

# **INTERACCION SISMICA SUELO- ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS**

**(LIBRO PREMIO NACIONAL ANR 2006)**

---

**Dr. Genner Villarreal Castro**

**PREMIO NACIONAL 2006, 2007, 2008  
ASAMBLEA NACIONAL DE RECTORES**

Lima – Perú  
2009

La presente investigación está orientada a resolver uno de los problemas actuales de la Mecánica Estructural, específicamente, el problema de la metodología de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación.

Dicho sistema constructivo suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica, representando el presente trabajo un aporte importante en la actualización de los métodos de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas.

La presente investigación consta de una introducción, 4 capítulos, conclusiones, bibliografía y anexo.

En la introducción se fundamenta la actualidad del tema, se formula el objetivo y problemas de investigación, los aportes científicos y el valor práctico de la investigación.

En el primer capítulo se da un resumen de las investigaciones realizadas, donde se analizan los problemas de interacción suelo-estructura. Se describe en forma concreta el efecto del reforzamiento estructural y el tiempo de servicio de las edificaciones.

En el segundo capítulo se analizan los esquemas de cálculo de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación y se describe el modelo dinámico suelo-estructura para edificaciones con zapatas aisladas, usado en la presente investigación. Se explica y fundamenta teóricamente los modelos dinámicos de cimentaciones, donde se consideran los efectos de flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.

En el tercer capítulo se describe la metodología de modelación de edificaciones con zapatas aisladas en condiciones reales del Perú y con la aplicación del programa SAP2000, analizándolo por los cuatro modelos dinámicos elegidos ante la acción sísmica con diversos ángulos de inclinación y considerando la disipación de energía. Asimismo, se modeló la edificación por el programa LIRA y se calculó a través de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas", cuya comparación de resultados tiene un especial interés. También se modeló la misma edificación con ayuda de elementos sólidos espaciales y a través del programa COSMOS, cuyos resultados tienen cercanía con los daños estructurales en columnas ocasionados por sismos importantes.

En el cuarto capítulo se analizó el problema de reparación y reforzamiento estructural de edificaciones, considerando la interacción suelo-estructura.

En las conclusiones se discuten los resultados y las recomendaciones de uso y aplicación científica.

La presente investigación está dirigida a ingenieros civiles, postgraduados e investigadores en el área de Mecánica Estructural.

El autor expresa su eterno agradecimiento a los científicos D.Sc., Prof. Amosov A.A. y D.Sc., Prof. Shaposhnikov N.N., por la paciencia mostrada en la revisión de la presente investigación, por sus consultas científicas y los consejos valiosos durante la realización de la misma.

Esta investigación se lo dedico a mis colegas y amigos de la Cátedra de Mecánica Estructural de Moscow State Civil Engineering University, lugar donde me formé científicamente y pude compartir con verdaderos genios de reconocido prestigio mundial, como son los científicos D.Sc., Prof. Leontiev N.N.; D.Sc., Prof. Amosov A.A.; D.Sc., Prof. Dukart A.V.; D.Sc., Prof. Gabbasov R.F.; D.Sc., Prof. Mondrus V.L.; D.Sc., Prof. Protsenko A.M.; D.Sc., Prof. Smirnov S.B.; D.Sc., Prof. Sobolev D.N.; D.Sc., Prof. Trushin S.I.; Ph.D., Prof. Anojin N.N.; Ph.D., Prof. Gagin V.I.; Ph.D., Prof. Sinitsin S.B. y Ph.D., Prof. Vaniushenkov M.G.; de quienes aprendí este maravilloso mundo de la investigación y la filosofía de vida eterna de un científico.

De manera muy especial, dedico la presente investigación, que ganó el Premio Nacional Primer Puesto en el II Concurso Nacional del Libro Universitario, a mi hermano Wilson y su digna familia, por ser ejemplos vivos de superación constante y la energía suprema que ilumina mi camino en este maravilloso universo por descubrir cosas nuevas que aporten a un desarrollo integral de la sociedad.

Dr. Genner Villarreal Castro  
genner\_vc@rambler.ru

Lima, Julio del 2009

## INDICE

<b>INTRODUCCION</b> .....	06
<b>CAPITULO 1. ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION</b>	
1.1. Principales áreas de la investigación sísmica .....	09
1.1.1. Métodos estadísticos (probabilísticos) .....	09
1.1.2. Interacción suelo-estructura .....	09
1.1.3. No-linealidad geométrica y física .....	10
1.1.4. Trabajo espacial y múltiples componentes de la acción sísmica .....	10
1.2. Errores conceptuales en el análisis sísmico espectral .....	11
1.3. Cálculo sísmico con acelerogramas .....	14
1.4. Efecto del reforzamiento estructural en edificaciones, considerando la interacción suelo-estructura .....	16
1.5. Tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones .....	20
<b>CAPITULO 2. MODELOS DINAMICOS DE INTERACCION SISMICA SUELO-ZAPATA AISLADA-SUPERESTRUCTURA</b>	
2.1. Esquemas de cálculo de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación .....	24
2.2. Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov .....	29
2.3. Modelo dinámico V.A. Ilichev .....	32
2.4. Modelo dinámico A.E. Sargsian .....	35
2.5. Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 .....	36
<b>CAPITULO 3. CALCULO DE EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS, CONSIDERANDO LA INTERACCION SISMICA SUELO- ESTRUCTURA</b>	
3.1. Objeto de investigación .....	40
3.2. Cálculo de coeficientes de rigidez .....	46
3.2.1. Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov .....	46
3.2.2. Modelo dinámico V.A. Ilichev .....	46
3.2.3. Modelo dinámico A.E. Sargsian .....	49

3.2.4. Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 .....	50
3.3. Modelación de la edificación por el programa SAP2000 .....	51
3.4. Modelación de la edificación por el programa LIRA .....	58
3.5. Resultados de la investigación numérica .....	63
3.6. Cálculo sísmico de edificaciones con ayuda de elementos sólidos y considerando la interacción suelo-estructura .....	69
3.7. Análisis y discusión de resultados .....	74
 <b>CAPITULO 4. REPARACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES, CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DE LA BASE DE FUNDACION</b>	
4.1. Análisis del estado de edificaciones en zonas sísmicas .....	86
4.2. Nivel racional de reforzamiento estructural en edificaciones .....	89
 <b>CONCLUSIONES</b> .....	93
 <b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	96
 <b>ANEXO</b> .....	105

## INTRODUCCION

El Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde 9 grados en la escala Mercalli Modificada. Cerca de 18 millones de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestos a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. Cabe indicar, que en investigaciones sísmicas, aún están lejos de poder resolver el peligro sísmico, el cual se incrementa y al que están expuestos cotidianamente.

### **Actualidad de la investigación**

Las construcciones en zonas sísmicas se incrementan a diario en nuestro país. En consecuencia, la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo nacional. La reducción de los costos, con la consecuente seguridad de las obras en zonas sísmicas es el problema central de la construcción en nuestro país. La razón fundamental en la solución de este problema es la elaboración de metodologías de cálculo sísmico de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la real interacción suelo-estructura.

La flexibilidad del suelo de fundación se refleja en los períodos, frecuencias y formas de vibración libre de las estructuras, que a su vez influyen en la magnitud de las fuerzas sísmicas. En general, este problema se ha investigado en forma insuficiente y, por lo tanto, es un campo abierto para los investigadores. La consideración de la flexibilidad del suelo de fundación nos lleva a la precisión del esquema de cálculo de la edificación.

### **Objetivo y problemas de investigación**

El objetivo de la presente investigación es la elaboración de una metodología de uso y aplicación de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, considerando la flexibilidad y las propiedades inerciales de los suelos, para el cálculo de edificaciones con zapatas aisladas ante la acción sísmica.

Partiendo del objetivo planteado, se resolvieron los siguientes problemas:

1. Análisis de los esquemas de cálculo de edificaciones, donde se consideró la flexibilidad de la base de fundación.
2. Análisis y elección de los modelos de cálculo para edificaciones con zapatas aisladas, donde se describen su flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos.
3. Elaboración de la metodología de modelación de edificaciones con zapatas aisladas, ante la acción sísmica y con el uso de programas informáticos basados en el método de elementos finitos.
4. Ejecución de los cálculos para los diferentes esquemas de interacción sísmica suelo-zapata aislada-superestructura, de acuerdo al análisis espectral y tiempo-historia bajo la acción de acelerogramas reales.

5. Comparación de los resultados obtenidos y la elaboración de las recomendaciones para el cálculo sísmico del edificio investigado, donde se consideró la flexibilidad de la base de fundación.

### **Aporte científico**

El aporte científico consiste en lo siguiente:

1. En base al análisis de la bibliografía estudiada, se eligieron los modelos dinámicos más adecuados para edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad y las propiedades inerciales de los suelos.
2. Se elaboró el modelo dinámico de interacción sísmica suelo-estructura para edificaciones con zapatas aisladas.
3. Se elaboró la metodología de modelación de la edificación con zapatas aisladas ante la acción sísmica en condiciones reales del Perú, documentos normativos y con el uso del programa SAP2000.
4. Se adaptó el modelo dinámico propuesto a cualquier programa informático, utilizando barras universales, en caso que el programa carezca de la posibilidad de trabajo de resortes, modelando la misma edificación por los reconocidos programas informáticos LIRA y COSMOS.
5. Se obtuvieron los resultados del cálculo de la edificación por los diferentes modelos de interacción suelo-estructura, diversos ángulos de acción del sismo y considerando la disipación de energía.
6. Se realizó la comparación del efecto de flexibilidad del suelo de fundación para las dos principales formas de cálculo sísmico de edificaciones – por el análisis espectral y tiempo-historia a través de acelerogramas reales; teniendo un especial interés la comparación de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030-2003 con la Norma Rusa SNIP II-7-81\* “Construcción en zonas sísmicas”.
7. Se elaboró una metodología de reforzamiento racional, la cual permite determinar el período límite de explotación de la edificación.

### **Argumentación y veracidad de resultados**

Se fundamenta en la aplicación del método de elementos finitos para el cálculo sísmico de edificaciones, así como el uso de los programas SAP2000, LIRA y COSMOS, que cuentan con respaldo internacional en obras y proyectos de gran envergadura.

### **Valor práctico de la investigación**

El valor práctico de la presente investigación, consiste en la posibilidad de la aplicación directa de la metodología elaborada para el cálculo sísmico de edificaciones aporticadas con

zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de fundación y las propiedades inerciales de los suelos.

Además, debido al insuficiente desarrollo de los métodos de cálculo en nuestro país, la presente investigación puede servir como manual práctico para los ingenieros e investigadores en esta área.

### **Aprobación de la investigación**

Fue aprobado en el II Congreso Internacional de Ingeniería Estructural, Sísmica y Puentes (Lima, 2006); Jornadas Iberoamericanas sobre Predicción de la Vida Útil de las Estructuras de Hormigón (AECI–Bolivia, 2006); V Encuentro Científico Internacional de invierno (Lima, 2006); XVIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (San Juan, 2006); XI Congreso Colombiano de Geotecnia y VI Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas (Cartagena, 2006) y 7mo Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción (Villa Clara-Cuba, 2006).



# **CAPITULO 1**

## **ESTADO ACTUAL DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION**

### **1.1 PRINCIPALES AREAS DE LA INVESTIGACION SISMICA**

#### **1.1.1 METODOS ESTADISTICOS (PROBABILISTICOS)**

Las primeras experiencias del uso de los métodos de la teoría probabilística y matemática estadística se relacionan con el año 50 del siglo pasado. En lo sucesivo esta orientación ha sido ampliamente desarrollada por los científicos J. Jauzner, I.I. Goldenblat, V.V. Bolotin, M.F. Barshtein, I.L. Korchinski, V.A. Buijovski, N.A. Nikolaenko, Ya.M. Aizenberg, E. Rosenblueth, V.T. Raskazovski y otros más.

En estos momentos se tiene la idea clara que los sismos son procesos eventuales no estacionarios. Esta orientación ha sido completamente trabajada e investigada por V.V. Bolotin, quien escribe acerca de la teoría estadística sísmica, que es utilizada para el valor probabilístico de las reacciones de las construcciones ante los sismos y su durabilidad como estructura.

También se tienen otras orientaciones basadas en la correlación de la teoría de los procesos casuales de la acción sísmica, como son el valor medio y funciones correlacionarias. Esto permite reducir el cálculo matemático y fórmulas para el análisis estadístico de sistemas lineales. Los sistemas lineales con coeficientes constantes se utilizan muy a menudo, permitiendo que los parámetros de cálculo de la acción externa tenga una ley de distribución normal.

#### **1.1.2 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

En los últimos tiempos se está dando bastante importancia al problema de interacción suelo-estructura. En un sentido más generalizado, este problema puede ser formulado como un contacto dinámico entre la base y la estructura.

La actualidad de este tema consiste, en que, inclusive los primeros modelos dinámicos de interacción suelo-estructura han influido en el estado esfuerzo-deformación de la edificación. En un grado intermedio, este tema ha sido tratado en la corrección de la norma rusa SNIP II-7-81\*.

Cabe indicar que en la actualidad este problema aún está lejos de su verdadera formulación, ya que su modelo matemático correcto tiene un sinnúmero de espectros de solución que merecen un trabajo científico serio. En las investigaciones actuales se han resuelto varios aspectos de este problema. Por ejemplo, cuando la base es considerada como un semiespacio elástico y la acción

sísmica como un proceso ondulatorio, se resolvieron varios problemas de difracción de ondas en la cimentación, el cual ha determinado el carácter de la acción sísmica en la edificación.

Otra orientación más cercana a los métodos ingenieriles, se relacionan con determinados parámetros de rigidez de la cimentación, que se determinan en base a investigaciones experimentales o procesos teórico-experimentales, que consideran el carácter ondulatorio de la acción sísmica.

### **1.1.3 NO-LINEALIDAD GEOMETRICA Y FISICA**

El problema de la no-linealidad geométrica es actual y se aplica más que todo para estructuras flexibles, influyendo directamente en los resultados del análisis sísmico.

Otra cosa es cuando se trata de la no-linealidad física. Este problema tiene sus puntos claros y puede ser formulado, considerando las propiedades de los materiales de construcción, a través de los diagramas no-lineales esfuerzo-deformación o fuerza-desplazamiento.

Este tema es muy importante para obras de concreto armado. Como es conocido, en este caso la aproximación verdadera del diagrama de deformación lineal viene a ser bastante problemática, en especial cuando se trata de acciones externas altamente intensas, lo cual es característico para sismos severos.

Cabe indicar, que en la actualidad ya se tienen investigaciones parcialmente concluidas relacionadas con este tema, como son las realizadas por N.A. Nikolaenko, Yu.P. Nazarov, V.A. Rzhevski y otros más.

### **1.1.4 TRABAJO ESPACIAL Y MULTIPLES COMPONENTES DE LA ACCION SISMICA**

En la teoría actual de construcciones antisísmicas, altamente investigadas a nivel internacional, se ha llegado a la conclusión que el esquema de cálculo normativo aún está lejos de reflejar el trabajo real de las edificaciones ante los sismos.

En las normas de estructuras aún se sigue usando el esquema de cálculo de péndulo invertido, el cual no refleja el trabajo real de la estructura, salvo casos parciales. En cambio, el esquema de cálculo espacial si refleja el estado esfuerzo-deformación de la edificación.

Este tipo de cálculos, requiere el uso y aplicación de programas informáticos de acorde con sus normas de diseño sismorresistente. Por ejemplo, en Rusia principalmente se usan los programas LIRA, SCAD y STARK; en EEUU los

programas SAP2000, ETABS, STAAD y COSMOS; en Francia e Inglaterra el programa ROBOT MILLENNIUM y en otros países estos mismos programas adaptados a sus normas u otros programas estructurales.

Cabe indicar que el esquema de cálculo espacial se asocia directamente con la consideración moderna de la acción sísmica en la forma de múltiples componentes, que determinan el vector y momento principal de esta acción.

## **1.2 ERRORES CONCEPTUALES EN EL ANALISIS SISMICO ESPECTRAL**

Fundamentalmente son tres errores conceptuales, presentes en las normas de diseño sismorresistente por el método espectral, los cuales traen consigo el peligro en la aplicación de dichas normas en el análisis y diseño de edificaciones o construcciones especiales. El primero, es el uso del modelo lineal invariable desde un inicio hasta el final de la acción sísmica; el segundo es la aplicación de la aceleración sísmica del suelo, como una medida normativa de la intensidad del sismo; la tercera es la falta de comprobación práctica e insuficiente fundamento de los coeficientes empíricos normativos, utilizados para medir las fuerzas sísmicas.

Como es conocido, el modelo de cálculo describe el proceso de su trabajo ante la acción externa en términos de contenido físico, siendo su diferencia con el modelo físico, que en el modelo de cálculo puede no considerarse factores, que en ciertas condiciones y límites no influyen en el proceso de cálculo.

Durante 17 años en la Universidad Estatal de Ingeniería Civil de Moscú y en el Instituto de Investigación Kucherenko, se realizaron decenas de ensayos de edificaciones de 5 a 16 pisos, ubicadas en zonas sísmicas, sometidas al movimiento de maquinaria pesada, enormes cargas estáticas, impacto de grandes cargas en el suelo de fundación y cargas sísmicas explosivas, los cuales demostraron que el modelo de cálculo de la edificación por el método espectral no considera importantes factores del modelo físico, lo cual influye en su trabajo de la estructura ante la acción externa [56].

Describimos las diferencias sustanciales entre el modelo físico real y el modelo de cálculo normativo, incluyendo en ciertos casos, como el de la norma rusa de diseño sismorresistente SNIP II-7-81\* que aplica el cálculo por estados límites.

1. En el modelo físico el edificio vibra junto con el suelo de fundación. El límite entre el modelo y el medio externo, sucede en el suelo de fundación y será mayor la influencia cuando el suelo sea blando y la edificación rígida.

En el modelo de cálculo normativo no existe el suelo de fundación. El modelo está orientado solo a describir el trabajo de la edificación. La base de fundación se toma como un medio externo absolutamente rígido – mesa vibratoria, en la cual la cimentación está empotrada en la base.

2. El modelo físico de la edificación es no-lineal, en un inicio elástico no-lineal, luego elastoplástico como consecuencia de la acumulación de los daños en el proceso de cambio hasta los estados límites, exceptuándose en la carga sísmica de cálculo la aplicación del principio de superposición.

En el modelo de cálculo normativo, se analiza la edificación como linealmente elástica, no considerándose el cambio de los parámetros del modelo en el proceso de acumulación de daños desde un inicio hasta el final de la acción sísmica y se orienta al cálculo de las reacciones sísmicas de la edificación por la adición de las formas de vibración libre de su modelo linealmente elástico por el principio de superposición.

3. El modelo físico es continuo y en ella se observan las ondas transversales internas con velocidades de 50 – 500m/s y las deformaciones, variando los parámetros de modelo y como consecuencia los parámetros propios de las ondas en el cambio de la edificación hasta los estados límites.

El modelo normativo de cálculo es discreto y teóricamente no permite la posibilidad de movimiento de la onda.

4. En el modelo no-lineal físico el valor del factor de amplificación sísmica  $C$  de las vibraciones de resonancia, debido al método cinemático en frecuencias  $\omega \leq 7\text{Hz}$  con amplitud 7-9 grados de las aceleraciones de la base, no superan el valor de 2. De acuerdo a resultados de ensayos naturales, los períodos de vibraciones libres ininterrumpidamente se incrementan junto con el incremento de la carga.

En el método normativo de cálculo se utiliza el gráfico espectral  $C$  vs  $T$ , en la cual el coeficiente de amplificación sísmica  $C$  solo depende del período  $T$  de las vibraciones libres del modelo, por ejemplo para el caso de suelo intermedio, cuando  $0 \leq T \leq 0,6\text{s}$  el coeficiente de amplificación sísmica  $C$  alcanza su valor máximo de 2,5.

5. En el modelo físico, la acción cinemática del sismo teóricamente impide la posibilidad de vibración de la superestructura por las formas libres de su modelo normativo linealmente elástico; en primer lugar, debido a la gran magnitud de las aceleraciones sísmicas y desplazamiento del suelo de fundación y correspondientemente valores altos de los miembros libres de las ecuaciones diferenciales del equilibrio dinámico de las masas del modelo; en segundo lugar, debido a la no correspondencia real de la naturaleza de las fuerzas de disipación interna con la condición de proporcionalidad de rigidez de las conexiones del modelo en el estado elastoplástico de su trabajo.

En el modelo normativo de cálculo, las fuerzas inerciales sísmicas actúan en sus masas, calculadas como la sumatoria de sus correspondientes fuerzas inerciales en las formas de vibración libre de su modelo linealmente elástico.

6. De dos sismos de diferente intensidad por la escala normativa de aceleraciones sísmicas del suelo, es más peligroso para el modelo físico, el sismo con poca

aceleración, pero con grandes desplazamientos del suelo de fundación. Tal tipo de sismo es capaz de comunicar al edificio una gran reserva de energía de destrucción. Esta es la causa de incremento de peligro sísmico en suelos blandos.

En el modelo normativo de cálculo, los grandes desplazamientos sísmicos de suelos blandos, artificialmente se reemplazan por sus aceleraciones exageradas.

Estos son los aportes más importantes obtenidos de los ensayos naturales de edificaciones sometidas a sismos fuertes, los cuales han sido materia de discusión en diversos eventos científicos internacionales.

La frecuencia de vibraciones libres de la superestructura de la edificación, puede diferenciarse en varias veces con la frecuencia de vibración libre del mismo edificio unido con la masa del suelo de fundación.

En los ensayos dinámicos, el edificio sufrió daños cuantiosos y destrucciones en desplazamientos de grado menor que los desplazamientos linealmente elásticos, calculados por el método espectral con un factor de amplificación sísmica  $C$ .

En correspondencia con la idea de resonancia del método espectral del modelo de cálculo linealmente elástico y con el gráfico  $C$  vs.  $T$ , obtuvieron a mediados del siglo XX su aplicación en el cálculo sísmico de edificios rígidos de varios pisos con el denominado "piso blando". Después del sismo de Caracas en el año 1967, donde hubieron cuantiosos daños estructurales en edificaciones con primer piso blando, se recomendó no volver a construir tal tipo de edificaciones, sin embargo, el método espectral con modelo linealmente elástico y el gráfico espectral  $C$  vs.  $T$ , se sigue usando en forma obligatoria en las normas de diseño sismorresistente.

Otro de los problemas ocasionados en el sismo de Caracas, es la destrucción de los cuatro últimos pisos de un edificio de 11 pisos, siendo una de las razones de su destrucción el incremento en dos veces de la amplitud de la onda transversal como reflejo de los pisos superiores del edificio.

N.M. Gersevanov en sus publicaciones, hace hincapié, que los métodos de la Mecánica Estructural utilizados en el análisis práctico de estructuras, están muy lejos de reflejar el trabajo real de la construcción desde su inicio hasta su destrucción. En muchos casos, de la Mecánica Estructural se toma solamente la forma externa de cálculo, la cual por su naturaleza no es utilizada en las condiciones reales de la edificación y todo el cálculo tiene un carácter escolástico, en la cual solamente la forma externa realmente refleja a la estructura. Esta observación de N.M. Gersevanov, completamente se relaciona con el modelo normativo de cálculo del método espectral y con el modelo en general.

Este no es el único problema del método espectral, el cual es insuficiente e irreal, sino hay otros más, como la aplicación de varios coeficientes empíricos, cuyos valores, los mismos autores de las normas no están en condiciones de explicar científicamente y con

ayuda de ensayos experimentales. El problema es que ninguno de los coeficientes empíricos del método espectral no tiene un contenido físico real y, es por ello, que no puede ser medido experimentalmente, como por ejemplo el decrecimiento de las vibraciones libres o los parámetros de disipación.

Son más de 10 años que se encuentra en discusión la mejora del método espectral y aún no se encuentra una solución viable, habiéndose quedado en el nivel de conocimientos del año 50 del siglo pasado. De la práctica se saca la base conceptual de la norma y la tecnología de valoración sísmica. La falta de conexión real entre el método espectral y los ensayos experimentales, hace tiempo que convirtió a este método en referencial, mas no obligatorio. Un buen método normativo no puede ser fundamentado en bases conceptuales erradas.

### **1.3 CALCULO SISMICO CON ACELEROGRAMAS**

En concordancia con la norma rusa de diseño sismorresistente SNIP II-7-81\*, para el cálculo de edificios altos y/o especiales, es necesario utilizar datos sísmicos instrumentales más peligrosos de las aceleraciones de la base de fundación, así como acelerogramas sintéticos, considerando la posibilidad de incremento de las deformaciones inelásticas de la edificación.

En la proyección de edificaciones antisísmicas, el cálculo con el uso de acelerogramas es el más trabajoso y serio, otorgándonos los resultados más seguros de la determinación de las reacciones sísmicas de la edificación.

La veracidad de los resultados de cálculo de edificaciones ante las fuerzas sísmicas depende en primer lugar de la veracidad conjunta del modelo matemático de la fuerza sísmica y de la propia edificación. En general, el suelo de fundación viene a estar dado como un semiespacio elastoplástico heterogéneo. Pero en el cálculo con el uso de acelerogramas se usan modelos con un suelo de fundación absolutamente rígido, que viene a estar dado por una plataforma sísmica de “concreto” en la cual se fija la cimentación de la edificación. Por ello, el acelerograma de vibración de la plataforma sísmica se considera igual para todas las edificaciones construidas ahí. La experiencia del científico ruso A.M. Kurzanov [55] acerca de los experimentos vibratorios de edificios a escala natural, certifica que la máquina vibratoria colocada en la edificación hace vibrar los suelos de las edificaciones contiguas, siendo muy notorias, que hasta ocasionan molestias en los vecinos. La consideración inversa entre la edificación y los estratos del suelo de fundación lo describe perfectamente en sus investigaciones el científico ruso A.E. Sargsian [87-93].

No hay duda, que cualquier acelerograma real nos da los datos de las reacciones dinámicas de la cimentación a través de un captador sísmico. Se puede admitir que las reacciones dinámicas de la cimentación de cualquier edificación semejante cercana serán

las mismas, pero si es más rígida y menor la resistencia del terreno, entonces será menor la veracidad de su cálculo sin considerar el problema de interacción suelo-estructura.

La relación inversa de las vibraciones de la edificación con las vibraciones de su base de fundación, desplaza la frontera del sistema dinámico por encima del límite de la cimentación a un medio elastoplástico del suelo de fundación. La ubicación de esta frontera y consecuentemente las características dinámicas del sistema “edificio-base de fundación” varían en el transcurso de la acción sísmica y en cada momento influyen en las reacciones dinámicas de la edificación. En el modelo de la base tipo “concreto” se ignora esta importante consideración y se pierde la veracidad física del modelo de cálculo del sistema.

En el sistema dinámico “edificio-base de fundación” el subsistema “edificios altos” sirve como filtro de las frecuencias bajas. Las ondas de las frecuencias altas de las vibraciones horizontales del suelo de fundación son absorbidas por los primeros pisos, debido a los pequeños ciclos de fatiga de los elementos portantes de estos pisos y el correspondiente cambio de sus características dinámicas y de resistencia. Esta es la segunda consideración importante, que no se toma en cuenta en el cálculo de edificios ante la acción sísmica con uso de acelerogramas.

Finalmente, para edificios altos no se considera la velocidad de propagación de las ondas transversales. La componente horizontal de la acción sísmica ocasiona a lo alto del edificio las ondas transversales de deformación, cuya velocidad de acuerdo a datos experimentales es de 50-500m/s dependiendo del tipo de edificación.

Estas son las principales deficiencias del análisis sísmico con el uso de acelerogramas reales. En la actualidad la Ingeniería Sísmica no está en condiciones de proponer a los proyectistas ni a los representantes de los bancos de acelerogramas, un método de cálculo del mejor acelerograma para una determinada edificación, sino solo se limita a proponer cálculos con un conjunto de acelerogramas.

Todo lo indicado anteriormente se relaciona con el cálculo de edificaciones usando acelerogramas sintéticos. En la actualidad, en algunos países existe la propuesta de regresar a la idea de hace 30 años, es decir usar acelerogramas sintéticos con diferentes niveles de retorno y con cuatro parámetros de acción sísmica, los cuales no satisfacen las exigencias del cálculo de edificaciones ante los acelerogramas más peligrosos [141]. Por ejemplo, estos parámetros no consideran el carácter de variación de la frecuencia dominante de la acción sísmica en el tramo de su mayor intensidad y el carácter de cambio de la potencia durante el sismo. No se toma en cuenta que para una misma amplitud de la aceleración de vibraciones sísmicas de un único volumen del suelo de fundación, su energía sísmica específica es inversamente proporcional al cuadrado de su frecuencia. Como error se queda la síntesis conceptual, por la cual se analiza un acelerograma peligroso sin considerar el modelo elastoplástico de la edificación concreta.

#### 1.4 EFECTO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES, CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

La teoría y práctica constructiva han demostrado que económicamente es más rentable construir edificios altos. La proyección y construcción de tal tipo de edificaciones es un problema complejo para los ingenieros civiles. El avance de la Mecánica Estructural y la Teoría de Edificaciones, aplicados a la construcción de edificios altos, han originado dos tendencias de cálculo. La primera de ellas se fundamenta en el modelo de péndulo invertido o pórtico plano para el análisis de edificaciones con esquemas constructivos complejos. La segunda tendencia se basa en el análisis espacial de la estructura. Los ensayos experimentales y las enseñanzas dejadas por los sismos nos han demostrado, que independientemente del número de pisos, propiedades constructivas y tipo de perturbación externa, las edificaciones se comportan como sistemas espaciales. Sin embargo, los trabajos relacionados con el cálculo espacial de edificaciones son muy pocos, pero en la actualidad con la ayuda de la informática esto es posible, pudiendo aplicar a cualquier tipo de realidad y norma constructiva, caso excepcional se hará una adaptación a la misma.

Los estudios de parámetros económicos de cálculo sísmico de edificios son bastante reducidos, debido a las insuficientes características de la efectividad económica de las medidas antisísmicas. S.V. Medvedev en su trabajo [62] obtuvo la efectividad económica de las medidas antisísmicas con ayuda de la comparación de los daños del sismo en las edificaciones sin medidas antisísmicas con los daños en edificaciones con medidas antisísmicas. De acuerdo a sus cálculos, las pérdidas en las edificaciones sin medidas antisísmicas para sismos de 7, 8 y 9 grados le corresponden 14%, 32% y 103% y en las edificaciones con medidas antisísmicas 6%, 12% y 22% de su valor total. El propone determinar la durabilidad de las edificaciones con ayuda de la siguiente fórmula aproximada:

$$t_s = \frac{a_s}{\sum \frac{b_{sd}}{C_M}} \quad (1.1)$$

Donde  $a_s$  - coeficiente de encarecimiento de la construcción;  $b_{sd}$  - pérdidas prevenidas o evitadas;  $C_M$  - valor medio de posibles réplicas.

En base a los datos del valor medio de posibles réplicas y daños prevenidos durante los sismos de diversas intensidades, S.V. Medvedev llega a la conclusión, que las medidas antisísmicas en las edificaciones calculadas para 9 grados, pueden ser explotados más de 40 años; para 8 grados más de 110 años y para 7 grados más de 150 años.

El problema constructivo en zonas sísmicas en el trabajo [49] se resuelve en forma análoga a lo propuesto por S.V. Medvedev, pero basado en la teoría probabilística. Para determinar los daños evitados en  $N$  años propone la fórmula:



$$G_{RN} = \sum_{n=1}^N \sum_{C=C_{\min}}^{C_{\max}} L_{CB} \cdot D_{CR}(n) \cdot (1+E)^{-n} \quad (1.2)$$

Donde  $L_{CB}$  - valor medio de las réplicas de  $C$  grados;  $D_{CR}$  - valor medio relativo de las pérdidas prevenidas en cada sismo de  $C$  grados;  $E$  - efectividad de inversiones básicas.

