

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



**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA
BIBLIOTECA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

GROVER ALFREDO COARITA TINTAYA

Lima- Perú

2011

INDICE

	Página
RESUMEN	5
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	8
INTRODUCCIÓN	12
OBJETIVOS	13
ANTECEDENTES	14
CAPÍTULO I ESTADO DEL ARTE: VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS	16
1.1.- VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS:	16
1.2.- MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA: —	16
1.2.1.- En función de la fuente de información	16
1.2.1.1.- <i>Métodos empíricos</i>	16
1.2.1.2.- <i>Métodos analíticos o teóricos</i>	16
1.2.2.- Por el tipo de medida a utilizar:	18
1.2.2.1.- <i>Métodos cualitativos.</i>	18
1.2.2.2.- <i>Métodos cuantitativos</i>	19
CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DE LA BIBLIOTECA Y SU ESTADO ACTUAL 22	
2.1.-DESCRIPCIÓN	22
2.2.- Elementos estructurales	22
2.3.- Historia de la Biblioteca	24
2.4.- Determinación de cargas	25
CAPÍTULO III: VIBRACIONES AMBIENTALES	43
3.1.- MÉTODOS PARA OBTENER LAS FRECUENCIAS NATURALES	43
3.1.1.- Razón espectral entre la componente horizontal y vertical (H/V)	43
3.1.2.- Razón espectral entre componentes de movimiento horizontal de piso y la base	43
3.2.- MEDICIONES DE VIBRACIONES	44
3.2.1.- Mediciones de vibraciones ambientales según equipo CISMID-UNI —	44
3.2.2.- Mediciones de vibraciones ambientales según equipo IGR	45
CAPÍTULO IV: SISMO DEL 15 DE AGOSTO 2007 Y EFECTOS DE SITIO ----	53
4.1.- SISMO DEL 15 DE AGOSTO 2007	53
4.2.- DESCRIPCIÓN DE DAÑOS	53
4.3.- EFECTO DE SITIO	56

CAPÍTULO V: MODELO MATEMÁTICO CON LAS CARACTERÍSTICAS DE LA BIBLIOTECA	67
5.1.- CONSIDERACIONES.....	67
5.2.- CARACTERIZACIÓN DE CIMENTACIÓN EN EL MODELO ANALÍTICO –	67
5.2.1.- Para las zapatas	67
5.2.2.- Para los pilotes	69
CAPÍTULO V: ANÁLISIS ANÁLISIS LINEAL ESTÁTICO, DINÁMICO Y TIEMPO HISTORIA	72
6.1.- ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE	72
6.2.- ANÁLISIS DINÁMICO POR COMBINACIÓN MODAL ESPECTRAL.....	73
6.3.- ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA LINEAL.....	76
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	79
7.1.- ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO – (PUSHOVER)	79
7.2.- MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA	101
7.2.1.- Espectro de Capacidad	103
7.2.3.- Estimación de la respuesta sísmica máxima	107
7.3.- DETERMINACIÓN DEL PUNTO DESEMPEÑO DEL EJE X TRANSVERSAL.....	112
7.4.- DETERMINACIÓN DEL PUNTO DESEMPEÑO DEL EJE Y LONGITUDINAL.....	114
CAPÍTULO VIII: EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE LA BIBLIOTECA	116
8.1.- EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA SISMO DEL 2007	116
8.1.2.- Comportamiento de los estantes ante el sismo de pisco del 2007	121
8.2.- EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA SISMO.....	121
CONCLUSIONES	127
RECOMENDACIONES	131
BIBLIOGRAFÍA	132
ANEXOS	134

RESUMEN

La presente investigación trata de la evaluación de la vulnerabilidad estructural de la Biblioteca de la Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM), está dividida en los capítulos siguientes:

- El primer capítulo menciona aspectos teóricos muy importantes de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones. Trata sobre los tipos de evaluación estructural usados en la actualidad.
- El segundo capítulo describe las características más importantes de la Biblioteca Agrícola Nacional –UNALM, tanto de sus elementos estructurales como de los eventos sísmicos ocurridos durante su funcionamiento.
- En el tercer capítulo se describen las mediciones de vibraciones ambientales, de las cuales se determinan las frecuencias fundamentales de vibración de la Biblioteca.
- El cuarto capítulo trata de los efectos del sismo de 2007 con las consecuencias en la Biblioteca, también se determina el efecto de sitio (amplificación sísmica). Se realiza el análisis solo del efecto del suelo con registros acelerográficos reales del sismo del 1966, 1974 y 2007.
- En el quinto capítulo se enfoca en la realización de un modelo matemático tanto en el programa de cómputo ETABS v9.70 (para el análisis lineal), y se detallan las consideraciones de modelamiento (de apoyo, del módulo de elasticidad, valores efectivos de las secciones, etc.).
- En el sexto capítulo se desarrollan los análisis lineales: estático, dinámico espectral modal y tiempo historia en la estructura; se muestra los principales resultados.
- En el séptimo capítulo se desarrolla el análisis no lineal estático incremental (Pushover) de la estructura con el uso del programa de cómputo SAP2000 v14.1.
- En el octavo capítulo se discuten aspectos importantes de la evaluación de la vulnerabilidad de la Biblioteca.
- Finalmente se presentan las principales conclusiones y recomendaciones de la investigación realizada.

LISTA DE CUADROS

	Página
2.1.- Resumen de secciones de viga en diferentes niveles (donde T y R representan al tipo de sección t y rectangular respectivamente).....	24
2.2.- Resultados de la medición de pesos de estantes de la Biblioteca.....	26
2.3.- Valores de sobrecarga en la Biblioteca (norma de cargas E020).....	26
3.1.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales.....	44
Biblioteca (CISMID).....	45
3.2.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales en el suelo (CISMID).....	46
3.3.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales Biblioteca (IGR).....	46
3.4.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales suelo (IGR).....	46
4.1.- Notación de estaciones sismográficas.....	58
4.2.- Tabla de composición de suelo de fundación de la Biblioteca.....	59
5.1.- Relación de capacidad portante con el módulo de balasto (Morrison).....	68
5.2.- Rigideces de resortes para las zapatas.....	68
5.3.- Módulo de balasto para pilotes.....	70
5.4.- Valores de resortes de rigidez para pilotes.....	70
6.1.- Distribución de fuerzas por niveles.....	72
6.2.- Resultados para el análisis estático en dirección transversal.....	73
6.3.- Resultados para el análisis estático en dirección longitudinal.....	73
6.4.- Periodos de los modos de la Biblioteca.....	74
6.5.- Resultados para el análisis espectral en dirección transversal.....	76
6.6.- Resultados para el análisis espectral en dirección longitudinal.....	76
6.7.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1966 en dirección transversal.....	77
6.8.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1966 en dirección longitudinal.....	77
6.9.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1974 en dirección transversal.....	77
6.10.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1974 en dirección longitudinal.....	77
6.11.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo del 2007 en dirección transversal.....	78

6.12.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 2007 en dirección longitudinal.....	78
7.1.- Valores de interacción momento de flexión – carga axial.....	85
7.2.- Valores de relación momento - curvatura a diferentes valores de carga axial (columna C8).....	85
7.3.- Valores de amortiguamiento viscoso.....	85
7.4.- Valores límites de SR_A y SR_V mínimos.....	105
7.5.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en pórticos (ATC40).....	111
7.6.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en pórticos con muros (ATC 40).....	111
7.7.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en dirección transversal X.....	113
7.8.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en dirección longitudinal Y.....	115
8.1.- Valores de coeficientes de rozamiento estático.....	123

LISTA DE FIGURAS

	Página
1.1- Proceso General del ATC-21	6
2.1.- Ubicación de la Biblioteca.....	27
2.2.- Vista de la estructura estudiada.....	27
2.3.- Vista en planta del semisótano (solo la parte superior).....	28
2.4.- Vista en planta del primer piso.....	29
2.5.- Vista en planta del segundo piso (primer mezaninne).....	30
2.6.- Vista en planta del tercer piso.....	31
2.7.- Vista en planta del cuarto piso (segundo mezaninne).....	32
2.8.- Vista en planta de losa de techo del primer piso.....	33
2.9.- Vista en planta de losa de techo del segundo piso (primer mezaninne).....	34
2.10.- Vista en planta de losa de techo del tercer piso.....	35
2.11.- Vista en planta de losa de techo del cuarto piso (segundo mezaninne).....	36
2.12.- Vista en planta de losa de la azotea.....	37
2.13.- (a) Sección de las vigas principales a lo largo del eje transversal, (b) Sección de las vigas longitudinales interiores y (c) Sección de las vigas longitudinales laterales.....	39
2.14.- Vista del sistema típica de techo en todos los niveles.....	39
2.15.- Vista frontal de la Biblioteca (doble altura).....	40
2.16.- Vista posterior de Biblioteca.....	40
2.17.- Vista lado lateral transversal de la Biblioteca (lado Oeste).....	41
2.18.- Vista de lado lateral transversal – Reparación de la losa nevada.....	41
2.19.- Estante típico de sala de Biblioteca.....	42
2.20.- Vista de bloques de libros.....	42
3.1.- Vista del sensor ubicado en el centro geométrico de la azotea (equipo del CISMID).....	48
3.2.- Vista del sensor ubicado en el centro geométrico del cuarto piso (equipo del CISMID).....	48
3.3.- Vista de la computadora portátil (equipo del CISMID).....	48
3.4.- Función de transferencia (Longitudinal / Vertical)- Primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo del CISMID).....	49
3.5.- Función de transferencia (Transversal / Vertical) - Primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo del CISMID).....	49
3.6.- Espectro de Fourier en dirección X en el suelo (primera medición) según equipo del CISMID.....	49

3.7.- Espectro de Fourier en dirección Y en el suelo (primera medición) según equipo del CISMID.....	50
3.8.- Función de transferencia H/V primera medición suelo según equipo del CISMID.....	50
3.9.- Vista de la medición de vibraciones ambientales en la azotea de la Biblioteca (equipo de IGR).....	50
3.10.- Vista de la medición de vibraciones ambientales en suelo de la Biblioteca (equipo de IGR).....	51
3.11.- Función de transferencia (Longitudinal/Vertical)- primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo de IGR).....	51
3.12.- Función de transferencia (Transversal /Vertical)- primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo de IGR).....	51
3.13.- Función de transferencia (Transversal/Vertical) - medición en suelo de fundación (equipo de IGR).....	51
3.14.- Función de transferencia (Longitudinal/Vertical) - medición en suelo de fundación (equipo de IGR).....	52
4.1.- Fisuras diagonales en muros estructurales en el primer nivel.....	54
4.2.- Fisura horizontal en muro estructural.....	55
4.3.- Fisura horizontal en muro estructural.....	55
4.4.- Junta de construcción en muro estructural (fisura generada por junta).....	55
4.5.- Grietas visibles en el primer piso y fisuras horizontales (líneas discontinuas) en muros estructurales, en los demás niveles superiores.....	56
4.6.- Fisuras visibles (líneas discontinuas).....	56
4.7.- Mapa geomorfológico y de suelos para Lima Metropolitana según Martínez (1975) y distribución de las estaciones acelerométricas que registraron al sismo de Pisco. Para cada estación se presenta los valores máximos de aceleración en sus tres componentes (Isabel Bernal y Hernando Tavera - IGP).....	57
4.8.- Acelerograma en la base de la Biblioteca EO según la estación Rinconada – sismo 15 de agosto del 2007.....	58
4.9.- Acelerograma en la base de la Biblioteca EO según la estación Parque de la Reserva – Sismo 1966.....	58
4.10.- Acelerograma en la base de la Biblioteca EO según la estación surco sismo de 1974.....	59
4.11.- Perfil del suelo (grafico en programa Edushake).....	62
4.12.- Espectro de respuesta - estación Rinconada EO sismo 2007.....	63.
4.13.- Espectro de respuesta - estación Ñaña NS sismo 2007.....	63

4.14.- Espectro de respuesta - estación Parque de la Reserva EO sismo 1966.....	63
4.15.- Espectro de respuesta - estación Surco NS sismo 1974.....	64
4.16.- Función de transferencia (base Biblioteca/roca) - estación Ñaña sismo 2007.....	64
4.17.- Función de transferencia (base Biblioteca/roca) - estación Parque de la reserva sismo 1966.....	64
4.18.- Función de transferencia (base Biblioteca/roca) - estación Surco sismo 1974.....	65
4.19.- Espectros de respuesta para la dirección EO.....	65
4.20.- Espectros de respuesta para la dirección NS.....	66
4.21.- Espectros de respuesta promedio para ambas direcciones.....	66
5.1.- Modelo analítico en ETABS.....	71
6.1.- Gráfico del espectro de aceleraciones para ambas direcciones de análisis.....	74
6.2.- Primera forma de modo longitudinal (T=0.386s).....	75
6.3.- Segunda forma de modo transversal (T=0.372s).....	75
7.1.- Curva de capacidad de la estructura (Desplazamiento en el nivel superior Vs Cortante Basal).....	79
7.2.- Diagrama de momento curvatura idealizada.....	80
7.3.- Modelo simple de concreto no confinado.....	80
7.4.- Modelo simple de acero grado 40($f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{bu}= 4200 \text{ kg/cm}^2$ – Park & Paulay).....	81
7.5.- Modelo de momento- curvatura o rotación angular del SAP2000.....	83
7.6.- Asignación de propiedades en el SAP2000.....	84
7.7.- Vista de Sección de columna.....	84
7.8.- Relación de deformación de corte Vs esfuerzo de corte.....	87
7.9.- Modelo estructural de la edificación en SAP2000 (vista en Planta).....	88
7.10.- Modelo estructural de la edificación en SAP2000 (perspectiva tridimensional).....	89
7.11.- Curva de capacidad en dirección X.....	94
7.12.- Curva de capacidad del eje Y (eje longitudinal).....	101
7.13.- Niveles de amenaza de movimientos sísmicos para la evaluación de la Biblioteca.....	102
7.14.- Secuencia gráfica de obtención de espectro capacidad.....	103
7.15.- Espectro de demanda sísmica.....	106

7.16.- Espectro de demanda sísmica reducido.....	107
7.17.- Secuencia gráfica de obtención de espectro capacidad.....	109
7.18.- Obtención del punto de desempeño para sismo de servicio (SS).....	112
7.19.- Obtención del punto de desempeño para sismo de diseño (SD).....	112
7.20.- Obtención del punto de desempeño para sismo máximo(SM).....	113
7.21.- Obtención del punto de desempeño para sismo de servicio (SS).....	114
7.22.- Obtención del punto de desempeño para sismo de diseño (SD).....	114
7.23.- Obtención del punto de desempeño para sismo máximo(SM).....	115
8.1.- Eje 6 de análisis (Se muestra los esfuerzos de tracción o Compresión en los muros para el análisis tiempo historia sismo 2007).....	117
8.2.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre Ejes B y C por carga muerta, con un valor de esfuerzo de compresión 104.97t/m ² a una altura de 1.80m.....	118
8.3.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre ejes B y C por carga de sismo de 2007, con un valor de esfuerzo de tracción 256.46t/m ² a una altura de 1.80m.....	118
8.4.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre ejes I y J por carga muerta, con un valor de esfuerzo de compresión de 41.02 t/m ² a una altura de 1.80m.....	119
8.5.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre ejes I y J por carga de sismo de 2007, con un valor de esfuerzo de tracción de 249.81 t/m ² a una altura de 1.80m.....	119
8.6.- Eje transversal C.....	120
8.7.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje C entre ejes 4 y 5 por carga muerta, con un valor de esfuerzo de compresión de 283.62 t/m ² en la base del muro.....	120
8.8.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje C entre ejes 4 y 5 por carga de sismo de 2007, con un valor de esfuerzo de tracción de 144.53 t/m ² en la base del muro.....	120
8.9.- Vista de los estantes de la Biblioteca en el tercer piso.....	122
8.10.- Acelerogramas de diferentes pisos de importancia debidos al sismo del 2007.....	124
8.11.- Esquema de fijación de Estantes.....	125

INTRODUCCIÓN

La Biblioteca Agrícola Nacional (BAN) de la Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM) tiene más de 45 años de construida y ha sufrido daños estructurales con anterioridad al año 2007. Se han realizado dos reforzamientos estructurales debido a los daños causados por los sismos de los años 1966 y 1974. Es importante señalar que la configuración estructural inicial del edificio era básicamente aporticada (con muros estructurales en los extremos laterales) y se cambió radicalmente dicha configuración a predominantemente de muros estructurales en el último reforzamiento efectuado en 1976.

Con las condiciones logradas después de reestructurarla en dos ocasiones se tenía casi la certeza que no sufriría daños estructurales visibles, pero a causa del sismo del 15 de agosto del 2007 se presentaron gran cantidad de fisuras y algunas grietas pronunciadas en los muros estructurales del primer nivel, además de presentarse fisuras horizontales a lo largo de todos los muros estructurales, también se aprecian fisuras y grietas en vigas y en el techo.

La Biblioteca se encuentra asentada sobre un suelo blando en donde las aceleraciones espectrales son de importancia (se desarrolla la identificación del efecto de sitio y la interacción suelo – estructura). Otro factor de importancia en la Biblioteca es el periodo fundamental, hallado con equipos de vibraciones ambientales, el cual es relativamente largo con la configuración estructural de la Biblioteca.

La Biblioteca es una edificación de importancia según la norma E030, es necesario conocer su vulnerabilidad sísmica, para así recomendar acciones que garanticen su buen comportamiento ante eventos sísmicos futuros.

OBJETIVOS

- ✓ El presente trabajo tiene por objetivo evaluar la vulnerabilidad sísmica de la Biblioteca de la UNALM, con metodologías y técnicas actuales, poniendo énfasis en el planteo de modelos que sean capaces de representar en forma real al comportamiento de la estructura.
- ✓ Determinar características del edificio estimando las acciones sísmicas en el sitio.
- ✓ Desarrollar un análisis lineal y no lineal, tanto estático como dinámico, para la respectiva evaluación de vulnerabilidad, dando a conocer los datos necesarios y las herramientas para tal proceso.
- ✓ Analizar los resultados obtenidos, con el fin de determinar la vulnerabilidad de la edificación.
- ✓ Determinar las causas por las que se presentaron las fisuras observadas luego del sismo ocurrido el 15 de agosto del 2007.
- ✓ Proponer medidas que ayuden a la reducción de la vulnerabilidad.

ANTECEDENTES

El Perú es un país eminentemente sísmico, en el que existe gran cantidad de construcciones civiles tales como edificios, puentes, interconexiones viales, algunas de las cuales son construcciones esenciales. Sin embargo no todas las construcciones se encuentran en condiciones óptimas para poder estar en servicio luego de un evento sísmico. No es necesario que tal evento sísmico sea moderado o severo para que cause un significativo daño, debido a que una construcción puede perder la capacidad resistente ante un sismo por diferentes motivos como podrían ser: mala configuración estructural, mal proceso constructivo, materiales no adecuados, etc.

Existe una variedad de métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica específicamente para edificios, como por ejemplo: Los métodos empíricos (basados en la experiencia del evaluador con conocimientos sobre el comportamiento de edificios durante un sismo, se usa para evaluaciones preliminares por que requieren poca información disponible), métodos analíticos o teóricos (basados en modelos mecánicos de respuesta estructural , su enfoque es muy completo y exigente y dependen de la calidad de la información disponible) y métodos experimentales (se recurren a ensayos dinámicos in- situ para poder determinar las propiedades del edificio, se usan para conocer el estado de la edificación luego de un sismo). Por lo general, para un buen análisis de vulnerabilidad se combinan métodos, de manera que exista una gran confiabilidad del análisis de vulnerabilidad.

La estructura de la Biblioteca de la UNALM, ha tenido desde que fue construida cambios estructurales importantes a causa de los eventos sísmicos, que dañaron diversos elementos. La estructura se construyó en el año de 1964. Su configuración estructural inicial fue aporticada, luego del sismo de 1966 se presentaron daños importantes (grietas pronunciadas) en la mayoría de elementos estructurales (los extremos de varias vigas tuvieron que ser reparados reemplazando el concreto agrietado con concreto nuevo). Se optó por realizar la reparación y reforzamiento estructural por medio de arriostres de concreto reforzado en cruz en diferentes marcos aporticadas. Con estos se debía proteger a la Biblioteca, pero con el sismo de 1974 el sistema estructural modificado no funcionó adecuadamente y por tanto también se presentaron grietas en los elementos estructurales (los arriostres no eran la solución).

En el año de 1976 se realiza la reparación y el reforzamiento estructural, cambiándose radicalmente de sistema estructural (de pórticos a predominancia de muros estructurales en dos direcciones ortogonales). Con esta nueva concepción de reforzamiento se esperaba que no debía presentar daños visibles o fisuras pronunciadas, pero con el sismo de 2007 se presentaron grietas en vigas y losas, fisuras en columnas y fisuras horizontales en los muros estructurales que se añadieron en el último reforzamiento del año 1976. Con estos antecedentes considera que la Biblioteca puede presentar un mal comportamiento estructural que también se vea influenciado por los efectos locales de suelo blando, por lo que es necesario conocer los efectos presentes en la Biblioteca y sus grados de influencia.

CAPÍTULO I ESTADO DEL ARTE: VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS

1.1.- VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS:

La vulnerabilidad sísmica es la probabilidad de experimentar daños estructurales debido a la ocurrencia de un sismo de determinadas características. También se puede conceptualizar como la propiedad intrínseca de la estructura descrita a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño.

1.2.- MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA:

1.2.1.- En función de la fuente de información

Según la información disponible y que prevalece. Se divide en tres metodologías:

1.2.1.1.- Métodos empíricos

Basados en la experiencia del evaluador con conocimientos sobre el comportamiento de edificios durante un sismo, se usa para evaluaciones preliminares por su poca información disponible.

1.2.1.2.- Métodos analíticos o teóricos²

Basado en modelos mecánicos de respuesta estructural, su enfoque es muy completo y exigente y depende de la calidad de la información disponible.

Estos métodos sólo son aplicables a las construcciones que puedan ser representadas por modelos mecánicos y, generalmente, son utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a que involucran análisis detallados y modelos más refinados.

Los procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son:

- a) Análisis estático lineal: La estructura se modela como un sistema de un grado de libertad (1 GDL) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se representa mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. A partir de la estimación de la frecuencia fundamental de la estructura usando relaciones empíricas o el método del cociente de Rayleigh, se determina a partir del espectro de respuesta o de diseño apropiado el coeficiente sísmico ($ZUCS/R$), el cual multiplicada por el peso P de la estructura, corresponde a la fuerza lateral equivalente o cortante basal V . Esta fuerza se distribuye a lo alto de toda la altura y se determinan mediante un análisis estático lineal las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura. Este tipo de

procedimiento se utilizan principalmente para propósitos de diseño, pero su uso se limita a estructuras regulares donde el primer modo de vibración es predominante.

b) **Análisis estático no lineal:** En este tipo de análisis el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza - deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material, lo cual representa una ventaja sobre los métodos de análisis estático lineal. La representación más común para este análisis es la curva de capacidad o curva "pushover", la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

c) **Análisis dinámico lineal:** La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal, una matriz de masas y una matriz de amortiguamiento viscoso. La acción sísmica se modela utilizando un análisis modal espectral. El análisis modal espectral supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración, utilizando un espectro de respuesta elástico. Sólo se consideran los modos que contribuyen significativamente a la respuesta de la estructura. Las respuestas modales se combinan usando diversos métodos tales como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

d) **Análisis dinámico no lineal:** En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con acelerogramas reales o artificiales. Éste es el procedimiento más elaborado para predecir las fuerzas y los desplazamientos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada en la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de aceleración.

1.2.1.3.- Métodos experimentales.- Se recurre a ensayos dinámicos in- situ para poder determinar las propiedades del edificio, por ejemplo para conocer el estado estructural de la edificación. Uno de los ensayos más usados y de gran importancia es el ensayo de vibraciones ambientales (Microtremor) para determinar las frecuencias fundamentales traslacionales de la edificación.

1.2.2.- Por el tipo de medida a utilizar:

1.2.2.1.- Métodos cualitativos.-

Los métodos cualitativos son utilizados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones, y seleccionar aquellas que ameriten un análisis más detallado. Estos métodos se utilizan principalmente para la evaluación masiva de edificios con fines de cuantificación del riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad, y sus resultados, fuera de lo necesario para realizar dicha selección, no pueden tomarse realmente como concluyentes en ningún caso particular, salvo que corroboren la seguridad de una edificación.

Algunos de estos métodos constituyen el primer nivel de evaluación de los métodos analíticos como por ejemplo: El método japonés y el método ATC-21.

En términos generales, puede decirse que son métodos eminentemente cualitativos, en los que la construcción recibe una calificación determinada de acuerdo a aspectos tales como su estado de conservación, su irregularidad en planta y en altura, su relación con el suelo, etc., esta calificación en general no se sustenta con cálculos muy sofisticados de oficina o ensayos de laboratorio.

a) Método ATC-21³

Método muy sencillo que se basa simplemente en darle una calificación inicial a una edificación y a medida que se avanza en la revisión, se van filtrando las características estructurales de la edificación y así mismo se le van restando o sumando puntos a la calificación inicial.

El procedimiento comienza por identificar el sistema estructural que resiste, las fuerzas sísmicas así como los materiales de los que está compuesto. El puntaje se le irá sumando o restando a la calificación inicial dependiendo de factores tales como:

- Si es de gran altura.
- Si está deteriorado.
- Si tiene irregularidades geométricas.
- Si existen pisos flexibles dentro de la edificación.
- Si existe torsión en planta.

La escala en este método es:

- Para mal comportamiento sísmico es 0.
- Para muy buen comportamiento es hasta 6.

Si un edificio resulta con una calificación inferior o igual a 2, se requiere que se lleve a cabo una evaluación más detallada tal como la del FEMA-273 o

FEMA356. Del resultado de la evaluación preliminar los edificios que resulten deficientes deben ser estudiados y analizados por ingenieros estructurales especialistas en diseño sismorresistente.

La Figura 1.1 muestra el proceso general del ATC-21.

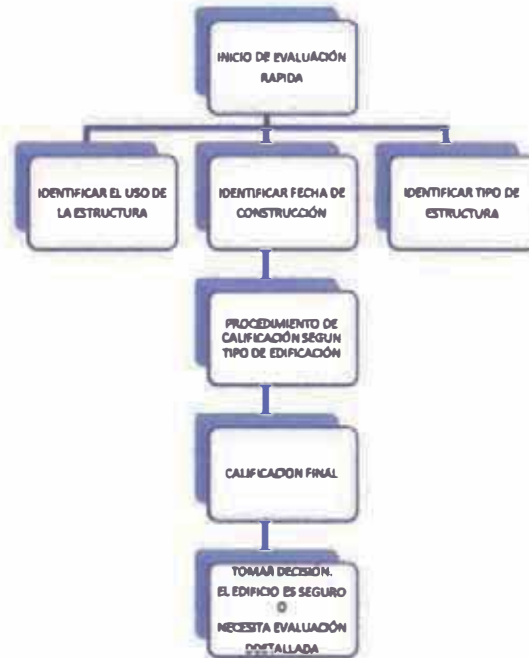


Figura N° 1.1.- Proceso General del ATC-21.

1.2.2.2.- Métodos cuantitativos

Para evaluar el estado estructural de una edificación, resulta importante la realización de un análisis más riguroso; para lo cual se dispone de los métodos cuantitativos. Asimismo, los métodos cuantitativos sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos, cuando estos últimos no entreguen resultados determinantes sobre la seguridad de la estructura.

Para realizar un análisis de vulnerabilidad, utilizando métodos cuantitativos es necesario contar con cierta información básica como:

- Características de los materiales utilizados en la edificación,
- Caracterización del suelo donde se encuentra emplazada la estructura; y
- Planos estructurales entre otras.

Generalmente los análisis cuantitativos son realizados mediante modelaciones matemáticas de la estructura, en las cuales se deben tener en cuenta si es necesario considerar aspectos tales como:

- Interacción de la estructura con los elementos no estructurales.
- Cargas reales a las que está sometida la estructura.
- Análisis para los diferentes sismos que se pueden presentar.

Entre los métodos cuantitativos tenemos al FEMA-273.

a) Método FEMA-273³

Está diseñado para identificar más en detalle los miembros estructurales (columnas y vigas) que se encuentran deficientes en cuanto a su capacidad o resistencia.

En el FEMA-273, a diferencia de los métodos descritos anteriormente, se definen diferentes métodos y criterios de diseño para alcanzar diferentes niveles de desempeño sísmico de la edificación. Dentro de los niveles de desempeño sísmico se encuentran:

- Nivel Operacional,
- Nivel de Ocupación Inmediata,
- Nivel de Protección de la Vida y
- Nivel de Prevención de Colapso.

La selección de estos niveles depende del desempeño esperado de la edificación durante y después de un terremoto, de cuánto daño se va permitir que ocurra en la edificación, cuánta pérdida económica se permitiría y del traumatismo o interrupción que cause en las actividades de los ocupantes de la edificación.

El procedimiento del FEMA-273 permite tanto una Rehabilitación Simplificada como una Rehabilitación Sistemática. La rehabilitación sísmica simplificada se permite usar para edificaciones bajas, de configuración geométrica sencilla, generalmente en zonas de amenaza sísmica intermedia y baja. Para este tipo de rehabilitación se requiere mucho menos análisis y diseño que para la sistemática. El método de rehabilitación sistemática es más completo y consta de un proceso parecido al del diseño de una edificación nueva, en el que se modifica el pre-diseño o diseño preliminar hasta que los resultados del análisis son verificados o aceptados revisando elemento por elemento.

La rehabilitación sistemática generalmente se basa en el comportamiento no-lineal de la respuesta de la estructura y usa procedimientos que no son comunes en los códigos de diseño corrientes. En este tipo de rehabilitación se revisa detalladamente cada miembro estructural, se diseñan nuevos elementos y se verifica la interacción aceptable de los desplazamientos esperados y de las fuerzas internas en los elementos estructurales.

Utilizando el método FEMA-273, se calculan los cortantes en la base, modificados por torsión accidental, se calculan los cortantes por piso y las cargas

gravitacionales. Esta información se utiliza para definir los parámetros de aprobación o de aceptación con los que se trabaja, así:

$$mkQ_{ce} \geq Q_{ud} \quad \text{o} \quad kQ_{ci} \geq Q_{uf}$$

m: Es un factor de modificación que depende de las cargas axiales y las cortantes y de las propiedades de los materiales de los diferentes elementos.

k: Es un factor que depende de qué tanto se conozca de la estructura.

Q_{ce} : Es la resistencia calculada de un miembro en particular que se está estudiando (axial, corte, flexión o flexo-compresión) teniendo en cuenta sus estado actual.

Q_{ud} : Es un conjunto de demandas o exigencias controladas por las deformaciones impuestas en la estructura debido a las diferentes cargas (muerta, viva, sismo, etc.).

Q_{ci} : Es la resistencia mínima de un elemento en el nivel de deformación que se está considerando.

Q_{uf} : Es el conjunto de demandas o exigencias controladas por fuerzas impuestas a la estructura por las deformaciones (rigidez) o por una gobernada por las fuerzas (resistencia).

El último paso del procedimiento consiste en revisar o verificar la estrategia de rehabilitación definida desde un comienzo de la estructura.

En la presente investigación se combinara metodologías descritas para efectuar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, se seguirá el siguiente enfoque:

- Se recopila toda la información de la estructura como planos estructurales, determinación de cargas y demás elementos que ayuden a realizar una adecuada representación de la estructura en un modelo mecánico.
- Determinaciones de efectos de sitio (amplificaciones sísmicas) y la interacción suelo estructura.
- Utilización de métodos experimentales para la determinación de las propiedades dinámicas (periodo fundamental) tanto de la Biblioteca como del suelo.
- Se desarrollan métodos analíticos con modelos mecánicos, para el análisis lineal se utiliza el programa de cómputo ETABS y para el análisis no lineal se utiliza el programa SAP2000.
- Se analiza la estructura con el método ATC-40(se describe en el capítulo 8), para el análisis estático no lineal dentro del programa SAP2000.

CAPÍTULO II: DESCRIPCIÓN DE LA BIBLIOTECA Y SU ESTADO ACTUAL

2.1.-DESCRIPCIÓN

La Biblioteca se encuentra dentro del campus de la Universidad Nacional Agraria La Molina, se encuentra en las coordenadas geográficas $S12^{\circ}04'53.76''$ Y $W76^{\circ}57'$ con una orientación de $25^{\circ}44'$ del eje transversal respecto al eje NS geográfico (figura 2.1).

La Biblioteca (figura 2.2) consta de 4 pisos de 3.6m de altura y un semisótano de 3.2m de altura ubicado solo en un sector, como se muestra en la figura 2.3.

El área en planta de la Biblioteca es de 38x60m (para el primer piso y la azotea) y de 32x60m (para el resto de pisos). El techo del sótano es una losa nervada (solo existe sótano en un sector de la Biblioteca) y el piso del primer nivel es tanto losa nervada (techo del sótano) como losa maciza de 15cm de espesor con refuerzo en dos direcciones (como se puede ver el anexo plano E18)

En la figura 2.7 se pueden notar la distribución arquitectónica en el cuarto piso. Los depósitos de libros se encuentran en los pisos 1, 2 y 3 (ver figuras 2.3 a 2.7). En el primer piso gran parte de los estantes de libros se encuentran sobre el techo del semisótano, que no abarca toda el área de la Biblioteca y otra parte de estantes se encuentra en el área el cual el piso es una losa maciza la cual se apoya sobre terreno rellenado. En el segundo piso la distribución de estantes de libros es similar a la del primer piso, mientras que en el tercer piso los estantes de libros se encuentran en el lado derecho.

2.2.- Elementos estructurales

El sistema estructural predominante en la Biblioteca actualmente es de muros estructurales. Las losas de techo se muestran en las figuras 2.8 al 2.12. La Biblioteca consta de los siguientes elementos estructurales:

- Muros estructurales de 39cm de espesor.
- Columnas de 39x79cm, espaciadas entre ejes 8m en la dirección transversal y 6m en la dirección longitudinal de la edificación.
- Las vigas principales que cubren los vanos de 7.41m en dirección transversal son de sección T como se muestra en la figura 2.13 (a); las vigas secundarias interiores en la dirección longitudinal son de sección T como se muestra en la figura 2.13(b) y las vigas secundarias exteriores tienen la sección indicada en la figura 2.13(c).

- El sistema de techo es una losa nervada de 33cm de altura con viguetas de 18x33cm espaciadas cada 73cm como se muestra en la figura 2.14; además cuenta con un diafragma central en cada paño.
- La parte exterior del eje longitudinal (entrada principal) es de doble altura, como se muestra en la figura 2.15, mientras que la parte posterior (entrada secundaria) es de doble altura solo entre el tercer piso y la azotea (figura 2.16). En el cuadro 2.1 se resumen las secciones de viga para diferentes niveles.
- La cimentación está en dos niveles:
 - El primer nivel de cimentación está a -1.60m del nivel de primer piso (esta zona no tiene semisótano). Las columnas interiores tienen zapatas de 1.80x1.80m con 4 pilotes de 9m de largo y 30cm de diámetro separados a 1.20m; la zapatas exteriores tienen zapatas de 1.80x0.80m y dos pilotes separados entre sí a 1.20m.
 - El segundo nivel de cimentación esta a -3.80m (esta zona tiene el semisótano), las columnas interiores tienen zapatas de 2.40x2.40m con 5 pilotes y las columnas exteriores tienen zapatas de 1.80x0.80m y dos pilotes espaciados entre sí a 1.2m.

La cimentación original se puede ver en el anexo (plano E18).

- Es importante señalar que la Biblioteca posee columnetas de 25x40cm (en los ejes longitudinales exteriores) y 25x50cm (lados transversales exteriores) que nacen del primer piso y van hasta la azotea (figuras 2.15 y 2.16) espaciadas a 6m (a la mitad entre columnas).
- Existen columnetas con sección en forma de hexágono irregular de 1.00m de peralte y ancho variable de 0.30m (parte interna) a 0.15m (extremos) que nacen del primer piso y van directamente a la azotea. Estas se ubican solo en los ejes longitudinales exteriores (ver figuras 2.15 y 2.16) y están espaciadas a 6m.
- En el lado transversal exterior ubicado hacia el lado Oeste existe una escalera que va desde el primer piso hasta el tercer piso, tal como se muestra en la figura 2.17.

El concreto de las columnas, vigas y de los muros estructurales originales, tiene una resistencia nominal a la compresión de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y el refuerzo tiene una fluencia de $f_y=2800\text{kg/cm}^2$, mientras que los muros estructurales que se añadieron como reforzamiento (que se ubican interiormente y se encuentran

también en los lados longitudinales laterales) tienen concreto con una resistencia nominal de $f_c=210\text{kg/cm}^2$ y acero de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Cuadro N°2.1.- Resumen de secciones de viga en diferentes niveles (donde T y R representan al tipo de sección t y rectangular respectivamente).

	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL
PRIMER PISO	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-39x76x74x33-Interiores ➤ T-29x105x84x33-Exteriores 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-30x76x61x33-Interiores ➤ R-28.6x105-Exteriores
SEGUNDO PISO	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-39x76x74x33-Interiores ➤ T-29x105x84x33-Exteriores 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-30x76x61x33-Interiores ➤ R-28.6x105-Exterior derecho
TERCER PISO	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-39x76x74x33-Interiores ➤ T-29x105x84x33-Exteriores 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-30x76x61x33-Interiores ➤ R-28.6x105-Exteriores
CUARTO PISO	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-39x76x74x33-Interiores 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-30x76x61x33-Interiores
AZOTEA	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-39x76x74x33-Interiores ➤ T-29x105x84x33-Exteriores 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ T-30x76x61x33-Interiores ➤ R-28.6x105-Exteriores

Fuente: Elaboración Propia

Para mayor detalle de las secciones de vigas, columnas, muros estructurales, losa de techo, pilotes y demás elementos estructurales ver los planos estructurales originales que se encuentran en el anexo.

2.3.- Historia de la Biblioteca

La construcción de la Biblioteca data del año 1964, las condiciones de suelo hicieron que la estructura tenga pilotes. El sistema estructural predominante inicial era aporticado, teniendo solo muros estructurales de 39cm de espesor en los lados transversales exteriores. Con esta configuración la Biblioteca, que tiene una masa considerable y está cimentada sobre el suelo blando, se expuso a dos sismos importantes antes del 2007, que a continuación se comentan:

- *Sismo de Lima del 17 de octubre de 1966*, de magnitud 7.7Ms, En la estructura se presentaron daños estructurales importantes en las columnas, vigas y en los extremos de la losa nervada de la azotea (figura 2.18), la cual tuvo que ser reparada cambiándose el concreto agrietado con un nuevo vaciado. Estos daños evidenciaron que el sistema estructural no era el adecuado frente a sismos importantes; es por tal motivo que se optó en reforzar algunos pórticos principales con arriostres

en cruz, de concreto, con dimensiones de 39x39cm. Con ello se estaba cambiando de alguna manera la configuración estructural inicial.

- *Sismo de Lima del 3 de octubre 1974*, de magnitud 8.0 Ms y epicentro frente a la ciudad de Lima. La Biblioteca sufrió daños estructurales en diferentes partes. Se optó por reemplazar los arriostres y agregar muros estructurales de 39cm en su lugar y en diferentes ubicaciones y niveles. También muchas columnas tuvieron daños y la losa en el techo sufrió nuevamente daños en sus extremos nuevamente según consta en los planos de levantamiento de daños de la estructura se cambió el concreto dañado de las vigas y losas por sectores. También se agregaron columnas exteriores de 25x40cm² en los ejes longitudinales 2 y 6, a cada 6m, a la mitad entre columnas principales, que nacen del primer piso y van a la azotea donde se unen a los techos con la viga diafragma que contiene.

