

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS**



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN
EDIFICIO DE ONCE PISOS UTILIZANDO ANÁLISIS
ESTÁTICO Y DINÁMICO NO-LINEAL**

TESIS

Presentado por:

Ing. RAMÓN MANUEL CALCINA PEÑA

Para obtener el grado académico de:

MAESTRO EN INGENIERIA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

TACNA – PERÚ

2017

Agradecimiento

A mi asesor, el M. I. José Martín Velásquez Vargas por su valiosa ayuda, sus consejos y colaboración en todo momento durante el desarrollo de la presente tesis.

A nuestro docentes por brindarnos sus conocimientos sin ningún pretexto y por estar siempre dispuestos a ayudarnos en todo momento.

Dedicatoria

Primero quiero agradecer a Dios, por permitirme vivir la experiencia de realizar esta maestría y mantenerme con salud para poder desarrollarlo satisfactoriamente

A mis padres por su abnegada preocupación por el bienestar de la familia, quienes siempre estuvieron a mi lado, brindándome todo su cariño y apoyo incondicional que siempre me han demostrado.

A mi esposa Pilar e hija Romina, por todo su apoyo amor y comprensión quienes fueron la motivación e inspiración para culminar esta tesis; cada día me convenzo que tengo la mejor familia.

INDICE DE CONTENIDOS

Agradecimiento	ii
Dedicatoria	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	viii
Índice de figuras	ix
Resumen	xii
Abstrac	xii
Introducción	1

CAPÍTULO I

1. EL PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	04
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	05
1.2.1 Interrogante principal	05
1.2.2 Interrogantes secundarias	06
1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	06
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	07
1.4.1 Objetivo general	07
1.4.2 Objetivos específicos	07
1.5 CONCEPTOS BÁSICOS	08
1.6 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	10

CAPÍTULO II

2. FUNDAMENTO TEÓRICO CIENTÍFICO

2.1	COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO ANTE ACCIONES LATERALES	14
2.1.1	Modelo de esfuerzo deformación	15
2.2	MÉTODOS DE EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL O RESISTENCIA	24
2.2.1	Análisis lineal	25
2.2.2	Análisis no lineal	26
2.3.-	CURVA DE CAPACIDAD	40
2.4.-	NIVELES DE DESEMPEÑO	43
2.4.1.-	Nivel de desempeño propuesto por el ATC-40	43
2.4.2.-	Nivel de desempeño propuesto por el FEMA 356	50
2.5.-	ESPECTRO DE CAPACIDAD	61
2.5.1.-	Obtención de la curva de capacidad de la estructura	62
2.5.2.-	Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad	63
2.5.3.-	Obtención del espectro de demanda	63
2.5.4.-	Obtención del punto de desempeño	64

CAPÍTULO III

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1	HIPÓTESIS	68
3.1.1	Hipótesis general	68
3.1.2	Hipótesis específicas	68
3.2	VARIABLES	69
3.2.1	Variable Dependiente	69
3.2.1.1	Indicadores	69
3.2.1.2	Escala de medición	69
3.2.1.3	Variable Independiente	69

3.2.2 Variable Independiente	69
3.2.2.1 Indicadores	69
3.2.2.2 Escala de medición	70
3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN	70
3.4 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	70
3.5 ÁMBITO DE ESTUDIO	71
3.6. TIEMPO SOCIAL	71
3.7 POBLACIÓN Y MUESTRA	71
3.7.1 Unidad de estudio	71
3.7.2 Población	71
3.8 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	72
3.8.1 Técnicas	72
3.8.2 Instrumentos	72

CAPÍTULO IV

4. LOS RESULTADOS

4.1 DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO	73
4.2 SELECCIÓN DEL EDIFICIO PARA EL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	74
4.2.1.- Descripción del edificio	74
4.2.2.- Modelamiento y análisis	78
4.2.3.- Propiedades no lineales de los materiales	79
4.2.4.- Elementos estructurales	85
4.3 DISEÑO DE LA PRESENTACION DE LOS RESULTADOS	86
4.3.1.- Análisis estático no lineal “Pushover” utilizando el software ETABS	86
4.3.2.- Análisis dinámico incremental IDA	89
4.4.- PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	93
4.4.1.- Análisis estático no lineal “PUSHOVER”	93
4.4.2.- Análisis dinámico incremental IDA	103
4.4.3.- Comprobación de resultados	109

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES	111
5.2 RECOMENDACIONES	113
BIBLIOGRAFÍA	118
ANEXOS	

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Niveles de desempeño de las Estructuras (ATC, 1996)	48
Tabla N° 2: Niveles de Desempeño Estructural y Daños en elementos verticales de Concreto Armado	53
Tabla N° 3: Niveles de Desempeño No Estructural y Daño en componentes Arquitectónicos.	57
Tabla N° 4: Niveles y Rangos de Desempeño para objetivos Principales de un Edificio.	61
Tabla N° 5: Cálculo de Patrones de Carga en el eje Longitudinal	86
Tabla N° 6: Cálculo de Patrones de Carga en el eje Transversal	87
Tabla N° 7: Ubicación magnitud e intensidad de los sismos del Perú de 1,966, 1,970, 1,974 y 2,007	89
Tabla N° 8: Aceleración máxima y mínima de los registros considerados en el estudio	91
Tabla N° 9: Desplazamientos laterales en el sentido longitudinal	92
Tabla N° 10: Desplazamientos laterales en el sentido Transversal	94
Tabla N° 11: Desplazamientos y Derivas laterales según la NTE E0.30	96
Tabla N° 12 Desplazamientos laterales en el sentido longitudinal	103
Tabla N° 13 Desplazamientos laterales en el sentido Transversal	104
Tabla N° 14 Desplazamientos y Derivas laterales según la NTE E03	107

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Comparación de los modelos esfuerzo - deformación	17
Fig. 2 Curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión	19
Fig. 3 Comparación de curvas esfuerzo-deformación	22
Fig. 4 Comparación de los modelos esfuerzo deformación	23
Fig. 5 Diagrama equivalente de 01 grado de libertad	28
Fig. 6 Diagrama equivalente de múltiples grados de libertad	30
Fig. 7 Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad	34
Fig. 8 Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad	41
Fig. 9 Niveles principales de desempeño de un Edificio	59
Fig. 10 Niveles de desempeño	60
Fig. 11 Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad	62
Fig. 12 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad	63
Fig. 13 Espectro de demanda sísmica de la norma Peruana E.030	64
Fig. 14 Espectro de capacidad y demanda y puntos de desempeño.	66
Fig. 15 Vista en planta del primer nivel de la estructura	75
Fig. 16 Planta típica del Edificio del 2do al 11mo nivel	76
Fig. 17 Elevación Lateral del Edificio.	77
Fig. 18 Corte Y-Y del Edificio	77
Fig. 19 Modelo Computacional (modelo Etabs)	79
Fig. 20 Características del concreto sin confinar	80

Fig. 21 Diagrama de esfuerzo deformación del concreto sin confinar	81
Fig. 22 Características del concreto confinado.	81
Fig. 23 Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado	82
Fig. 24 Características de acero de refuerzo	83
Fig. 25 Diagrama esfuerzo deformación del acero	83
Fig. 26 Creación de la columna cuadrada 60x60 cm	84
Fig. 27 Espectro de Respuesta Sísmica	85
Fig. 28 Epicentros de los sismos de 1,966, 1,970, 1,974 y 2,007	89
Fig. 29 Selección de registros de sismos Peruanos	90
Fig. 30 Desplazamientos Laterales (Spec X)	93
Fig. 31 Desplazamientos Relativos (Spec X)	93
Fig. 32 Desplazamientos Laterales (Spec Y)	95
Fig. 33 Desplazamientos Relativos (Spec Y)	95
Fig. 34 Curva Capacidad Push X	98
Fig. 35 Curva Capacidad Push Y	98
Fig. 36 Curva de Espectro Capacidad sentido X	99
Fig. 37 Curva de Espectro de Capacidad sentido Y	99
Fig. 38 Formación de rótulas plásticas en la zona central Push X (paso 8)	100
Fig. 39 Formación de rótulas plásticas en vigas Push X (paso 10)	101
Fig. 40 Formación de rótulas plásticas en vigas Push X (paso 10)	101
Fig. 41 Gráfica de curva capacidad y curva de capacidad bilineal PUSH X.	102
Fig. 42 Gráfica de curva capacidad y curva de capacidad bilineal PUSH Y.	102

Fig. 43 Desplazamientos Laterales (Spec X)	105
Fig. 44 Desplazamientos Relativos (Spec X)	105
Fig. 45 Desplazamientos Laterales (Spec Y)	106
Fig. 46 Desplazamientos Relativos (Spec Y)	106
Fig. 47 Formación de rótulas plásticas según Sismo 7035 y 7036	108
Fig. 48 Formación de rótulas plásticas según Sismo 7038 y 7039	109

RESUMEN

Objetivo: El motivo principal de esta tesis es evaluar el desempeño Sísmico de un Edificio de 11 pisos utilizando un análisis estático y un análisis dinámico no-lineal.

En la actualidad gran parte de los esfuerzos de la Ingeniería Sísmica están centrados en el desarrollo y la aplicación de métodos de evaluación del comportamiento de estructuras existentes, con la finalidad de identificar el nivel de desempeño de las edificaciones frente a una demanda específica inducida por el sismo.

Metodología: Se utilizará el programa ETABS 2016 versión 16.0.3. Para ello se evaluó el edificio de concreto armado, donde se mostró que mediante el análisis no-lineal estático y dinámico se pueden hallar las zonas “débiles” de la estructura. El análisis por desempeño fue realizado de acuerdo al procedimiento y análisis de resultados presentado por la norma FEMA 273. Se siguió la metodología propuesta por los códigos FEMA y ATC-40, se modificaron diferentes parámetros en el software ETABS, primero se analizaron las edificaciones en el rango elástico y luego mediante este software se analizaron en el rango inelástico, mediante el método pushover y el análisis dinámico incremental.

Resultados: Con estos análisis se pudieron analizar rotulas o zonas en los elementos estructurales del edificio, las cuales, ante la ocurrencia de un sismo, podrían llegar a producir daños y con esto dejar de funcionar. Además, con la aplicación de estas dos metodologías se pudieron conocer las zonas débiles de esta edificación.

Conclusión: Finalmente se obtuvieron la curva de capacidad y el punto de desempeño permitiéndose comprender los mecanismos de falla que gobiernan la ductilidad y de requerir una mayor ductilidad debe diseñarse el edificio para que las rótulas plásticas ocurran en todos los extremos de las vigas y columnas.

Palabras claves: Desempeño sísmico, análisis estático, análisis dinámico incremental, ductilidad

ABSTRAC

Objective: The main purpose of this thesis is to evaluate the seismic performance of an 11-story building using a static analysis and a non-linear dynamic analysis.

At present, much of Seismic Engineering's efforts are focused on the development and application of behavioral evaluation methods of existing structures, in order to identify the level of performance of the buildings against a specific demand induced by the Earthquake

Methodology: The program ETABS 2016 version 16.0.3 will be used. For this, the reinforced concrete building was evaluated, where it was shown that the "weak" areas of the structure can be found through the static and dynamic non-linear analysis. The performance analysis was performed according to the procedure and analysis of results presented by FEMA 273. The methodology proposed by the FEMA and ATC-40 codes was followed, different parameters were modified in the ETABS software, the buildings were first analyzed in The elastic range and then through this software were analyzed in the inelastic range, using the method pushoverly the dynamic incremental analysis.

Results: With these analyzes, it was possible to analyze labels or zones in the structural elements of the building, which, in the event of an earthquake, could lead to damage and stop functioning. In addition, with the application of these two methodologies, we could know the weak areas of this building.

Conclusion: Finally, they obtained the capacity curve and the performance point allowing to understand the failure mechanisms that govern ductility and to require greater ductility. The building should be designed so that the plastic hinges occur at all ends of the beams and columns.

Key words: Seismic performance, static analysis, incremental dynamic analysis, ductility

INTRODUCCIÓN

El tema abordado en esta investigación trata sobre el “Diseño por Desempeño”, que es una herramienta de la ingeniería sísmica para predecir el comportamiento de los edificios ante sollicitaciones sísmicas. La importancia fundamental del diseño por desempeño radica en que, desde el punto de vista del diseñador, se tendrá una respuesta certera sobre el nivel que presentará la estructura después de un sismo.

Con el desarrollo de la Ingeniería Estructural basada en el Desempeño en el mundo del diseño, ha habido la necesidad de que los diseñadores se alejen de las metodologías tradicionales de diseño lineal con el fin de predecir cómo las estructuras responderán a las cargas hasta el punto de falla. Ésta deformación no-lineal de la estructura después desde su primer punto de fluencia se puede definir como la ductilidad de la estructura.

Asimismo, el creciente avance de la informática y la aparición de software que facilitan el trabajo del ingeniero civil, proporcionando la creación de métodos de análisis más complejos pasando del análisis estático al análisis dinámico. Estos

métodos contribuyen a mejorar el cálculo estructural y hacerlo cada vez más riguroso.

Gracias a estos avances se han desarrollado métodos como el Análisis Dinámico Incremental (IDA) el cual fue propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002), y se utiliza para determinar la respuesta dinámica no lineal de una estructura en función del incremento de la acción sísmica. En éste análisis la acción sísmica se define mediante un acelerograma el cual se escalará únicamente en la amplitud de las aceleraciones y se irá incrementando para conocer la respuesta de la estructura en cada paso. Éste método ha sido adoptado por el Federal Emergency Management Agency (FEMA 450, 2003) para determinar la capacidad de colapso global de las estructuras.

El programa ETABS 2016 permite realizar estos análisis estructurales usando la técnica de elementos finitos, a fin de obtener resultados más cercanos al comportamiento real de la estructura, pero la informática nunca sustituirá al criterio y experiencia del ingeniero civil.

Con el objetivo de conocer el desempeño sismorresistente del edificio de concreto armado ante sismos reales se desarrolla en esta tesis la evaluación del desempeño sismorresistente del edificio de 11 niveles obteniendo su curva de capacidad utilizando el método de análisis de colapso “pushover” y el análisis dinámico incremental “IDA”. Dicha curva transformada en espectro de capacidad es

comparada con los espectros de respuesta de terremotos, con la finalidad de conocer el desempeño de la estructura ante diferentes y posibles escenarios sísmicos. Cabe resaltar que la información en la cual se basó esta tesis abarca fuentes como publicaciones, libros, investigaciones, los códigos FEMA 356 y 440 y por supuesto las respectivas normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Finalmente, la presente tesis tiene por objetivo motivar a la comunidad ingenieril a entender la importancia del diseño por desempeño, el cual ayuda a representar el estado actual de la estructura obteniendo la curva de capacidad y el punto de desempeño.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los terremotos ocurridos en el mundo siempre han causado grandes pérdidas de vidas humanas y de materiales. La energía acumulada en la litosfera es liberada a través de movimientos bruscos del terreno, los terremotos se propagan en forma de ondas en el suelo generando daños en forma directa e indirecta en las zonas pobladas, dependiendo de la localización de su epicentro, las características geológicas, el tipo de falla entre otros y siendo el Perú un país con un alto riesgo sísmico es necesario aplicar a nuestra realidad los últimos avances de la ingeniería sísmica.

La capacidad de deformación o ductilidad de un edificio es un factor determinante para obtener un comportamiento sísmico adecuado. Para lograr un diseño sísmico resistente óptimo es indispensable conocer los posibles mecanismos de falla de la estructura, hasta el nivel de colapso. Actualmente existen técnicas avanzadas de

análisis no-lineal de estructuras, entre las que se encuentra el análisis estático y dinámico no-lineal.

Conociendo los mecanismos de falla de una estructura es posible establecer los criterios y parámetros que gobiernan su ductilidad. Por lo tanto puede utilizarse varios métodos para estudiar formas de mejorar la ductilidad de los edificios.

Esta tesis pretende estudiar la aplicabilidad del análisis estático no-lineal y el análisis dinámico no-lineal para la optimización del diseño sismorresistente de edificios de concreto armado, en vista que al momento de realizar una evaluación estructural no se cuenta con lineamientos que contemplen los nuevos enfoques del diseño estructural del análisis estático y dinámico no-lineal.

De lo anterior, es evidente la necesidad de continuar con el estudio de la evolución del comportamiento sísmico de estructuras que incursionan en el rango inelástico con la finalidad de plantear procedimientos de diseño sísmico transparente y eficiente que garanticen los niveles de seguridad esperados.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Interrogante principal

¿En qué medida el análisis estático y dinámico no lineal permite evaluar el desempeño sísmico de un edificio de once pisos?

1.2.2 Interrogantes secundarias

- a) ¿De qué forma el análisis estático no lineal permite optimizar el diseño sísmico resistente de un edificio de once pisos?

- b) ¿Cómo se podrá aplicar el análisis dinámico no-lineal en estructuras para determinar el desempeño sísmico de manera adecuada?

1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En el transcurso del tiempo han ocurrido eventos sísmicos de magnitudes diferentes, ocasionando daños notables y en algunos casos colapso de las edificaciones, provocando pérdidas materiales y de vidas humanas.

En el país no disponemos de normas donde se considere el diseño por desempeño de estructuras de concreto armado, por lo que los profesionales están considerando normas de otros países.

En el diseño sismorresistente es fundamental verificar el desempeño sísmico ante varias acciones, a las que probablemente estarán sujetas las estructuras. En tal sentido, si la resistencia del sistema estructural a fuerzas laterales se desarrolla a un nivel de respuesta sísmica menor que la correspondiente al sismo de diseño, aparecerán deformaciones inelásticas, con plastificación de algunas secciones.

Por consiguiente se deberá realizar un diseño donde se verifique el desempeño sísmico, siendo, el análisis no-lineal la mejor opción para dar solución a tal problema. En tal sentido en la presente tesis se darán los conocimientos necesarios para poder utilizar el análisis estático y dinámico no-lineal y así obtener diseños estructurales que sean capaces de soportar sismos de gran magnitud sin que presenten daños estructurales.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Objetivo general

Comparar en qué medida el análisis estático y dinámico no lineal en la estructura permite evaluar el desempeño sísmico de un edificio de once pisos.

1.4.2 Objetivos específicos

- a) Aplicar el análisis estático no-lineal para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de la estructura de un edificio de once pisos.

- b) Aplicar el análisis dinámico no-lineal como las señales sísmicas, los modelos del material y la definición de las rotulas plásticas, para evaluar la capacidad sismo resistente del edificio.

1.5 CONCEPTOS BÁSICOS

a) Capacidad estructural:

En una representación de la habilidad que posee la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad de la estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

b) Análisis lineal:

Es aquel análisis donde las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes y no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las fuerzas aplicadas (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

c) Análisis no-lineal:

Es aquel análisis donde las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele ser no proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suele variar, considerando la no

linealidad geométrica y descartando de manera directa el principio de superposición. (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

d) Desempeño estructural:

Designa el comportamiento global de la estructura, en relación con los principales aspectos envueltos, protección de la vida de sus ocupantes y posibles daños estructurales (Hernández, 2004).

e) Rótula Plástica:

Es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica. Se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión.

f) Ductilidad:

Propiedad de algunos materiales para deformarse por acción de una fuerza sin llegar a romperse, los elementos que no poseen esta propiedad se denominan frágiles.

g) Desempeño esperado por la edificación:

Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico.

h) Niveles de desempeño:

Son los niveles que indican cómo debería comportarse una estructura para la seguridad de las personas durante y después del sismo

i) Demanda (desplazamiento):

El movimiento del suelo durante un terremoto produce un patrón complejo de desplazamientos en la estructura que puede variar con el tiempo. Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno (Chávez, Meléndez, Sinchi & Hurtado, 2013).

j) Fallas estructurales por rigidez lateral:

Son las fallas originadas por la inadecuada capacidad de soportar las cargas de la estructura y del sismo, produciendo un desplazamiento lateral excesivo.

k) Fallas estructurales por rotación de elementos:

Son las fallas que describen la deformación plástica de las conexiones de los elementos estructurales, las cuales presentan una rotación en su sección transversal producido por los esfuerzos a flexión.

La ductilidad de rotación de elementos cuantifica las rotaciones plásticas que pueden tomar lugar en los elementos estructurales tales como vigas o columnas. Este tipo de ductilidad es empleada también para uniones entre miembros.

1.6 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Por los años 1,930 pocas estructuras fueron diseñadas para soportar acciones sísmicas, sin embargo muchos sismos ocurrieron y se notó que aquellas estructuras diseñadas con consideraciones de fuerzas laterales, como el viento, resistieron mejor. En consecuencia, muchos países en regiones sísmicas empezaron a incorporar especificaciones en sus códigos para diseño por fuerzas laterales inerciales.

Durante los años 1,940 y 1,950 las características dinámicas de las estructuras (como el periodo de vibración) empezaron a ser entendidas. En los años 1,960 el concepto de “ductilidad” había sido usado únicamente para caracterizar el comportamiento de los materiales; posteriormente el concepto fue ampliado hasta considerar el nivel de comportamiento de la estructura global e incluso, considerar su relación con los conceptos de resistencia y rigidez estructural. Los materiales más utilizados en el diseño del edificio en estudio son el acero corrugado y el concreto, donde el acero que se utilizó fue el de grado 60, el cual tiene una resistencia a la fluencia de 4200 Kg/cm², teniendo una menor capacidad de soportar carga antes de la rotura del material, lo que hace que la edificación pueda ser vulnerable ante un sismo severo, donde hará que el elemento estructural falle o hasta que la edificación colapse.

Todas estas deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de diseño del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural.

Estos dos conceptos, han sido considerados frecuente y erróneamente como sinónimos en los códigos encargados de normalizar los cálculos de diseño sismo resistente, durante casi 70 años. No obstante, desde hace 25 años aproximadamente, se ha ido modificando paulatinamente esta idea, considerando que no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y por consiguiente, no necesariamente reduce el daño. Los conceptos a partir de los cuales ha surgido este planteamiento, corresponden a los principios de diseño por capacidad, los cuales fueron introducidos en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975).

A partir de este momento se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura era más importante que el valor global del cortante basal de diseño. Un importante avance consistió en identificar que una estructura aporticada podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte), y si la resistencia de cortante de los miembros excediera a la correspondiente

resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable. De esta forma, surgen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender mejor cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

De lo anterior, es evidente la necesidad de continuar con el estudio de la evolución del comportamiento sísmico de estructuras que incursionan en el rango inelástico con la finalidad de plantear procedimientos de diseños sísmicos transparentes y eficientes que garanticen los niveles de seguridad esperados. La tendencia actual es utilizar los métodos basados en desplazamientos, ya que permiten una mejor caracterización del daño estructural y no estructural de un edificio.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO CIENTÍFICO

2.1 Comportamiento de los elementos de Concreto Armado ante acciones laterales

Conocer el comportamiento de una estructura de concreto armado bajo carga requiere el conocimiento detallado de las propiedades de los elementos que conforman la misma. Por eso, entre las mencionadas propiedades, se encuentran las relaciones esfuerzo-deformación del material con el cual se construye.

La respuesta inelástica de las estructuras de concreto armado bajo cargas sísmicas es caracterizada mediante la disminución de la rigidez y deformaciones permanentes en los elementos involucrados. Asimismo, para lograr esta respuesta se requiere el empleo del concepto de curvas de histéresis o comportamiento histerético. Las cargas cíclicas son capaces de originar daños, mediante las fases

de carga, descarga y recarga; lo que provoca generalmente que los componentes fallen por tracción y compresión.

2.1.1 Modelos de Esfuerzo Deformación

Desde hace muchos años se ha efectuado investigaciones muy profundas sobre la naturaleza de esta relación esfuerzo- deformación sin que hasta la fecha se conozca un modelo exacto. Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo-deformación idealizado o simplificado, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales.

Para análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado además de la resistencia máxima a esfuerzos de compresión del concreto, es necesario conocer otras propiedades mecánicas como son las deformaciones unitarias máximas (ϵ_{\max}), deformaciones unitarias últimas (ϵ_{ult}), esfuerzos de compresión (f'_c) y su módulo de elasticidad (E). Estas propiedades se pueden obtener de su curva esfuerzo-deformación la cual describe las deformaciones unitarias.

