de asignar rótulas concentradas a los elementos estructurales según el ASCE 41-13, usando el método de integración de Newmark se obtuvo la respuesta de desplazamiento por cada nivel del edificio y en cada dirección (X e Y).

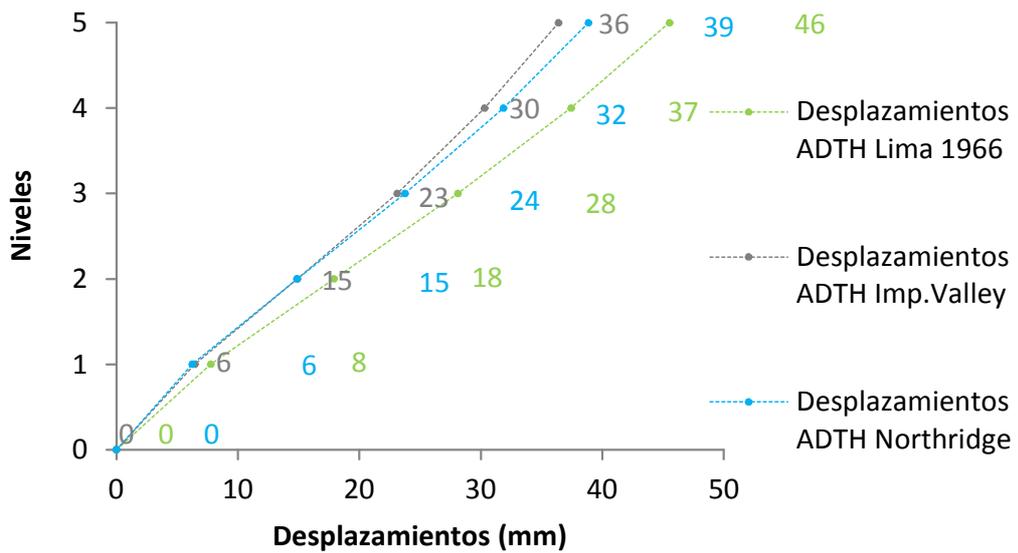


Fig. 57 : Respuesta de desplazamientos en el eje X por cada nivel del edificio obtenidos por el Análisis dinámico tiempo historia (ADTH) para el caso de estudio

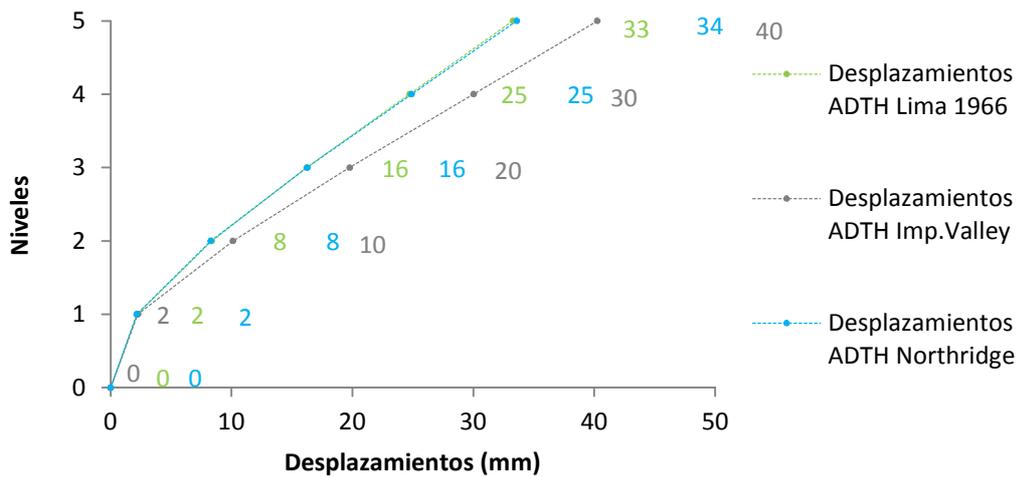


Fig. 58 : Respuesta de desplazamientos en el eje Y por cada nivel del edificio obtenidos por el Análisis dinámico tiempo historia (ADTH) para el caso de estudio

CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Diferencias entre fuerzas cortantes basales de diseño

Según se muestra en la figura 59 y tabla 25, la rigidez obtenida con la metodología del DDBD (K_{DDBD}) al encontrarse dañada es menor que la rigidez del DBF (K_{DBF}), presentando un mayor periodo de amplitud ($T_{DDBD} > T_{DBF}$). Ello es comprensible debido a que el nivel de desempeño estructural del DDBD considera una deriva del 2.5%. Dicha deriva es considerablemente mayor a la deriva de 0.7% que considera la norma peruana E.030 (DBF).

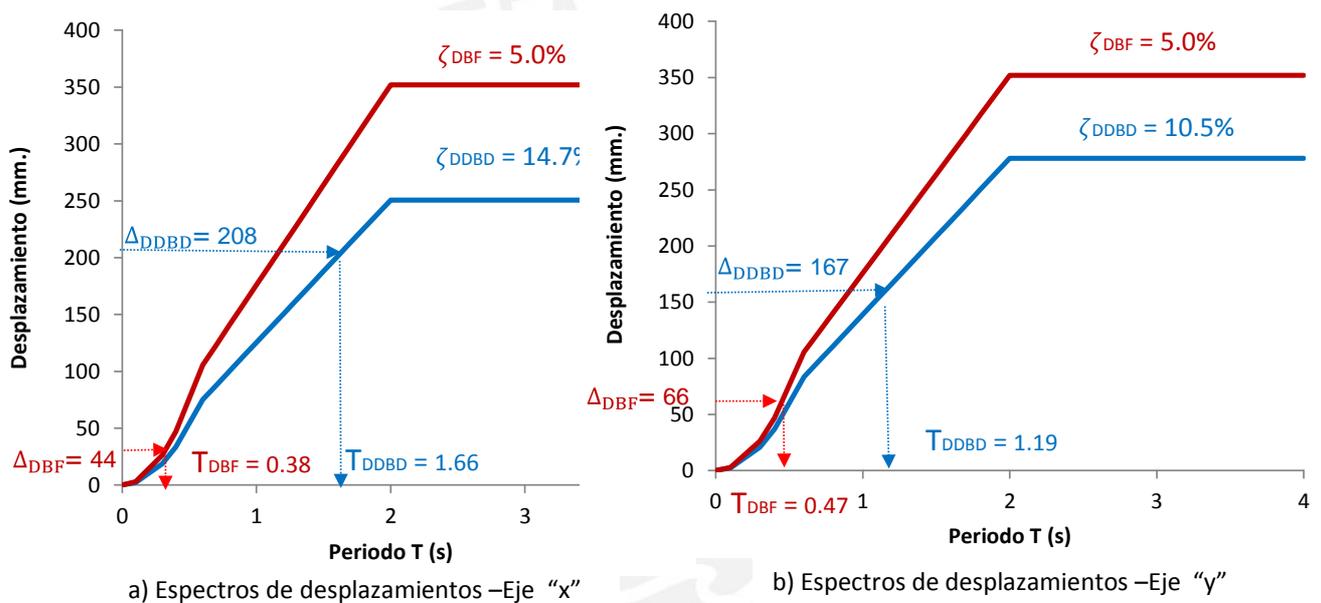


Fig. 59 : Comparación de espectros de desplazamientos elásticos (DBF) e Inelásticos (DDBD) en el eje X (Fig 5.1.a) y el eje Y (Fig.5.1.b) del caso de estudio

Según la tabla 25, los factores de reducción R del espectro de aceleraciones del DBF de acuerdo a lo que indica la norma peruana E.030 se mantienen constantes ($R = 7$) para un sistema estructural dual. Sin embargo en la metodología del DDBD, los factores de reducción son calculados ($R_x = 1.40$ y $R_y = 1.25$) y dependen del amortiguamiento y ductilidad del sistema dual. De esta manera al reducir las resistencias por éstos factores R , se obtienen valores de resistencia reducida $V_x = 2024KN$ y $V_y = 3145KN$, que garantizan que la estructura logre los desplazamientos máximos de diseño $\Delta_{Dx} = 0.21m$ y $\Delta_{Dy} = 0.17m$.