Con esta última reparación se cambia totalmente el sistema estructural predominante (de aporticado a muros estructurales), siendo aun más rigidizada la estructura. Esta reparación se efectuó basándose en la norma E030 de 1977.

2.4.- Determinación de cargas

Como el propósito inicial de esta investigación es evaluar el comportamiento de la Biblioteca, se considerarán las condiciones más cercanas a lo existente.

La calidad de los resultados de la evaluación depende de la fiabilidad de los datos, esto hace necesario conocer, aparte de los elementos estructurales, que cargas soporta la Biblioteca. Por tal motivo se efectuó la medición de las cargas más influyentes en la Biblioteca que son los estantes de libros.

En los diferentes niveles de la Biblioteca los estantes soportan cargas muy diversas, pero realizando un muestreo de éstas es posible hallar un peso promedio de los estantes (figura 2.19) dentro de una determinada área. La estrategia de medición fue la de escoger estantes representativos, los cuales están compuestos por 80 bloques de libros (figura 2.20). En el Cuadro 2.2 se muestran los resultados de esta medición.

La estimación de cargas para otros sectores se hizo en base a la norma de cargas E020. Estos valores se muestran en el Cuadro 2.3.

Cuadro N° 2.2.- Resultados de la medición de pesos de estantes de la Biblioteca.

Medición de bloques de libro	Peso(kg)	Medición de bloques de libro	Peso(kg)
1	30.50	12	28.00
2	27.00	13	38.00
3	35.50	14	33.50
4	41.00	15	44.50
5	33.00	16	28.00
6	32.50	17	34.50
7	35.00	18	29.50
8	36.00	19	36.00
9	35.50	20	37.50
10	28.00	21	26.00
11	34.00	22	28.50
PESO PROMEDIO		33.27(kg)	
PESO APROX. DE UN ESTANTE(kg)		70	
N° PROMEDIO DE BLOQUES/E STANTE		80	
PESO APROX DE UN ESTANTE CON LIBROS(kg)		2731.8	
N° ESTANTES /AREA COMUN ENTRE COLUMNAS		6	
AREA COMUN ENTRE COLUMNAS(m2)		48	
S/C DE ESTANTES DE LIBRO(kg/m2)		341.5	

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 2.3.- Valores de sobrecarga en la Biblioteca (norma de cargas E020)

Lugar	S/C(kg/m ²)
Oficinas	250
Centro de computo	300
Pasadizos	300
Escaleras	300

Fuente: Norma E020



Figura N° 2.1.- Ubicación de la Biblioteca.



Figura N° 2.2.- Vista de la estructura estudiada.

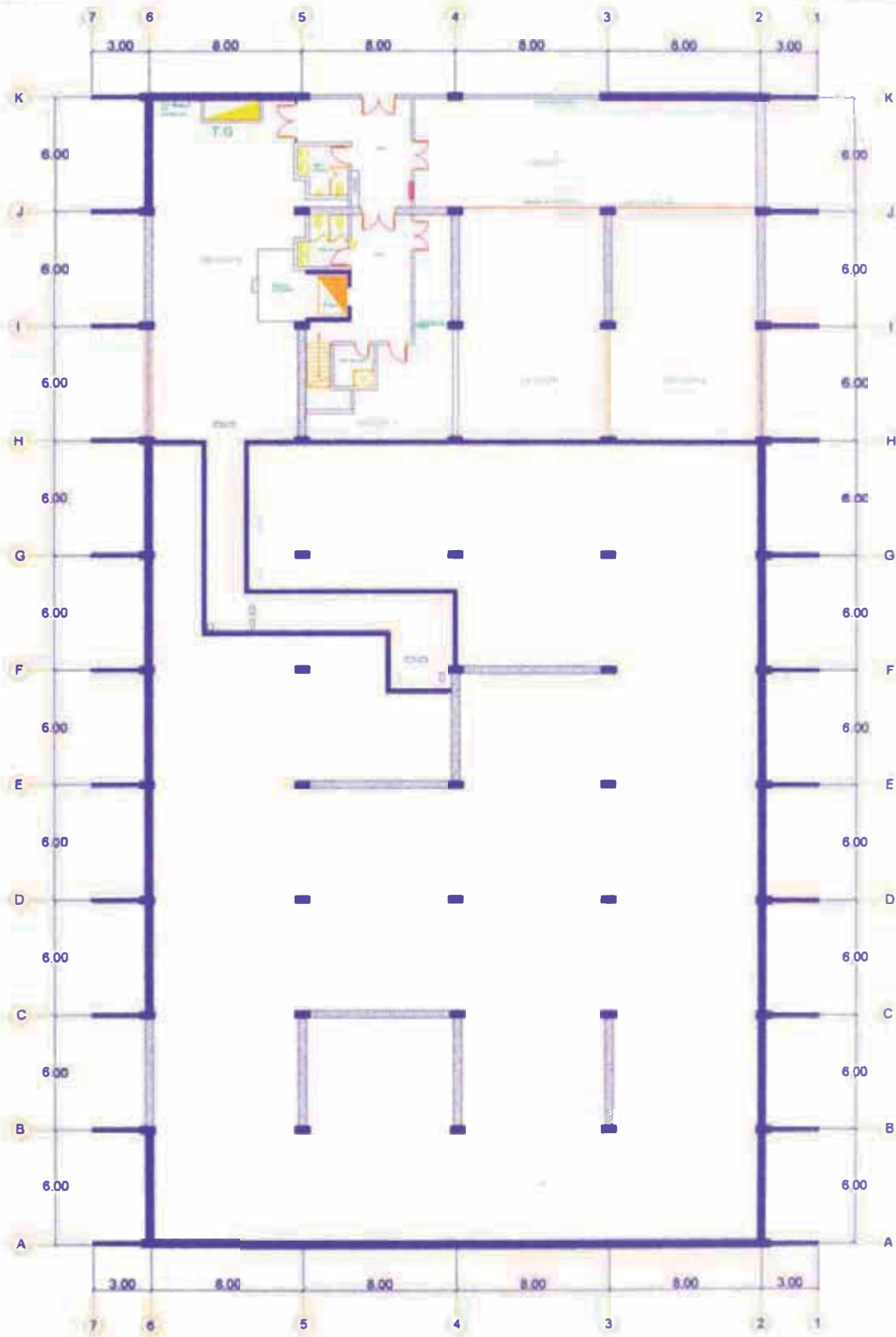


Figura N° 2.3.- Vista en planta del semisótano (solo la parte superior).



Figura N° 2.4.- Vista en planta del primer piso

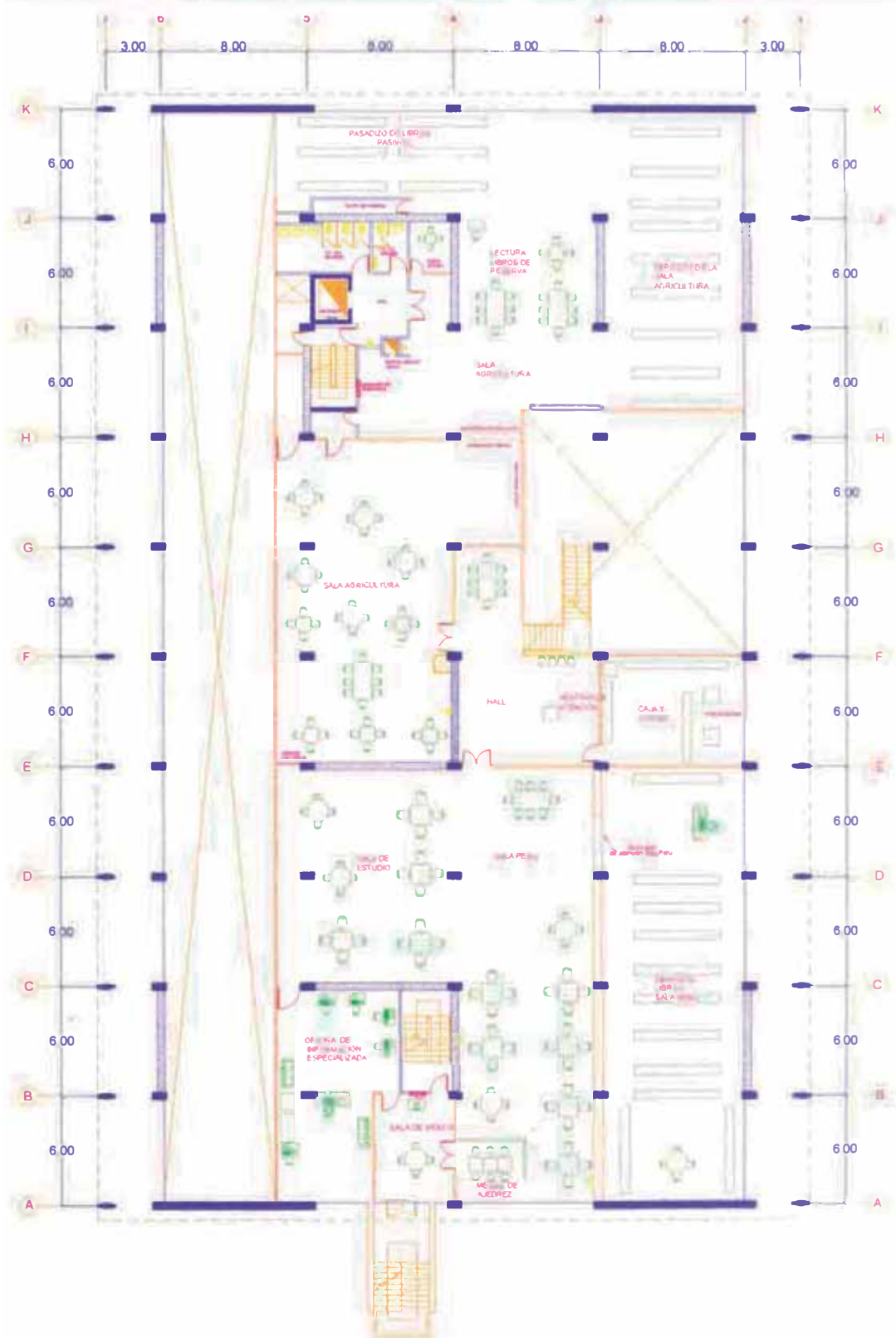


Figura N° 2.5.- Vista en planta del segundo piso (primer mezaninne).

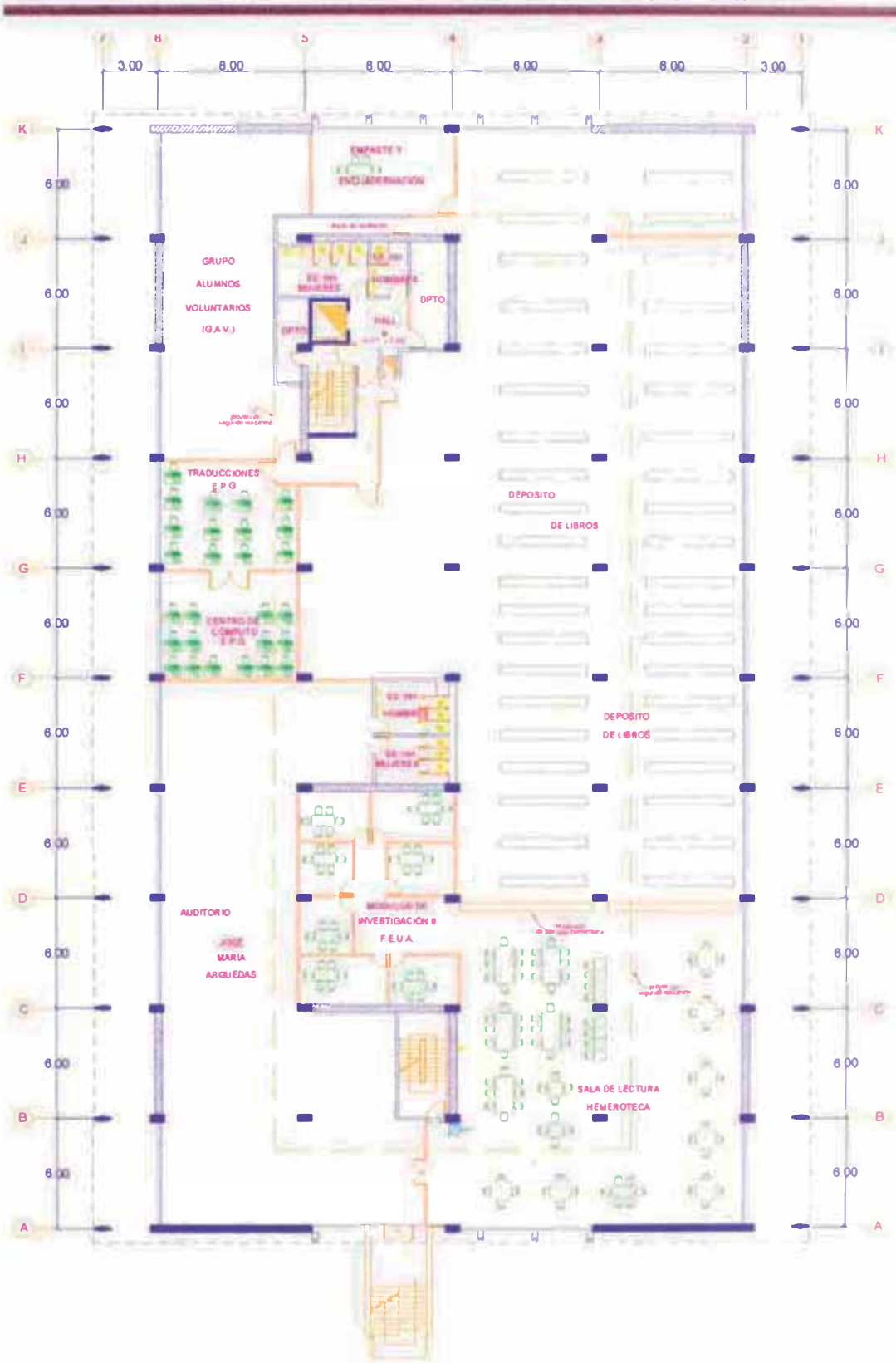


Figura N° 2.6.- Vista en planta del tercer piso.

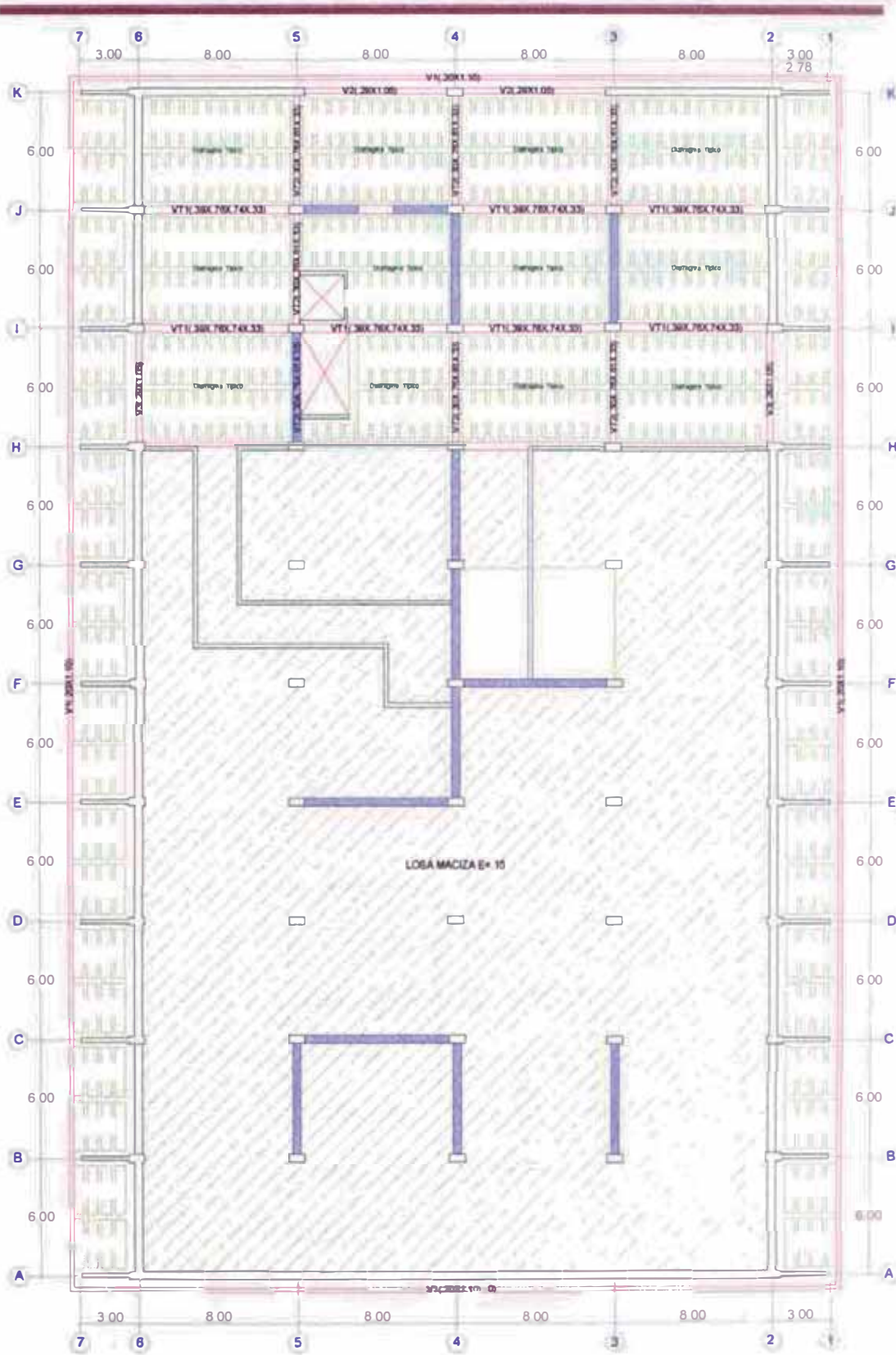


Figura N° 2.8.- Vista en planta de losa de techo del primer piso.

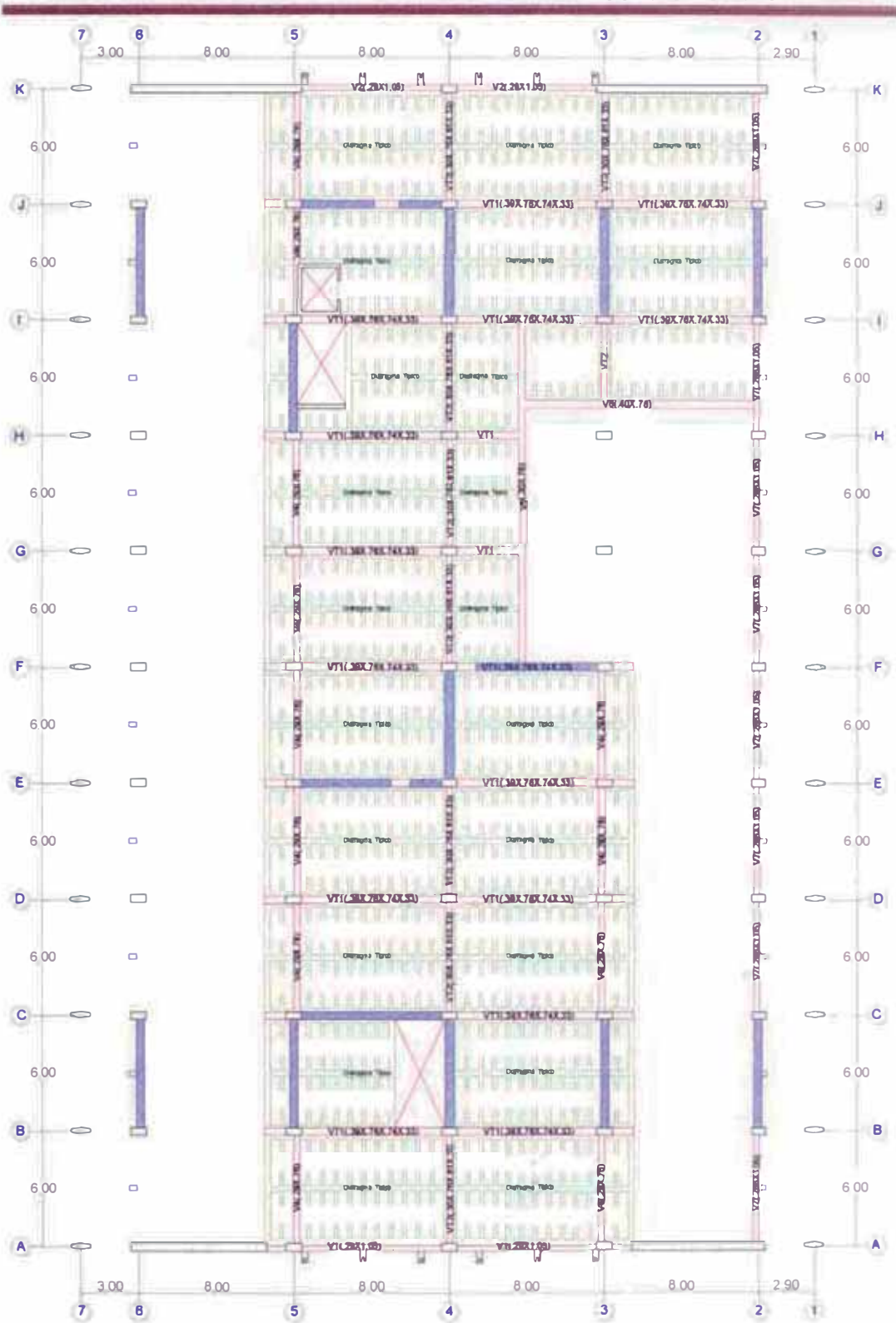


Figura N° 2.9.- Vista en planta de losa de techo del segundo piso (primer mezaninne).



Figura N° 2.9.- Vista en planta de losa de techo del segundo piso (primer mezanine).



Figura N° 2.10.- Vista en planta de losa de techo del tercer piso.

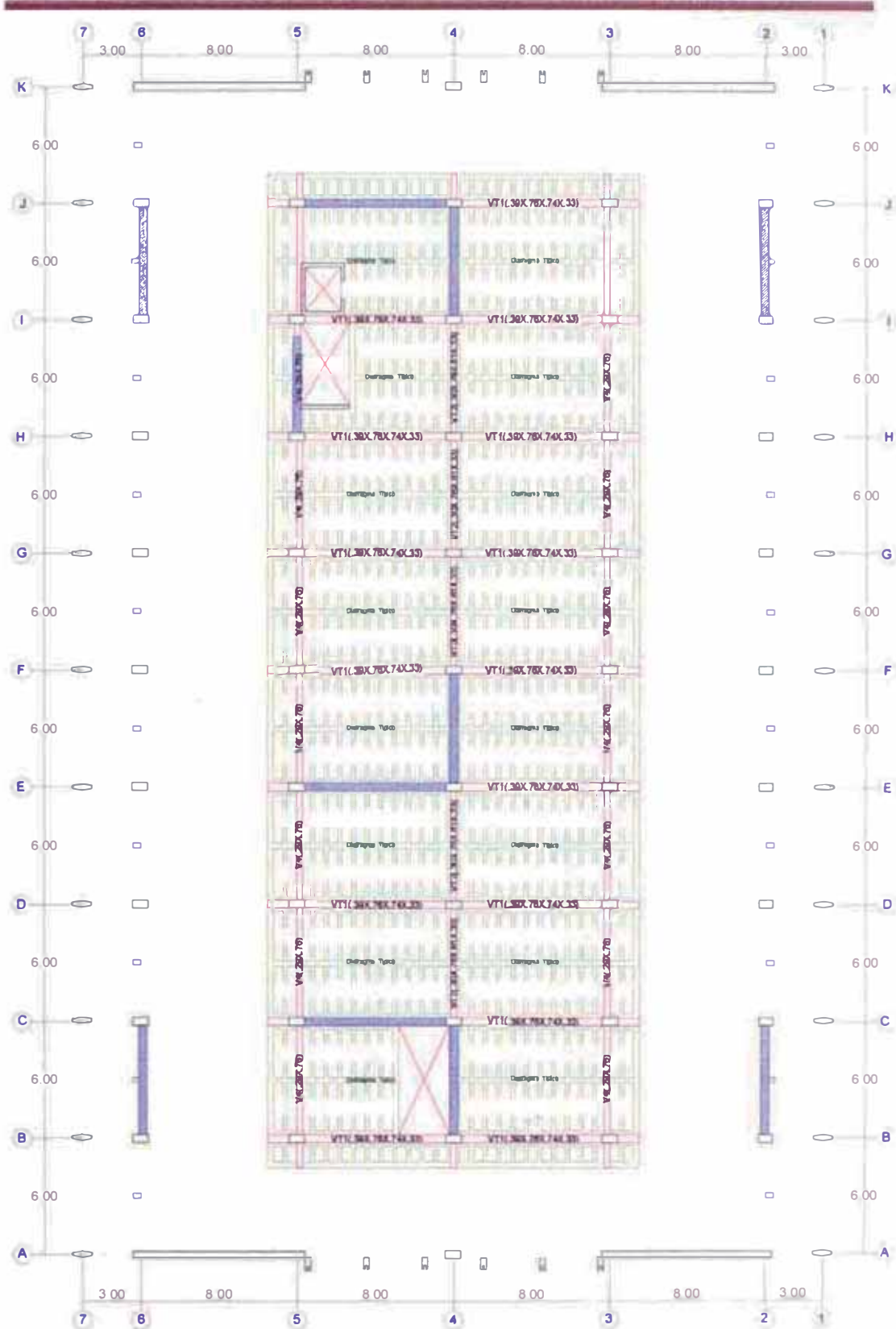
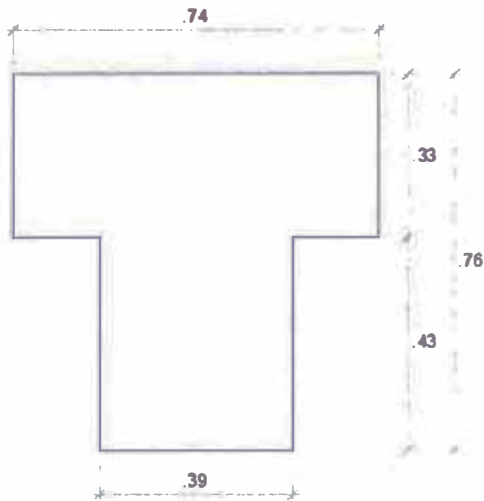


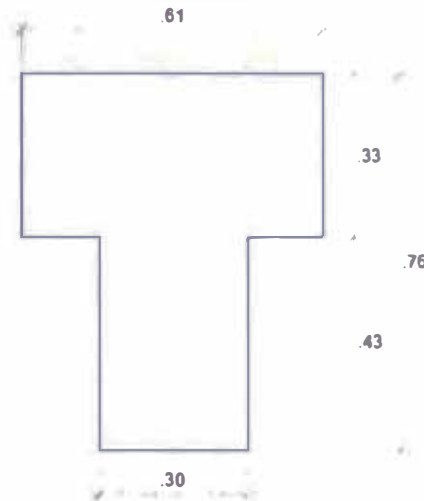
Figura N° 2.11.- Vista en planta de losa de techo del cuarto piso (segundo mezaninne).



Figura N° 2.12.- Vista en planta de losa de la azotea.



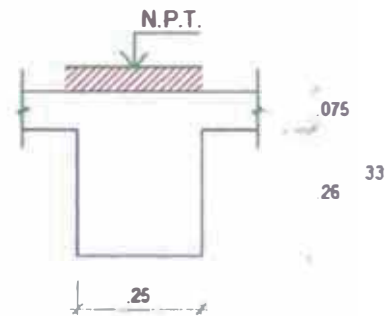
VT1



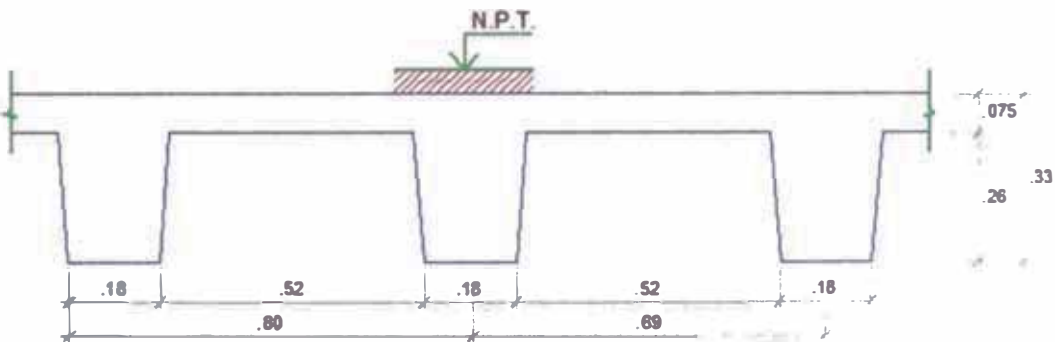
VT2



SECCION DE COLUMNA



DETALLE
 DIAFRAGMA TIPICO



DETALLE DE LOSA NERVADA

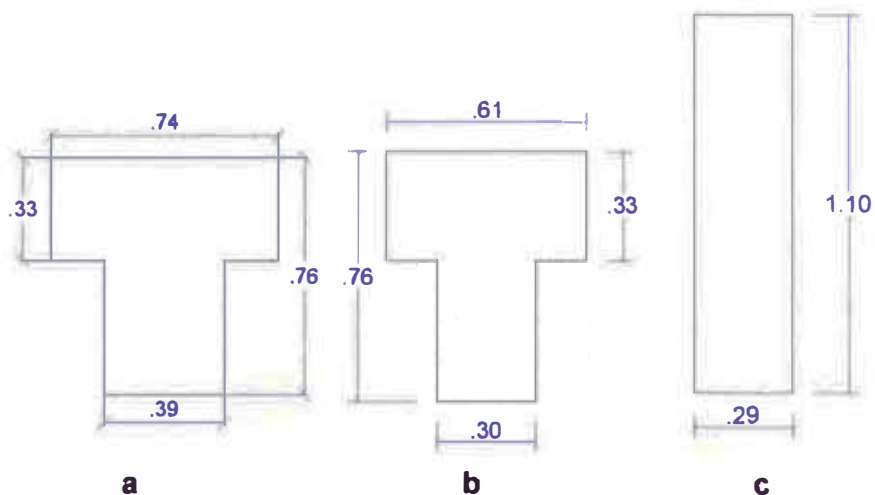


Figura N° 2.13.- (a) Sección de las vigas principales a lo largo del eje transversal, (b) Sección de las vigas longitudinales interiores y (c) Sección de las vigas longitudinales laterales.



Figura N° 2.14.- Vista del sistema típica de techo en todos los niveles.



Figura N° 2.15.- Vista frontal de la Biblioteca (doble altura).



Figura N° 2.16.- Vista posterior de Biblioteca.



Figura N° 2.17.- Vista lado lateral transversal de la Biblioteca (lado Oeste).



Figura N° 2.18.- Vista de lado lateral transversal – Reparación de la losa nervada.



Figura N° 2.19.- Estante típico de sala de Biblioteca.



Figura N° 2.20.- Vista de bloques de libros.

CAPÍTULO III: VIBRACIONES AMBIENTALES

Se realizaron mediciones de vibraciones ambientales (microtremor), que son vibraciones de muy pequeña amplitud y de periodos entre 0.1 y 10s originadas por personas, tráfico de vehículos y de toda actividad humana, en la estructura de la Biblioteca. Para ello se emplearon equipos altamente sensibles a vibraciones del CISMID-UNI y de la empresa IGR, en diferentes fechas, teniendo en cuenta que no haya perturbaciones en las señales de vibraciones (movimiento del ascensor, movimiento de personas en la Biblioteca, etc.).

3.1.- MÉTODOS PARA OBTENER LAS FRECUENCIAS NATURALES

3.1.1.- Razón espectral entre la componente horizontal y vertical (H/V)

Para hallar las frecuencias naturales de una edificación mediante esta razón espectral, se parte en suponer que las amplitudes espectrales de la componente vertical son relativamente insensibles a los efectos de sitio. Esta componente contiene principalmente los efectos de la fuente de ruido, y por tanto tomando la razón espectral H/V, los efectos de la fuente de ruido son eliminados de la componente horizontal dejando los efectos de sitio.

3.1.2.- Razón espectral entre componentes de movimiento horizontal de piso y la base

Este método utiliza las componentes horizontales tanto de piso (un nivel o piso de la Biblioteca H_p) como de la base del edificio (suelo H_b), tomando la razón espectral H_p/H_b . Para usar esta relación se parte suponiendo que el movimiento del edificio es respuesta al movimiento de entrada en la base, y por tanto al dividir los espectros de piso entre el espectro de la base se eliminaría los efectos de la fuente de ruido, dejando la respuesta del piso.

En esta tesis se aplicó el método de la razón espectral H/V para hallar las frecuencias de vibración del edificio en estudio.

El sensor del equipo de medición se ubicó en el centro geométrico de la azotea, obteniendo los siguientes resultados tanto para el equipo del CISMID y el equipo de IGR.

3.2.- MEDICIONES DE VIBRACIONES

3.2.1.- Mediciones de vibraciones ambientales según equipo CISMID-UNI

La medición de vibraciones ambientales con el equipo del CISMID fue realizada por el Ing. Luis Fernando Lazares La Rosa, el 22 de marzo del 2009 en horas de la tarde sin atención al público en la Biblioteca (con esto se evitan perturbaciones a las señales registradas).

El equipo de medición de vibraciones ambientales del CISMID consta de dos sensores (uno se ubicó en la azotea, figura 3.1, y el otro en el cuarto piso figura 3.2) y una computadora portátil (figura 3.3) para adquirir los datos. Las señales se pueden ver en tiempo real.

La frecuencia de adquisición de datos del equipo es de 100 lecturas por segundo. Se registraron seis mediciones de 3 minutos cada una para la Biblioteca, mientras para el suelo de fundación se realizaron 2 mediciones de 3 minutos cada una.

El procesamiento de señales se realizó con el programa *Seismosignal*, obteniendo los siguientes resultados:

Cuadro N° 3.1.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales Biblioteca (CISMID)

Medición	Frecuencia Longitudinal (Hz)	Frecuencia Transversal (Hz)
Primera (figura 3.4 y 3.5)	2.43	2.64
Segunda	2.43	2.58
Tercera	2.64	2.73
Cuarta	2.75	2.87
Quinta	2.53	2.51
Sexta	2.51	2.53
FRECUENCIA PROMEDIO	2.55	2.64
PERIODO PROMEDIO(s)	0.39	0.38

Fuente: Elaboración Propia

Para el registro de vibraciones ambientales del suelo con el equipo del CISMID fue necesario primero obtener el espectro de Fourier para cada componente (X e

Y), y así obtener que frecuencia con amplitud de Fourier más alta es repetitiva para las dos componentes y así establecer la frecuencia natural de vibración del suelo.

Para la primera medición en su componente X se obtiene un pico predominante de amplitud de Fourier en 1.57Hz mientras que en su componente Y no está bien definido. Para la segunda medición en su componente X no se distingue un pico predominante mientras que en la componente Y un pico predominante se da en 1.56Hz.

Las frecuencias para las que ocurren picos de amplitud de Fourier predominantes, son también mostradas en los gráficos de relación espectral H/V para cada medición. Los resultados se muestran en el Cuadro 3.2.

Cuadro N° 3.2.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales en el suelo (CISMID)

Medición	Frecuencia Longitudinal (Hz)
Primera (figuras 3.6, 3.7 y 3.8)	1.57
Segunda	1.56
FRECUENCIA PROMEDIO	1.565
PERIODO PROMEDIO(s)	0.638

Fuente: Elaboración Propia

3.2.2.- Mediciones de vibraciones ambientales según equipo IGR

La medición de vibraciones ambientales con el equipo de IGR se hizo en dos fechas diferentes, para apreciar si existe la variabilidad en los resultados.

El equipo de medición de vibraciones ambientales de IGR consta de un sensor y un equipo registrador de señales (figuras 3.9 y 3.10) que posteriormente son transferidas a una computadora.

La frecuencia de muestreo del equipo es de 1024 muestras por segundo. Se registraron seis mediciones de 104 segundos cada una para la Biblioteca, mientras para el suelo de fundación se realizó una medición de 104 segundos.

El procesamiento de señales se realizó con el programa de cómputo *Blastware* obteniendo los siguientes resultados:

**Cuadro N° 3.3.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales Biblioteca
(IGR)**

Medición	Frecuencia Longitudinal (Hz)	Frecuencia Transversal (Hz)
Primera (figuras N° 3.11 y N° 3.12)	2.58	2.48
Segunda	2.41	2.66
Tercera	2.47	2.55
Cuarta	2.65	2.72
Quinta	2.54	2.54
Sexta	2.41	2.58
FRECUENCIA PROMEDIO	2.51	2.59
PERIODO PROMEDIO(s)	0.40	0.39

Fuente: Elaboración Propia

La medición de vibraciones ambientales en el suelo con el equipo de IGR se realizó en el mismo lugar en donde se midió con el equipo del CISMID obteniendo los siguientes resultados:

**Cuadro N° 3.4.- Resultados de mediciones de vibraciones ambientales suelo
(IGR)**

Medición	Frecuencia Longitudinal (Hz)
Primera transversal (figura N° 3.13)	1.72
Primera longitudinal (figura N° 3.14)	1.55
FRECUENCIA PROMEDIO	1.635
PERIODO PROMEDIO(s)	0.612

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos con los dos equipos utilizados para medición de vibraciones ambientales (IGR Y CISMID) muestran gran similitud, tanto para la Biblioteca y para el suelo.

Promediando los periodos de la Biblioteca, obtenidos por equipos del CISMID e IGR, son de 0.395s para la dirección longitudinal y de 0.385s para la dirección transversal.

El promedio de ambas mediciones (IGR y CISMID) de la frecuencia natural del suelo es de 1.60Hz obteniendo su periodo fundamental de 0.625s. Según la norma E030 se clasifica dentro del tipo S3, según dice: "...estratos de gran espesor en los que el periodo fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0.6s...", lo cual se corrobora con la microzonificación efectuada por el CISMID en el 2004.

Es importante comparar el periodo hallado experimentalmente (con vibraciones ambientales) con el periodo hallado empíricamente mediante relaciones establecidas en la norma E0.30.

En la norma E0.30 se establece la siguiente relación:

$$T = \frac{H}{C_t}$$

Donde:

H: altura de la estructura.

C_t : 45 para estructuras cuya resistencia son pórticos de concreto armado y 60 para estructuras cuya resistencia es básicamente soportada por muros estructurales.

La Biblioteca tiene dimensiones grandes en planta y una altura de 17.6m. Si se considera el sistema estructural donde predominan los muros estructurales se obtendría un periodo de 0.29s el cual es corto en comparación con el periodo hallado experimentalmente (0.4s con equipo IGR y 0.39s con equipo del CISMID). Si se considera una estructura cuya resistencia es dual de muros estructurales y pórticos se obtendría un periodo empírico de 0.39s, que es muy similar al periodo hallado experimentalmente. Tomando en consideración los periodos fundamentales de la Biblioteca, se considera que la estructura tiene como elementos resistentes a los muros estructurales y pórticos con esto un comportamiento dual. Aunque aparentemente la estructura tiene una resistencia de predominancia de muros estructurales; la gran diferencia de periodos fundamentales, entre el periodo hallado con rigidez de muros estructurales y el hallado experimentalmente, evidencia que hay otros factores (sistema estructural

con rigidez degradada, ocurrencia de interacción, suelo, estructura, etc.) que influyen en el comportamiento estructural de la Biblioteca.