A continuación se presentan algunos modelos constitutivos para el acero de refuerzo longitudinal y para el concreto simple o no confinado y del concreto confinado:

2.1.1.1 Modelo esfuerzo deformación para el Acero de Refuerzo

- **Modelo de Mander**

Este modelo propuesto por Mander et al. (1988), está definido por una curva continua que considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ε_c , sino también la resistencia a compresión del concreto. Es aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas, (Popovics, 1973).

En este modelo la deformación unitaria última o de falla ε_{cu} del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes. En la Fig. 1 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por (Mander et al., 1988).

Mander propuso un modelo unificado aproximado para hormigón confinado aplicable tanto a formas circulares como rectangulares con refuerzo transversal. El modelo tensión – deformación ilustrado en la Fig 1 está basado como se mencionó anteriormente en una ecuación propuesta por Popovics.

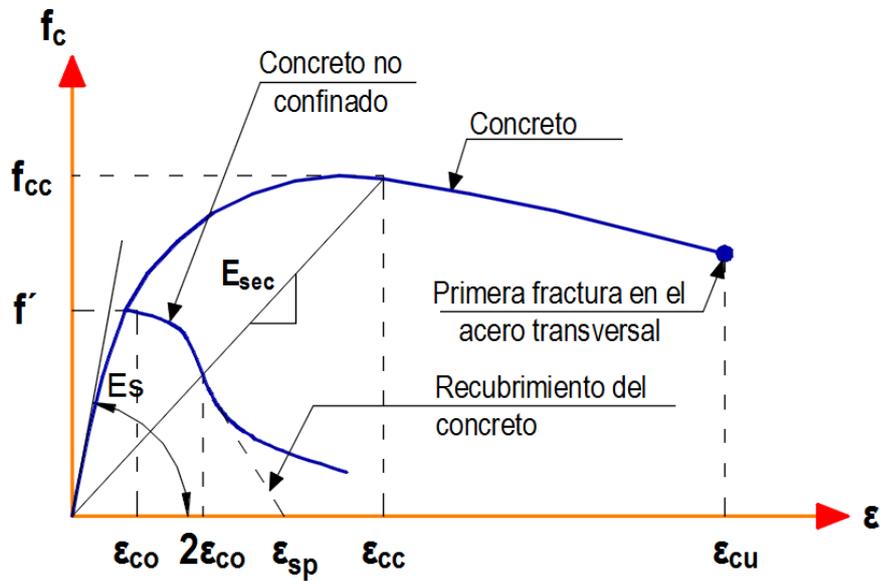


Fig. 1 Comparación de los modelos esfuerzo - deformación para un concreto simple y uno confinado, (Mander et al., 1988).

La curva esfuerzo deformación propuesta por Mander et al. (1988), se define mediante las siguientes expresiones:

$$f_c := \frac{x \cdot r \cdot f_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad \text{ec. 1.0}$$

$$x := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{ec. 2.0}$$

$$r := \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{ec. 3.0}$$

$$\varepsilon_{cc} := \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad \text{ec. 4.0}$$

Dónde:

f'_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado

f'_c : Resistencia máxima del concreto no confinado

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto

ϵ_{cu} : Deformación unitaria última

ϵ_{co} : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto f'_c

ϵ_{sp} : Deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto

ϵ_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante

E_c : Modulo de elasticidad del concreto no confinado

E_{sec} : Modulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante

2.1.1.2 Modelo esfuerzo deformación para el Concreto Simple

A. Modelo de Hognestad

Uno de los modelos más conocidos y aceptados es el propuesto por Hognestad (1951), que es aplicable tanto para secciones circulares como para secciones rectangulares o cuadradas. La primera rama consiste en una parábola de segundo grado hasta alcanzar su resistencia máxima; después la curva desciende y esta rama se representa por medio de una recta con una pendiente “ \emptyset ”. Comúnmente la

deformación unitaria última o de aplastamiento del concreto ϵ_{cu} , tienen como valor más aceptado 0.0038.

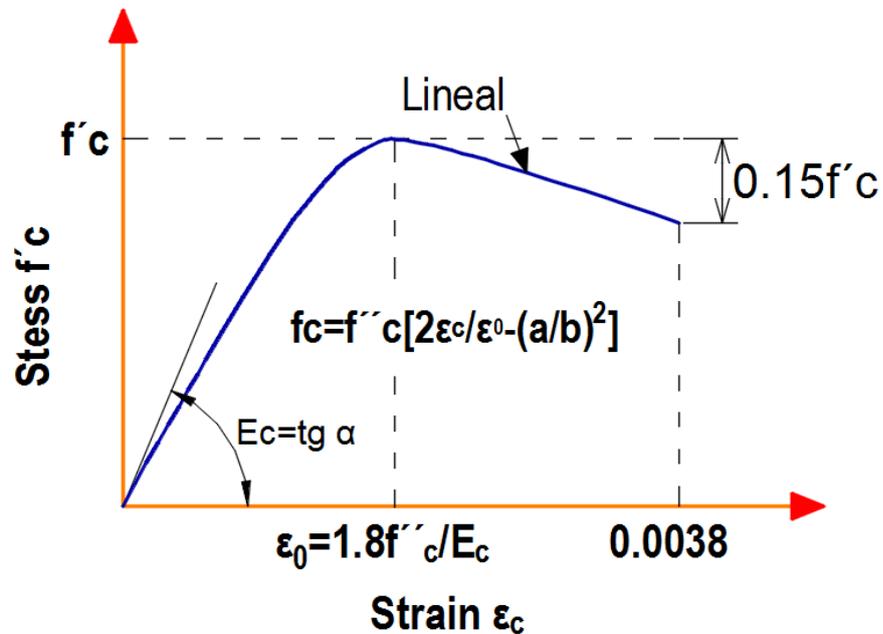


Fig. 2 Curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión, (Hognestad, 1951)

- Para la primera rama-

$$f_c := f'_c \cdot \left[\frac{2 \cdot \epsilon_0}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]; \quad 0 < \epsilon_c < \epsilon_0 \quad \text{ec. 5.0}$$

- Para la segunda rama

$$\epsilon_0 := \frac{2 \cdot f'_c}{E_c} \quad \text{ec. 6.0}$$

- Para la pendiente de la segunda rama

$$\phi := \frac{3 \cdot f'_c}{20 \cdot (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0)} \quad \text{ec. 7.0}$$

Dónde:

E_c : Modulo de elasticidad del concreto

f'_c : Resistencia máxima a compresión de un espécimen de concreto, ensayado en laboratorio

ε_0 : Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima del concreto, f'_c

2.1.1.3 Modelo esfuerzo deformación para el Concreto Confinado

A.- Modelo de Kent – Park

Este modelo se basa en pruebas experimentales, fue propuesto por Kent y Park, (1971) y es aplicable únicamente a secciones rectangulares o cuadradas. El modelo considera que el confinamiento no tiene efecto en la resistencia, en vista que es igual a la de un concreto simple. Estos modelos han sido capaces de representar el comportamiento de un gran número de elementos de concreto armado ensayados experimentalmente, algunos de estos ensayos se han reportado en trabajos recientes.

En la fig. 3 se comparan las curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple o no confinado y la de un concreto confinado de acuerdo al modelo propuesto por Kent y Park en el año 1971.

Las expresiones que definen a cada rama de la curva son las siguientes:

- Para la primera rama

$$f_{cA} := f'_c \cdot \left[\frac{2 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] ; \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_0 \quad \text{ec. 8.0}$$

- Para la segunda rama

$$f_{cB} := f'_c \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_0)] ; \quad \varepsilon_0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{20c} \quad \text{ec. 9.0}$$

- Para la tercera rama

$$f_{cC} := 0.20 \cdot f'_c \quad ; \quad \text{ec. 10}$$

$$Z := \frac{1}{2 \cdot (\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h - \varepsilon_0})} \quad ; \quad \text{ec. 11}$$

$$\varepsilon_{50u} := \frac{3 + \varepsilon_0 \cdot f'_c}{f'_c - 1000} \quad ; \quad \text{ec. 12}$$

$$\varepsilon_{50h} := \frac{3}{4} \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{b_s}{s}} \quad ; \quad \text{ec. 13}$$

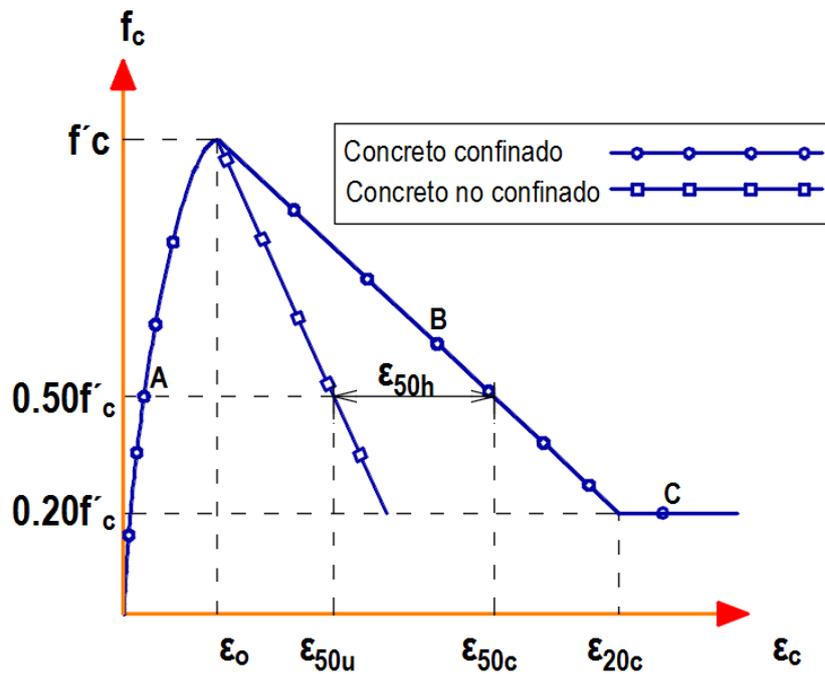


Fig. 3 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado (Kent y Park, 1971)

Dónde:

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto

ϵ_o : Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima a compresión del concreto f'_c

ϵ_{20c} : Deformación unitaria asociada al $0.20 f'_c$

b_c : Ancho de la sección

s : Separación entre los estribos

ρ_s : Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado

B.- Modelo de Mander

Este modelo es aplicable para elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento. Este modelo es el más utilizado en los análisis sísmicos de edificaciones y el que se utilizará en el modelo de la presente tesis.

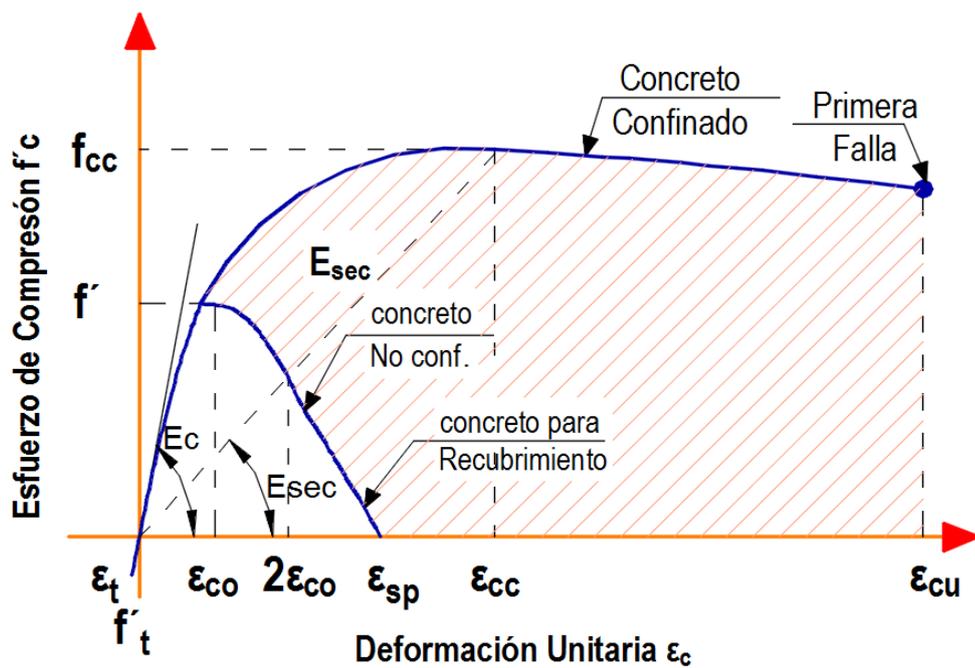


Fig. 4 Comparación de los modelos esfuerzo deformación para un concreto simple y uno confinado, (Mander et al. 1988)

Las relaciones esfuerzo deformación se describen por una sola curva (Figura 4) expresada por la siguiente ecuación (Paulay y Priestley, 1992).

$$f_c := \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad \text{ec. 14}$$

Dónde:

$$f_{cc} := f'_c \left(2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f'_l}{f'_c}} - \frac{2 \cdot f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad \text{ec. 15}$$

$$x := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad r := \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{ec. 16}$$

$$\varepsilon_{cc} := 0.002 \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad \text{ec. 17}$$

$$E_c := \left[\begin{array}{l} 5000 \cdot \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots \cdot (\text{MPa}) \\ 60000 \cdot \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots \cdot (\text{psi}) \end{array} \right] \quad \text{ec. 18}$$

Dónde:

f'_c : Resistencia máxima a compresión de un espécimen de concreto sin confinar

f'_{cc} : Resistencia máxima a compresión del concreto confinado

ε_{cc} : Deformación unitaria en el punto de máximo esfuerzo a la compresión

f'_l : Esfuerzo de confinamiento efectivo lateral.

2.2 Métodos de evaluación de la capacidad estructural o Resistencia

La capacidad estructural de un elemento o un sistema estructural es la habilidad que posee de resistir cargas o demandas sísmicas y que depende de la resistencia, deformación máxima y uso de la estructura. Para determinar esta capacidad se

utilizan procedimientos lineales y procedimientos no-lineales, los cuales se pueden aplicar considerando un modelo estático o dinámico.

A continuación, describiré los diferentes tipos de análisis sísmico y los parámetros que consideran cada uno.

2.2.1 Análisis Lineal

El análisis lineal considera un comportamiento de esfuerzo-deformación proporcional siguiendo la ley de Hooke, es decir se evalúa únicamente el rango elástico. Estos procedimientos generalmente se utilizan cuando las estructuras poseen una regularidad estructural en planta y en elevación.

Si la estructura posee una o más irregularidades, los procedimientos lineales resultan inadecuados para analizar debido a que se requiere un análisis más complejo de manera que el comportamiento se aproxime más a la realidad.

Los análisis lineales pueden brindar resultados inexactos si se aplican a edificios con sistemas estructurales irregulares; es decir, asimetría geométrica en planta y en elevación, salvo que sea capaz de responder al movimiento sísmico de manera elástica.

Aunque la tesis está netamente basada en el análisis no-lineal, es importante conocer los tipos de análisis en el rango lineal, ya que la mayoría de los métodos en la actualidad utilizan este análisis por ser más accesible. De la misma manera que el análisis no-lineal, se divide en dos: Análisis estático lineal y Análisis dinámico lineal.

2.2.1.1 Análisis Estático Lineal

El procedimiento estático lineal más conocido como estáticos equivalentes, tal como se especifica en el ítem 4.5 de la norma E.030 (RNE, 2006), se utiliza para calcular los desplazamientos, las deformaciones unitarias, las tensiones y las fuerzas de reacción bajo el efecto de cargas aplicadas.

El análisis estático lineal realiza las siguientes suposiciones:

Suposición estática: Todas las cargas se aplican lenta y gradualmente hasta que alcanzan sus magnitudes completas, es decir, las cargas permanecen constantes (sin variación en el tiempo).

Suposición de linealidad: La relación entre cargas y respuestas inducidas es lineal. Por ejemplo, si duplica las cargas, la respuesta del modelo (desplazamientos, deformaciones unitarias y tensiones) también se duplica.

Pueden realizar la suposición de linealidad si:

- Todos los materiales del modelo cumplen con la Ley de Hook, esto es, la tensión es directamente proporcional a la deformación unitaria.
- Los desplazamientos inducidos son lo suficientemente pequeños como para ignorar el cambio en la rigidez causado por la carga.
- Las condiciones de contorno no varían durante la aplicación de las cargas. Las cargas deben ser constantes en cuanto a magnitud, dirección y distribución. No deben cambiar mientras se deforma el modelo.

En el Procedimiento Estático Lineal (LSP), la estructura se modela como un sistema generalizado de un grado de libertad y con una rigidez lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes, las cuales son obtenidas mediante la distribución en altura del cortante basal y se determinan las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura mediante un análisis estático lineal.

El edificio es modelado con rigidez lineal elástica y amortiguamiento viscoso equivalente, de manera que se acerquen a valores esperados para cargar cerca del punto de rendimiento máximo. Las demandas del sismo de diseño son representadas por fuerzas laterales estáticas cuya suma es igual a la carga lateral, que en general es el corte basal definido en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

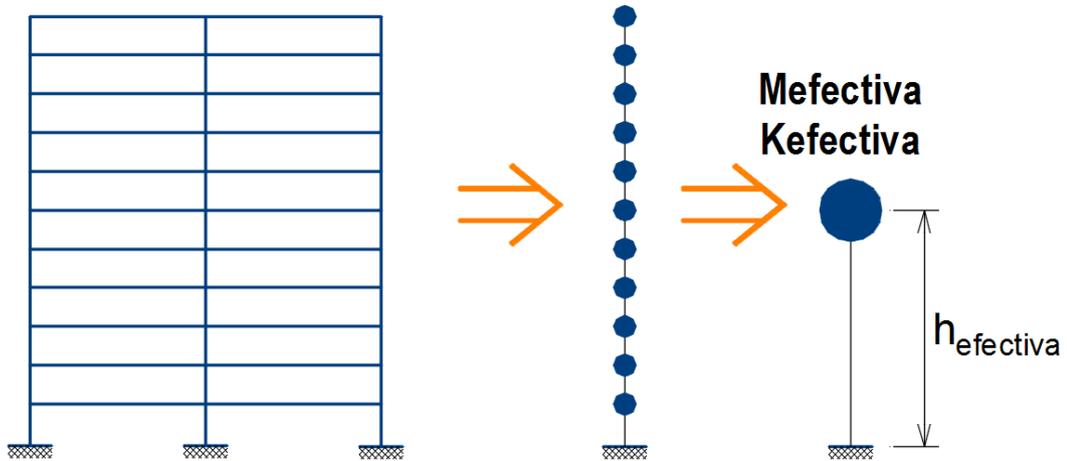


Fig. 5 Diagrama equivalente de 01 grado de libertad

$$V := \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad \text{ec. 19}$$

V: Fuerza cortante en la base

P: Peso total de la estructura

$$C := \frac{T_p}{T} \quad \text{ec. 20}$$

V: Factor de Amplificación Sísmica

Parámetros sísmicos utilizados

Z	Factor de Zona (Zona 3)
U	Factor de uso (Edificación de categoría C)
S	Factor de suelo (Suelos intermedios)
T _p	Periodo predominante del suelo (Suelos intermedios)
R	Coefficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
CT	Coefficiente para estimar el periodo predominante

2.2.1.2 Análisis Dinámico Lineal

Normados en nuestro reglamento en el ítem 4.6 y 4.7 de la norma E.030.

Estos métodos se clasifican principalmente en:

a) Métodos basados en tiempo-historia:

Cuando se usan registros de aceleración y las respuestas estructurales se conocen a lo largo de toda la duración del evento sísmico.

b) Métodos basados en el espectro de respuesta:

Cuando se trabaja con los espectros obtenidos de los registros de aceleración, combinando los aportes de cada modo, a fin de obtener un valor representativo de la respuesta; ya que la falta de simultaneidad de las máximas respuestas en cada modo de vibración implica la necesidad de combinarlas adecuadamente.

En tal sentido, es un análisis que ofrece mejores resultados ya que la estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente.

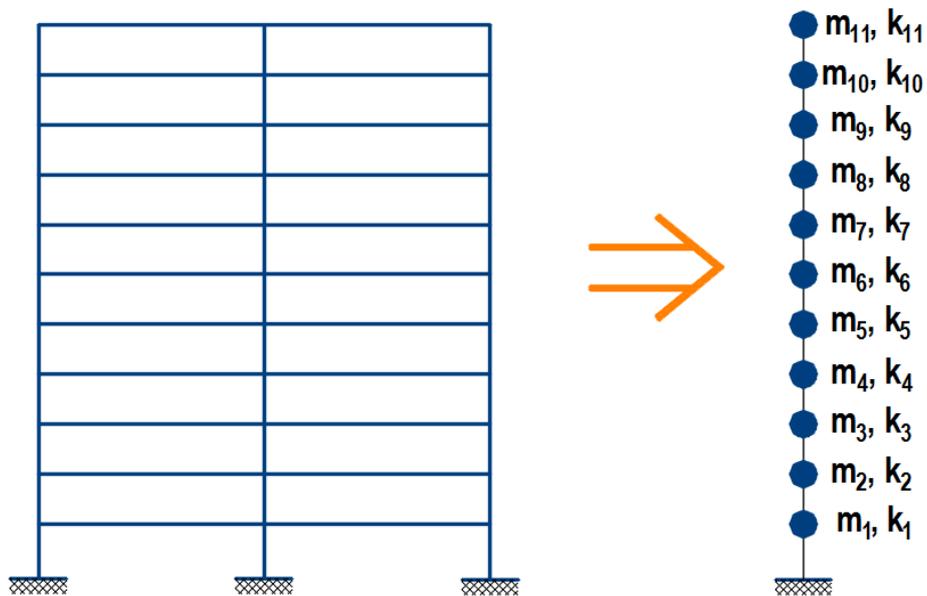


Fig. 6 Diagrama equivalente de múltiples grados de libertad

Los análisis dinámicos revelan que las demandas establecidas por los esfuerzos resultantes en algunas zonas críticas aumentan notablemente y constituyen puntos vulnerables en caso de que actúen fuerzas sísmicas de gran intensidad.

2.2.2 Análisis no-lineal

Al utilizar este procedimiento, es posible aproximarse al comportamiento del edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incerteza; es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial colapso progresivo.

En la actualidad en Estados Unidos y Europa las nuevas provisiones sísmicas requieren que los ingenieros estructurales efectúen un análisis no-lineal. Para poder implementar correctamente un análisis no-lineal es necesario contar con la información adecuada sobre la estructura.

Los métodos de análisis no-lineal se clasifican en dos grandes grupos: los análisis estáticos no-lineal y los análisis dinámicos no-lineal. Ambos requieren de un extenso conocimiento de las características de los materiales, principalmente de aquellas que tienen relación con propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas (Meneses, 2006).

2.2.2.1 Análisis Estático no-lineal

El análisis estático no-lineal considera parámetros más específicos sobre deformación de materiales donde los edificios son sometidos a cargas laterales provocadas por sismos. El objetivo principal de realizar este análisis no-lineal es verificar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

Los procedimientos estáticos más usados son: (i) El método del espectro de capacidad (CSM), propuesto por Freeman, incluido en el ATC-40 y mejorado en el FEMA-440; (ii) el método del coeficiente de desplazamiento (DCM), presentado inicialmente en el FEMA-273, FEMA-274 y FEMA-356 y recientemente mejorado en FEMA-440; y, el método N2, desarrollado por Fajfar y

adoptado por el Euro código 8. El objetivo principal de todo procedimiento estático no lineal es caracterizar la respuesta de la estructura bajo una acción sísmica en términos de desplazamientos. Todos estos métodos están basados en un proceso que consta de dos pasos básicos. El primer paso consiste en determinar un sistema equivalente de un grado de libertad por medio de la curva de capacidad obtenida en un análisis estático no lineal tipo pushover (AENL). El segundo paso consiste en la caracterización de la demanda sísmica en términos de espectro de respuesta elástica sobre amortiguada (en el caso del CSM) o en términos de espectro de diseño inelástico (en el caso del DCM y N2). El desplazamiento máximo se determina a través del llamado “punto de desempeño”, como indicador del nivel de daño producido en la estructura.