La economía de la aplicación de las medidas antisísmicas se determina así:

$$E_N = G_{RN} - S_R \quad (1.3)$$

Donde  $S_R$  - gastos en medidas antisísmicas.

En el trabajo [62], el criterio de valoración del efecto económico debido a las medidas antisísmicas se toma como la medida de los daños evitados, esto es, la diferencia entre el daño que pudo haber sucedido en edificaciones sin medidas antisísmicas con el daño en el caso de su aplicación. Para ello, el valor de estas medidas se suma con el valor de los daños.

Continuando el trabajo en esta misma dirección, V.I. Keilis-Borok, I.L. Nersesov, A.M. Yaglom [49]; L.V. Kantorovich, G.M. Molchan y otros [46] propusieron la metodología de valoración probabilística de los principales factores de la acción del sismo ante la edificación. Los autores principalmente se centraron en los temas sismológicos (réplicas y estremecimientos del sismo) y en menor grado el tema económico.

Es necesario considerar, que para determinar la magnitud del sismo se consideran un gran número de parámetros desconocidos con alto grado de veracidad. En las investigaciones se incrementan las exigencias con la información sismológica de entrada, por ejemplo, aparte de la intensidad del sismo, es necesario tener los datos de sus réplicas en la zona sísmica. Además es necesario tener el valor de los daños (total y reducido) para el objeto investigado, así como la suma de los daños esperados considerando los diferentes momentos de las pérdidas económicas.

Aún en el año 1929 N.F. Jotsialov [117] propuso realizar el análisis económico considerando el margen de seguridad de resistencia estructural de la edificación y determinar la característica óptima de la seguridad de la edificación a partir de la condición mínima de su valor durante el período total de explotación.

I.I. Goldenblat y S.V. Poliakov en su trabajo [31] analizaron el problema de riesgo estructural, considerándolo análogo al concepto probabilístico de aparición del estado límite. Los autores consideran que en el problema de riesgo estructural, el valor principal lo tienen los aspectos sismológicos, económicos, técnicos y sociológicos, así como su relación con la teoría sísmica. Para ello, gran importancia tienen el análisis estadístico de las consecuencias del sismo y el valor de los daños esperados en comparación con los gastos iniciales en defensa sísmica. Para la solución del problema de determinación de la efectividad económica antisísmica de reforzamiento de la edificación, el científico T.I.

Kopishik [50] parte de la hipótesis, que óptima será tal variante en la cual se asegura la máxima reducción de gastos en los trabajos de reforzamiento después del sismo.

Ellos proponen la fórmula para determinar la efectividad económica antisísmica de reforzamiento de la edificación:

$$\Pi = q_R \cdot (1 + E)^T + S_{CR}^{b'} = \min \quad (1.4)$$

Donde  $q_R$  - gastos en el reforzamiento antisísmico;  $(1 + E)$  - coeficiente asumido;  $T$  - tiempo desde el inicio de explotación hasta la ocurrencia del sismo;  $S_{CR}^{b'}$  - gastos de los trabajos de reforzamiento de la edificación.

Ya.M. Aizenberg y A.I Neiman [2], proponen en calidad de criterio de optimización de la edificación desde el punto de vista económico, utilizar la magnitud mínima de los gastos totales medio probables:

$$\rho_c = \rho_{ac} + \sum n_{sc} \cdot k_{is} \cdot k_{ns} \cdot \rho_{ysc} = \min \quad (1.5)$$

Donde  $\rho_{ac}$  - valor inicial del reforzamiento antisísmico;  $\rho_{ysc}$  - valor medio de la restauración de la edificación con intensidad sísmica de cálculo de  $C$  grados después de un sismo de intensidad  $S$  grados;  $n_{sc}$  - número estadístico medio del sismo de intensidad  $S$  grados en la zona con sismicidad de cálculo de  $C$  grados;  $k_{is}$  y  $k_{ns}$  - coeficientes numéricos.

Para edificaciones con responsabilidad económica en base al principio de riesgo balanceado, los gastos de medidas antisísmicas se determinan por medio de la minimización de la función correspondiente al criterio de optimización:

$$R = R_a + R_{as}(I_s, T_s, R_a) = \min \quad (1.6)$$

Donde  $R$  - gastos totales relacionados con el peligro sísmico;  $R_a$  - gastos iniciales para el reforzamiento antisísmico;  $R_{as}(I_s, T_s, R_a)$  - valor de la restauración de la edificación después de todos los sismos pronosticados o probables durante el cálculo del tiempo de servicio ( $T$ ).

Los científicos A.R. Rzhnitsin [79], N.S. Streletski [108], B.I. Snarskis [99] y otros, han investigado los problemas de seguridad y construcción económica basados en la consideración estadística del trabajo estructural y propiedades de los materiales.

A.R. Rzhnitsin [79] propone la fórmula para determinar los gastos económicos óptimos, relacionados con la construcción de la edificación y sus posibles daños en el transcurso del tiempo de explotación normativa:

$$C = C_0 + P_{RS} \cdot C_B = \min \quad (1.7)$$

Donde  $C$  - valor de la edificación;  $P_{RS}$  - probabilidad de daños de la edificación;  $C_B$  - gastos relacionados con estos daños.

A.P. Sinitsin [97] propuso la metodología de optimización de los gastos económicos en edificaciones antisísmicas, basados en el principio de “riesgo balanceado”. Para encontrar la solución óptima se considera el principio estadístico del riesgo inevitable, al cual se somete la edificación. El valor del grado de riesgo se realiza en base al tiempo de servicio de la edificación, categoría de sismicidad, así como en base a los gastos de restauración de los daños que pueden surgir en los elementos estructurales durante el sismo.

V.A. Rzhavski [80] analiza la efectividad económica del reforzamiento antisísmico en edificaciones, primero para edificaciones sin defensa sísmica y luego los datos de sus daños y gastos en reparaciones en edificaciones con defensa sísmica, calculados para sismos con intensidades de 7, 8 y 9 grados. La economía de las construcciones antisísmicas lo determina como la diferencia entre los daños que pueden surgir en las edificaciones sin defensa sísmica (daños prevenidos) en 50 años de explotación y los gastos en la fase inicial de su defensa sísmica.

M.V. Fediakov [113] lo resuelve en forma diferente el problema de determinación de la efectividad económica del reforzamiento antisísmico en edificaciones. El elaboró una metodología de valoración de daños ante sismos y la elección del nivel racional del reforzamiento antisísmico en edificaciones con ayuda de modelos elastoplásticos en base al modelo genérico de la acción sísmica. La elección del nivel racional de defensa sísmica de las edificaciones se realiza a partir del principio de minimización de los gastos en la fase inicial del reforzamiento antisísmico de la edificación y los gastos en su reparación después del sismo.

R. Benjamin en su trabajo [121] propone varios métodos para determinar la variante óptima de proyección de edificaciones en zonas sísmicas con ayuda de principios estadísticos: inicialmente se determinan los datos sismológicos necesarios, luego se resuelven los problemas de optimización en la proyección estructural. En su trabajo analiza diferentes esquemas constructivos de edificaciones, para cada uno de los cuales se da el valor aproximado de sus pérdidas, relacionadas con diferente tipo y grado de daños, calculando para cada tipo de proyecto sus pérdidas generales aproximadas y al final determina el proyecto, el cual tiene las menores pérdidas esperadas.

En el trabajo [125] los científicos italianos G. Grandory y D. Benedetti proponen la elección de la solución óptima constructiva en base al principio de “riesgo sísmico”, entendido como el valor probabilístico de conservación de la vida humana en dependencia de los gastos adicionales en medidas antisísmicas. En concordancia con sus datos, dependientes del tipo de edificación y magnitud de la fuerza sísmica, el encarecimiento de la edificación varía entre 2% y 6% del valor total de la construcción.

En el trabajo [111] J. Higgins propone utilizar el principio de “riesgo balanceado” como base para proyectar edificaciones antisísmicas, calculando las pérdidas de vidas humanas durante los sismos, comparándolo con los riesgos de accidentes de tránsito y casos fortuitos de accidentes en empresas industriales.

La valoración económica de restauración de daños en edificaciones, es insuficiente determinarlo solo en base a principios factibles. En la sismicidad de la edificación, influyen muchos otros factores, como el esquema constructivo, parámetros dinámicos, resistencia de los materiales de las estructuras portantes, interacción suelo-estructura, calidad de la mano de obra, montaje estructural, período de servicio remanente, zona sísmica, desgaste estructural y otros más.

En el caso en el cual sea necesaria la conservación de la edificación, A.I. Martemianov propuso determinar el grado necesario de reforzamiento estructural a través de la fórmula:

$$\bar{x} = -\frac{1}{2} + \frac{\frac{1}{\mu \cdot k} + \sum_{S=6}^9 B_S \cdot a_{1(S)}}{\sum_{S=6}^9 B_S \cdot a_{0(S)}} \quad (1.8)$$

Donde  $\mu$  - coeficiente asumido de los gastos parciales en varias etapas con el gasto total;  $k$  - coeficiente que caracteriza la calidad del trabajo y el grado de desgaste físico de la edificación ( $k \geq 1$ );  $a_{0(S)}$  y  $a_{1(S)}$  - coeficientes de los gastos medio estadísticos del reforzamiento estructural;  $B_S$  - zona sísmica.

A.I. Martemianov y V.V. Shirin [60] analizaron la efectividad económica del reforzamiento estructural en edificaciones con diferentes niveles de defensa sísmica. Ellos calcularon que en caso que los gastos iniciales de defensa sísmica sean iguales al 8% del valor de la edificación, entonces los daños para sismos de 6, 7 y 8 grados serán del 2%, 6% y 16%; y si los gastos iniciales son solo del 4% del total de la edificación, entonces los daños para sismos de 6 y 7 grados serán correspondientemente el 5% y 9% de su valor total.

## 1.5 TIEMPO DE SERVICIO DE LAS EDIFICACIONES Y CONSTRUCCIONES

En la Norma Rusa SNIP 10-01-94 “Sistema de documentos normativos en la construcción” se indica que las normas de construcción deben tener en primer lugar las características de explotación de las construcciones, fundamentándose en las exigencias de los usuarios.

A través de la norma SNIP 2.01.07-85 “Influencia y cargas” se considera un coeficiente de seguridad a través del nivel de responsabilidad de las edificaciones y construcciones. Los niveles de responsabilidad se pueden dividir en:

**I - Superior.** Edificaciones y construcciones que pueden traer serias consecuencias económicas, sociales y ecológicas (reservorios para petróleo y sus derivados con capacidad mayor a 10000m<sup>3</sup>, tuberías magistrales, edificaciones industriales con luces mayores a 100m, construcciones con alturas mayores a 100m y edificaciones y construcciones únicas).

**II – Normal.** Edificaciones y construcciones de uso masivo (viviendas y departamentos, edificios públicos, fábricas y construcciones agrícolas).

**III – Bajo.** Construcciones sociales (invernaderos, pabellones de verano, depósitos y construcciones auxiliares).

Los niveles de responsabilidad de las edificaciones y construcciones deben de considerarse para determinar su tiempo de servicio, reservándose un tiempo suficiente para las reparaciones hasta el estado límite, posterior al cual la construcción ya no es posible seguir usándola, siendo muy peligrosa por su estado físico de desgaste y su reconstrucción es económicamente inadecuada. Las partes principales de una edificación o construcción deben de conservar su seguridad de funcionamiento durante todo el período de vida útil.

Ninguna de las normas, ni documentos directivos, determinan el tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones. Los primeros en hacerlo fueron los soviéticos en el año 1981 a través del NIIZHB GOSSTROYA, quienes determinaron el tiempo de servicio para edificaciones y construcciones ( $T_s$ ) a través de la fórmula:

$$T_s = \frac{100}{P_{a.r.}} \quad (1.9)$$

Donde  $P_{a.r.}$  – porcentaje de amortizaciones anuales para la renovación completa de la edificación o construcción.

Tabla 1.1

**Tiempo de servicio de las edificaciones y construcciones, considerando el nivel de responsabilidad**

<b>N°</b>	<b>Grupos y tipos de edificaciones y construcciones</b>	<b>Tiempo de servicio en años</b>
<b>Edificaciones industriales y no industriales</b>		
1	Edificios altos (más de 25 pisos)	250
2	Edificios públicos (hasta 24 pisos)	200
3	Edificio industrial con luz mayor a 100m	150
4	Edificio industrial de varios pisos (mayor a 2) y de un solo piso con armazón de concreto armado y/o metálico, con cobertura metálica, de concreto armado u otro material de alta resistencia y con un área mayor a 5000m <sup>2</sup>	100
5	Igual, pero de 1 o 2 pisos y con un área menor a 5000m <sup>2</sup>	80
6	Edificación de 1 piso sin armazón, con columnas metálicas o de concreto armado y con cubierta del mismo u otro material	60
7	Edificio de varios pisos para fines tecnológicos(fábricas y otros)	60
8	Edificación de 1 solo piso sin armazón, con columnas de concreto armado o de madera y con cubierta del mismo u otro material	40
9	Edificaciones de madera, con armazón, con paneles y con construcciones exteriores de concreto, hojas metálicas u otros	20
10	Edificaciones diversas como pabellones de verano, kioscos, invernaderos, depósitos y otros	10
<b>Viviendas</b>		
11	Edificaciones con armazón metálico o de concreto armado, entrepisos de concreto armado, paredes de paneles o ladrillo (ancho 2,5 - 3,5 ladrillos)	140
12	Edificaciones públicas con paredes de bloques prefabricados o ladrillos con espesor 1,5 – 2,5 ladrillos, entrepisos de concreto armado, concreto o madera	125
13	Edificaciones con paredes de bloques prefabricados, monolíticas de concreto ligero, con entrepisos de concreto armado, concreto o madera	100
14	Edificaciones con paredes mixtas	50
15	Edificaciones con materiales pobres	30
16	Edificaciones con armazón ligera	15

<b>Construcciones</b>		
17	Central atómica eléctrica	150
18	Central hidroeléctrica con potencia mayor a 25000 kWt	100
19	Túneles y estaciones de tren metropolitano (metro), túneles ferroviarios	500
20	Puentes de concreto armado, concreto o piedra	100
21	Puentes metálicos	50
22	Reservorios para petróleo y sus derivados con capacidad mayor a 10000m <sup>3</sup>	100
23	Igual, pero con capacidad menor a 10000m <sup>3</sup>	60
24	Tuberías magistrales	50
25	Torres de radiotelevisión con alturas mayor a 100m de:	
	- concreto armado	140
	- metal	100

Observaciones:

1. Las edificaciones 1-3, 11 corresponden al I nivel de responsabilidad; 4-8, 12-14 al II nivel de responsabilidad y 9-10, 15-16 al III nivel de responsabilidad.
2. Acerca de los otros tipos de edificaciones y construcciones, la consideración del nivel de responsabilidad deben estar dados en los documentos normativos como, por ejemplo, obras hidrotécnicas, de transporte y otras.

Los tiempos de servicio que se muestran en la tabla 1.1 tienen carácter de recomendación para los proyectistas y contratistas.

En todos los casos para edificaciones y construcciones de concreto armado los tiempos de servicio se recomienda no menor a 50 años. Los tiempos de servicio para viviendas y departamentos pueden corregirse de acuerdo con las exigencias de mejores condiciones de vida y solución de problemas sociales.

## CAPITULO 2

### MODELOS DINAMICOS DE INTERACCION SISMICA SUELO-ZAPATA AISLADA-SUPERESTRUCTURA

#### 2.1 ESQUEMAS DE CALCULO DE EDIFICACIONES, CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DE LA BASE DE FUNDACION

En el capítulo 1 de la investigación [144] se muestra que el problema de interacción sísmica suelo-estructura permite un gran número de diferentes formulaciones del problema, y consecuentemente, diferentes modificaciones del esquema de cálculo de la edificación, analizado como un trabajo conjunto con la base de fundación.

Se mostró, que la formulación tradicional del cálculo de edificaciones, considerando el empotramiento perfecto de las columnas con las cimentaciones, nos lleva a la necesidad de una descripción más detallada de las condiciones de fijación de los apoyos de la edificación, esto es, a una formulación correcta de las condiciones de frontera, si se habla acerca de la formulación del problema de cálculo de la edificación dentro del campo de la mecánica de cuerpo sólido.

Para aclarar las principales dificultades, que surgen en la formulación de tal problema, es necesario analizar el problema más sencillo de interacción suelo-estructura, es decir, el de péndulo invertido con masas puntuales a nivel de entrepisos.

Para ello admitimos la concepción de flexibilidad elástica de la base de fundación, llegando al siguiente esquema de fijación de la base del péndulo mostrado en la figura 2.1, donde "c" es el ancho de la cimentación.

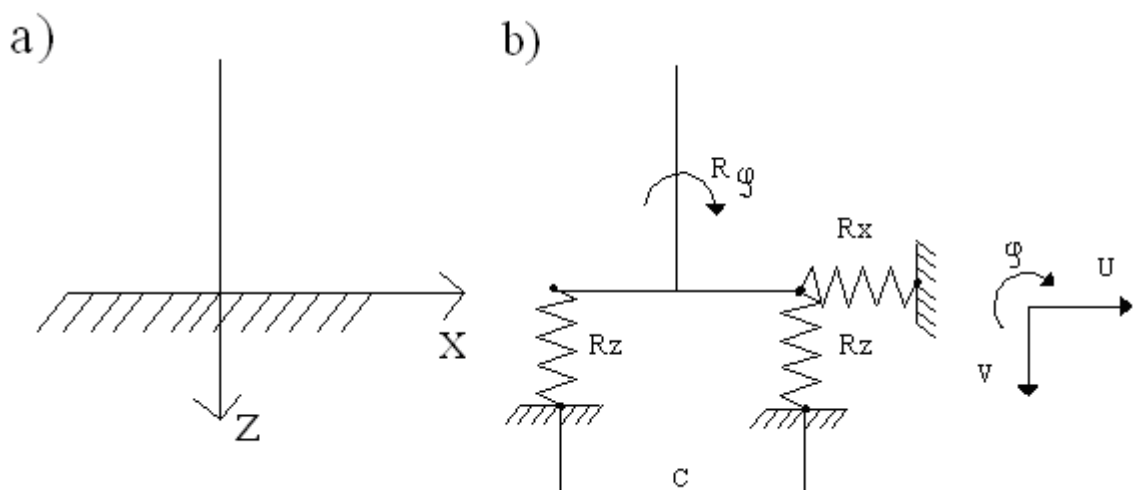


Fig. 2.1. Esquemas de cálculo de las condiciones de fijación de la estructura tipo péndulo invertido: a) Esquema tradicional, b) Esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación



Se puede observar que las conexiones elástico-flexibles, cumplen con las condiciones de un sistema geoméricamente invariable y surgen las tres fuerzas de reacción:

$$\begin{aligned} R_x &= K_x u \\ R_z &= K_z v \\ R_\varphi &= K_\varphi \varphi \end{aligned} \quad (2.1)$$

Donde:

$K_x, K_z, K_\varphi$  - coeficientes de rigidez de las conexiones;

$u, v$  - desplazamientos en las direcciones  $x, z$ ;

$\varphi$  - ángulo de giro.

Como es conocido, en concordancia con la metodología reglamentada en la Norma Rusa SNIP II-7-81\* [100], la siguiente etapa de cálculo consiste en la determinación de las frecuencias y períodos de vibración libre.

De acuerdo a la teoría de cálculo dinámico de un sistema con “ $n$ ” grados de libertad, se resuelve a través de la solución de valores propios del siguiente sistema de ecuaciones algebraicas:

$$\begin{aligned} \left( \delta_{11} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{11} + \delta_{12} x_{12} + \delta_{13} x_{13} + \dots + \delta_{1n} x_{1n} &= 0 \\ \delta_{21} x_{21} + \left( \delta_{22} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{22} + \delta_{23} x_{23} + \dots + \delta_{2n} x_{2n} &= 0 \\ \delta_{31} x_{31} + \delta_{32} x_{32} + \left( \delta_{33} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{33} + \dots + \delta_{3n} x_{3n} &= 0 \\ \dots & \\ \dots & \\ \delta_{n1} x_{n1} + \delta_{n2} x_{n2} + \delta_{n3} x_{n3} + \dots + \left( \delta_{nn} + \frac{1}{\lambda^2} \right) x_{nn} &= 0 \end{aligned} \quad (2.2)$$

Donde:

$\delta_{ik}$  - coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas del método de las fuerzas, que deben de calcularse considerando la flexibilidad de la base de fundación, es decir, su desplazamiento y giro;

$x_{ik}$  - coeficientes de amplitud de las formas libres de vibración.

Los coeficientes  $\delta_{ik}$  se determinan a través de la siguiente fórmula:

$$\delta_{ik} = \delta_{ik}^0 + \frac{1}{K_x} + \frac{H_i \cdot H_k}{K_\varphi} \quad (2.3)$$

Donde:

$\delta_{ik}^0$  - coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas, determinados a partir de la condición de inexistencia de la flexibilidad de la base de fundación;

$H_i, H_k$  - distancias hasta las masas puntuales  $i$  y  $k$ .

No es difícil observar, que lo específico de la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación, consiste en determinar los coeficientes del sistema de ecuaciones (2.2).

Se puede demostrar, que cuando se aplica el método de desplazamientos se obtienen resultados análogos, esto es, el sistema dinámico con “ $n$ ” grados de libertad es análogo al (2.2), reemplazándose los coeficientes  $\delta_{ik}$  por los coeficientes  $r_{ik}$  del sistema de ecuaciones canónicas del método de desplazamientos y los coeficientes  $1/\lambda^2$  se reemplazan por los coeficientes dinámicos  $\lambda^2$ .

De esta manera, la consideración de la flexibilidad de la base de fundación se reemplaza por los coeficientes de rigidez  $K_x, K_z, K_\varphi$ .

En el esquema plano de cálculo de edificaciones ante la componente horizontal del sismo, el coeficiente de rigidez  $K_z$  influye en el resultado, debido a que en las columnas surgen las fuerzas axiales como consecuencia de la flexibilidad de la base de fundación.

Además, dicho esquema de cálculo nos permite apreciar el efecto de las vibraciones verticales de las losas, que surgen en forma inevitable, a pesar que la acción del sismo sea horizontal.

En este tipo de cálculo, lo fundamental, es la elección del esquema de cálculo de la edificación, siendo para el esquema plano el mostrado en la figura 2.2.

En la Norma Rusa SNIP II-7-81\* [100], las masas de los entresijos se aplican en los nudos, tal como se muestra en la figura 2.2,a. En tal tipo de esquema se tiene que considerar que las losas son absolutamente rígidas a la flexión.

Cuando el esquema de cálculo incluye 5 masas puntuales distribuidas con una misma distancia de separación (figura 2.2,b), se puede observar el efecto de la flexibilidad de las losas en flexión.

Es entendible, que debido al cambio del esquema plano al espacial, el problema de flexibilidad de la base de fundación será mucho mayor y complicado.

En particular, el carácter espacial del trabajo del armazón estructural permite la posibilidad del surgimiento de vibraciones torsionales en las columnas, quedando el esquema espacial de cálculo el mostrado en la figura 2.3, donde “0” es el centro de rigidez de la cimentación.

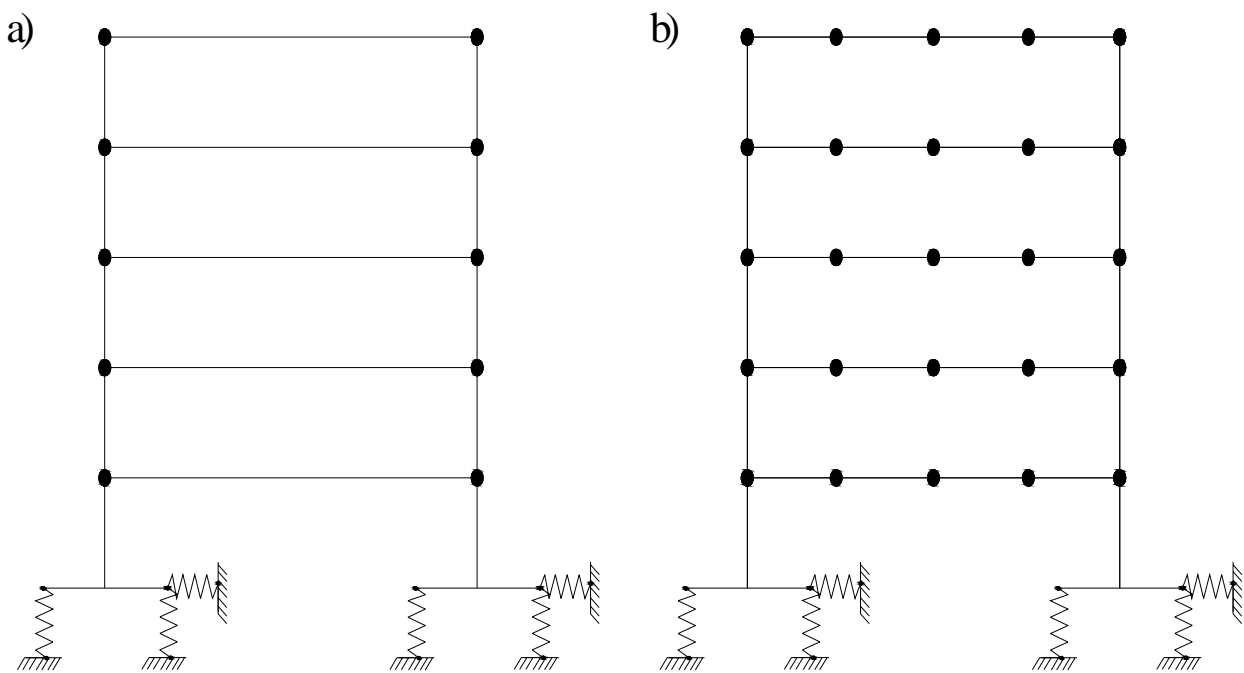


Fig. 2.2 Esquemas de cálculo dinámico para el caso de aproximación de la estructura en el plano

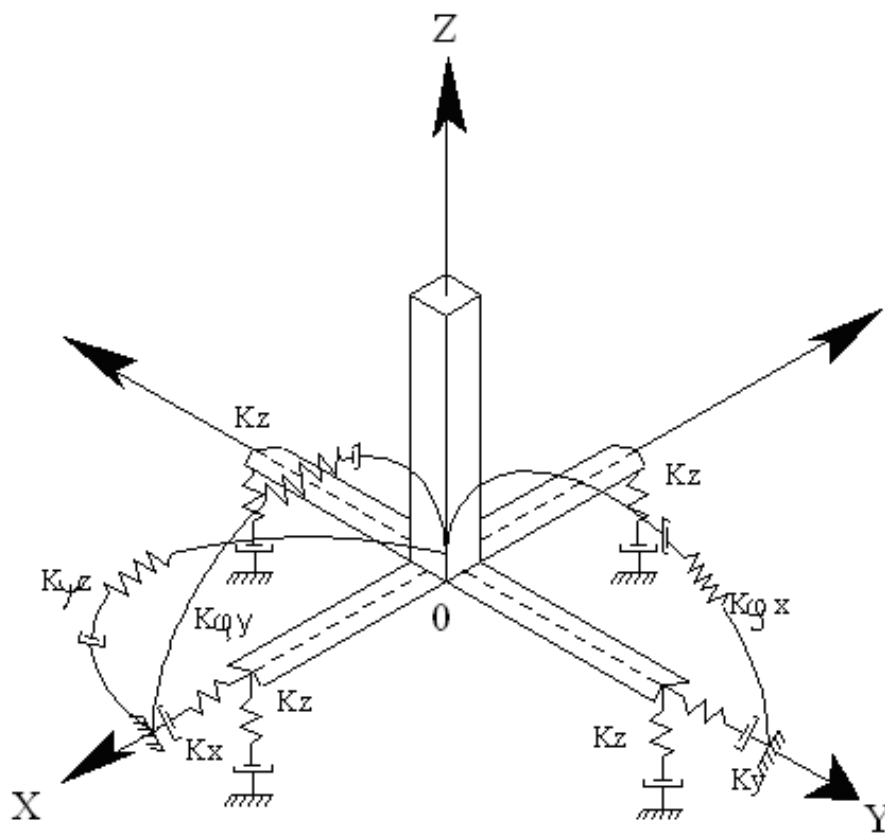


Fig. 2.3 Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada

Como se indicó anteriormente, el problema principal de la consideración de la flexibilidad de la base de fundación, consiste en la determinación de los coeficientes de rigidez (figura 2.3):

$K_z$  - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

$K_x, K_y$  - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

$K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$  - coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)

$K_{\psi z}$  - coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)

En la figura 2.3 se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa  $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$  o por los módulos de amortiguación  $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\varphi, \Phi_\psi$ .

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- vibraciones verticales;
- vibraciones horizontales;
- vibraciones horizontal-rotacionales;
- vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Dicho modelo de cálculo (figura 2.3) debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

- 1) La cimentación debe ser analizado como un cuerpo absolutamente rígido.
- 2) En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la zapata aislada.
- 3) En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema

de cálculo, puede ser descrito en forma de un vector espacial  $\bar{V}(t)$ , actuante en el centro de gravedad de la zapata aislada. Como esta acción es cinemática, se da en forma de un oscilograma de aceleraciones (oscilograma).

En la práctica, mayormente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por ello, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector, actuante en el plano horizontal.

Desde un punto de vista, es necesaria la aclaración del algoritmo de solución del cálculo sísmico de edificaciones con zapatas aisladas, que es materia de investigación de la presente publicación.

Desde otro punto de vista, considerando su adaptación de los trabajos [11, 42-45, 93, 102] a la realidad nacional y el sentido práctico de aplicación en proyectos reales, la presente investigación debe de ser de suma utilidad a los especialistas e investigadores peruanos.

## 2.2 MODELO DINAMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}K_z &= C_z A \\K_x &= C_x A \\K_\varphi &= C_\varphi I\end{aligned}\tag{2.4}$$

Donde:

$C_z, C_\varphi$  - coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme;

$C_x$  - coeficiente de desplazamiento elástico uniforme;

$A$  - área de la base de la cimentación;

$I$  - momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

Por cuanto los coeficientes  $C_z, C_x, C_\varphi$  dependen no solo de las propiedades elásticas del suelo, sino de otros factores, es necesario analizarlos como ciertas características generalizadas de la base de fundación.

Con el propósito de obtener las fórmulas de cálculo para los coeficientes  $C_z, C_x, C_\varphi$  analizamos dos modelos: modelo del semiespacio elástico isotrópico con poco peso y el modelo M.M. Filonenko-Borodich.

Como resultado de la investigación se obtuvieron las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}C_z &= \chi_z \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \\C_x &= \chi_x \cdot \frac{E}{(1+\chi_x\mu)(1+\mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \\C_\varphi &= \chi_\varphi \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}}\end{aligned}\tag{2.5}$$

Donde:

$\chi_z, \chi_x, \chi_\varphi$  - coeficientes, dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación;

$\mu$  - coeficiente de Poisson.

Los experimentos realizados por diversos investigadores, nos mostraron, que las fórmulas (2.5) nos llevan a ciertos errores, aunque estas dependencias en sentido general son cercanas a la realidad.

Las principales deficiencias de este modelo, consiste en que no describe la dependencia entre los coeficientes  $C_z, C_x, C_\varphi$  con las dimensiones de la base de la cimentación, y lo que es mucho más importante, no considera las propiedades inerciales de los suelos.

Las siguientes precisiones de tal modelo se realizaron en base a las investigaciones teóricas, efectuadas por el científico O.A. Shejter para el problema de vibraciones forzadas de un cuño circular muy pesado, apoyado sobre un semiespacio elástico isotrópico pesado [118]. Aunque la concepción de masa “adherida” del suelo, introducida por O.A. Shejter, no tuvo una repercusión directa, las investigaciones teóricas y experimentales permitieron identificar la dependencia de los coeficientes  $C_z, C_x, C_\varphi$  con la presión estática  $\rho$ , que transmite la cimentación a la base.