En el capítulo siguiente se analiza si el efecto de interacción suelo estructura influye en el comportamiento estructural de la Biblioteca.



Figura N° 3.1.- Vista del sensor ubicado en el centro geométrico de la azotea (equipo del CISMID).



Figura N° 3.2.- Vista del sensor ubicado en el centro geométrico del cuarto piso (equipo del CISMID).



Figura N° 3.3.- Vista de la computadora portátil (equipo del CISMID).

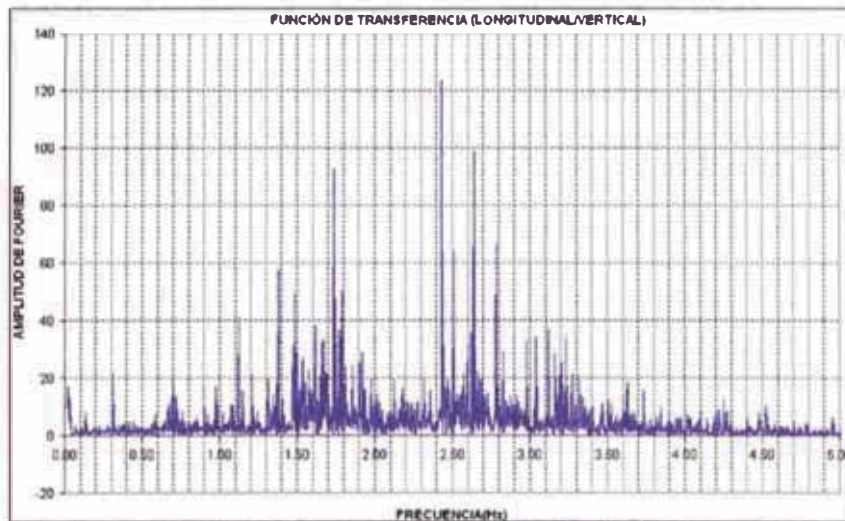


Figura N° 3.4.- Función de transferencia (Longitudinal / Vertical)- Primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo del CISMID).

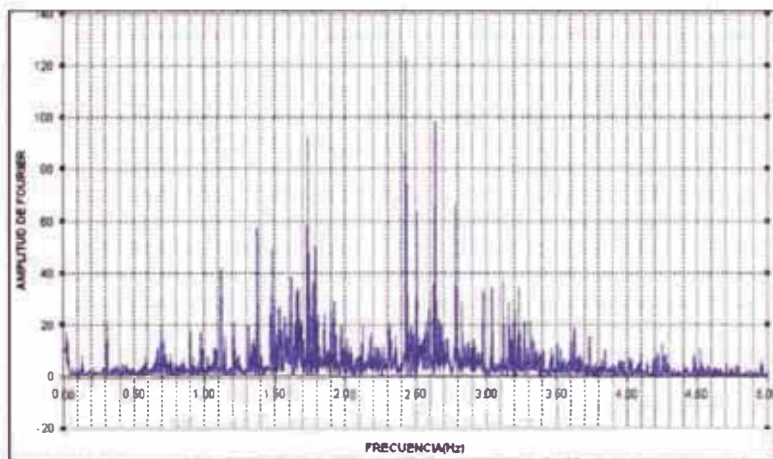


Figura N° 3.5.- Función de transferencia (Transversal / Vertical) - Primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo del CISMID).

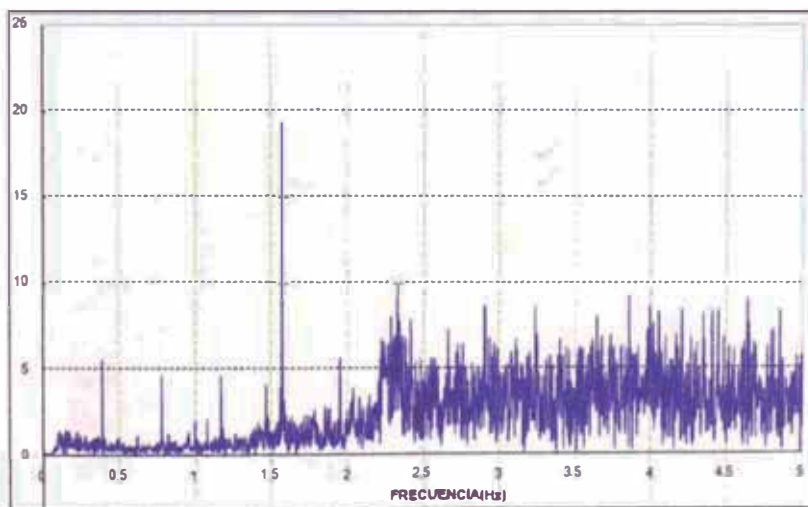


Figura N° 3.6.- Espectro de Fourier en dirección X en el suelo (primera medición) según equipo del CISMID.

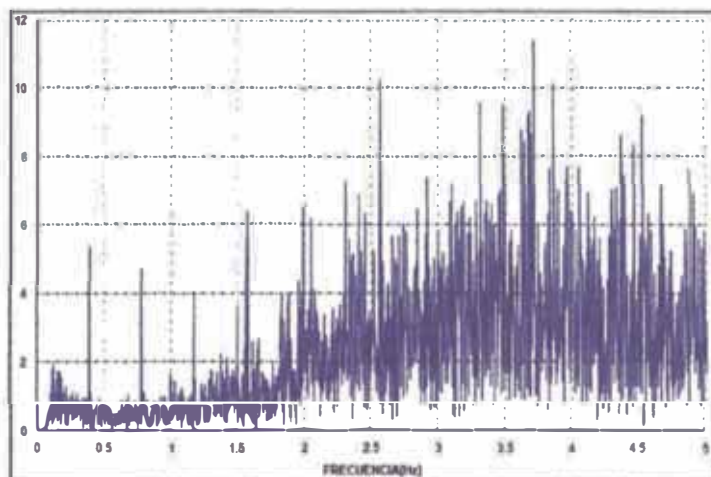


Figura N° 3.7.- Espectro de Fourier en dirección Y en el suelo (primera medición) según equipo del CISMID.

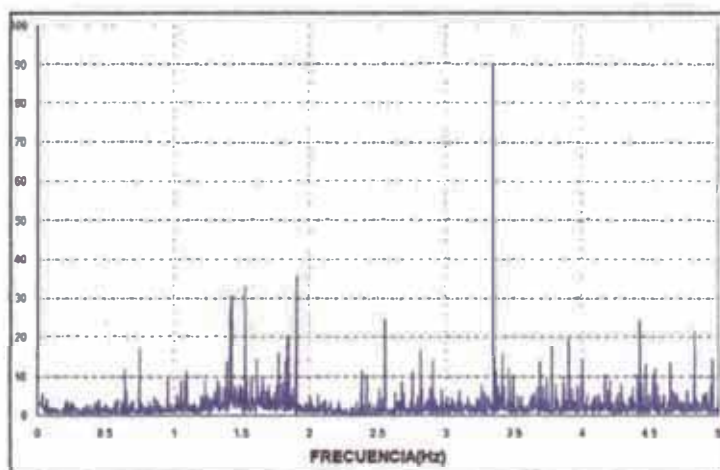


Figura N° 3.8.- Función de transferencia H/V primera medición suelo según equipo del CISMID.



Figura N° 3.9.- Vista de la medición de vibraciones ambientales en la azotea de la Biblioteca (equipo de IGR).



Figura N° 3.10.- Vista de la medición de vibraciones ambientales en suelo de la Biblioteca (equipo de IGR).

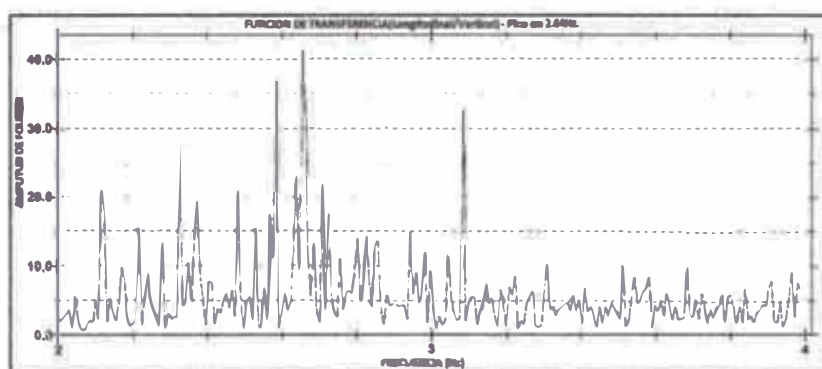


Figura N° 3.11.- Función de transferencia (Longitudinal/Vertical)- primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo de IGR).

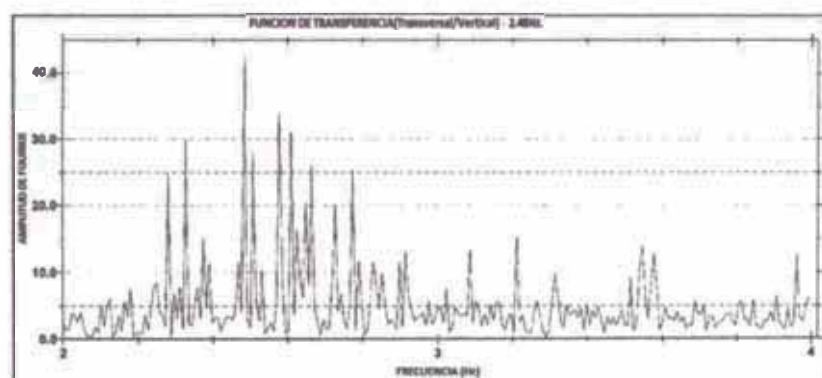


Figura N° 3.12.- Función de transferencia (Transversal /Vertical)- primera medición en el centro geométrico de la azotea (equipo de IGR).

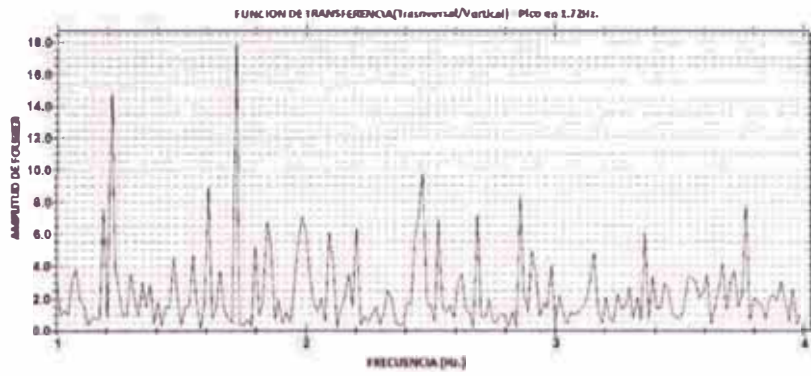


Figura N° 3.13.- Función de transferencia (Transversal/Vertical) - medición en suelo de fundación (equipo de IGR).

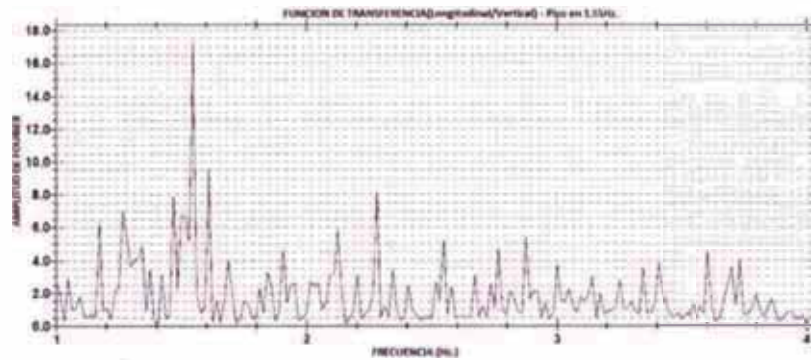


Figura N° 3.14.- Función de transferencia (Longitudinal/Vertical) - medición en suelo de fundación (equipo de IGR).

CAPÍTULO IV: SISMO DEL 15 DE AGOSTO 2007 Y EFECTOS DE SITIO

4.1.- SISMO DEL 15 DE AGOSTO 2007¹⁹

El Instituto Geofísico del Perú informó que el día 15 de Agosto del 2007 la zona Sur de la región central del Perú fue sacudida por un gran sismo que alcanzó una magnitud de 7.0 en la escala de Richter (ML) y 7.9 en la escala de "magnitud momento" (Mw). El epicentro fue localizado a 60 km al Oeste de la localidad de Pisco; es decir, en el mar. El sismo tuvo su origen en la superficie de fricción de las placas de Nazca y Sudamericana, siendo éstas, a nivel mundial, las de mayor velocidad de convergencia (10 cm/año). La intensidad máxima evaluada en la escala de Mercalli Modificada (MM) fue de VII afectando, un radio de 250 km alrededor del epicentro. El sismo se sintió con intensidades de V (MM) en Lima ciudad capital y de II-III (MM) en las ciudades de Chiclayo y Arequipa.

En relación a la magnitud del sismo, existen varias escalas en las cuales es posible dar a conocer su tamaño, esto dependiendo del tipo de información que se utilice para su cálculo. En el caso del Perú, la información disponible de la Red Sísmica Nacional, por su distancia al epicentro, permite calcular la magnitud en la escala de Richter o magnitud local (ML). Sin embargo, para sismos grandes, es de mayor utilidad el uso de la escala "magnitud momento" por cuanto permite cuantificar mejor la energía liberada. Para su cálculo se requiere de información proveniente de estaciones sísmicas ubicadas a distancias mayores que 3,000 km. La agencia internacional NEIC (National Earthquake Information Center), utiliza esta información y calculó la magnitud del sismo en 7.9 Mw, o sea en la escala magnitud momento.

El sismo del 15 de Agosto tuvo como particularidad la gran duración de su proceso de ruptura o liberación de energía, aproximadamente 4 minutos, tiempo durante el cual se produjo dos importantes rupturas, la segunda 70 segundos después de la primera, siendo ésta de mayor magnitud. La ocurrencia de estas dos rupturas, fue fácilmente perceptible por la población, de ahí que se indique la ocurrencia de 2 sismos. Esta característica es propia de sismos de gran magnitud con origen en el proceso de convergencia de placas en el Perú.

4.2.- DESCRIPCIÓN DE DAÑOS

Debido al sismo del 15 de agosto del 2007 la Biblioteca presentó algunos daños visibles en diferentes partes, los cuales no debieron presentarse por tenerse muros estructurales como refuerzo.

En el primer nivel o piso existen grietas diagonales en los muros estructurales (figura 4.1) agregados en la última reparación (1975).

Los daños visibles y muy repetitivos se dan en los muros estructurales agregados a la Biblioteca como reforzamiento. En todos los niveles tienen fisuras horizontales (figuras 4.2 y 4.3) a media altura aproximadamente. Verificando y picando en estas zonas (figura 4.4) se concluye que la línea horizontal es la junta de construcción del muro estructural; estas fisuras posiblemente sean por un efecto de flexión fuera del plano.

En las figuras 4.5 y 4.6 se esquematizan la presencia de grietas y fisuras en algunos ejes, tanto longitudinales como transversales respectivamente.

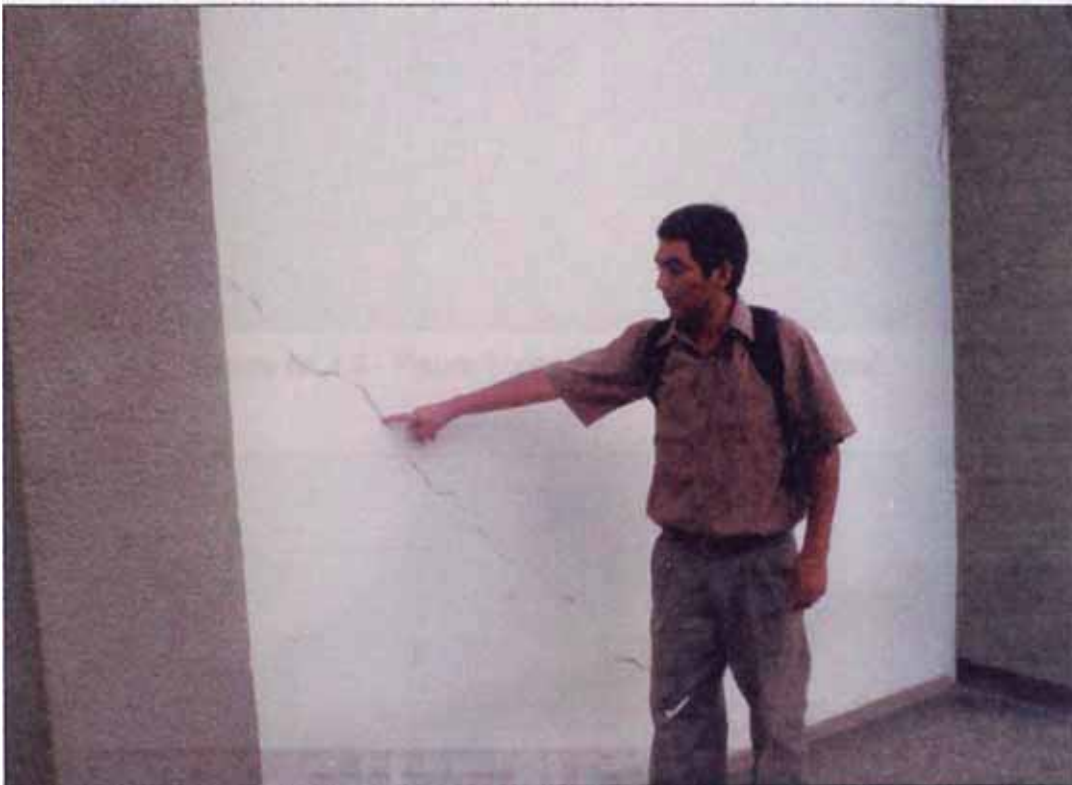


Figura N° 4.1.- Fisuras diagonales en muros estructurales en el primer nivel.



Figura N° 4.2.- Fisura horizontal en muro estructural.



Figura N° 4.3.- Fisura horizontal en muro estructural.

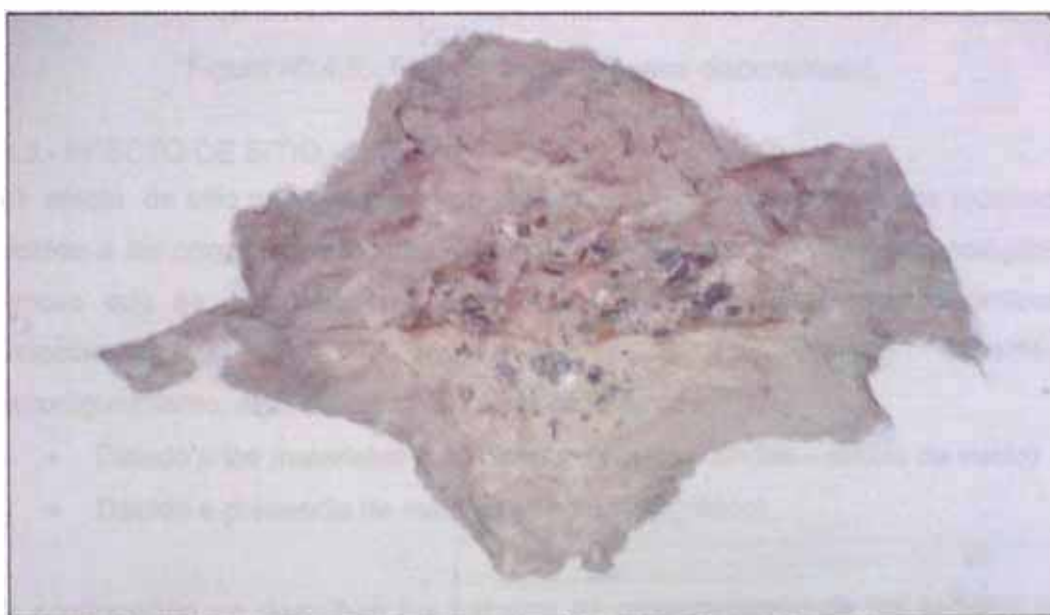


Figura N° 4.4.- Junta de construcción en muro estructural (fisura generada por junta).

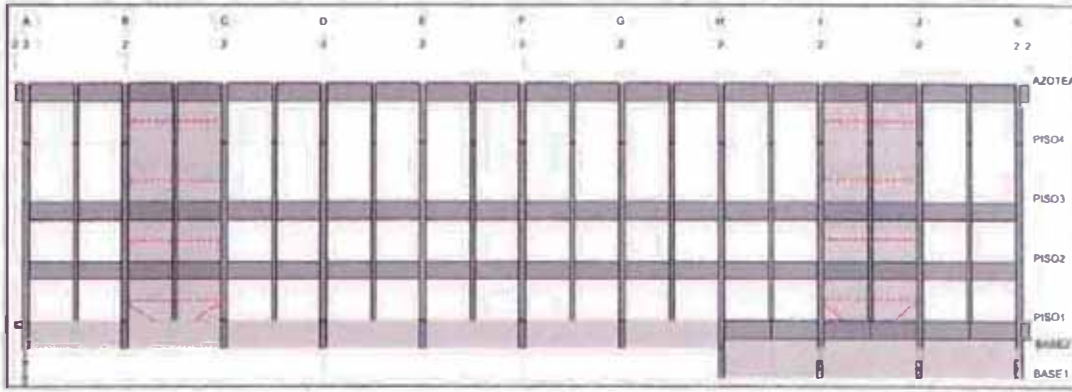


Figura N° 4.5.- Grietas visibles en el primer piso y fisuras horizontales (líneas discontinuas) en muros estructurales, en los demás niveles superiores.

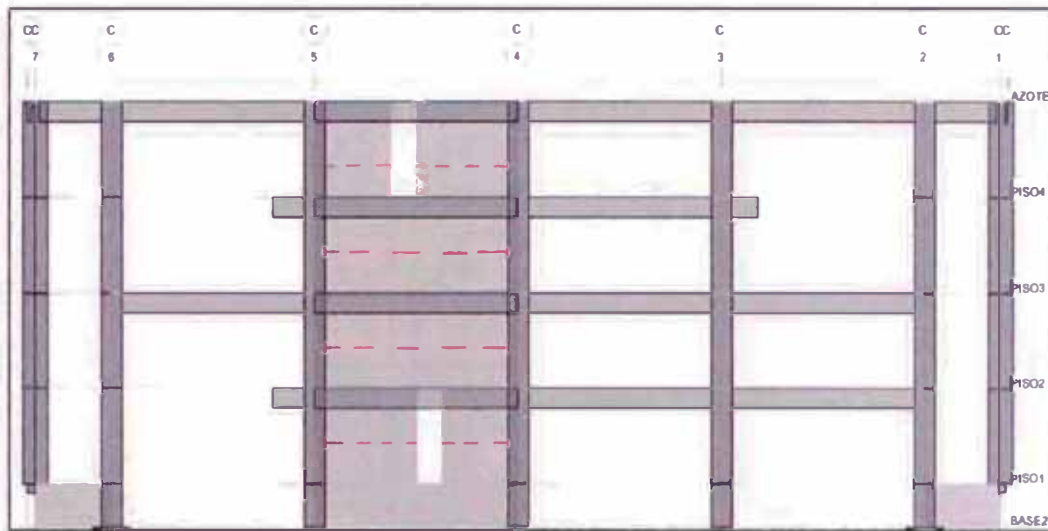


Figura N° 4.6.- Fisuras visibles (líneas discontinuas).

4.3.- EFECTO DE SITIO

El efecto de sitio es la variación de la señal sísmica entre dos puntos próximos debido a las condiciones locales. El efecto de sitio ocurre en formas geológicas únicas que se caracterizan por sus dimensiones y parámetros dinámicos, velocidades de onda P (primarias) y S (secundarias), densidad, amortiguamiento, etc., teniendo dos tipos de efectos locales:

- Debido a los materiales superficiales (suelos blandos – efecto de suelo)
- Debido a presencia de relieves (efecto topográfico).

A continuación se describen los trabajos de procesamiento de las señales de diversos registros de sismo del 15 de agosto de 2007, para tal efecto se utilizó los registros acelerográficos de estaciones del Instituto geofísico del Perú (IGP),

Cuadro N° 4.1.- Notación de estaciones sismográficas.

ABREVIACIÓN DE ESTACIÓN	NOMBRE DE ESTACIÓN
NNA	NANA
MAY	MAYORAZGO
RIN	RINCONADA
LMO	LA MOLINA
ANR	ASAMBLEA NACIONAL DE RECTORES (ANTES SURCO)
E1	ESTANQUE 1
E2	ESTANQUE 2
CISMID	CISMID

Fuente: Elaboración propia

En las figuras 4.8, 4.9 y 4.10 se muestran acelerogramas que se utilizaron para el análisis de la estructura en el capítulo 6.

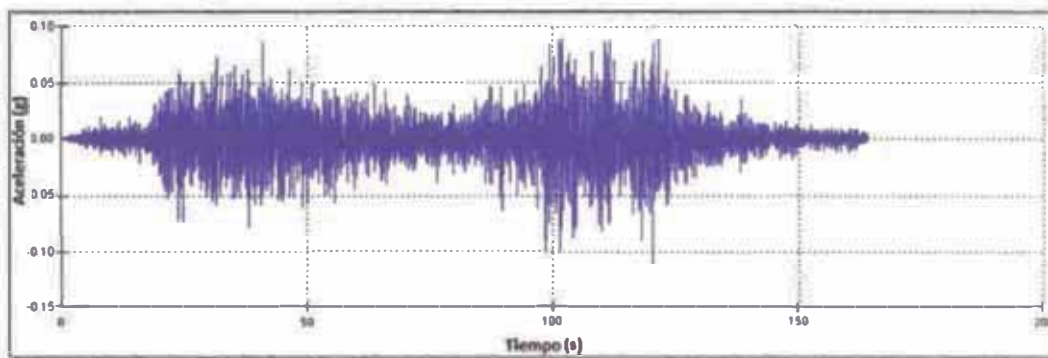


Figura N° 4.8.- Acelerograma en la base de la Biblioteca EO según la estación Rinconada – sismo 15 de agosto del 2007.

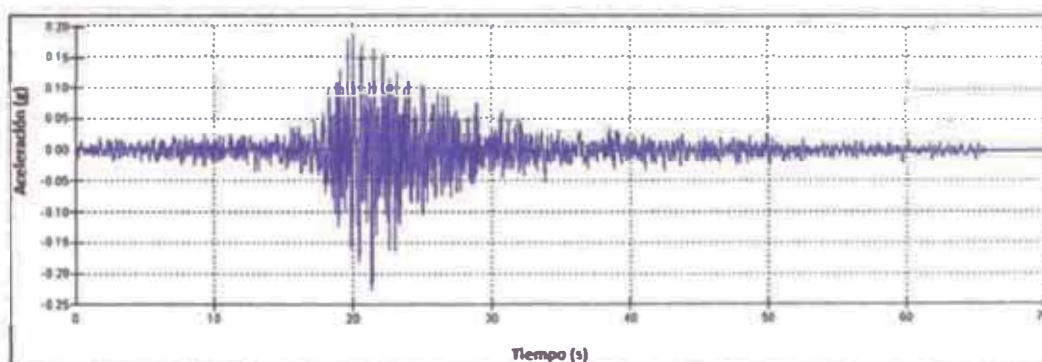


Figura N° 4.9.- Acelerograma en la base de la Biblioteca EO según la estación Parque de la Reserva – Sismo 1966.

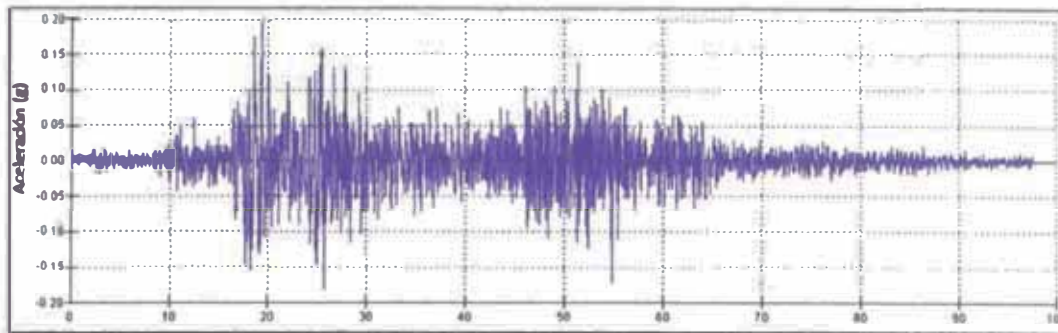


Figura N° 4.10.- Acelerograma en la base de la Biblioteca EO según la estación surco sismo de 1974.

Se utilizaron los registros acelerográficos del Parque de la Reserva del sismo de 1966 y de la estación Surco del sismo de 1974.

Es necesario también el perfil del suelo con sus respectivas velocidades de ondas de corte. El perfil usado es extraído del estudio de riesgo sísmico realizado en 1976 por Roberto Michelena – Asociados.

El perfil de suelo se describe de la siguiente manera: los primeros 20m superficiales compuesto por una alternancia de estratos arcillosos y limo arenoso (con velocidades de corte de 219m/s a 300m/s) y los siguientes 30m están compuestos por la alternancia de grava y arena (con velocidades de ondas corte de 542m/s a 1167m/s) finalizando el perfil en grava, el fondo rocoso se encuentra a 160m aproximadamente. El nivel freático esta a 60m desde la superficie.

Cuadro N° 4.2.- Tabla de composición de suelo de fundación de la Biblioteca.

DESCRIPCIÓN DE SUELO	ESPESOR
Limo de baja plasticidad, muy compacto a duro (CL).	7m
Arcilla limosa, plasticidad media, muy compacta (CL).	2m
Arcilla ligeramente arenosa, plasticidad baja, dura a muy compacta (ML).	2m
Arcilla Limosa, dura, plasticidad media, con lentes de arena fina limosa densa que varían de espesor entre 40cm a 1 cm aproximadamente (CL).	3m
Arcilla limosa, plasticidad media, presenta cementaciones muy compacta (CL).	2m
Limo arenoso, plasticidad baja, dura (ML)	3m

Grava gruesa mal graduada, redondeada, tamaño 4" (GP).	7m
Limo ligeramente arenoso, plasticidad media muy húmedo, duro marrón (ML).	1m
Arena fina limosa, muy densa, húmeda, marrón claro, con lentes de limo arenoso (SM).	2m
Arena media a fina, mal graduada, muy densa, húmeda, con algo de concreciones limosas (SP).	3m
Grava arenosa con bolones, 20% aproximadamente de arena gruesa bien graduada (GP)	9m
Arena limosa, con lentes de limo ligeramente plástico, muy densa (SM).	1m
Arena fina limosa, muy densa húmeda, con concreciones y lentes de arcilla (SM).	2m
Grava y bolones (GP)	4m
Arena fina a media, con lentes de limo y arcilla (SP).	3m
Arcilla limosa, plasticidad media a alta, húmeda, dura, marrón claro.	3m
Grava arenosa, densa a muy densa, mal graduada, plomo (GP).	110m
Roca Base	A 160m de la superficie se encuentra la roca

Fuente: Estudio de riesgo sísmico realizado en 1976 por Roberto Michelena – Asociados.

Se utilizó el programa *Edushake* (el análisis se realiza en una dimensión, figura 4.11). Para el proceso analítico de registros acelerográficos se realizan los siguientes pasos:

1. Con el registro de aceleraciones de cada estación, con las condiciones que se detallan más adelante, se halla el registro en el basamento rocoso (por el proceso de deconvolución) y en la base de la Biblioteca (por el proceso de convolución). Este proceso se realiza para ambos componentes direccionales EO (este-oeste) y NS (norte-sur).
2. Se hallan el espectro de respuesta para cada dirección.

3. Luego se halla los espectros de Fourier tanto para la base de la Biblioteca y para la roca, con la división espectral de estos últimos (base de la Biblioteca/roca) se halla la función de transferencia. Este proceso se realiza para ambas componentes.

Las suposiciones para el proceso de los registros acelerográficos con el programa *Edushake* son las siguientes:

- Se tomó el registro del 15 de agosto del 2007 de la estación La Rinconada (figura 4.8) como el registrado en la base de la Biblioteca por tenerse casi las mismas características en suelos.
- Se tomó el registro del 15 de agosto del 2007 de la estación Ñaña ubicada sobre roca, y se supuso que este registro es el que ocurrió en el basamento rocoso de La Molina.
- Se tomó el registro del 15 de agosto del 2007 de la estación Estanque1 ubicada sobre grava, y se supuso que este registro es la que ocurrió en el estrato gravoso dentro del perfil del suelo en la Biblioteca.
- Se tomó el registro del 15 de agosto del 2007 de la estación Mayorazgo ubicada sobre grava, y se supuso que este registro es la que ocurrió en el estrato gravoso dentro del perfil del suelo en la Biblioteca.
- Se tomó el registro del sismo de 1966 de la estación del Parque de la Reserva (figura 4.9), ubicado sobre grava, se supuso que este registro es el que ocurrió en el estrato gravoso del suelo de La Molina.
- Se tomó el registro del sismo de 1974 de la estación Surco (figura 4.10), ubicada sobre suelo blando y se supuso que este registro es el que ocurrió en la base de la Biblioteca.

Los registros de aceleraciones amplificadas a nivel de la base de la Biblioteca serán los utilizados para el análisis tiempo historia (capítulo VII).

Se obtuvieron los espectros de respuesta (tanto en la base de la Biblioteca como en el basamento rocoso) y las funciones de transferencia para cada una de las estaciones mencionadas.

De los gráficos de los espectros de respuesta (Figuras 4.12 al 4.15) se puede notar la clara tendencia del suelo a amplificar la señal espectral, que se acentúa más para periodos comprendidos entre 0.3s y 0.4s llegando a valores aceleraciones espectrales de 0.15g a 0.6g.

De los gráficos de las funciones de transferencia (Figuras 4.16 al 4.18) se puede concluir que existe una clara tendencia a una amplificación superior a 3 entre las frecuencias 1.6Hz a 3Hz. Es posible corroborar que la frecuencia fundamental

del suelo para vibraciones de baja amplitud (1.65Hz) está presente en este intervalo (con este se inicia la amplificación notoria).

Es posible notar que las mayores amplificaciones (de 3 a 5) están en el intervalo 2 a 2.8Hz. Dentro este intervalo se encuentran la frecuencias fundamentales (2.51 y 2.61) de la Biblioteca, con esto se puede concluir que el suelo de fundación modifica la señal sísmica amplificándolo de 3 a 5 veces para frecuencias fundamentales del edificio.

En la figura 4.19 se muestra los espectros de respuesta de todos los registros en la base de la Biblioteca para la dirección EO. En la figura 4.20 se muestra los espectros de respuesta de todos los registros en la base de la Biblioteca para la dirección NS. En la figura 4.21 se muestran los espectros de respuesta promedio de los registros en la base de la Biblioteca tanto para la dirección EO y NS, se comparan con el espectro de aceleraciones según la norma E0.30.

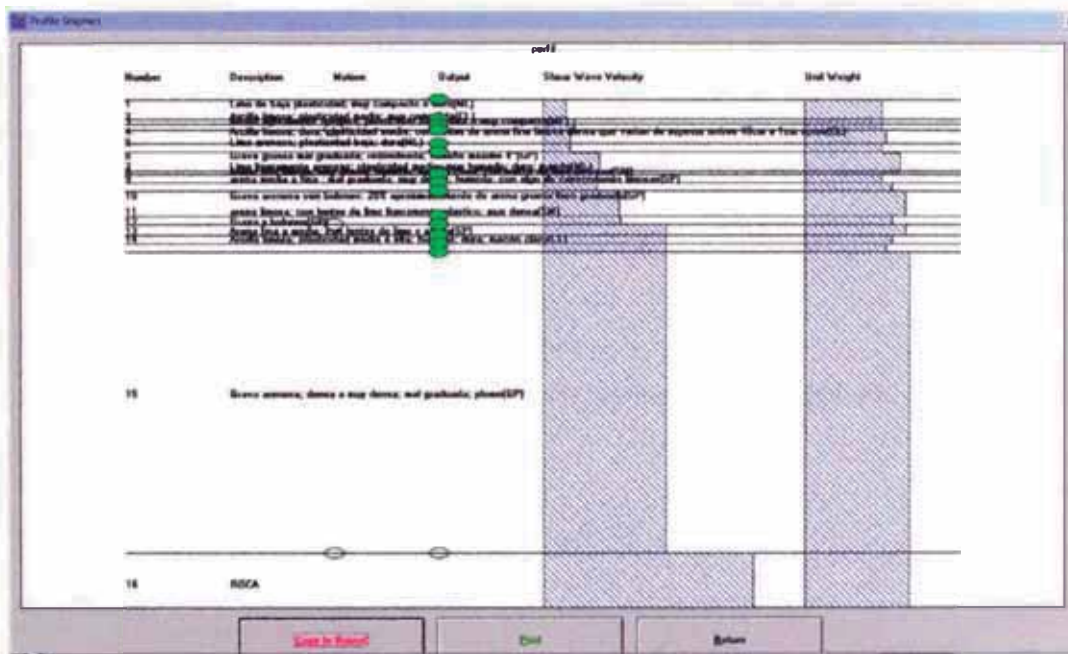


Figura N° 4.11.- Perfil del suelo (grafico en programa Edushake).

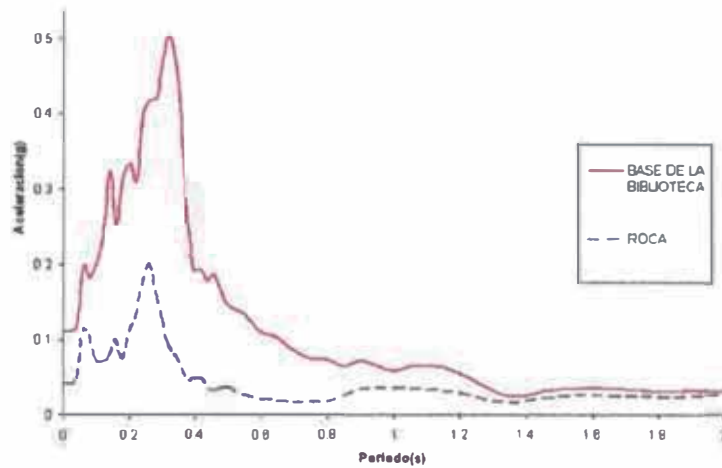


Figura N° 4.12.- Espectro de respuesta - estación Rinconada EO sismo 2007.