En realidad casi todas las estructuras se comportan de manera no-lineal pero los ingenieros realizamos una simplificación e idealización al problema y casi siempre hacemos análisis lineales.

2.2.2.1.1 Método de análisis de colapso (Pushover)

Más conocido como Pushover, por su nombre en inglés, o por sus siglas Análisis Estático No-lineal (AENL), cuya principal característica es la de usar sistemas equivalentes de un grado de libertad, para modelar una estructura de múltiples grados de libertad y que únicamente nos permiten apreciar respuestas globales de la estructura.

Fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra y Goel, 2001), y permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo "Pushover", con distribuciones de fuerzas laterales equivalentes invariantes en la altura, que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico, y emplea de manera aproximada, la teoría clásica de la dinámica de estructuras. A partir de esto, se determina la capacidad resistente de la estructura e información del comportamiento no-lineal, como por ejemplo, la secuencia en que las secciones van ingresando al rango no-lineal, los desplazamientos laterales en cada incremento de carga, drift de entrepisos, ductilidades, fallas de elementos por flexión y corte, esfuerzos, etc.

Es una técnica simple y eficiente que se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas.

En este análisis primero actúan las cargas gravitacionales permanentes de la estructura, produciéndose las primeras deformaciones, luego actúan las cargas laterales que se incrementan de manera monotónica y se mantienen constantes, es decir, en un solo sentido hasta que se forma la primera rótula plástica, presentado una redistribución de la rigidez de la estructura, así continua un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente. Sucede lo mismo con las cargas laterales en la otra dirección.

En tal sentido, el análisis estático no-lineal consiste en un análisis por carga gravitacional y dos por cargas laterales en ambas direcciones. Asimismo las curvas Pushover muestran la capacidad de la estructura y su comportamiento inelástico.

Este comportamiento y capacidad variará, de acuerdo, al detallado de los miembros estructurales. La capacidad deberá compararse con la demanda en el caso de estudio de estructuras existentes y con base en esta comparación se tomará la decisión de si se debe reforzar o no la edificación.

Una ilustración del Pushover se puede identificar en la Fig. 07.

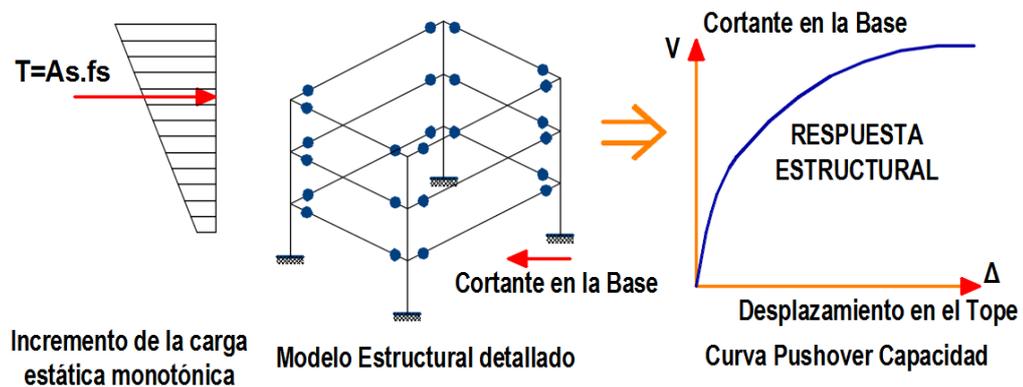


Fig. 7 Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad

Debido a que el modelo estructural representa directamente los efectos tanto de no-linealidad del material como de no-linealidad geométrica, el (AENL) es un

método de estimación de capacidad de la estructura a través de un conjunto de funciones que representan los efectos de inercia del terremoto.

Existen varios métodos para realizar este análisis dentro de los cuales se tienen: (FEMA-356, 2000) y (ATC-40, 1996). Ambos tienen como común denominador de representar gráficamente los resultados del pushover en términos de desplazamiento del techo vs cortante de la base del edificio.

El análisis estático no-lineal (AENL) es capaz de detectar debilidades de diseño que el análisis elástico no puede detectar. Por ejemplo en el análisis estático lineal, se tiene debilidades, tales como mecanismos en pisos que no puede ser detectados fácilmente (Elnashai & Di Sarno, 2008). La gran ventaja de este análisis con respecto al análisis estático lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no-lineal del material (mientras que el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos durante un sismo (Moreno, 2006)

A continuación describo los pasos necesarios para realizar el análisis pushover:

1. Crear el modelo computacional.
2. Ingresar las características constitutivas de los materiales.

3. Ingresar las dimensiones de las secciones de los miembros y el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal y el detallado de cada uno de ellos.
4. Elige un nodo de control de desplazamiento, ejemplo sería uno ubicado en el último piso del edificio, preferiblemente en el centro de masa del mismo.
5. Calcular la resistencia real de las vigas y las columnas.
6. Indicar la posible ubicación donde podría formarse las rótulas plásticas en los miembros estructurales.
7. Aplicar fuerzas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura, incluyendo cargas a gravedad.
8. Incrementar las fuerzas laterales.
9. Graficar el cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura.
10. Revisar los criterios de aceptación en los elementos.
11. Aplicar un nuevo incremento de carga hasta que otro grupo de elementos alcancen la fluencia.
12. Agregar los valores obtenidos del cortante y el desplazamiento en el tope a los valores previos y graficarlos.
13. Repetir los pasos 11 y 12 hasta que la estructura alcance la falla.

2.2.2.1.2 Limitaciones del análisis estático no-lineal

Una de las limitantes del análisis pushover es la suposición que la estructura vibra en el primer modo, lo cual no se cumple para edificios de gran altura, ni para edificios asimétricos. Además de esa limitación, este método como su nombre lo indica, está basado en fuerzas estáticas por lo que no puede predecir un comportamiento para cargas cíclicas.

El análisis pushover se enfoca solo en la energía de deformación de una estructura, por lo que este procedimiento puede conducir a depreciar la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso (Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, 2006).

El daño estructural es función tanto de la deformación como de la energía sísmica. El procedimiento utilizado en el análisis de pushover asume implícitamente que el daño estructural depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada en la estructura. Entonces, la aplicabilidad de esta medida de daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática (Bonett, Díaz, 2003).

Se encontró que la construcción de la curva capacidad, necesaria para implementar un análisis pushover, es muy sensible a la distribución horizontal de carga, lo que en teoría no debería de suceder.

2.2.2.2 Análisis dinámico no-lineal

El análisis dinámico no lineal (ADNL) es la manera “exacta” de obtener la respuesta sísmica inelástica de estructuras sometidas a movimientos sísmicos importantes. Para llevar a cabo un ADNL es necesario contar con registros de aceleraciones del terreno ya sean reales o simulados, o una combinación de estos. La ejecución de un ADNL requiere de programas especializados y un manejo minucioso de los datos, por lo que su uso se limita a estructuras especiales.

a.1 Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El IDA es un método de análisis paramétrico que se utiliza para estimar el desempeño estructural bajo cargas sísmicas. Implica realizar una serie de ADNL en los cuales se somete un modelo estructural a uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a distintos niveles de intensidad, para producir una o varias curvas parametrizadas versus nivel de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2001). Cada punto de la curva IDA está asociado a un parámetro de respuesta definido (DM, por sus siglas en inglés Damage Measure) y a un nivel de intensidad (IM, por sus siglas en inglés, Intensity Measure), obtenidos de cada uno de los ADNL. Como DM se puede tomar el nivel de distorsión máxima, rotación nodal máxima, desplazamiento de azotea, cortante basal, aceleración de entrepiso, etc. De esta manera una curva IDA muestra todas las etapas del comportamiento de una estructura, desde la etapa elástica lineal, el punto de la primera la fluencia, la

progresión de daño (formación de articulaciones plásticas), hasta llegar al estado de colapso.

El mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no-lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras; sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de una definición clara de ciertos parámetros, como por ejemplo: Características de frecuencias, ruptura, etc. (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no-lineal. La diferencia principal es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Este es procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración (Safina Melone, 2002).

Los niveles de desempeño pueden ser identificados a través de una curva IDA, para ello existen varios criterios que nos señalen que se ha alcanzado un objetivo de diseño. De acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002) estos criterios pueden estar asociados a un valor del parámetro de daño DM (distorsiones de entrepiso,

rotaciones plásticas máximas, etc.), o a un nivel de intensidad IM (movimiento sísmico con diferentes periodos de retorno), y también como presentar en la curva una tangente igual o menor al 20% de la rama elástica. Sin embargo, hay que tener presente que puede existir uno o más puntos que cumplen con dichos criterios y lo más lógico sería tomar el menor de ellos. Lo anterior dependerá del objetivo final para el cual se está realizando el estudio.

A diferencia de la etapa elástica lineal o el punto de fluencia, el punto de colapso no es fácil de identificar. Se puede tomar el colapso cuando se ha excedido un nivel de intensidad IM asociado a un periodo de recurrencia dado, o bien cuando se ha excedido un nivel de daño DM, por ejemplo, cuando se excede el límite de distorsión de entrepiso. El FEMA 356 (FEMA, 2000) sugiere que se tome como un índice de daño el cambio de pendiente en la curva IDA, si ésta llegará a ser menor del 20% de la pendiente elástica, se considera que ha colapso la estructura. Resulta difícil poder identificar el punto de colapso de una estructura, entre otras cosas se tienen que revisar los niveles de deformaciones locales a ese punto y los índices de daño correspondientes.

2.3 Curva de Capacidad

La curva de Capacidad de una estructura es representada por la gráfica que relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el

nivel superior de la estructura (ver figura 8). Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos vibración.

La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales, es decir, del concreto, acero y la combinación de ambos. Asimismo, la finalidad de obtener la curva de Capacidad es poder identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de la estructura.

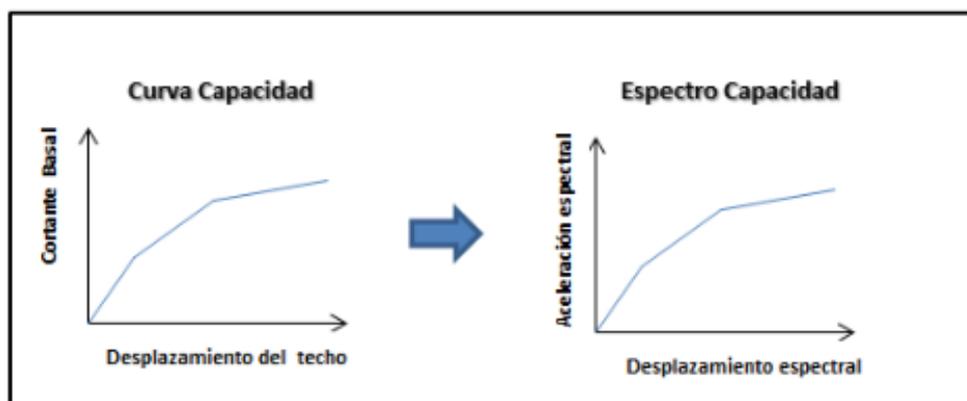


Fig. 8 Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad

El estudio de la Curva de Capacidad es parte de toda una filosofía de diseño llamada “Diseño por Capacidad”, cuyo objetivo principal es conseguir una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo severo, lo que orienta a evitar el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia.

Para lograr esto, se requiere deformar a la estructura inelásticamente. La importancia de este análisis inelástico la explica el profesor Tom Paulay:

Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, se requiere aplicar alguna metodología de análisis no-lineal. Asimismo el modelo de capacidad del edificio es una curva de capacidad idealizada del edificio definida por dos puntos de control característicos que son la Capacidad de Fluencia, y la Capacidad Última que definimos a continuación:

Capacidad de Fluencia (Y_c): Es la fuerza lateral de resistencia del edificio antes que el sistema estructural haya desarrollado la respuesta no-lineal.

Capacidad Última (U_c): Es la máxima fuerza del edificio cuando todo el sistema estructural del edificio ha alcanzado completamente un estado plástico.

Hasta el punto de fluencia, la capacidad del edificio se asume lineal con rigidez basada en un periodo fundamental estimado de la edificación. Entre el punto de

fluencia y el punto último, la transición en pendiente de la curva de capacidad de un estado esencialmente elástico a uno completamente plástico. (Martínez, 2005)

2.4 Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

1. Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
2. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
3. La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC, 1996).

A continuación se definirán los niveles de desempeño esperados y los rangos en los cuales estos se pueden encontrar establecidos por el ATC-40 y FEMA 356.

2.4.1 Nivel de Desempeño propuesto por el ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos

estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

2.4.1.1 Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras.

Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas “structural Performance” y “n” es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata (SP-1):** Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes

de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

- **Daño controlado (SP-2):** Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de SP-1(ocupación inmediata) A SP-3 (seguridad de vida). La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- **Seguridad de Vida (SP-3):** Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
- **Seguridad limitada (SP-4):** Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural (SP-5):** Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy

cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales.

A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- **No considerado (SP-6):** Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

2.4.1.2 Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida.

- **Operacional (NP-A):** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

- **Ocupación inmediata (NP-B):** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad de Vida(NP-C):** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida (NP-D):** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- **No considerado (NP-E):** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

2.4.1.3 Niveles para las estructurales

En la Tabla 1 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. En la Tabla N° 1 se muestra cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura.

Tabla N° 1: Niveles de desempeño de las Estructuras (ATC, 1996)

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1 - B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

- **Operacional (1-A):** Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las

reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.

- **Ocupación inmediata (1-B):** Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad de Vida (3-C):** La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- **Estabilidad estructural (5-E):** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los

ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y en algunos casos, demoler la estructura.

2.4.2 Nivel de Desempeño propuesto por el FEMA 356

El objetivo principal resulta de una combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural, y se representará en forma alfanumérica.

2.4.2.1 Niveles para los elementos estructurales

Los niveles de desempeño estructural para un edificio, están constituidos por cuatro niveles discretos y dos intermedios. **Los niveles discretos** son: Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, S-1), Seguridad de Vida (“Life Safety”, S-3), Prevención del Colapso (“Collapse Prevention”, S-5), y No Considerado (“Not Considered”, S-6).

Los niveles intermedios son: Control de Daños (“Damage Control Range”, S-2), y el de Seguridad Limitada (“Limited Safety Range”, S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños.

- **Ocupación Inmediata, S-1:** Es el nivel de desempeño estructural que se define como el estado de daño post-sismo, que sigue siendo seguro para la

ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura antes del evento (muy poco daño estructural puede ocurrir, así como el riesgo de heridos es muy bajo).

- **Control de daños (S-2):** Se define como un rango continuo de daño entre los niveles de desempeño estructural S3 (Seguridad de Vida) y el S-1 (Ocupación Inmediata). Puede ser deseable cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación o interrupción de equipos valiosos, o preservar elementos históricos, cuando el costo para el nivel S-1 es excesivo.
- **Seguridad de Vida (S-3):** Es el nivel de desempeño, que se define como el estado post-sismo que incluye daño estructural, pero conserva un margen contra el inicio de un parcial o total colapso. Algunos elementos estructurales pueden estar severamente dañados, pero no se ha dado lugar a la caída de escombros dentro o fuera del edificio.

Puede haber heridos durante el sismo, pero el riesgo de lesiones mortales, como producto de un daño estructural se espera a que sea bajo. Se podría reparar la estructura, pero por razones económicas se considera que es una medida no práctica. Mientras el daño estructural no represente un inminente colapso, es prudente que se implementen medidas de reparación o la instalación de elementos temporales previos a la reocupación.

- **Seguridad Limitada (S-4):** Es el nivel de desempeño estructural que se define como el rango continuo de daño, entre los niveles S-3 y S-5.
- **Prevención del Colapso (S-5):** Es el nivel de desempeño estructural que incluye daños a los componentes estructurales, la estructura continúa soportando cargas de gravedad, pero no conserva un margen ante el colapso, el edificio está frente a un parcial o total colapso. El daño ha ocurrido incluyendo un significativo deterioro de la resistencia y rigidez del sistema resistente a fuerzas laterales, se presentan deformaciones laterales permanentes y en menor grado, la degradación en la capacidad vertical de soportar cargas. Se pueden presentar significativos riesgos de heridos como resultado de la caída de escombros. La estructura no es técnicamente reparable, ni es segura para su reocupación. Se podría producir el colapso ante una réplica.
- **No considerado (S-6):** En programas de rehabilitación que no se ocupan del desempeño estructural de un edificio, se puede indicar que tienen un nivel de desempeño No Considerado.

En la tabla N° 02 se muestra los niveles de desempeño estructural que se encuentran en el FEMA 356

Tabla N° 2: Niveles de Desempeño Estructural y Daños en elementos verticales de Concreto Armado

		Structural Performance Levels		
Elements	Type	Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

Fuente: FEMA 356

2.4.2.2 Niveles para los elementos no estructurales

Lo niveles de desempeño no estructurales se deben de elegir de cinco niveles discretos, que son: Operativo (“Operational”, N-A), Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, N-B), Seguridad de Vida (“Life Safety”, N-C), Reducción de Daños (“Hazards Reduced”, N-D), y No Considerado (“Not Considered”, N-E).

Como componentes no estructurales se consideran a los elementos arquitectónicos como divisiones, revestimiento exterior y techos; componentes mecánicos y eléctricos, sistemas de alto voltaje, plomería, sistemas de extinción de fuego,

luminarias. Los muebles como computadores y archivadores, se incluyen en las tablas del FEMA, pero generalmente no son cubiertas por requerimientos específicos.

- **Operativo (N-A):** En este nivel de desempeño, se consideran que los componentes no estructurales, pueden soportar todas las funciones pre-sísmicas. Los requerimientos y criterios de aceptación de diseño no están incluidos en el criterio de los niveles de desempeño, por lo que se debe de consultar a los requerimientos de fabricación para asegurar su desempeño, por ejemplo normativas mecánicas y/o eléctricas.
- **Ocupación Inmediata (N-B):** Este nivel de desempeño se define, como el estado de daño post-sísmico, que incluyen daños a los elementos no estructurales, pero los elementos de acceso al edificio (puertas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, extintores de fuego, etc.), se mantienen operativos y disponibles.

Se presume que el edificio es estructuralmente seguro, así como los ocupantes se pueden mantener seguros dentro del mismo, pero algunas labores de limpieza e inspección deben ser requeridas. Los componentes mecánicos y eléctricos dentro del edificio son estructuralmente seguros. Sin embargo algunos elementos pueden presentar algunos daños internos y estar inoperables. La energía, agua, gas natural, líneas de comunicación y otros

servicios para el normal funcionamiento del edificio pudieran no estar operativos. El riesgo de heridos mortales, debido al daño no estructural debe ser mínimo.

- **Seguridad de Vida (N-C):** El nivel de desempeño de Seguridad de Vida no estructural, es el estado de daño después del sismo, que incluye daños a los componentes no estructurales, pero los daños no son peligrosos para la vida. Ocurren daños significativos y costosos, a los componentes no estructurales pero éstos no son arrojados ni caen, amenazando la seguridad de vida, ya sea en el interior o en el exterior del edificio.

Las rutas de salida del edificio no están extensamente bloqueadas, pero podrían estar afectados por desperdicios ligeros. Los sistemas eléctricos, plomería, y sistemas de extinción de fuego han sido dañados, resultando en inundaciones locales. Mientras pueden ocurrir heridos, por la falla de los elementos no estructurales, el riesgo de lesiones mortales es bajo.

- **Reducción de Daños (N-D):** Este nivel de desempeño se puede definir, como el estado post-sísmico que incluyen daños a los componentes no estructurales que pueden ocasionar caídas peligrosas, pero aún se mantienen los ambientes seguros y las caídas no ocurren en lugares de reuniones públicas.

- **No considerado (N-E):** En este nivel de desempeño se consideran a los proyectos de rehabilitación que no toman en cuenta los componentes no estructurales.

Los niveles de desempeño no estructural se encuentran en el FEMA 356 y se muestra en la Tabla N° 3.

2.4.2.3 Niveles de Desempeño en un Edificio

Se designa de forma alfanumérica con un numeral que representa el nivel de desempeño estructural y una letra representando el nivel de desempeño no estructural. En la Figura N° 10, se pueden observar algunos objetivos principales típicos:

En la Figura 9, se presentan las posibles combinaciones de objetivos principales y nombres probables.

- **Operacional (1-A):** Para que un edificio logre alcanzar el nivel de desempeño “Operacional” (1-A), deberá cumplir con el nivel de desempeño estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1) y los componentes no estructurales deben cumplir con el nivel de desempeño no estructural “Operacional” (N-A). Los edificios que cumplen con este nivel de desempeño, esperarán un mínimo o nada de daño en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio

es adecuado para su ocupación y funcionamiento normal, aunque podría presentarse algún impedimento con la energía, agua, y otros servicios necesarios que provean sistemas de emergencia. Los edificios en este nivel, plantean un riesgo muy bajo para la seguridad de vida. Económicamente no resulta muy práctico diseñar para este nivel de desempeño, sólo justificándose para edificios que brindan servicios esenciales.

Tabla N° 3: Niveles de Desempeño No Estructural y Daño en componentes Arquitectónicos

Table C1-5 Nonstructural Performance Levels and Damage¹—Architectural Components

Component	Nonstructural Performance Levels			
	Hazards Reduced ² N-D	Life Safety N-C	Immediate Occupancy N-B	Operational N-A
Cladding	Severe distortion in connections. Distributed cracking, bending, crushing, and spalling of cladding elements. Some fracturing of cladding, but panels do not fall in areas of public assembly.	Severe distortion in connections. Distributed cracking, bending, crushing, and spalling of cladding elements. Some fracturing of cladding, but panels do not fall.	Connections yield; minor cracks (<1/16" width) or bending in cladding.	Connections yield; minor cracks (<1/16" width) or bending in cladding.
Glazing	General shattered glass and distorted frames in unoccupied areas. Extensive cracked glass; little broken glass in occupied areas.	Extensive cracked glass; little broken glass.	Some cracked panes; none broken.	Some cracked panes; none broken.
Partitions	Distributed damage; some severe cracking, crushing, and racking in some areas.	Distributed damage; some severe cracking, crushing, and racking in some areas.	Cracking to about 1/16" width at openings. Minor crushing and cracking at corners.	Cracking to about 1/16" width at openings. Minor crushing and cracking at corners.
Ceilings	Extensive damage. Dropped suspended ceiling tiles. Moderate cracking in hard ceilings.	Extensive damage. Dropped suspended ceiling tiles. Moderate cracking in hard ceilings.	Minor damage. Some suspended ceiling tiles disrupted. A few panels dropped. Minor cracking in hard ceilings.	Generally negligible damage. Isolated suspended panel dislocations, or cracks in hard ceilings.
Parapets & Ornamentation	Extensive damage; some falling in unoccupied areas.	Extensive damage; some falling in unoccupied areas.	Minor damage.	Minor damage.
Canopies & Marquees	Moderate damage.	Moderate damage.	Minor damage.	Minor damage.
Chimneys & Stacks	Extensive damage. No collapse.	Extensive damage. No collapse.	Minor cracking.	Negligible damage.
Stairs & Fire Escapes	Extensive racking. Loss of use.	Some racking and cracking of slabs. Usable.	Minor damage.	Negligible damage.
Doors	Distributed damage. Many racked and jammed doors.	Distributed damage. Some racked and jammed doors.	Minor damage. Doors operable.	Minor damage. Doors operable.

Fuente: FEMA 356

- **Ocupación Inmediata (1-B):**

Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales deberán cumplir con el nivel de desempeño S-1 (Ocupación Inmediata); y los componentes no estructurales, cumplir con el nivel de desempeño N-B (Ocupación Inmediata).

Se esperará un daño mínimo o ninguno en sus elementos estructurales y sólo un menor daño en sus componentes no estructurales. Podría ser segura la ocupación inmediata del edificio, pero los sistemas no estructurales podrían no funcionar, debido a la pérdida de energía eléctrica o daños internos en el equipo.