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

$$\begin{aligned} C_z &= C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\ C_x &= D_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \\ C_\varphi &= C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \end{aligned} \quad (2.6)$$

Donde:

- $C_0, D_0$  - coeficientes determinados a través de experimentos realizados para  $\rho = \rho_0$ ;
- $a, b$  - dimensiones de la cimentación en el plano;
- $\Delta$  - coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a  $\Delta = 1m^{-1}$ .

Para el coeficiente  $D_0$ , como se mostraron en los experimentos, se puede utilizar la dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0 \quad (2.7)$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1-\mu^2} \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{kg}{cm^3} \right) \quad (2.8)$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1+\mu)(1-0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{kg}{cm^3} \right)$$

Donde:

$E_0$  - módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1-0,2kg/cm<sup>2</sup>.

También se pueden usar los valores del coeficiente  $C_0$  cuando  $\rho_0 = 0,2kg/cm^2$ , elegidos de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación, a través de la tabla 2.1.

Tabla 2.1

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_0(kg/cm^3)$
<b>S1</b>	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ( $I_L < 0$ )	3,0
		Arena compacta ( $I_L < 0$ )	2,2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2,6
<b>S2</b>	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ( $0,25 < I_L \leq 0,5$ )	2,0
		Arena plástica ( $0 < I_L \leq 0,5$ )	1,6
		Arena pulverosa medio densa y densa ( $e \leq 0,80$ )	1,4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,8
<b>S3</b>	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ )	0,8
		Arena plástica ( $0,5 < I_L \leq 1$ )	1,0
		Arenas pulverosa, saturada, porosa ( $e > 0,80$ )	1,2
<b>S4</b>	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ( $I_L > 0,75$ )	0,6
		Arena movediza ( $I_L > 1$ )	0,6

Se puede indicar que el modelo dinámico analizado D.D. Barkan - O.A. Savinov es teórico-experimental, basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de proceso establecido de vibraciones forzadas.

Esta suposición permitió diversas críticas fundamentadas científicamente, tratándose de su aplicación del determinado modelo en el cálculo sísmico de edificaciones

considerando la interacción suelo-estructura. Esto es mucho más claro, porque es conocido que el sistema suelo-estructura ante sismos se analiza como un proceso ondulatorio no estacionario.

### 2.3 MODELO DINAMICO V.A. ILICHEV

El modelo dinámico V.A. Ilichev fue elaborado para aplicarlo a problemas ondulatorios de interacción suelo-estructura, modelado como un semiespacio elástico. En un inicio el esquema de cálculo de este modelo se aplicó a problemas de vibraciones verticales de cimentaciones circulares, apoyados sobre un semiespacio elástico isótropo. El esquema de cálculo de este modelo se muestra en la figura 2.4.

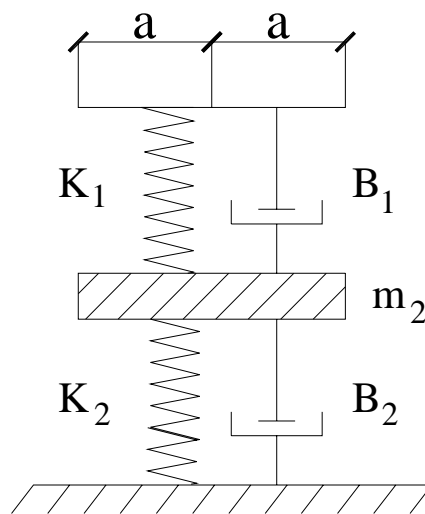


Fig. 2.4 Modelo dinámico V.A. Ilichev

La parte superior del sistema es una placa sin peso, donde el resorte con rigidez  $K_1$  y el amortiguador  $B_1$  modelan el efecto creado por las ondas longitudinales. Los parámetros  $K_1$  y  $B_1$  dependen del radio de la placa, densidad del material del semiespacio y velocidad de las ondas longitudinales; y no depende del coeficiente de Poisson y velocidad de ondas transversales. A la parte inferior del sistema le corresponde el comportamiento dinámico de la placa ante las ondas transversales y de Rayleigh. Los parámetros  $m_2, B_2, K_2$  también dependen de las dimensiones de la placa y densidad del medio, pero a diferencia de los parámetros del sistema superior, dependen de  $\mu$  y  $C_2$ ; más no dependen de la velocidad de las ondas longitudinales. Asimismo, en el modelo se ha dividido la influencia de las ondas longitudinales en las transversales, así como las ondas Rayleigh en el movimiento de la placa.

Las ondas longitudinales crean la resistencia al movimiento de la placa (cimentación), dependiente de su desplazamiento y velocidad. Las ondas transversales y Rayleigh crean



también resistencia, dependiente de la aceleración del movimiento de la placa, que tuvo su repercusión en el origen de la masa  $m_2$ .

El modelo dinámico descrito fue determinado como un sistema con 1,5 grados de libertad, donde un grado de libertad se determina en la parte inferior del sistema y medio grado de libertad se registra en la parte superior de la misma.

Luego este modelo fue generalizado a las vibraciones horizontales y rotacionales de la cimentación, apoyado sobre base elástica con ley de variación lineal de las propiedades de deformación a través de la profundidad del suelo de fundación. En particular, la variación del módulo de deformación  $E_{(z)}$  de la base de fundación, se aproxima a la ley:

$$E_{(z)} = E_0 \left[ \operatorname{tg} \psi \cdot \frac{z}{\alpha} + 1 \right] \quad (2.9)$$

Donde:

$E_0$  - módulo de deformación del suelo en la superficie;

$z$  - coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie;

$\psi$  - ángulo de fricción interna del suelo;

$\alpha = 1m$

La aproximación definida, describe la variación de las propiedades de deformación de la base hasta una profundidad  $5a$  para las vibraciones verticales,  $3a$  para las rotacionales y  $2a$  para las horizontales.

Donde:

$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  - radio asumido de la base de la cimentación, de área  $A$ .

Los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico de la base con 1,5 grados de libertad, representan una dependencia lineal de  $\sqrt{A}$ .

$$Y = Y_0 + Y_1 \operatorname{tg} \psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} \quad (2.10)$$

Donde:

$Y$  - cualquier parámetro con índice o sin índice;

$b_{z1}, K_{z1}, m_z, b_{z2}, K_{z2}$  - coeficientes para las vibraciones verticales, donde el amortiguador  $b_{z1}$  y la rigidez  $K_{z1}$  corresponden a la parte superior del modelo (medio grado de libertad) y los coeficientes  $m_z, b_{z2}, K_{z2}$  a la parte inferior (un grado de libertad);

$b_{\varphi1}, K_{\varphi1}, m_{\varphi}, b_{\varphi2}, K_{\varphi2}$  - parámetros análogos para las vibraciones rotacionales;

$b_{x1}, K_{x1}, m_x, b_{x2}, K_{x2}$  - coeficientes para las vibraciones horizontales.

Los miembros  $Y_0, Y_1$  se determinan por las tablas 2.2 y 2.3, dependientes del tipo de vibración y coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) de la base de fundación.

Tabla 2.2

$\mu$	$b_{0z1}$	$K_{0z1}$	$m_{0z}$	$b_{0z2}$	$K_{0z2}$
<b>0,25</b>	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
<b>0,35</b>	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
<b>0,45</b>	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
$\mu$	$b_{0\varphi1}$	$K_{0\varphi1}$	$m_{0\varphi}$	$b_{0\varphi2}$	$K_{0\varphi2}$
<b>0,25</b>	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
<b>0,35</b>	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
<b>0,45</b>	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
$\mu$	$b_{0x1}$	$K_{0x1}$	$m_{0x}$	$b_{0x2}$	$K_{0x2}$
<b>0,25</b>	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
<b>0,35</b>	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
<b>0,45</b>	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

Tabla 2.3

$\mu$	$b_{1z1}$	$K_{1z1}$	$m_{1z}$	$b_{1z2}$	$K_{1z2}$
<b>0,25</b>	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
<b>0,35</b>	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
<b>0,45</b>	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
$\mu$	$b_{1\varphi1}$	$K_{1\varphi1}$	$m_{1\varphi}$	$b_{1\varphi2}$	$K_{1\varphi2}$
<b>0,25</b>	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
<b>0,35</b>	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
<b>0,45</b>	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
$\mu$	$b_{1x1}$	$K_{1x1}$	$m_{1x}$	$b_{1x2}$	$K_{1x2}$
<b>0,25</b>	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
<b>0,35</b>	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
<b>0,45</b>	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

Los parámetros adimensionales  $Y$  se determinan en forma dimensional por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones rotacionales:

$$\begin{aligned} K_{\varphi} &= (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{\varphi} \cdot a^3 \\ B_{\varphi} &= (C_2) \cdot \rho \cdot b_{\varphi} \cdot a^4 \\ M_{\varphi} &= \rho \cdot a^5 \cdot m_{\varphi} \end{aligned} \quad (2.11)$$

Para las vibraciones horizontales (verticales):

$$\begin{aligned} K_{X(Z)} &= (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{X(Z)} \cdot a \\ B_{X(Z)} &= (C_2) \cdot \rho \cdot b_{X(Z)} \cdot a^2 \\ M_{X(Z)} &= \rho \cdot a^3 \cdot m_{X(Z)} \end{aligned} \quad (2.12)$$

Donde:

$C_2$  - velocidad de propagación de la onda transversal;

$\rho$  - densidad del suelo de la base de fundación.

Como se mostró en los trabajos [43, 44], el modelo analizado puede ser simplificado eliminando la masa  $m_2$ , cuando el coeficiente de Poisson varía en el intervalo  $0 \leq \mu \leq 0,4$ .

Considerando, que en el modelo analizado las conexiones con rigideces  $K_1$  y  $K_2$  están unidas consecutivamente, en el cálculo vamos a ingresar la rigidez equivalente determinada por la fórmula:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2} \quad (2.13)$$

El modelo dinámico V.A. Ilichev, descrito anteriormente, es estrictamente teórico, basado en la solución teórica del problema de interacción dinámica suelo-estructura, desde el punto de vista del modelo de semiespacio elástico.

## 2.4 MODELO DINAMICO A.E. SARGSIAN

En las investigaciones de A.E. Sargsian y A.A. Najapetian [87, 91-93] se elaboró otro modelo dinámico de interacción suelo-estructura, utilizado para fines académicos [93], motivo por el cual no nos vamos a detener en su fundamentación y nos limitaremos a describir las fórmulas finales, necesarias para los cálculos futuros.

De acuerdo a tal modelo dinámico, en su análisis se ingresan parámetros cuasiestáticos de rigidez de la base de fundación  $K_x, K_{\varphi}, K_z$ ; que se determinan por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
K_x &= \frac{28,8 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi \cdot (7 - 8\mu)} \\
K_\varphi &= \frac{8,52 \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot I}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu) \cdot \sqrt{A}} \\
K_z &= \frac{\rho \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\Phi \cdot (1 - \mu^2)}
\end{aligned}
\tag{2.14}$$

Donde:

$\rho$  - densidad del suelo de fundación;

$A$  - área de la base de la cimentación;

$I$  - momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;

$\Phi = 0,833$

$C_1$  - velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación;

$C_2$  - velocidad de propagación de las ondas transversales.

De acuerdo a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se pueden calcular por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
C_1^2 &= \frac{(1 - \mu) \cdot E}{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu) \cdot \rho} \\
C_2^2 &= \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu) \cdot \rho}
\end{aligned}
\tag{2.15}$$

Donde:

$E$  - módulo de elasticidad de la base de fundación.

## 2.5 MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme  $K_z$ , kN/m (T/m); desplazamiento elástico uniforme  $K_x$ , kN/m (T/m); compresión elástica no uniforme  $K_\varphi$ , kN.m (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme  $K_\psi$ , kN.m (T.m); se calculan por las fórmulas:

$$\begin{aligned}
K_z &= C_z A \\
K_x &= C_x A \\
K_\varphi &= C_\varphi I_\varphi \\
K_\psi &= C_\psi I_\psi
\end{aligned}
\tag{2.16}$$

Donde:

$A$  - área de la base de la cimentación (m<sup>2</sup>);

$I_\phi$  - momento de inercia ( $m^4$ ) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración;

$I_\psi$  - momento de inercia ( $m^4$ ) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme  $C_z$ ,  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (2.17)$$

Donde:

$b_0$  - coeficiente ( $m^{-1}$ ) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5;

$E$  - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación,  $kPa$  ( $T/m^2$ ), determinadas por las tablas 3 y 4 del anexo de la investigación [144] o en forma experimental;

$$A_{10} = 10m^2$$

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme  $C_x$ ,  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ); compresión elástica no uniforme  $C_\phi$ ,  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ) y desplazamiento elástico no uniforme  $C_\psi$ ,  $kN/m^3$  ( $T/m^3$ ); se determinan por las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} C_x &= 0,7C_z \\ C_\phi &= 2C_z \\ C_\psi &= C_z \end{aligned} \quad (2.18)$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas  $\xi$ , determinado por ensayos de laboratorio.

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales  $\xi_z$  se puede determinar por las fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\begin{aligned} \xi_z &= \frac{2}{\sqrt{P_m}} \\ \left( \xi_z = \frac{0,7}{\sqrt{P_m}} \right) \end{aligned} \quad (2.19)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (2.20)$$

$$\left( \xi_z = 2\sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \right)$$

Donde:

$E$  - módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación (igual que la fórmula 2.17);

$C_z$  - coeficiente de compresión elástica uniforme (igual que la fórmula 2.17);

$p_m$  - presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \quad (2.21)$$

Siendo:

$\gamma_{ts}$  - coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o pulverosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1;

$R$  - resistencia de cálculo del suelo de fundación, determinado por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83\* [103] o por las tablas 1-5 del anexo.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\xi_x = 0,6\xi_z$$

$$\xi_\varphi = 0,5\xi_z \quad (2.22)$$

$$\xi_\psi = 0,3\xi_z$$

Como característica de amortiguación, también se puede usar el módulo de amortiguación para las vibraciones verticales  $\Phi_z$ , determinado por las siguientes fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\Phi_z = \frac{1,6}{\sqrt{C_z}} \quad (2.23)$$

$$\left( \Phi_z = \frac{0,5}{\sqrt{C_z}} \right)$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas, el valor de  $\Phi_z$  se incrementa en dos veces, en comparación con las establecidas (armónicas) o conocidas.

En las fórmulas (2.19), (2.20) y (2.23); lo que está entre paréntesis corresponden a las unidades técnicas de medida.

Los módulos de amortiguación para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\Phi_x = 0,6\Phi_z$$

$$\Phi_\varphi = 0,5\Phi_z \quad (2.24)$$

$$\Phi_\psi = 0,3\Phi_z$$

# **CAPITULO 3**

## **CALCULO DE EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS, CONSIDERANDO LA INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA**

### **3.1 OBJETO DE INVESTIGACION**

En la actualidad en el mundo no existe una concepción única de normatividad de las fuerzas sísmicas. De acuerdo a la metodología usada en la mayoría de países, la intensidad de la carga sísmica, en base a la cual se calcula una estructura, se determina en dependencia de la fuerza sísmica esperada en el lugar de la construcción y la importancia de la edificación (gravedad de las consecuencias de su destrucción o fallas estructurales).

La fuerza sísmica esperada en la región de construcción se determina por la zona sísmica en grados y se da por medio de los mapas de zonificación sísmica, así como por medio de los datos sísmicos de las principales regiones habitables. En estos documentos los datos asumidos de grados de intensidad se refieren a las regiones con condiciones intermedias de suelos, por ello, el grado de intensidad se debe de precisar por medio de los mapas de microzonificación sísmica o por medio de las exploraciones geotécnicas o hidrogeológicas. Tal precisión determina la sismicidad de la zona a edificar considerando los datos reales ingeniero-geológicas.

La asignación de cálculo sísmico para los diferentes tipos de edificaciones dependiendo de la zona sísmica, se realiza por medio de los puntos correspondientes de las normas de diseño sismorresistente. Conociendo que las vibraciones del suelo durante el sismo tienen una característica de tres componentes; por ello, las fuerzas sísmicas pueden tener cualquier dirección en el espacio. En los cálculos será necesario efectuarlo por medio de la dirección más desfavorable. Para el armazón de una edificación el mayor peligro está dado por la acción de las fuerzas horizontales. En la práctica es suficiente analizar las vibraciones sísmicas horizontales en los planos principales (por los ejes longitudinal y transversal) del edificio, para ello, la norma nos permite calcular las fuerzas sísmicas para estas direcciones en forma separada (independiente una de la otra). Generalmente, la influencia de la componente vertical de vibración sísmica es menos considerable y para el cálculo estructural es necesario considerarlo solo para grandes luces. Para luces mayores de 24m se requiere calcular las fuerzas sísmicas verticales.

En el presente capítulo analizaremos el esquema espacial de cálculo ante la acción sísmica a lo largo del eje OY, OX y con un ángulo de inclinación en el plano de 45°.

De acuerdo a la zonificación mundial, el Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad, equivalente a 9 grados en la escala de Mercalli Modificada. Como en nuestro país se cuenta con información de acelerogramas reales, fueron usados dos



acelerogramas: Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005), cuyos datos fueron proporcionados por el CISMID-UNI.

Como objeto de investigación se eligió una edificación típica. Este es un edificio de 5 pisos de armazón estructural de dos vanos de sistema aporticado, de dimensiones en el plano de 12m x 20m, con una altura de piso de 3,5m. Las características constructivas del edificio se muestran en las figuras 3.1 - 3.4.

#### CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO:

Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 23000\text{MPa}$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2400\text{kg/m}^3 = 24\text{kN/m}^3$
Coefficiente de Poisson del concreto	$\mu = 0,20$
Carga viva = $200\text{kg/m}^2 = 2\text{kN/m}^2$	

#### CARACTERISTICAS DEL SUELO DE FUNDACION:

Tipo de suelo	Arena densa
Módulo de elasticidad del suelo	$E_s = 70\text{MPa}$
Densidad del suelo	$\rho_s = 0,18\text{T}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4 = 1,8\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$
Coefficiente de Poisson del suelo	$\mu_s = 0,35$
Angulo de fricción interna del suelo	$\psi_s = 24^\circ$

Se efectuó el metrado de cargas, calculándose el peso del piso superior a nivel de techo y los pesos de los pisos típicos a nivel de entrepiso, obteniéndose:

Peso del piso superior (piso 5)	= 135T
Peso del piso típico (pisos 1-4)	= 197T

Como se indicó anteriormente, para el cálculo mediante el uso de acelerogramas, se usaron los datos de dos acelerogramas de sismos reales ocurridos en nuestro país, estos son Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005). Cabe indicar que ambos acelerogramas se diferencian por el espectro de aceleraciones. En las figuras 3.5 y 3.6 se muestran ambos acelerogramas, construidos a partir de la información proporcionada por el CISMID-UNI, cuyas aceleraciones máximas son  $2,693\text{m/s}^2$  para el sismo de Lima y  $1,314\text{m/s}^2$  para el sismo de Moyobamba. En ambos casos se eligieron los tramos más importantes, es decir, donde aparecen las aceleraciones máximas.

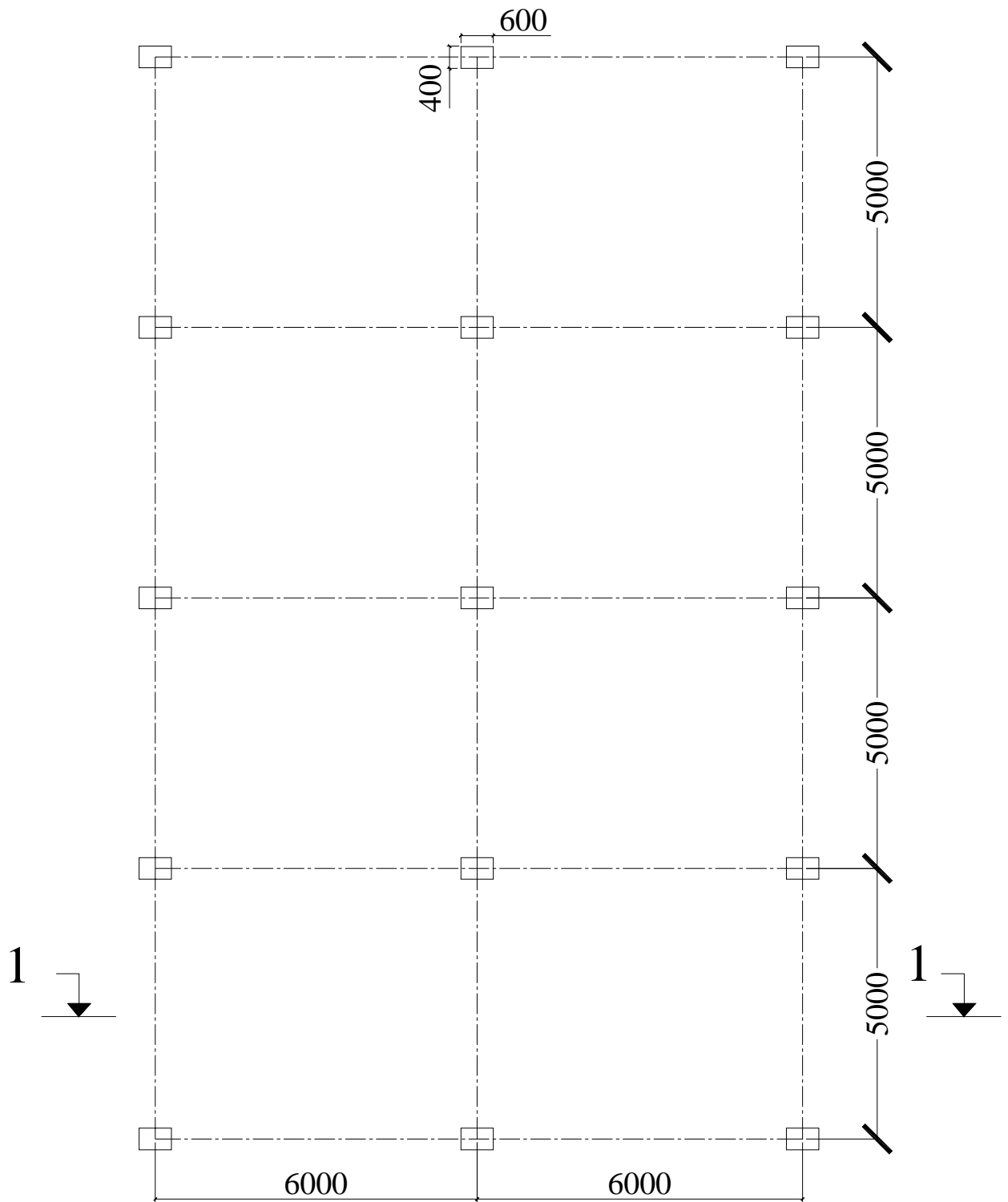


Fig. 3.1 Plano de la edificación

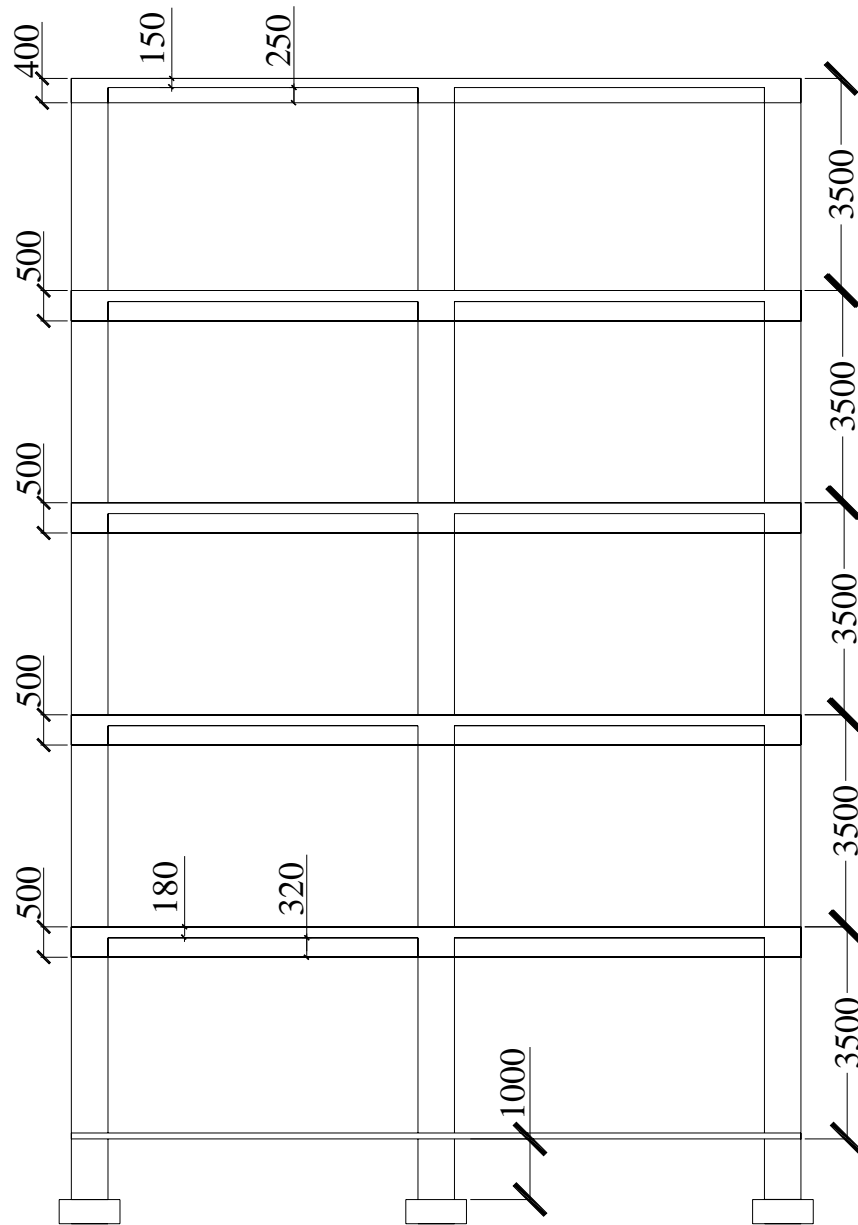


Fig. 3.2 Corte 1-1

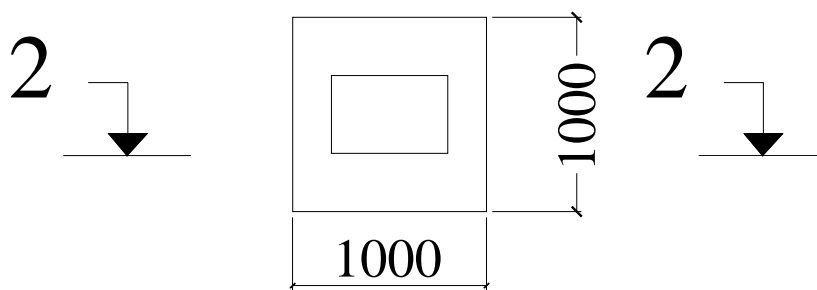


Fig. 3.3 Plano de la cimentación

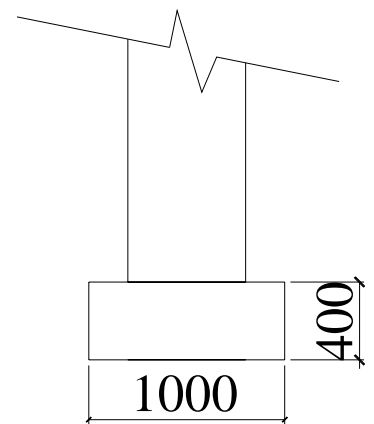


Fig. 3.4 Corte 2-2

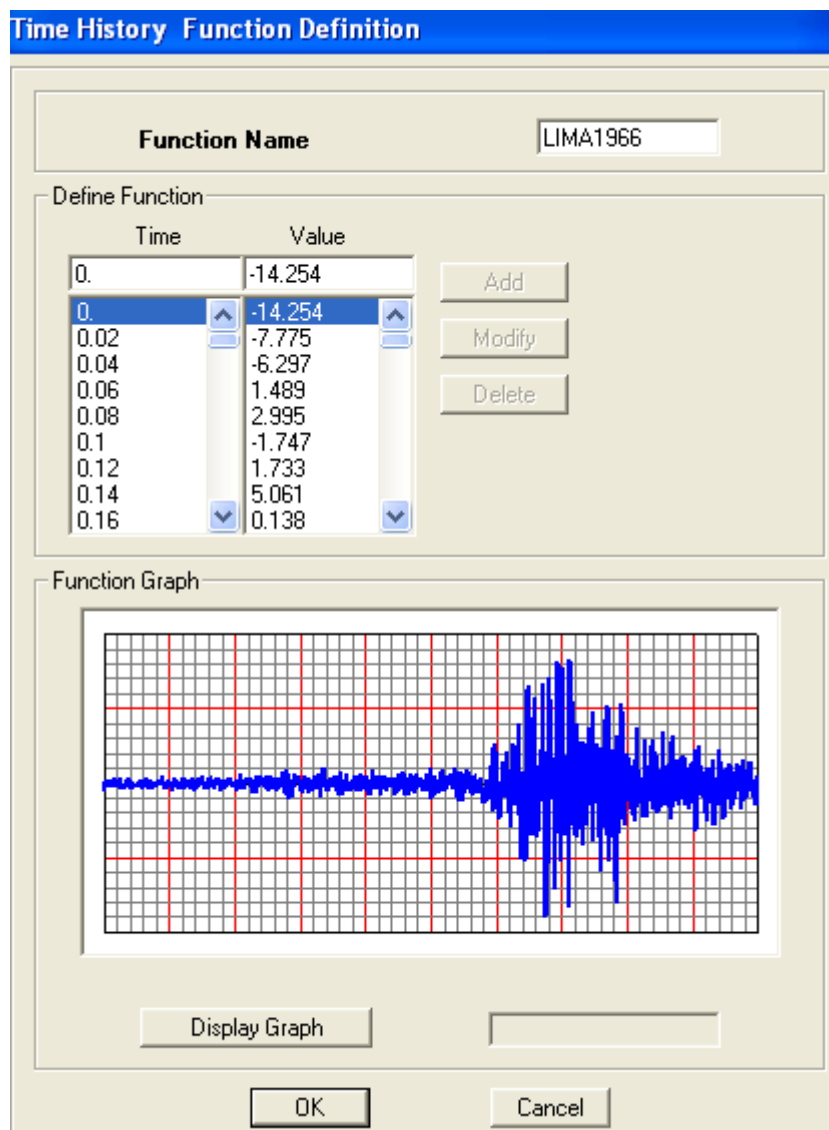


Fig. 3.5 Acelerograma del sismo de Lima (17.10.1966)

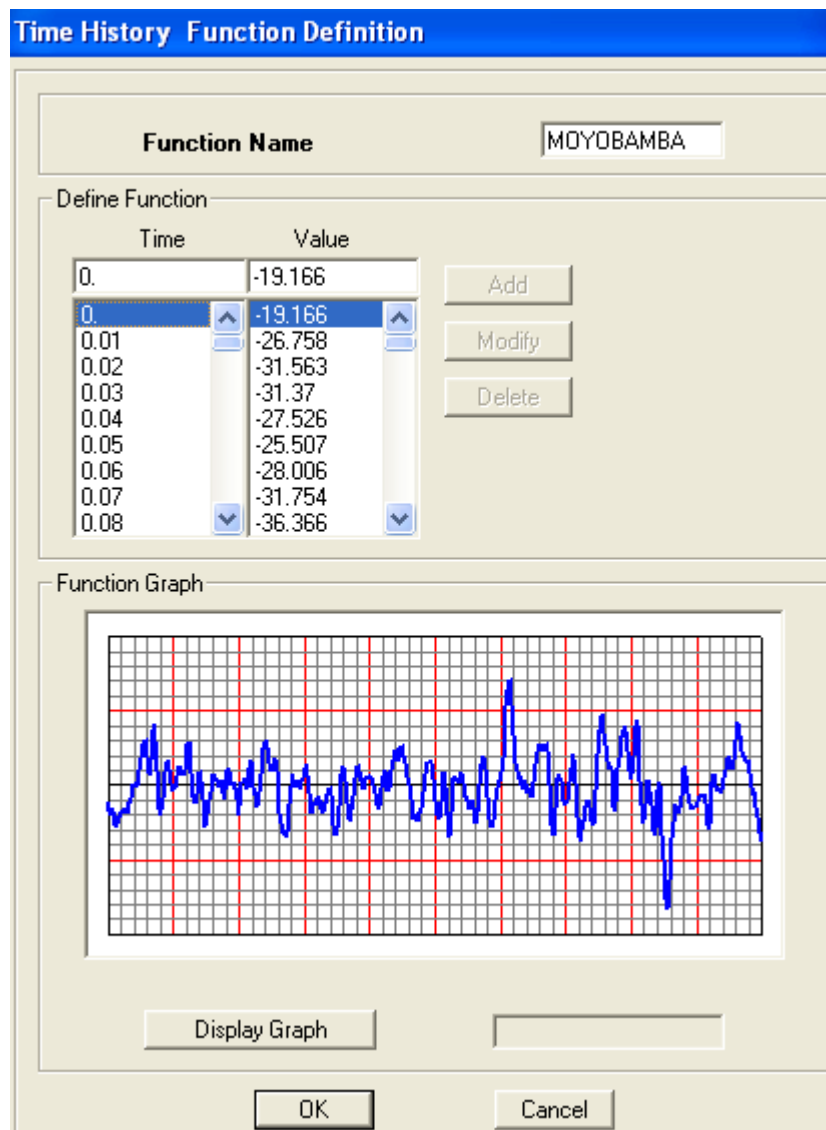


Fig. 3.6 Acelerograma del sismo de Moyobamba (25.09.2005)

## 3.2 CALCULO DE COEFICIENTES DE RIGIDEZ

### 3.2.1 MODELO DINAMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

De acuerdo a la tabla 2.1, asumimos  $C_0 = 2,6 \text{ kg/cm}^3$  (arena densa).