Tabla 25 :Factor de Reducción espectral R, Periodos T, rigideces K, desplazamientos Δ y cortantes basales de diseño V , para la estructura sustituta

	EJE x		EJE y	
	DBF	DDBD	DBF	DDBD
R	7.00	1.40	7.00	1.25
T (s)	0.38	1.66	0.47	1.19
K (kN/m)	30018	9730	19654	18830
Δ (m)	0.04	0.21	0.07	0.17
V (kN)	1312	2024	1299	3145

5.2. Respuesta de desplazamientos del edificio

En las figuras 56 y 57 se muestran las respuestas de desplazamientos por cada piso del edificio tanto para el sentido transversal (eje X) como para el longitudinal (eje Y) respectivamente. En este gráfico se comparan las metodologías del DDBD, del DBF y del ADTH.

En el ADTH se muestran con líneas discontinuas los desplazamientos correspondientes a los 3 registros sísmicos.

Para la metodología del DBF se muestran las respuestas de desplazamiento determinadas de un análisis modal espectral con una línea continua roja. Dichas respuestas son inelásticas ya que han sido amplificadas por 0.75R (donde R es el factor de reducción de resistencia).

Además se muestra los desplazamientos inelásticos por cada piso que señala la norma E.030, para una deriva máxima de 0.7% y se representa con una línea continua negra.

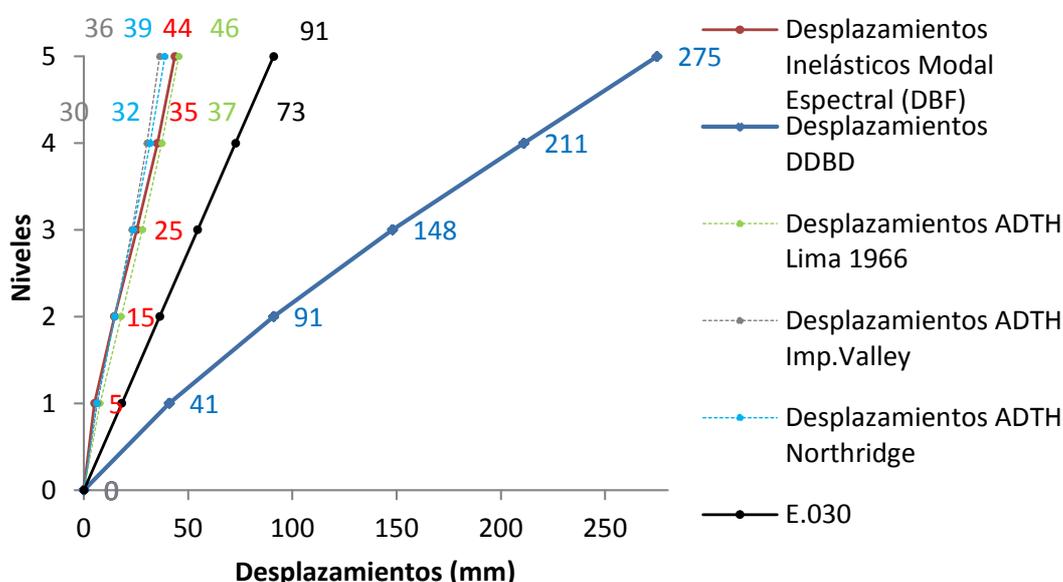


Fig. 60 : Respuesta de desplazamientos del edificio en eje X de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio

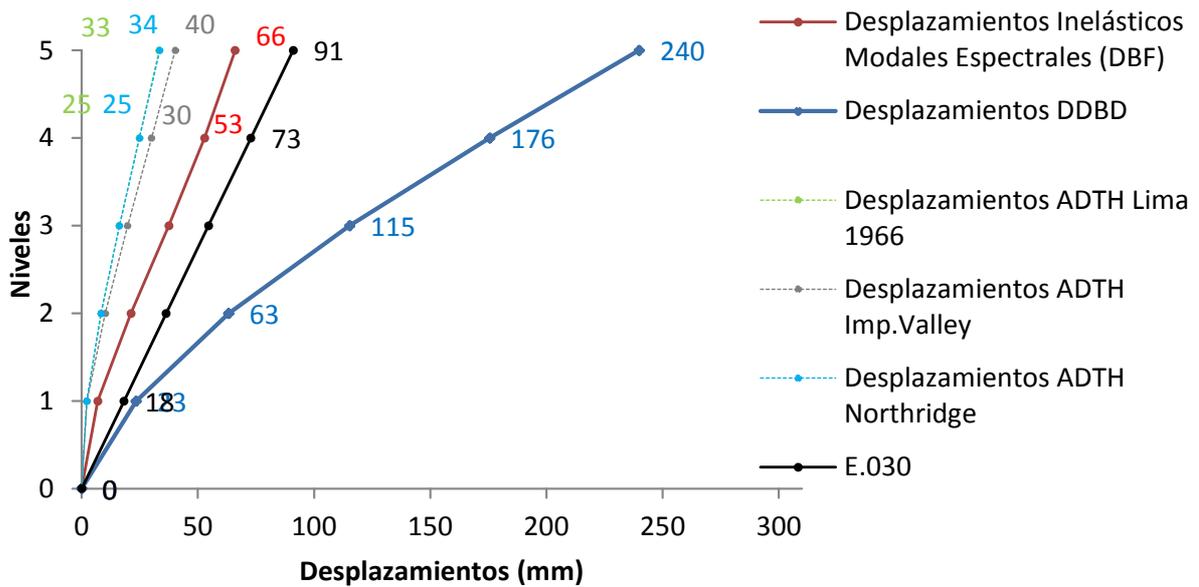


Fig. 61 : Respuesta de desplazamientos del edificio en eje Y de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio

Para el caso de estudio se observa que los desplazamientos determinados por el ADTH de los 3 sismos escalados, tanto para el sentido transversal (Eje X) como para el longitudinal (Eje Y), son bastante parecidos a la respuesta inelástica de desplazamientos (amplificada por 0.75R) determinada por el análisis modal espectral (DBF).

Además se observa que los desplazamientos del ADTH y del DBF son menores a los desplazamientos inelásticos de la norma E.030. Asimismo los desplazamientos obtenidos por el DDBD son considerablemente mayores a los de los demás análisis sísmicos, ello se debe a que la metodología del DDBD considera un nivel de desempeño sísmico para la estructura con una deriva de 2.5%.

5.3. Derivas por cada piso del edificio

En las figuras 62 y 63 se muestran el perfil de derivas del edificio tanto para el sentido transversal como para el longitudinal respectivamente, observando que la derivas son mayores para el DDBD, debido a los grandes desplazamientos que presenta en comparación con los desplazamientos del DBF.