Por tanto, aunque la ocupación inmediata es posible, es necesario realizar la limpieza y reparación y esperar la restauración de los servicios necesarios para que el edificio funcione normalmente.

El riesgo para la seguridad de vida es muy bajo. Este nivel provee mucha de la protección obtenida en el nivel de desempeño anterior (1-A), pero sin los costos de proveer servicios necesarios y calificación sísmica rigurosa para el funcionamiento de los equipos.

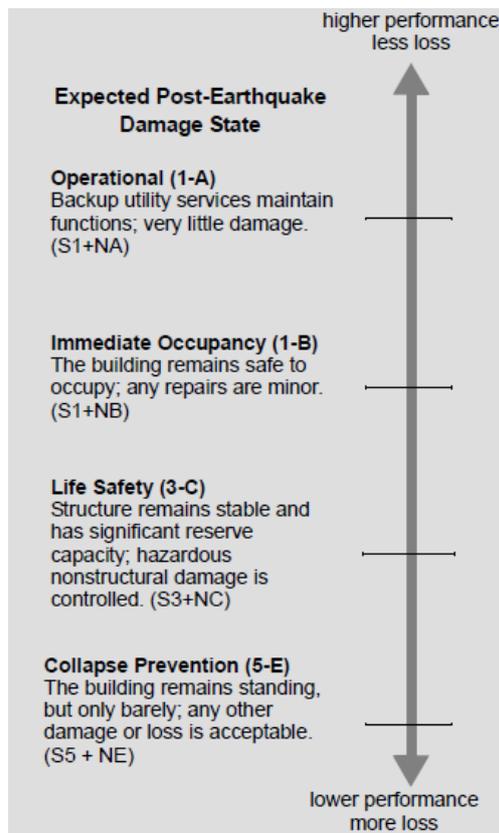


Fig. 9 Niveles principales de desempeño de un Edificio

- **Seguridad de Vida (3-C):**

Para alcanzar el nivel de desempeño para edificios de “Seguridad de Vida”, se deben de cumplir con los niveles de desempeño estructural de Seguridad de Vida (S-3); y para los componentes no estructurales, el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (N-C). Los edificios en este nivel de desempeño, pueden experimentar daños en los elementos estructurales y no estructurales. Se puede requerir una reparación previa a la reocupación del edificio, y esta reparación

se puede considerar inviable. El riesgo de seguridad de vida en este nivel de desempeño es bajo.

- **Prevención del Colapso (5-E):**

Para alcanzar este nivel de desempeño, los elementos estructurales deben de alcanzar el nivel de desempeño S-5 (Prevención del Colapso); no se considera un nivel de desempeño a los elementos no estructurales (N-E). En este nivel de desempeño se puede esperar un significativo riesgo a la seguridad de vida, como resultado de la falla de los elementos no estructurales. Sin embargo, como el edificio no colapsa, grandes pérdidas de vida pueden ser evitadas. Muchos edificios en este nivel se considerarán como pérdidas económicas.

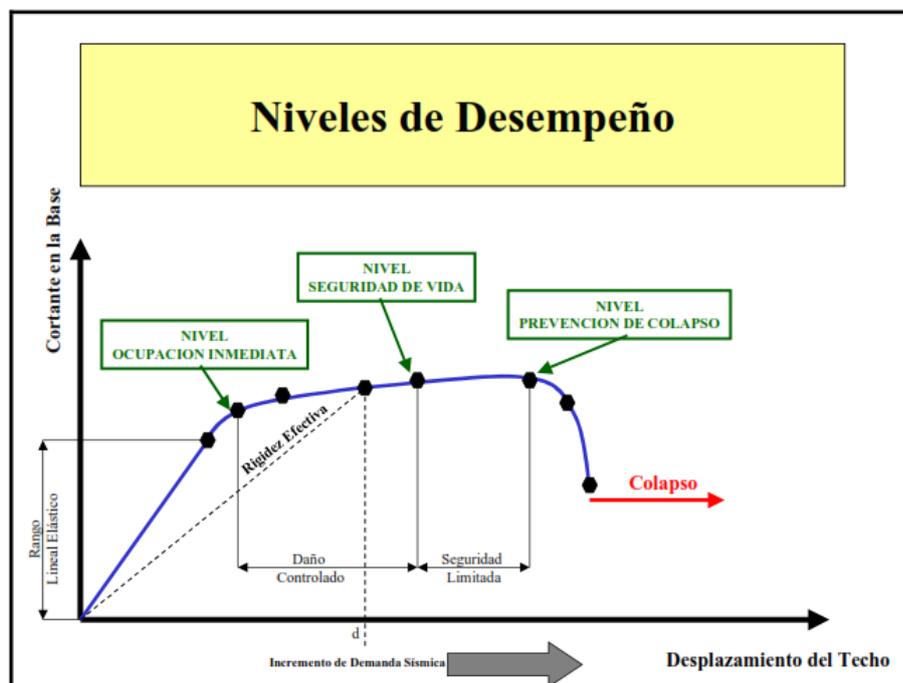


Fig. 10 Niveles de desempeño

En términos generales en la figura N° 10 se aprecia los niveles de desempeño. Este enfoque aun no es incorporado en nuestras Normas, pero indefectiblemente ello ocurrirá en los próximos años. La realidad de nuestras estructuras es inelástica y aleatoria.

Tabla N° 4: Niveles y Rangos de Desempeño para objetivos Principales de un Edificio

<i>Table C1-8 Target Building Performance Levels and Ranges</i>						
Structural Performance Levels and Ranges						
Nonstructural Performance Levels	S-1 Immediate Occupancy	S-2 Damage Control Range	S-3 Life Safety	S-4 Limited Safety Range	S-5 Collapse Prevention	S-6 Not Considered
N-A Operational	Operational 1-A	2-A	Not recommended	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-B Immediate Occupancy	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-C Life Safety	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Hazards Reduced	Not recommended	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E Not Considered	Not recommended	Not recommended	Not recommended	4-E	Collapse Prevention 5-E	No rehabilitation

2.5 Espectro de Capacidad

Según Sigmund Freeman (1995), el método espectro capacidad constituye un procedimiento para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido.

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura, se requiere cambiar cada punto que constituye a la curva de capacidad (pushover) a un formato de aceleración espectral (S_a) y desplazamiento espectral (S_d).

2.5.1 Obtención de la curva de capacidad de la Estructura

La capacidad de la estructura puede ser representada por una curva Pushover. Ésta representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Por lo general se usa un patrón de distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical del edificio, que corresponde a la primera forma modal (Fajardo, 2012).

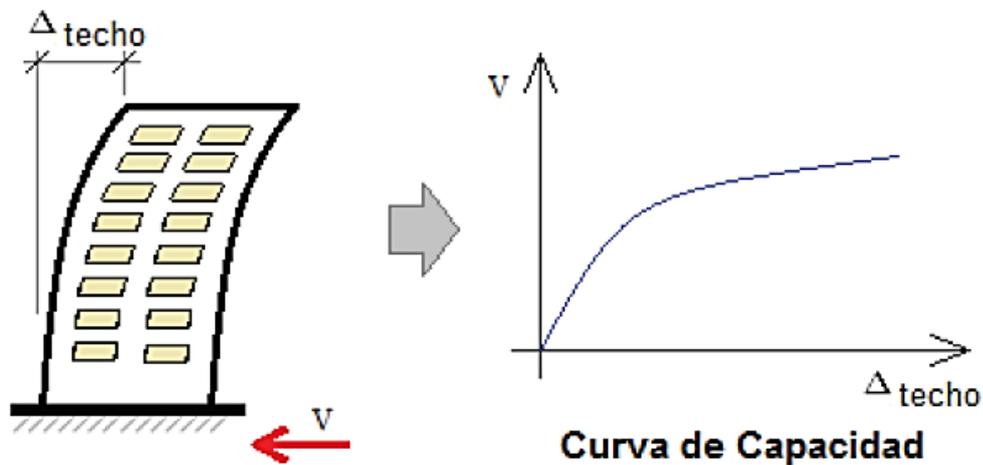


Fig. 11 Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad

Fuente (Aguilar, 2008)

El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos de los

componentes estructurales. Una distribución de la fuerza lateral es aplicada, nuevamente, hasta la ocurrencia significativa de la fluencia de otros componentes estructurales. Este proceso es continuado hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que límites pre-establecidos son alcanzados (Aguiar, 2008).

2.5.2 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual está descrita en términos de la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento (asociado a dicha fuerza) en el tope de la misma, en un espectro de respuesta en el formato de aceleración desplazamiento (ATC-40, 1996).

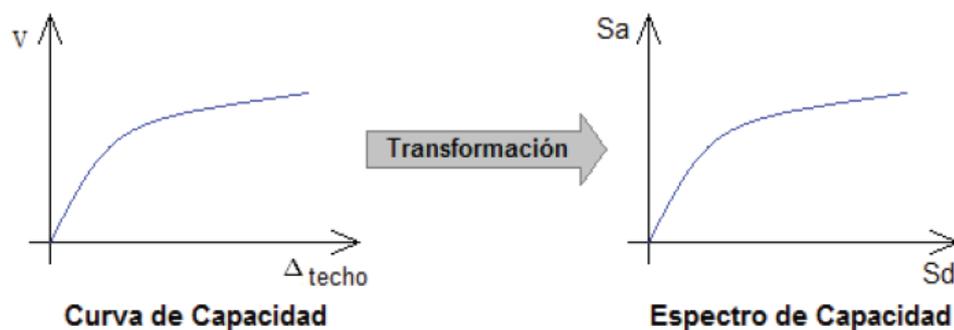


Fig. 12 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Fuente: (Fajardo, 2012)

El método del **espectro de capacidad** permite la obtención de esta respuesta máxima. El método de capacidad fue desarrollado por (Freeman, 1990).

2.5.3 Obtención del espectro de demanda

El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta de diseño, de la zona de estudio, con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo. Este espectro es reducido como forma de simular la energía disipada producto de la respuesta inelástica de la estructura a través de un amortiguamiento efectivo adicional. Este amortiguamiento efectivo puede ser percibido como una combinación de amortiguamiento viscoso e hysterético.

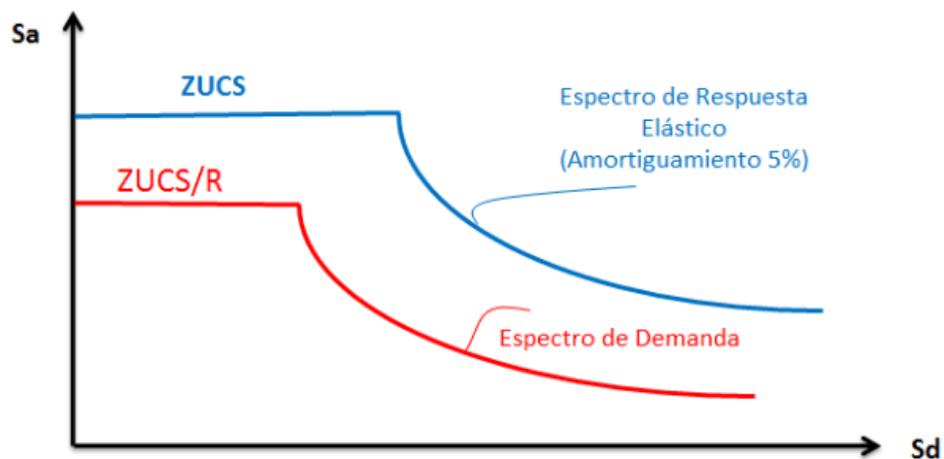


Fig. 13 Espectro de demanda sísmica de la norma Peruana E.030

2.5.4 Obtención del punto de desempeño

El punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de

vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica.

Este procedimiento se considera generalmente, más realista en la estimación del desempeño que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas de diseño (Kim y D'Amore, 1999). Existen tres métodos de análisis estático no-lineal utilizados para determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico, estos son: 1.El Método del Espectro de Capacidad (MEC), 2. El Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD y El Método N2 (MN2).

Bilinearización curva de capacidad por la ATC-40

Con el objetivo de poder tener parámetros medibles respecto al comportamiento de la estructura, la curva de capacidad se idealiza a través de una **curva bilineal**.

En la figura 14 se muestran la curva de capacidad (totalmente curva) y que se obtiene del análisis estático no lineal o pushover y superpuesta a ésta está la curva

bilineal. En esta gráfica se denotan dos puntos importantes para destacar y que permiten evaluar la respuesta estructural del edificio, estos son: capacidad de cedencia (Δ_y, V_y) y capacidad última (Δ_u, V_u)

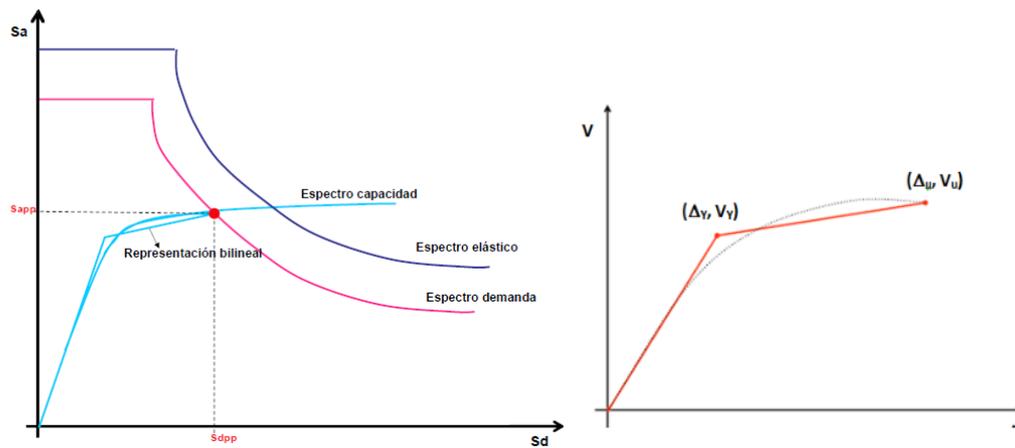


Fig. 14 Espectro de capacidad y demanda y puntos de desempeño.

Fuente:(Moreno, 2006)

El **punto de cedencia** hace referencia a aquel desplazamiento en el cual la estructura empieza a incursionar en el rango no lineal. Este punto se caracteriza por dos ordenadas: una horizontal (Δ_y) y una vertical (V_y), los cuales son el desplazamiento y el cortante respectivamente. El subíndice y representa la cedencia de la estructura.

El **punto de capacidad última** representa la máxima resistencia de la estructura después de haber superado el estado plástico de los elementos estructurales y constituye la pérdida de la estabilidad del sistema o la deformación a partir de la cual no se cuenta con ninguna resistencia lateral. Este punto se caracteriza al igual

que el anterior por dos ordenadas: una horizontal (Δu) y una vertical (V_u), los cuales son el desplazamiento y el cortante respectivamente. El subíndice u representa la capacidad última de la estructura.

Partiendo del principio de energía planteado a principio del apartado, el punto de cedencia se puede calcular a partir de dos expresiones:

$$\Delta_y = \frac{2A - V_u \cdot \Delta_u}{K \cdot \Delta_u - V_u} \quad \text{Ec. 21}$$

$$V_y = K \cdot \Delta_y \quad \text{Ec. 22}$$

Donde A es el área debajo de la curva de capacidad, V_u el cortante último, V_y el cortante de cedencia, Δu el desplazamiento último, Δy el desplazamiento de cedencia y K la rigidez (pendiente de la primera recta de la curva de capacidad bilineal). Los puntos de cedencia y capacidad última son de gran importancia, ya que se relacionan directamente con la capacidad de la estructura de admitir grandes deformaciones antes de fallar (ductilidad). Con estos dos puntos, es posible calcular la ductilidad de desplazamiento (μ).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1.- HIPÓTESIS

3.1.1.- Hipótesis general

La aplicación de los métodos de análisis estático y dinámico no-lineal nos permitirá obtener el desempeño sísmico de edificios del sistema estructural dual de Concreto Armado.

3.1.2. Hipótesis específicas

- a) La aplicación del análisis estático no lineal permite optimizar el diseño sísmico resistente de un edificio de once pisos.

- b) La aplicación del análisis dinámico no-lineal en estructuras permite determinar el desempeño sísmico de manera adecuada.

3.2.- VARIABLES

La presente investigación se investiga el comportamiento de las siguientes variables:

3.2.1.- Variable Dependiente

Desempeño Sísmico de un Edificio.

3.2.1.1.- Indicadores

Estructura dual de Concreto Armado.

3.2.1.2.- Escala de medición

Adecuado Concreto Armado.

3.2.2.- Variable Independiente

Método de análisis estático y dinámico.

3.2.2.1.- Indicadores

- a) Aplicación del método de análisis de colapso (pushover)
- b) Análisis dinámico incremental (IDA).

3.2.2.2.- Escala de medición

Adecuado Punto de Colapso de la Estructura.

3.3.- TIPO DE INVESTIGACIÓN

Por la finalidad es una investigación del tipo pura, porque está orientada a contribuir con nuevos conocimientos en el campo de la Ingeniería Civil estructural, mediante la aplicación del método de análisis estático y dinámico no lineal en la evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos.

3.4.- DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación es el causal explicativo, porque busca comparar dos métodos de análisis en el desempeño sísmico de un edificio de once pisos. El proceso de diseño es el proceso creativo mediante el cual se le da forma a un

sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado.

3.5.- AMBITO DE ESTUDIO

La zona 3 del Territorio Peruano.

3.6.- TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN

De acuerdo a las características generales de los movimientos sísmicos correspondería a la zona 3.

3.7.- POBLACIÓN Y MUESTRA

3.7.1.- Unidad de estudio

Edificio con sistema dual de concreto Armado.

3.7.2.- Población

La población de estudio esta referenciada en el estudio de un edificio modelo de 11 niveles de concreto armado conformado por sistema dual, con las características sísmicas para la zona 3.

3.8.- TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

3.8.1.- Técnicas

Será la observación directa, estructurada, e individual utilizando como herramienta los programas computacionales.

3.8.2.- Instrumentos

El sistema de recolectar la información se realizó mediante la selección de las fuentes de información:

- a) Recopilación de datos y de información relacionada al tema Análisis Pushover estructuras de algunos modelos de edificios representativos.
- b) Elaboración de ejemplos de muestra
- c) Determinación de los parámetros que influyen en el comportamiento no-lineal.
- d) Verificación de la metodología formulada.

CAPÍTULO IV

LOS RESULTADOS

4.1.- DESCRIPCIÓN DE TRABAJO DE CAMPO

Con el propósito de realizar la evaluación del desempeño sísmico usando el programa ETABS se eligió al edificio Nuevo Horizonte. Para la evaluación se aplicará los métodos de análisis sísmicos indicados en el capítulo III y se determinará si la estructura es capaz de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se

considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar

4.2.- SELECCIÓN DEL EDIFICIO PARA EL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

4.2.1.- Descripción del Edificio

En el presente trabajo de investigación se plantea calcular y analizar una estructura de 11 pisos que de acuerdo a los planos se puede apreciar un sistema estructural dual conformado por pórticos y muros de concreto armado, ubicado en la ciudad de Arequipa. En el primer nivel presenta locales comerciales y estacionamientos, siendo las dimensiones en planta de 42 m de largo y ancho de 26 m, como se muestra en la Fig. 15; con un área techada de 922.22 m² en los once niveles y 65.84 m² para el cuarto de máquinas.

El tanque elevado y la escalera se considera que su comportamiento será lineal en todo momento. Las vigas, columnas y muros de corte tendrán comportamiento no-lineal en el proceso del análisis estático y dinámico.

Para realizar el modelo de la superestructura se ha considerado que los muros de concreto armado se idealicen mediante elementos finitos y las vigas y columnas por medio de elementos reticulares. La subestructura ha sido concebida de

acuerdo a los esfuerzos a que se encuentra sometido, estos se han obtenido de las hipótesis de combinación de cargas, la hipótesis que prevalece es la de volteo, está estructura consta de zapatas, cimientos corridos y subcimientos de concreto ciclópeo que llegan hasta terreno gravo – arenoso. Los elementos no estructurales son todos de carpintería metálica o de madera con que contará la edificación, además todos los muros de división de ambiente y de cerramiento que no trabajan a nivel de superestructura que comúnmente son llamados muros de tabiquería, se deberá aislar de los elementos de concreto armado para evitar que interactúen entre sí con la superestructura; este aislamiento generalmente se logra mediante elastoméricos.

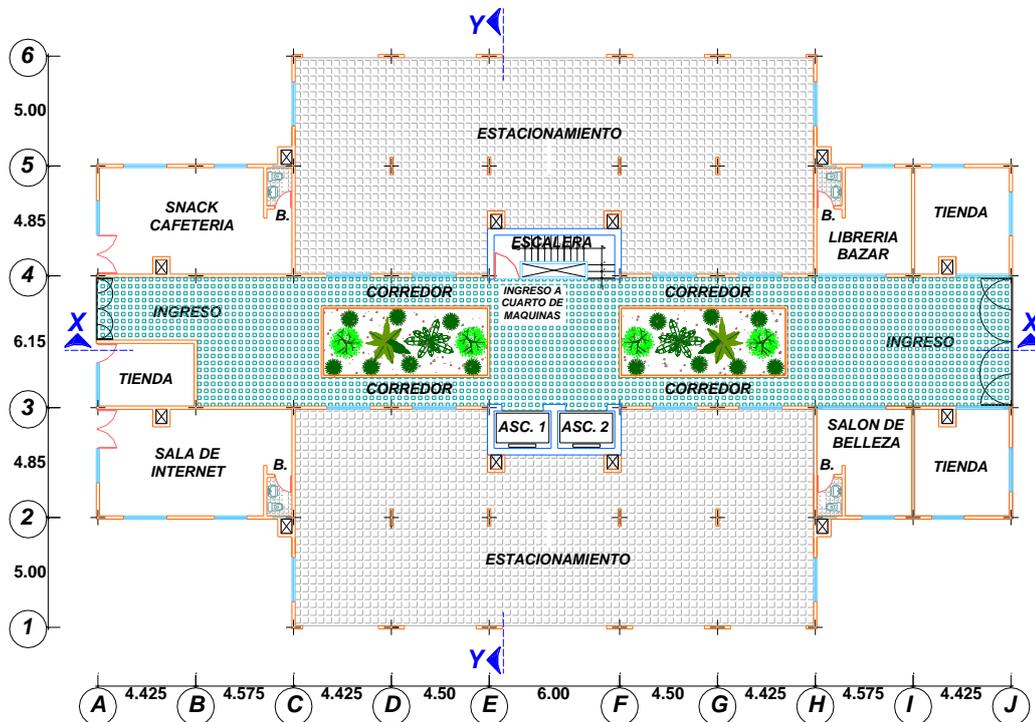


Fig. 15: Vista en planta del primer nivel de la estructura

Asimismo, se utilizará una herramienta computacional para evaluar el desempeño sísmico del edificio utilizando los criterios establecidos por los códigos anteriormente prescritos.