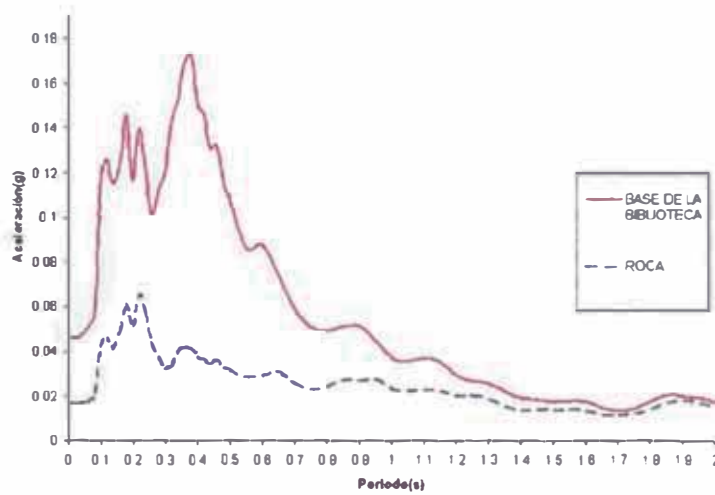


Figura N° 4.13.- Espectro de respuesta - estación Ñaña NS sismo 2007.

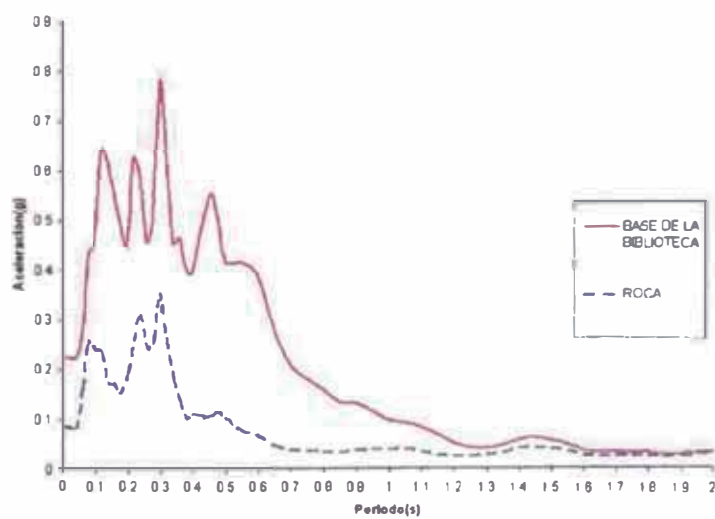


Figura N° 4.14.- Espectro de respuesta - estación Parque de la Reserva EO
sismo 1966.

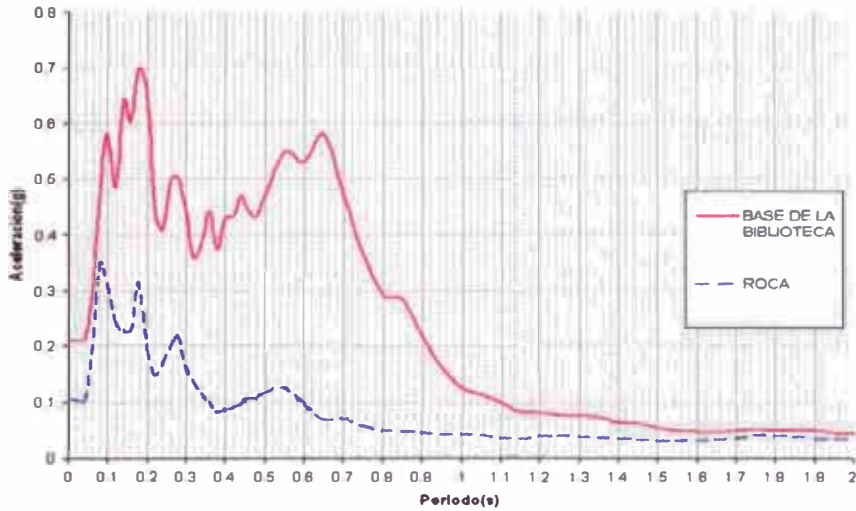


Figura N° 4.15.- Espectro de respuesta - estación Surco NS sismo 1974.

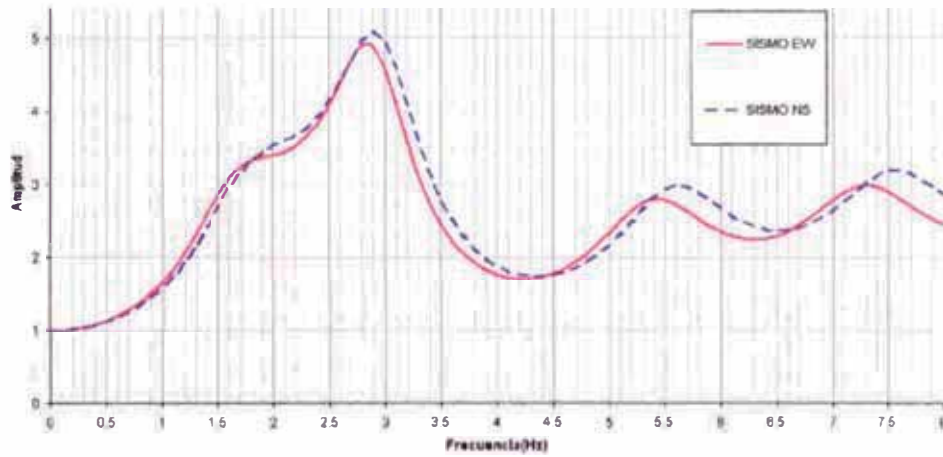


Figura N° 4.16.- Función de transferencia (base Biblioteca/roca) - estación Ñaña sismo 2007.

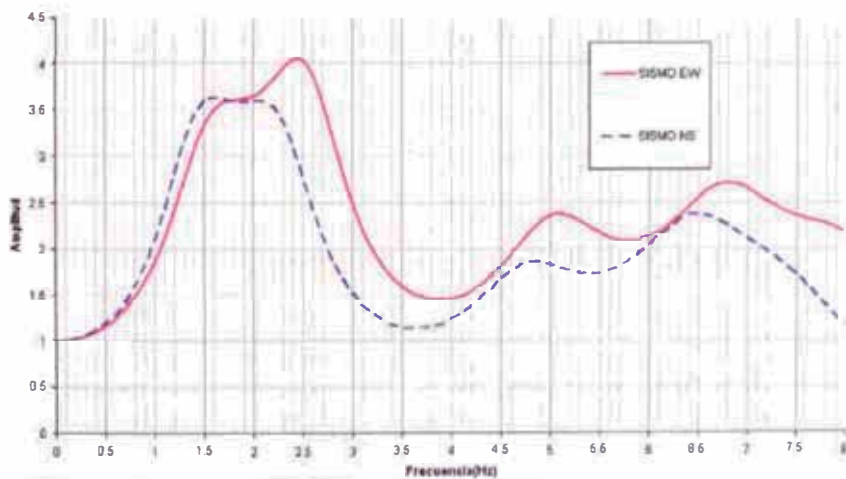


Figura N° 4.17.- Función de transferencia (base Biblioteca/roca) - estación Parque de la reserva sismo 1966.

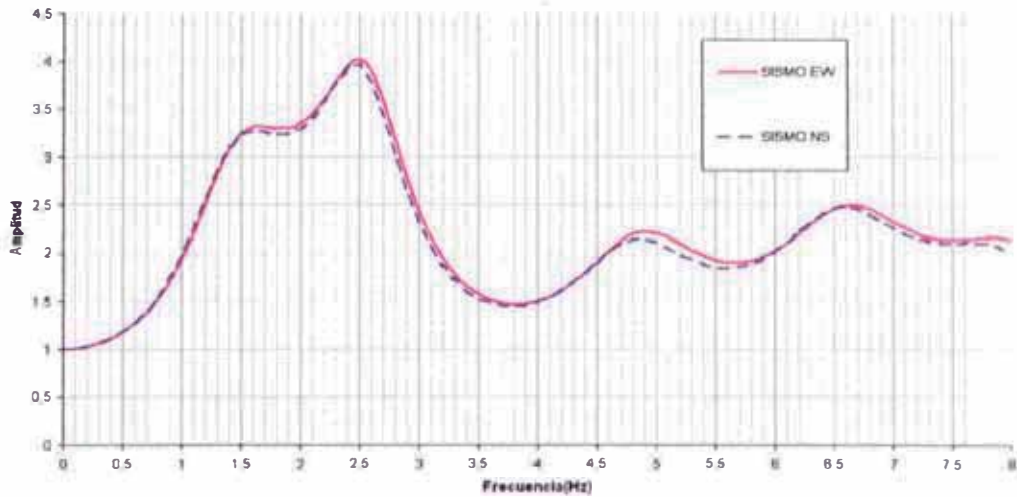


Figura N° 4.18.- Función de transferencia (base Biblioteca/roca) - estación Surco sismo 1974.

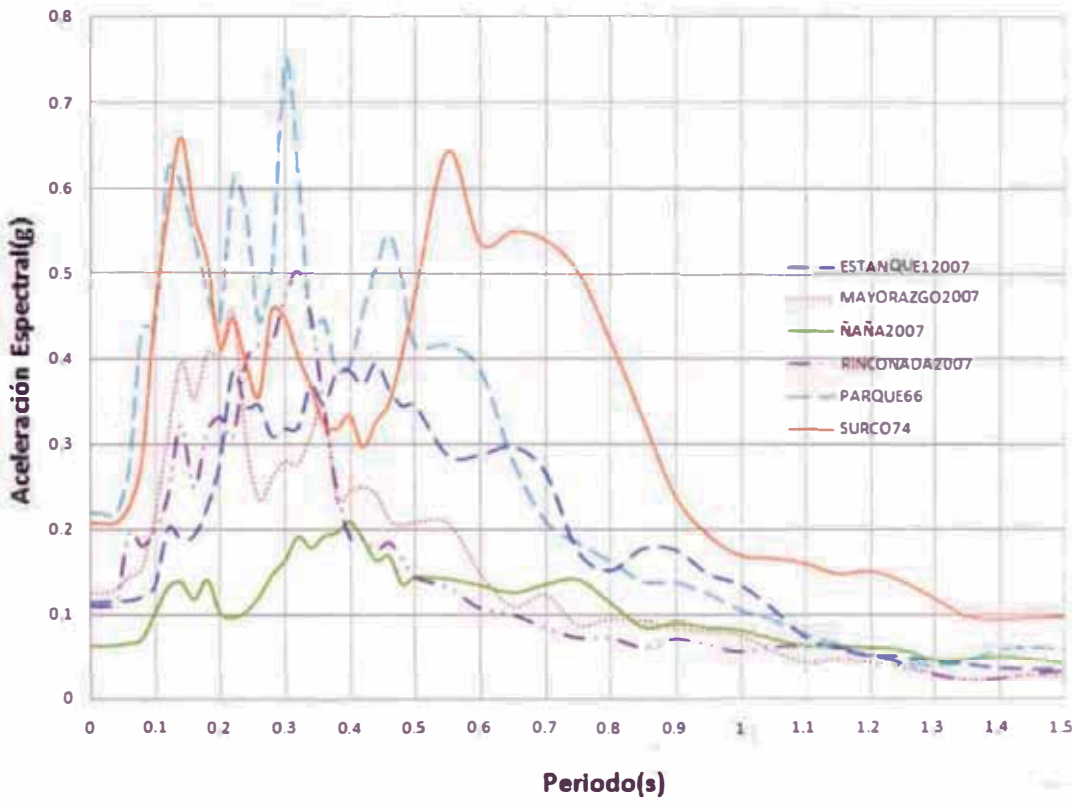


Figura N° 4.19.- Espectros de respuesta para la dirección EO.

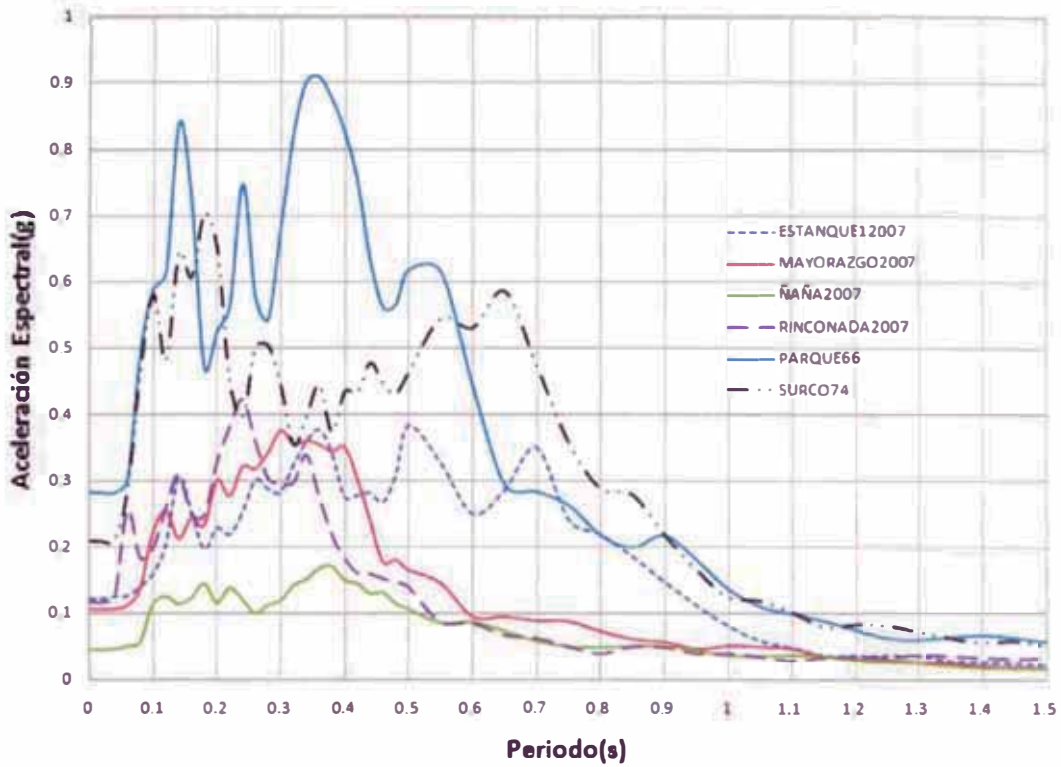


Figura N° 4.20.- Espectros de respuesta para la dirección NS.

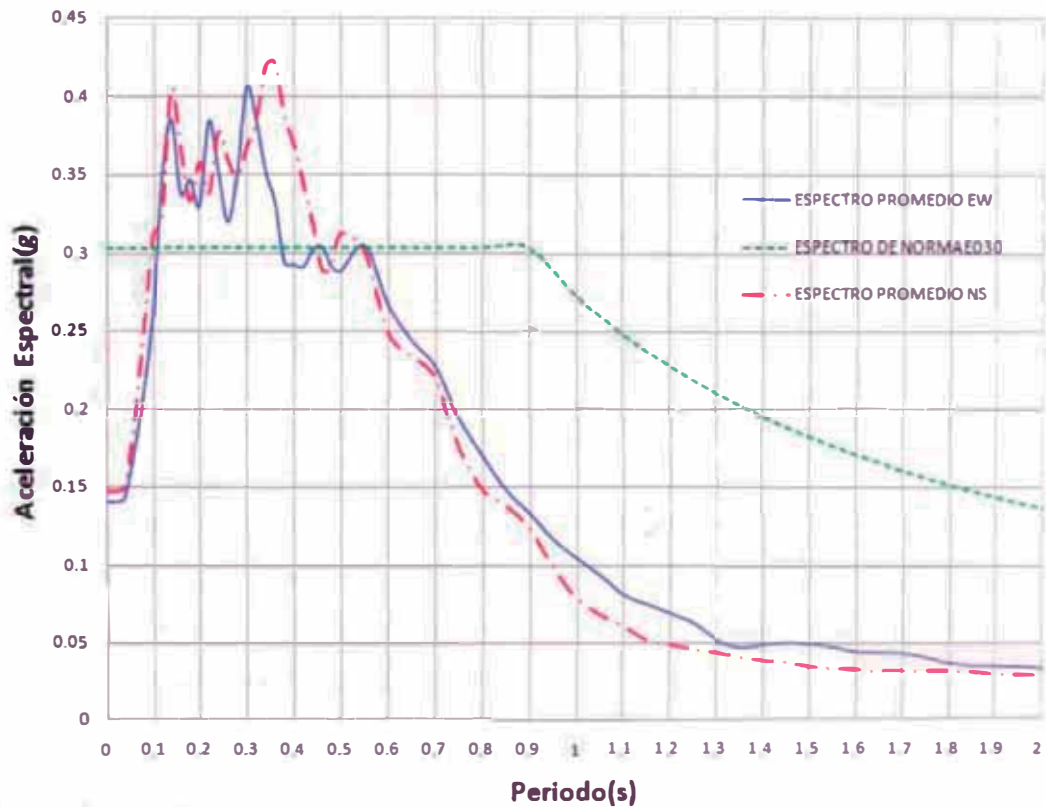


Figura N° 4.21.- Espectros de respuesta promedio para ambas direcciones.

CAPÍTULO V: MODELO MATEMÁTICO CON LAS CARACTERÍSTICAS DE LA BIBLIOTECA

5.1.- CONSIDERACIONES

Se modeló el edificio con las siguientes consideraciones:

- Según constan los planos estructurales el concreto tiene un $f'c$ igual a 210Kg/cm^2 y mediante la siguiente relación del reglamento E060 se halla el módulo de elasticidad del concreto:

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

$$E_c = 217370 \text{ kg/cm}^2$$

El ACI 2008 recomienda que para un análisis elástico se debe considerar el $0.3I_g$ para las vigas con grietas, el $0.7I_g$ para las columnas y para los muros estructurales un valor de $0.5I_g$. Donde I_g es la inercia geométrica. En el modelo analítico para esta consideración se establecieron valores de módulos de elasticidad para cada tipo de elemento estructural, pero se fueron variando hasta obtener como periodos de vibración fundamental similares a los hallados experimentalmente.

- Los valores de los resortes de rigidez hallados anteriormente tanto para las zapatas y los pilotes son utilizados en el modelo (se escalaron adecuadamente).
- Se estimó los pesos de sobrecarga de los estantes de libros llegando a un valor promedio de 345kg/m^2 y demás lugares, como sala de computo y oficinas se consideró 200kg/m^2 como peso que contribuye en el análisis modal de la Biblioteca.

5.2- CARACTERIZACIÓN DE CIMENTACIÓN EN EL MODELO ANALÍTICO

Existe una gran cantidad de modelos que caracterizan la cimentación en el modelo analítico el efecto de ISE. En esta investigación se utilizó el programa ETABS en el cual se caracterizará el suelo por medio de resortes de rigidez obtenidos de la siguiente manera:

5.2.1.- Para las zapatas

Se utilizó el modulo de balasto (también llamado coeficiente de rigidez elástica) del suelo obtenido del siguiente Cuadro que está en función de la capacidad portante (Cuadro 5.1):

Cuadro N° 5.1.- Relación de capacidad portante con el módulo de balasto
(Morrison).

Cap. Portante (kg/Cm ²)	Kv (kg/Cm ³)
0.90	2.02
0.95	2.11
1.00	2.20
1.05	2.29
1.10	2.38
1.15	2.47
1.20	2.56

Fuente: Interacción suelo- estructura, Nelson Morrison

La capacidad portante según estudios de suelos aledaños y que se ajusta a la realidad del edificio es de 1.1kg/cm², con lo cual según el cuadro propuesta se tiene un coeficiente de balasto vertical (Kv) igual a 2.38kg/cm³. Según estudios de diferentes ingenieros geotécnicos se considera el coeficiente de balasto horizontal (Kh) según la siguiente relación:

$$Kh = \frac{Kv}{1.5}$$

Los valores de rigidez tanto horizontal y vertical de los resortes usados para la Biblioteca son los que se indican en el Cuadro 5.2.

Cuadro N° 5.2.- Rigideces de resortes para las zapatas

Zapata	B(m)	L(m)	h(m)	Kv(t/m ³)	Kh(t/m ³)	Rv(t/m)	Rh(t/m)
Z(1.80x1.80)	1.8	1.8	0.8	2380	1586.7	7711.2	2284.8
Z(2.40x2.40)	2.4	2.4	0.8	2380	1586.7	13708.8	3046.4
Z(1.80x0.80)	1.8	0.8	0.8	2380	1586.7	3427.2	1015.5

Fuente: Elaboración Propia

5.2.2.- Para los pilotes

Se utilizará la teoría de Vesic:

$$K_{sh} = \left(\frac{1.3}{D}\right) \left(\frac{E_p D^4}{E_p I_p}\right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{E_s}{1 - \mu^2}\right)$$

Donde:

- K_{sh} : Módulo de reacción horizontal del suelo – coeficiente de balasto horizontal del pilote(kN/m³)
- D : Diámetro del pilote (m).
- E_p : Modulo de elasticidad del material del pilote (kN/m²).
- I_p : Momento de Inercia de la sección del pilote (m⁴).
- E_s : Modulo de elasticidad del suelo (kN/m²).
- μ : Relación de Poisson del suelo.

El Módulo de elasticidad del suelo se puede obtener de las siguientes formas:

- ✓ Ensayo triaxial.
- ✓ $E_s = 650 N_{SPT}$ (KN/m²) donde N_{SPT} número de golpes del ensayo SPT.
- ✓ $E_s = \frac{3(1 - 2\mu)}{m_v}$ (KN/m²) donde m_v es el módulo de compresión volumétrica (m²/KN).

Según el perfil estratigráfico del suelo de fundación de la Biblioteca, los pilotes están sobre cuatro estratos; se calculan los coeficientes de balasto horizontal y vertical para cada estrato según la teoría de Vesic.

Los resultados se muestran en el Cuadro 5.3. Se discretizan los pilotes a cada metro obteniendo los resultados mostrados en el Cuadro 5.4.

Con las consideraciones y la caracterización del suelo de fundación que se modeló en el programa ETABS 9.70 (figura 5.1).

Cuadro N° 5.3.- Módulo de balasto para pilotes.

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL DE PILOTES POR VESIC									
SUELO	E(m)	N _{APT}	E _s (KN/m ²)	D(m)	μ	I _p (m ⁴)	E _p (KN/m ²)	K _{sh} (KN/m ³)	K _{sh} (t/m ³)
ESTRATO 1 Limo de baja plasticidad, muy compacto a duro (ML).	3	33	21450	0.3	0.3	3.97E-4	21316715.5	73878.7	7530.9
ESTRATO 2 Arcilla limosa, plasticidad media muy compacta (CL).	2	28	18200	0.3	0.3	3.97E-4	21316715.5	61832.5	6303.0
ESTRATO 3 Arcilla ligeramente arenosa, plasticidad baja, dura a muy compacta (ML).	2	50	32500	0.3	0.3	3.97E-4	21316715.5	115881.3	11812.6
ESTRATO 4 Arcilla limosa, dura, plasticidad media con lentes de arena fina limosa densa (CL)	2	40	28000	0.3	0.3	3.97E-4	21316715.5	90997.1	9276.9

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 5.4.- Valores de resortes de rigidez para pilotes.

	K _{sh} (t/m ³)	D(m)	L(m)	R _{horizontal} (t/m)	R _{vertical} (t/m)
ESTRATO 1	7530.96	0.3	1	2259.29	3388.93
ESTRATO 2	6303.01	0.3	1	1890.90	2836.36
ESTRATO 3	11812.57	0.3	1	3543.77	5315.66
ESTRATO 4	9275.96	0.3	1	2782.79	4174.18

Fuente: Elaboración Propia

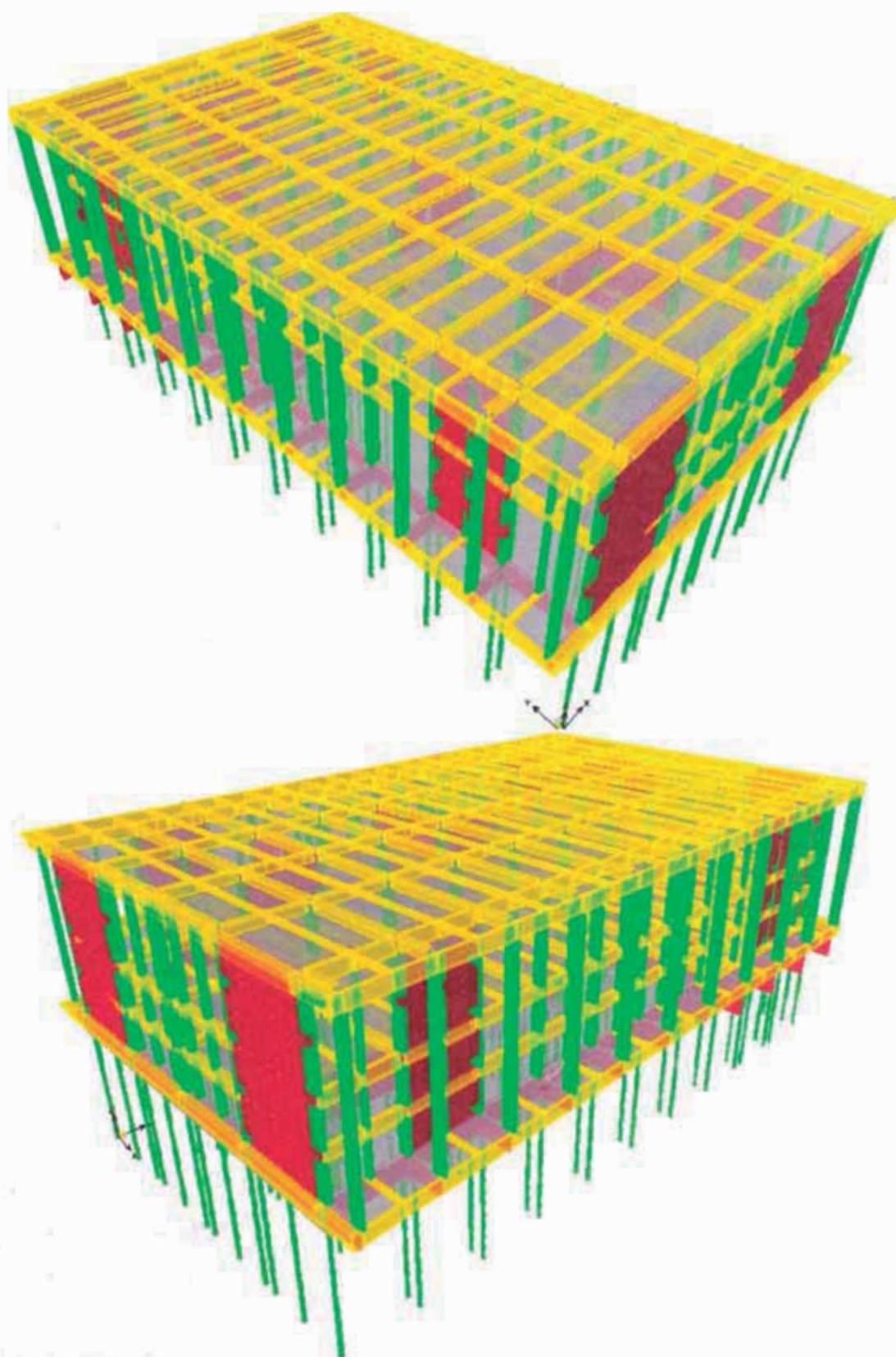


Figura N° 5.1.- Modelo analítico en ETABS.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS LINEAL ESTÁTICO, DINÁMICO Y TIEMPO HISTORIA

6.1.- ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE

Se realizó el análisis estático equivalente con los siguientes parámetros:

- ✓ $Z=0.4$ (Factor de zona),
- ✓ $U=1.3$ (Uso Biblioteca),
- ✓ $S=1.4$ (Tipo de suelo S3 con $T_p= 0.9s$),
- ✓ $R=6$ (Predominancia de muros estructurales en ambas direcciones).
- ✓ $C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.5$ Donde: $T_p= 0.9s$ y T es $0.395s$ (Período fundamental del edificio obtenido por mediciones de vibraciones ambientales del capítulo II).

Resultando $C=2.5$ como coeficiente de amplificación sísmica.

Teniendo la siguiente fuerza cortante en la base para ambas direcciones:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R}\right) * \text{Peso}$$

Se toma el 50% de la masa de sobrecarga, según las consideraciones de la norma E030.

Se obtiene los siguientes resultados: **Peso= 11152.4t**

V=3383.2t (Para ambas direcciones)

Se distribuye la fuerza cortante por nivel (Ver Cuadro 6.1).

Cuadro N° 6.1.- Distribución de fuerzas por niveles.

	$P_i(t)$	$h_{ei}(m)$	$h_i(m)$	$P_i * h_i$	$F_i(t)$	$V_i(t)$
AZOTEA	2335.0	3.6	17.6	41095.9	1260.9	1260.9
PISO4	1501.9	3.6	14	21026.4	645.1	1906.0
PISO3	2540.5	3.6	10.4	26421.5	810.7	2716.7
PISO2	1790.1	3.6	6.8	12172.9	373.5	3090.2
PISO1	2984.9	3.2	3.2	9551.6	293.1	3383.2
Σ	11152.4	17.6	52	110268.3	3383.2	

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

- h_{ei} es la altura de entrepiso y
- h_i es la altura acumulada desde la base.

Se obtiene los siguientes resultados para el sismo en dirección transversal (Cuadro 6.2) y en dirección longitudinal (Cuadro 6.3).

Cuadro N° 6.2.- Resultados para el análisis estático en dirección transversal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal Elástico (m)	Desplazamiento Real (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.025532	0.1149	0.00646
PISO4	3.60	0.020365	0.0916	0.00626
PISO3	3.60	0.015358	0.0691	0.00766
PISO2	3.60	0.009231	0.0415	0.00911
PISO1	1.60	0.001940	0.0087	0.00117

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 6.3.- Resultados para el análisis estático en dirección longitudinal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal Elástico (m)	Desplazamiento Real (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.023421	0.1054	0.00676
PISO4	3.60	0.018015	0.0811	0.00594
PISO3	3.60	0.013266	0.0597	0.00680
PISO2	3.60	0.007823	0.0352	0.00525
PISO1	1.60	0.003625	0.0163	0.00259

Fuente: Elaboración Propia

Es posible notar que se obtienen valores de distorsiones inelásticas mayores a los permitidos por la norma E030 (0.007 por ser la edificación de concreto armado), por lo tanto no cumple con las exigencias de la norma.

6.2.- ANÁLISIS DINÁMICO POR COMBINACIÓN MODAL ESPECTRAL

Se realizó el análisis dinámico por combinación modal espectral con los siguientes parámetros:

- ✓ $Z=0.4$ (factor de zona),
- ✓ $U=1.3$ (uso Biblioteca),
- ✓ $S=1.4$ (Tipo de suelo S3 con $T_p= 0.9s$),
- ✓ $R=6$ (predominancia de muros estructurales en ambas direcciones).
- ✓ $C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$ El coeficiente de amplificación sísmica C se obtiene mediante la siguiente relación:
Con T el periodo.
- ✓ La aceleración espectral(S_a) para ambas direcciones se obtiene de la

siguiente relación:

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) * g$$

Donde g es la aceleración de la gravedad. En la figura 6.1 se muestra el espectro de aceleración para ambas direcciones.

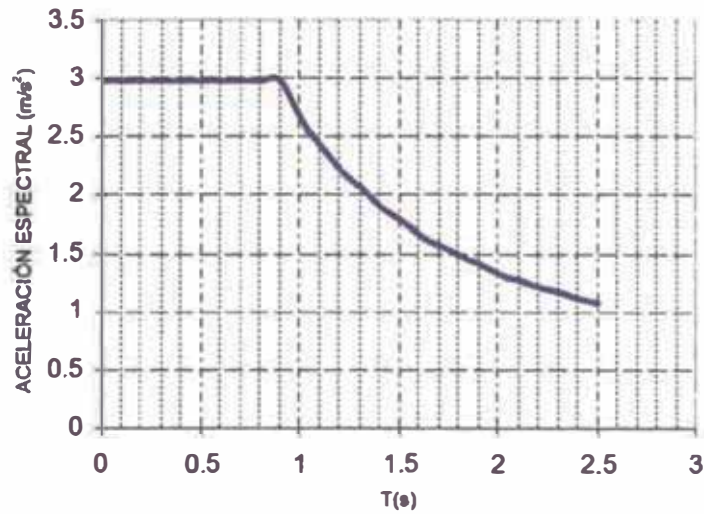


Figura N° 6.1.- Gráfico del espectro de aceleraciones para ambas direcciones de análisis.

En el cuadro 6.4 se muestran los periodos de los 10 primeros modos de la Biblioteca, donde se puede apreciar que el modo 1 es predominante en la dirección longitudinal con un periodo de 0.386s y el modo 2 predomina en la dirección transversal con un periodo de 0.372s.

Cuadro N° 6.4.- Periodos de los modos de la Biblioteca

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Dirección Transversal X		Dirección Longitudinal Y	
			% Masa Participativa	% Participación de masa acumulada	% Masa Participativa	% Participación de masa acumulada
1	0.386	2.59	0.00	0.00	66.99	66.99
2	0.372	2.69	60.52	60.52	0.01	67.00
3	0.321	3.12	2.44	62.96	0.00	67.00
4	0.310	3.22	0.00	62.96	2.01	69.01
5	0.288	3.48	2.99	65.96	0.00	69.01
6	0.283	3.53	0.00	65.96	0.01	69.01
7	0.115	8.71	0.00	65.96	22.77	91.78
8	0.105	9.55	10.55	76.51	0.01	91.79
9	0.067	15.02	0.02	76.53	5.07	96.86
10	0.057	17.56	15.84	92.37	0.00	96.86

Fuente: Elaboración Propia

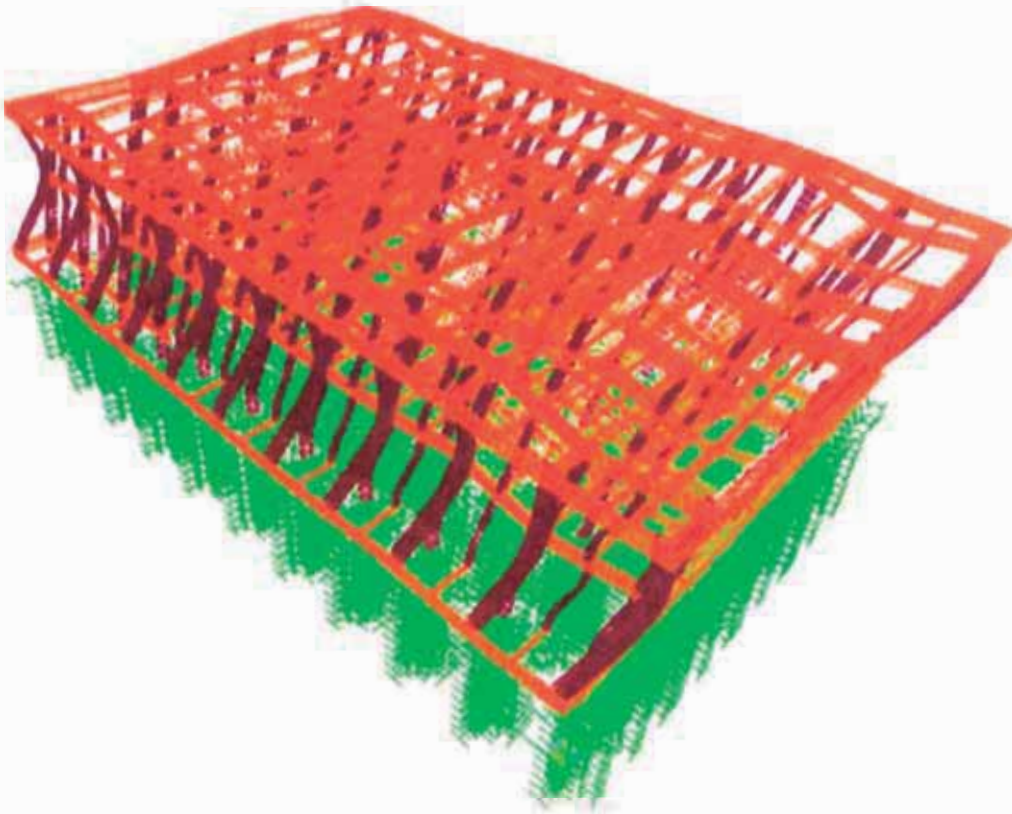


Figura N° 6.2.- Primera forma de modo longitudinal ($T=0.386s$).

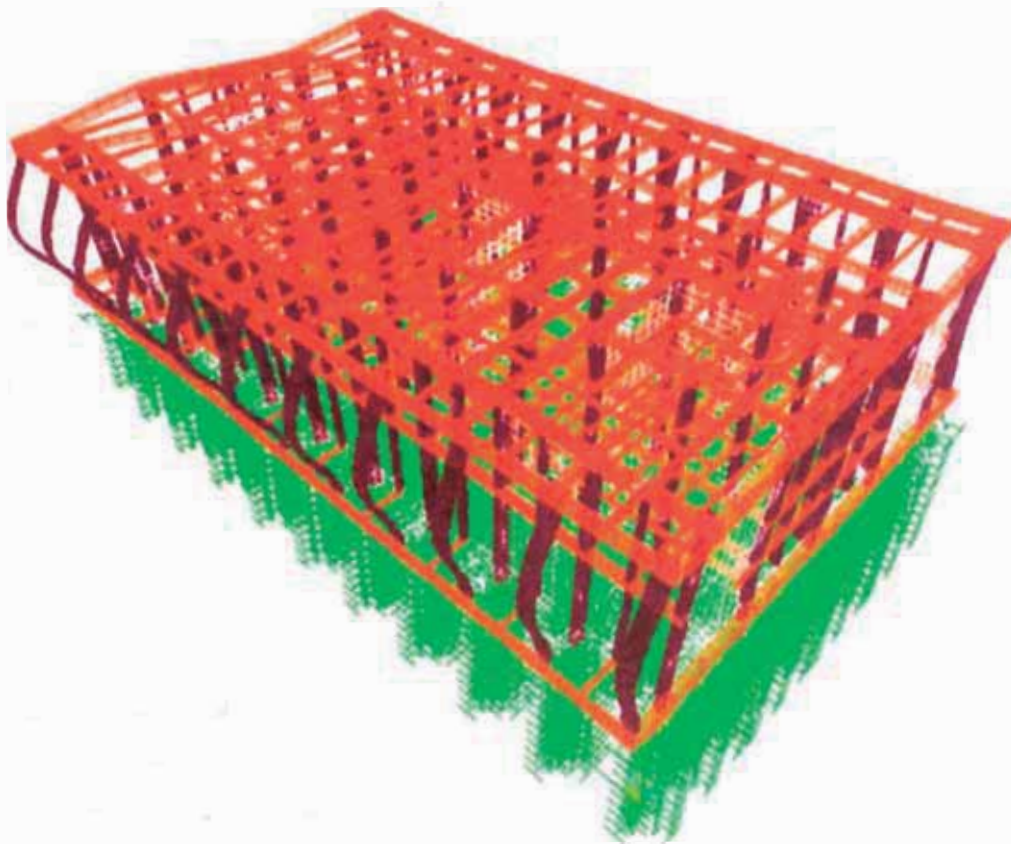


Figura N° 6.3.- Segunda forma de modo transversal ($T=0.372s$).

Se obtiene los siguientes resultados para el sismo en dirección transversal (Cuadro 6.5) y en dirección longitudinal (Cuadro 6.6):

Cuadro N° 6.5.- Resultados para el análisis espectral en dirección transversal.

Nivel	Altura de piso (m)	Desplazamiento Transversal elástico (m)	Desplazamiento Real (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.0165	0.0744	0.0039
PISO4	3.60	0.0134	0.0605	0.0046
PISO3	3.60	0.0098	0.0441	0.0057
PISO2	3.60	0.0053	0.0237	0.0052
PISO1	1.60	0.0011	0.0050	0.0031

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 6.6.- Resultados para el análisis espectral en dirección longitudinal.