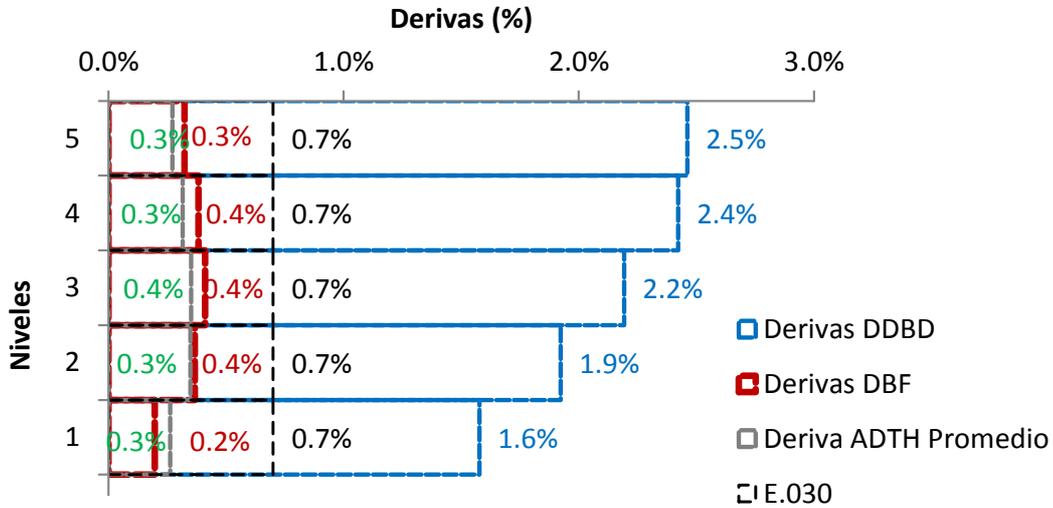


Fig. 62 : Derivas por cada piso del edificio en el eje X de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio

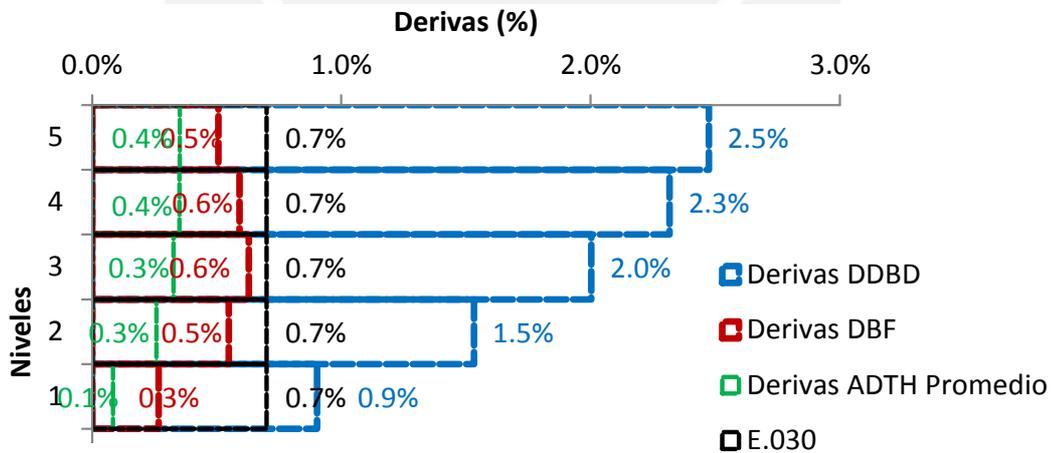


Fig. 63 : Derivas por cada piso del edificio en el eje Y de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF, DDBD y ADTH para el caso de estudio

5.4. Cortantes por cada piso del edificio

Para el caso de estudio no se ha considerado el diseño por capacidad, pero se podría realizar en caso se dese mejorar la capacidad estructural en los elementos estructurales.

Por otro lado, debido a que las fuerzas cortantes basales obtenidas por la metodología del DDBD son mayores a las obtenidas por el DBF, entonces fuerzas sísmicas del DDBD repartidas en todo lo alto del edificio también serán mayores, como se observa en las Figuras 64 (a y b).