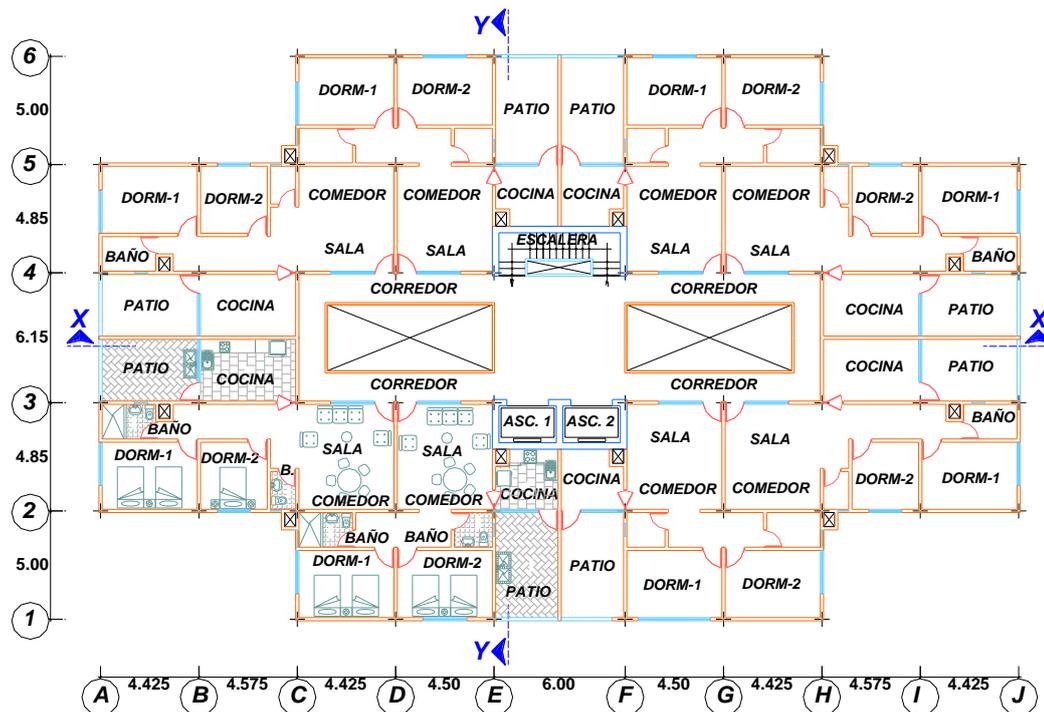


Fig. 16: Planta típica del Edificio del 2do al 11mo nivel

El edificio presenta una distribución típica del 2° al 11° nivel de 8 departamentos por piso; en dos modelos típicos de 96.00 m² y 92.28 m² cada uno. El cuarto de bombeo y la cisterna se encuentran ubicados debajo del estacionamiento próximo a las escaleras, desde donde se impulsará el agua hacia el tanque elevado.

Para el acceso a los pisos superiores se dispone de una escalera principal y de dos ascensores ubicados en la parte central del edificio. Al tanque elevado se accede por medio de una escalera que va de la azotea al nivel superior del mismo.

El modelamiento de la escalera y los ascensores que son de concreto armado será mediante elementos finitos donde su comportamiento también será controlado a flexión. En la figura 17 se muestra la elevación lateral de la superestructura y en la figura 18 un corte del edificio.

4.2.2.- Modelamiento y Análisis

La configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico y debe cumplir con las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura para lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo.

Se concibió a la estructura para que resista todas las cargas a las que estará sometida la edificación. Para este caso son: cargas debido al peso propio, sobrecarga de diseño normativo, carga por efectos de los sismos.

Debido a ello se creó un modelo computacional mediante el software ETABS 2016 donde se verificó que la estructuración de la edificación resista adecuadamente tanto las cargas estáticas como las sísmicas.

En la figura 19 se muestra el modelo isométrico de la edificación, con las diferentes columnas y vigas determinadas en los planos estructurales.

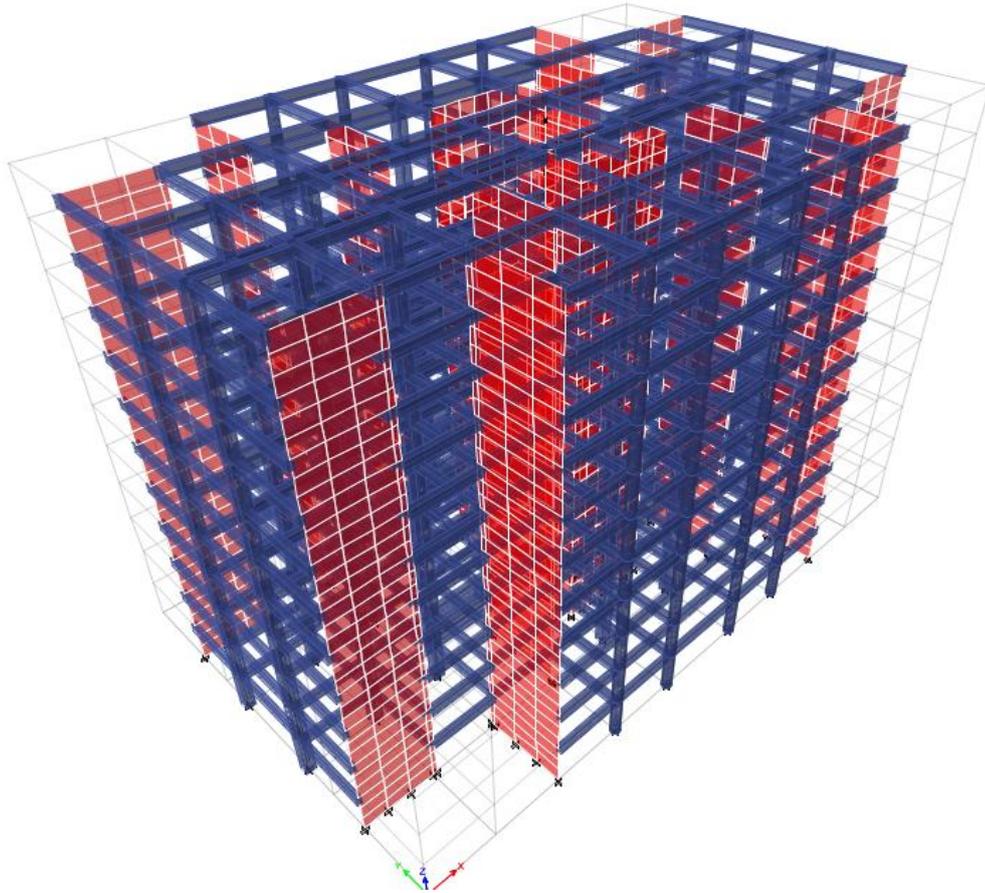


Fig. 19 Modelo Computacional (modelo Etabs)

4.2.3.- Propiedades no-lineales de los Materiales

En el programa ETABS se definieron cada uno de los materiales correspondientes a la estructura y se configuraron las propiedades no-lineales de cada uno, en la siguiente figura se aprecia este proceso:

CONCRETO NO CONFINADO

Resistencia del concreto a usar $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad $E=2509980 \text{ kg/cm}^2$

Poisson's $\nu= 0.20$

$\epsilon=0.0022$ (para la máxima capacidad a la compresión)

$\gamma=2400 \text{ kg/m}^3$

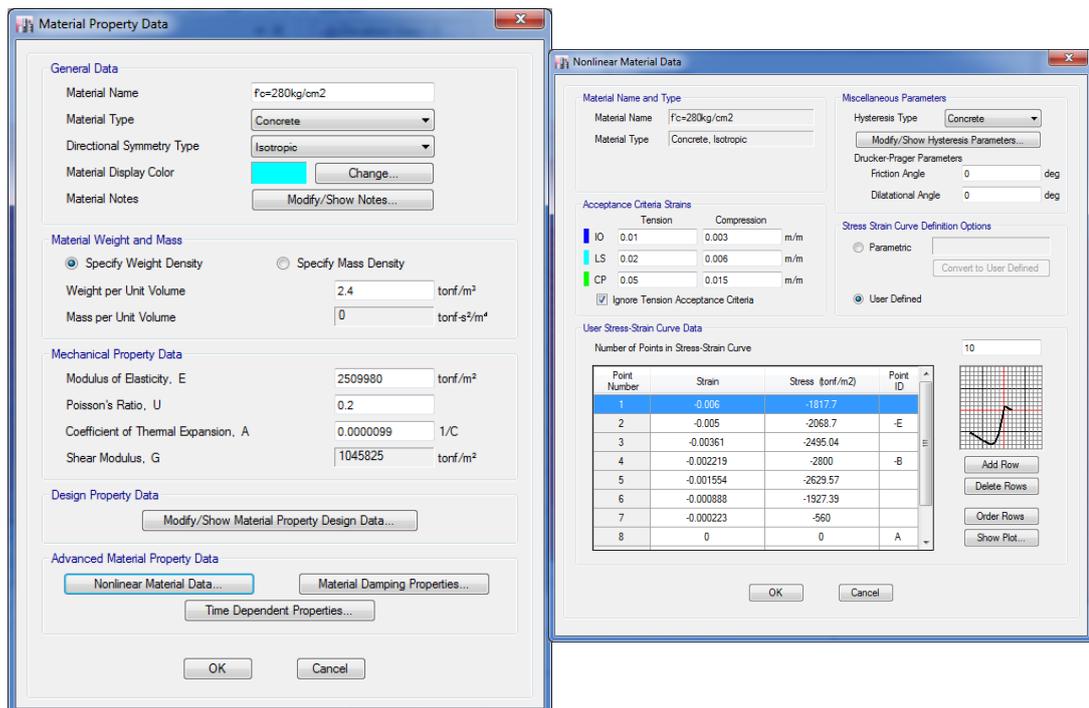


Fig. 20 Características del concreto sin confinarse

Como se puede apreciar en las figuras 20 y 21 se utilizó la gráfica de esfuerzo–deformación del concreto estipulada por Mander y la curva de histéresis de concreto. Que son indispensables para medir el comportamiento del concreto en función de las deformaciones y los cambios de rigidez en agrietamiento por medio de una función exponencial de la deformación.

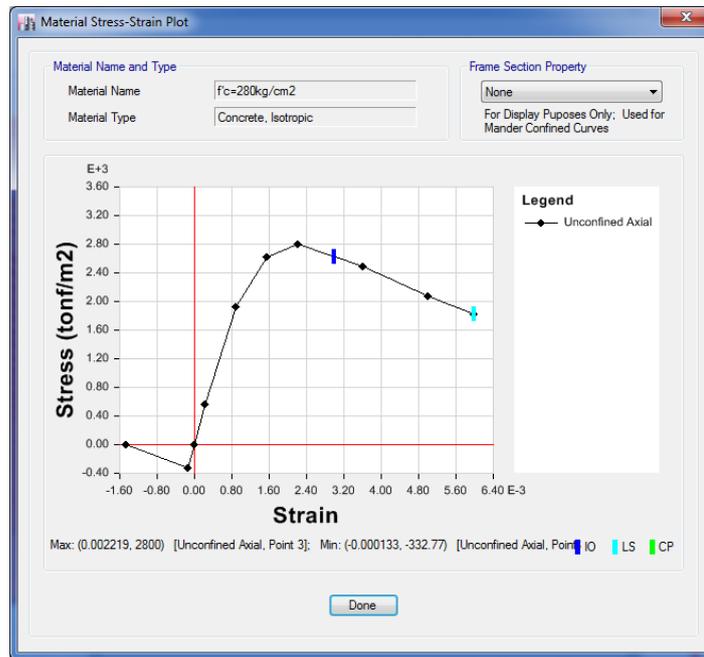


Fig. 21 Diagrama esfuerzo deformación del concreto sin confinar

CONCRETO CONFINADO

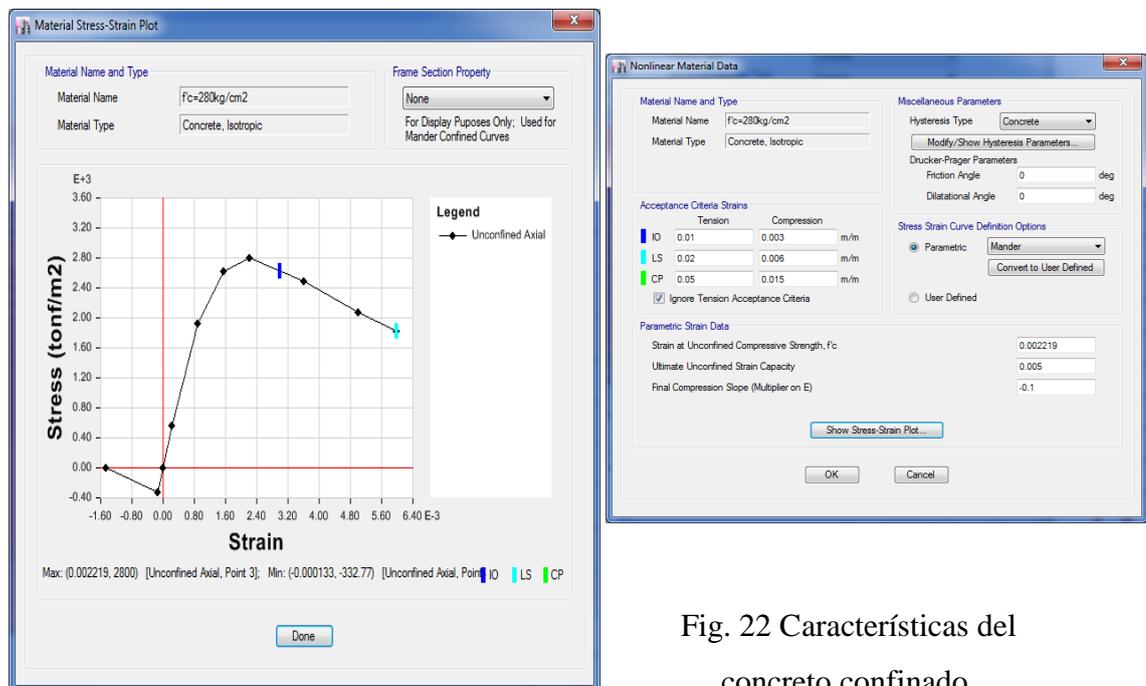


Fig. 22 Características del concreto confinado.

El nivel de confinamiento es de acuerdo al acero de refuerzo transversal que se colocará producto del diseño de los elementos resistente.

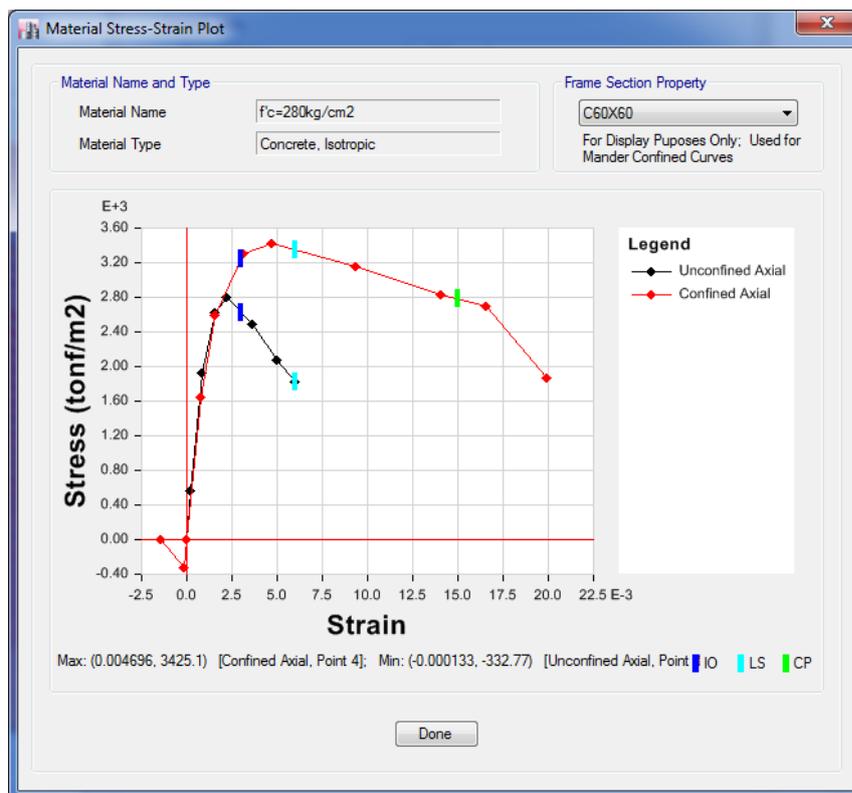


Fig. 23 Diagrama esfuerzo deformación del concreto confinado

ACERO DE REFUERZO

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

Capacidad ultima $F_u=5600 \text{ kg/cm}^2$

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

Poisson's $\nu= 0.30$

$\epsilon=0.0022$ (deformación)

$\gamma=7850 \text{ kg/m}^3$

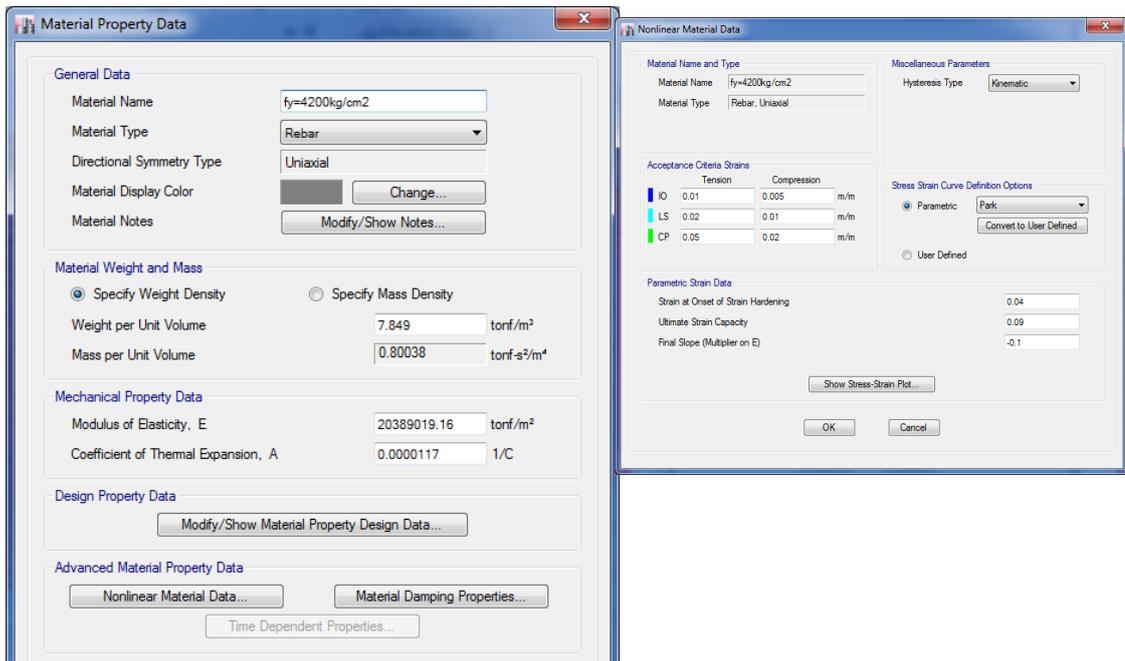


Fig. 24 Características de acero de refuerzo

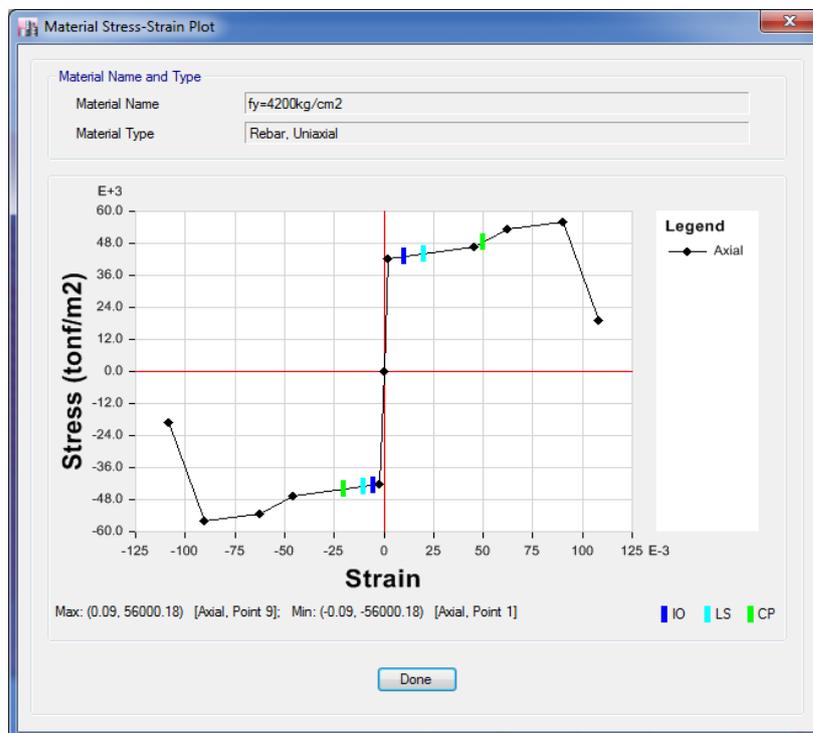


Fig. 25 Diagrama esfuerzo deformación del acero

En las figuras 24 y 25, se muestra la gráfica de esfuerzo – deformación del acero estipulada por Park y la curva de Histéresis de kinematic, que son indispensables para medir el comportamiento del acero

4.2.4.- Elementos Estructurales

Se definieron los diferentes elementos como columnas, vigas, losas y muros de concreto armado dependiendo sus dimensiones y dependiendo del tipo de elemento estructural.

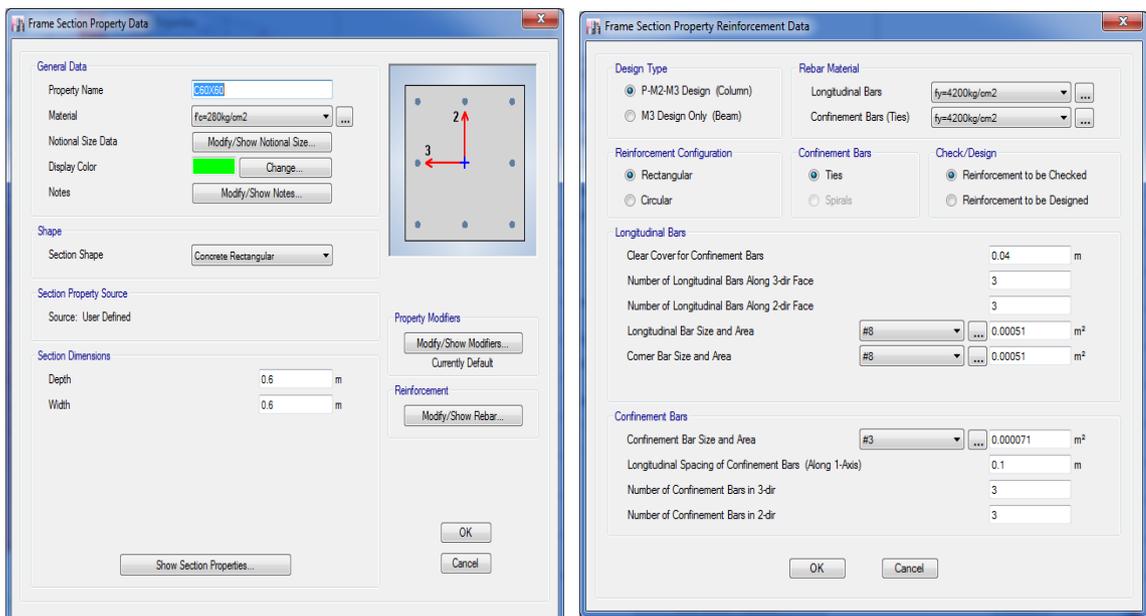


Fig. 26 Creación de la columna cuadrada 60x60 cm

4.3.- DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.3.1.- Análisis estático No-lineal “Pushover” utilizando el software ETABS

4.3.1.1.- Espectro de Respuesta

Se definió un espectro de respuesta sísmica basado en los parámetros de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. El espectro de diseño es una gráfica que relaciona el periodo en función de la aceleración modificada que hemos determinado con la probabilidad de retorno que hemos seleccionado previamente. Este espectro es una herramienta usada para determinar la aceleración espectral de la estructura cuando esta tiene un periodo determinado. El espectro se muestra en la siguiente figura.