Nivel	Altura de piso (m)	Desplazamiento Longitudinal elástico(m)	Desplazamiento Real(m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.0162	0.0731	0.0032
PISO4	3.60	0.0137	0.0615	0.0062
PISO3	3.60	0.0087	0.0393	0.0056
PISO2	3.60	0.0043	0.0191	0.0027
PISO1	1.60	0.0021	0.0094	0.0059

Fuente: Elaboración Propia

El cortante basal resultante para ambas direcciones supera el 90% del cortante basal establecido por el análisis estático.

Es posible notar que existe valores de distorsiones inelásticas muy cercano a los permitidos por la norma E030 (0.007). Cabe expresar que cuando se hizo el análisis del efecto de sitio se obtuvieron valores de amplificación sísmica mayores a 2.5; en este aspecto si se utiliza los valores obtenidos en el análisis del efecto de sitio las solicitaciones sísmicas que se tendrían en la Biblioteca podrían ser mayores a los que la norma contempla.

6.3.- ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA LINEAL

En este análisis se consideraron los eventos sísmicos del año 1966 (estación Parque de la Reserva), 1974 (estación Surco) y 2007 (estación La Rinconada) escalados a la base del edificio según el efecto de sitio analizado anteriormente. Los registros acelerográficos se direccionaron correctamente en el modelo (según el ángulo de incidencia real).

Los resultados para el sismo de 1966 se muestran en los Cuadros 6.7 (transversal) y 6.8 (longitudinal):

Cuadro N° 6.7.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1966 en dirección transversal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal (m)	Desplazamiento Relativo (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.006583	0.00130	0.00036
PISO4	3.60	0.005287	0.00145	0.00040
PISO3	3.60	0.003835	0.00168	0.00047
PISO2	3.60	0.002160	0.00175	0.00049
PISO1	1.60	0.000412	0.00005	0.00003

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 6.8.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1966 en dirección longitudinal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal (m)	Desplazamiento Relativo (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.009446	0.00226	0.00063
PISO4	3.60	0.007188	0.00235	0.00065
PISO3	3.60	0.004840	0.00235	0.00065
PISO2	3.60	0.002486	0.00165	0.00046
PISO1	1.60	0.000832	0.00024	0.00015

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados para el sismo de 1974 se muestran en los Cuadros 6.9 (transversal) y 6.10 (longitudinal):

Cuadro N° 6.9.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1974 en dirección transversal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal (m)	Desplazamiento Relativo (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.008041	0.00165	0.00046
PISO4	3.60	0.006395	0.00187	0.00052
PISO3	3.60	0.004530	0.00211	0.00059
PISO2	3.60	0.002419	0.00237	0.00066
PISO1	1.60	0.000046	0.00031	0.00019

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 6.10.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 1974 en dirección longitudinal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal (m)	Desplazamiento Relativo (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.006777	0.00149	0.00041
PISO4	3.60	0.005290	0.00154	0.00043
PISO3	3.60	0.003747	0.00152	0.00042
PISO2	3.60	0.002227	0.00128	0.00036
PISO1	1.60	0.000944	0.00032	0.00020

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados para el sismo del 2007 se muestran en los Cuadros 6.11 (transversal) y 6.12 (longitudinal):

Cuadro N° 6.11.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo del 2007 en dirección transversal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal (m)	Desplazamiento Relativo (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.009852	0.00199	0.00055
PISO4	3.60	0.007863	0.00223	0.00062
PISO3	3.60	0.005630	0.00250	0.00069
PISO2	3.60	0.003133	0.00258	0.00072
PISO1	1.60	0.000557	0.00003	0.00002

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N° 6.12.- Resultados para el análisis tiempo historia lineal para el sismo de 2007 en dirección longitudinal.

Nivel	Altura De Piso (m)	Desplazamiento Transversal (m)	Desplazamiento Relativo (m)	Distorsión
AZOTEA	3.60	0.009244	0.00206	0.00057
PISO4	3.60	0.007188	0.00216	0.00060
PISO3	3.60	0.005025	0.00225	0.00063
PISO2	3.60	0.002772	0.00163	0.00045
PISO1	1.60	0.001141	0.00024	0.00015

Fuente: Elaboración Propia

Para hallar las distorsiones reales no se multiplica por ningún factor de reducción, de los resultados podemos concluir que para todos los eventos sísmicos empleados, la estructura cumple con los límites establecidos por la norma E030.

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

7.1.- ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO – (PUSHOVER)

El análisis no lineal estático conocido, también como el método del empujón (Pushover), consiste en aplicar cargas laterales estáticas incrementales a una estructura. Las cargas se aplican en forma monotónica en una sola dirección hasta llevarla al colapso.

Las cargas se aplican en cada piso de la estructura, se pueden aplicar cargas uniformemente con un solo valor, cargas triangulares que pueden provenir del análisis estático lineal, cargas que sigan la forma del primer modo o cualquier modo de vibración. Con este análisis se calcula la curva de capacidad de la estructura, como se muestra en la figura 7.1.

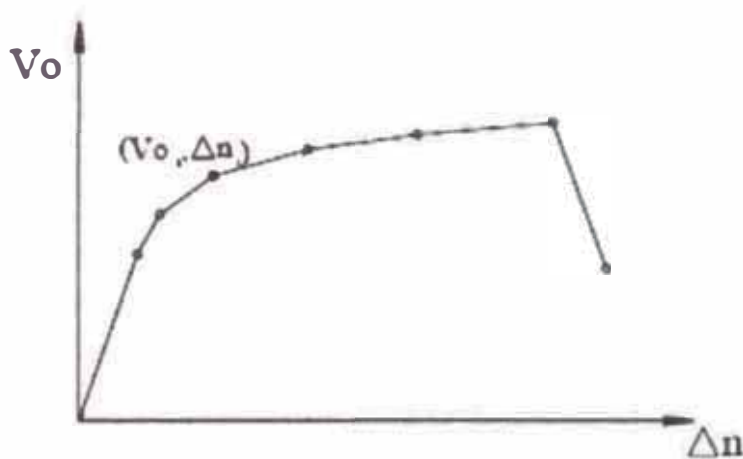


Figura N° 7.1.- Curva de capacidad de la estructura (Desplazamiento en el nivel superior Vs Cortante Basal).

La relación momento-curvatura de las secciones en los extremos de las vigas es utilizada por el programa SAP2000 versión 14 para considerar sus propiedades no-lineales, mientras tanto para las columnas es necesario considerar la interacción momento y fuerza axial sin factorar y diferentes relaciones de momento-curvatura para diferentes valores de carga axial.

En la Figura 7.2 se muestra una idealización del diagrama de momento-curvatura de una sección de concreto.

Para las vigas de concreto:

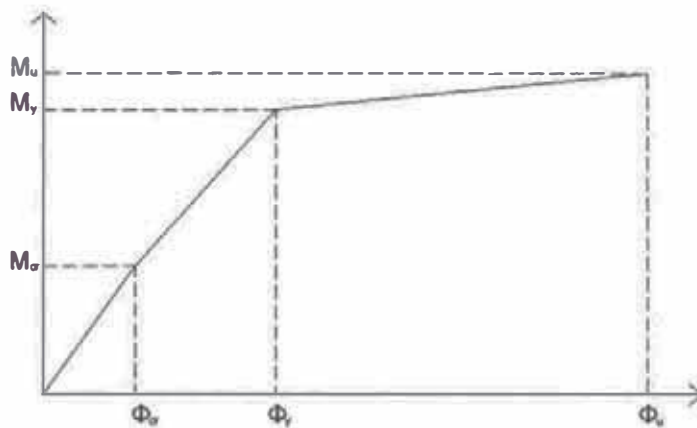


Figura N° 7.2.- Diagrama de momento curvatura idealizada.

Para construir el diagrama es necesario determinar:

- Punto de agrietamiento (M_{cr} , ϕ_{cr}),
- Punto de fluencia o cedencia (M_y , ϕ_y) y
- Punto después de fluencia el que se llamara "último" (ϕ_u , M_u), aunque no necesariamente tiene que ser el punto de falla de la sección.

El diagrama de momento curvatura para cada sección de viga se calculó con el programa "section designer" incorporado en el SAP2000 Versión 14.1. Esta versión permite modelar las secciones de concreto como confinado y no confinado. En esta tesis se consideró las secciones como no confinadas debido a que en los planos estructurales se muestra que el confinamiento de las vigas presenta en su mayoría estribos muy espaciados.

Las curvas constitutivas de los materiales que conforman las vigas y columnas (concreto 210kg/cm² y acero grado 40) se muestran en las figuras 7.3 y 7.4 respectivamente.

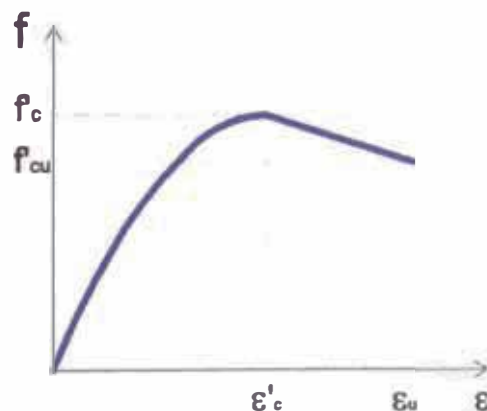


Figura N° 7.3.- Modelo simple de concreto no confinado.

Propiedades de concreto:

f'_c = Esfuerzo de compresión Máxima del concreto no confinado = 210kg/cm².

f'_{cu} = Esfuerzo de compresión última = 121.6kg/cm².

ϵ'_c = Deformación unitaria del concreto en f'_c = 0.002

ϵ_u = Deformación unitaria última del concreto no confinado = 0.003

Ecuaciones:

Para $\epsilon \leq \epsilon'_c$

$$f = f'_c \left\{ 2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_c} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'_c} \right)^2 \right\}$$

Para $\epsilon > \epsilon'_c$

$$f = f'_c \left\{ 1 - 0.2 \left(\frac{\epsilon - \epsilon'_c}{\epsilon_u - \epsilon'_c} \right) \right\}$$

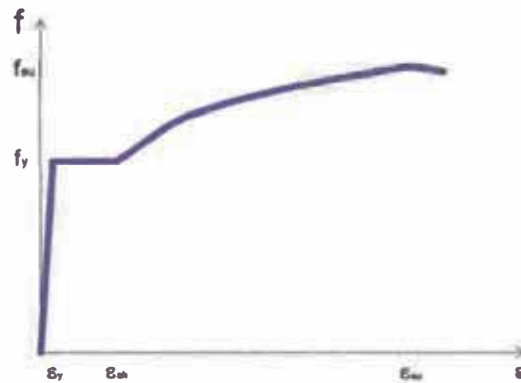


Figura N° 7.4.- Modelo simple de acero grado 40 ($f_y=2800$ kg/cm² y $f_{su}= 4200$ kg/cm² - Park&Paulay).

Deformación Unitaria(ϵ)	Esfuerzo de Tracción f_y en kg/cm ²
0.00	0
0.03	2800
0.04	3426.0
0.06	3685.4
0.08	3884.4
0.10	4052.2
0.12	4200

Propiedades del acero:

ϵ_y = Deformación de fluencia del acero = 0.0014

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero = 2800 kg/cm².

ϵ_{sh} = Deformación unitaria en el acero hasta la etapa de endurecimiento = 0.025

ϵ_{su} = Deformación unitaria ultima del acero = 0.12

$$f_{su} = \text{Esfuerzo ultimo del acero} = 4200\text{kg/cm}^2$$

Ecuaciones:

Para $\epsilon \leq \epsilon_{sy}$

$$f = E_s \epsilon$$

Para $\epsilon_{sy} < \epsilon \leq \epsilon_{sh}$



$$f = f_y$$

Para $\epsilon_{sh} < \epsilon \leq \epsilon_{su}$

$$f = f_y + (f_{su} - f_y) \left(\frac{\epsilon - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^2$$

Se calculó el diagrama de momento - curvatura para cada sección de viga, en las caras extremas, tanto para momento positivo y momento negativo.

Por ejemplo para la viga T B-6(apoyo eje 4):

Momento positivo	Momento negativo
	
$\phi_y = 0.0023 \text{ 1/m}$ $M_y = 18.69 \text{ t-m}$ $\phi_u = 0.0801 \text{ 1/m}$ $M_u = 25.70 \text{ t-m}$	$\phi_y = 0.0029 \text{ 1/m}$ $M_y = 44.74 \text{ t-m}$ $\phi_u = 0.0508 \text{ 1/m}$ $M_u = 50.87 \text{ t-m}$

Las dimensiones de la viga son: altura de 76cm, ancho del alma 39cm, ancho del ala 74cm y altura del ala de 33cm.

El programa SAP2000 trabaja con la relación momento – rotación (θ). Es por tal motivo que es necesaria una conversión de curvatura (ϕ) a rotación angular. La relación que se utilizó es:

$$\theta = \phi (L_p)$$

Donde:

θ = Rotación angular en radianes.

ϕ = Curvatura en 1/m.

L_p = Longitud equivalente de la articulación plástica, en vigas y columnas 0.5h (h: altura de sección)

El SAP2000 utiliza la recomendación hecha por el ATC40 y el FEMA356.

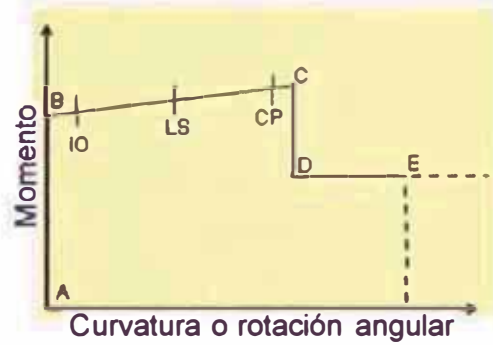


Figura N° 7.5.- Modelo de momento- curvatura o rotación angular del SAP2000.

De la figura 7.5 se define los siguientes puntos:

A: El origen.

B: Punto de fluencia.

C: Punto de colapso del concreto.

D: Punto donde el momento es 0.2Momento de fluencia y tiene la curvatura o rotación angular de colapso.

Siglas en inglés:

IO: Ocupación inmediata.

LS: Seguridad Vital.

CP: Prevención de colapso.

En el SAP2000, en la definición de momento- curvatura para nuestra Biblioteca es necesario proporcionar los puntos antes descritos, para la sección de viga T B-6(apoyo eje 4) siguen la siguiente secuencia de cálculo:

- ✓ El punto A es el origen (0,0).
- ✓ El punto B es el punto de fluencia con coordenadas (0, M_y).
- ✓ El punto C es el punto de colapso con coordenadas ($\phi_u - \phi_y$, M_u).
- ✓ El punto D tiene como coordenadas ($\phi_u - \phi_y$, $0.2M_y$).
- ✓ El punto E tiene las mismas coordenadas del punto D.

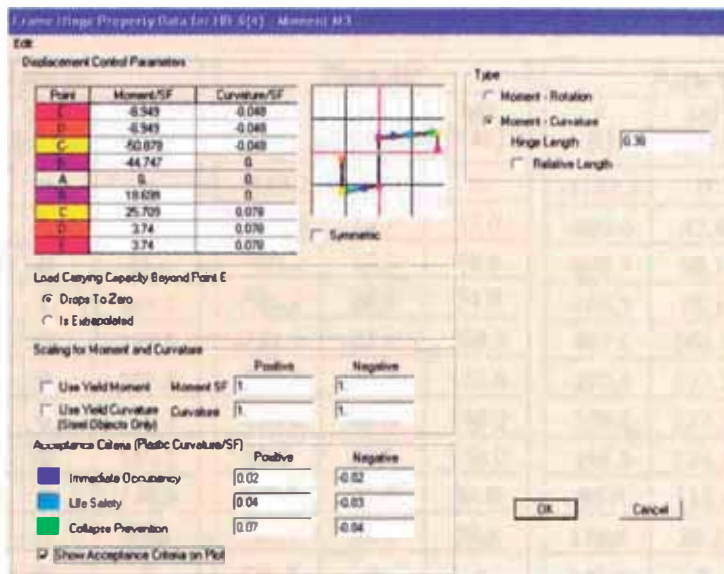


Figura N° 7.6.- Asignación de propiedades en el SAP2000.

Para las columnas son necesarias las siguientes relaciones:

✓ Para las columnas

Para la columna C8 39x79cm con acero de refuerzo longitudinal 24#11 (con recubrimiento de 2.5cm)

En el SAP2000 son necesarias por lo menos tres relaciones de interacción momento de flexión - carga axial a diferentes ángulos (0°, 45° y 90° respecto a la horizontal que en este caso es el eje local 3 por ejemplo) con $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=2800\text{kg/cm}^2$.

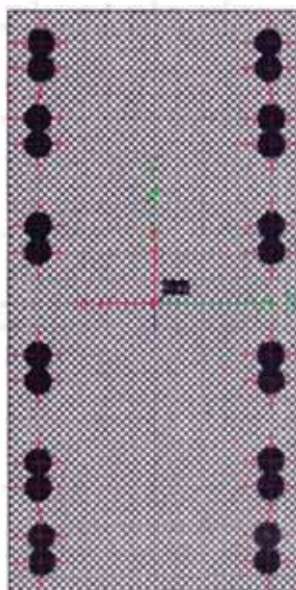


Figura N° 7.7.- Vista de Sección de columna.

Cuadro N° 7.1.- Valores de interacción momento de flexión – carga axial.

Para 0°			Para 45°			Para 90°		
P (t)	M2 (t-m)	M3 (t-m)	P (t)	M2 (t-m)	M3 (t-m)	P (t)	M2 (t-m)	M3 (t-m)
-1183.2	0	0	-1183.2	0	0	-1183.2	0	0
-991.7	0	55.1	-1074.8	12.7	27.0	-903.8	43.4	0
-898.3	0	82.0	-995.2	19.1	46.8	-805.7	58.7	0
-783.2	0	108.3	-886.2	26.3	74.0	-660.9	78.3	0
-640.2	0	137.5	-721.4	32.6	104.3	-487.6	100.4	0
-460.5	0	168.6	-508.2	40.6	133.6	-270.5	127.3	0
-239.1	0	186.3	-218.8	46.0	146.9	-209.1	127.3	0
-49.5	0	180.8	99.0	44.1	133.0	-151.5	124.3	0
171.4	0	148.5	366.3	41.4	84.0	-93.8	118.9	0
418.9	0	87.2	556.5	18.3	39.4	178.0	78.2	0
676.3	0	0	676.3	0	0	676.3	0	0

Fuente: Elaboración propia

En cuadro 7.2 se muestran valores de momento - curvatura para diferentes valores de carga axial, aunque son necesarios solo dos, uno de las cuales sea la carga que la columna probablemente soporte durante el sismo, M2 y M3 son los momentos respecto a los ejes locales 2 y 3 del elemento frame.

Cuadro N° 7.2.- Valores de relación momento - curvatura a diferentes valores de carga axial (columna C8)

Para carga axial de Compresión 10 t		Para carga axial de Compresión 30 t	
Para 0°(M3)	Para 90°(M2)	Para 0°(M3)	Para 90°(M2)
$\phi_y = 0.0033$ 1/m $M_y = 126.47$ t-m $\phi_x = 0.0146$ 1/m $M_x = 179.04$ t-m	$\phi_y = 0.0074$ 1/m $M_y = 102.00$ t-m $\phi_x = 0.0688$ 1/m $M_x = 107.22$ t-m	$\phi_y = 0.0034$ 1/m $M_y = 130.12$ t-m $\phi_x = 0.0141$ 1/m $M_x = 181.28$ t-m	$\phi_y = 0.0076$ (1/m) $M_y = 103.87$ (t-m) $\phi_x = 0.067$ (1/m) $M_x = 110.29$ (t-m)
Para carga axial de Compresión 60 t		Para carga axial de Compresión 90 t	
Para 0°(M3)	Para 90°(M2)	Para 0°(M3)	Para 90°(M2)
$\phi_y = 0.0035$ 1/m $M_y = 135.95$ t-m $\phi_x = 0.0134$ 1/m $M_x = 184.59$ t-m	$\phi_y = 0.0079$ 1/m $M_y = 109.31$ t-m $\phi_x = 0.0614$ 1/m $M_x = 114.77$ t-m	$\phi_y = 0.0036$ 1/m $M_y = 140.94$ t-m $\phi_x = 0.0126$ 1/m $M_x = 187.37$ t-m	$\phi_y = 0.0081$ (1/m) $M_y = 111.77$ (t-m) $\phi_x = 0.0464$ (1/m) $M_x = 118.63$ (t-m)
Para carga axial de Compresión 120 t		Para carga axial de Compresión 150 t	
Para 0°(M3)	Para 90°(M2)	Para 0°(M3)	Para 90°(M2)
$\phi_y = 0.0037$ 1/m $M_y = 146.61$ t-m $\phi_x = 0.0118$ 1/m $M_x = 190.12$ t-m	$\phi_y = 0.0084$ 1/m $M_y = 116.90$ t-m $\phi_x = 0.0369$ 1/m $M_x = 121.89$ t-m	$\phi_y = 0.0038$ 1/m $M_y = 151.26$ t-m $\phi_x = 0.0113$ 1/m $M_x = 191.8576$ t-m	$\phi_y = 0.0086$ (1/m) $M_y = 119.53$ (t-m) $\phi_x = 0.0306$ (1/m) $M_x = 124.56$ (t-m)

Fuente: Elaboración propia

✓ Para los Muros estructurales

Para considerar la no linealidad de los muros estructurales aparte de considerar la rotulas por flexocompresión se considera las rotulas por corte de acuerdo a las ecuaciones de la "Japan Electric Association" (JEA).

Los muros estructurales añadidos de 39cm en el último reforzamiento (1978) son de concreto de $f_c=210\text{kg/cm}^2$ y contienen dos capas de refuerzo de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en ambas direcciones, #3@0.20m en la horizontal y #5@0.3m en la vertical.

Diagrama de esfuerzo por corte de muros de concreto armado - ecuación de la JEA

En los muros estructurales se definirán rotulas plásticas por flexocompresión y por corte.

Punto 1:

$$\gamma_1 = \frac{\tau_1}{G}$$

$$\tau_1 = \sqrt{(\sqrt{f'_c})(\sqrt{f'_c} + \sigma_c)}$$

Punto 2:

$$\gamma_2 = 3\gamma_1$$

$$\tau_2 = 1.35\tau_1$$

Punto 3:

$$\gamma_3 = 0.004$$

$$\tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_g}{4.5\sqrt{f'_c}}\right)\tau_o + \tau_g \quad \text{Cuando} \quad \tau_g \leq 4.5\sqrt{f'_c}$$

$$\tau_3 = 4.5\sqrt{f'_c} \quad \text{Cuando} \quad \tau_g > 4.5\sqrt{f'_c}$$

Donde

$$\tau_o = \left(3 - 1.8\frac{M}{VD}\right)\sqrt{f'_c}$$

$$\frac{M}{VD} \leq 1$$

$$\frac{M}{VD} > 1$$

$$\frac{M}{VD} = 1$$

$$\tau_g = \frac{(\rho_h + \rho_v)}{2} f_y + \frac{(\sigma_c + \sigma_h)}{2}$$

τ : Esfuerzo de corte (kg/cm²)

γ : Deformación unitaria de corte.

f_c : Esfuerzo de compresión máxima del concreto (kg/cm²).

G : Modulo de corte del concreto (kg/cm²).

ρ_h : Cuantía horizontal del muro de concreto armado.

ρ_v : Cuantía vertical del muro de concreto armado.

σ_c : Esfuerzo vertical sobre el muro (kg/cm²) (positivo para compresión).

σ_h : Esfuerzo horizontal sobre el muro (kg/cm²) (positivo para compresión).

f_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo (kg/cm²).

M/VD : Medida de la relación de corte.

M : Momento máximo en la sección crítica del muro de concreto armado.

V : Esfuerzo de corte en la sección crítica del muro de concreto armado.

D : Longitud efectiva del muro de concreto armado.

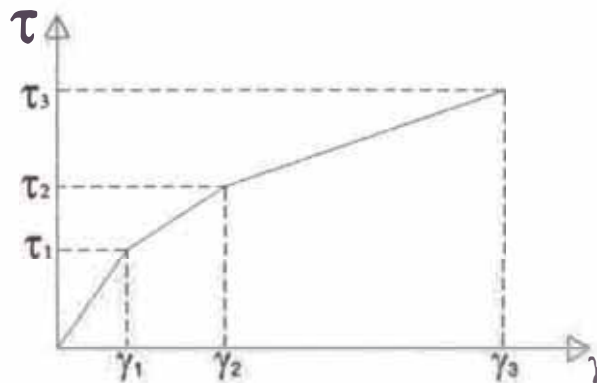


Figura N° 7.8.- Relación de deformación de corte Vs esfuerzo de corte.

La definición de los puntos de desempeño en las vigas, columnas y muros estructurales se basa en las recomendaciones del ATC-40.

Se construyó un modelo matemático en el programa de cómputo SAP2000 (ver figuras 7.9 y 7.10), y se siguieron los siguientes pasos:

- El modelo es calibrado con periodo fundamental similar al hallado experimentalmente mediante vibraciones ambientales.
- De acuerdo a los conceptos y relaciones se determinaron las diferentes relaciones de rótulas de plastificación tanto en vigas, columnas y muros estructurales, las cuales se asignan en el modelo matemático.

- El cuadro de cargas se asignó por pisos, con los valores obtenidos en el análisis estático, tanto para el eje transversal (eje X) como el eje longitudinal (eje Y).

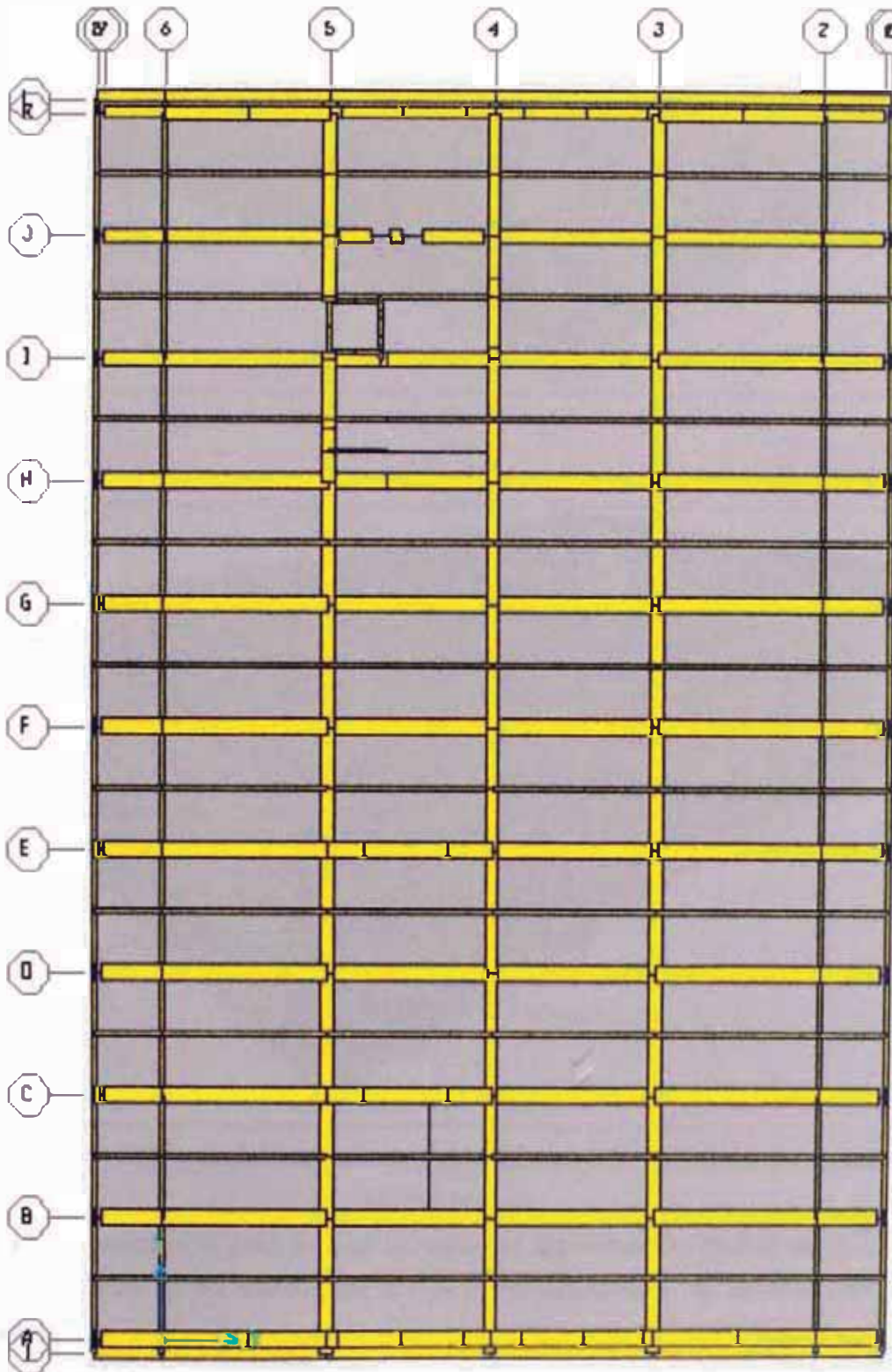


Figura N° 7.9.- Modelo estructural de la edificación en SAP2000 (vista en Planta).

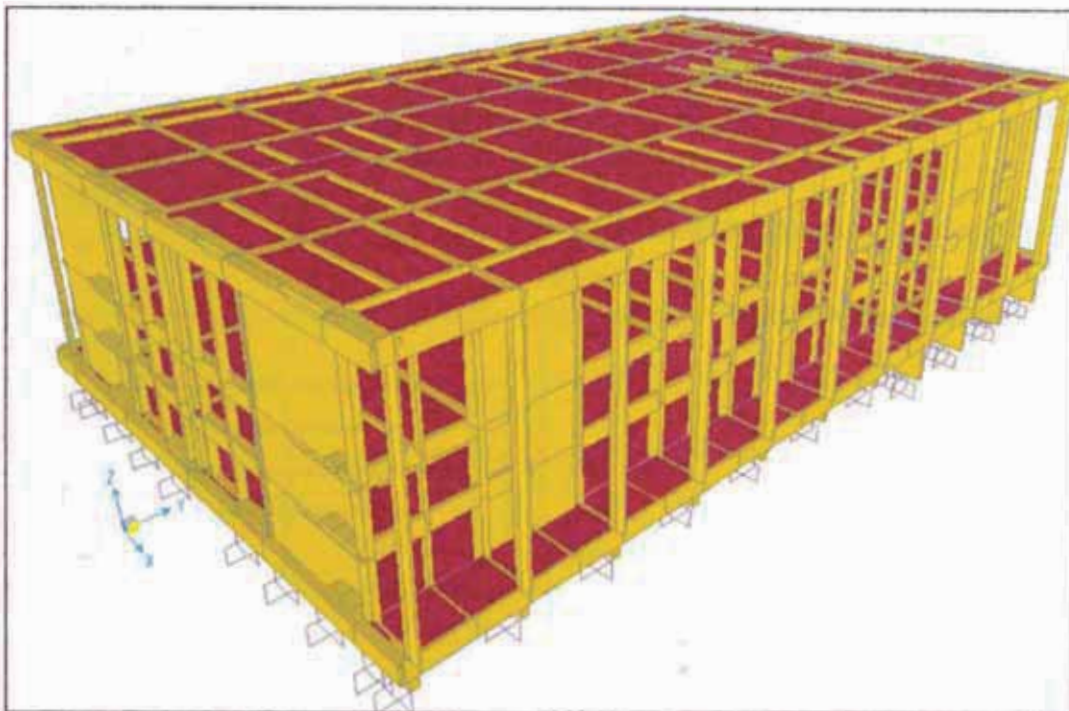


Figura N° 7.10.- Modelo estructural de la edificación en SAP2000 (perspectiva tridimensional)

Luego de ejecutar el programa se obtienen los siguientes resultados del análisis pushover para el eje transversal X y el eje longitudinal Y, se ha efectuado el análisis para el sismo de diseño y para un nivel de sismo máximo.

En las siguientes figuras se muestra los resultados para el eje transversal X, se muestra cada pórtico (los ejes están en cada figura) y al lado se muestra el mecanismo al nivel de sismo de diseño y sismo máximo (1.4 veces del sismo de

diseño), en donde el color de los puntos representan niveles de desempeño de las rotulas plásticas de los elementos.

B : Estado de fluencia – color morado.

IO : Estado de Ocupación inmediata – color azul.

LS : Estado de Seguridad Vital – color celeste.

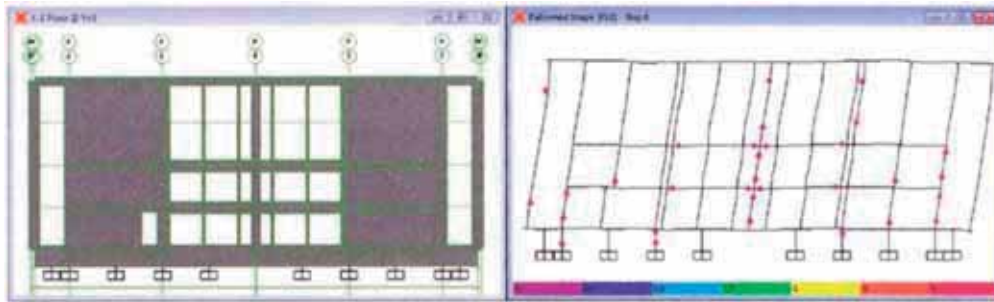
CP: Estado de Prevención de colapso – color verde.

C : Estado de colapso del concreto – color amarillo.

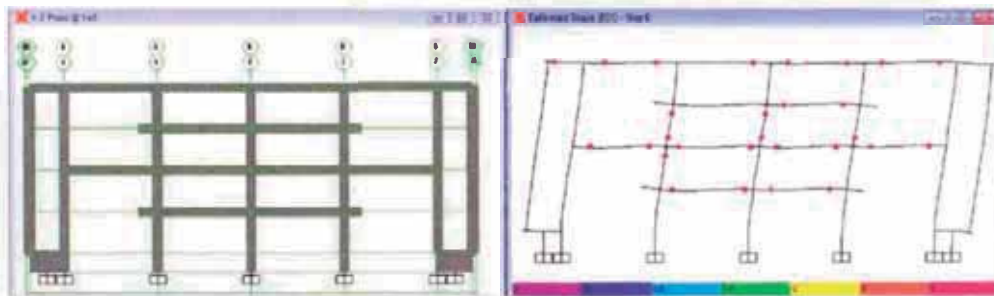
D : Estado de colapso del concreto resistiendo una carga residual de 20% del momento de colapso – color naranja.

E : Estado de colapso del concreto – color rojo.