Calculamos la magnitud de la presión estática del suelo “ $\rho$ ” para cada zapata:

$$\rho = \frac{135000 + 4.197000}{15.100^2} = 6,153 \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

Por la fórmula 2.7 calculamos  $D_0$ :

$$D_0 = \frac{1 - 0,35}{1 - 0,5 \cdot 0,35} (2,6) = 2,048 \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

Ahora calculamos los coeficientes  $C_z, C_x, C_\phi$  por la fórmula 2.6

$$C_z = 2,6 \left[ 1 + \frac{2(1+1)}{1.1} \right] \sqrt{\frac{6,153}{0,2}} = 72,106 \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 72106 \left( \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_x = 2,048 \left[ 1 + \frac{2(1+1)}{1.1} \right] \sqrt{\frac{6,153}{0,2}} = 56,797 \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 56797 \left( \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_\phi = 2,6 \left[ 1 + \frac{2(1+3.1)}{1.1} \right] \sqrt{\frac{6,153}{0,2}} = 129,791 \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 129791 \left( \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

Por la fórmula 2.4 determinamos los coeficientes de rigidez  $K_z, K_x, K_\phi$ :

$$K_z = 72106 \cdot 1.1 = 72106 \left( \frac{\text{T}}{\text{m}} \right)$$

$$K_x = 56797 \cdot 1.1 = 56797 \left( \frac{\text{T}}{\text{m}} \right)$$

$$K_\phi = 129791 \cdot \frac{1.1^3}{12} = 10816 (\text{T} \cdot \text{m})$$

### 3.2.2 MODELO DINAMICO V.A. ILICHEV

Por la fórmula 2.15 determinamos las velocidades de propagación de las ondas longitudinal y transversal:

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - 0,35) \cdot 70000}{(1 + 0,35) \cdot (1 - 2 \cdot 0,35) \cdot 1,8}} = 250 \text{ m/s}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{70000}{2 \cdot (1 + 0,35) \cdot 1,8}} = 120 \text{ m/s}$$

En un inicio calculamos los coeficientes de rigidez  $K_z, K_x, K_\phi$ :

Por la tabla 2.2, cuando  $\mu = 0,35$  tenemos:  $K_{0z1} = 26,30$ ;  $K_{0x1} = 12,40$ ;

$K_{0\phi1} = 6,70$ ;  $K_{0z2} = 8,40$ ;  $K_{0x2} = 8,30$ ;  $K_{0\phi2} = 7,90$

Ahora por la tabla 2.3, cuando  $\mu = 0,35$  tenemos:  $K_{1Z1} = 4,34$  ;  $K_{1X1} = 2,09$  ;  
 $K_{1\phi1} = 1,41$ ;  $K_{1Z2} = 3,50$ ;  $K_{1X2} = 1,87$ ;  $K_{1\phi2} = 1,81$

Determinamos los coeficientes  $k_{Z1}$  y  $k_{Z2}$  por la fórmula 2.10, cuando  $\psi = 24^0$  :

$$k_{Z1} = 26,30 + 4,34.tg 24^0 .\sqrt{\frac{1.1}{1}} = 28,23$$

$$k_{Z2} = 8,40 + 3,50.tg 24^0 .\sqrt{\frac{1.1}{1}} = 9,96$$

El coeficiente equivalente  $k_Z$  lo calculamos por la fórmula 2.13:

$$k_Z = \frac{28,23.9,96}{28,23 + 9,96} = 7,36$$

Ahora por la fórmula 2.12 determinamos el valor del coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme:

$$K_z = 120^2 .0,18.7,36 .\sqrt{\frac{1.1}{\pi}} = 10763 \left( \frac{T}{m} \right)$$

Análogamente, calculamos los coeficientes  $k_{X1}$  y  $k_{X2}$  :

$$k_{X1} = 12,40 + 2,09.tg 24^0 .\sqrt{\frac{1.1}{1}} = 13,33$$

$$k_{X2} = 8,30 + 1,87.tg 24^0 .\sqrt{\frac{1.1}{1}} = 9,13$$

En este caso, el coeficiente equivalente  $k_X$  será igual a la suma de los coeficientes calculados anteriormente:

$$k_X = 13,33 + 9,13 = 22,46$$

Ahora calculamos el coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme, a través de la fórmula 2.12:

$$K_x = 120^2 .0,18.22,46 .\sqrt{\frac{1.1}{\pi}} = 32845 \left( \frac{T}{m} \right)$$

Por la fórmula 2.10 determinamos los coeficientes  $k_{\phi1}$  y  $k_{\phi2}$  :

$$k_{\phi1} = 6,70 + 1,41.tg 24^0 .\sqrt{\frac{1.1}{1}} = 7,33$$

$$k_{\phi2} = 7,90 + 1,81.tg 24^0 .\sqrt{\frac{1.1}{1}} = 8,71$$

Luego, el coeficiente equivalente  $k_\phi$  será:

$$k_\phi = \frac{7,33.8,71}{7,33 + 8,71} = 3,98$$

En consecuencia, el coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme lo calculamos por la fórmula 2.11:

$$K_{\varphi} = 120^2 \cdot 0,18 \cdot 3,98 \cdot \left( \sqrt{\frac{1,1}{\pi}} \right)^3 = 1853 (T.m)$$

Análogamente, calculamos las características del amortiguador, es decir  $B_z, B_x, B_{\varphi}$ :

Por la tabla 2.2 tenemos:  $b_{0z1} = 6,44$  ;  $b_{0x1} = 3,10$  ;  $b_{0\varphi1} = 1,63$  ;  $b_{0z2} = 6,90$  ;  
 $b_{0x2} = 5,70$  ;  $b_{0\varphi2} = 1,70$

Asimismo, por la tabla 2.3 tenemos:  $b_{1z1} = 1,06$  ;  $b_{1x1} = 0,53$  ;  $b_{1\varphi1} = 0,28$  ;  
 $b_{1z2} = 0,78$  ;  $b_{1x2} = 0,84$  ;  $b_{1\varphi2} = 0,12$

Luego:

$$b_{z1} = 6,44 + 1,06 \cdot \text{tg } 24^{\circ} \cdot \sqrt{\frac{1,1}{1}} = 6,91$$

$$b_{z2} = 6,90 + 0,78 \cdot \text{tg } 24^{\circ} \cdot \sqrt{\frac{1,1}{1}} = 7,25$$

En consecuencia:

$$b_z = \frac{6,91 \cdot 7,25}{6,91 + 7,25} = 3,54$$

Por la fórmula 2.12 calculamos  $B_z$ :

$$B_z = 120 \cdot 0,18 \cdot 3,54 \cdot \left( \sqrt{\frac{1,1}{\pi}} \right)^2 = 24,34 \left( \frac{T.s}{m} \right)$$

Análogamente tenemos:

$$b_{x1} = 3,10 + 0,53 \cdot \text{tg } 24^{\circ} \cdot \sqrt{\frac{1,1}{1}} = 3,34$$

$$b_{x2} = 5,70 + 0,84 \cdot \text{tg } 24^{\circ} \cdot \sqrt{\frac{1,1}{1}} = 6,07$$

Entonces:

$$b_x = 3,34 + 6,07 = 9,41$$

Luego, por la fórmula 2.12 determinamos  $B_x$ :

$$B_x = 120 \cdot 0,18 \cdot 9,41 \cdot \left( \sqrt{\frac{1,1}{\pi}} \right)^2 = 64,70 \left( \frac{T.s}{m} \right)$$

Asimismo:



$$b_{\varphi_1} = 1,63 + 0,28.tg 24^0 . \sqrt{\frac{1.1}{1}} = 1,75$$

$$b_{\varphi_2} = 1,70 + 0,12.tg 24^0 . \sqrt{\frac{1.1}{1}} = 1,75$$

En consecuencia:

$$b_{\varphi} = \frac{1,75.1,75}{1,75 + 1,75} = 0,88$$

Ahora utilizamos la fórmula 2.11 para determinar  $B_{\varphi}$ :

$$B_{\varphi} = 120.0,18.0,88. \left( \sqrt{\frac{1.1}{\pi}} \right)^4 = 1,93(T.s.m)$$

En forma análoga calculamos las masas  $M_z, M_x, M_{\varphi}$ :

Por la tabla 2.2 tenemos:  $m_{0z} = 3,12$ ;  $m_{0x} = 1,90$ ;  $m_{0\varphi} = 1,03$

Asimismo, por la tabla 2.3 tenemos:  $m_{1z} = 0,62$ ;  $m_{1x} = 0,31$ ;  $m_{1\varphi} = 0,16$

Luego:

$$m_z = 3,12 + 0,62.tg 24^0 . \sqrt{\frac{1.1}{1}} = 3,40$$

$$m_x = 1,90 + 0,31.tg 24^0 . \sqrt{\frac{1.1}{1}} = 2,04$$

$$m_{\varphi} = 1,03 + 0,16.tg 24^0 . \sqrt{\frac{1.1}{1}} = 1,10$$

Entonces, por las fórmulas 2.12 y 2.11 calculamos  $M_z, M_x, M_{\varphi}$ :

$$M_z = 0,18. \left( \sqrt{\frac{1.1}{\pi}} \right)^3 . 3,40 = 0,11 \left( \frac{T.s^2}{m} \right)$$

$$M_x = 0,18. \left( \sqrt{\frac{1.1}{\pi}} \right)^3 . 2,04 = 0,07 \left( \frac{T.s^2}{m} \right)$$

$$M_{\varphi} = 0,18. \left( \sqrt{\frac{1.1}{\pi}} \right)^5 . 1,10 = 0,01(T.s^2.m)$$

### 3.2.3 MODELO DINAMICO A.E. SARGSIAN

Por la fórmula 2.14 determinamos los coeficientes de rigidez  $K_z, K_x, K_{\varphi}$ :

$$K_z = \frac{0,18.250^2 . \sqrt{1.1}}{0,833.(1 - 0,35^2)} = 15391 \left( \frac{T}{m} \right)$$

$$K_x = \frac{28,8 \cdot (1 - 0,35^2) \cdot 0,18 \cdot 120^2 \cdot \sqrt{1,1}}{\pi \cdot (7 - 8 \cdot 0,35)} = 4965 \left( \frac{T}{m} \right)$$

$$K_\varphi = \frac{8,52 \cdot 0,18 \cdot 120^2 \cdot \left( \frac{1,1^3}{12} \right)}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - 0,35) \cdot \sqrt{1,1}} = 1597 (T.m)$$

### 3.2.4 MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

El coeficiente de compresión elástica uniforme lo calculamos por la fórmula 2.17:

$$C_z = 1,5 \cdot 7000 \left( 1 + \sqrt{\frac{10}{1}} \right) = 43704 \left( \frac{T}{m^3} \right)$$

Luego, por la fórmula 2.18 determinamos los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = 0,7 \cdot 43704 = 30593 \left( \frac{T}{m^3} \right)$$

$$C_\varphi = 2 \cdot 43704 = 87408 \left( \frac{T}{m^3} \right)$$

$$C_\psi = 43704 \left( \frac{T}{m^3} \right)$$

A través de la fórmula 2.16 calculamos los coeficientes de rigidez  $K_z, K_x, K_\varphi, K_\psi$ :

$$K_z = 43704 \cdot 1,1 = 43704 \left( \frac{T}{m} \right)$$

$$K_x = 30593 \cdot 1,1 = 30593 \left( \frac{T}{m} \right)$$

$$K_\varphi = 87408 \cdot \frac{1,1^3}{12} = 7284 (T.m)$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi = C_\psi (I_{\varphi_x} + I_{\varphi_y}) = 43704 \cdot \left( \frac{1,1^3}{12} + \frac{1,1^3}{12} \right) = 7284 (T.m)$$

Ahora calculamos las características de la amortiguación relativa para las vibraciones verticales  $\xi_z$  por la fórmula 2.20:

$$\xi_z = 2 \sqrt{\frac{7000}{43704 \cdot 60}} = 0,10$$

Siendo:

$$p_m = 1,6 \left( \frac{kg}{cm^2} \right) = 60 \left( \frac{T}{m^2} \right)$$

Por la fórmula 2.22 calculamos las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales:

$$\xi_x = 0,6 \cdot 0,10 = 0,06$$

$$\xi_\varphi = 0,5 \cdot 0,10 = 0,05$$

$$\xi_\psi = 0,3 \cdot 0,10 = 0,03$$

Como ahora existe vibración rotacional alrededor del eje vertical, entonces calculamos el momento de inercia de la masa de la zapata respecto a este eje:

$$M_\psi = \frac{M_x(a^2 + b^2)}{12} = \frac{0,07(1^2 + 1^2)}{12} = 0,01(T.s^2.m)$$

Donde:

$a, b$  - dimensiones de la zapata en el plano

En las tablas 3.1 y 3.2 se muestran las características de las masas de las zapatas y los coeficientes de rigidez para los cuatro modelos dinámicos.

Tabla 3.1

$M_x$ (T.s <sup>2</sup> /m)	$M_y$ (T.s <sup>2</sup> /m)	$M_z$ (T.s <sup>2</sup> /m)	$M_{\varphi x}$ (T.s <sup>2</sup> .m)	$M_{\varphi y}$ (T.s <sup>2</sup> .m)	$M_{\psi z}$ (T.s <sup>2</sup> .m)
0,07	0,07	0,11	0,01	0,01	0,01

Tabla 3.2

Modelo dinámico	$K_x$ (T/m)	$K_y$ (T/m)	$K_z$ (T/m)	$K_{\varphi x}$ (T.m)	$K_{\varphi y}$ (T.m)	$K_{\psi z}$ (T.m)
Barkan	56797	56797	72106	10816	10816	-
Ilichev	32845	32845	10763	1853	1853	-
Sargsian	4965	4965	15391	1597	1597	-
Norma Rusa	30593	30593	43704	7284	7284	7284

### 3.3 MODELACION DE LA EDIFICACION POR EL PROGRAMA SAP2000

Como programa informático de soporte se utilizó el SAP2000 v.9.0.3, analizando la estructura por el método espectral para sismos de 0°, 45° y 90° respecto al eje más largo de la edificación y por el análisis tiempo-historia a través de acelerogramas reales proporcionados por el CISMID-UNI, que corresponden a los sismos de Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005).

Para modelar la zapata se utilizaron barras universales de 1m de longitud (ancho de la cimentación en los ejes OX y OY) y ubicadas en el nivel -1,20m; de acuerdo al

modelo dinámico de la figura 2.3. Para que la zapata sea completamente rígida, se asumió un módulo de elasticidad  $E$  muy grande.

Al nudo ubicado en el centroide en planta de la zapata se asignaron las propiedades de las masas (tabla 3.1), utilizando el elemento MASS. Para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev y Sargsian no se utilizó  $M_{\psi z}$  debido a su restricción de rotación alrededor del eje vertical, pero para el modelo dinámico Norma Rusa se utilizaron todas sus propiedades.

De acuerdo a la figura 2.3 se asignaron las propiedades de los resortes traslacionales y rotacionales (tabla 3.2), a través del elemento SPRING. Para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev y Sargsian se restringió la rotación alrededor del eje vertical, debido a la inexistencia del coeficiente de rigidez  $K_{\psi z}$  y para el modelo dinámico Norma Rusa se asignó todas sus propiedades.

Como se puede apreciar en la figura 2.3, los coeficientes de rigidez  $K_z, K_x, K_y$  se aplicaron en los extremos de las barras universales; en cambio, los coeficientes de rigidez  $K_{\phi x}, K_{\phi y}, K_{\psi z}$  se aplicaron en el centroide en planta de la zapata.

El coeficiente de rigidez  $K_z$  de la tabla 3.2 se dividió entre 4 y dicho valor, es decir,  $0,25K_z$  se aplicó en cada extremo de las barras universales de la figura 2.3, ya que el valor de dicho coeficiente de rigidez de la tabla 3.2 corresponde a toda la zapata y en la figura 2.3 hay que asignar a los soportes verticales o apoyos que son cuatro.

Para considerar la amortiguación se usaron elementos DAMPER con amortiguadores, tal como se muestra en el modelo dinámico de la figura 2.3. Para el modelo dinámico Ilichev se asignaron las características de los amortiguadores  $B_x, B_y, B_z, B_{\phi x}, B_{\phi y}$  y para el modelo dinámico Norma Rusa las amortiguaciones relativas  $\xi_x, \xi_y, \xi_z, \xi_{\phi x}, \xi_{\phi y}, \xi_{\psi z}$ .

Se incluyó en el análisis el elemento END OFFSET (brazo rígido) en los extremos de las vigas para tomar en cuenta la gran rigidez existente entre el eje de las columnas y las caras de las columnas. Se consideró una longitud de 0,30m en el sentido transversal y 0,20m en el sentido longitudinal, con un factor de rigidez igual a 1. Análogamente se aplicó a las columnas del primer piso en la unión con la zapata, asignándole una longitud de 0,2m (mitad del espesor de la zapata).

En cada nivel se modeló un diafragma rígido en el plano horizontal haciendo uso de la opción DIAPHRAGM CONSTRAINT, para tomar en cuenta el hecho que el movimiento de los nudos de un piso es dependiente del movimiento del centro de masas de dicho piso.

Los centros de masas se ubicarán en el centroide del área en planta de cada nivel, sin embargo, la Norma de Diseño Sismorresistente E030-2003, señala que para tomar en cuenta que podría presentarse una excentricidad accidental, el centro de masas de cada nivel debe desplazarse una distancia del 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis. Es, por ello, que corremos el centro de masas las siguientes distancias:

$$e_x = 0,05 \cdot 12,6 = 0,63m \text{ (excentricidad accidental en el eje OX)}$$

$$e_y = 0,05 \cdot 20,4 = 1,02m \text{ (excentricidad accidental en el eje OY)}$$

Respecto a las masas inerciales, se calcularon las masas traslacionales y rotacionales:

$$\text{Piso superior (piso 5)} \quad M_t = \frac{135}{9,81} = 13,76 \text{ T.s}^2/m$$

$$M_r = \frac{13,76(12,6^2 + 20,4^2)}{12} = 659,24 \text{ T.m.s}^2$$

$$\text{Piso típico (pisos 1-4)} \quad M_t = \frac{197}{9,81} = 20,08 \text{ T.s}^2/m$$

$$M_r = \frac{20,08(12,6^2 + 20,4^2)}{12} = 962,03 \text{ T.m.s}^2$$

De acuerdo a los datos de entrada y la modelación de la edificación, en las figuras 3.7 y 3.8 se muestran los modelos espaciales de cálculo para el edificio sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad de la misma.

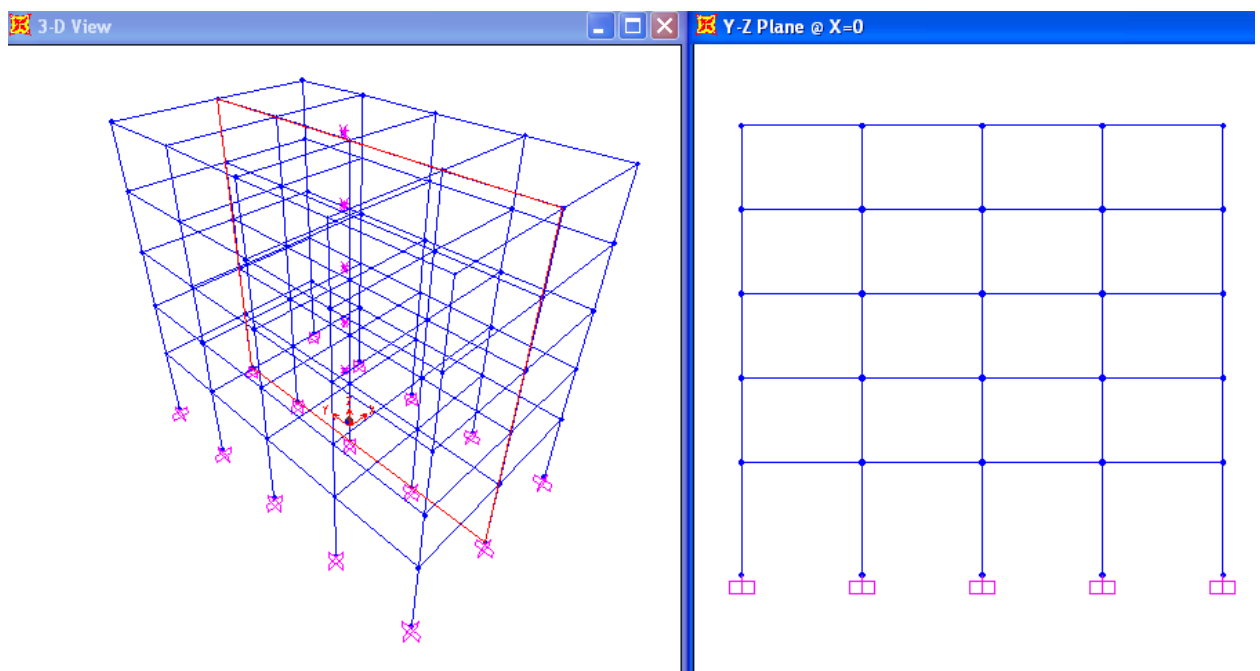


Fig. 3.7 Modelo espacial de cálculo sin considerar la flexibilidad de la base de fundación

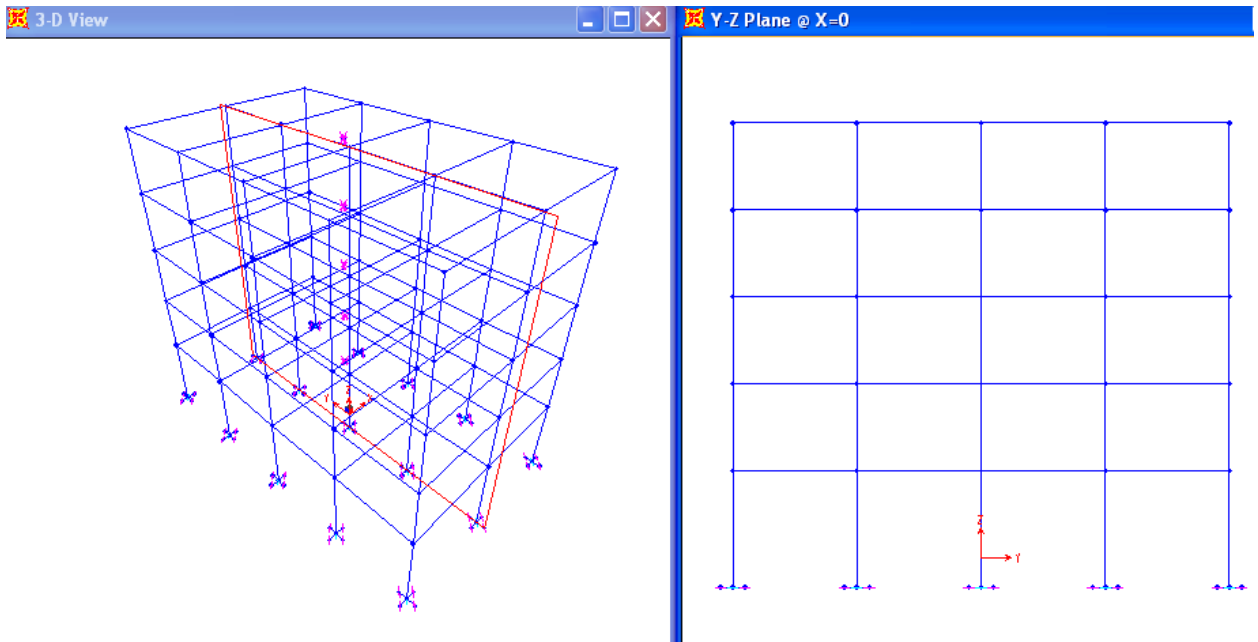


Fig. 3.8 Modelo espacial de cálculo considerando la flexibilidad de la base de fundación

Se llevó a cabo un análisis espectral en base a las indicaciones de la Norma de Diseño Sismorresistente E030-2003. Los factores que se incluyeron en el análisis fueron:

$Z = 0,4$  Zona sísmica 3 (zona de mayor intensidad en el Perú)

$U = 1,0$  Categoría de la edificación: Común (edificio de viviendas u oficinas)

$S = 1,0$  Correspondiente al estrato donde se apoya la zapata: Suelo muy rígido (perfil Tipo S1)

$T_p = 0,4s$  Período correspondiente al perfil de suelo S1

$C = 2,5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$ , siendo  $C \leq 2,5$  Factor de amplificación sísmica

$R = 8$  Coeficiente de reducción de fuerzas (pórticos de concreto armado)

El factor de escala que requiere el programa SAP2000 se calcula como:

$$\frac{ZUSg}{R} = \frac{0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9,81}{8} = 0,4905$$

El programa SAP2000 permite un análisis sísmico dinámico por **combinación modal espectral** empleando la fórmula denominada **COMPLETE QUADRATIC COMBINATION (CQC)** la cual incluye el amortiguamiento de la estructura. Se consideró un amortiguamiento del 5% del crítico.

El programa SAP2000 dispone de 3 ejes coordenados mutuamente perpendiculares entre si, denominados 1, 2 y 3; siendo este último paralelo al eje OZ positivo. La orientación de los ejes 1 y 2 se da por medio de un ángulo  $\alpha$  positivo según la regla de la mano derecha.

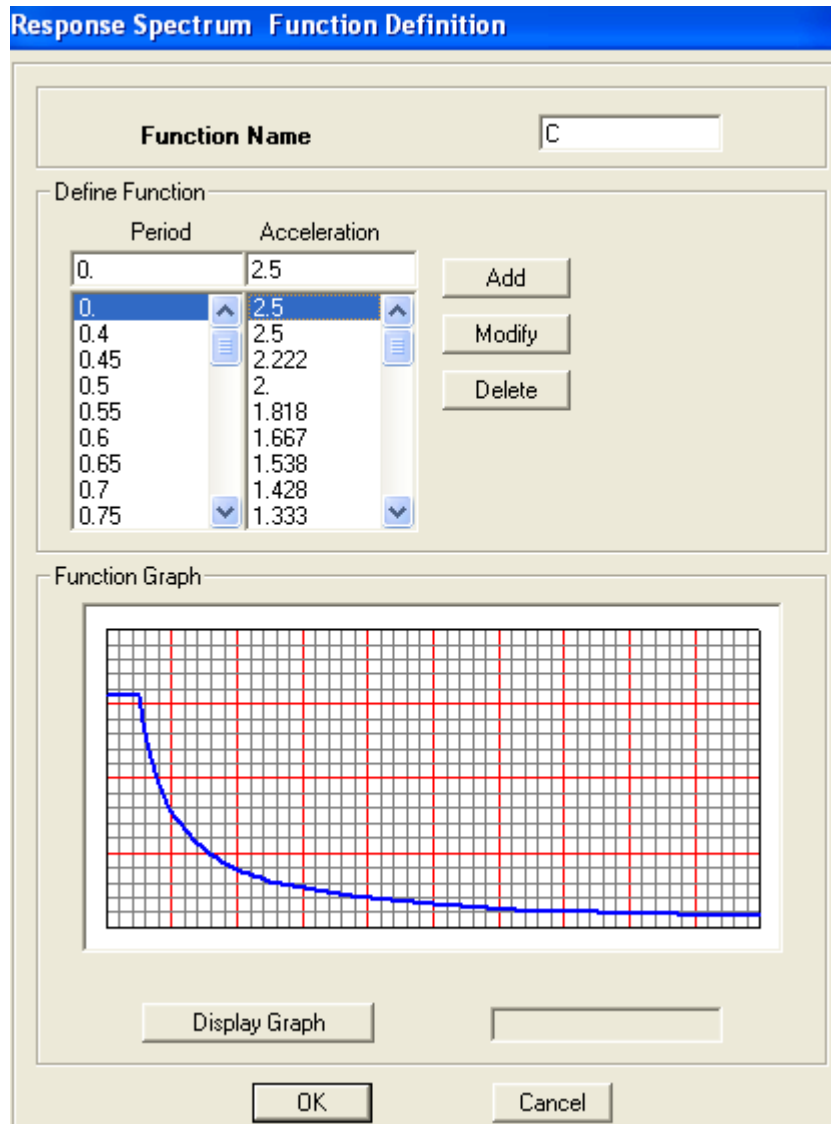


Fig. 3.9 Factor de amplificación sísmica

De lo anterior se desprende que el sismo se orientará en la dirección U2 (dirección más larga del edificio) para  $\alpha = 0^0, 45^0, 90^0$ , analizando, de esta manera, en un solo archivo 3 casos de carga sísmica, denominados respectivamente: 0GRADOS, 45GRADOS y 90GRADOS.

En todos los casos se consideraron 12 modos o formas de vibración, siendo el tipo de análisis modal EIGENVECTOR (vector propio), tal como se muestra en la figura 3.10.

Para el análisis común se consideró a la zapata empotrada en el terreno.

Para los análisis que incluyen la rigidez del suelo (modelos dinámicos) se asignaron los coeficientes de rigidez según la tabla 3.2 y el modelo dinámico de la figura 2.3.

También se analizó el edificio bajo la acción de dos acelerogramas reales: Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005), ejecutando el análisis TIME HISTORY (tiempo - historia), ingresando los valores del tiempo y sus aceleraciones en un intervalo de tiempo de 0,02s para el sismo de Lima y 0,01 para el sismo de Moyobamba.