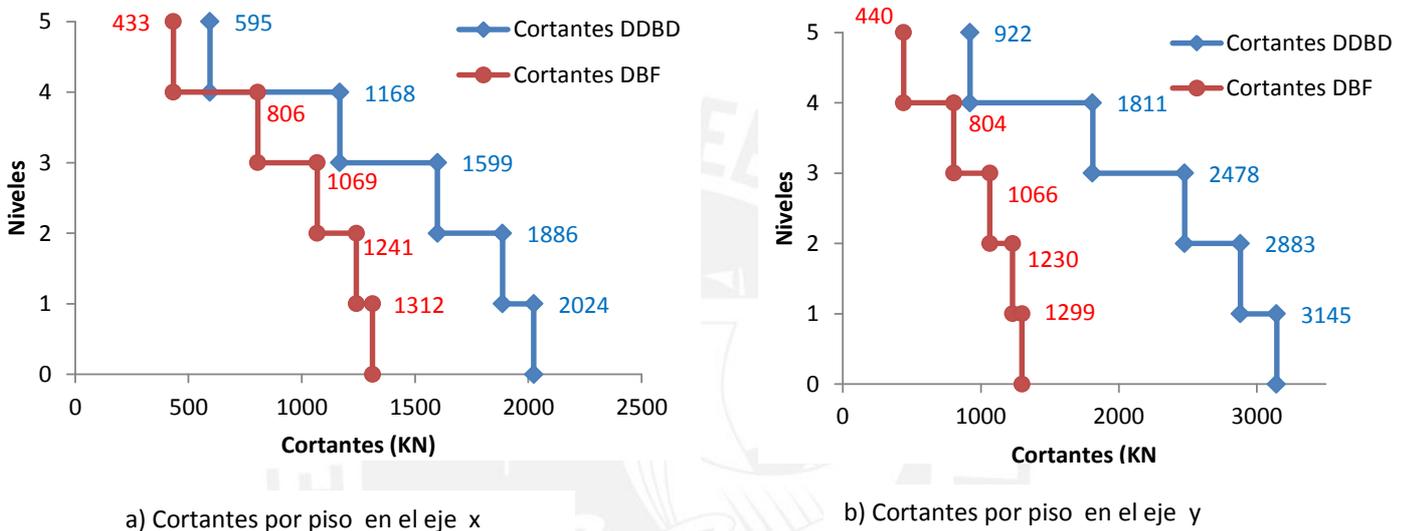
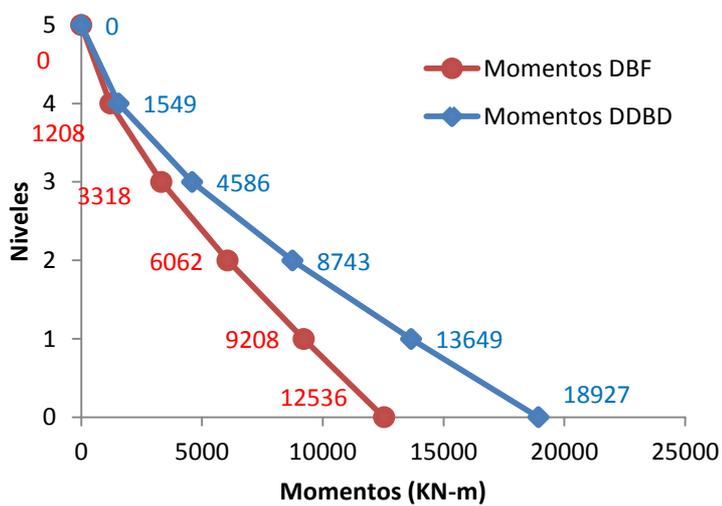


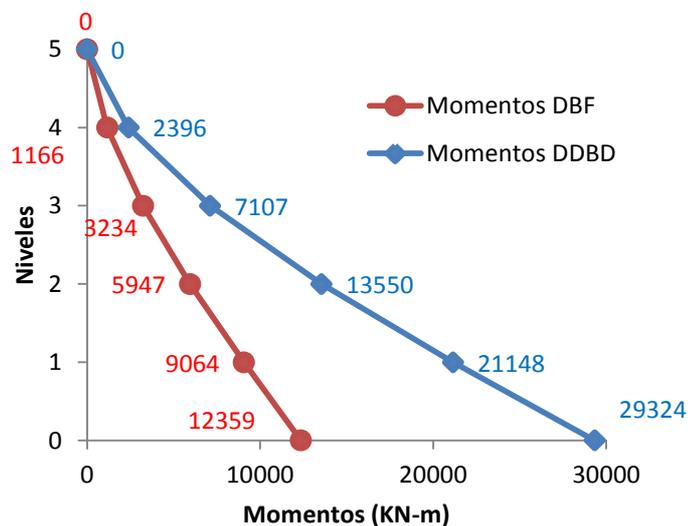
Fig. 64 : Cortantes por piso del edificio en ambos sentidos de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF y del DDBD para el caso de estudio