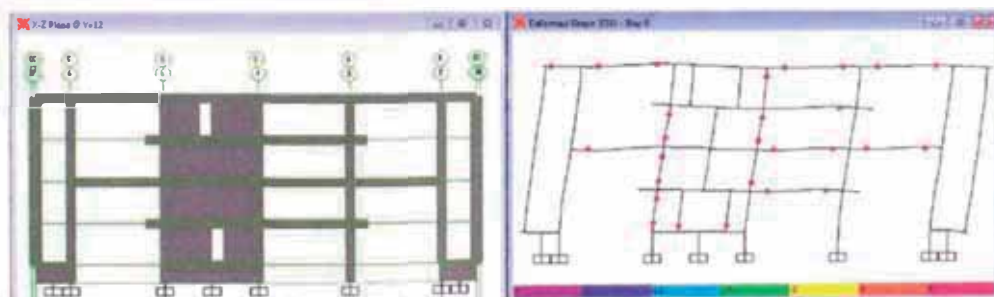
Eje transversal X para sismo de diseño



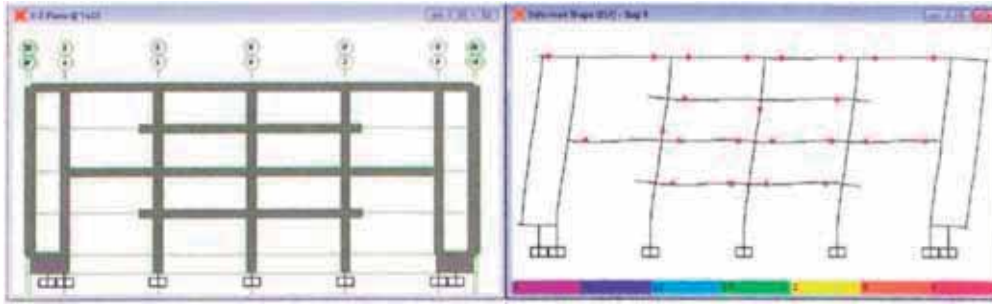
Pórtico del eje A



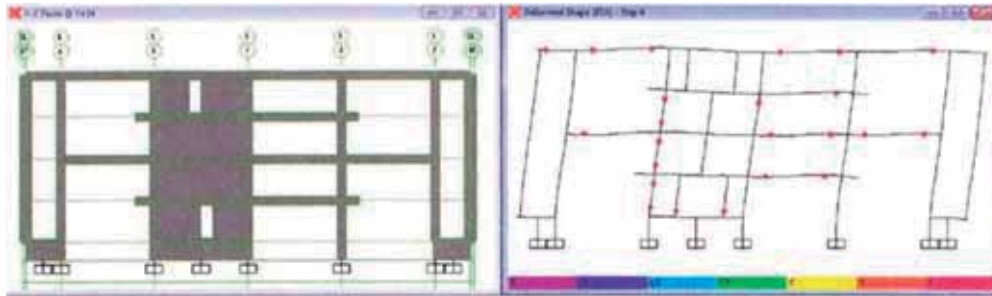
Pórtico del eje B



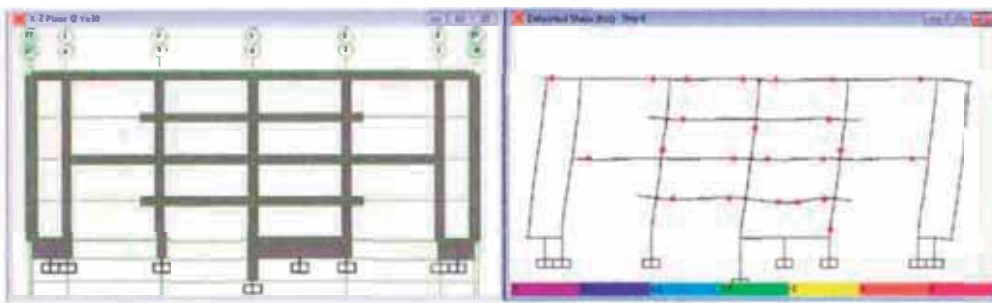
Pórtico del eje C



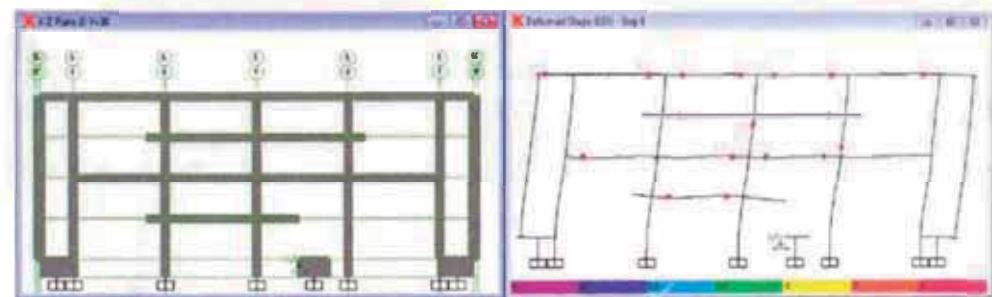
Pórtico del eje D



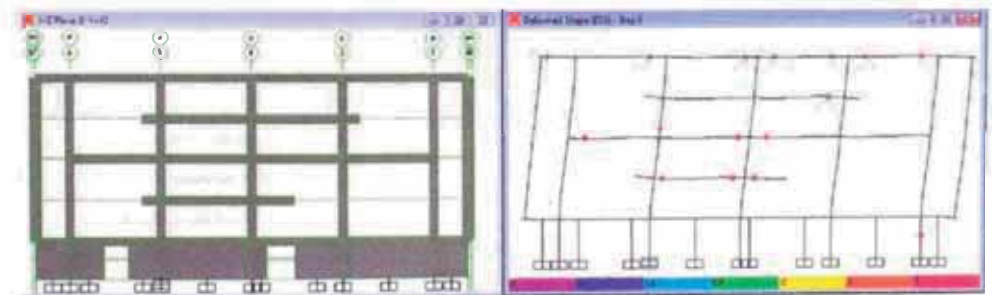
Pórtico del eje E



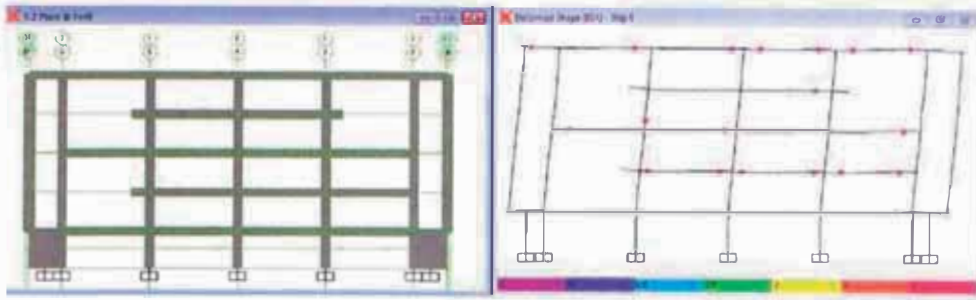
Pórtico del eje F



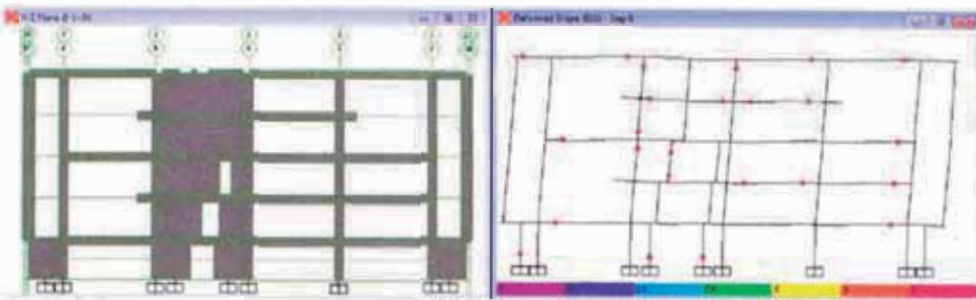
Pórtico del eje G



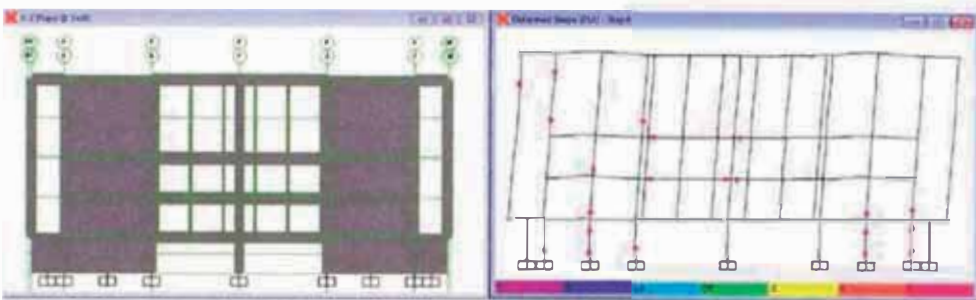
Pórtico del eje H



Pórtico del eje I

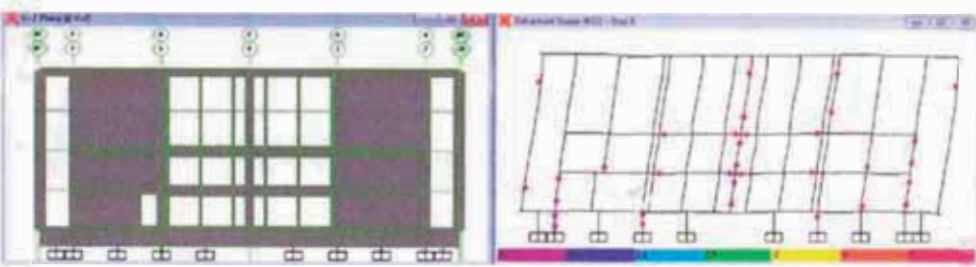


Pórtico del eje J

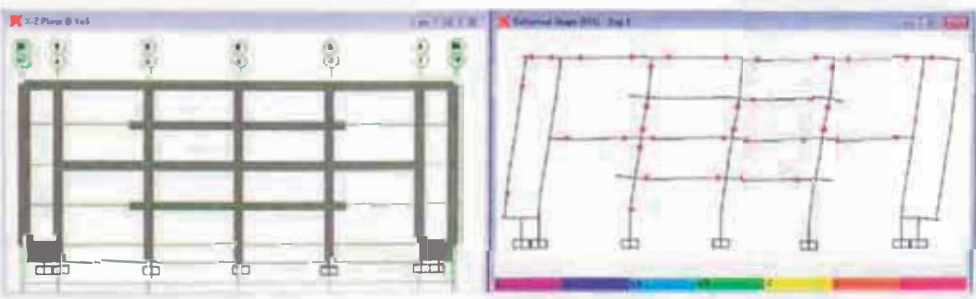


Pórtico del eje K

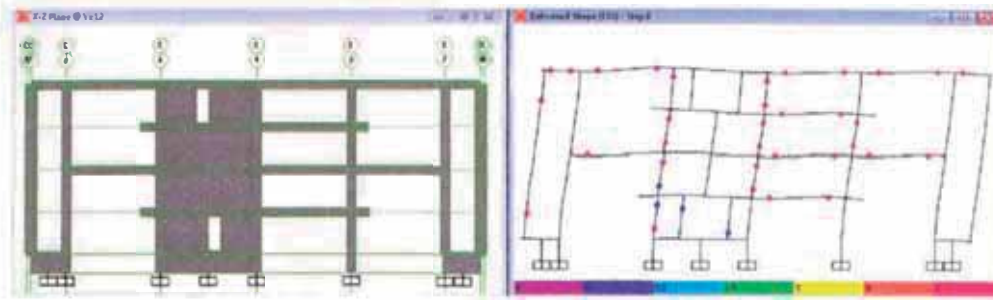
Eje transversal x para sismo máximo



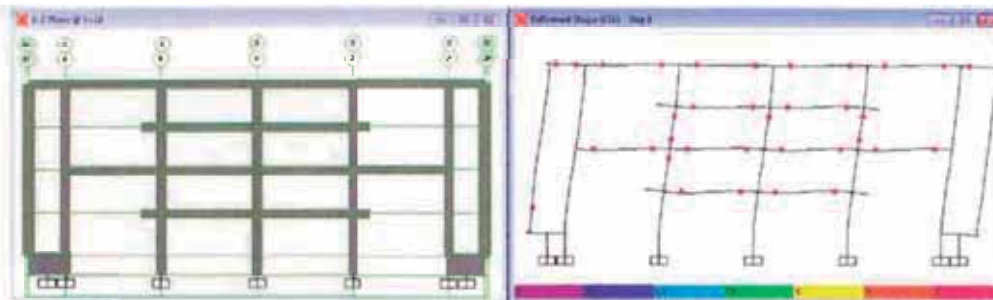
Pórtico del eje A



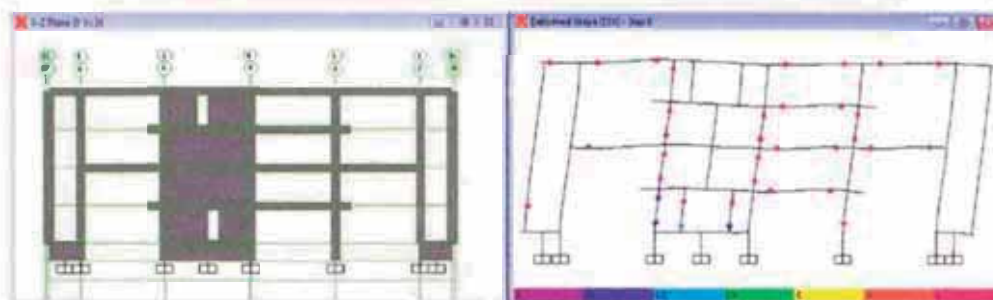
Pórtico del eje B



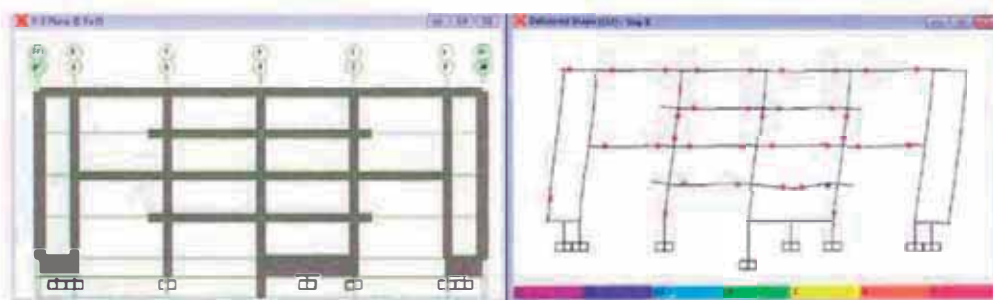
Pórtico del eje C



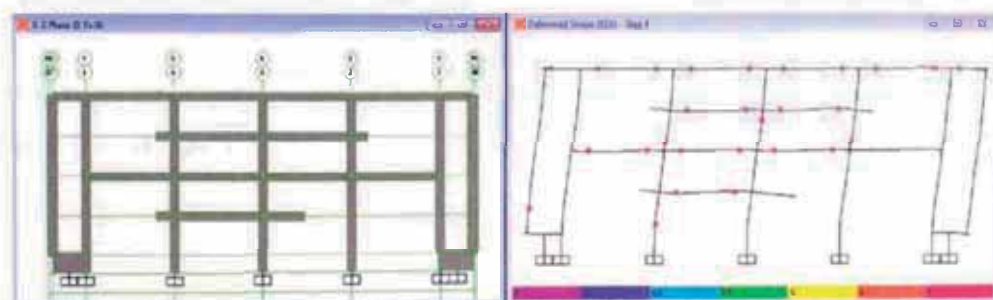
Pórtico del eje D



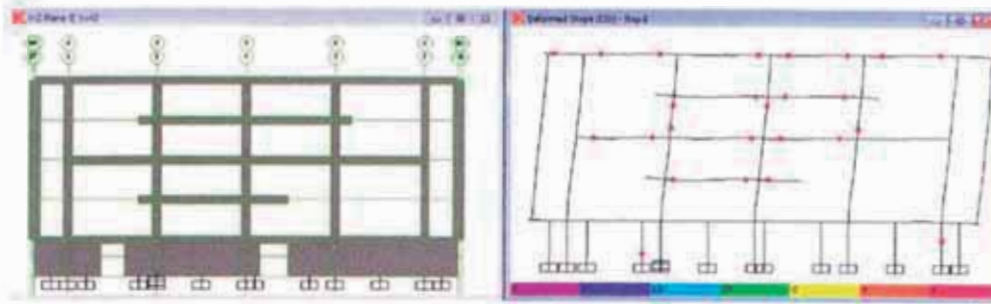
Pórtico del eje E



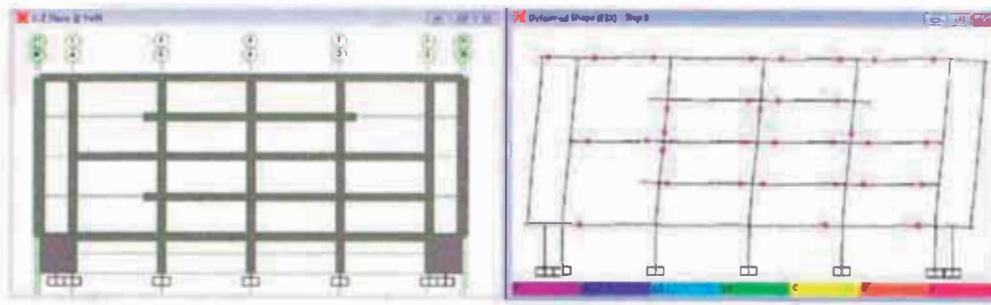
Pórtico del eje F



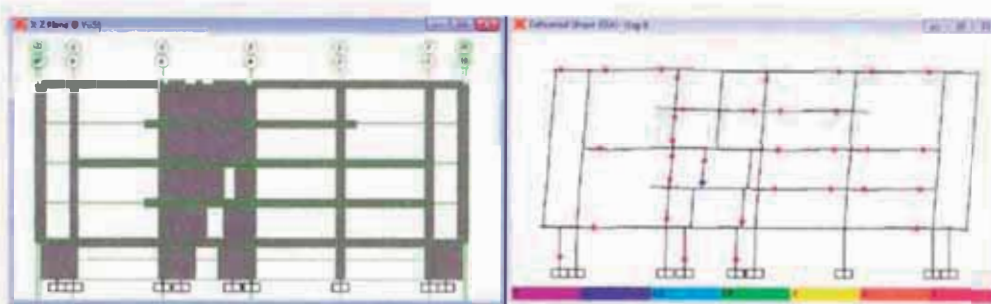
Pórtico del eje G



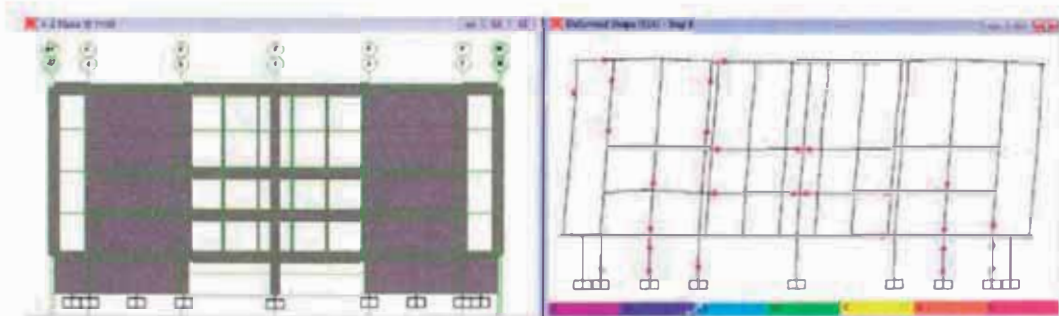
Pórtico del eje H



Pórtico del eje I



Pórtico del eje J



Pórtico del eje K

Del análisis se obtiene la curva capacidad para el eje transversal X, como se muestra en la figura 7.11.

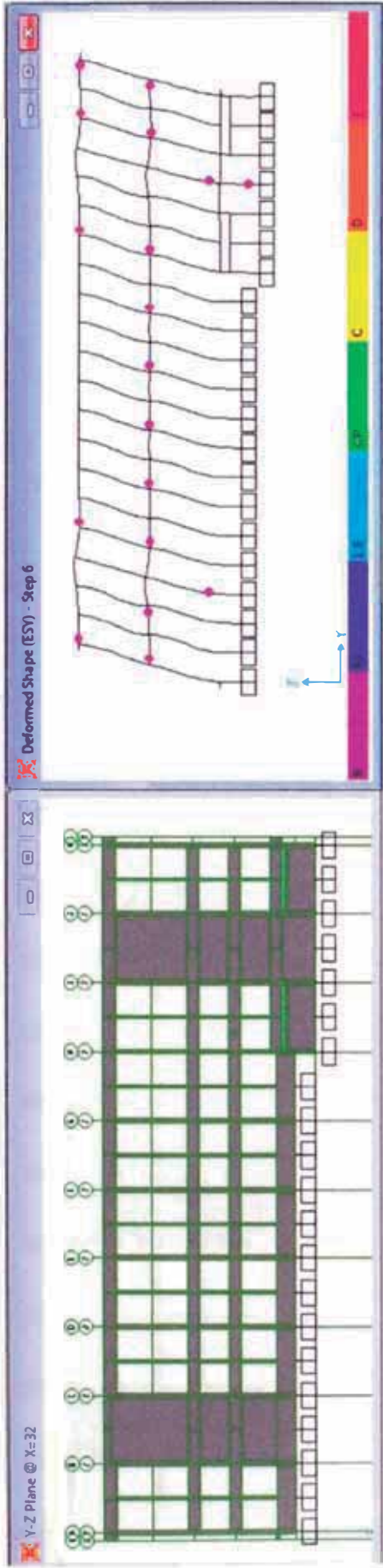


Figura N° 7.11.- Curva de capacidad en dirección X

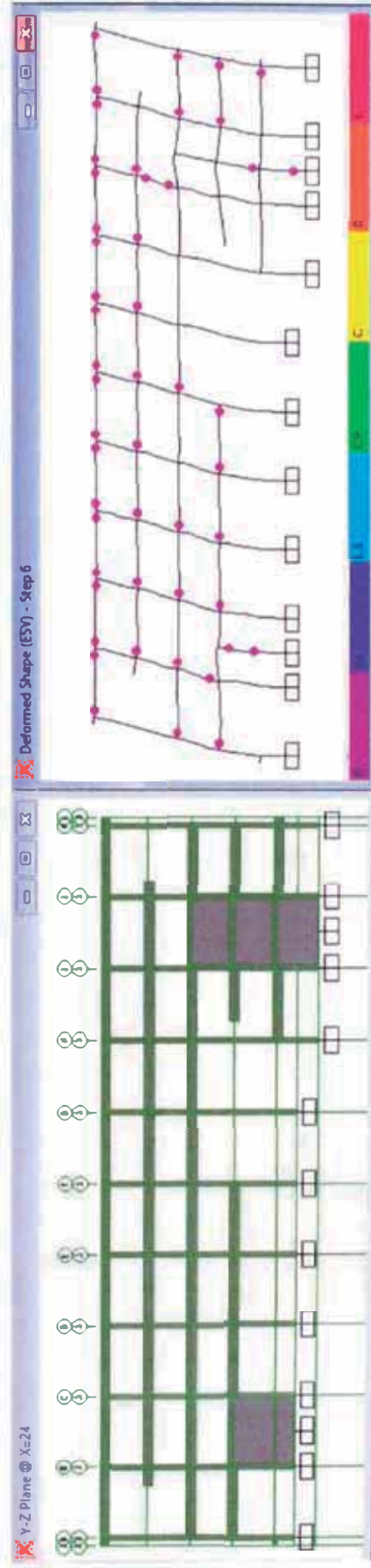
En las siguientes figuras se muestra los resultados para la dirección longitudinal

Y:

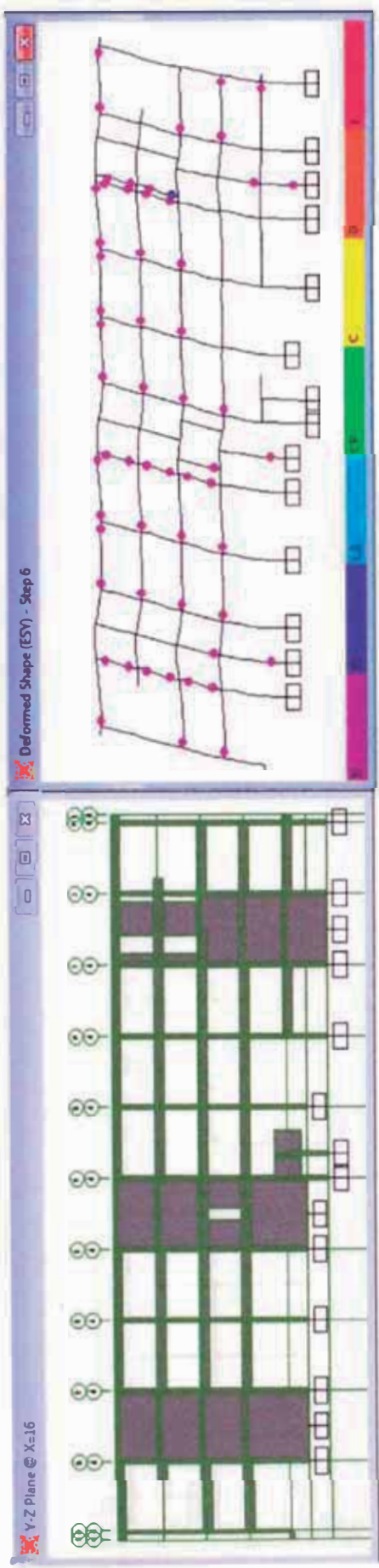
Eje longitudinal y para sismo de diseño



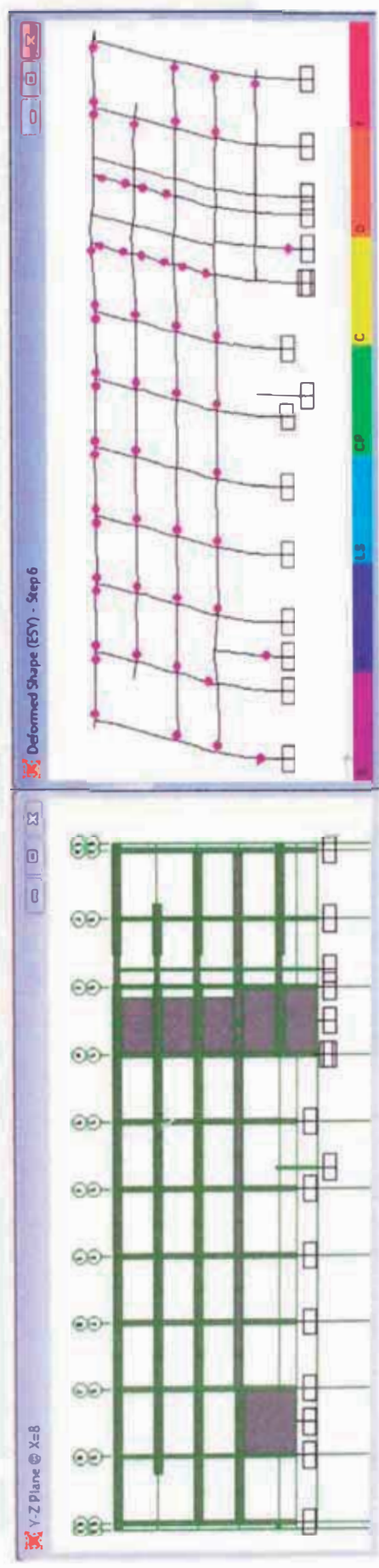
Pórtico del eje 2



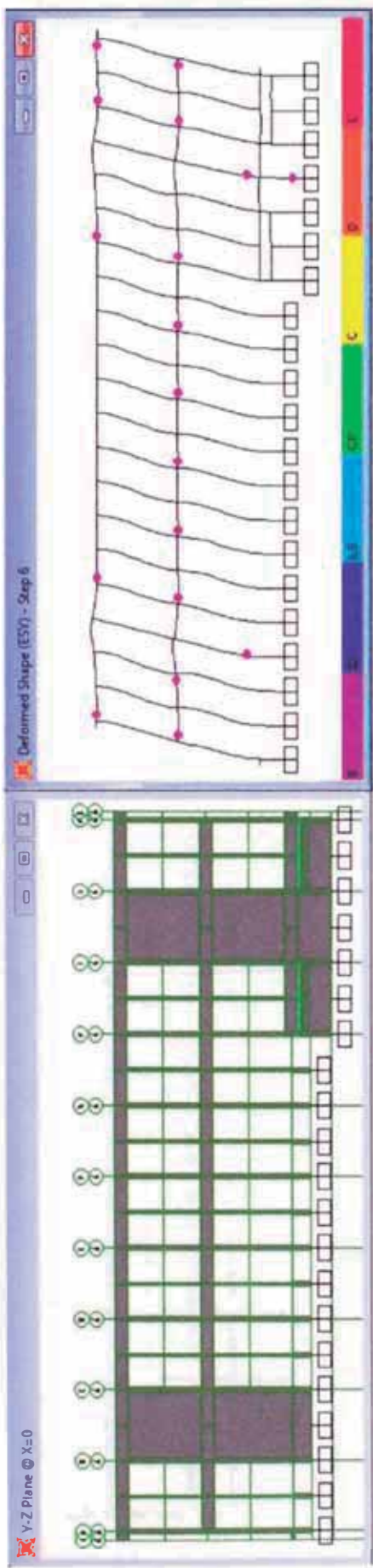
Pórtico del eje 3



Pórtico del eje 4

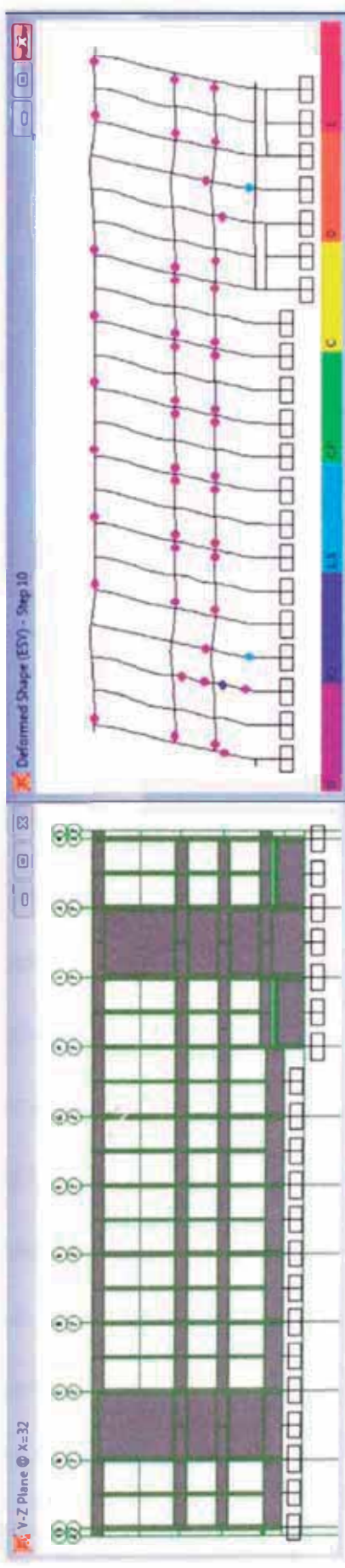


Pórtico del eje 5

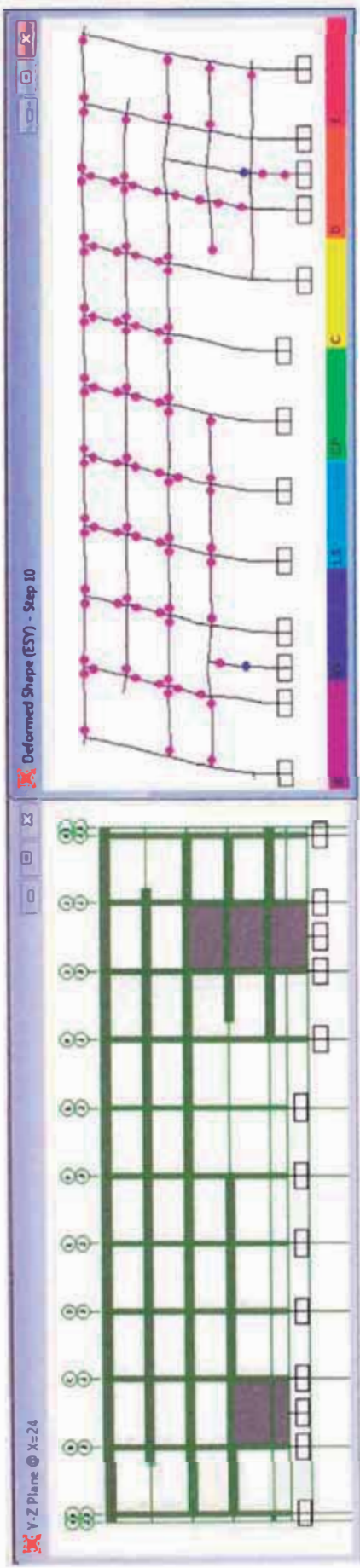


Pórtico del eje 6

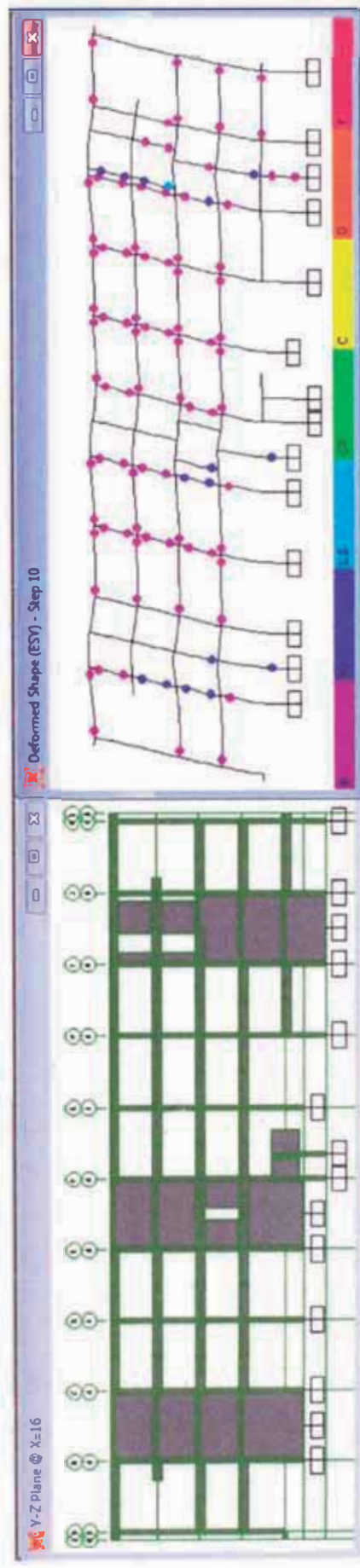
Eje longitudinal y para sismo máximo



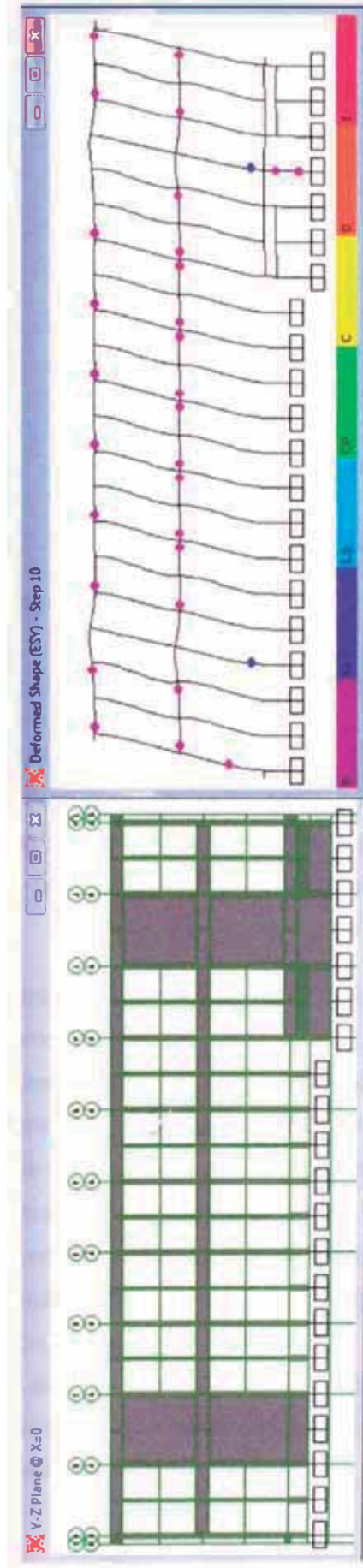
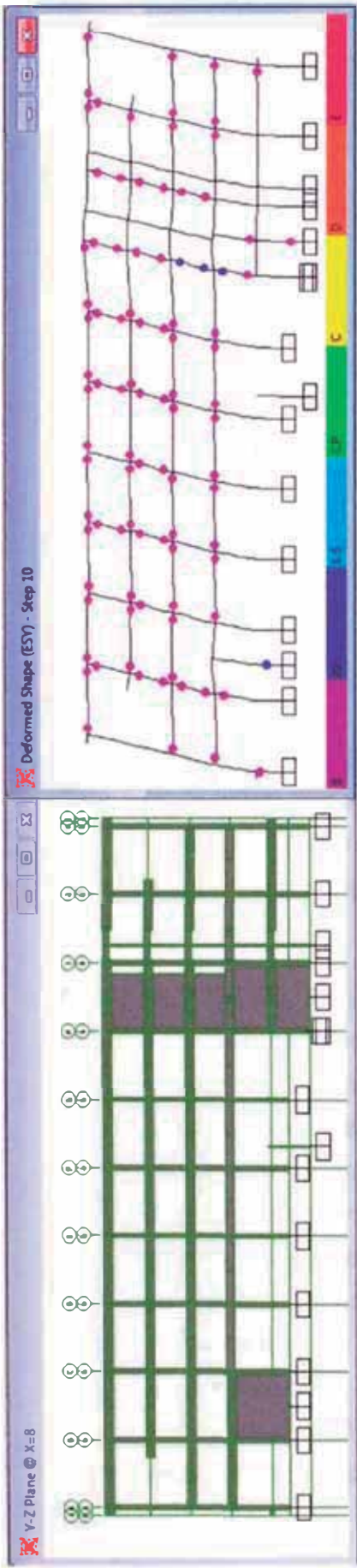
Pórtico del eje 2



Pórtico del eje 3



Pórtico del eje 4



Del análisis se obtiene la curva capacidad para el eje longitudinal Y, como se muestra en la figura 7.12.



Figura N° 7.12.- Curva de capacidad del eje Y (eje longitudinal)

7.2.- MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD – DEMANDA¹¹

Este método utiliza dos elementos claves que son la demanda y la capacidad, donde la demanda es la sollicitación del movimiento sísmico y la capacidad es la representación de la capacidad de resistencia de la estructura frente a la demanda sísmica.

Dentro del ATC-40 (1996) se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

- *Sismo de Servicio (SS)*.- Correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

- **Sismo de Diseño (SD).**- Correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.
- **Sismo Máximo (SM).**- Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos(se analiza con 1.4 veces el sismo de diseño), de allí que la mayoría asocia esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad,

El *nivel de desempeño* esperado de la edificación se establece una vez identificados los límites de daños tolerables y los niveles de movimiento del terreno debido a sismos.

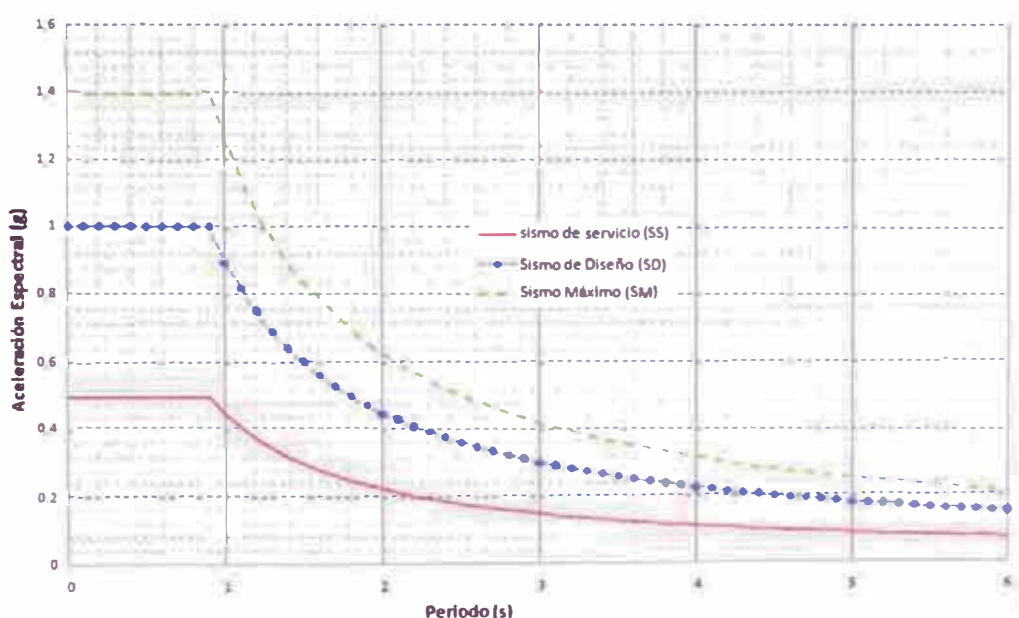


Figura N° 7.13.- Niveles de amenaza de movimientos sísmicos para la evaluación de la Biblioteca.

7.2.1- Espectro de Capacidad

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS ("Acceleration- Displacement Response Spectra") donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto (V_{o_i} , Δn_i) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{a_i} , S_{d_i}) del espectro de capacidad, según:

$$S_{d_i} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})}, \quad S_{a_i} = \frac{V_{o_i}}{\alpha_1}, \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i1}^2)}$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{(\sum_{i=1}^N m_i)(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2)}, \quad s_{aj} = \frac{V_j/W}{\alpha_1}, \quad S_{dj} = \frac{\Delta_{techo j}}{\Gamma_1 \phi_{N1}}$$

α_1 : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

Γ_1 : Factor de participación asociado al modo fundamental.

ϕ_{N1} : Amplitud en el nivel N (techo), de la forma de vibración del modo fundamental.

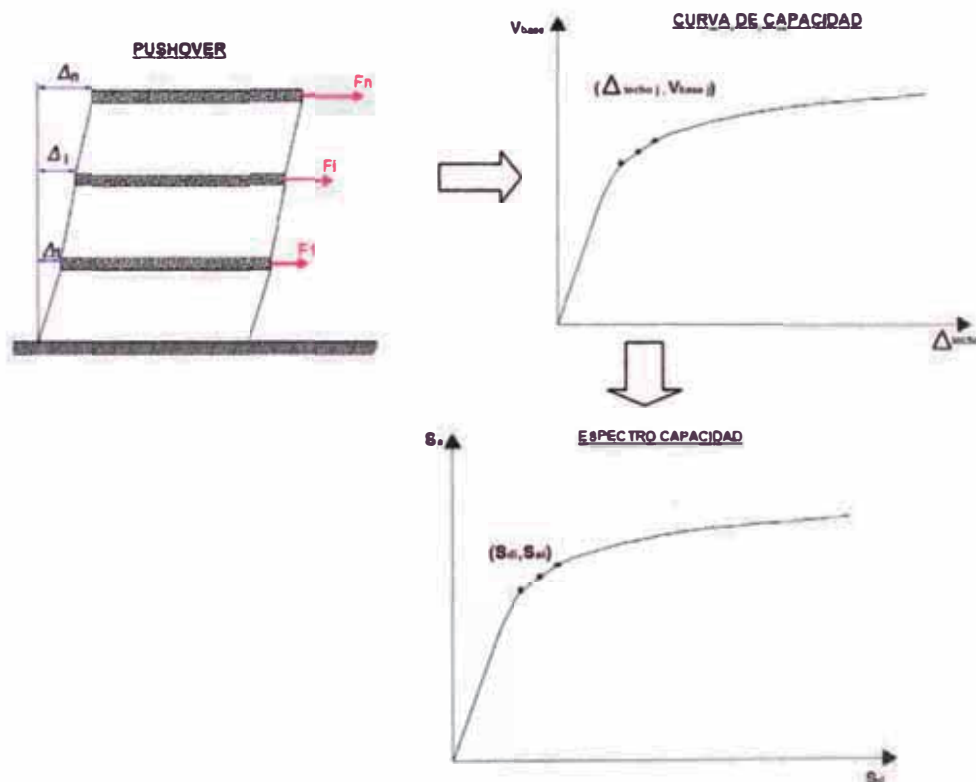


Figura N° 7.14.- Secuencia gráfica de obtención de espectro capacidad.