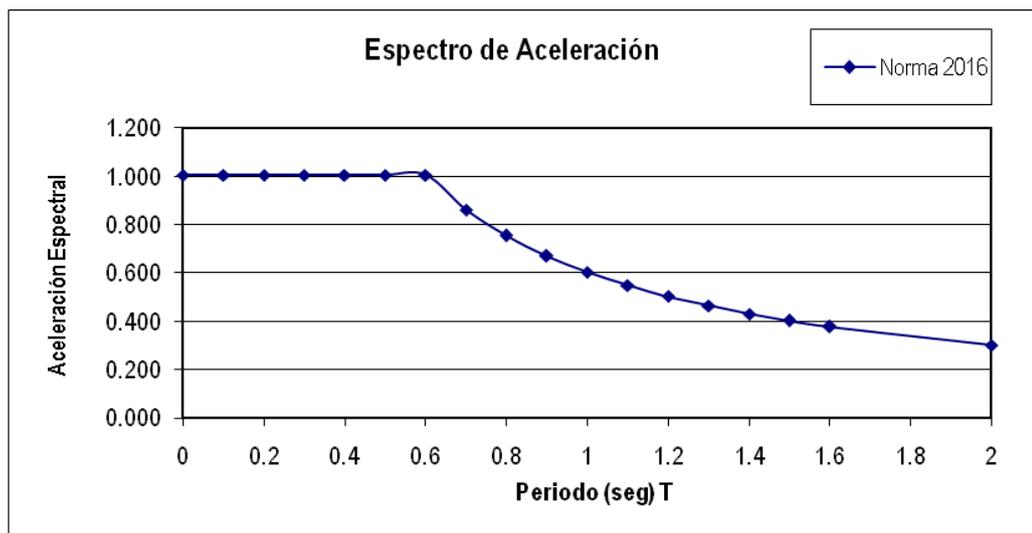


Fig. 27 Espectro de Respuesta Sísmica

De acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismoresistente se consideran los siguientes datos:

- $Z := 0.35$ Factor de Zona (Zona 3)
 - $U := 1.0$ Factor de uso (Edificación de categoría C)
 - $S := 1.15$ Factor de suelo (Suelos Flexibles)
 - $T_p := 0.6$ Periodo predominante del suelo (Suelos Flexibles)
 - $R := 6.0$ Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
-
- $R := R \cdot Fr \quad R = 6$
 - $g := 9.81$

4.3.1.2.- Patrón de Cargas

Para la aplicación del análisis estático no-lineal (Pushover) se utilizaron los patrones de carga lateral indicados en la Tabla N° 05 que se aplicará a la estructura en forma monotónica, es decir, en un solo sentido (sentido X), teniendo en cuenta las cargas de gravedad permanentes de la estructura.

Tabla N° 5: Cálculo de Patrones de Carga en el eje Longitudinal

Cortante de Diseño $V_x: 988.857$ (DISEÑO)					
Piso	Peso W (Tn)	W entrepiso (Tn)	hn*W	%	FL x h
1	590.97	590.97	1713.81	0.00908	8.98
2	1424.15	1016.63	4832.46	0.02561	25.32
3	2257.34	1016.63	7248.69	0.03841	37.98

4	3090.52	1016.63	9664.92	0.05122	50.65
5	4107.15	1016.63	14741.17	0.07812	77.25
6	5123.78	1016.63	17689.41	0.09374	92.70
7	6147.63	1023.84	20784.04	0.11014	108.91
8	7164.26	1016.63	23585.88	0.12499	123.59
9	8180.89	1016.63	26534.11	0.14061	139.04
10	9197.53	1016.63	29482.35	0.15623	154.49
11	10214.16	466.28	32430.58	0.17186	169.94
		10214.16			

En la tabla N° 06 se encuentran los patrones de carga que se colocarán al modelo en el sentido Y

Tabla N° 6: Cálculo de Patrones de Carga en el eje Transversal

Cortante de Diseño V_y : 902.2948 (DISEÑO)					
Piso	Peso W (Tn)	W entrepiso (Tn)	hn*W	%	FL x h
1	590.97	590.97	1713.81	0.00908	8.19
2	1424.15	1016.63	4832.46	0.02561	23.11
3	2257.34	1016.63	7248.69	0.03841	34.66
4	3090.52	1016.63	9664.92	0.05122	46.21
5	4107.15	1016.63	14741.17	0.07812	70.48

6	5123.78	1016.63	17689.41	0.09374	84.58
7	6147.63	1023.84	20784.04	0.11014	99.38
8	7164.26	1016.63	23585.88	0.12499	112.77
9	8180.89	1016.63	26534.11	0.14061	126.87
10	9197.53	1016.63	29482.35	0.15623	140.97
11	10214.16	466.28	32430.58	0.17186	155.07
		10214.16			

4.3.2.- Análisis Dinámico Incremental - IDA utilizando el software ETABS

4.3.2.1.- Sismos Seleccionados

Para el desarrollo de la presente tesis se examinaron los registros sísmicos de cuatro terremotos que causaron considerables daños en Perú y son los sismos de Lima de 1966 (Mw 8,1) del 17 de octubre y 1974 (Mw 8,0) del 03 de octubre, el sismo de Chimbote de 1970 (Mw 7,9) del 31 de mayo y el sismo de Pisco de 2007 (M 7,9), cuyos epicentros están representados en la Figura 28.

Asimismo en la tabla N° 07 se indica la fecha, coordenadas del epicentro, profundidad focal, magnitud e intensidad en la escala de Mercalli Modificada (IMM).

Se construirá los espectros de respuesta escalados a 0.167g (máxima aceleración del terreno a nivel del lecho rocoso, en la zona 3, según la última norma).

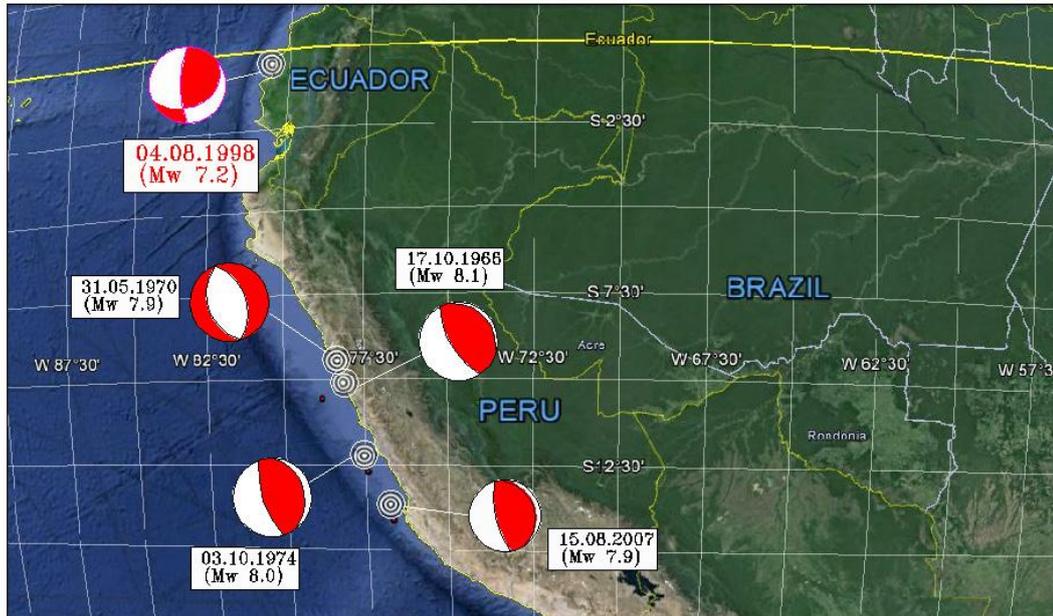


Fig. 28 Epicentros de los sismos de 1,966, 1,970, 1,974 y 2,007, registrados en el Perú (Aguiar, Morales, Chunga, Evelin & Del Castillo, 2010)

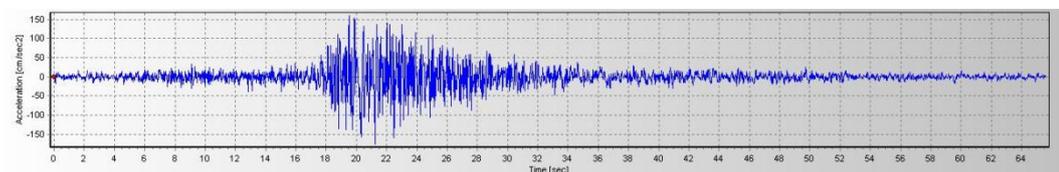
Tabla N° 7: Ubicación magnitud e intensidad de los sismos del Perú de 1,966, 1,970, 1,974 y 2,007

Fecha	Latitud	Longitud	Profundidad Focal (Km)	Mb	Ms	Mw	Intensidad Imm
17/10/1966	-10.72	-78.70	37	6,5	8,0	8,1	VIII
31/05/1970	-9.36	-78.87	64	6,4	7,8	7,9	VIII
03/10/1974	-12.50	-77.90	21	6.6	7.8	8.0	VIII
15/08/1970	-13.67	-79.76	40			7.9	VIII

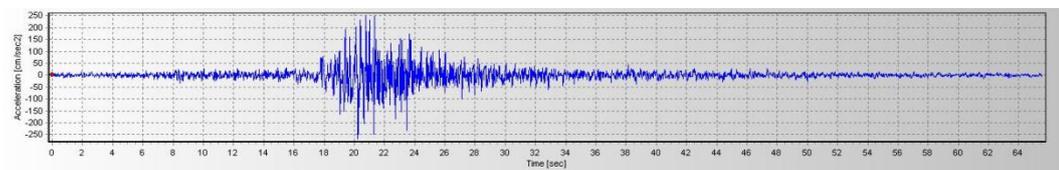
Los tres primeros sismos de la tabla N° 7 sirvieron de base para definir el espectro de la norma sísmica de Perú de 1,997 y el del 2,007, que causaron grande daños en la ciudad en la ciudad de Pisco (Callao, 2001).

A continuación se muestran los registros directos usados en esta tesis:

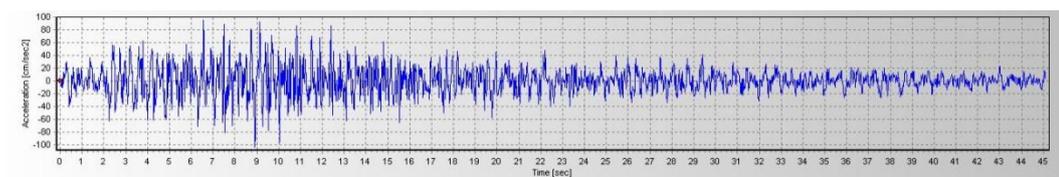
Sismo 7035:



Sismo 7036:



Sismo 7038:



Sismo 7039:

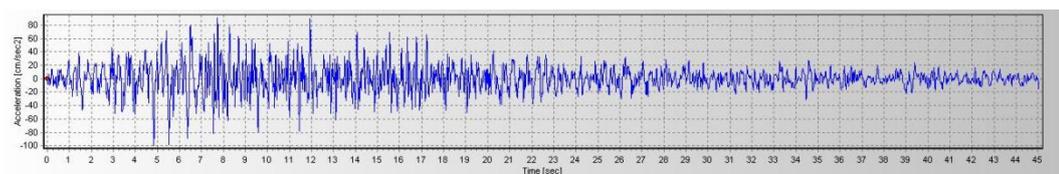


Figura 29. Selección de registros de sismos Peruanos

Para nuestro modelo se utilizaron los registros 7035, 7036, 7038 y 7039. Es recomendable contar con una extensa variedad de registros sísmicos reales correspondientes a distintos niveles de intensidad para obtener la respuesta a cada uno de ellos. Cada registro sísmico se escala de tal manera que se obtenga la respuesta desde el rango elástico hasta el colapso.

En la tabla N° 8 se muestra las aceleraciones máximas y mínimas de los registros de los sismos seleccionados, siendo importante señalar que fueron obtenidos en suelo firme a distancias considerables del epicentro. (Aguiar, 2,010)

Tabla N° 8: Aceleración máxima y mínima de los registros considerados en el estudio

REGISTRO	AÑO	Amáx (Gals)	Amin (Gals)	TIEMPO (seg.)
7035-66	1966	168.00	181	65.66
7036-66	1966	247	269	65.66
7038-70	1970.00	93.80	105	45.12
7039-70	1970	91.2	97.8	45.12

4.4.- PRESENTACION DE RESULTADOS

4.4.1.- Análisis estático no-lineal “Pushover”

4.4.1.1.- Desplazamientos laterales según la Norma NTE E.030

Se revisan los desplazamientos reales del edificio verificando que no sobrepasen los permisibles indicado en la Norma.

Tabla N° 9: Desplazamientos laterales en el sentido longitudinal

DESPLAZAMIENTOS EN EL SENTIDO X			
Piso	Carga	Dirección	Desplazamiento (cm)
11	Spec X Max	X	2.85
10	Spec X Max	X	2.57
9	Spec X Max	X	2.28
8	Spec X Max	X	1.97
7	Spec X Max	X	1.66
6	Spec X Max	X	1.34
5	Spec X Max	X	1.03
4	Spec X Max	X	0.74
3	Spec X Max	X	0.47
2	Spec X Max	X	0.25
1	Spec X Max	X	0.08

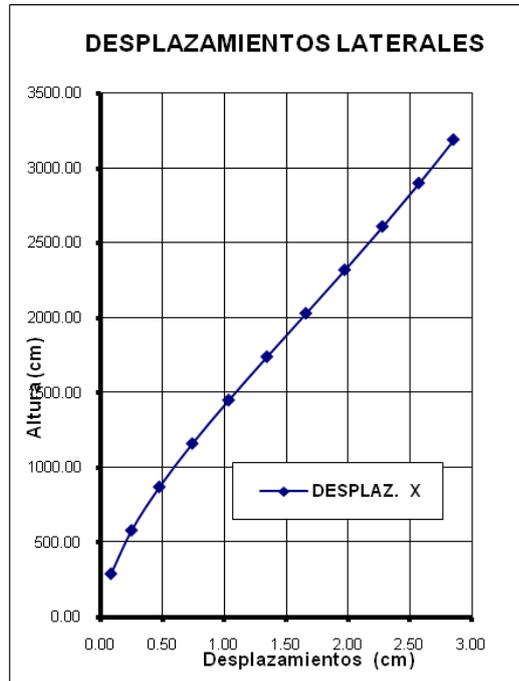


Fig. 30 Desplazamientos Laterales (Spec X)

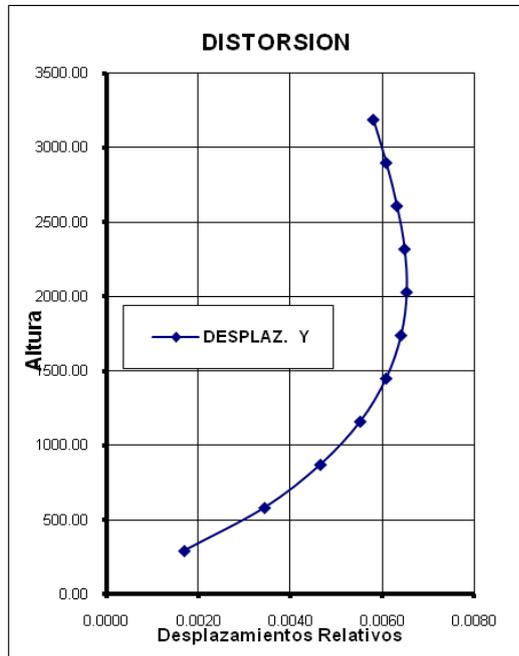


Fig. 291 Desplazamientos Relativos (Spec X)

Tabla N° 10: Desplazamientos laterales en el sentido Transversal

DESPLAZAMIENTOS EN EL SENTIDO Y			
Piso	Carga	Dirección	Desplazamiento (cm)
11	Spec Y Max	Y	3.46
10	Spec Y Max	Y	3.10
9	Spec Y Max	Y	2.74
8	Spec Y Max	Y	2.36
7	Spec Y Max	Y	1.97
6	Spec Y Max	Y	1.59
5	Spec Y Max	Y	1.21
4	Spec Y Max	Y	0.85
3	Spec Y Max	Y	0.53
2	Spec Y Max	Y	0.27
1	Spec Y Max	Y	0.08

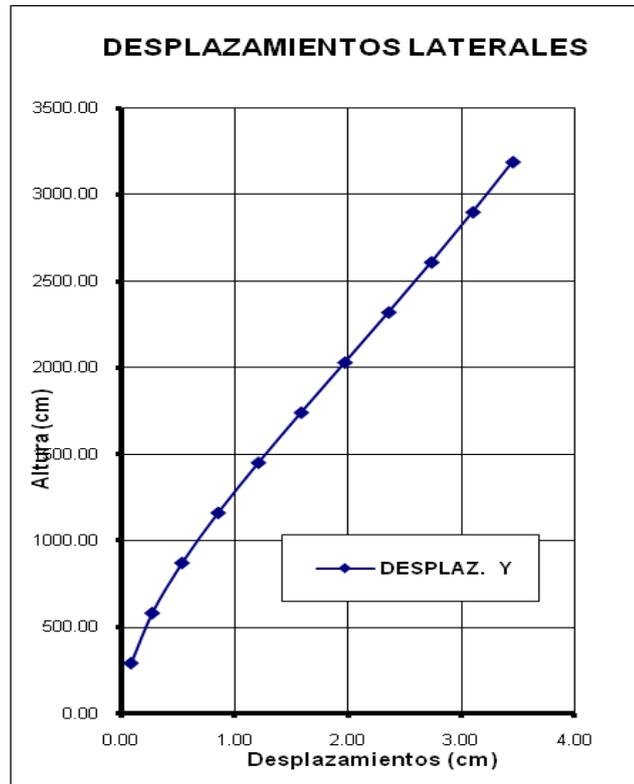


Fig. 32 Desplazamientos Laterales (Spec Y)

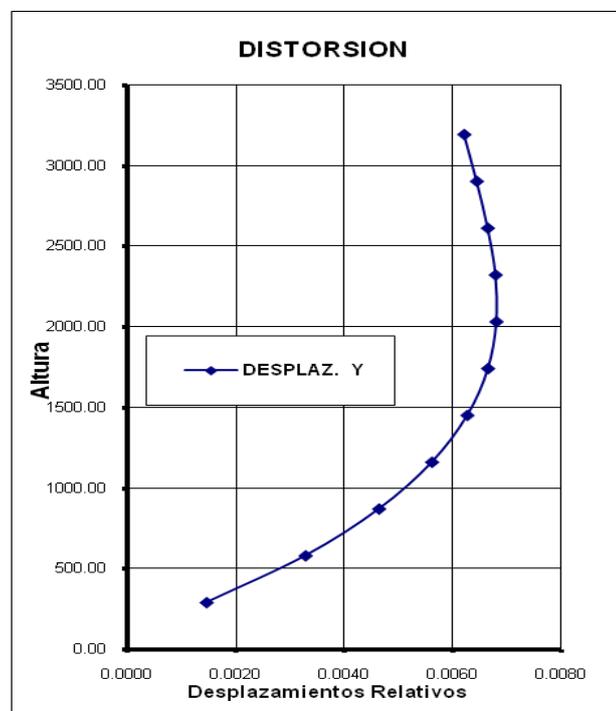


Fig. 303 Desplazamientos Relativos (Spec Y)

Tabla N° 11: Desplazamientos y Derivas laterales según la NTE E0.30

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS ELÁSTICAS E INELÁSTICAS *									
NIVEL	DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS ELÁSTICAS				DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS INELÁSTICOS				NTE-030
	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Derivas Δx	Derivas Δy	DPx	R*DPx	DPy	R*DPy	Dadm
1	0.82	0.83	0.00028	0.00028	0.82	4.89	0.83	4.21	20.3
2	2.48	2.69	0.00057	0.00064	1.66	9.97	1.86	9.51	20.3
3	4.73	5.33	0.00078	0.00091	2.25	13.49	2.64	13.44	20.3
4	7.39	8.52	0.00092	0.00110	2.67	16.01	3.19	16.28	20.3
5	10.34	12.08	0.00101	0.00123	2.94	17.65	3.56	18.17	20.3
6	13.43	15.86	0.00107	0.00130	3.10	18.59	3.78	19.28	20.3
7	16.59	19.73	0.00109	0.00133	3.16	18.94	3.87	19.73	20.3
8	19.73	23.59	0.00108	0.00133	3.14	18.81	3.86	19.69	20.3
9	22.78	27.37	0.00105	0.00130	3.05	18.32	3.78	19.27	20.3
10	25.72	31.03	0.00101	0.00126	2.94	17.65	3.66	18.68	20.3
11	28.53	34.56	0.00097	0.00122	2.81	16.83	3.53	18.01	20.3

* Calculados para el caso de Sismo Estático **Sismo X** e **Sismo Y**

En la tabla N° 11 se ha verificado que los desplazamientos en la edificación para cada piso no exceden los límites para la distorsión del entrepiso indicada en la Norma Sismorresistente.

El desplazamiento máximo en el último nivel es de 28.53 mm con una en el sentido X y 34.56 mm en el sentido Y. Asimismo, se puede observar que la deriva máxima se da en el séptimo nivel para los dos sentidos.

4.4.1.2.- Curva de capacidad

Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo en cuenta la totalidad de las rotulas ubicadas en los principales elementos estructurales.

Para este proceso se realizó el análisis de carga lateral incremental descrito en el ítem 4.2.1.2, para conocer la respuesta no-lineal de la estructura ante cargas laterales. En tal sentido, con todos los criterios anteriores definidos en el marco teórico y colocado en el programa de computadora se obtuvo la curva de capacidad según la figura 33.

a) Curva capacidad sentido X

La curva que está definida por la subsiguiente plastificación de las vigas y columnas de los diferentes pisos, llega al desplazamiento máximo de la edificación de 11.62 cm y un cortante basal de 1,373.92 Tonf, no mostrando el colapso en los elementos estructurales (vigas, columnas y muros de concreto armado). Como se aprecia en las siguientes figuras:

b) Curva capacidad sentido Y

La edificación en el sentido Y tiene un desplazamiento máximo de 26.84 cm y un cortante basal de 1,476.63 Tonf como se muestra en la figura 34.