**Analysis Case Data - Modal**

**Analysis Case Name** MODAL

**Analysis Case Type** Modal

**Stiffness to Use**

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

**Type of Modes**

Eigen Vectors

Ritz Vectors

**Number of Modes**

Maximum Number of Modes

Minimum Number of Modes

**Loads Applied**

Show Advanced Load Parameters

**Other Parameters**

Frequency Shift (Center)

Cutoff Frequency (Radius)

Convergence Tolerance

Fig. 3.10 Análisis modal

**Analysis Case Data - Response Spectrum**

**Analysis Case Name** OGRADOS

**Analysis Case Type** Response Spectrum

**Modal Combination**

CQC  SRSS  ABS  GMC  10 Pct  Dbl Sum

GMC I1  GMC I2

**Directional Combination**

SRSS  ABS

ABS Scale Factor

**Modal Analysis Case**

Use Modes from this Modal Analysis Case MODAL

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Coord Sys	Angle
Accel	U2	C	0.4905	GLOBAL	0.
Accel	U2	C	0.4905	GLOBAL	0.

Show Advanced Load Parameters

**Other Parameters**

Modal Damping

Fig. 3.11 Análisis espectral por la Norma de Diseño Sismorresistente E030-2003



Por medio de ANALYSIS CASE DATA – LINEAR MODAL HISTORY ingresamos el número de valores tiempo-aceleración, el intervalo de tiempo, la orientación del sismo, el factor de escala y el tipo de análisis (figura 3.12).

El análisis tiempo-historia será lineal si utilizamos los coeficientes de rigidez de la tabla 3.2 y no-lineal cuando adicionalmente utilicemos los amortiguadores, es decir, los elementos DAMPER.

**Analysis Case Data - Linear Modal History**

**Analysis Case Name** HLIMA1966

**Analysis Case Type** Time History

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Modal History

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

**Analysis Type**

Linear  Nonlinear

**Time History Type**

Modal  Direct Integration

**Modal Analysis Case**

Use Modes from Case MODAL

**Time History Motion Type**

Transient  Static

Periodic

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Time Factor	Arrival Time	Coord Sys	Angle
Accel	U2	LIMA196E	0.01	1.	0.	GLOBAL	0.
Accel	U2	LIMA1966	0.01	1.	0.	GLOBAL	0.

Show Advanced Load Parameters

**Time Step Data**

Number of Output Time Steps 1501

Output Time Step Size 0.02

**Other Parameters**

Modal Damping Constant at 0.05

Fig. 3.12 Análisis tiempo-historia para el sismo de Lima (17.10.1966)

### **3.4 MODELACION DE LA EDIFICACION POR EL PROGRAMA LIRA**

En la actualidad existe gran cantidad de programas informáticos de cálculo estructural que trabajan en el entorno del método de elementos finitos.

En el presente trabajo de investigación se utilizaron los programas informáticos SAP2000 v.9.0.3 y LIRA v.9.0. Tal elección se fundamenta en que el programa SAP2000 aplica el método espectral de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030-2003 y el programa LIRA utiliza el método espectral de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas". Por ello, en este caso, la comparación de resultados tiene un especial interés.

El programa LIRA es multifuncional y se utiliza en el cálculo, investigación y diseño estructural para diversas aplicaciones; tales como edificaciones, construcción de máquinas, puentes, energía atómica, industria petrolífera y en otras áreas, donde se aplican los métodos modernos de la mecánica estructural.

El programa LIRA tiene más de 40 años de creación, desarrollo y aplicación en investigaciones científicas y en la práctica de proyección estructural. Dicho programa permite investigar y proyectar diversos tipos de construcciones: sistemas estructurales espaciales, estructuras mixtas, membranas, cuerpos macizos, plateas de cimentación sobre bases elásticas, estructuras de paredes delgadas, estructuras tipo sándwich. El cálculo se realiza ante cargas estáticas y dinámicas. Las cargas estáticas se modelan como puntuales, distribuidas, momentos, variación térmica, asentamiento en los apoyos o desplazamiento de diversas partes de la estructura. Las cargas dinámicas se modelan debido a la acción de sismos, pulsaciones de viento, vibraciones debido a movimiento de maquinarias, cargas de impacto.

Además el programa LIRA automatiza diversos procesos de proyección estructural como la combinación de cargas y fuerzas, asignación de elementos constructivos, elección y comprobación de las secciones metálicas y de concreto armado con sus correspondientes dibujos a nivel de proyecto.

El programa LIRA permite analizar la estabilidad general del modelo, comprobar la rigidez de las secciones de los elementos por las diversas teorías de destrucción. Asimismo, realiza cálculos estructurales considerando la no-linealidad geométrica y física, modela el proceso constructivo considerando el montaje y desmontaje de sus elementos.

También nos permite cambiar de idioma en cualquier parte del desarrollo del proyecto, trabajando con tres idiomas: ruso, inglés y francés. Igualmente, se puede elegir las unidades de medida, tanto en el proceso de creación del modelo, como en el análisis de resultados. Asimismo, se puede crear cualquier tipo de sección transversal, calculando automáticamente sus características geométricas, incluido la posibilidad de las características sectoriales, coordenadas de los centros de flexión y torsión, momentos de

resistencia, así como determina la forma del núcleo neutro. Ante la acción de cargas, se muestra la distribución de los esfuerzos principales y equivalentes, correspondientes a las diferentes teorías de resistencia.

El programa LIRA posee los siguientes módulos de cálculo dinámico:

Módulo 20	- acción sísmica por la Norma Rusa SNIP II-7-81 (01.01.1982)
Módulo 30	- acción sísmica por la Norma Rusa SNIP II-7-81* (01.01.1996)
Módulo 35	- acción sísmica por la Norma Rusa SNIP II-7-81** (01.01.2000)
Módulo 27	- acción sísmica por acelerogramas
Módulo 32	- acción sísmica por la Norma de Armenia II-2.02-94
Módulo 33	- acción sísmica por la Norma de Uzbekistán 2.01.03-96
Módulo 40	- acción sísmica por la Norma Francesa NF P 06-013
Módulo 41	- acción sísmica por el Método de Espectros de Respuesta
Módulo 42	- acción sísmica por la Norma Americana IBC-2000
Módulo 21	- efecto de pulsación del viento por la Norma Rusa SNIP 2.01.07-85*
Módulo 22	- efecto de fuerzas de impulso
Módulo 23	- efecto de cargas de impacto
Módulo 24	- vibraciones armónicas
Módulo 28	- vibraciones armónicas considerando zonas de frecuencia
Módulo 100	- análisis modal

El programa LIRA posee una rica biblioteca de elementos finitos, capaz de modelar cualquier tipo de estructura con propiedades reales, muy cerca de su comportamiento práctico. También posee un amplio sistema de consultas por medio de respuestas que contienen información total de todos los componentes del programa, leyes y secuencia del trabajo con el mismo.

Asimismo, posee una conexión de información con otros sistemas CAD muy conocidos, como el AUTOCAD, ARCHICAD, HIPERSTEEL, ALLPLAN, FOK-PK y otros más.

A pesar que el programa LIRA ofrece la posibilidad de ingresar las características de los resortes traslacionales y rotacionales, en la presente investigación se utilizó el elemento finito barra universal (figura 3.13), por ser otra alternativa de solución en caso que los programas informáticos no nos ofrezcan dicha posibilidad de cálculo, teniendo este análisis un especial interés por el problema de modelación de comportamiento dinámico.

La barra tiene un sistema de coordenadas locales  $X_1, Y_1, Z_1$ , respecto al cual se dan las cargas locales y se determinan las fuerzas. El eje  $X_1$  está orientada en el sentido longitudinal de la barra, el eje  $Z_1$  siempre está orientada verticalmente hacia arriba. El eje  $Y_1$  forma con el eje A un ángulo de giro  $F$ . Los ejes  $Y_1$  y  $Z_1$  son ejes centrales principales

de la sección de la barra. El eje A se forma por la intersección del plano paralelo XOY con el plano  $Y_1OZ_1$ , tal que  $X_1AZ_1$  este orientada hacia la derecha. Para las barras verticales el eje A es paralelo al eje Y, estando orientado en sentido opuesto.

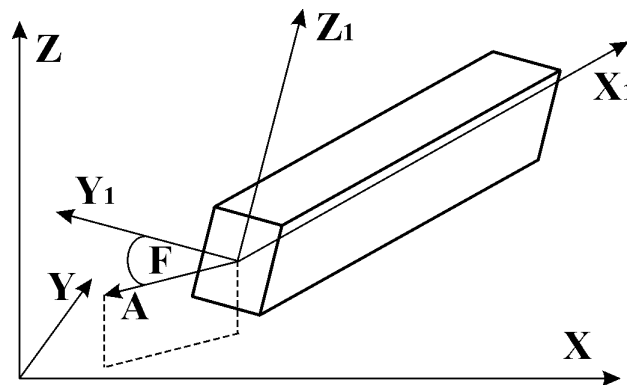


Fig. 3.13 Barra universal

De acuerdo al modelo dinámico elegido de la figura 2.3, la consideración de la flexibilidad de la base de fundación se realiza de la siguiente manera:

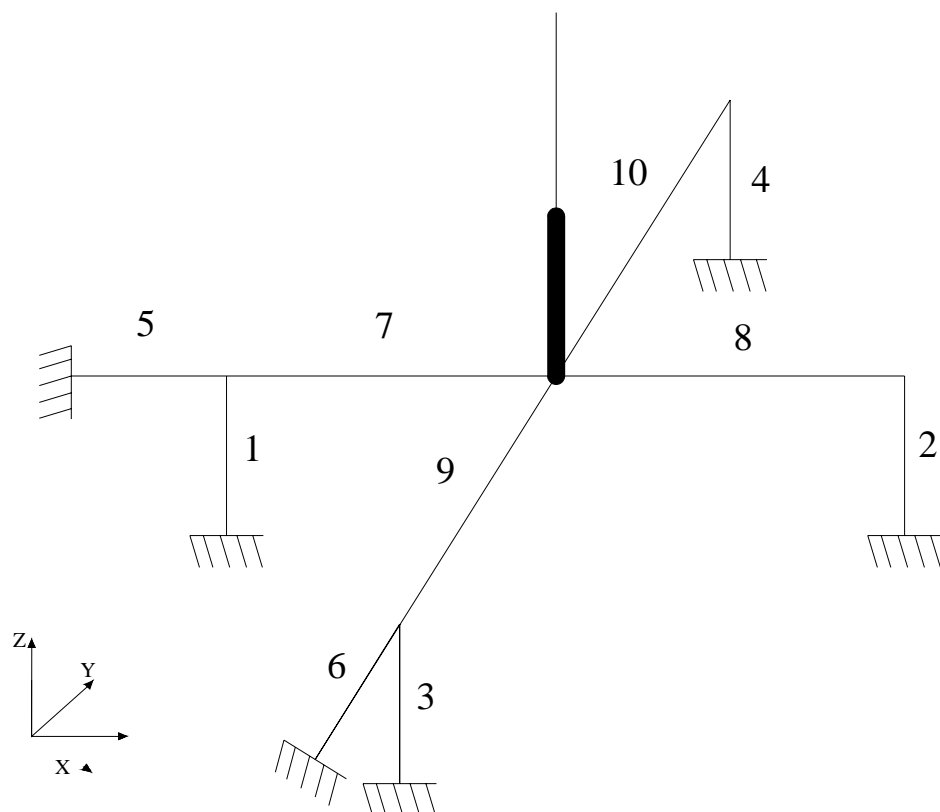


Fig. 3.14 Elemento finito del modelo de la cimentación

Para la parte vertical (1, 2, 3, 4) del modelo, se utilizó la barra universal, asignándole rigideces de acuerdo al tipo de barra 10 (tabla 3.3). Para ello, hace falta dividir  $K_z$  entre cuatro (barras 1, 2, 3, 4),  $K_{\phi_x}$  entre dos (barras 3 y 4),  $K_{\phi_y}$  entre dos (barras

1 y 2),  $K_{\psi z}$  entre cuatro (barras 1, 2, 3, 4). La distancia entre los elementos verticales 1 y 2 es el ancho de la cimentación en el eje OX y la distancia entre los elementos verticales 3 y 4 el ancho de la cimentación en el eje OY.

Para modelar los elementos horizontales 5 y 6, se utilizaron barras de armaduras espaciales tipo 4 (tabla 3.3), con rigideces correspondientes a  $K_x$  y  $K_y$ .

Para modelar los elementos 7, 8, 9 y 10 se utilizaron barras universales tipo 10 (tabla 3.3) con un módulo de elasticidad E muy grande, para que trabajen como barras infinitamente rígidas.

Tabla 3.3

Tipo de barra	Características de rigidez	Tipo de estructura
1	EA	Armadura plana
2	EA, $EI_y$	Pórtico plano
3	$EI_y$ , $GI_t$	Parrilla
4	EA	Armadura espacial
5	EA, $EI_y$ , $EI_z$ , $GI_t$	Pórtico espacial
10	EA, $EI_y$ , $EI_z$ , $GI_t$ , $GA_y$ , $GA_z$	Barra universal

Como se puede apreciar en la tabla 3.3, no se ingresan los coeficientes de rigidez, sino las características de rigidez, existiendo entre ambos las siguientes relaciones [57]:

$$K_{\text{traslacional}} = \frac{EA}{l} \quad (3.1)$$

$$K_{\text{rotacional}} = \frac{3EI}{l} \quad (3.2)$$

La estructura se modeló en forma análoga a la realizada con el programa SAP2000, a diferencia de las losas, las cuales se modelaron a través del elemento PLATE, ingresando, para ello, su módulo de elasticidad E, coeficiente de Poisson  $\mu$  y espesor de la losa H.

Según la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, las edificaciones con longitudes mayores a 30m, será necesario considerar el momento torsor respecto al eje vertical que pasa por su centro de rigidez de la edificación. El valor de la excentricidad de cálculo entre los centros de rigidez y masa se debe considerar no menor de 0,02B; donde B es la longitud de la edificación en la dirección perpendicular a la acción de la fuerza sísmica.

Se llevó a cabo un análisis espectral en base a las indicaciones de la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, exigiendo el programa LIRA, el ingreso de la siguiente información: factor de corrección de carga sísmica; orientación de la altura del modelo (a lo largo del eje OX,

OY, OZ); distancia entre la base de fundación y el nivel cero de la edificación; tipo de estructura (civil, pública o industrial, de transporte, hidráulica, puentes o atómica); categoría de suelo (1, 2, 3); profundidad del estrato del suelo ( $\leq 30\text{m}$  o  $> 30\text{m}$ ); sismicidad de la zona (grado 7, 8 o 9); categoría de resistencia sísmica para el caso de centrales atómicas; daños admisibles de la edificación o construcción (tabla 3 del SNIP II-7-81\*); aspectos estructurales de la edificación (tabla 4 del SNIP II-7-81\*); categoría de la edificación o construcción (tabla 5 del SNIP II-7-81\*); características constructivas (tabla 6 del SNIP II-7-81\*); número de pisos de la estructura; dirección del sismo a través de cosenos directores con los ejes OX, OY, OZ; número de modos de vibración.

Cabe indicar, que según la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, el coeficiente dinámico o factor de amplificación sísmica es:

Para rocas o suelos muy rígidos (1ra categoría):

$$C = \frac{1}{T} \leq 3 \quad (3.3)$$

Para suelos intermedios (2da categoría):

$$C = \frac{1,1}{T} \leq 2,7 \quad (3.4)$$

Para suelos flexibles o blandos (3ra categoría):

$$C = \frac{1,5}{T} \leq 2 \quad (3.5)$$

Donde:

C – coeficiente dinámico o factor de amplificación sísmica

T – tiempo

En todos los casos el valor de C no debe ser menor que 0,8.

Para efectos de comprobación, solo analizamos la edificación sometida a la acción del sismo en la dirección del eje OY. Para el análisis común se consideró a la zapata empotrada en el terreno. Para los análisis que incluyen la rigidez del suelo (modelos dinámicos) se asignaron los coeficientes de rigidez según la tabla 3.2 y el modelo dinámico de la figura 3.14.

En el caso se requiera analizar por medio de acelerogramas, el programa LIRA ofrece la posibilidad de importar un archivo en formato \*.txt, el cual debe contener las ordenadas del acelerograma con un mismo intervalo de tiempo y la duración total del sismo. Adicionalmente requiere de la orientación del modelo (a lo largo del eje OX, OY, OZ); distancia entre la base de fundación y el nivel cero de la edificación; factor de disipación (construcciones civiles o industriales, construcciones con uso de maquinaria); factor de escala del acelerograma y dirección del sismo en función de cosenos directores. El ingreso del acelerograma también se puede efectuar manualmente.

### 3.5 RESULTADOS DE LA INVESTIGACION NUMERICA

En las tablas 3.4 – 3.7 se dan los resultados del análisis espectral, calculándose los períodos de las 12 primeras formas de vibración y sus frecuencias angulares, así como los desplazamientos laterales máximos de los centros de masas en los ejes OX y OY. También se dan los resultados de las fuerzas axiales máximas, fuerzas cortantes máximas, momentos flectores máximos y momentos torsores máximos de toda la edificación, bajo la acción sísmica con un ángulo  $\alpha = 0^0, 45^0, 90^0$  con el eje OY.

Estos cálculos se realizaron para el edificio sin considerar la flexibilidad de la base de fundación (análisis común) y considerando la flexibilidad por los modelos dinámicos D.D. Barkan – O.A. Savinov, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian y Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

En las tablas 3.4 – 3.6 se presentan los resultados obtenidos por el programa SAP2000 aplicando la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030-2003 y en la tabla 3.7 los resultados obtenidos por el programa LIRA de acuerdo a la Norma Rusa SNIP II-7-81\* “Construcción en zonas sísmicas”.

En las tablas 3.8 y 3.9 se dan los resultados obtenidos para los mismos parámetros bajo la acción de los acelerogramas de Lima y Moyobamba. Los análisis se ejecutaron para el modelo común, modelo Barkan, modelo Ilichev (sin disipación de energía y considerando la disipación de energía), modelo Sargsian y modelo de la Norma Rusa (sin disipación de energía y con disipación de energía).

Para considerar la disipación de energía por los modelos Ilichev y Norma Rusa, se usó el elemento DAMPER (amortiguador) con características del amortiguador o considerando la amortiguación relativa.

En las tablas 3.4 – 3.9 entre paréntesis se indican los elementos donde surgen los valores máximos de desplazamientos laterales, fuerzas normales y cortantes, momentos flectores y torsores.

En la fig. 3.15 se muestra la distribución de los elementos de toda la edificación, del 1er al 5to piso.

Según la Norma Peruana E030-2003, los desplazamientos elásticos (obtenidos por los programas informáticos) deben multiplicarse por el factor  $0,75R = 0,75 \cdot 8 = 6$  para obtener los desplazamientos laterales. En las tablas 3.4 – 3.9 se dan solo los desplazamientos elásticos.

Asimismo, se indica que cuando un solo elemento de la estructura, muro o pórtico resiste, una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza. En nuestro caso, se dan los resultados obtenidos directamente por los programas SAP2000 y LIRA, sin considerar el 25% adicional, debido al especial interés de comparación de resultados y normas.

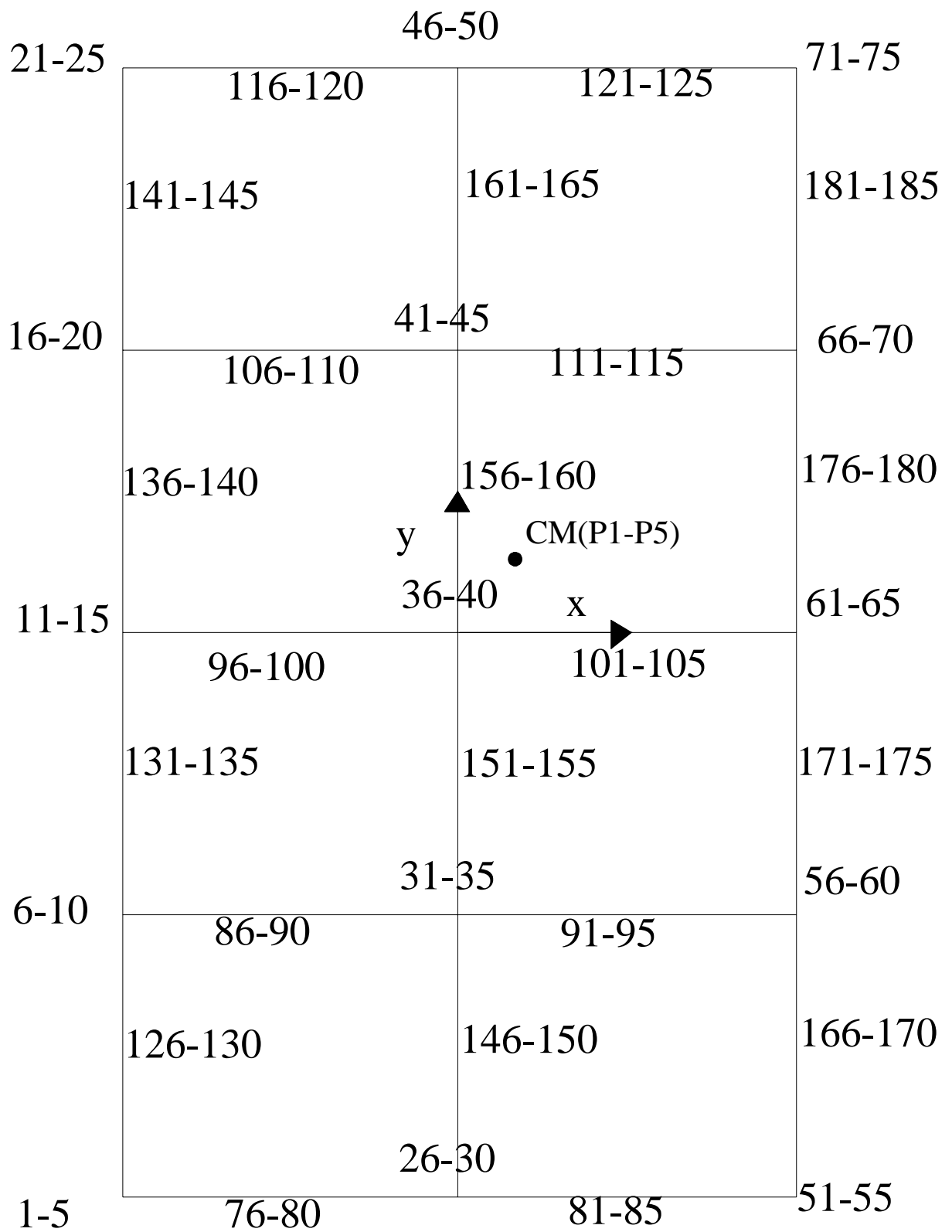


Fig. 3.15 Distribución de los elementos de la edificación del 1er al 5to piso



Tabla 3.4

NORMA PERUANA E030-2003 ( $\alpha = 0^\circ$ )													
N	Modelo dinámico	Período de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,787	0,747	0,569	0,255	0,237	0,183	0,149	0,131	0,107	0,103	0,087	0,085
2	Barkan	0,843	0,819	0,618	0,266	0,253	0,193	0,152	0,136	0,108	0,107	0,087	0,087
3	Ilichev	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
4	Sargsian	1,023	1,006	0,742	0,291	0,284	0,211	0,156	0,143	0,111	0,109	0,089	0,088
5	Norma Rusa	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	7,98	8,41	11,04	24,64	26,51	34,33	42,17	47,96	58,72	61,00	72,22	73,92
2	Barkan	7,45	7,67	10,17	23,62	24,83	32,56	41,34	46,20	58,18	58,72	72,22	72,22
3	Ilichev	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
4	Sargsian	6,14	6,25	8,47	21,59	22,12	29,78	40,28	43,94	56,61	57,64	70,60	71,40
5	Norma Rusa	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		$X_{m\acute{a}x}$	$Y_{m\acute{a}x}$	$N_{m\acute{a}x}$ (T)	$V_{m\acute{a}x}$ (T)	$M_{m\acute{a}x}$ (T.m)	$M_{t,m\acute{a}x}$ (T.m)
1	Común	1,38 (P.5)	12,04 (P.5)	10,20 (21)	4,23 (56,66)	10,69 (56,66)	0,19 (varios)
2	Barkan	1,59 (P.5)	12,68 (P.5)	9,42 (1)	4,02 (56,66)	10,55 (56,66)	0,19 (varios)
3	Ilichev	1,77 (P.5)	14,94 (P.5)	7,67 (1)	3,51 (61)	10,15 (56,66)	0,19 (varios)
4	Sargsian	1,72 (P.5)	14,83 (P.5)	7,81 (1)	3,58 (61)	10,16 (56,66)	0,19 (varios)
5	Norma Rusa	1,65 (P.5)	13,03 (P.5)	9,11 (1)	3,92 (56,66)	10,46 (56,66)	0,19 (varios)

Tabla 3.5

NORMA PERUANA E030-2003 ( $\alpha = 45^\circ$ )													
N	Modelo dinámico	Período de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,787	0,747	0,569	0,255	0,237	0,183	0,149	0,131	0,107	0,103	0,087	0,085
2	Barkan	0,843	0,819	0,618	0,266	0,253	0,193	0,152	0,136	0,108	0,107	0,087	0,087
3	Ilichev	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
4	Sargsian	1,023	1,006	0,742	0,291	0,284	0,211	0,156	0,143	0,111	0,109	0,089	0,088
5	Norma Rusa	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	7,98	8,41	11,04	24,64	26,51	34,33	42,17	47,96	58,72	61,00	72,22	73,92
2	Barkan	7,45	7,67	10,17	23,62	24,83	32,56	41,34	46,20	58,18	58,72	72,22	72,22
3	Ilichev	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
4	Sargsian	6,14	6,25	8,47	21,59	22,12	29,78	40,28	43,94	56,61	57,64	70,60	71,40
5	Norma Rusa	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	7,82 (P.5)	8,76 (P.5)	12,72 (21)	4,54 (46)	12,24 (46)	0,35 (varios)
2	Barkan	8,62 (P.5)	9,10 (P.5)	12,43 (21)	4,46 (46)	10,63 (46)	0,35 (varios)
3	Ilichev	10,54 (P.5)	10,80 (P.5)	10,76 (21)	3,93 (46)	9,09 (46)	0,35 (varios)
4	Sargsian	10,49 (P.5)	10,56 (P.5)	10,85 (21)	3,97 (46)	9,85 (46)	0,35 (varios)
5	Norma Rusa	8,99 (P.5)	9,30 (P.5)	12,16 (21)	4,39 (46)	10,38 (46)	0,35 (varios)

Tabla 3.6

NORMA PERUANA E030-2003 ( $\alpha = 90^\circ$ )													
N	Modelo dinámico	Período de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,787	0,747	0,569	0,255	0,237	0,183	0,149	0,131	0,107	0,103	0,087	0,085
2	Barkan	0,843	0,819	0,618	0,266	0,253	0,193	0,152	0,136	0,108	0,107	0,087	0,087
3	Ilichev	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
4	Sargsian	1,023	1,006	0,742	0,291	0,284	0,211	0,156	0,143	0,111	0,109	0,089	0,088
5	Norma Rusa	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	7,98	8,41	11,04	24,64	26,51	34,33	42,17	47,96	58,72	61,00	72,22	73,92
2	Barkan	7,45	7,67	10,17	23,62	24,83	32,56	41,34	46,20	58,18	58,72	72,22	72,22
3	Ilichev	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
4	Sargsian	6,14	6,25	8,47	21,59	22,12	29,78	40,28	43,94	56,61	57,64	70,60	71,40
5	Norma Rusa	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	11,53 (P.5)	1,26 (P.5)	10,04 (16)	6,04 (46)	16,06 (46)	0,33 (varios)
2	Barkan	12,50 (P.5)	1,48 (P.5)	9,46 (16)	5,75 (46)	13,24 (46)	0,33 (varios)
3	Ilichev	15,30 (P.5)	1,67 (P.5)	8,21 (71)	4,98 (46)	11,42 (46)	0,33 (varios)
4	Sargsian	15,03 (P.5)	1,61 (P.5)	8,26 (71)	5,05 (46)	12,56 (46)	0,33 (varios)
5	Norma Rusa	12,94 (P.5)	1,55 (P.5)	9,18 (16)	5,61 (46)	12,98 (46)	0,33 (varios)

Tabla 3.7

NORMA RUSA SNIP II-7-81* ( $\alpha = 0^\circ$ )													
N	Modelo dinámico	Período de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,763	0,724	0,552	0,247	0,230	0,178	0,145	0,127	0,104	0,100	0,084	0,082
2	Barkan	0,818	0,794	0,599	0,258	0,245	0,187	0,147	0,132	0,105	0,104	0,084	0,084
3	Ilichev	0,993	0,978	0,713	0,283	0,275	0,204	0,151	0,138	0,108	0,106	0,086	0,085
4	Sargsian	0,992	0,976	0,720	0,282	0,275	0,205	0,151	0,139	0,108	0,106	0,086	0,085
5	Norma Rusa	0,846	0,826	0,621	0,263	0,252	0,192	0,148	0,134	0,106	0,105	0,085	0,084

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	8,23	8,68	11,38	25,44	27,32	35,30	43,33	49,47	60,42	62,83	74,80	76,62
2	Barkan	7,68	7,91	10,49	24,35	25,65	33,60	42,74	47,60	59,84	60,42	74,80	74,80
3	Ilichev	6,33	6,42	8,81	22,20	22,85	30,80	41,61	45,53	58,18	59,28	73,06	73,92
4	Sargsian	6,33	6,44	8,73	22,28	22,85	30,65	41,61	45,20	58,18	59,28	73,06	73,92
5	Norma Rusa	7,43	7,61	10,12	23,89	24,93	32,72	42,45	46,89	59,28	59,84	73,92	74,80

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	1,59 (P.5)	14,14 (P.5)	18,14 (21)	7,47 (56,66)	19,97 (56,66)	0,23 (varios)
2	Barkan	1,78 (P.5)	15,47 (P.5)	17,85 (1)	6,80 (56,66)	18,79 (56,66)	0,23 (varios)
3	Ilichev	2,45 (P.5)	20,45 (P.5)	15,05 (1)	5,00 (61)	14,04 (56,66)	0,23 (varios)
4	Sargsian	2,36 (P.5)	19,82 (P.5)	15,22 (1)	5,22 (61)	14,42 (56,66)	0,23 (varios)
5	Norma Rusa	1,89 (P.5)	16,29 (P.5)	17,52 (1)	6,58 (56,66)	18,57 (56,66)	0,23 (varios)

Tabla 3.8

ACELEROGRAMA DE LIMA (17.10.1966)													
N	Modelo dinámico	Periodo de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,787	0,747	0,569	0,255	0,237	0,183	0,149	0,131	0,107	0,103	0,087	0,085
2	Barkan	0,843	0,819	0,618	0,266	0,253	0,193	0,152	0,136	0,108	0,107	0,087	0,087
3	Ilichev (sin disipación)	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
4	Ilichev (con disipación)	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
5	Sargsian	1,023	1,006	0,742	0,291	0,284	0,211	0,156	0,143	0,111	0,109	0,089	0,088
6	Norma Rusa (sin disipación)	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087
7	Norma Rusa (con disipación)	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	7,98	8,41	11,04	24,64	26,51	34,33	42,17	47,96	58,72	61,00	72,22	73,92
2	Barkan	7,45	7,67	10,17	23,62	24,83	32,56	41,34	46,20	58,18	58,72	72,22	72,22
3	Ilichev (sin disipación)	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
4	Ilichev (con disipación)	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
5	Sargsian	6,14	6,25	8,47	21,59	22,12	29,78	40,28	43,94	56,61	57,64	70,60	71,40
6	Norma Rusa (sin disipación)	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22
7	Norma Rusa (con disipación)	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	2,43 (P.5)	17,41 (P.5)	21,30 (21)	11,19 (56)	25,54 (56)	0,36 (varios)
2	Barkan	2,52 (P.5)	17,79 (P.5)	20,51 (1)	10,54 (56)	21,28 (56)	0,35 (varios)
3	Ilichev (sin disipación)	3,55 (P.5)	23,97 (P.5)	15,55 (1)	7,38 (61)	15,01 (56)	0,33 (varios)
4	Ilichev (con disipación)	3,36 (P.5)	23,13 (P.5)	15,86 (1)	7,49 (61)	15,42 (56)	0,33 (varios)
5	Sargsian	3,29 (P.5)	22,73 (P.5)	16,02 (1)	7,65 (61)	15,64 (56)	0,34 (varios)
6	Norma Rusa (sin disipación)	2,68 (P.5)	18,59 (P.5)	19,08 (1)	9,60 (56)	19,63 (56)	0,35 (varios)
7	Norma Rusa (con disipación)	2,66 (P.5)	18,19 (P.5)	19,49 (1)	9,89 (56)	20,47 (56)	0,35 (varios)

Tabla 3.9

ACELEROGRAMA DE MOYOBAMBA (25.09.2005)													
N	Modelo dinámico	Período de vibración por la forma (s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	0,787	0,747	0,569	0,255	0,237	0,183	0,149	0,131	0,107	0,103	0,087	0,085
2	Barkan	0,843	0,819	0,618	0,266	0,253	0,193	0,152	0,136	0,108	0,107	0,087	0,087
3	Ilichev (sin disipación)	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
4	Ilichev (con disipación)	1,024	1,008	0,735	0,292	0,284	0,210	0,156	0,142	0,111	0,109	0,089	0,088
5	Sargsian	1,023	1,006	0,742	0,291	0,284	0,211	0,156	0,143	0,111	0,109	0,089	0,088
6	Norma Rusa (sin disipación)	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087
7	Norma Rusa (con disipación)	0,872	0,852	0,640	0,271	0,260	0,198	0,153	0,138	0,109	0,108	0,088	0,087

N	Modelo dinámico	Frecuencia angular por la forma (rad/s)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Común	7,98	8,41	11,04	24,64	26,51	34,33	42,17	47,96	58,72	61,00	72,22	73,92
2	Barkan	7,45	7,67	10,17	23,62	24,83	32,56	41,34	46,20	58,18	58,72	72,22	72,22
3	Ilichev (sin disipación)	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
4	Ilichev (con disipación)	6,13	6,23	8,55	21,52	22,12	29,92	40,28	44,25	56,61	57,64	70,60	71,40
5	Sargsian	6,14	6,25	8,47	21,59	22,12	29,78	40,28	43,94	56,61	57,64	70,60	71,40
6	Norma Rusa (sin disipación)	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22
7	Norma Rusa (con disipación)	7,21	7,37	9,82	23,19	24,17	31,73	41,07	45,53	57,64	58,18	71,40	72,22

N	Modelo dinámico	Desplazamiento máximo (mm)		FUERZAS INTERNAS			
		X <sub>máx</sub>	Y <sub>máx</sub>	N <sub>máx</sub> (T)	V <sub>máx</sub> (T)	M <sub>máx</sub> (T.m)	M <sub>t,máx</sub> (T.m)
1	Común	1,47 (P.5)	12,95 (P.5)	16,85 (21)	7,19 (56)	17,85 (56)	0,21 (varios)
2	Barkan	1,66 (P.5)	13,57 (P.5)	15,97 (1)	6,74 (56)	16,70 (56)	0,21 (varios)
3	Ilichev (sin disipación)	2,06 (P.5)	16,70 (P.5)	12,70 (1)	4,48 (61)	12,26 (56)	0,21 (varios)
4	Ilichev (con disipación)	2,02 (P.5)	16,56 (P.5)	12,85 (1)	4,66 (61)	12,47 (56)	0,21 (varios)
5	Sargsian	1,97 (P.5)	16,47 (P.5)	13,12 (1)	4,99 (61)	12,89 (56)	0,21 (varios)
6	Norma Rusa (sin disipación)	1,75 (P.5)	14,09 (P.5)	14,73 (1)	5,95 (56)	16,13 (56)	0,21 (varios)
7	Norma Rusa (con disipación)	1,72 (P.5)	13,97 (P.5)	15,13 (1)	6,17 (56)	16,44 (56)	0,21 (varios)

Como se esperaba, los desplazamientos máximos de los centros de masa en los ejes OX y OY, tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando la flexibilidad de la misma, suceden en el piso 5 (P.5).