7.2.2.- Espectro de demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de diseño elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% (Figura 7.13), el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (S_a) respecto el desplazamiento espectral (S_d).

Para dicha conversión cada punto (S_{ai} , T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el período en segundos, corresponde a un punto (S_{di} , S_{di}) del espectro de demanda, según:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i}$$

De manera que el *espectro de demanda* es una representación gráfica de la aceleración máxima de diseño respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de diseño elástico debe ser sucesivamente ajustado o reducido para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. El espectro elástico es reducido para simular la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo adicional. Cuando una estructura es conducida al rango inelástico debido a un movimiento del suelo, el amortiguamiento efectivo puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso e histérico.

La energía disipada por los ciclos de histéresis puede ser representada como amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) asociado a un desplazamiento máximo:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_1$$

Donde:

- ξ_0 es el amortiguamiento histérico representado como amortiguamiento viscoso equivalente.
- ξ_1 es el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura en el rango elástico, el cual para estructuras de concreto armado y de albañilería usualmente se supone 0.05 (5%).

Cuando un edificio cede en respuesta a la demanda sísmica, este disipa energía con el amortiguamiento histérico. Aquellos edificios que tienen una curva de histéresis estable durante su fluencia cíclica, tienen capacidad de disipar más

energía que aquellos con curvas de histéresis con estrechamiento en el origen, causada por la degradación de la resistencia y rigidez. Para considerar este tipo de respuestas menos dúctiles, se introduce un factor de modificación (k) para definir el amortiguamiento viscoso efectivo, que viene dado por la ecuación:

$$\xi_{eff} = \kappa \xi_0 + \xi_I$$

El factor k depende del comportamiento global de los ciclos de histéresis del edificio. El ATC-40 define tres categorías de comportamiento de las estructuras de edificación (Cuadro N° 7.3), estas son:

Tipo A: Edificios con una curva de histéresis completa, buena disipación de energía.

Tipo B: Edificios con reducción moderada del área de la curva de histéresis, moderada disipación de energía.

Tipo C: Edificios con deficiente curva de histéresis, deficiente disipación de energía.

Cuadro N° 7.3.- Valores de amortiguamiento viscoso.

Comportamiento Estructural	ξ_0 (%)	κ
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51 \cdot \frac{E_D/4}{2 \cdot E_{SO}}$
Tipo B	≤ 25.0	0.67
	> 25.0	$0.845 - 0.446 \cdot \frac{E_D/4}{2 \cdot E_{SO}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Fuente: ATC40

El valor de ξ_0 puede ser obtenido a partir de:

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}}$$

Donde:

E_D : Es la energía disipada por el amortiguamiento hysterético, que corresponde al área del paralelogramo de la figura 7.15

$$E_D = 4(S_{ay}S_{du} - S_{au}S_{dy})$$

E_{SO} : Corresponde a la máxima energía de deformación absorbida por la estructura, que es el área triangular sombreada de la figura 7.15.

$$E_{SO} = \frac{1}{2}(S_{du}S_{au})$$

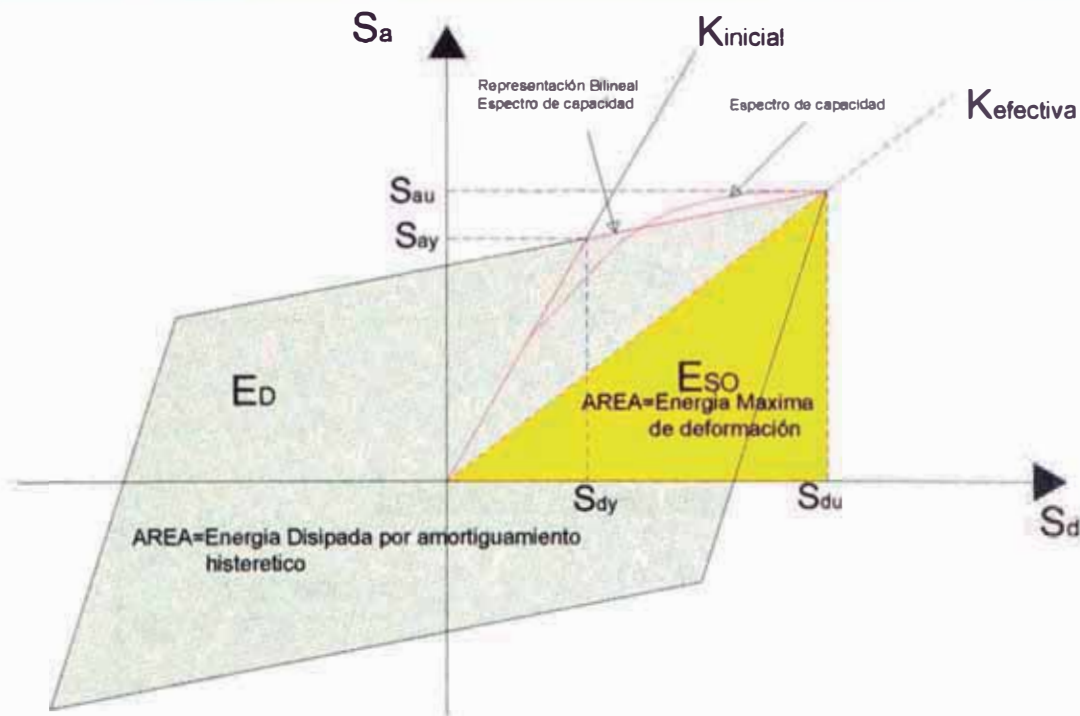


Figura N° 7.15.- Espectro de demanda sísmica.

Se definen los factores de reducción espectral los cuales dependen del amortiguamiento efectivo:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65}$$

Los valores de reducción \$SR_A\$ y \$SR_V\$ son los factores de reducción en el dominio de aceleración constante y velocidad constante respectivamente.

Los valores de \$SR_A\$ y \$SR_V\$ mínimos se muestran en el cuadro 7.4.

Cuadro N° 7.4.- Valores límites de \$SR_A\$ y \$SR_V\$ mínimos.

Comportamiento Estructural	\$SR_A\$	\$SR_V\$
TIPO A	0.33	0.50
TIPO B	0.44	0.56
TIPO C	0.56	0.67

Fuente: ATC40

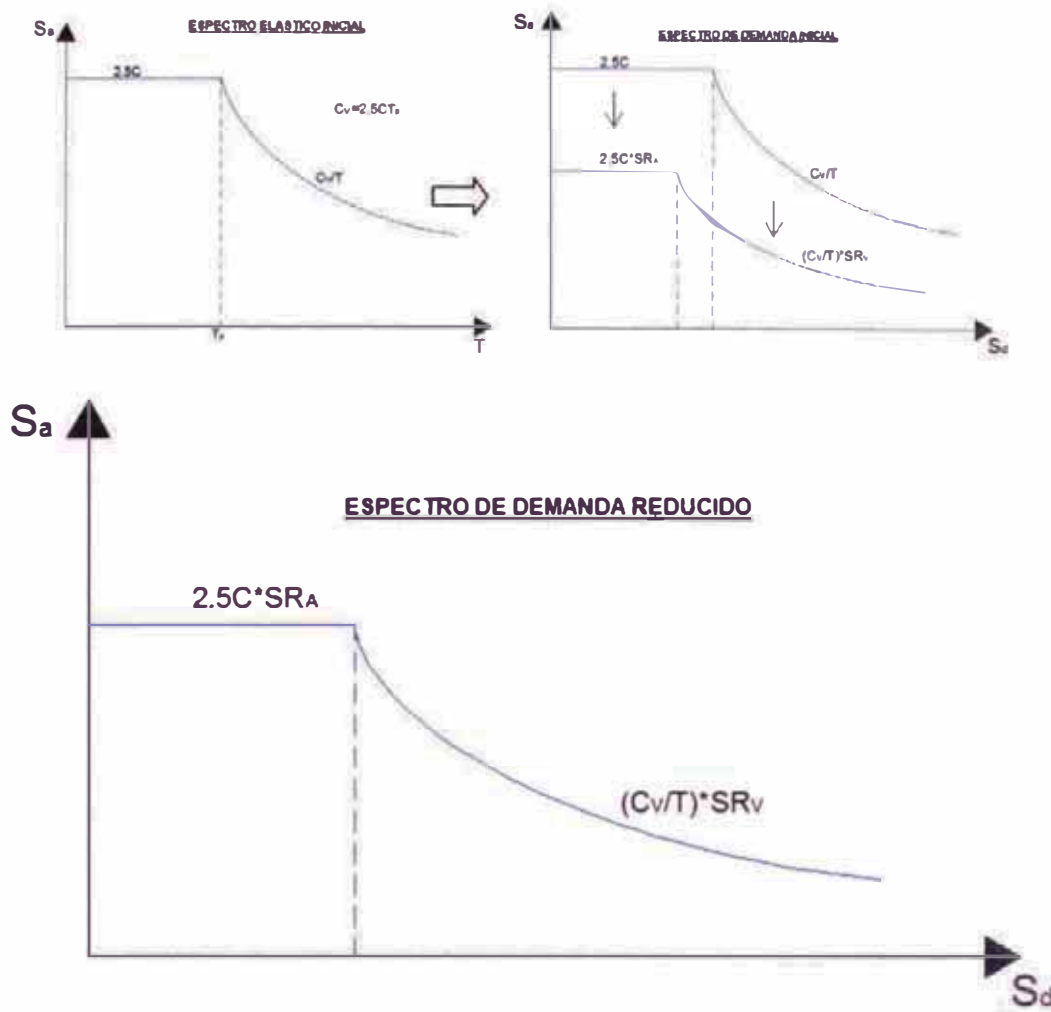


Figura N° 7.16.- Espectro de demanda sísmica reducido.

Para construir el espectro elástico inicial se tiene los siguientes coeficientes:

C: Factor de zona según el reglamento E030 (0.4 para zona 3 ubicación de la Biblioteca).

$T_p = 0.9s$ tipo de suelo S3.

7.2.3.- Estimación de la respuesta sísmica máxima

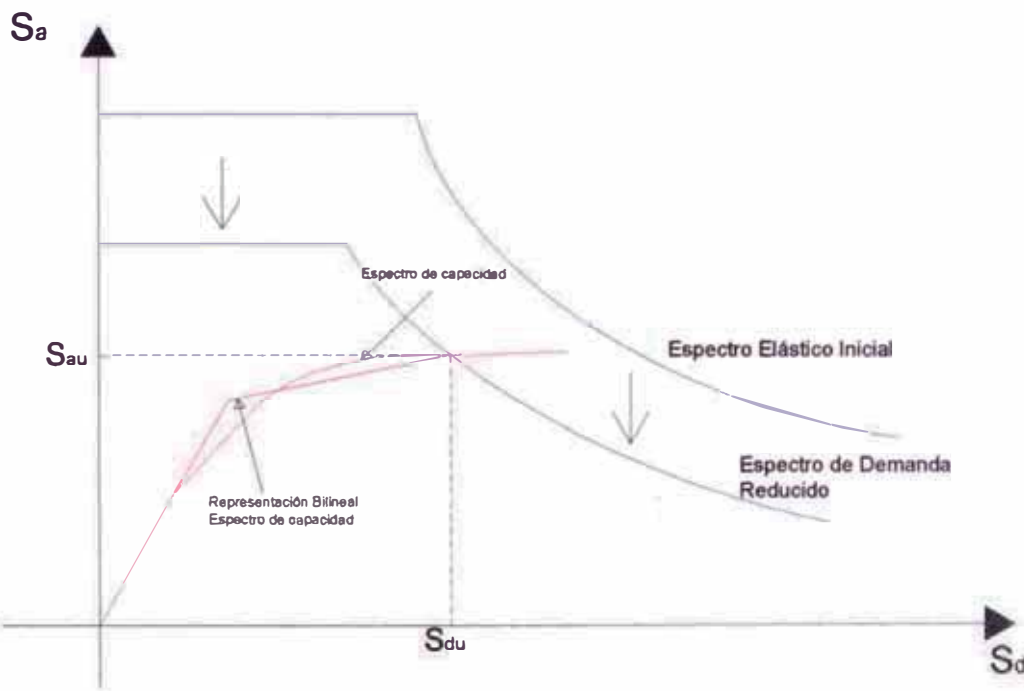
Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el *punto de desempeño* (S_{dpi} , S_{epi}), donde se igualan la demanda y la capacidad.

Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y Pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δn y corte basal V_o , usando procedimientos de análisis modal, de manera que:

$$V_o = A \times \alpha_1 \quad ; \quad \Delta n = d \times \beta_1 \times \phi_{1..n}$$

Si el desplazamiento Δn está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

La figura 7.17 describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando el eje de las abscisas a los correspondientes valores espectrales de desplazamiento que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de amenaza sísmica considerados.



(a)

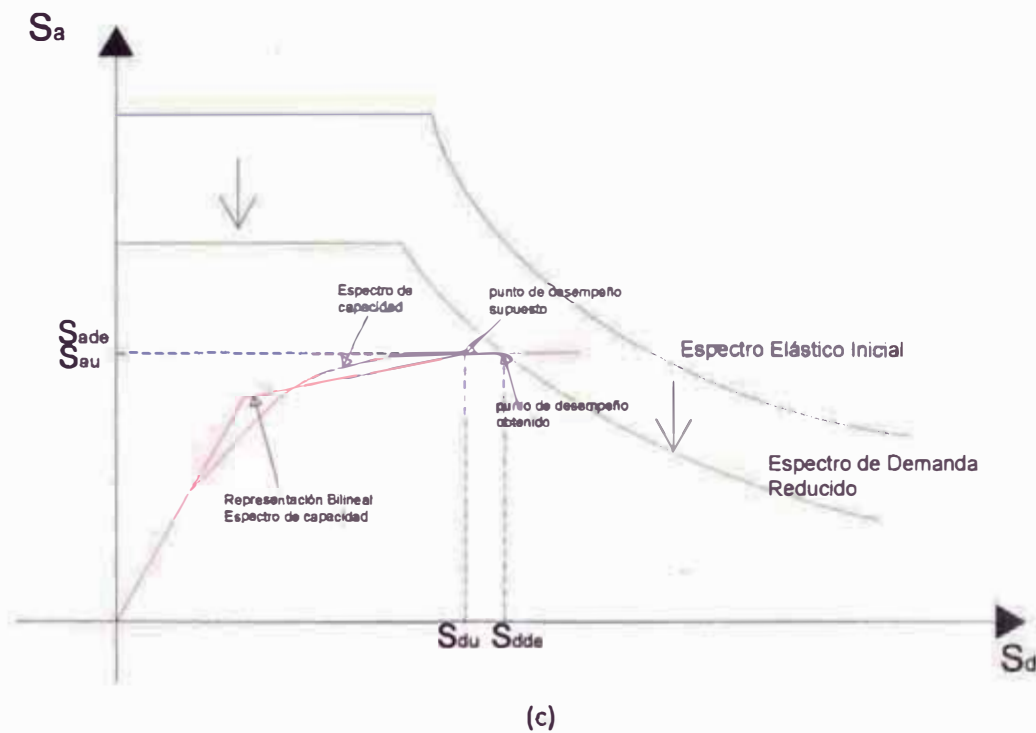
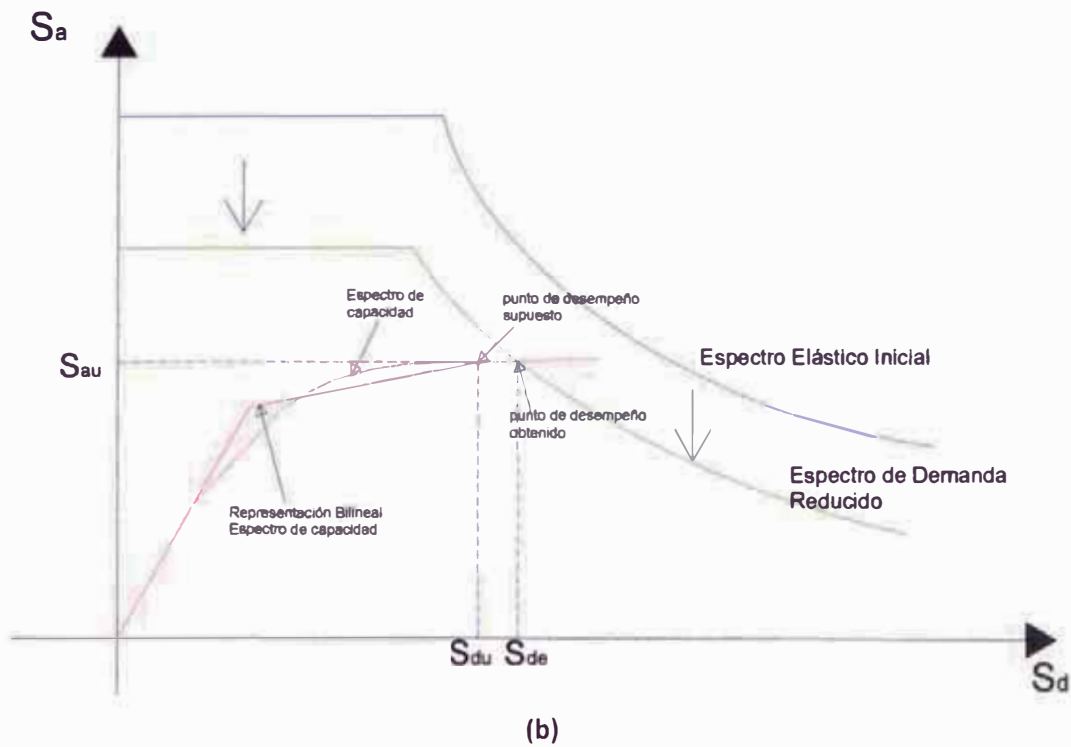


Figura N °7.17.- Secuencia gráfica de obtención de espectro capacidad.

- El espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar, entre otras cosas, la respuesta estructural máxima del sistema.

- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Finalmente, es importante destacar que la metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso debe ser considerada como una solución exacta.

Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo con los métodos de análisis estático no lineal simplificado, demuestran que el método del espectro capacidad-demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.

Pasos a seguir para obtener el punto de desempeño:

- 1.- Calcular la curva de capacidad del análisis pushover y convertirla a espectro de capacidad (ver sección 7.2.1).
- 2.- Calcular el espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento y convertirlo a espectro de demanda (ver sección 7.2.2).
- 3.- Graficar el espectro de capacidad y el espectro de demanda.
- 4.- Se supone un punto de desempeño de partida (S_{dpi} , S_{api}) tal como se muestra en la figura 7.17(a). Este punto puede definirse a partir de la aproximación de desplazamientos iguales, lo cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.
- 5.- Representación bilineal del espectro de capacidad, donde las áreas bajo y sobre la curva de capacidad sean iguales.

6.- Se calcula el espectro de demanda reducido (ver sección 7.2.2) y se superpone gráficamente con el espectro de capacidad, en su forma bilineal.

7.- Determinación del punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda reducido (S_{dde} , S_{ade}), tal y como se muestra en la Figura 7.17.

8.- Si el desplazamiento S_{dde} correspondiente al punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido está entre un $\pm 5\%$ del desplazamiento d_{pi} supuesto ($0.95S_{dde} \leq S_{dde} \leq 1.05S_{dde}$), el punto de desempeño (S_{dpi} , S_{api}) se toma el (S_{dde} , S_{ade}) definitivo. De lo contrario, si no se cumple con esta tolerancia, es necesario suponer otro punto (d_{pi} , a_{pi}) y regresar al paso 6.

Los niveles de desplazamiento esperados recomendados por el ATC-40 para diferentes niveles de desempeño en edificios con pórticos se encuentran en el cuadro 7.5.

Cuadro N° 7.5.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en pórticos (ATC40).

Nivel de desempeño	Distorsión entrepiso
Ocupación inmediata	0.01
Seguridad vital	0.02
Estabilidad estructural	$0.33V_i/P_i$

Fuente: ATC40

Donde V_i es la fuerza cortante total calculada en el piso i y P_i es la carga gravitatoria total en el piso i .

Los niveles esperados de desplazamiento recomendados por el ATC-40 para diferentes niveles de desempeño en pórticos con muros estructurales se encuentran en el cuadro 7.6.

Cuadro N° 7.6.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en pórticos con muros (ATC 40).

Nivel de desempeño	Distorsión entre piso
Ocupación inmediata	0.004
Seguridad vital	0.006
Estabilidad estructural	0.0075

Fuente: ATC40

7.3.- DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EJE X TRANSVERSAL

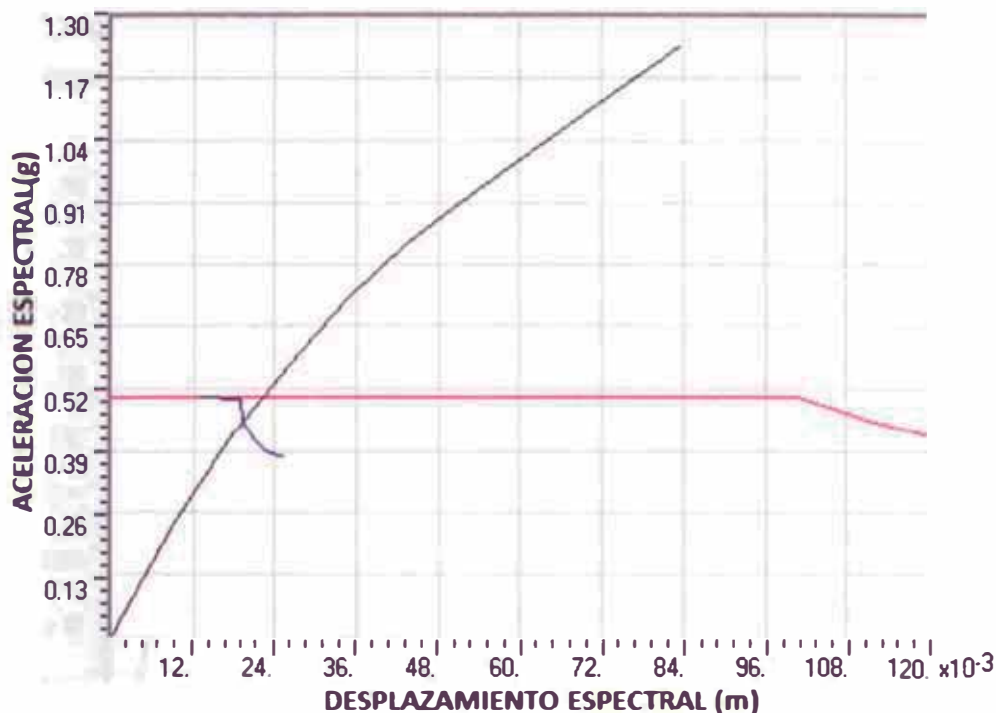


Figura N° 7.18.- Obtención del punto de desempeño para sismo de servicio (SS).

El punto de desempeño para un sismo de servicio tiene los siguientes valores:

$S_a=0.447g$, $S_d=0.019m$, $V=2367.78t$ (cortante basal), $\Delta d=0.026m$ (desplazamiento de azotea) y la distorsión máxima es de 0.0018.

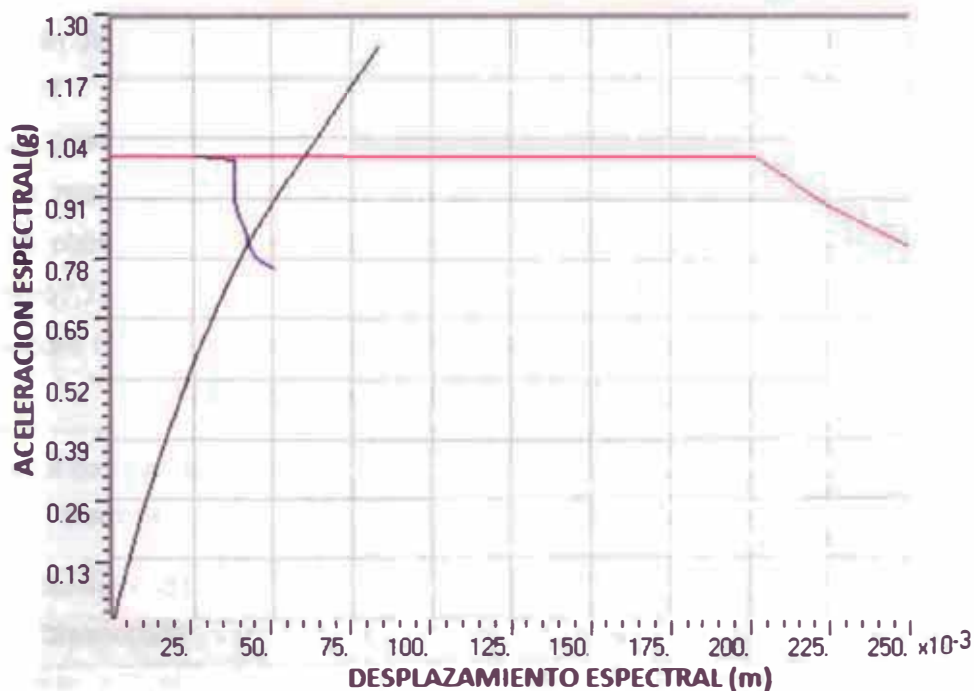


Figura N° 7.19.- Obtención del punto de desempeño para sismo de diseño (SD).

El punto de desempeño para un sismo de diseño tiene los siguientes valores:

$S_a=0.811g$, $S_d=0.043m$, $V=4339.102t$ (cortante basal), $\Delta d=0.058m$ (desplazamiento de azotea) y la distorsión máxima es de 0.004.

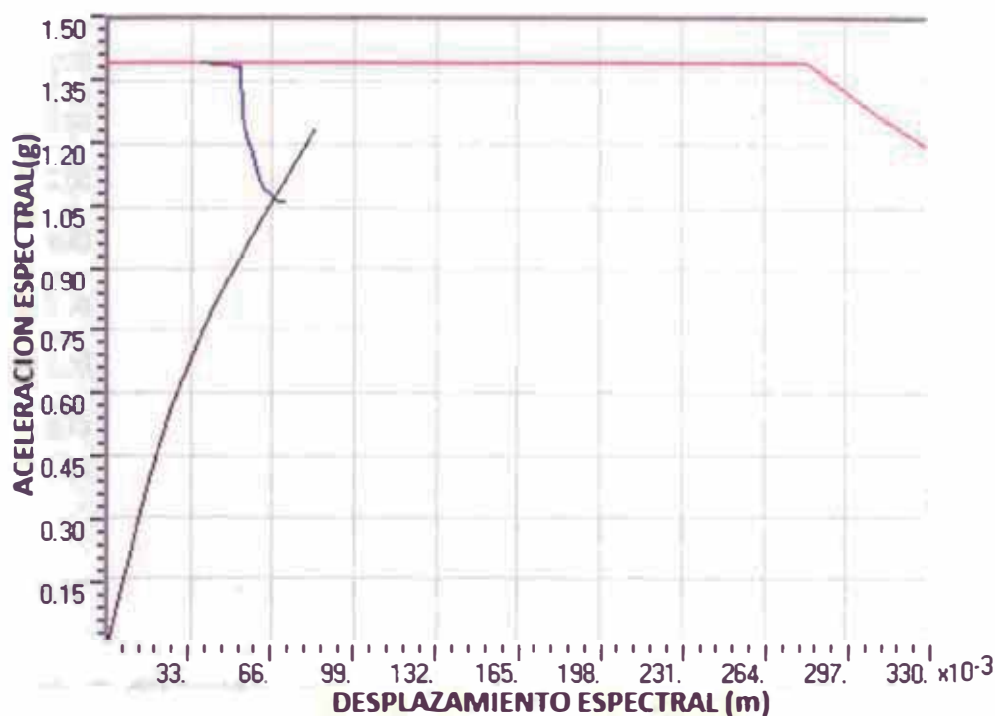


Figura N° 7.20.- Obtención del punto de desempeño para sismo máximo(SM).

El punto de desempeño para un sismo máximo tiene los siguientes valores:

$S_a=1.07 g$, $S_d=0.067m$, $V=5662.04t$ (cortante basal), $\Delta d=0.089m$ (desplazamiento de azotea) y la distorsión máxima es de 0.0062.

De los resultados, comparando con los valores límites establecidos por el ATC-40 se obtiene el desempeño esperado por pórticos con muros estructurales (cuadro7.7).

Cuadro N° 7.7.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en dirección transversal X.

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño del eje transversal		
	Inmediata ocupación	Seguridad vital	Estabilidad estructural
Servicio(SS)	x	-	-
Diseño(SD)	-	x	-
Máximo(SM)	-	-	x

Fuente: ATC40

7.4.- DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DEL EJE Y LONGITUDINAL

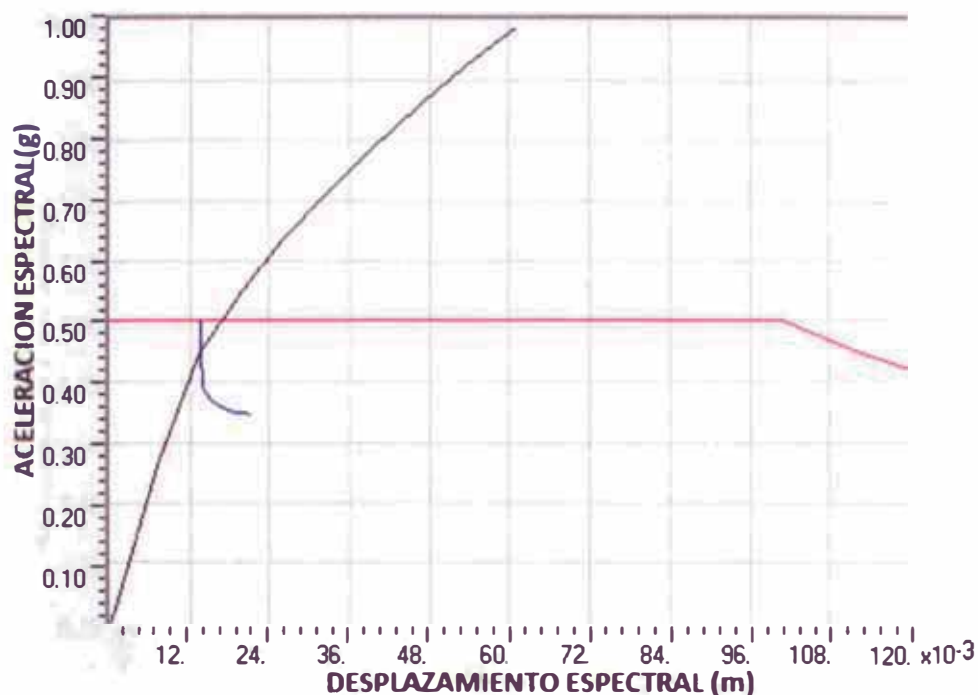


Figura N° 7.21.- Obtención del punto de desempeño para sismo de servicio (SS).

El punto de desempeño para un sismo de servicio tiene los siguientes valores:

$S_a=0.45$ g, $S_d=0.014$ m, $V=2319.68$ t (cortante basal), $\Delta d=0.020$ m (desplazamiento de azotea) y la distorsión máxima es de 0.0014.

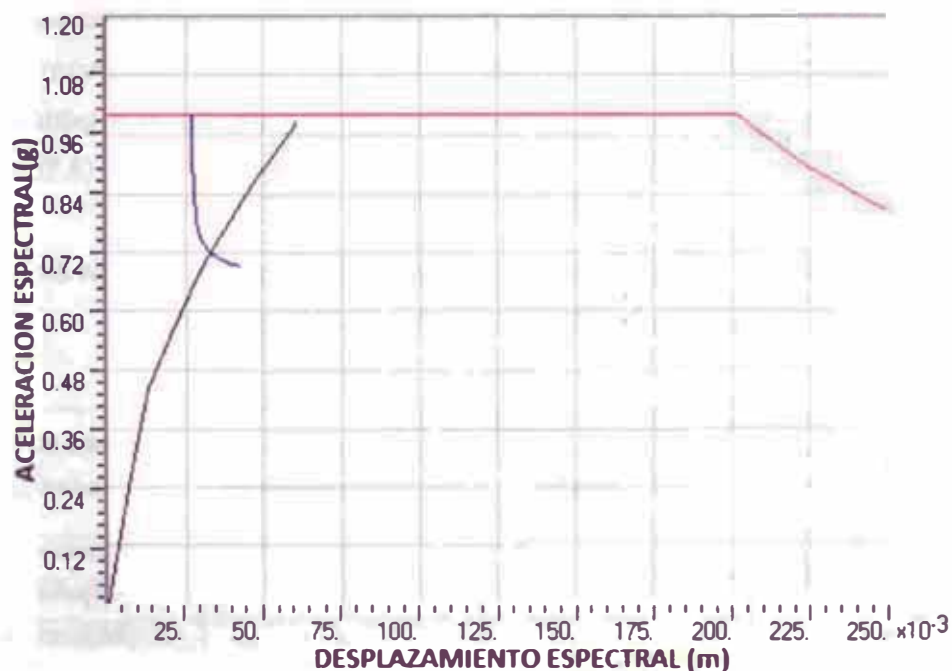


Figura N° 7.22.- Obtención del punto de desempeño para sismo de diseño (SD).

El punto de desempeño para un sismo de diseño tiene los siguientes valores:

$S_a=0.719$ g, $S_d=0.033$ m, $V=3787.696$ t (cortante basal), $\Delta d=0.046$ m (desplazamiento de azotea) y la distorsión máxima es de 0.0032.

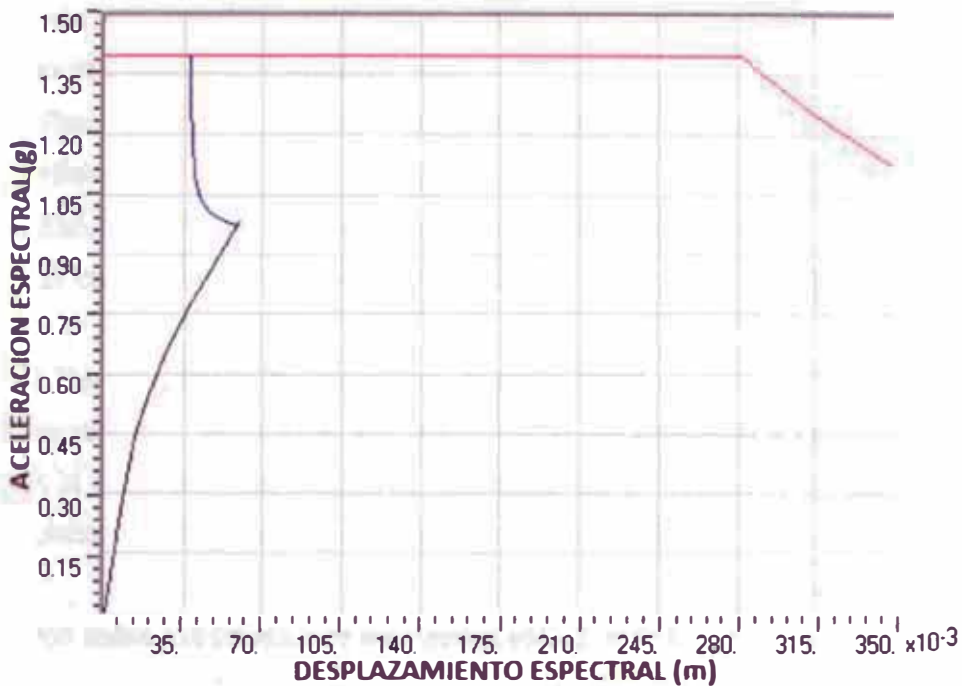


Figura N° 7.23.- Obtención del punto de desempeño para sismo máximo(SM).

El punto de desempeño para un sismo máximo tiene los siguientes valores:

$S_a=0.969$ g, $S_d=0.059$ m, $V=5147.842$ t (cortante basal), $\Delta d=0.081$ m (desplazamiento de azotea) y la distorsión máxima es de 0.0056.

De los resultados, comparando con los valores límites establecidos por el ATC-40 se obtiene el desempeño esperado por los pórticos con muros estructurales (cuadro 7.8).

Cuadro N° 7.8.- Valores límites de distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño en dirección longitudinal Y.

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño del eje longitudinal Y		
	Inmediata ocupación	Seguridad vital	Estabilidad estructural
Servicio(SS)	x	-	-
Diseño(SD)	-	x	-
Máximo(SM)	-	-	x

Fuente: Elaboración Propio

CAPÍTULO VIII: EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DE LA BIBLIOTECA

8.1.- EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA SISMO DEL 2007

Dentro de los aspectos relevantes a evaluar en la Biblioteca, dado su importancia y su alta concurrencia, son:

- Respuesta ante el sismo de Pisco 2007, mediante Análisis Tiempo Historia.
- Esfuerzos sobre los principales elementos estructurales.
- El comportamiento de estabilidad de los estantes de la Biblioteca.

Análisis Tiempo Historia para el sismo de Pisco 2007.-

De la sección 6.2, en la cual se determinaron los desplazamientos máximos y también la distorsión máxima en la Biblioteca, se muestra que se cumplen con los requisitos de distorsión establecidos por la norma E030.

Esfuerzos sobre los principales elementos estructurales.-

Se analiza los esfuerzos máximos sobre los principales elementos estructurales debidos al sismo de Pisco del 2007 según las combinaciones:

- COMBINACIÓN 1: $1.25 (D + L) + S$. Tiempo Historia sismo 2007*
- COMBINACIÓN 2: $1.25 (D + L) - S$. Tiempo Historia sismo 2007*
- COMBINACIÓN 3: $0.9 D + S$. Tiempo Historia sismo 2007*
- COMBINACIÓN 4: $0.9 D - S$. Tiempo Historia sismo 2007*

Se analizan los muros estructurales mas esforzados durante el sismo.

- *Los muros estructurales fueron analizados para determinar esfuerzos de tracción o compresión según la dirección de análisis.*

Los muros estructurales mas esforzados son los de los ejes 2 y 6 entre ejes B-C e I-J en la dirección longitudinal Y y en la dirección transversal X es el eje C entre ejes 4-5.