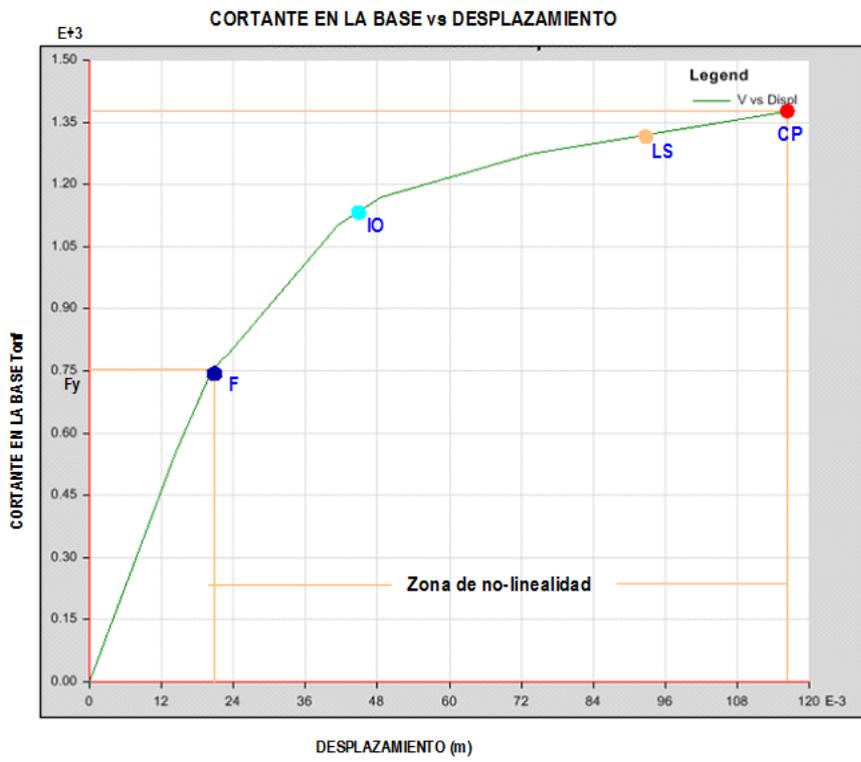


Fig. 34 Curva Capacidad Push X

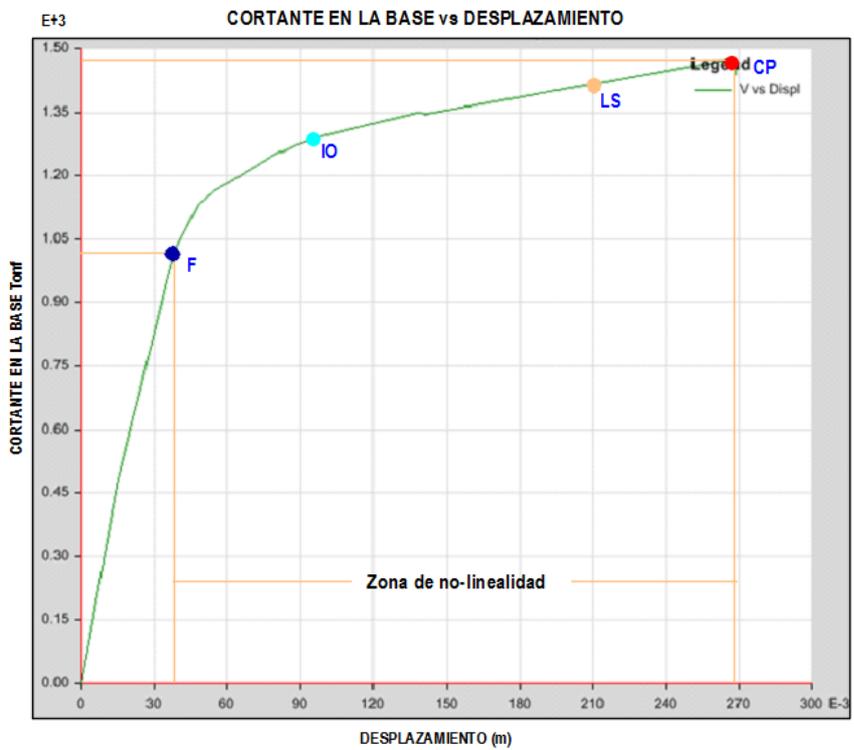


Fig. 315 Curva Capacidad Push Y

4.4.1.3.- Espectro de Capacidad

A.- Espectro Capacidad sentido X:

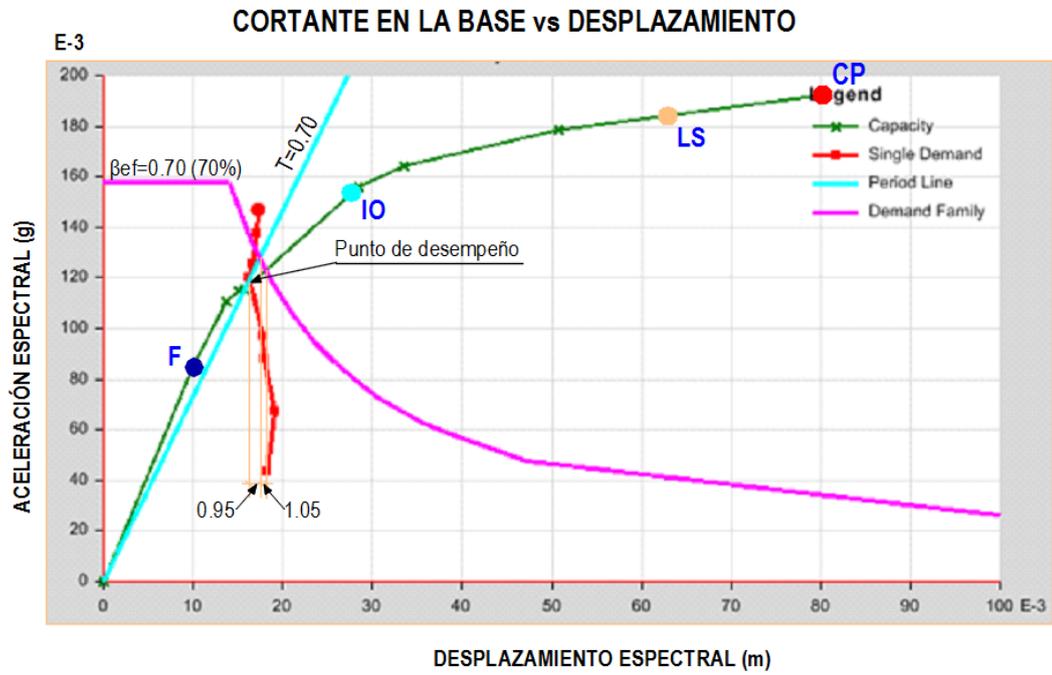


Fig. 326 Curva de Espectro Capacidad sentido X

B.- Espectro Capacidad sentido X

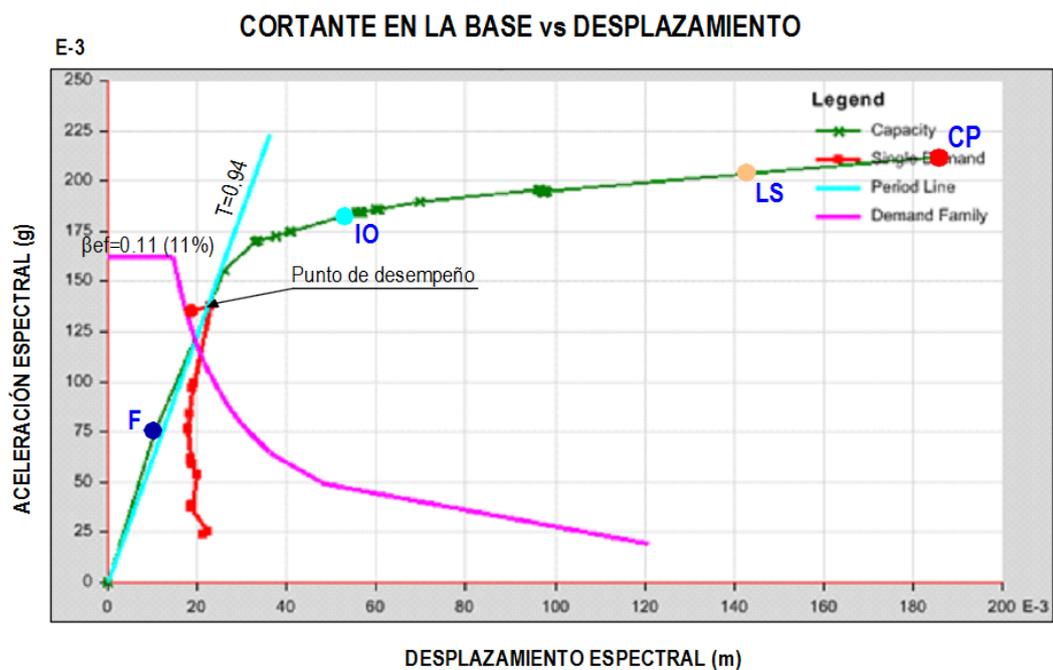


Fig. 37 Curva de Espectro de Capacidad sentido Y

En esta metodología es necesario transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad para proceder a calcular el punto de desempeño. En la figura 35 se observa que el punto de capacidad tiene un periodo efectivo de 0.7 seg con una ductilidad de 1.34 con un amortiguamiento de 5.52%. En la figura 36 se observa que el punto de capacidad tiene un periodo efectivo de 0.93 seg con una ductilidad de 2.19 con un amortiguamiento de 10.8%.

4.4.1.4.- Formación de Rótulas plásticas

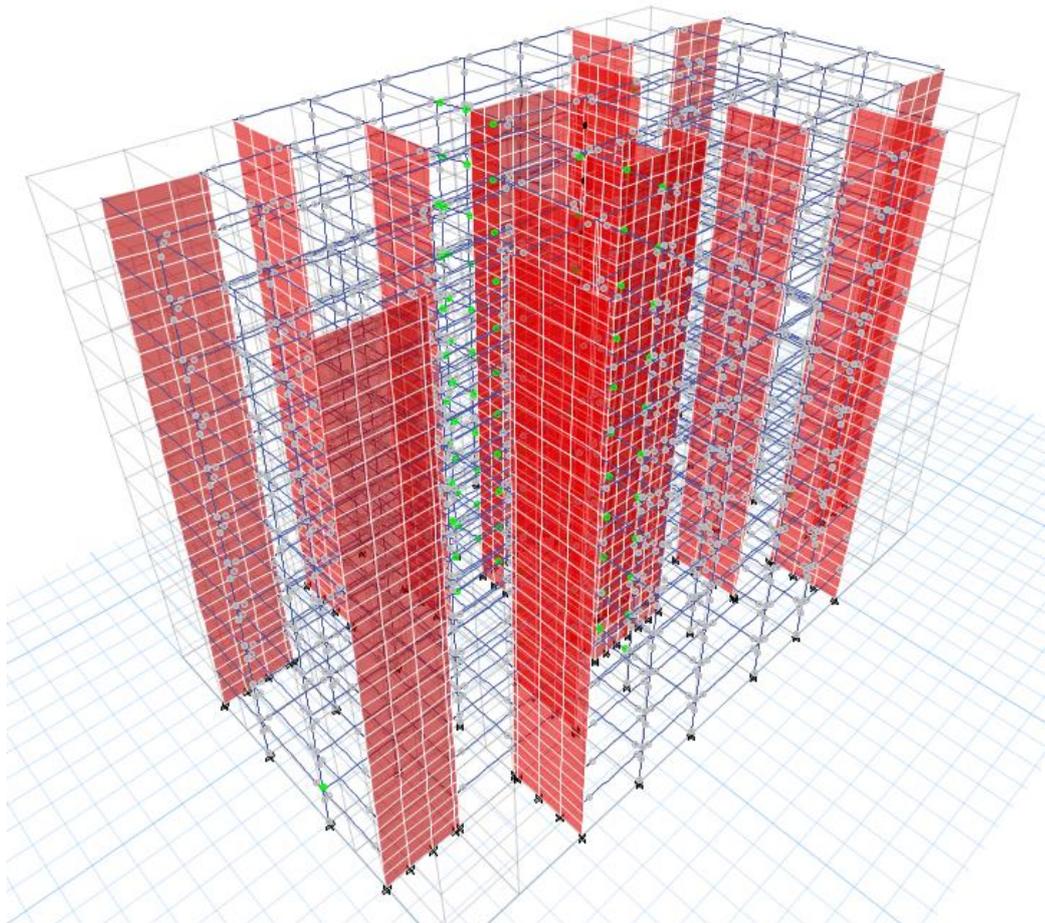


Fig. 338 Formación de rótulas plásticas en la zona central Push X (paso 8)

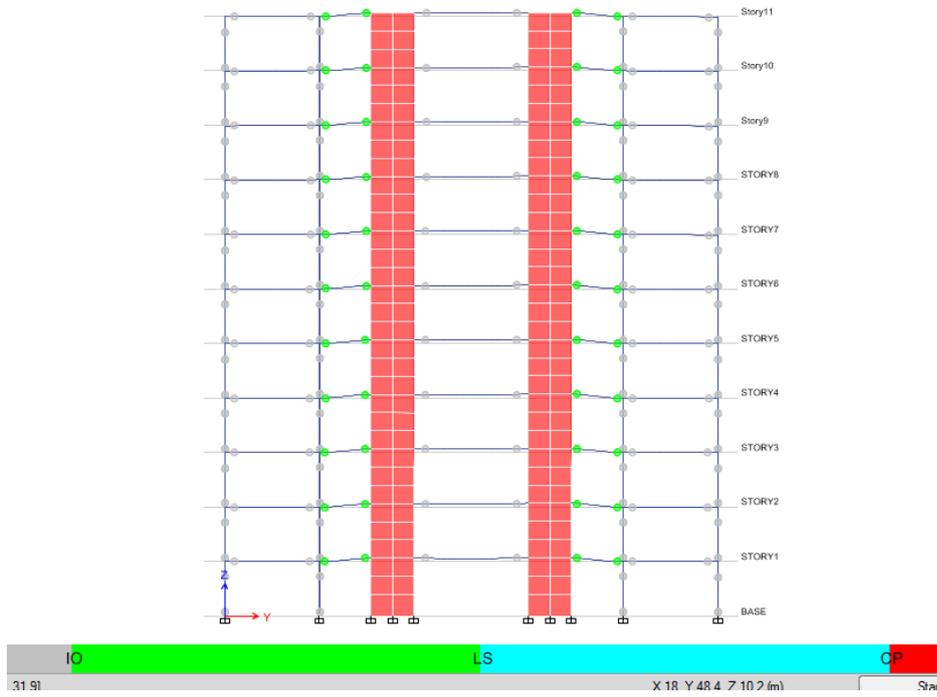


Fig. 39 Formación de rótulas plásticas en vigas Push X (paso 10)

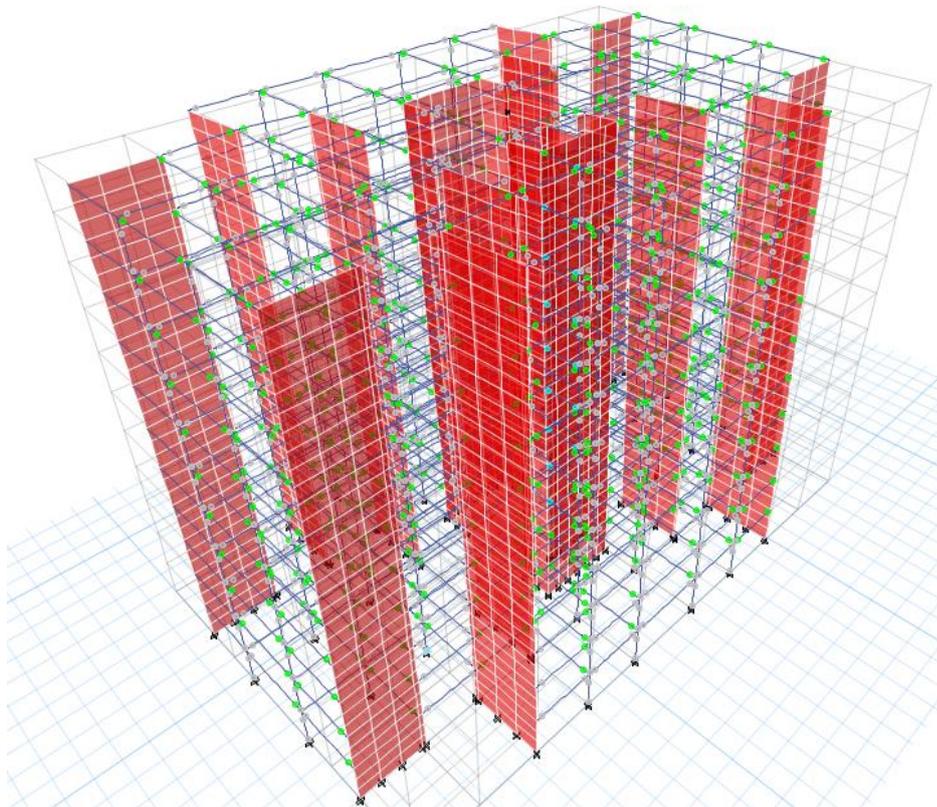


Fig. 40 Formación de rótulas plásticas en vigas Push X (paso 10)

Se muestra la representación gráfica de la curva capacidad y la curva de capacidad bilineal del edificio analizado en el sentido X.

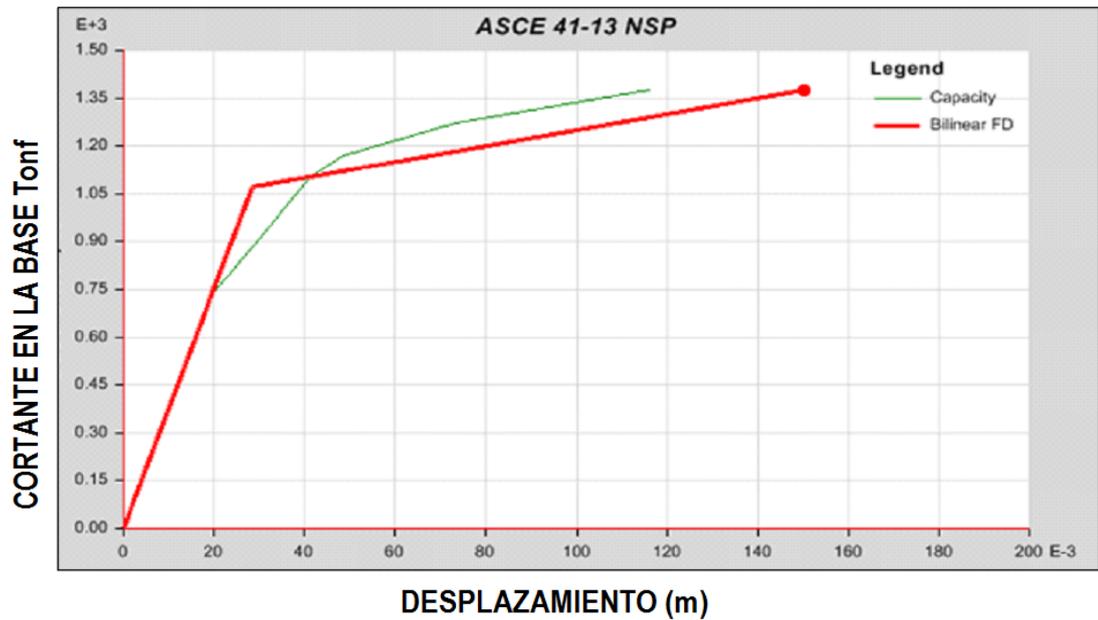


Fig. 41 Gráfica de curva capacidad y curva de capacidad bilineal PUSH X.

Se muestra la representación gráfica de la curva capacidad y la curva de capacidad bilineal del edificio analizado en el sentido Y.

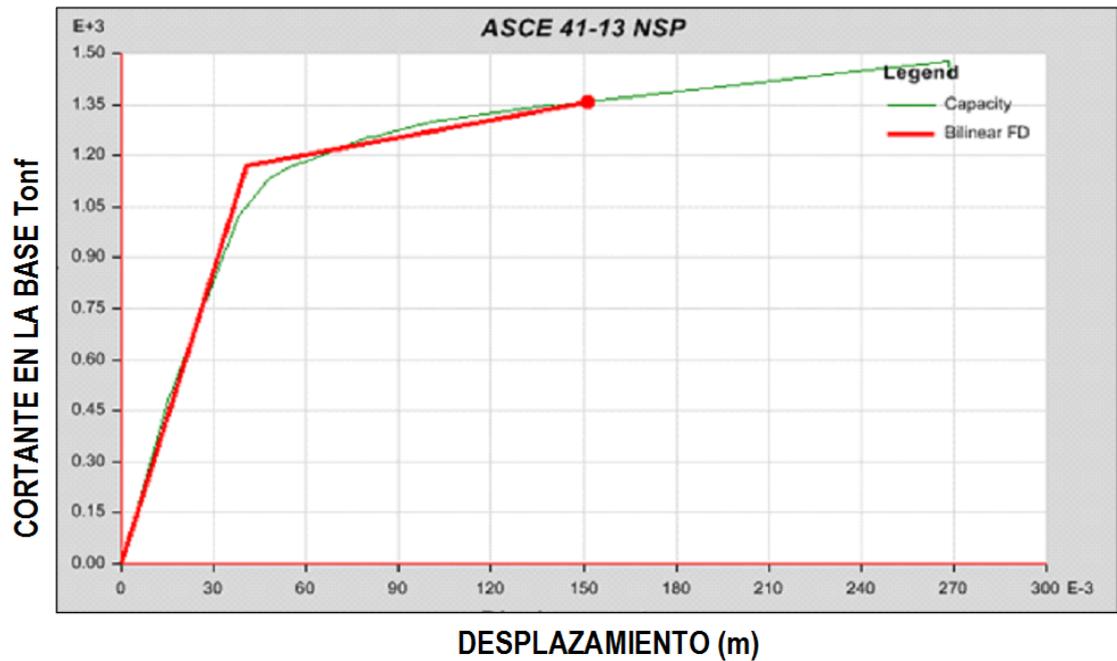


Fig. 42 Gráfica de curva capacidad y curva de capacidad bilineal PUSH Y.

4.4.2.- Análisis Dinámico Incremental “IDA”

4.4.2.1.- Desplazamientos laterales según la Norma NTE E.030

De igual manera que en el caso estático se verifican los desplazamientos que no sobrepasen los permisibles indicado en la Norma.

Tabla N° 12 Desplazamientos laterales en el sentido longitudinal

DESPLAZAMIENTOS EN EL SENTIDO X			
Piso	Carga	Dirección	Desplazamiento (cm)
11	Sismo X Max	X	2.97
10	Sismo X Max	X	2.67
9	Sismo X Max	X	2.37
8	Sismo X Max	X	2.05
7	Sismo X Max	X	1.73
6	Sismo X Max	X	1.40
5	Sismo X Max	X	1.07
4	Sismo X Max	X	0.76
3	Sismo X Max	X	0.48
2	Sismo X Max	X	0.25
1	Sismo X Max	X	0.08

Tabla N° 13 Desplazamientos laterales en el sentido Transversal

DESPLAZAMIENTOS EN EL SENTIDO Y			
Piso	Carga	Dirección	Desplazamiento (cm)
11	Sismo Y Max	X	3.29
10	Sismo Y Max	X	2.95
9	Sismo Y Max	X	2.61
8	Sismo Y Max	X	2.25
7	Sismo Y Max	X	1.88
6	Sismo Y Max	X	1.52
5	Sismo Y Max	X	1.16
4	Sismo Y Max	X	0.82
3	Sismo Y Max	X	0.51
2	Sismo Y Max	X	0.26
1	Sismo Y Max	X	0.08

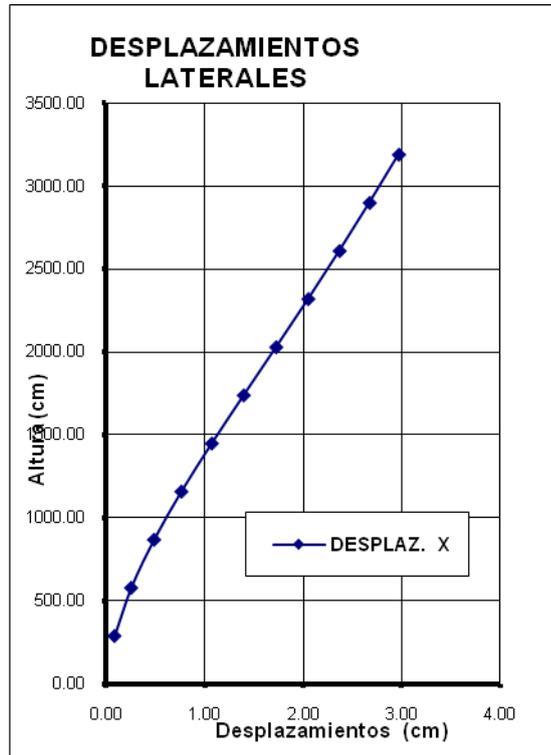


Fig. 43 Desplazamientos Laterales (Spec X)

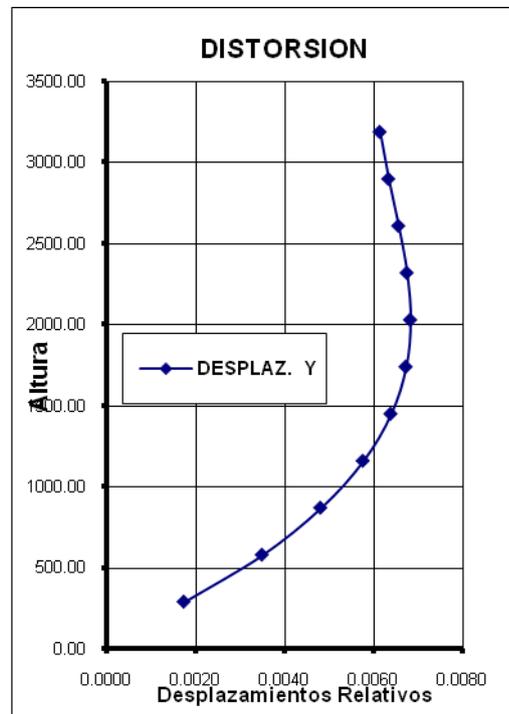


Fig. 44 Desplazamientos Relativos (Spec X)