5.5. Momentos de volteo por piso en el edificio

El perfil de momentos repartido en todo lo alto del edificio se genera por las cortantes de cada nivel. Debido a que las cortantes son mayores para la metodología del DDBD del mismo modo los momentos de volteo serán también mayores que las obtenidos por el DBF. En las Figuras (65a) y (65b).se observa el perfil de momentos de volteo en cada sentido y para cada metodología de diseño sísmico.

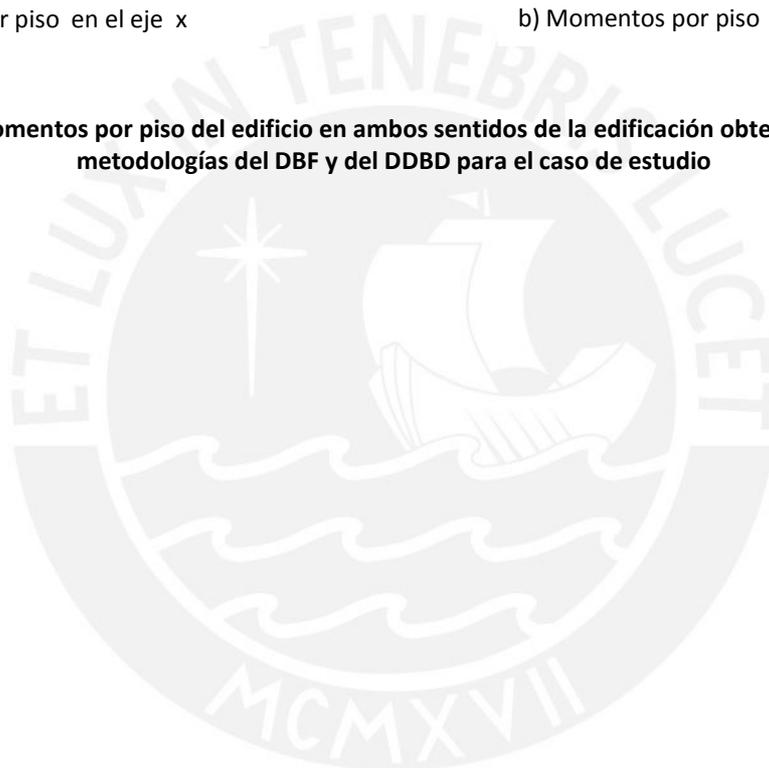


a) Momentos por piso en el eje x



b) Momentos por piso en el eje y

Fig. 65 : Momentos por piso del edificio en ambos sentidos de la edificación obtenidos por las metodologías del DBF y del DDBD para el caso de estudio



CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

6.1. Conclusiones

- Los registros sísmicos empleados en el Análisis dinámico tiempo historia (ADTH) corresponden a un periodo de retorno de 475 años. Los desplazamientos obtenidos por el ADTH indican que éstos registros no están sometiendo a la estructura a un inminente colapso. Si se desearía someter a la estructura a un inminente colapso, se tendría que emplear un periodo de retorno mayor, además se tendría que escalar dichos registros y ello aumentaría las deformaciones en la estructura.
- Los desplazamientos por cada piso obtenidos con el Diseño directo basado en desplazamiento (DDBD), dependen de las características propias de la estructura y no dependen del periodo de retorno. Por lo tanto estos desplazamientos son las máximas deformaciones que puede soportar el edificio.
- La metodología del DDBD garantiza una buena ductilidad porque a diferencia del Diseño basado en fuerzas (DBF), el DDBD calcula un factor de reducción de resistencia sísmica R_{ζ} , estableciendo una adecuada resistencia para la estructura que asegura que la estructura logre un desplazamiento máximo de diseño Δ_D previo al colapso.