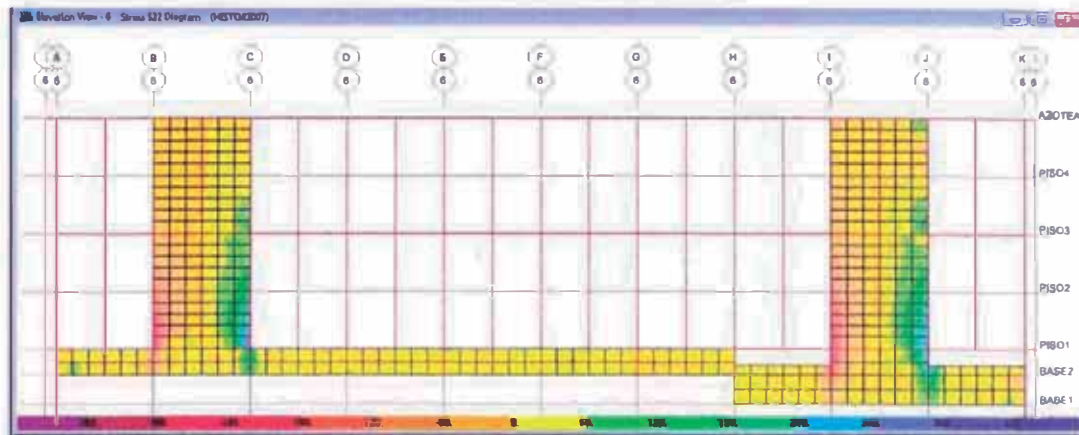


Figura N° 8.1.- Eje 6 de análisis (Se muestra los esfuerzos de tracción o compresión en los muros para el análisis tiempo historia sismo 2007).

Los muros de concreto de 39cm de ancho tienen un refuerzo vertical de $\phi 5/8'' @ 0.30m$ en ambas caras. La capacidad de tracción del muro estructural en:

$$\sigma_t = \sigma_{tc} + \sigma_{ta}$$

Donde:

σ_{tc} : Esfuerzo de tracción máximo del concreto simple=

$$2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{210} = 29\text{kg/cm}^2.$$

σ_{ta} : Esfuerzo de tracción del acero por unidad de área que resulta igual a :

Área de acero por unidad de metro en el muro de concreto ($1.98\text{cm}^2 \cdot 2$)/ $0.30m = 13.2\text{cm}^2/m$ de muro, entonces la capacidad de tracción del acero por unidad de área es:

$$= A_s \cdot F_y / (b \cdot L) = 13.2\text{cm}^2 \cdot 4200\text{kg/cm}^2 / (39\text{cm} \cdot 100\text{cm}) = 14.215\text{kg/cm}^2$$

Por lo tanto resulta un valor de esfuerzo de tracción vertical del muro estructural de:

$$\sigma_{tmax} = 29\text{kg/cm}^2 + 14.215\text{kg/cm}^2 = 43.215\text{kg/cm}^2$$

Mostrando los valores esfuerzo de tracción vertical sobre el muro de concreto para el eje Longitudinal 6:

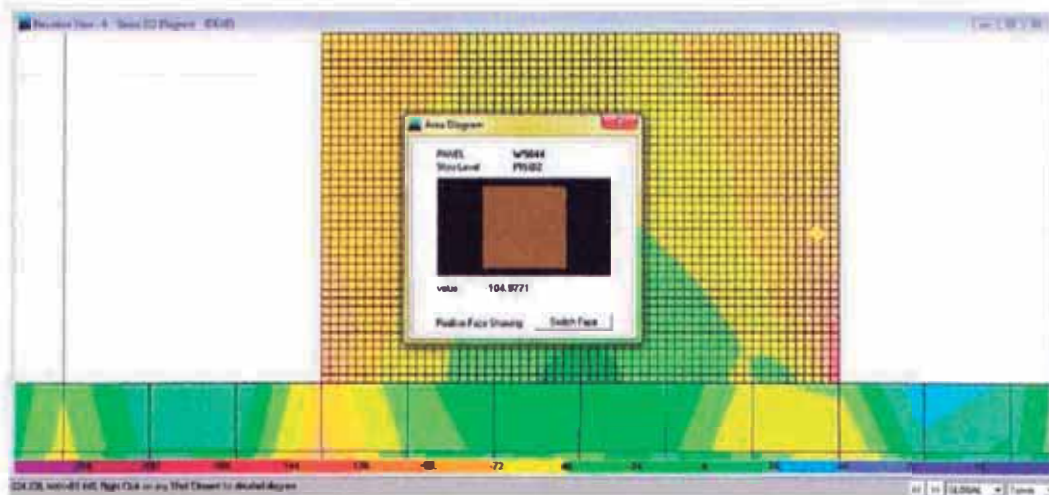


Figura N° 8.2.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre ejes B y C por carga muerta, con un valor de esfuerzo de compresión 104.97t/m^2 a una altura de 1.80m.

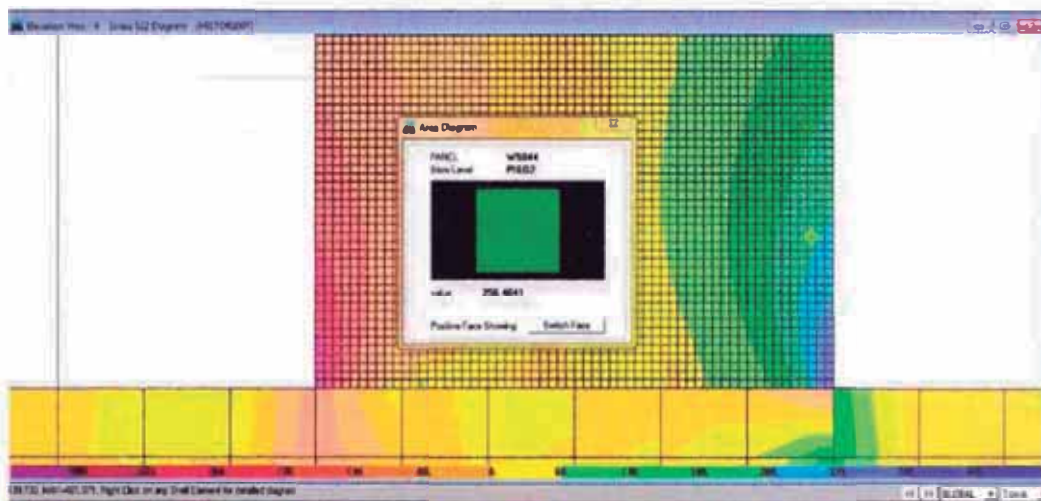


Figura N° 8.3.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre ejes B y C por carga de sismo de 2007, con un valor de esfuerzo de tracción 256.46t/m^2 a una altura de 1.80m.

Se determina el esfuerzo de tracción máximo a una altura de 1.80m del piso.

De la combinación 1 se obtiene el valor de:

$$\sigma_t = 161.9\text{tn/m}^2 = 16.19\text{kg/cm}^2$$

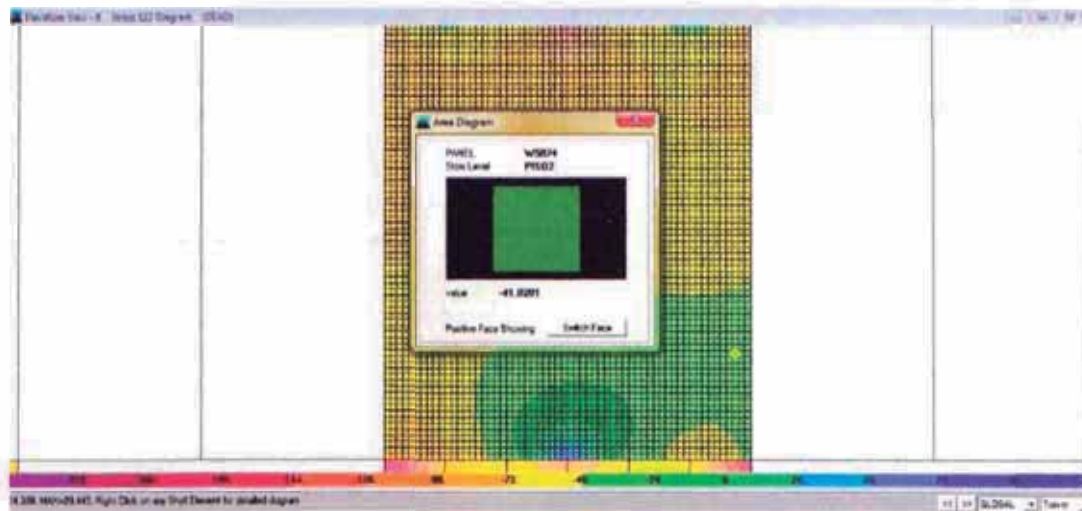


Figura N° 8.4.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre ejes I y J por carga muerta, con un valor de esfuerzo de compresión de 41.02 t/m² a una altura de 1.80m.

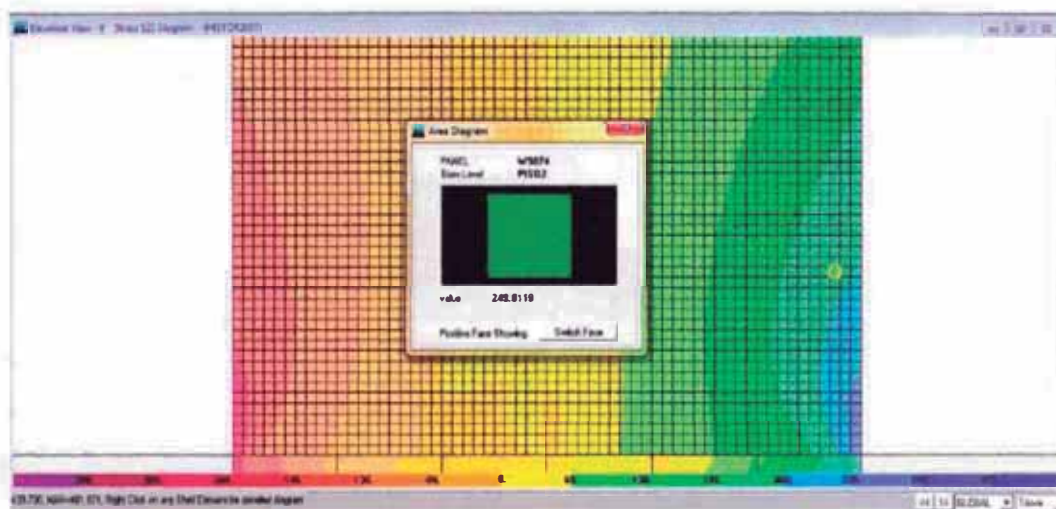


Figura N° 8.5.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje 6 entre ejes I y J por carga de sismo de 2007, con un valor de esfuerzo de tracción de 249.81 t/m² a una altura de 1.80m.

De la combinación 1 se obtiene el valor de:

$$\sigma_t = 212.9 \text{ tn/m}^2 = 21.29 \text{ kg/cm}^2$$

Mostrando los valores esfuerzo de tracción vertical sobre el muro de concreto para el eje Transversal C:

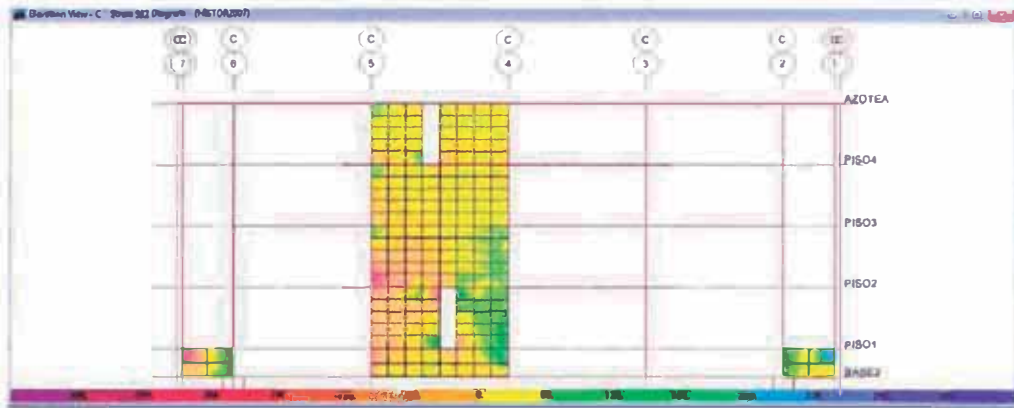


Figura N° 8.6.- Eje transversal C

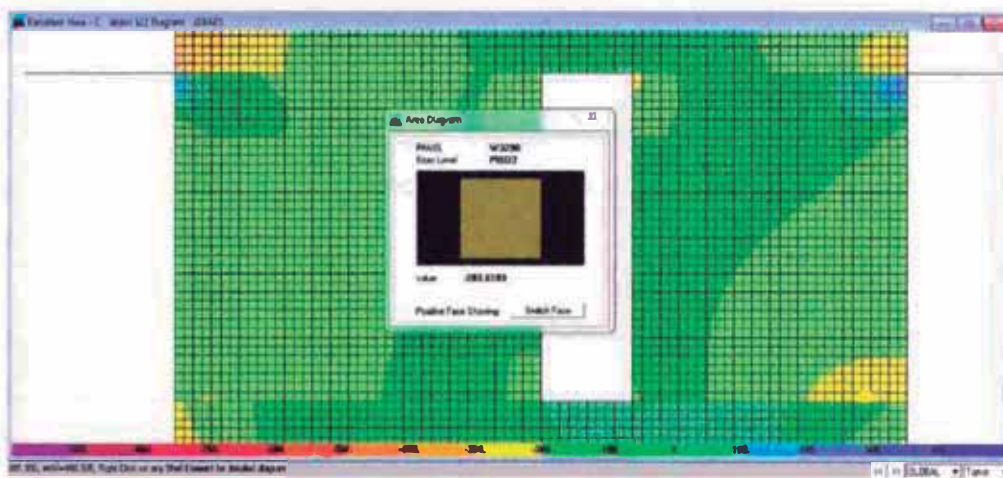


Figura N° 8.7.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje C entre ejes 4 y 5 por carga muerta, con un valor de esfuerzo de compresión de 283.62 t/m² en la base del muro.

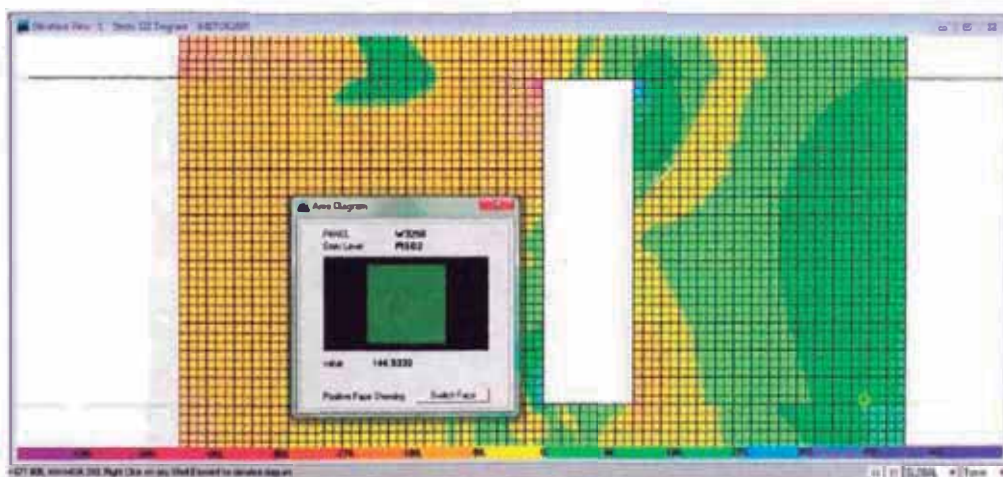


Figura N° 8.8.- Esfuerzos de tracción y compresión en el muro del eje C entre ejes 4 y 5 por carga de sismo de 2007, con un valor de esfuerzo de tracción de 144.53 t/m² en la base del muro.

Se determina el esfuerzo de compresión debido a que predomina la compresión en este muro estructural.

De la combinación 1 se obtiene el valor de:

$$\sigma_c = 110.7 \text{ t/m}^2 = 11.07 \text{ kg/cm}^2$$

Es posible establecer que los muros estructurales del eje longitudinal Y (eje 2 y 6) tienen un esfuerzo de tracción a una altura de 1.80m para el sismo de pisco del 2007 y en los muros estructurales del eje transversal X solo poseen esfuerzos de compresión a una altura de 1.80m del piso.

El esfuerzo de tracción es mayor en el muro del eje longitudinal 6 (eje Y), cuyo valor es de 21.29 kg/cm² a una altura promedio de 1.80m del piso, pero este esfuerzo de tracción es próximo al esfuerzo máximo de tracción del concreto simple (29.00 kg/cm²) antes del agrietamiento. Se puede determinar que los muros estructurales de los ejes longitudinales 2 y 6 se agrietaron porque se produjeron esfuerzos de tracción cercanos al esfuerzo de tracción máximo del concreto simple.

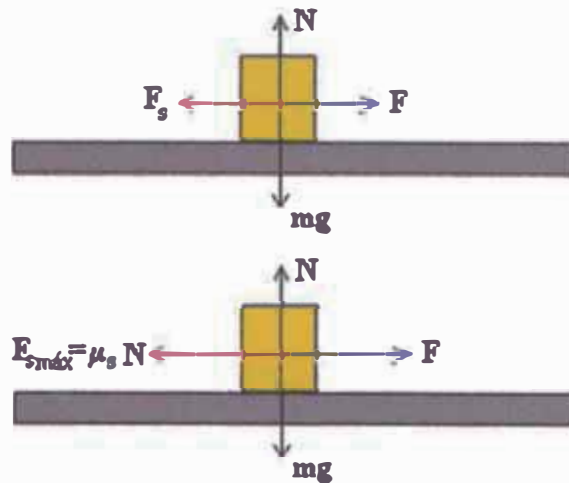
8.1.2.- Comportamiento de los estantes ante el sismo de pisco del 2007

La Biblioteca posee un gran número de estantes altos que contienen libros, con la posibilidad de ocasionar daños a personas si ocurriera un sismo estando la Biblioteca en pleno funcionamiento. Por lo que se establecerá un valor mínimo de aceleración para que los estantes puedan moverse sobre el piso y luego se comparará con las aceleraciones que se registraron en los diferentes pisos de la Biblioteca durante el sismo del 2007.



Figura N° 8.9.- Vista de los estantes de la Biblioteca en el tercer piso.

De las condiciones de equilibrio antes del inminente movimiento de un cuerpo:



Segunda ley de Newton, antes del deslizamiento de la masa se cumple:

$$F = ma = \mu_s \cdot N$$

$$\mu_s mg = ma$$

$$\mu_s = a/g$$

Donde:

μ_s : Coeficiente de rozamiento estático

a : Aceleración

La aceleración se puede calcular de la siguiente relación:

$$a = \mu_s \cdot g$$

Los valores de coeficiente de rozamiento estático son diferentes para cada tipo de materiales en contacto. En la siguiente tabla se muestra diferentes valores de coeficientes de rozamiento estático:

Cuadro N° 8.1.- Valores de coeficientes de rozamiento estático

MATERIALES EN CONTACTO	μ_s
Articulaciones humanas	0.02
Acero/Hielo	0.03
Acero/Teflón	0.04
Teflón/Teflón	0.04
Hielo/Hielo	0.1
Acero/Acero	0.15
Vidrio/Madera	0.2

Caucho/Cemento	0.3
Madera/Cuero	0.5
Madera/Caucho	0.7
Acero/Latón	0.5
Madera/Madera	0.7
Madera/Acero	0.4

En el tercer nivel se encuentra la mayoría de los estantes de libros. Los estantes son de acero y están sobre un piso de madera tipo parquet.

Para materiales en contacto acero y parquet se toma valores promedio de:

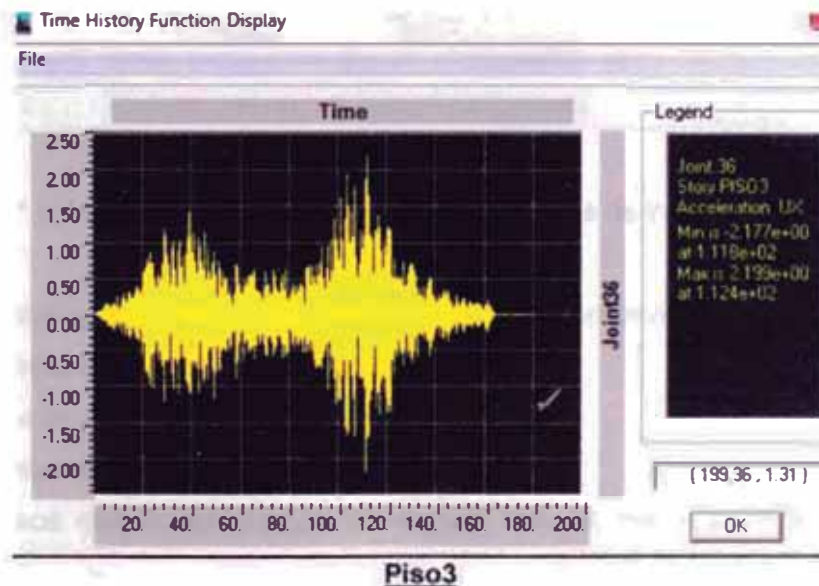
- Coeficiente de rozamiento estático $\mu_s=0.4$

Con este valor es posible establecer el valor mínimo de la aceleración capaz de deslizar los estantes en un evento sísmico:

$$a = \mu_s * g = 0.4 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 3.92 \text{ m/s}^2$$

Esta aceleración es la mínima capaz de deslizar el estante sobre el piso.

Del análisis tiempo historia para la función del sismo del 2007, se obtiene el acelerograma de un punto que es correspondiente al tercer piso:



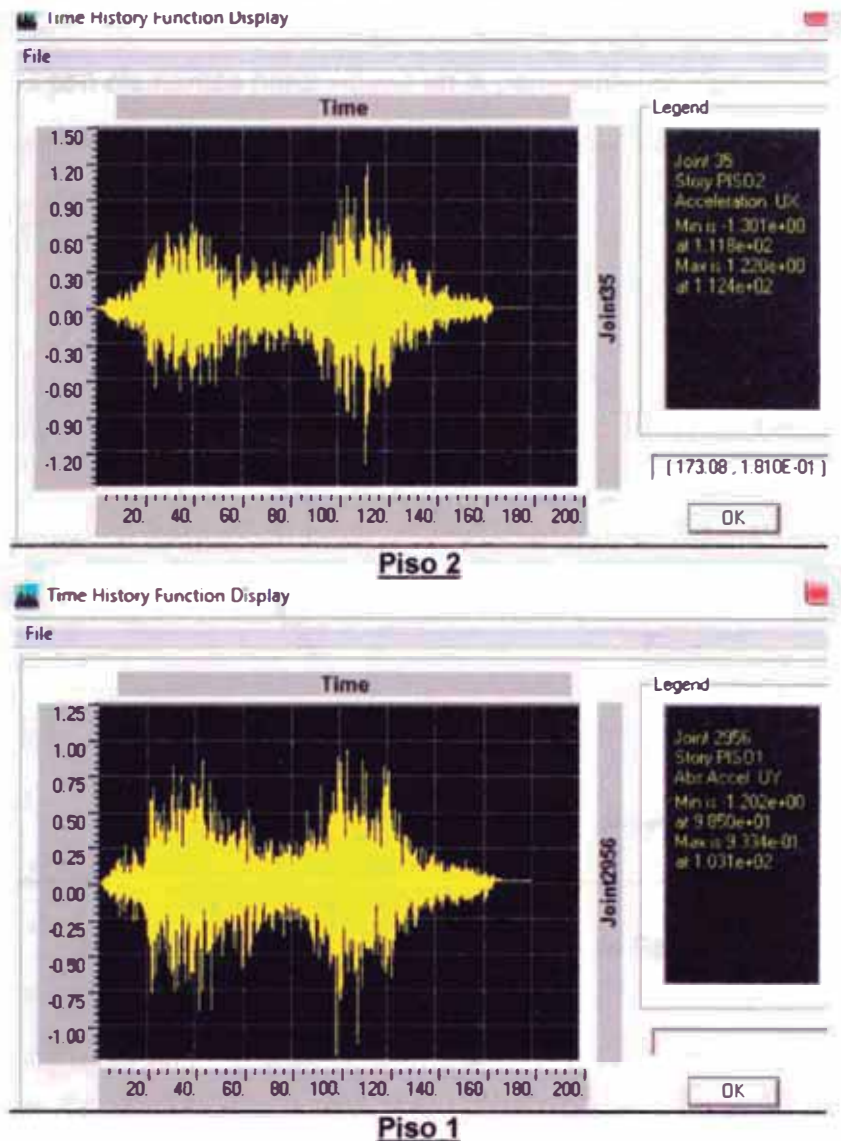


Figura N° 8.10.- Acelerogramas de diferentes pisos de importancia debidos al sismo del 2007

De los acelerogramas es posible establecer la aceleración en los pisos.

El piso 3 tiene aceleración máxima de 2.199 m/s^2 ,

El piso 2 tiene aceleración máxima de 1.301 m/s^2 y

El piso 1 tiene aceleración máxima de 1.202 m/s^2 .

Se establece que la aceleración en el piso 3 es la mayor pero no excede la aceleración mínima para que el estante pueda deslizarse sobre el piso. Pero el coeficiente de rozamiento estático fue supuesto por tal motivo se debe hallar el coeficiente de rozamiento estático real.

Cabe señalar que durante un sismo de diseño posiblemente se presentaran valores de aceleración mayores, que pueden exceder la aceleración mínima para el movimiento de los estantes sobre el piso. Por tal motivo es necesario limitar el

desplazamiento de estantes, como por ejemplo fijándolos en el piso y uniéndolos los estantes con elementos horizontales en la parte superior (figura 8.11).

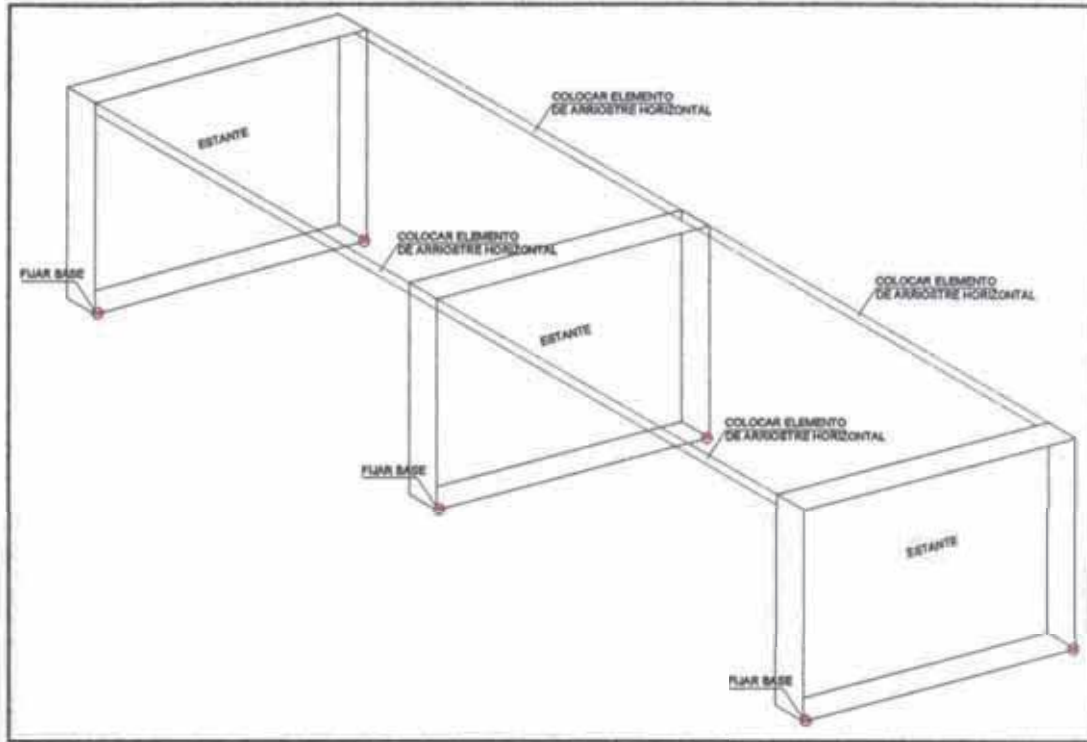


Figura N° 8.11.- Esquema de fijación de Estantes.

8.2.- EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA SISMO FUTURO

Conocer el desempeño estructural de la Biblioteca a diferentes escenarios sísmico para lo cual se analiza.

a) *Del análisis estático* se determinó que la estructura cumple con los requerimientos de distorsión en la dirección longitudinal pero en la dirección transversal se excede en un 30% de la distorsión límite establecido por la norma E030.

b) *Del análisis espectral* se determinó que la estructura cumple con los requerimientos de distorsión establecida por la norma E030.

c) *Del análisis estático no lineal* se analizó la estructura a diferentes escenarios sísmicos tales como sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Con el método de espectro de capacidad de la estructura se determinó que:

Para un *sismo de servicio*, la Biblioteca queda en el nivel de desempeño de inmediata ocupación, es decir la Biblioteca puede seguir atendiendo con normalidad al público. La Biblioteca se encuentra dentro del rango elástico.

Para un *sismo de diseño*, la Biblioteca queda en el nivel de desempeño de seguridad vital, el 40% de los elementos estructurales están en la etapa de fluencia de acero manteniéndose por debajo sus límites de inmediata ocupación.

Para un *sismo máximo*, la Biblioteca queda en el nivel de desempeño de estabilidad estructural, aproximadamente 60% de los elementos estructurales supera la deformación de fluencia, de los cuales, 90% de los elementos estructurales están en la etapa de fluencia de acero manteniéndose por debajo sus límites de inmediata ocupación, 8% alcanzan los límites admisibles asociados al estado de seguridad vital y sólo 2% alcanza un nivel de deformación próxima a prevención de colapso.

Sin embargo, los elementos que están próximos al colapso son los muros estructurales del eje longitudinal 2 que van del primer piso al segundo piso, en tal sentido es necesario reforzarlas a fin de evitar su falla, si ocurriera un nivel de sismo máximo.

CONCLUSIONES

- *Periodos obtenidos.*- La Biblioteca en la actualidad tiene un periodo fundamental de 0.395s en la dirección longitudinal y de 0.385s en la dirección de transversal. Estos valores se obtuvieron por medio del registro y procesamiento de vibraciones ambientales en la Biblioteca con equipos del CISMID y de la empresa IGR.

El periodo fundamental obtenido experimentalmente (0.395s) es mayor al periodo (0.29s) obtenido según la norma E0.30 para estructuras de predominancia de muros estructurales. Los largos periodos naturales que posee la Biblioteca hallados por medio de vibraciones ambientales indican que esta estructura es flexible, es por tal motivo se esperan importantes desplazamientos laterales.

Para el suelo se obtiene una frecuencia natural, promedio de las mediciones con los equipos de IGR y CISMID, de 1.60Hz obteniendo su periodo fundamental de 0.625s. Según la norma E030 se clasifica dentro del tipo S3, según dice: "...estratos de gran espesor en los que el periodo fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0.6s...", lo cual se corrobora con la microzonificación efectuada por el CISMID en el 2004

- *Daños presentes.*- Debido al sismo del 15 de agosto del 2007 la Biblioteca presentó algunos daños visibles en diferentes partes, lo cual no debió presentarse por tener muros estructurales como refuerzo construido luego del sismo de Lima de 1974. En el primer nivel existen grietas diagonales en los muros estructurales agregados en la última reparación (1975). Los daños visibles y muy repetitivos se dan en los muros estructurales agregados a la Biblioteca como reforzamiento, en todos los niveles tienen fisuras horizontales a media altura aproximadamente. Se ha determinado que la línea horizontal es la junta de construcción del muro estructural.
- *Efecto de sitio.*- Se utilizaron registros de aceleraciones del sismo de Pisco de 2007 de las estaciones de medición La Rinconada, Ñaña, Estanque 1 y Mayorazgo en Lima y de los registros de aceleraciones para los sismos de

Lima de 1966 y 1974 y con la utilización del perfil de suelo de fundación de la Biblioteca.

Se obtuvieron los espectros de respuesta (tanto en la base de la Biblioteca como en el basamento rocoso) y las funciones de transferencia para cada registro de aceleraciones. Se concluye que el suelo amplifica la señal espectral y esta se acentúa más para periodos comprendidos entre 0.3s y 0.4s, llegando a valores aceleraciones espectrales de 0.15g a 0.6g.

De los gráficos de las funciones de transferencia se determina tendencia de una amplificación superior a 3 entre las frecuencias 1.6Hz a 3Hz. Es posible corroborar que la frecuencia fundamental del suelo (1.60Hz) está presente en este intervalo (con éste se inicia la amplificación pronunciada).

De los análisis de efecto de sitio se determina que la estructura está cimentada sobre un tipo de suelo que amplifica la señal sísmica, determinando así importantes aceleraciones espectrales para un rango en el que donde está comprendido el periodo fundamental del edificio.

- **Desplazamientos laterales.**- Del análisis estático con fuerzas estáticas equivalentes, se determinó que la estructura no cumple con los requerimientos de distorsión debido a que en la dirección transversal se excede en un 30% la distorsión límite establecida por la norma E030.

Del análisis dinámico por combinación modal espectral se determina que la estructura cumple con los requerimientos de distorsión establecidos por la norma E030.

De los resultados del análisis tiempo historia lineal, se determina que para la demanda de tiempo historia de los registros sísmicos de los años 1966, 1974 y 2007 se cumple con las exigencias de la norma E030.

Ítem	Análisis Estático	Análisis Espectral Modal	Análisis Tiempo Historia
Distorsión Máxima Obtenida	0.0091	0.0062	0.00072
Distorsión Permitida	0.007	0.007	0.007
Conclusión	No cumple	Cumple	Cumple

- **Comportamiento inelástico.**- Del análisis estático no lineal procesado en el programa de cómputo SAP2000 versión 14.10 y utilizando el método de espectro de capacidad de la estructura se determinó que:
Para de un sismo de servicio (mitad de un sismo de diseño), la Biblioteca queda en el nivel de desempeño de inmediata ocupación, es decir la Biblioteca puede seguir atendiendo con normalidad al público. La Biblioteca se encuentra dentro del rango elástico.
Para un sismo de diseño, la Biblioteca queda en el nivel de desempeño de seguridad vital, el 40% de los elementos estructurales están en la etapa de fluencia de acero manteniéndose por debajo de los límites de inmediata ocupación.
Para un sismo máximo (1.20 a 1.40 veces del sismo de diseño), la Biblioteca queda en el nivel de desempeño de estabilidad estructural, aproximadamente 60% de los elementos estructurales supera la deformación de fluencia, de los cuales el 90% de los elementos estructurales están en la etapa de fluencia de acero manteniéndose por debajo sus límites de inmediata ocupación, el 8% alcanza los límites admisibles asociados al estado de seguridad vital y sólo el 2% alcanza un nivel de deformación próxima a prevención de colapso.
Los elementos que están próximos al colapso son los muros estructurales del eje longitudinal 2 entre ejes I- J, que van del primer piso al segundo piso.
- **Respuesta calculada ante registros medidos en Lima del sismo de Pisco del 2007.**- Se determina que existe esfuerzos de tracción vertical sobre los muros estructurales de los ejes 2 y 6 entre ejes B-C e I-J al realizar el análisis tiempo historia con el registro de sismo de Pisco del 2007. Estos esfuerzos de tracción son menores (pero cercanos) a la capacidad de resistencia de tracción del concreto simple. Se puede concluir que si ocurriera un sismo de mayor intensidad al sismo del 2007 podría generar grietas por existir esfuerzos de tracción del concreto.
- **Respuesta de los estantes de biblioteca.**- Se ha establecido con el análisis tiempo historia con el registro de sismo de Pisco del 2007, que la aceleración en el piso 3 es la mayor aceleración, pero no excede la aceleración mínima para que el estante pueda deslizarse sobre el piso. Pero el coeficiente de rozamiento estático entre los estantes y el piso fue

supuesto por tal motivo se debe hallar el coeficiente de rozamiento estático real. Cabe señalar que durante un sismo de diseño posiblemente se presentarán valores de aceleración mayores, que pueden exceder la aceleración mínima para el movimiento de los estantes sobre el piso. Por tal motivo es necesario limitar el desplazamiento de estantes, como por ejemplo fijándolos en el piso y uniendo los estantes con elementos horizontales en la parte superior.

- *La Biblioteca.*- Para un nivel de sismo de servicio, la Biblioteca posee un adecuado comportamiento y puede seguir atendiendo al público o manteniéndose en uso.

Para un nivel de sismo de diseño, la Biblioteca es un edificio seguro para la protección de vidas.

Para un nivel de sismo máximo, la Biblioteca es estable estructuralmente, lo que significa que no llegaría a colapsar.

RECOMENDACIONES

- Establecer una red de estaciones de registro de sismos en cada piso o en por lo menos 2, uno en la base y otro en un piso alto de la Biblioteca para determinar el periodo de movimiento durante la ocurrencia de un sismo.
- Limitar el desplazamiento de estantes, como por ejemplo fijándolos en el piso y uniéndolos con elementos horizontales en la parte superior a fin de evitar su desplazamiento y caída sobre el piso (Ver Figura 8.11).
- Se recomienda reforzar los muros estructurales del eje longitudinal 2 entre ejes I- J que van del primer piso al segundo piso, a fin de evitar su falla si ocurriera un nivel de sismo máximo
- Realizar una rigidización de la Biblioteca para reducir el periodo natural de la Biblioteca por ser largo para el sistema estructural actual.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] ATC, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Technical report ATC-40. Applied Technology Council, California 1996.
- [2] Bonett Díaz, Ricardo León; "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Octubre 2003.
- [3] Chavarría Lanzas Daniel A., Gómez Pizano Daniel, "Estudio piloto de vulnerabilidad sísmica en viviendas de 1 y 2pisos del barrio Cuarto de Legua en el cono Cañaveralejo", Tesis de Grado, Universidad del Valle, Santiago de Cali, 2001.
- [4] Chopra Anil K.; "Dynamic of Structures", Segunda edición, Prentice Hall, NJ, 1995.
- [5] Espinoza Barreras, Fortunado; "Determinación de características dinámicas de estructuras", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Octubre 1999.
- [6] FEMA 273, "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington 1996.
- [7] FEMA 356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington 2000.
- [8] Flores González, Leonardo; "Respuesta inelástica de pórticos planos bajo sollicitación sísmica", Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, 2004.
- [9] Mena Hernández, Ulises, "Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Julio 2002.
- [10] Michelena, Roberto y Asociados, "Estudio de riesgo sísmico de La Molina", Lima 1976.
- [11] Moreno González, Rosangel, "Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Octubre 1999.

- [12] Morrison, Nelson, "Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler", Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona 1993.
- [13] Park Y., Hofmayer C., Costello J., "Understanding seismic criteria for Japanese nuclear power plants", Agency of the United States Government.
- [14] Park R., Paulay T.;"Estructuras de Concreto Reforzado", Limusa, Primera edición, México, 1986.
- [15] Paz Mario; "Dinámica Estructural", Tercera edición, Reverte, EEUU, 1989.
- [16] Rodríguez Segurado, Montse "Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2005.
- [17] Safina Melode, Salvador.; "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales – Análisis de su contribución al riesgo sísmico", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Diciembre 2003.
- [18] Safina Melone, Salvador.; "Relationship soil-structure upon fundamental dynamics properties of ordinary buildings", Publicación No. 1951 onceava conferencia mundial de ingeniería sísmica, Acapulco México, 1996.
- [19] Tavera, Hemado, "Reporte preliminar del sismo del 15 de 2007", Instituto Geofísico del Perú, Lima 2007.
- [20] Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas, Lima
- [21] Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto armado, Lima 2009.
- [22] Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente, Lima 2003.
- [23] Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones, Lima 1997.