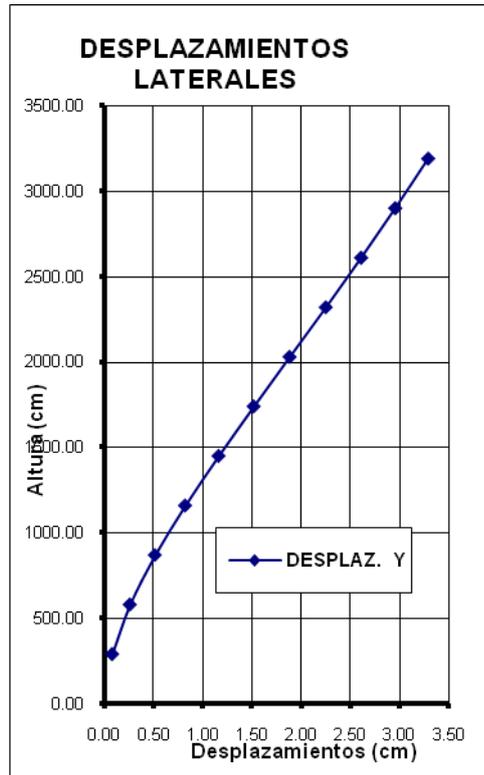


Fig. 345 Desplazamientos Laterales (Spec Y)

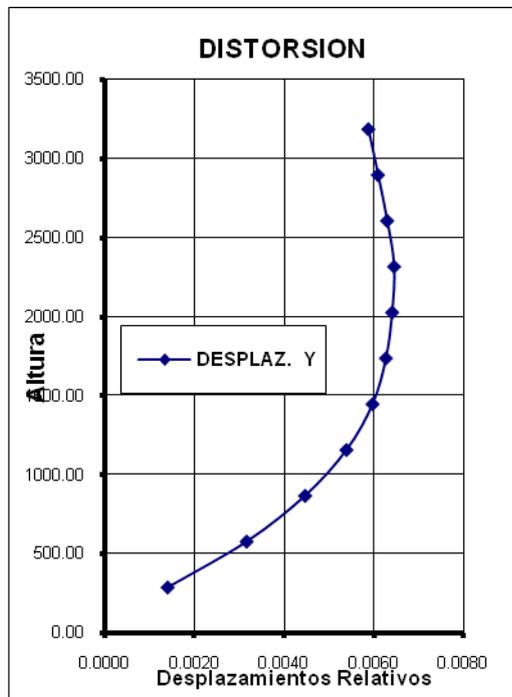


Fig. 356 Desplazamientos Relativos (Spec Y)

Tabla N° 14 Desplazamientos y Derivas laterales según la NTE E030

DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS ELÁSTICAS E INELÁSTICAS *									
NIVEL	DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS ELÁSTICAS				DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS INELASTICOS				NTE-030
	Desp. X (mm)	Desp. Y (mm)	Derivas Δx	Derivas Δy	DPx	R*DPx	DPy	R*DPy	
1	0.84	0.80	0.00029	0.00028	0.84	5.02	0.80	4.39	20.3
2	2.52	2.60	0.00058	0.00062	1.69	10.12	1.80	9.90	20.3
3	4.84	5.14	0.00080	0.00088	2.32	13.93	2.54	13.98	20.3
4	7.63	8.21	0.00096	0.00106	2.78	16.69	3.07	16.87	20.3
5	10.71	11.61	0.00106	0.00117	3.08	18.50	3.40	18.69	20.3
6	13.96	15.17	0.00112	0.00123	3.25	19.49	3.57	19.62	20.3
7	17.26	18.82	0.00114	0.00126	3.30	19.78	3.65	20.05	20.3
8	20.52	22.49	0.00112	0.00127	3.26	19.56	3.67	20.19	20.3
9	23.68	26.07	0.00109	0.00124	3.17	19.01	3.58	19.70	20.3
10	26.74	29.54	0.00106	0.00119	3.06	18.36	3.47	19.06	20.3
11	29.71	32.88	0.00102	0.00115	2.97	17.80	3.34	18.39	20.3

* Calculados para el caso de Simo Estático **Sismo X e Sismo Y**

En la tabla N° 14 se ha verificado que los desplazamientos en la edificación para cada piso no exceden los límites para la distorsión del entrepiso indicada en la Norma Sismorresistente. El desplazamiento máximo en el último nivel es de 29.71 mm con una en el sentido X y 32.88mm en el sentido Y. Asimismo, se puede observar que la deriva máxima se da en el séptimo nivel para el sentido X y en el octavo nivel para el sentido Y.

4.4.2.2.- Distribución de Daño

Se revisan las distribuciones y los índices de daños obtenidos en el análisis IDA. Las gráficas de la figura 43 y 44 corresponden al ADNL usando el registro

de Sismo 7035, 7036, 7038 y 7039 donde se puede apreciar que en el sentido transversal se generan la mayor cantidad de rótulas plásticas pero sin llegar al colapso.

Asimismo se observa las zonas donde en la estructura se están generando disipación de energía

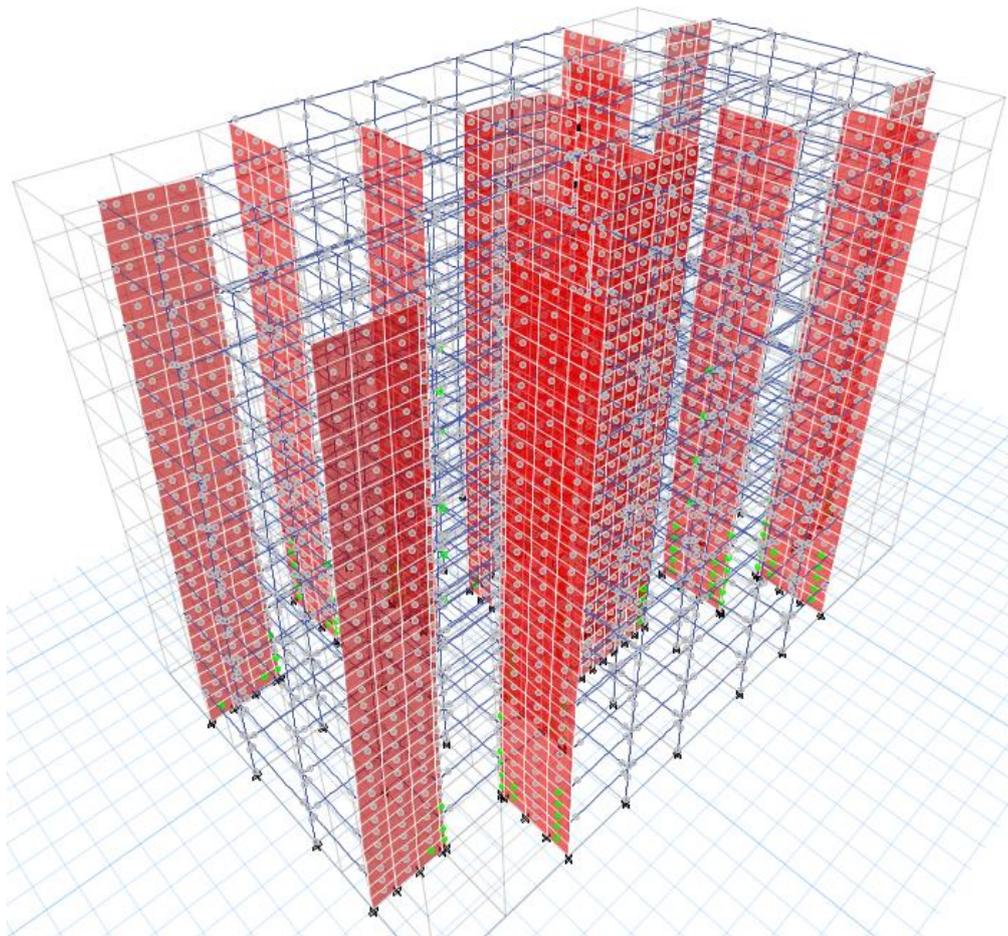


Fig. 47 Formación de rótulas plásticas según Sismo 7035 y 7036

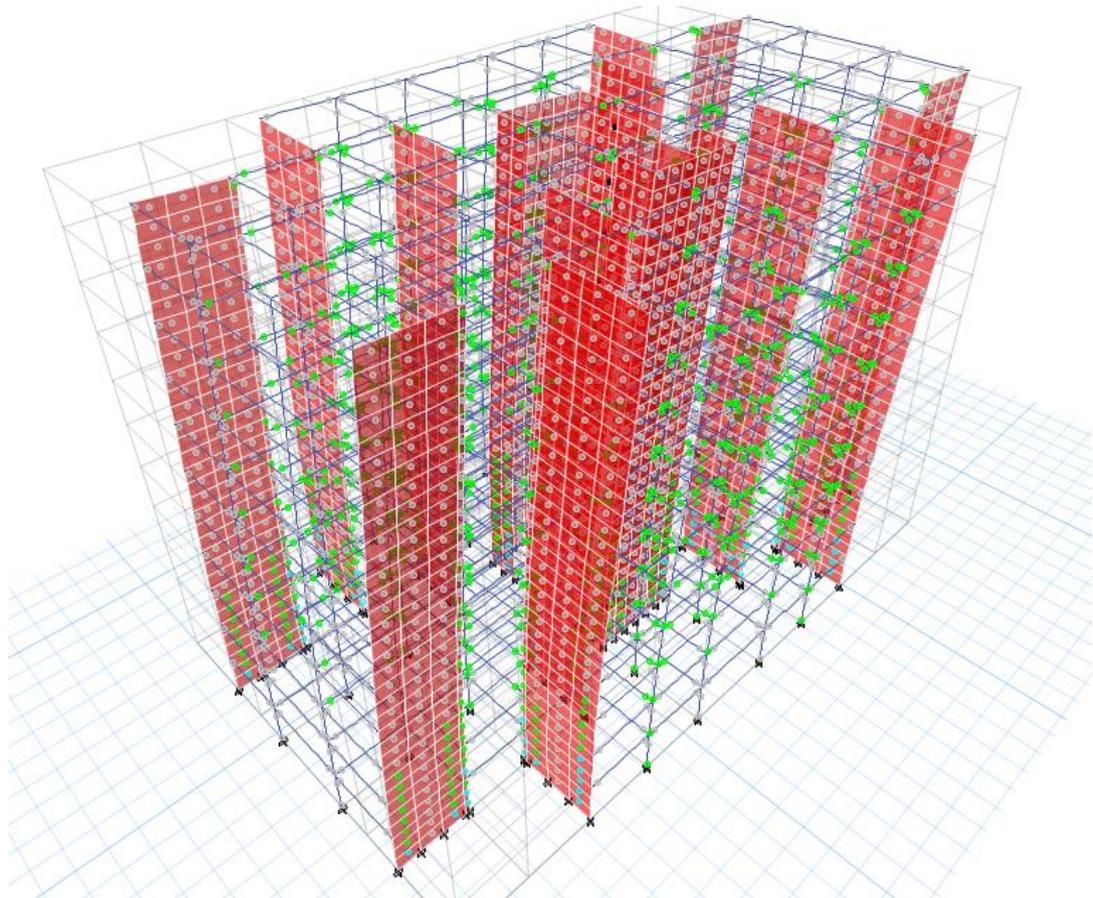


Fig. 368 Formación de rótulas plásticas según Sismo 7038 y 7039

4.4.3.- COMPROBACION DE RESULTADOS

Se han comparado los desplazamientos inelásticos máximos obtenidos en las dos direcciones. Se puede observar que los máximos desplazamientos inelásticos se dan en el séptimo nivel para el análisis estático y en el séptimo y octavo nivel en el análisis dinámico incremental.

Análisis AENL	Desp. X: 18.94 mm	Desp. Y= 19.73 mm
Análisis ADNL	Desp. X: 19.78 mm	Desp. Y= 20.19 mm

Los desplazamientos máximos en el último nivel son casi parecidos en comparación con el análisis estático no-lineal y el análisis dinámico incremental los cuales son:

Análisis AENL Desp. X: 2.85 cm Desp. Y= 3.46 mm

Análisis ADNL Desp. X: 2.97 mm Desp. Y= 3.29 mm

La edificación tanto en el análisis estático no lineal como el análisis dinámico incremental se encuentra en el nivel de ocupación inmediata donde solo se espera un daño mínimo o ninguno en sus elementos estructurales y sólo un menor daño en sus componentes no estructurales.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES

Primera conclusión

El uso del análisis Pushover y análisis dinámico incremental en el modelamiento inelástico de estructuras para simular comportamientos y predecir respuestas, se va a convertir en trabajo cotidiano en las oficinas de ingeniería estructural conforme el Diseño Sísmico Basado en Desempeño se abra paso en nuestro medio.

Segunda conclusión

El análisis no-lineal estático y dinámico, nos sirve para ver la magnitud del daño, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) de los elementos y poder calificarlos como daños que pueden ser aceptables o no, mediante los niveles y rangos de desempeño.

Tercera conclusión

El análisis pushover e IDA permiten comprender los mecanismos de falla que gobiernan la ductilidad y si se requiere una mayor ductilidad debe diseñarse el edificio para que las rótulas plásticas ocurran en todos los extremos de las vigas y columnas.

Cuarta conclusión

En las vigas cortas o de acople se generan primero las rotulas plásticas, por consiguiente estas vigas son las que protegen la estructura porque en ellas se está disipando la energía no lineal.

Quinta conclusión

La ductilidad lateral se incrementa si se reduce la cuantía de acero en las columnas, pero en compensación se incrementa la resistencia lateral.

Sexta conclusión

Debido a que se degrada la resistencia lateral al tener deformaciones inelásticas el periodo de vibración fundamental de la estructura se incrementa dependiendo de su ductilidad.

5.2.- RECOMENDACIONES

Primera

Se recomienda que se deben utilizar métodos más avanzados para el estudio del comportamiento de estos edificios, tal es el caso del análisis no-lineal pushover, análisis incremental dinámico, entre otros. Estos análisis permiten estudiar de una manera más precisa los sismos representativos.

Segunda

Se recomienda promover en las entidades públicas encargadas de velar por la calidad del diseño de edificios, para que desarrollen e implementen laboratorios para que permitan poner en marcha un programa de evaluación sísmica en modelos a escala reducida.

Tercera

Se recomienda que se incentive con más énfasis estos métodos de diseño por cuanto permiten estudiar de una manera más precisa el desempeño sísmico, ante sismos representativos.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, R. (2008), Análisis Sísmico por Desempeño, Centro de Investigaciones Científicas. Quito - Ecuador.

Aguiar, Morales, Chunga, Evelin & Del Castillo, Acelerogramas y espectros inferidos del terremoto 1998 (Mw 7,2).

<https://www.researchgate.net/publication/311607980>

American Society of Civil Engineers (1997), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 273). Washington - Estados Unidos.

Applied Technology Council (1996), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (Vol 1.ATC-40). California - Estados Unidos.

ASCE, Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, 2000, “Uniformación y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios”, Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA 356, Virginia Estados Unidos.

Bazán, E. y Meli, R., (2005), “Diseño sísmico de edificios”, Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores, México D.F.

Bonett D., Ricardo León, 2003, Tesis Doctoral “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”, Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España.

Celigueta T., 2002, Introducción al análisis de estructuras con no-linealidad geométrica.

Fajardo Galliani, C. (2012), Evaluación Estructural de una de las Edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el Método del Espectro de Capacidad (Tesis para obtener el título de ingeniero Civil). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú.

FEMA, (2000), “FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

FEMA, (2009), “FEMA P-440A, Effect of strength and stiffness degradation on seismic response”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Javier Daniel Moreno Sánchez, Evaluación del desempeño Sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no Lineal Pushover.

Krawinkler H. & Seneviratna G.D.P.K, 1998, "Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, Vol 20, N° (4-6), Estados Unidos, pp. 452-464.

Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R, 1988, "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

Meneses, P. D. (2006), Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial. Universidad Austral de Chile.

NTE - 0.30 (2006), Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E 0.30 (Sismo resistencia), Perú.

Paulay, T., 1996, "Seismic Design of concrete structures, the present needs of societies", Department of Civil Engineering, University of Canterbury Christchurch, New Zeland.

Paulay, T. and Priestley, M.J.N. 1992, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons, New York, Estados Unidos, Pág. 744.

Safina M., Salvador, 2002, Tesis Doctoral "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico", Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España.

Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A., (2002), "Incremental dynamic analysis", Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514.

ANEXOS

Desplazamientos SPEC X

Story Max/Avg Displacements						
1 of 11 Reload Apply						
	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story11	SPECX Max	X	0.028525	0.027169	1.05
	Story10	SPECX Max	X	0.02572	0.024491	1.05
	Story9	SPECX Max	X	0.022779	0.021685	1.05
	STORY8	SPECX Max	X	0.019725	0.018772	1.051
	STORY7	SPECX Max	X	0.01659	0.015784	1.051
	STORY6	SPECX Max	X	0.013433	0.012777	1.051
	STORY5	SPECX Max	X	0.010335	0.009826	1.052
	STORY4	SPECX Max	X	0.007394	0.007027	1.052
	STORY3	SPECX Max	X	0.004725	0.004489	1.052
	STORY2	SPECX Max	X	0.002476	0.002352	1.053
	STORY1	SPECX Max	X	0.000815	0.000775	1.052

Desplazamientos SPEC Y

Story Max/Avg Displacements						
1 of 11 Reload Apply						
	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Story11	SPECY Max	Y	0.034563	0.031252	1.106
	Story10	SPECY Max	Y	0.031032	0.028032	1.107
	Story9	SPECY Max	Y	0.027369	0.024698	1.108
	STORY8	SPECY Max	Y	0.02359	0.021265	1.109
	STORY7	SPECY Max	Y	0.01973	0.017765	1.111
	STORY6	SPECY Max	Y	0.015861	0.014262	1.112
	STORY5	SPECY Max	Y	0.01208	0.010847	1.114
	STORY4	SPECY Max	Y	0.008517	0.007634	1.116
	STORY3	SPECY Max	Y	0.005325	0.004762	1.118
	STORY2	SPECY Max	Y	0.002689	0.002398	1.121
	STORY1	SPECY Max	Y	0.000825	0.000732	1.127

DERIVAS – SISMO X

Story Drifts								
1 of 11 Reload Apply								
	Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
▶	Story11	SPECX Max	X	0.000972	C142	33	0	31.9
	Story10	SPECX Max	X	0.001021	C142	33	0	29
	Story9	SPECX Max	X	0.00106	C142	33	0	26.1
	STORY8	SPECX Max	X	0.001088	C142	33	0	23.2
	STORY7	SPECX Max	X	0.001094	C142	33	0	20.3
	STORY6	SPECX Max	X	0.001073	C142	33	0	17.4
	STORY5	SPECX Max	X	0.001017	C142	33	0	14.5
	STORY4	SPECX Max	X	0.000922	C142	33	0	11.6
	STORY3	SPECX Max	X	0.000776	C142	33	0	8.7
	STORY2	SPECX Max	X	0.000573	C142	33	0	5.8
	STORY1	SPECX Max	X	0.000281	C142	33	0	2.9

DERIVAS – SISMO Y

Story Drifts								
1 of 11 Reload Apply								
	Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
▶	Story11	SPECY Max	X	0.000396	C142	33	0	31.9
	Story10	SPECY Max	X	0.000417	C142	33	0	29
	Story9	SPECY Max	X	0.000434	C142	33	0	26.1
	STORY8	SPECY Max	X	0.000447	C142	33	0	23.2
	STORY7	SPECY Max	X	0.000451	C142	33	0	20.3
	STORY6	SPECY Max	X	0.000444	C142	33	0	17.4
	STORY5	SPECY Max	X	0.000422	C142	33	0	14.5
	STORY4	SPECY Max	X	0.000384	C142	33	0	11.6
	STORY3	SPECY Max	X	0.000324	C142	33	0	8.7
	STORY2	SPECY Max	X	0.000238	C142	33	0	5.8
	STORY1	SPECY Max	X	0.000116	C142	33	0	2.9

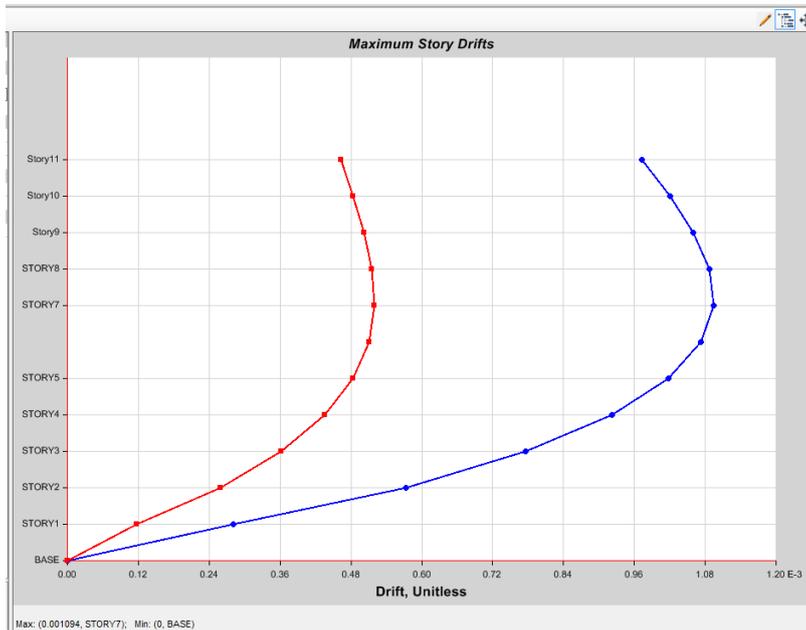


Fig. 28 Desplazamientos relativos Spec x

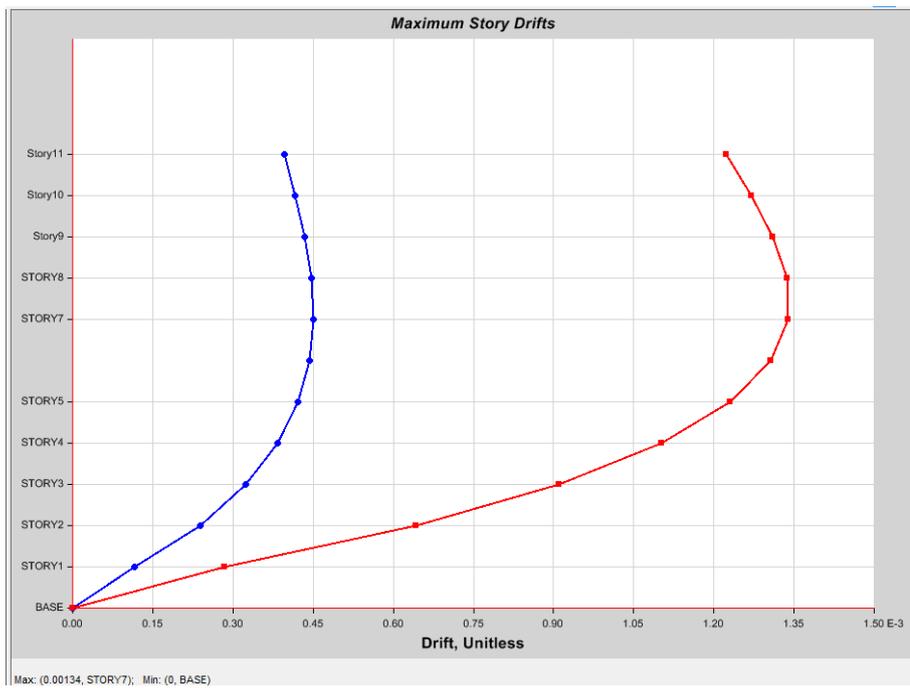


Fig. 29 Desplazamientos relativos Spec y