Las fuerzas axiales máximas sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad de la misma, surgen en el primer piso en las columnas 1, 16, 21 y 71.

Las fuerzas cortantes máximas sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicha flexibilidad, también surgen en el primer piso en las columnas 46, 56, 61 y 66.

Los momentos flectores máximos sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad de la misma, surgen en el primer piso en las columnas 46, 56 y 66.

Los momentos torsores máximos sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicha flexibilidad, surgen en diferentes columnas del primer piso.

### **3.6 CALCULO SISMICO DE EDIFICACIONES CON AYUDA DE ELEMENTOS SÓLIDOS Y CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA**

El modelo dinámico de cálculo tridimensional compuesto de elementos sólidos, permite investigar una gama de problemas, los cuales no pueden ser resueltos por los modelos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales, compuestos de puntos materiales, principalmente basados en sus restricciones conocidas [69, 72].

Para la modelación de la edificación por elementos sólidos se eligió el programa COSMOS v.2.85 [123], utilizando para ello el método de elementos finitos, a través del elemento finito "SOLID".

Las columnas fueron divididas en 8 partes por toda su altura y en 2 partes en los sentidos transversales. La losa fue dividida en 4 partes en los ejes OX, OY y en 2 partes en el eje OZ. La cimentación fue modelada en forma análoga a lo realizado por el programa LIRA.

Como acción sísmica se utilizó el acelerograma del sismo de San Francisco del año 1957 y como método de integración por el tiempo el método de Newmark. Cabe indicar que el programa COSMOS también da la posibilidad de utilizar el método de integración por el tiempo propuesto por Wilson.

El programa COSMOS nos permite resolver una gama de problemas por el método de elementos finitos, tanto lineales, como no-lineales, estáticos y dinámicos, incluido cálculo por acción térmica y fatiga.

El cálculo por acelerogramas se realiza a través del módulo TIME HISTORY ANALYSIS. Los valores del acelerograma se puede ingresar a través del redactor gráfico o importando directamente desde un archivo en formato \*.xcr.

En las figuras 3.16 – 3.18 se muestran los resultados gráficos del cálculo de los esfuerzos máximos ( $\sigma_{Misses}$ ) de la columna más cargada por toda la altura de la edificación. Es notorio que considerando la flexibilidad de la base de fundación, los esfuerzos máximos disminuyen.

El criterio de los esfuerzos de Von Misses nos indica que la destrucción por resistencia se da cuando en un punto determinado la energía de destrucción por unidad de volumen en estado de esfuerzo combinado es igual o mayor que el límite permisible de resistencia del material, también conocido como esfuerzo permisible.

$$\sigma_{Misses} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}} \geq \sigma_{perm} \quad (3.6)$$

Donde:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  - esfuerzos principales;

$\sigma_{perm}$  - esfuerzo permisible del material.

En la tabla 3.10 se muestran los resultados de investigación numérica realizados a través del programa COSMOS. Se eligieron los modelos dinámicos de D.D. Barkan – O.A. Savinov y el de V.A. Ilichev, debido a que son el de menor flexibilidad y el de mayor flexibilidad (tablas 3.4 – 3.9), teniendo un especial interés comprobarlos por medio de los esfuerzos Von Misses.

Tabla 3.10

ESFUERZO VON MISSES	MODELO DINAMICO		
	COMUN	BARKAN	ILICHEV
$\sigma_{Misses}$ (N/m <sup>2</sup> )	53958	41034	34096

Como se puede apreciar de la tabla 3.10, los esfuerzos Von Misses disminuyen cuando se considera la interacción suelo-estructura, siendo más notorio por el modelo dinámico Ilichev.

El gráfico de destrucción del programa COSMOS por el modelo dinámico Ilichev (figura 3.18) concuerda completamente con el gráfico de destrucción de la figura 3.19, correspondiente al sismo de Caracas del año 1967.

Podemos concluir que todas las edificaciones durante un sismo trabajan sobre un suelo elástico y que los esfuerzos máximos en las columnas se encuentran cerca de su intersección con las vigas, recomendándose el uso del modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov por ser el de menor flexibilidad y en el cual no se presenta el grado de

destrucción mostrado por el modelo dinámico V.A. Ilichev. Cabe indicar que el comportamiento del modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 será muy parecido al de D.D. Barkan – O.A. Savinov y el modelo dinámico A.E. Sargsian tendrá un comportamiento parecido al de V.A. Ilichev.

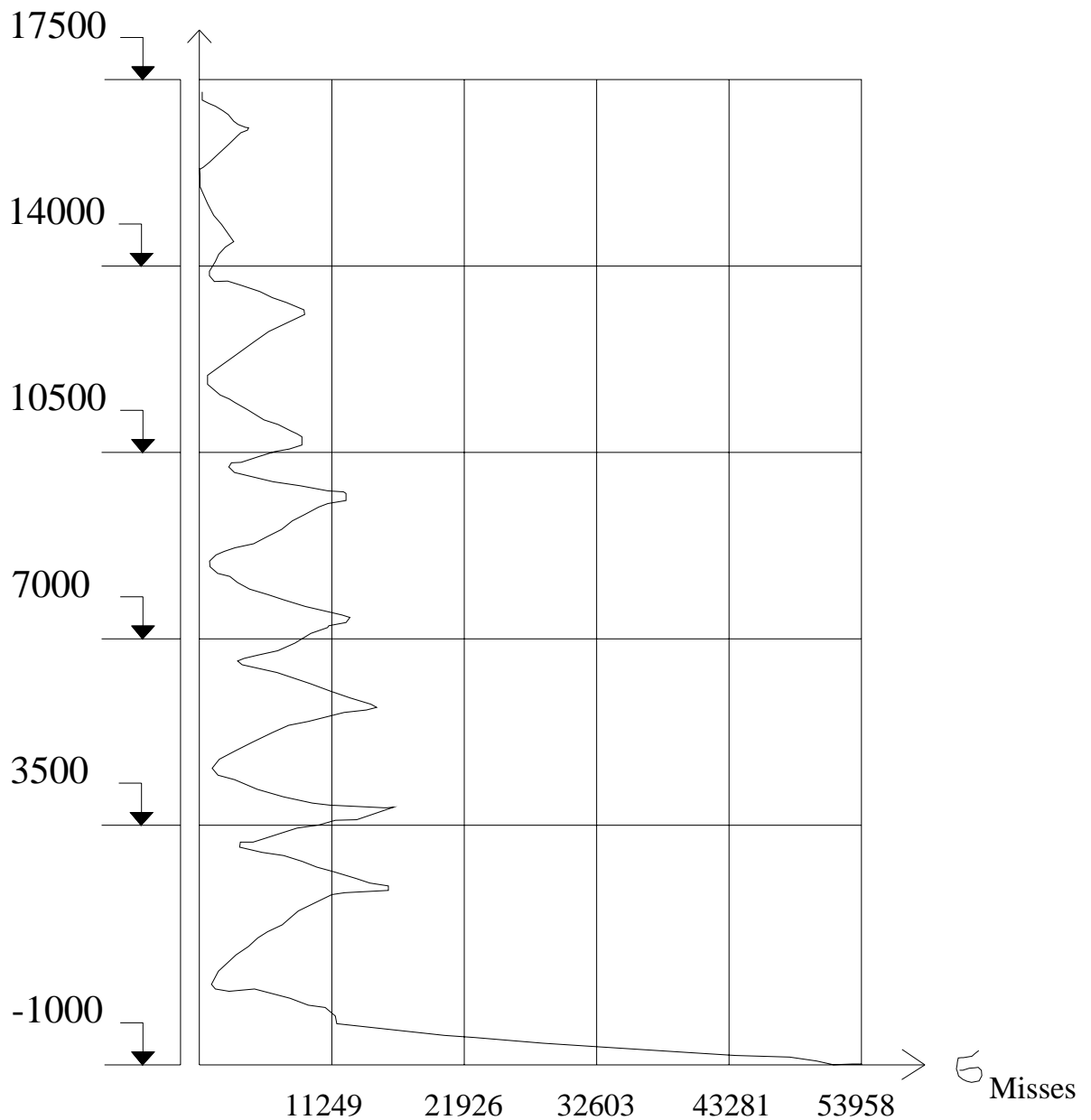


Fig. 3.16 Distribución de esfuerzos Von Mises por toda la altura de la edificación sin considerar la interacción suelo-estructura

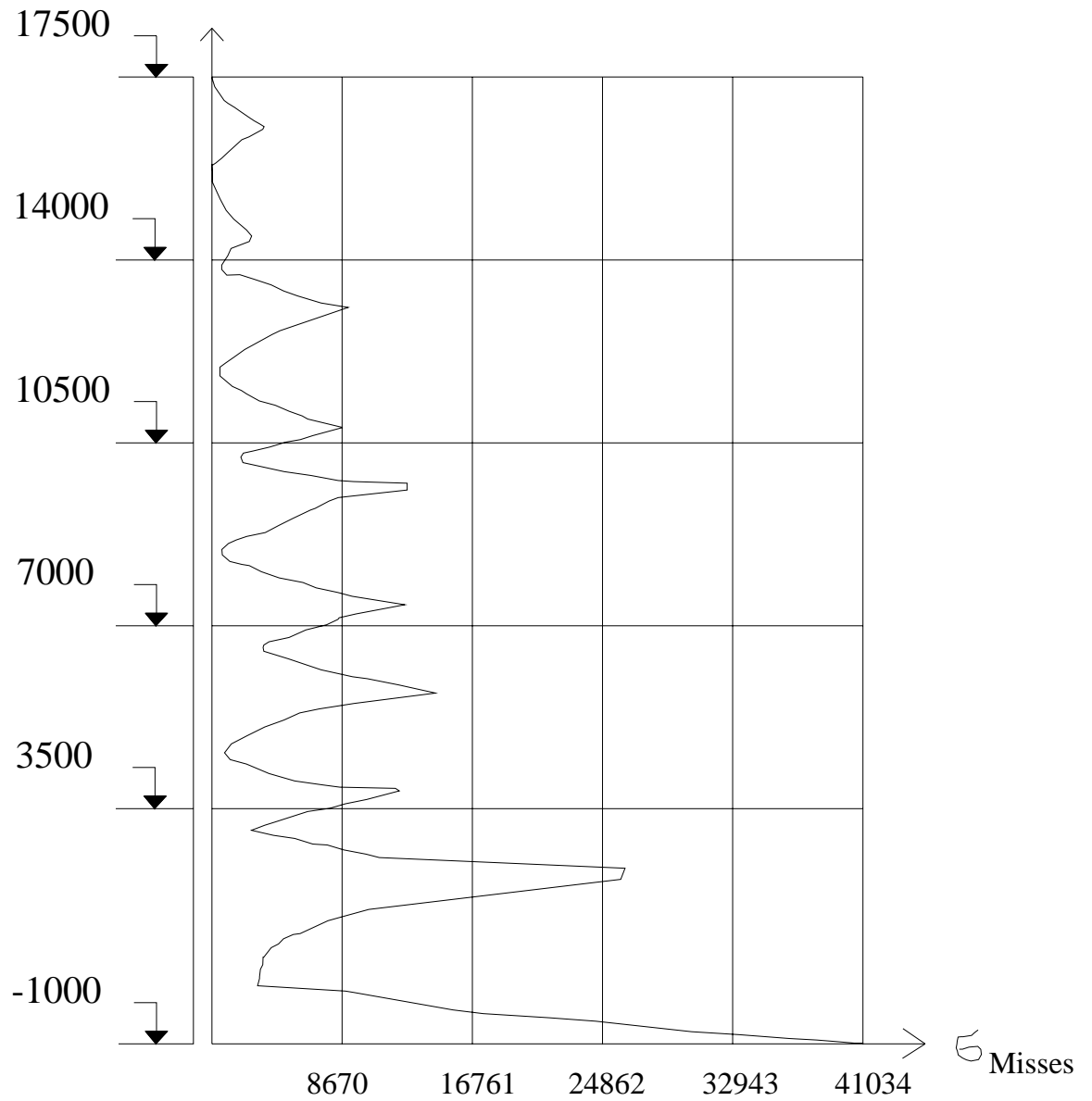


Fig. 3.17 Distribución de esfuerzos Von Misses por toda la altura de la edificación, considerando la interacción suelo-estructura por el modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov



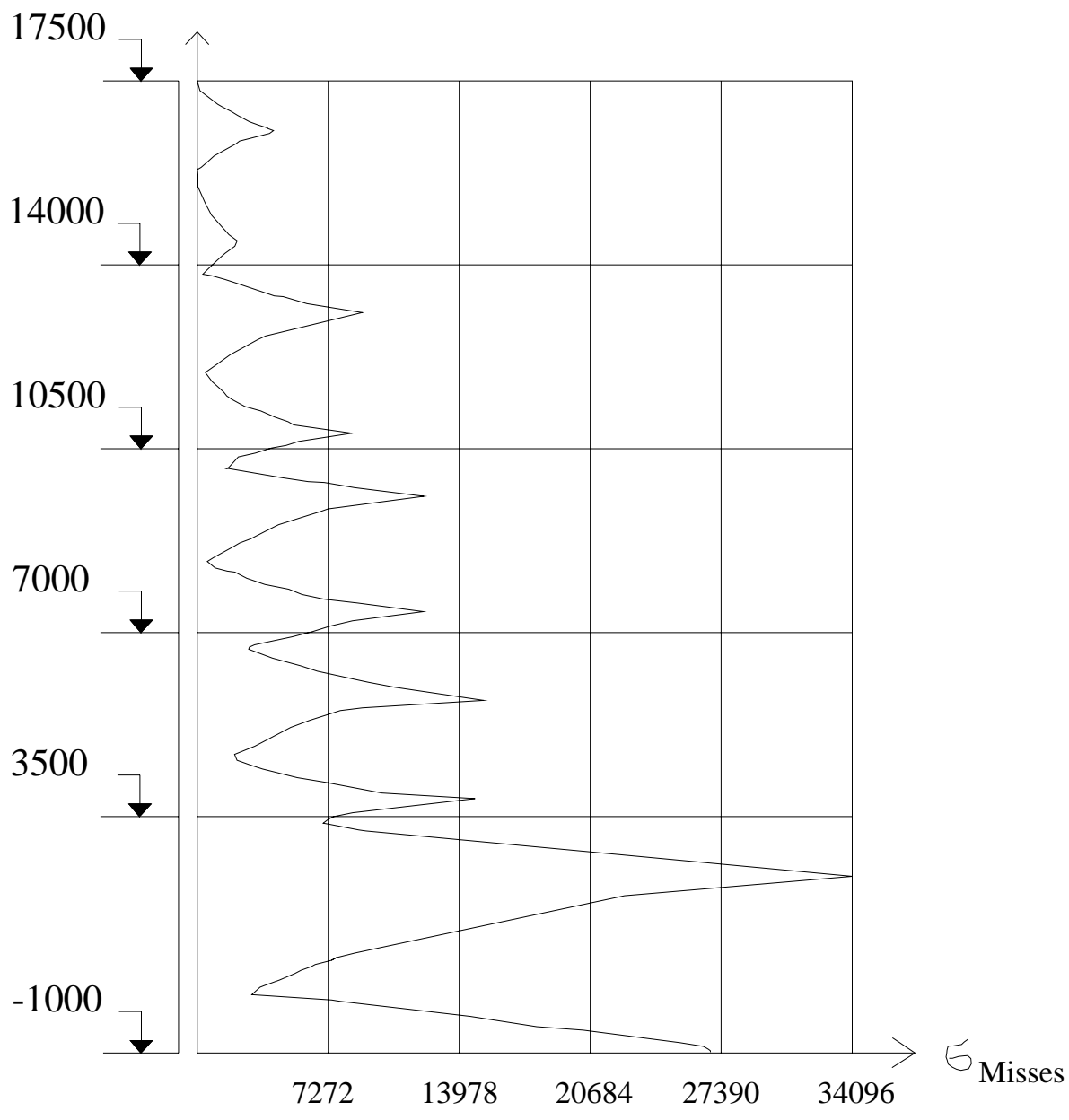


Fig. 3.18 Distribución de esfuerzos Von Misses por toda la altura de la edificación, considerando la interacción suelo-estructura por el modelo dinámico V.A. Ilichev



Fig. 3.19 Destrucción de las columnas del 1er piso de un edificio (Caracas, 1967).

### 3.7 ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Como se esperaba, la flexibilidad de la base de fundación incrementa los períodos de las formas de vibración. El incremento más notorio se da para la primera forma de vibración por el modelo Ilichev.

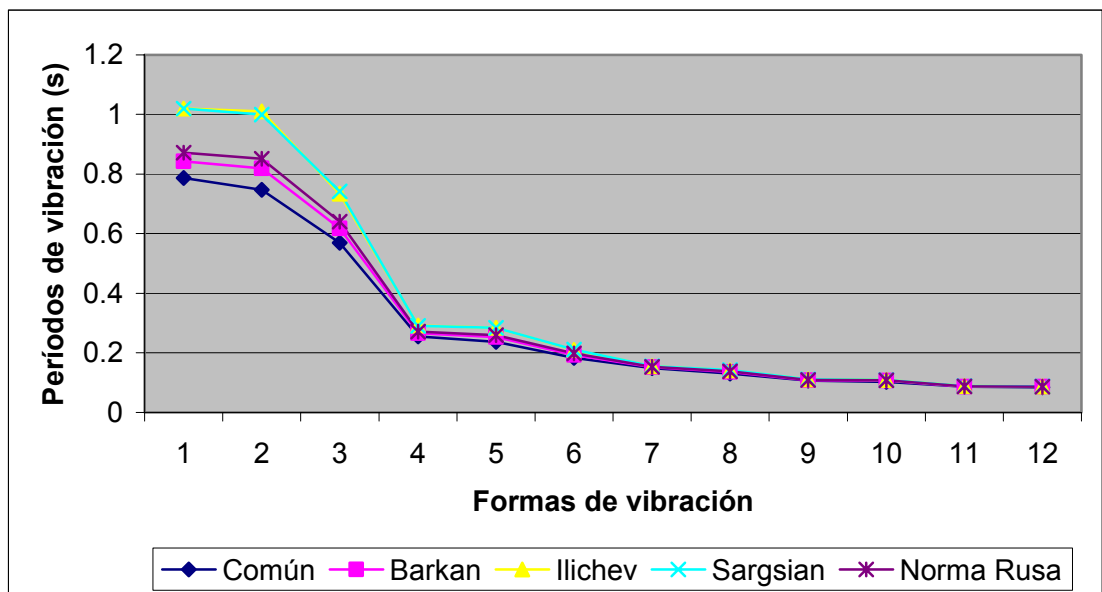


Fig. 3.20 Períodos de las 12 primeras formas de vibración libre por el programa SAP2000

En la figura 3.20 se muestra el gráfico de los períodos de vibración libre sin la flexibilidad de la base de fundación y considerando la flexibilidad por los modelos dinámicos Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa, obtenidos por el programa SAP2000.

La flexibilidad de la base de fundación disminuye las frecuencias de las formas de vibración libre, tal como se muestra en la figura 3.21. La disminución más notoria se da en el modelo Ilichev.

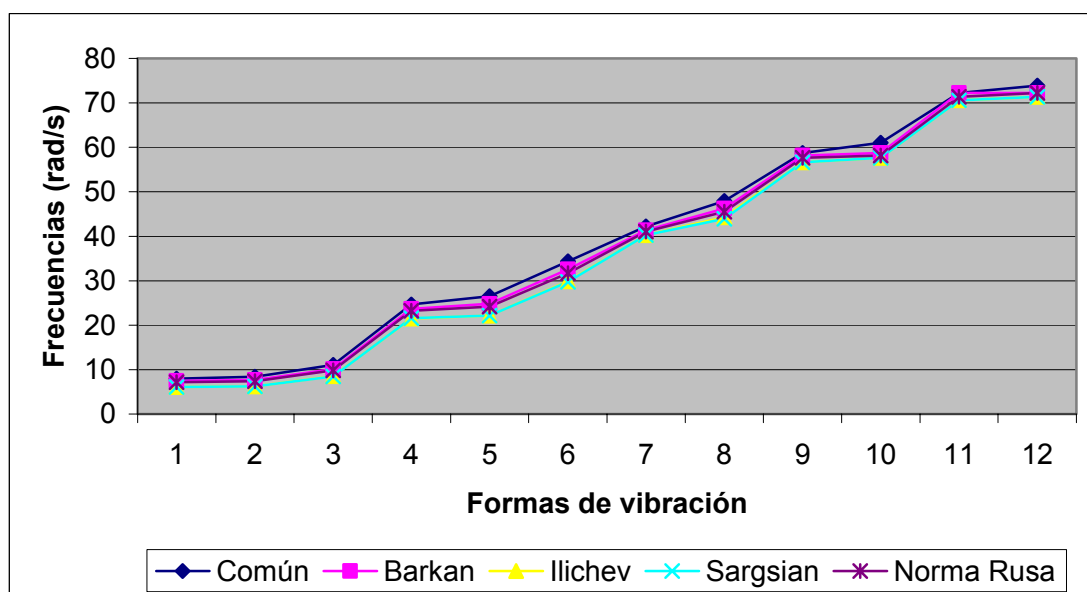


Fig. 3.21 Frecuencias de las 12 primeras formas de vibración por el programa SAP2000

En la figura 3.22 se muestran los resultados del análisis modal para la primera forma de vibración sin interacción suelo-estructura y considerando dicho efecto, obtenidos por los programas SAP2000 y LIRA. Se puede notar que el uso y aplicación de diferentes programas nos puede traer consigo diferentes resultados, siendo los menores valores los obtenidos por el programa LIRA con una diferencia de 3,0% (tablas 3.4 y 3.7), lo cual se puede atribuir al aparato matemático utilizado, a la adaptación del modelo dinámico y a la aplicación de diversas normas, como son la Norma Peruana E030-2003 y Norma Rusa SNIP II-7-81\*.

Análogamente sucedió lo mismo con las frecuencias correspondientes a la primera forma de vibración libre, siendo los mayores valores los obtenidos por el programa LIRA. Este gráfico se muestra en la figura 3.23, cuya variación también es del 3,0%, atribuyéndose a los mismos factores indicados anteriormente.

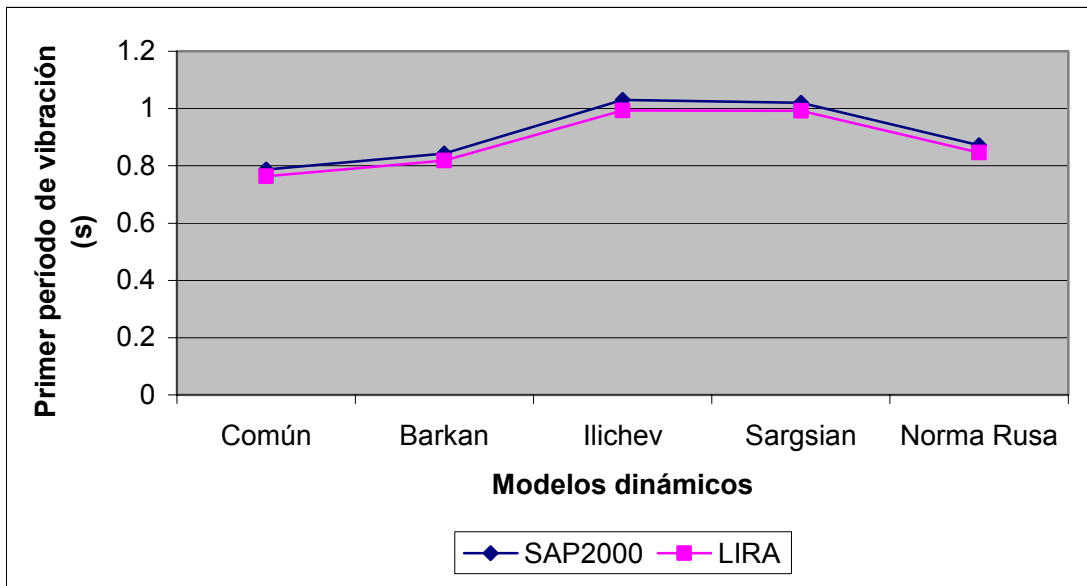


Fig. 3.22 Primer período de vibración libre por los programas SAP2000 y LIRA

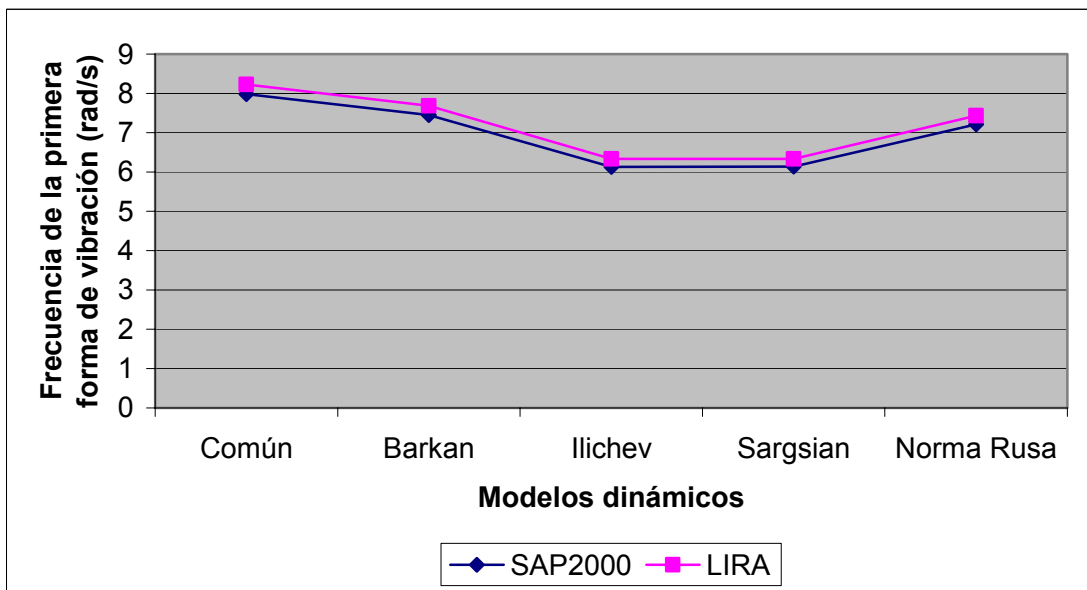


Fig. 3.23 Frecuencia de la primera forma de vibración por los programas SAP2000 y LIRA

En las figuras 3.24 y 3.25 se muestran los desplazamientos máximos de los centros de masas en los ejes OX y OY, calculados por la Norma Peruana E030-2003 a través del programa SAP2000, para los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo. Cabe indicar que el mayor desplazamiento ocurre en el 5to piso.

Como era de esperarse, la flexibilidad de la base de fundación incrementa los máximos desplazamientos de los centros de masas en los ejes OX y OY, siendo más notorio en el modelo Ilichev.

De acuerdo a los resultados obtenidos, sin considerar la flexibilidad de la base de fundación y considerando dicho efecto  $X_{m\acute{a}x} < Y_{m\acute{a}x}$  cuando  $\alpha = 0^\circ, 45^\circ$  y  $X_{m\acute{a}x} > Y_{m\acute{a}x}$  cuando  $\alpha = 90^\circ$ .