6.2. Recomendaciones y Comentarios finales

- La metodología del DDBD es una metodología fácil de aplicar, sin embargo ha sido cuestionada debido a que su dinámica es sintetizada. A diferencia de la dinámica del diseño basado en fuerzas (DBF), que presenta distintos periodos y modos de vibración. Quizás por ello aun se continúa y continuará usando la metodología del DBF.
- La metodología del diseño basado en desplazamientos estima de una mejor manera los desplazamientos de una estructura, por lo tanto estos cálculos de desplazamiento aportarían en mejorar algunas desventajas que tiene el diseño basado en fuerzas.
- El diseño directo basado en desplazamientos presenta limitaciones en el diseño de estructuras irregulares y estructuras mixtas, por lo que se recomienda realizar investigaciones en estos temas.
- Priestley et al. (2007) en el capítulo 14 propone una guía para poder realizar un código sísmico con la metodología del DDBD.
- El Centro Europeo de formación e investigación de ingeniería sísmica (EUCENTRE) se encuentra desarrollando un software alineado al diseño directo por desplazamiento, denominado DBDSoft, que permite resolver de manera rápida distintos tipos de estructuras. Actualmente existe una versión preliminar para estructuras aporticadas en 2D.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Aguilera, M. (2011). Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado. Tesis de Master. Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- [2] Chopra, A. (2014). Dynamics of Structures Cuarta Edición, Pearson Education, México.
- [3] E.030 (2016) "Norma E- 030", Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda. Lima, Perú.
- [4] Guzman, J. (2014), Análisis comparativo de los métodos de diseño sismorresistente basado en fuerzas y basado en desplazamientos para edificaciones en el Ecuador. Tesis de título profesional. Universidad San Francisco de Quito, Ecuador.
- [5] Gomel, T. (2017), Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras apertadas de concreto armado. Tesis de Maestría. Universidad Privada de Tacna, Perú.
- [6] Huaman, V. (2010). Proyecto y Evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de Hormigón Armado basado en desplazamientos. Tesis de Master. Universidad Politécnica de Catalunya, España.
- [7] Restrepo, J. (2008). Concrete frames designed with the Colombian seismic code (NSR-98) from a Displacement perspective. Master thesis. Institute Universitario di Studi Superiori di Pavia. Università degli Studi di Pavia, Italy.
- [8] López, S.E., Castellanos, H. y Ayala A.G. (2009). Método de diseño sísmico por desplazamientos para marcos regulares de concreto reforzado. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Puebla, México
- [1] Méndez, T. (2011). Estudio comparativo de métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos aplicados a estructuras reticulares de concreto reforzado. Tesis de Master. Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- [2] Nievas, C., Sullivan T. J. (2014). Developing the direct displacement-based design method for RC strong frame – weak wall structures. Journal of earthquake engineering and seismology.
- [3] Priestley, M.J.N, Calvi, G.M, Kowalsky, M.J. (2007). Displacement based seismic design of structures. IUS Press, Pavia, Italy, 720pp.
- [4] Salawdeh S. (2009). Displacement based design of vertically irregular frame – wall structures. Master thesis. Institute Universitario di Studi Superiori di Pavia. Università degli Studi di Pavia, Italy.
- [5] Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N. y Calvi, G. M. (2006), Direct displacement-based design of frame-wall structures. Journal of earthquake engineering.
- [6] Sullivan, T. J. (2009), Direct displacement-based design of a RC wall-steel EBF dual system with added dampers. Bulletin of the New Zealand Society for earthquake engineering.
- [7] Yavas, A.. (2006). Displacement profile for displacement based design of dual frame systems. 4th International conference on earthquake engineering, Taipei, Taiwan.