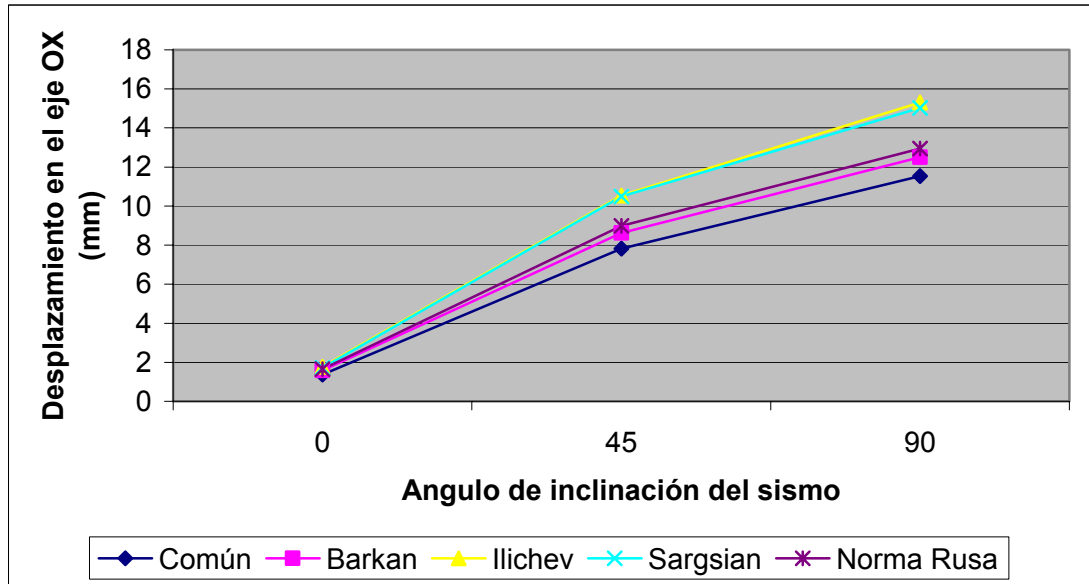


Fig. 3.24 Desplazamiento máximo del centro de masas en el 5to piso en el eje OX por el programa SAP2000

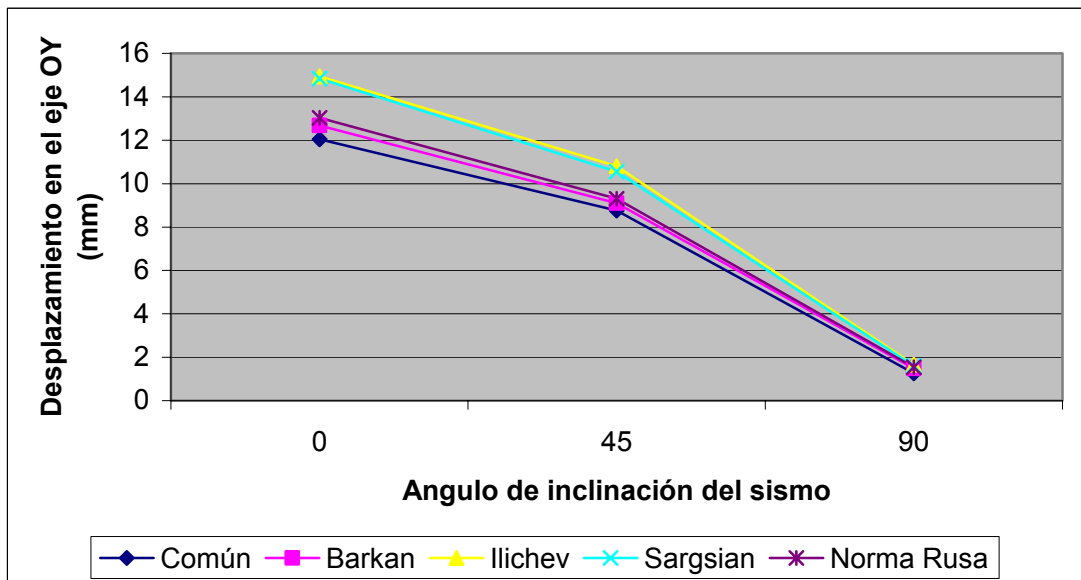


Fig. 3.25 Desplazamiento máximo del centro de masas en el 5to piso en el eje OY por el programa SAP2000

En la figura 3.26 se muestran los resultados de  $Y_{m\acute{a}x}$ , calculados por los programas SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003 y LIRA para la Norma Rusa SNIP II-7-81\* con un ángulo de inclinación del sismo  $\alpha = 0^\circ$ ; así como bajo la acción de dos

acelerogramas reales. Se puede notar, que el sismo de Lima (17.10.1966) permite obtener mayores valores de desplazamientos, tanto para el modelo común, como para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa.

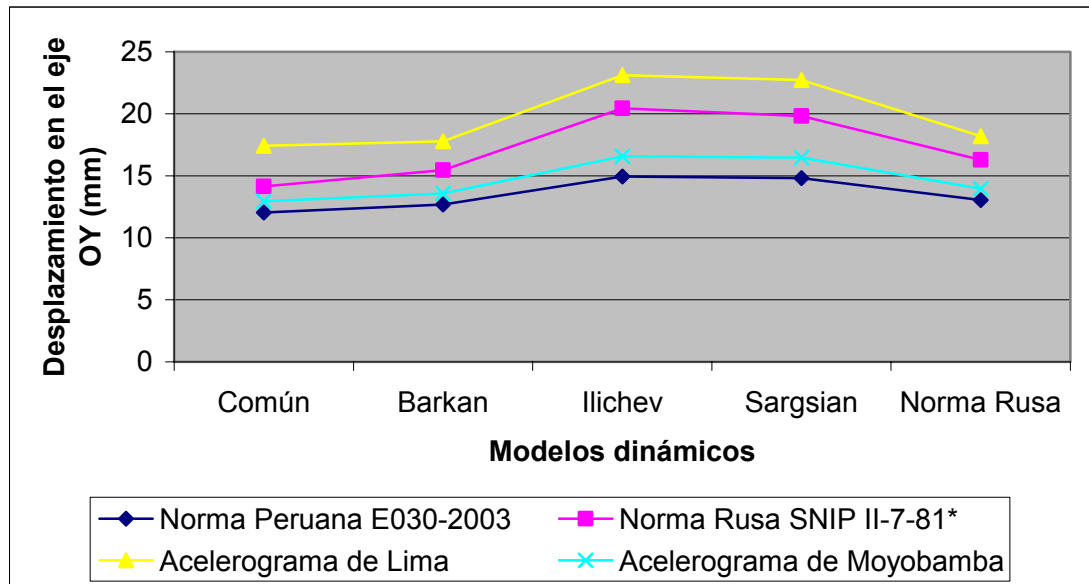


Fig. 3.26 Desplazamiento máximo del centro de masas en el 5to piso en el eje OY

De la figura 3.26 se puede concluir que los resultados obtenidos por la Norma Peruana E030-2003 a través del análisis espectral es solo referencial, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyobamba y el de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* “Construcción en zonas sísmicas”.

En la figura 3.27 se muestran los resultados de las fuerzas axiales máximas, analizados por la Norma Peruana E030-2003 a través del programa SAP2000, para los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo ( $\alpha=0^{\circ}, 45^{\circ}, 90^{\circ}$ ).

La flexibilidad de la base de fundación disminuye las fuerzas axiales máximas, siendo más notorio por el modelo Ilichev.

Las fuerzas axiales máximas tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando dicho efecto, surgen en las columnas 1, 16, 21 y 71 en el primer piso.

En la figura 3.28 se muestran los resultados de  $N_{m\acute{a}x}$ , calculados por los programas SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003 y LIRA para la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, con un ángulo de inclinación del sismo  $\alpha=0^{\circ}$ ; así como bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar, que el sismo de Lima (17.10.1966) permite obtener mayores valores de fuerzas axiales, tanto para el modelo común, como para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa.

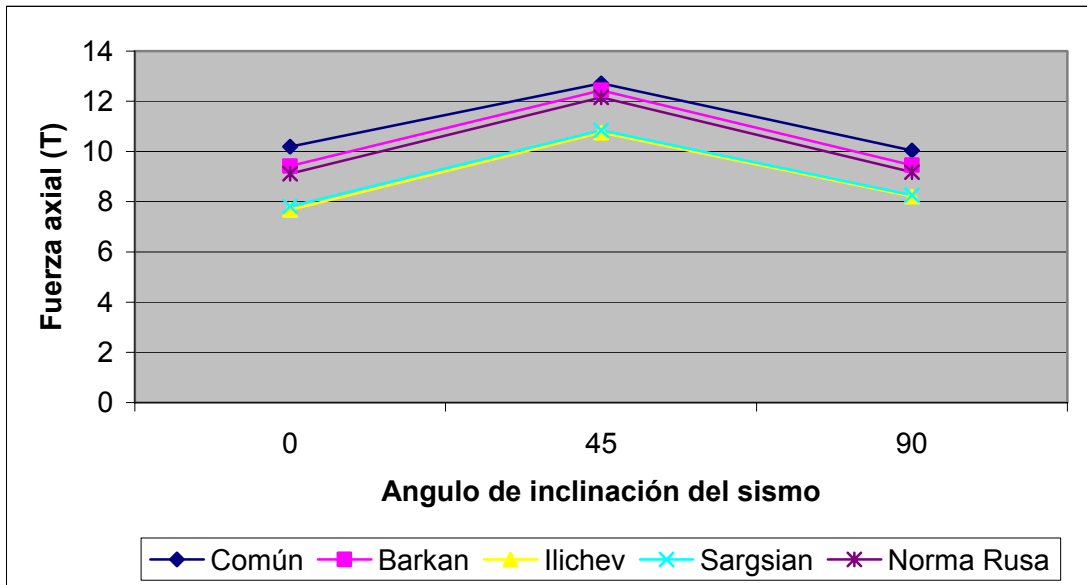


Fig. 3.27 Fuerza axial máxima por la Norma Peruana E030-2003

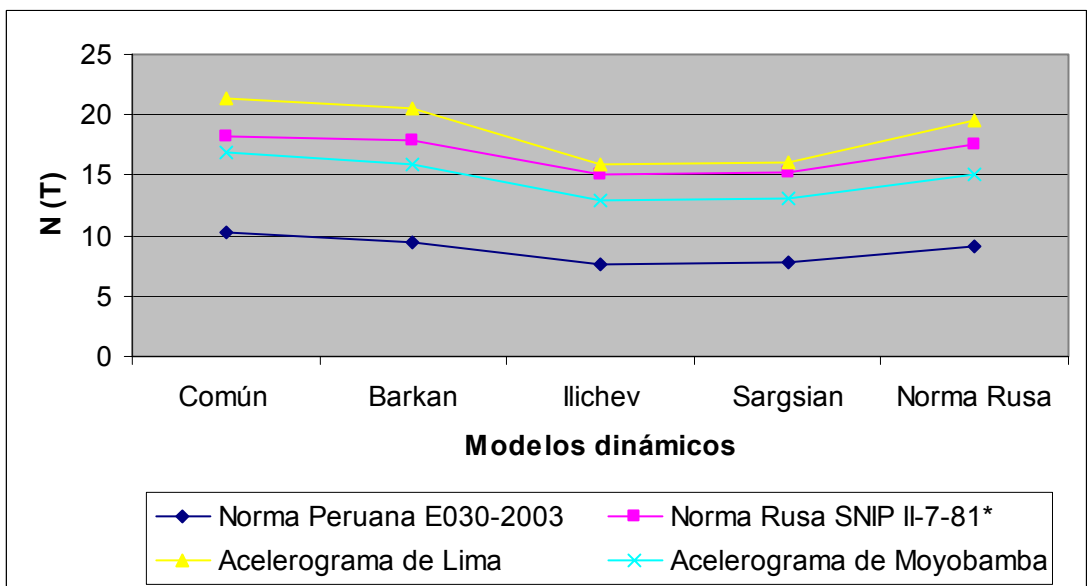


Fig. 3.28 Fuerza axial máxima

Una vez más se demuestra que los resultados obtenidos por la Norma Peruana E030-2003 a través del análisis espectral es solo referencial, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyobamba y el de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas".

En la figura 3.29 se muestran los resultados de las fuerzas cortantes máximas, calculados por el programa SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003, analizando los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo ( $\alpha=0^{\circ}, 45^{\circ}, 90^{\circ}$ ).

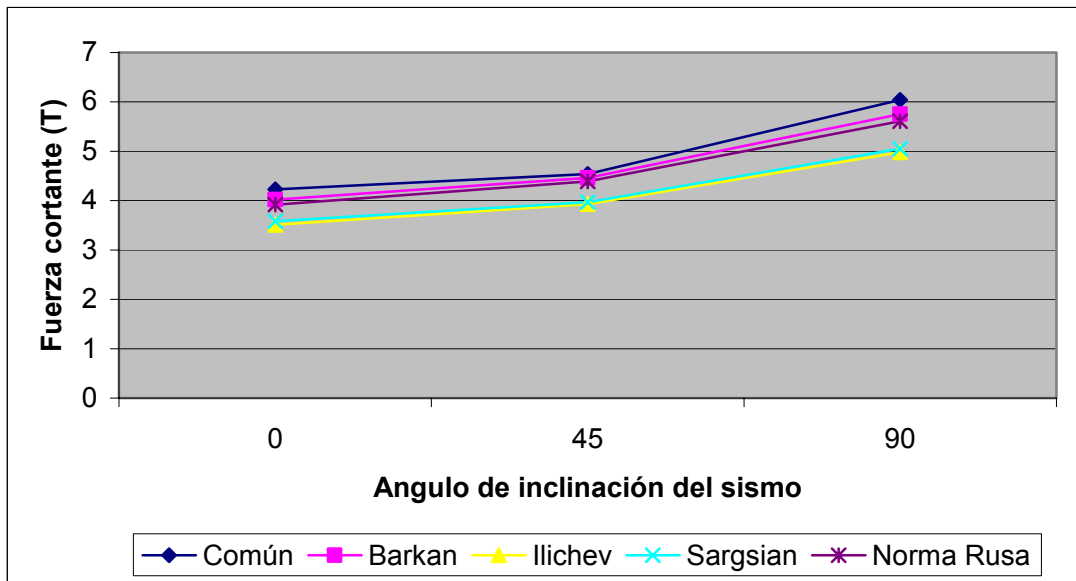


Fig. 3.29 Fuerza cortante máxima por la Norma Peruana E030-2003

La flexibilidad de la base de fundación disminuye las fuerzas cortantes máximas, siendo más notorio por el modelo Ilichev.

Las fuerzas cortantes máximas tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando dicho efecto, surgen en las columnas 46, 56, 61 y 66 en el primer piso.

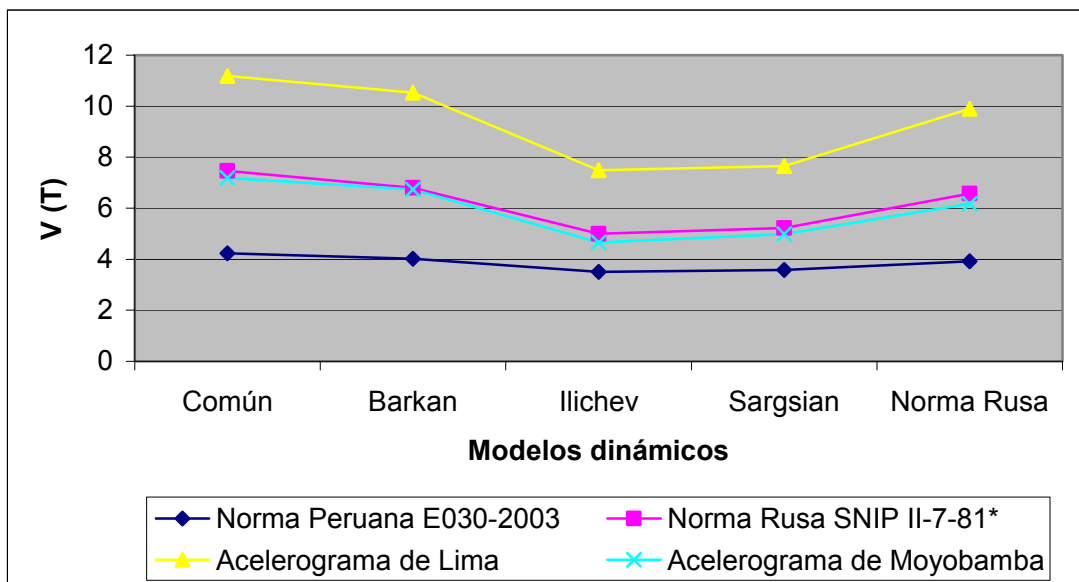


Fig. 3.30 Fuerza cortante máxima

En la figura 3.30 se muestran los resultados de  $V_{m\acute{a}x}$ , calculados por los programas SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003 y LIRA para la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, con un ángulo de inclinación del sismo  $\alpha=0^0$ ; así como bajo la acción de dos



acelerogramas reales. Se puede notar, que el sismo de Lima (17.10.1966) permite obtener mayores valores de fuerzas cortantes, tanto para el modelo común, como para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa.

Otra vez queda demostrado que los resultados obtenidos por la Norma Peruana E030-2003 a través del análisis espectral es solo referencial, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyobamba y el de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas".

En la figura 3.31 se muestran los resultados de los momentos flectores máximos, obtenidos por la Norma Peruana E030-2003 a través del programa SAP2000, analizando la edificación por los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo ( $\alpha=0^{\circ}, 45^{\circ}, 90^{\circ}$ ).

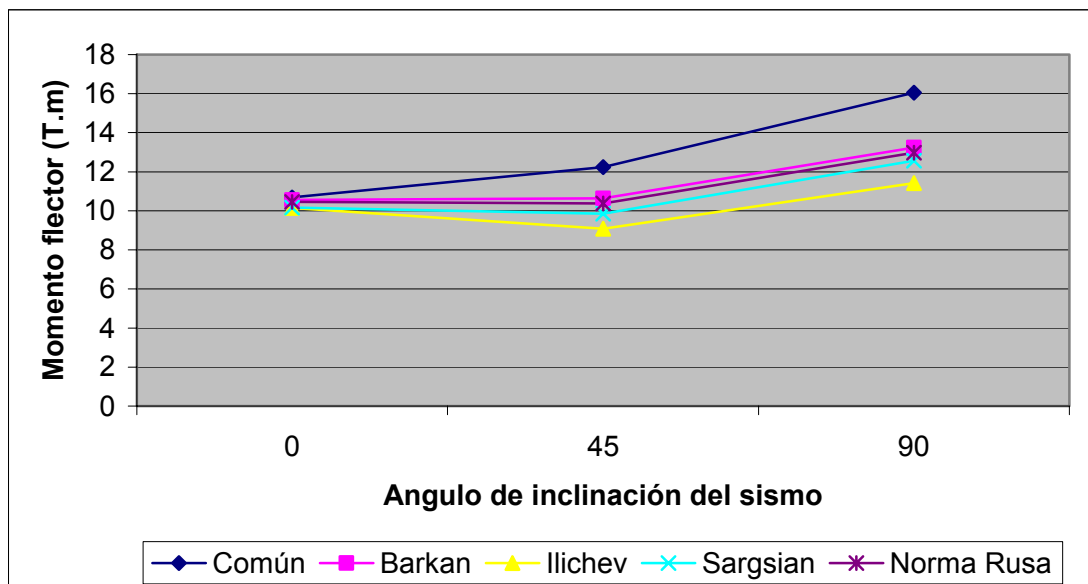


Fig. 3.31 Momento flector máximo por la Norma Peruana E030-2003

La flexibilidad de la base de fundación disminuye los momentos flectores máximos, siendo más notorio por el modelo dinámico Ilichev.

Los momentos flectores máximos tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando dicho efecto, surgen en las columnas 46, 56 y 66 en el primer piso.

En la figura 3.32 se muestran los resultados de  $M_{m\acute{a}x}$ , calculados por los programas SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003 y LIRA para la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, con un ángulo de inclinación del sismo  $\alpha=0^{\circ}$ ; así como bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar, que el sismo de Lima (17.10.1966) permite obtener mayores valores de momento flector, tanto para el modelo común, como para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa.

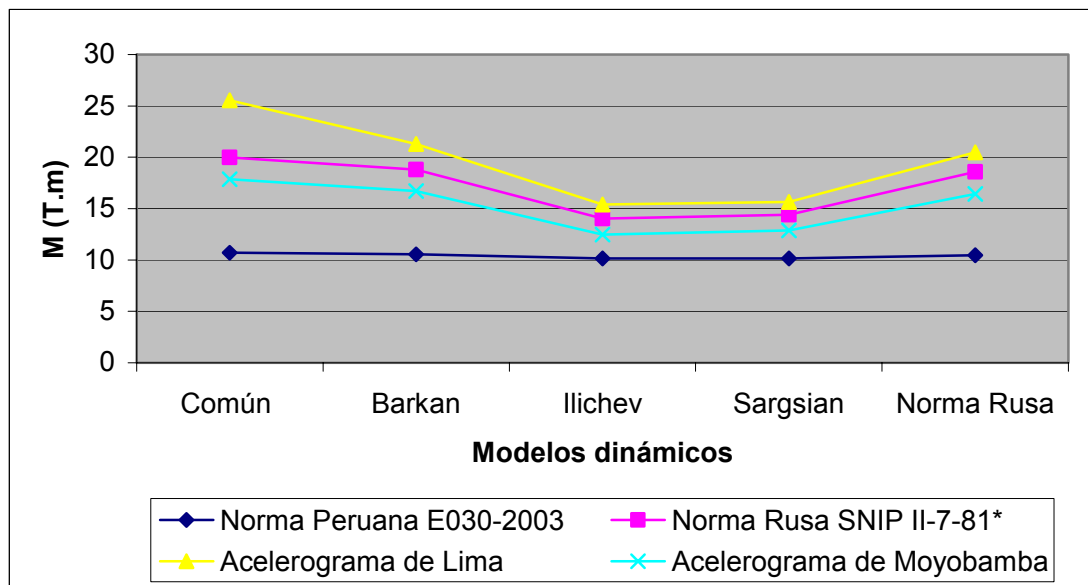


Fig. 3.32 Momento flector máximo

De los resultados obtenidos se demuestra que el análisis espectral por la Norma Peruana E030-2003 es solo referencial para el caso de suelos rígidos, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyobamba y el de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* “Construcción en zonas sísmicas”.

Analizando los resultados de los momentos torsores máximos, obtenidos por la Norma Peruana E030-2003 a través del programa SAP2000, donde se analizó la edificación por los diversos modelos dinámicos y bajo diferentes ángulos de inclinación del sismo ( $\alpha=0^{\circ}, 45^{\circ}, 90^{\circ}$ ), se puede concluir que el efecto de flexibilidad del suelo de fundación no es notorio, debido a que sus valores son los mismos.

Dichos momentos torsores máximos, tanto sin considerar la flexibilidad de la base de fundación, como considerando dicho efecto, surgen en diversos elementos de la edificación.

En la figura 3.33 se muestran los resultados de  $M_{t,máx}$ , calculados por los programas SAP2000 para la Norma Peruana E030-2003 y LIRA para la Norma Rusa SNIP II-7-81\*, con un ángulo de inclinación del sismo  $\alpha=0^{\circ}$ ; así como bajo la acción de dos acelerogramas reales. Se puede notar, que el sismo de Lima (17.10.1966) permite obtener mayores valores de momento torsor, tanto para el modelo común, como para los modelos dinámicos Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa.

Una vez más se concluye, que el análisis espectral por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030-2003 es solo referencial para el caso de suelos rígidos, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyobamba y el de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* “Construcción en zonas sísmicas”.

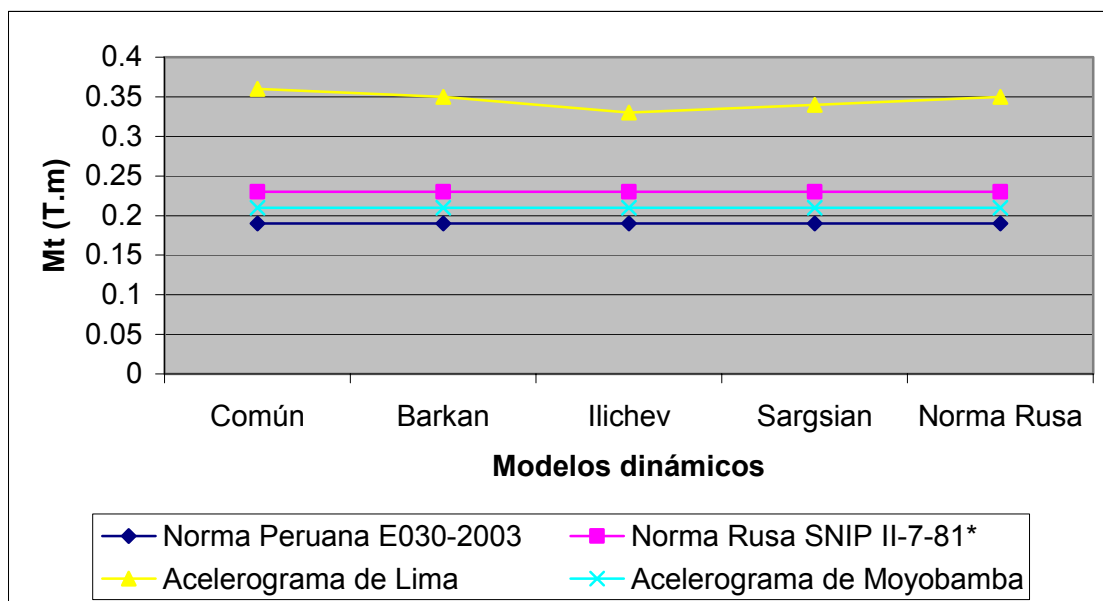


Fig. 3.33 Momento torsor máximo

Se comprueba, que el efecto de la flexibilidad de la base de fundación, influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo en edificaciones con zapatas aisladas.

Analizando los resultados obtenidos, llegamos a las siguientes conclusiones:

1. La flexibilidad de la base de fundación, calculado por la Norma Peruana E030-2003, cuando  $\alpha=0^0$ , permite el incremento de los períodos de la primera forma de vibración por los diversos modelos dinámicos desde el 7,1% hasta el 30,1%; disminuyen las frecuencias correspondientes a dicha forma de vibración entre 7,1% y 30,1%; incrementan los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX desde el 15,2% hasta el 28,3% y en el eje OY entre 5,3% y 24,1%. Asimismo disminuyen las fuerzas axiales máximas en un intervalo del 7,6% al 24,8%; disminuyen las fuerzas cortantes máximas desde el 5,0% hasta el 17,0% y disminuyen los momentos flectores máximos entre 1,3% y 5,1%. Los momentos torsores no sufren variación alguna.
2. El cálculo por la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas", cuando  $\alpha=0^0$ , muestra que la flexibilidad de la base de fundación permite el incremento de los períodos de la primera forma de vibración libre por los diversos modelos dinámicos desde el 7,2% hasta el 30,1%; disminuyen las frecuencias correspondientes a dicha forma de vibración entre 7,2% y 30,1%; incrementan los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX desde el 11,9% hasta el 54,1% y en el eje OY entre 9,4% y 44,6%. Asimismo, disminuyen las fuerzas axiales máximas en un intervalo del 1,6% al 17,0%; disminuyen las fuerzas cortantes máximas desde el 9,0% hasta el

33,1% y disminuyen los momentos flectores máximos entre 5,9% y 29,7%. Los momentos torsores no varían.

3. El cálculo bajo la acción de acelerogramas, muestra que la flexibilidad de la base de fundación permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX en el intervalo del 3,7% al 46,1% y en el eje OY desde el 2,2% hasta el 37,7%. Asimismo, disminuyen las fuerzas axiales máximas entre 3,7% y 27,0%; disminuyen las fuerzas cortantes máximas desde el 5,8% hasta el 37,7%; disminuyen los momentos flectores máximos en el intervalo del 6,4% al 41,2% y disminuyen los momentos torsores entre 2,8% y 8,3%.
4. El cálculo por la Norma Peruana E030-2003, cuando  $\alpha=45^0$ , muestra que la flexibilidad de la base de fundación permite el incremento de los desplazamientos del centro de masas en el eje OX del 10,2% al 34,8% y en el eje OY desde 3,9% hasta 23,3%. Igualmente disminuyen las fuerzas axiales máximas del 2,3% al 15,4%; disminuyen las fuerzas cortantes máximas en un intervalo desde el 1,8% hasta el 13,4% y disminuyen los momentos flectores máximos del 13,2% al 25,7%. Los momentos torsores no varían.
5. Del cálculo por la Norma Peruana E030-2003, cuando  $\alpha=90^0$ , se concluye que la flexibilidad de la base de fundación permite el incremento de los desplazamientos del centro de masas en el eje OX del 8,4% al 32,7% y en el eje OY desde 17,5% hasta 32,5%. Asimismo disminuyen las fuerzas axiales máximas del 5,8% al 18,2%; disminuyen las fuerzas cortantes máximas en un intervalo desde el 4,8% hasta el 17,5% y disminuyen los momentos flectores máximos del 17,6% al 28,9%. Los momentos torsores no varían.
6. La comparación de los resultados obtenidos por los diferentes modelos dinámicos nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da en el modelo Ilichev (sin disipación de energía) y el menor efecto en el modelo dinámico Barkan. Los resultados obtenidos por los modelos dinámicos Norma Rusa (sin disipación y con disipación de energía), Sargsian e Ilichev (con disipación de energía) se encuentran entre los dos modelos anteriormente indicados.
7. Se recomienda el uso y aplicación de los modelos dinámicos Barkan y Norma Rusa (sin disipación y con disipación de energía) por no superar los valores admisibles de la comprobación de desplazamientos según la Norma Peruana E030-2003, ni tampoco permite la concentración de esfuerzos en columnas, lo cual es notorio en los modelos dinámicos Ilichev y Sargsian, donde ocurren daños estructurales muy cercanos a la intersección con las vigas.
8. El análisis espectral por la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030-2003 es solo referencial para el caso de edificaciones aporticadas con zapatas aisladas sobre

suelos rígidos, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyobamba y de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas".

9. Se demostró que el trabajo del modelo dinámico adaptado a cualquier programa informático (sin uso de resortes), describe perfectamente el problema de interacción suelo-estructura para edificaciones con zapatas aisladas.
10. Es notorio el efecto de la flexibilidad de la base de fundación en el análisis sísmico, a pesar que el suelo es rígido, debiendo de mejorarse la Norma Peruana E030-2003, incluyendo la exigencia de dicho tipo de análisis, el cual describe perfectamente el comportamiento real de la edificación ante sismos.

## CAPITULO 4

# REPARACION Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES, CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DE LA BASE DE FUNDACION

En el proceso de explotación de edificaciones sucede el deterioro de la construcción y de las conexiones entre sus elementos originado por la fatiga, el desgaste estructural y la acumulación de daños. También es posible que surjan daños en ciertos elementos de la edificación o en todo el sistema portante como consecuencia de incendios, sismos y otros efectos naturales. En tales condiciones, la explotación futura de la edificación es muy riesgosa. Ante este problema, la solución más común es la reparación y reforzamiento estructural, debido a que su aplicación permite un gran ahorro en materiales y mano de obra.

El problema del reforzamiento racional de edificaciones tiene puntos críticos a resolver, tales como:

- Valoración real del estado actual de la edificación y las condiciones del suelo de fundación.
- Determinación del nivel adecuado de reforzamiento de la capacidad portante de la edificación.

### 4.1 ANALISIS DEL ESTADO DE EDIFICACIONES EN ZONAS SISMICAS

En la Norma Rusa SNIP II-7-81\* se indica que el cálculo de edificaciones en zonas sísmicas se realiza considerando su capacidad portante. Asimismo, el proceso de cambio de las características de resistencia de los elementos estructurales de la edificación durante el tiempo debe de considerarse a través de la dependencia “seguridad–tiempo”. En este caso, la seguridad se determina como la probabilidad de cumplimiento de la desigualdad:

$$R - Q_n > 0 \quad (4.1)$$

Donde:

$R$  - rigidez de la edificación;

$Q_n$  - parámetro de carga.

La seguridad del trabajo de la edificación se condiciona al cambio en el tiempo de las propiedades internas (materiales, cambio de la flexibilidad del suelo de fundación y otros más) y condiciones externas (cargas y acciones), que pasan por la edificación, debiendo de disminuir gradualmente (figura 4.1).

Tal disminución se describe perfectamente por la ley exponencial:

$$R(t) = [R]e^{-\lambda t} \quad (4.2)$$

Donde:

$R(t)$  - seguridad de la edificación en el tiempo  $t$ ;

$[R]$  - nivel inicial de seguridad;

$\lambda$  - coeficiente que caracteriza la velocidad relativa de la acumulación de la pérdida de seguridad de los elementos estructurales, como consecuencia de la corrosión, el desgaste y otros más.

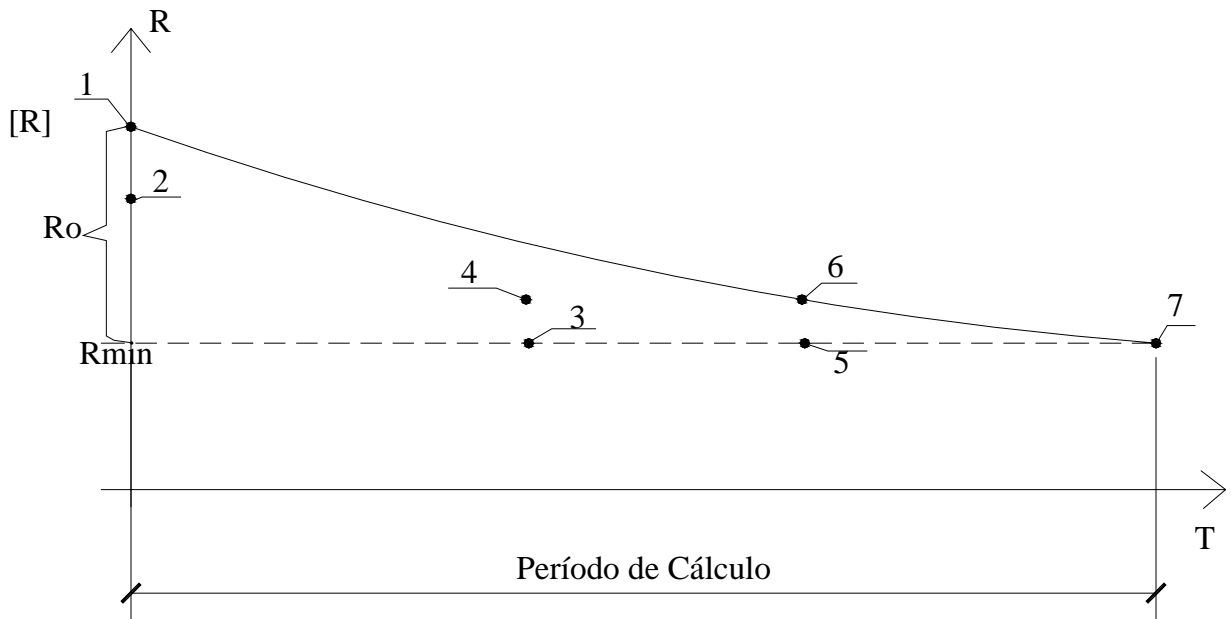


Fig. 4.1 Dependencia R-T “seguridad-tiempo” para edificaciones explotadas en condiciones comunes

En sismos de poca intensidad, los cuales suceden muy a menudo durante el tiempo de vida útil de la edificación, los elementos portantes de la estructura deben de conservarse sin sufrir daños y cuando suceden sismos severos, los cuales poco suceden, se permiten daños dentro de los límites aceptables sin colapsar ni causar daños graves a las personas (figura 4.2).

Considerando una rigidez inicial no muy grande  $R_0$  se puede obtener una determinada economía. Si cambiamos esta economía iniciando desde el momento de intersección de la curva (1-3) con el nivel superior  $R_{min}^s$  (punto 2), el trabajo de la edificación va a estar relacionada con un determinado riesgo.

En los sismos, la magnitud de la capacidad portante de la edificación como consecuencia de los daños surgidos decrece rápidamente.

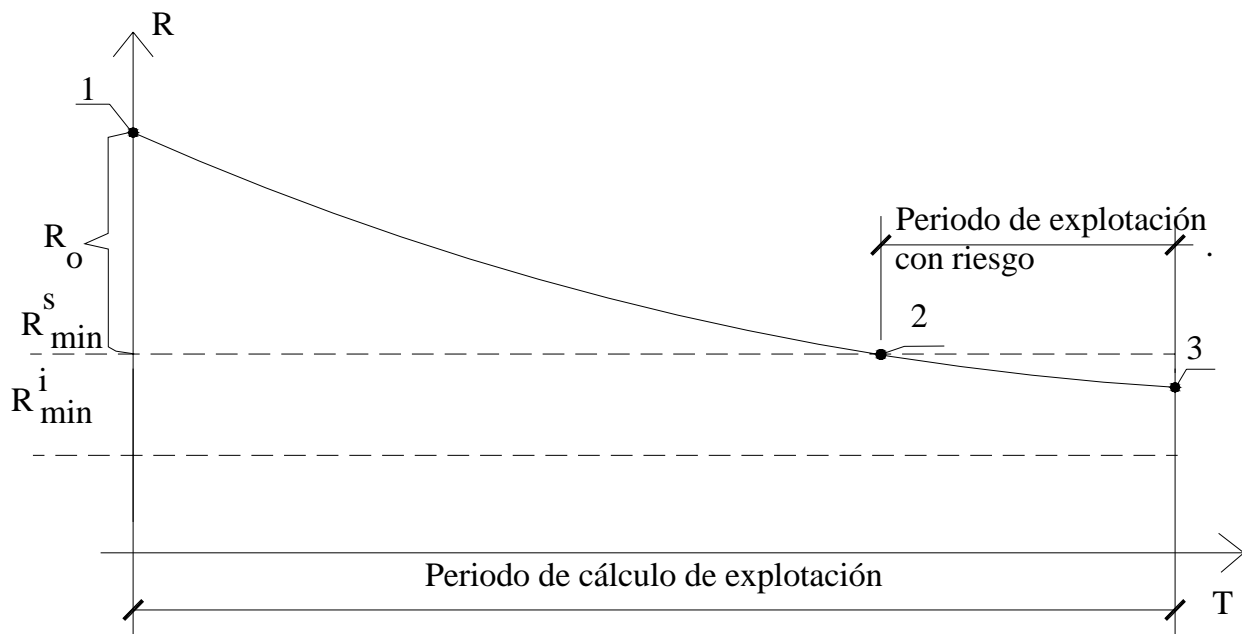


Fig. 4.2 Dependencia "seguridad-tiempo" para edificaciones explotadas en zonas sísmicas

En la figura 4.3 se muestra este cambio del punto 2 al punto 4. Debido a la disminución de la capacidad portante de la edificación después del sismo, la curva se desplaza a la posición 4-8.

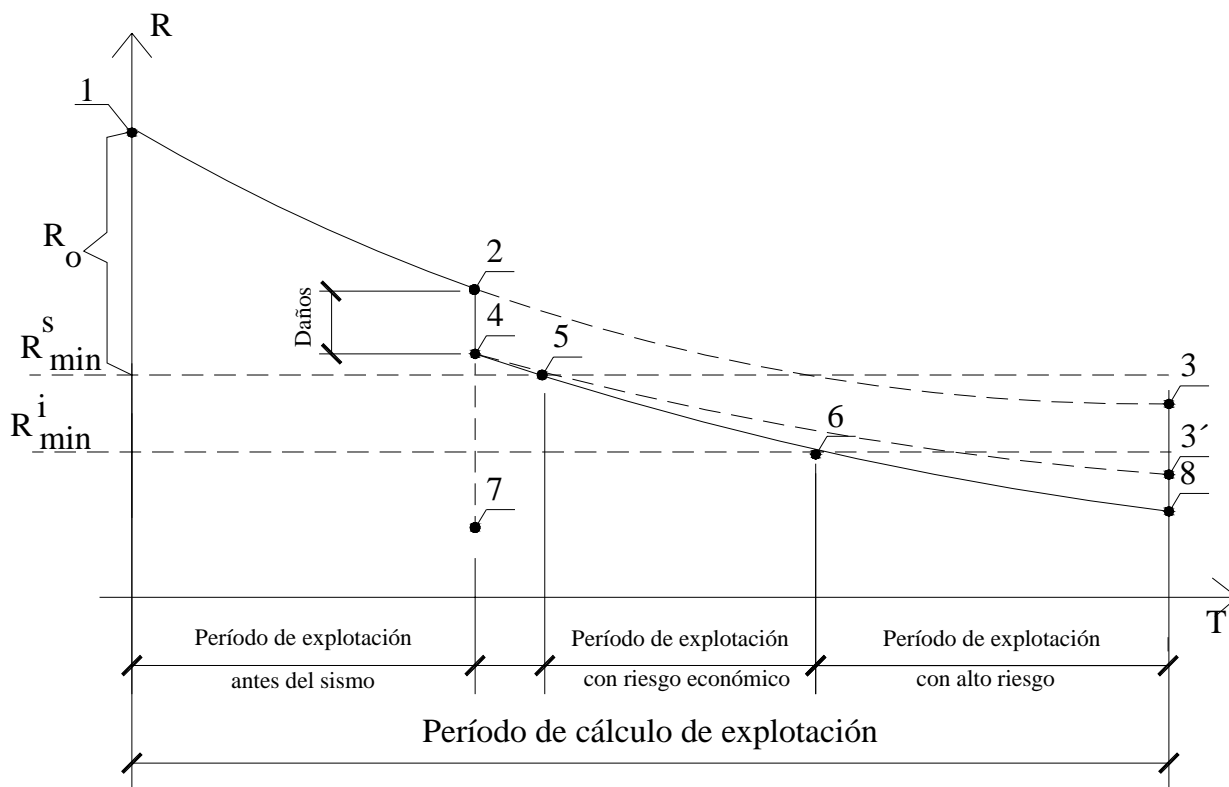


Fig. 4.3 Dependencia "seguridad-tiempo" en edificaciones durante un sismo



Si disminuye la resistencia de la edificación, entonces será mayor el riesgo de incapacidad de explotación posterior.

Después de cada sismo severo se precisa la sismicidad del territorio, el cual se incrementa. Esto trae consigo el reforzamiento estructural no sólo de edificaciones dañadas, sino también de las que no sufrieron daños.

De lo analizado anteriormente acerca del estado de las edificaciones en zonas sísmicas, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- 1) El reforzamiento de edificaciones se realiza cuando existen grandes daños en la construcción y debido al incremento del nivel de sismicidad de la región.
- 2) Además de los procesos de degradación, que pasan en la edificación, en su durabilidad también influye el régimen sísmico de la región (intensidad, período de retorno).

#### 4.2 NIVEL RACIONAL DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES

Uno de los problemas más importantes y complejos en la reparación y reforzamiento estructural de edificaciones, es la determinación del nivel de reforzamiento de su capacidad portante.

Entre el desgaste físico “ $\eta$ ” y el nivel de daños “ $i$ ” de edificaciones sometidas a sismos, existe una dependencia orientadora  $\eta=i/5$ . Entonces en calidad de nivel límite admisible de daños se puede tomar el 65% del desgaste de la edificación.

El análisis y generalización de los datos acerca del estado de edificaciones después del sismo se mostró en el trabajo [65], que la distribución de edificaciones por nivel de daños se da por una ley normal y la probabilidad de su realización se adecua a la probabilidad de caída de una magnitud en el intervalo de  $\alpha = (i - 0,5)$  a  $\beta = (i + 0,5)$ , consecuentemente:

$$P_i(\alpha < x < \beta) = \Phi \left[ \frac{(i + 0,5) - i_m}{\sigma} \right] - \Phi \left[ \frac{(i - 0,5) - i_m}{\sigma} \right] \quad (4.3)$$

Donde:

$P_i$  - probabilidad de obtención del nivel “ $i$ ” de daños de la edificación durante un sismo;

$\Phi$  - función de distribución normal, cuyo valor está dado en la tabla especial de teoría de probabilidades [18];

$\sigma$  - desviación cuadrática media;

$i$  - número de orden del nivel de daños de la edificación ( $i=1 \div 5$ );

$i_m$  - nivel medio de daños de la edificación.

Utilizamos los valores de las características numéricas de la función normal (4.3) propuestas en la disertación doctoral [65]:

$$i_m = [(I - I_s) + 0,63] \quad (4.4)$$

$$\sigma = 0,74$$

Donde:

$I$  - intensidad sísmica de la zona (en grados);

$I_s$  - sismicidad de cálculo de la edificación (en grados).

Reemplazando la fórmula (4.4) en (4.3) llegamos a la relación (4.5), que muestra que la probabilidad de niveles de daños en las edificaciones se puede determinar por la diferencia  $(I - I_s)$ .

$$P_i = \Phi \left[ \frac{(i - 0,13) - (I - I_s)}{0,74} \right] + \Phi \left[ \frac{(i - 1,13) - (I - I_s)}{0,74} \right] \quad (4.5)$$

En la investigación [109] se estudiaron 222 edificaciones (74%) con suelo intermedio y sometido a sismos de 6÷7 grados; así como 78 edificaciones (26%) con suelo blando y sometido a sismos de 8÷9 grados.

Si analizamos el nivel de daños de las edificaciones con las categorías de suelos, obtenemos los siguientes resultados:

Tabla 4.1

Suelo intermedio				Suelo blando				Total
Nivel de daños				Nivel de daños				
1	2	3	Total	1	2	3	Total	
54	81	87	222	17	27	34	78	300

En la tabla 4.2 se da la distribución de edificaciones por los niveles de daños de acuerdo al parámetro  $(I - I_s)$ , siendo los del numerador los reales y los del denominador los calculados por la fórmula (4.5).

Tabla 4.2

Nivel de daños "i"	Parámetro (I-I <sub>s</sub> )					Resultado
	3	2	1	0	-1	
0			4/5	15/18	142/140	161/163
1		6/9	28/31	20/18	17/19	71/77
2	6/13	57/54	39/37	6/5		108/109
3	42/81	67/65	12/10			121/156
4	121/99	15/17				136/116
5	51/27					51/27
Total	220	145	83	41	159	648



De donde:

$$t_1^* = \frac{1}{\lambda} \cdot \ln \frac{R_\phi}{R_{\min}^i} \quad (4.9)$$

Ingresamos la magnitud Z:

$$Z = 1 - Q(t) = e^{-\lambda \cdot t} \quad (4.10)$$

Determinamos el valor medio  $\lambda$  por la muy conocida fórmula de la investigación [1]:

$$\lambda = - \frac{\sum n_i \cdot t_i \cdot \ln Z_i}{\sum n_i \cdot t_i^2} \quad (4.11)$$

Donde:

$n_i$  - número de observaciones correspondientes a  $t_i$ .

De esta manera, determinando los esfuerzos en los elementos estructurales de la edificación, correspondientes al nivel  $R_{\min}^i$  y conociendo la magnitud del coeficiente  $\lambda$  para el área de construcción, se puede determinar el nivel inicial de reserva, por el cual se provee una explotación segura de la edificación en un período de tiempo determinado.

Del análisis de los resultados obtenidos podemos indicar, que si el reforzamiento estructural se realiza sin considerar la interacción suelo-estructura, entonces el nivel de reforzamiento de la edificación se incrementa y los gastos generales de reforzamiento correspondientemente aumentarán.

Asimismo, a través de esta metodología, el nivel de reforzamiento se determina a partir de la condición real de la edificación y se puede calcular el período límite de explotación.

## CONCLUSIONES

1. Como resultado de los diferentes modelos dinámicos de interacción suelo-zapata aislada-superestructura, se eligieron cuatro modelos, que consideran la flexibilidad y propiedades inerciales del suelo de fundación (Barkan, Ilichev, Sargsian y Norma Rusa), que poseen una amplia aplicación y adaptación a los programas informáticos por elementos finitos para el cálculo sísmico de edificaciones. Los cálculos numéricos se efectuaron a través de los programas SAP2000, LIRA y COSMOS para los cuatro modelos dinámicos anteriormente indicados.
2. El cálculo sísmico con ayuda de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, nos muestra que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Peruana E030-2003, cuando  $\alpha=0^0$ , permite el incremento del período de la primera forma de vibración hasta 30,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 30,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 28,3% y en el eje OY hasta 24,1%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 24,8%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,0% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 5,1%. Los momentos torsores no varían.
3. La flexibilidad de la base de fundación por la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas", cuando  $\alpha=0^0$ , permite el incremento del período de la primera forma de vibración libre hasta 30,1%; disminución de la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración hasta 30,1%; incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 54,1% y en el eje OY hasta 44,6%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 17,0%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 33,1% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 29,7%. Los momentos torsores no varían.
4. La flexibilidad de la base de fundación bajo la acción de los acelerogramas de Lima (17.10.1966) y Moyobamba (25.09.2005), permiten el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 46,1% y en el eje OY hasta 37,7%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 27,0%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 37,7%; disminución de los momentos flectores máximos hasta 41,2% y disminución de los momentos torsores máximos hasta 8,3%.
5. El cálculo sísmico por la Norma Peruana E030-2003, cuando  $\alpha=45^0$ , permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 34,8% y en el eje OY hasta 23,3%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta

- 15,4%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 13,4% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 25,7%. Los momentos torsores no varían.
6. Por la Norma Peruana E030-2003, la flexibilidad de la base de fundación, cuando  $\alpha=90^{\circ}$  permite el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta 32,7% y en el eje OY hasta 32,5%; disminución de las fuerzas axiales máximas hasta 18,2%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 17,5% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 28,9%. Los momentos torsores no varían.
  7. La comparación de los resultados de cálculo obtenidos, nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de fundación se da en el modelo dinámico Ilichev (sin disipación de energía) y el menor efecto en el modelo dinámico Barkan. Los resultados de los modelos dinámicos Norma Rusa (sin disipación y con disipación de energía), Sargsian e Ilichev (con disipación de energía) se encuentran entre los dos modelos dinámicos anteriores.
  8. Analizando los acelerogramas usados, podemos indicar que el acelerograma con mayor aceleración, es decir el de Lima (17.10.1966), permite obtener mayores valores de desplazamientos, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y momentos torsores, que los obtenidos por el acelerograma de Moyobamba (25.09.2005).
  9. En base al programa SAP2000 se elaboró una forma de modelación de la edificación con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de fundación, para el cálculo sísmico por la Norma Peruana E030-2003 y bajo la acción de acelerogramas reales.
  10. El programa LIRA nos permitió demostrar que el modelo dinámico adaptado (sin uso de resortes y solo con aplicación de barras universales), describe perfectamente el problema de interacción suelo-estructura para edificaciones con zapatas aisladas, pudiendo ser aplicado por cualquier programa informático.
  11. En base a la aplicación de las posibilidades del programa COSMOS, se elaboró un nuevo esquema de cálculo para edificaciones en zonas sísmicas. La particularidad de este esquema consiste en el uso de elementos sólidos en la modelación estructural de la edificación. Se realizaron cálculos numéricos bajo la acción del sismo de San Francisco del año 1957, analizando la edificación sin considerar la interacción suelo-estructura y considerando dicho efecto por los modelos dinámicos Barkan e Ilichev. Se demostró a través de los resultados de investigación numérica, que la distribución de esfuerzos Von Misses por toda la altura de la edificación, es muy parecida a los daños que suceden en estructuras aporticadas en zonas sísmicas, siendo muy notorio el daño de concentración de esfuerzos en el modelo dinámico Ilichev.

12. Del análisis espectral por la Norma Peruana E030-2003, se concluye que es solo referencial para el caso de edificaciones aporricadas con zapatas aisladas sobre suelos rígidos, ya que sus valores están por debajo de los obtenidos por los acelerogramas de Lima y Moyabamba y de la Norma Rusa SNIP II-7-81\* "Construcción en zonas sísmicas".
13. Se recomienda el uso y aplicación de los modelos dinámicos Barkan y Norma Rusa (sin disipación y con disipación de energía) por no superar los valores admisibles de la comprobación de desplazamientos según la Norma Peruana E030-2003, ni tampoco permite la concentración de esfuerzos en columnas, lo cual es notorio en los modelos dinámicos Ilichev y Sargsian, donde ocurren daños estructurales muy cercanos a la intersección con las vigas.
14. Si el reforzamiento estructural se realiza sin considerar la interacción suelo-estructura, entonces el nivel de reforzamiento de la edificación se incrementará, aumentando los gastos de la misma.
15. Es notorio el efecto de la flexibilidad de la base de fundación en el análisis sísmico, debiendo de mejorarse la Norma Peruana E030-2003, incluyendo la exigencia de dicho tipo de análisis, el cual describe perfectamente el comportamiento real de la edificación ante sismos.

## BIBLIOGRAFIA

1. **Айзенберг Я.М., Килимник Л.Ш.** О критериях оптимального проектирования и параметрах предельных состояний при расчетах на сейсмическое воздействие. / Строительная механика и расчет сооружений. – 1970. № 6.
2. **Айзенберг Я.М., Нейман А.И.** Оценка сейсмостойкости сооружений и экономической целесообразности их восстановления после землетрясения. / Строительная механика и расчет сооружений. – 1974. № 2, - с. 9-13.
3. **Алейников С.М.** Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно неоднородных оснований. – М.: АСВ, 2000. – 768с.
4. **Александрович В.Ф., Федоровский В.Г.** Круглый штамп на упругопластическом упрочняющем грунтовом основании. Межвуз.сб.: Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов. Новочеркасск, 1979, с. 35-43.
5. **Алексин П.А., Грайзер В.М., Плетнев К.Г. и др.** Колебания грунта при сильных Газлийских землетрясениях. / В сб.: Сейсмостойкое строительство, 1976, вып. 11, с. 8-12.
6. **Амбарцумян В.А.** Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. – М.: Стройиздат, 1981. с. 140-149.
7. **Амосов А.А., Сеницын С.Б.** Основы теории сейсмостойкости сооружений. – М.: АСВ, 2001. – 96с.
8. **Аникьев А.В., Ильичев В.А.** Нестационарные горизонтально-вращательные колебания фундамента. / Сб.: Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Книга 1. Ташкент: Фан, 1977, с. 147-151.
9. **Аникьев А.В., Ильичев В.А.** Нестационарные вращательные колебания твердого тела на упругом основании. / Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №2, с. 47-52.
10. **Аюнц В.А.** Свободные пространственные колебания сооружений, моделируемых многомассовыми системами. Исследования по строительным конструкциям. / Сб. научных трудов. М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1984, с. 4-10.
11. **Баркан Д.Д.** Динамика оснований и фундаментов. М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 412с.
12. **Баркан Д.Д., Трофименков Ю.Г., Голубцова М.Н.** О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов. / Основания, фундаменты и механика грунтов, 1974, №1, с. 29-31.
13. **Бидерман В.Л.** Прикладная теория механических колебаний. М.: Высшая школа, 1972.
14. **Бируля Д.Н.** Исследование взаимодействия сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М., 1973.
15. **Бобаков Л.Н.** Дополнительные характеристики взаимодействия и работы сооружений в различных грунтовых условиях. / Тр. ЦНИИ строительных конструкций, 1975, вып. 45, с. 90-93.
16. **Болотин В.В.** Динамическая устойчивость упругих систем. М.: Гостехиздат, 1956.



17. **Болотин В.В.** Статистические методы в строительной механике. М.: Стройиздат, 1965. – 279с.
18. **Брайсон А.Э., Хо Ю-Ши.** Оптимизация, оценка и управление. / Перевод с англ. – М.:Мир, 1972, - 554с.
19. **Вильярреаль Кастро Хеннер.** Расчет высоких зданий при сейсмическом воздействии с учетом податливости основания. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. МГСУ. М., 2004. – 144с.
20. **Вильярреаль Кастро Хеннер.** Учет податливости свайного основания при расчете высоких зданий на сейсмические воздействия. Деп. в ВИНТИ № 1986 – В2004. ISSN 0202-6120. - М., 2004. – 6с.
21. **Вильярреаль Кастро Хеннер.** Расчет высоких зданий на сейсмические воздействия с учетом податливости свайного основания. Деп. в ВИНТИ № 1987 – В2004. ISSN 0202-6120. - М., 2004. – 6с.
22. **Власов В.З., Леонтьев Н.Н.** Балки, плиты и оболочки на упругом основании. М.: Физматиз, 1960. – 491с.
23. **Вычислительный комплекс «ЛИРА».** НИИАСС. Киев, 2002,
24. **Вялов С.С.** Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. – 310с.
25. **Ганиев Р.Ф.** Резонансные явления при нелинейных колебаниях твердых тел. / Прикладная механика, т. VIII, в. 12, 1972, с. 38-45.
26. **Ганиев Р.Ф., Каноненко В.О.** Колебания твердых тел. М.: Наука, 1976.
27. **Годзевич И.Н.** Об экономическом эффекте учета инерции основания в задачах динамики фундаментов. / Изв. Вузов. Сер. Строительство и архитектура, 1972, вып. 4, с. 28-29..
28. **Гольденблат И.И.** Современные проблемы колебаний и устойчивости инженерных сооружений. М.: Стройиздат, 1947.
29. **Гольденблат И.И., Карцивадзе Г.Н., Напетваридзе Ш.Г., Николаенко Н.А.** Проектирование сейсмостойких гидротехнических, транспортных и специальных сооружений. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т. IV, М.: Стройиздат, 1971.
30. **Гольденблат И.И., Николаенко Н.А., Поляков С.В., Ульянов С.В.** Модели сейсмостойкости сооружений. М.: Наука, 1979.
31. **Гольденблат И.И., Поляков С.В.** Проблема «инженерного риска» в сейсмостойком строительстве. / Строительная механика и расчет сооружений, 1975, №6, с. 41-44.
32. **Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И.** Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1984. – 679с.
33. **Гроссман А.Б.** Поступательно-вращательные колебания протяженной системы. / В сб.: Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. Тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М.: Госстройиздат, 1967, с. 112-129.
34. **Гусев Ю.М.** Остаточные деформации грунтов в строительстве. Киев-Донецк: Вища школа, 1980.
35. **Далматов Б.И.** Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений. – М.: АСВ, 2001. – 440с.

36. **Дарбинян С.С., Мазманян А.Г.** Расчет сооружения, заглубленного в упругопластический слой грунта при сейсмических воздействиях. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Материал V Всесоюзной конференции. Ташкент, 8-10 декабря 1981г., с. 212-221.
37. **Егунов В.К., Егунов К.В., Лукаш Э.П.** Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость. Киев: Будівельник, 1982. - 143с.
38. **Завриев К.С., Назаров А.Г., Айзенберг Я.М. и др.** Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т. II. – М.: Стройиздат, 1970.
39. **Ильичев В.А.** К построению импульсной переходной функции системы штамп-полупространство. Изв. АН СССР «Механика твердого тела», 1973, №1, с. 107-119.
40. **Ильичев В.А.** Определение динамических напряжений под фундаментами сооружений при прохождении упругих волн в грунте. Тр. к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1973, с. 121-138.
41. **Ильичев В.А.** Особенности взаимодействия с грунтом большеразмерных фундаментов при сейсмических воздействиях. В кн.: Сейсмостойкое строительство. Вып. 2. М., 1975, с. 89-102.
42. **Ильичев В.А.** О динамическом расчете фундаментов. / Сб. трудов НИИОСП, 1976, вып. 6, с. 89-109.
43. **Ильичев В.А.** К оценке коэффициента демпфирования основания фундаментов, совершающих вертикальные колебания. / Основания, фундаменты и механика грунтов, 1981, №4, с. 22-26.
44. **Ильичев В.А., Аникьев А.В.** Нестационарные горизонтальные колебания фундамента с учетом волнового взаимодействия с грунтовым основанием. – М.: Основания, фундаменты и механика грунтов, 1980, №4, с. 20-24.
45. **Ильичев В.А., Аникьев А.В.** Система с полутора степенями свободы как динамическая модель неоднородного основания. Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. Тезисы VI Всесоюзной конференции Нарва 1-3. Октября 1985г.
46. **Канторович Л.В., Молчан Г.М. и др.** Статистическая модель сейсмичности и оценка основных сейсмических эффектов. – М.: ИФЗ АН СССР, 1970, № 5, с. 85-102.
47. **Кауфман Б.Д., Савинов О.А., Уздин А.М., Шульман С.Г.** Волновое взаимодействие сооружения с основанием при землетрясениях. – В кн.: Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. – Ташкент: Фан, 1977, с. 41-44.
48. **Кауфман Б.Д., Шульман С.Г.** Учет взаимодействия сооружения с основанием при определении сейсмических нагрузок. – В кн.: Сейсмические воздействия на гидротехнические и энергетические сооружения. – М.: Наука, 1980, с. 183-192.
49. **Кейлис-Борок В.И., Нерсесов И.Л., Яглом А.М.** Методика оценки экономического эффекта сейсмостойкого строительства. М.: АН СССР, 1962. – 48с.
50. **Копыщик Т.И.** Экономическая эффективность затрат на антисейсмическую защиту зданий. / В кн.: Ликвидация последствий ташкентского землетрясения. – Ташкент, 1972, с. 208-223.

51. **Коренев Б.Г., Сердобольский А.И.** Демпфирование колебаний жестких массивных конструкций, расположенных на упругом основании. Деп. ЦИНИС, 1980.
52. **Коренев Б.Г., Сердобольский А.И.** О виброзащите фундаментов под машины. / Строительная механика и расчет сооружений, 1983, №1, с. 53-57.
53. **Коренев Б.Г., Черниговская Е.И.** Расчет плит на упругом основании (пособие для проектировщиков). – М.: Госстройиздат, 1962. – 355с.
54. **Красников Н.Д.** Динамические свойства грунтов и методы их определения. – Л.: Стройиздат, 1970.
55. **Курзанов А.М.** О расчетах на сейсмическую нагрузку с использованием акселерограмм. / Промышленное и гражданское строительство, № 11. – М.: 1996, с. 45-46.
56. **Курзанов А.М.** Концептуальные ошибки в теории и нормировании сейсмостойкости сооружений. / Промышленное и гражданское строительство, № 2. – М.: 2002, с. 32-33.
57. **Леонтьев Н.Н., Соболев Д.Н., Амосов А.А.** Основы строительной механики стержневых систем. – М.: АСВ, 1996. – 541с.
58. **Ломбардо В.Н., Грошев М.Е.** Методика решения задачи о взаимодействии подпорных сооружений с грунтовым массивом. Гидротехническое строительство, 1985.
59. **Лятхер В.М., Яковлев Ю.С.** Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений. – Изд. «Энергия» М.: 1976, 391с.
60. **Мартемьянов А.И., Ширин В.В.** Методика и количественные признаки оценки степени повреждения зданий, пострадавших от землетрясений. / Строительство в особых условиях. – Москва, 1986, № 6, с. 27-28.
61. **Медведев С.В.** Оценка сейсмической балльности в зависимости от грунтовых условий. / Труды геофиз. Института АН СССР. – М.: Наука, 1952, №14, с. 29-52.
62. **Медведев С.В.** К вопросу об экономической целесообразности антисейсмического усиления зданий. / В кн.: Вопросы инженерной сейсмологии. – М.: Труды ИФЗ АН СССР. – 1962, № 22, с. 59-65.
63. **Медведев С.В.** Условия передачи сейсмического воздействия от грунта к сооружению. / В сб.: Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – М.: Стройиздат, 1969, вып. 2, с. 89-95.
64. **Мельник В.Г.** Определение расчетных характеристик крупнообломочных грунтов при динамических (сейсмических) воздействиях «Труды ВОДГЕО», вып. 34. - М.: 1972, с. 75-79.
65. **Назаров Ю.П.** Нелинейные пространственные задачи теории сейсмостойкости сооружений. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1977.
66. **Напетваридзе Ш.Г.** Некоторые задачи инженерной сейсмологии. – Тбилиси: Мецниереба, 1973.
67. **Николаенко Н.А.** Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. М., Машиностроение, 1967.

68. **Николаенко Н.А.** Нелинейные динамические задачи теории сейсмостойкости пространственных конструкций. / Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт), 1974, №5, с.50-54.
69. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений. / Сб. статей: Исследования по теории сооружений. – М., 1977, вып. 23, с. 66-97.
70. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** О пространственных колебаниях сооружений при сейсмических воздействиях. / Строительная механика и расчет сооружений, 1979, №3, с. 57-63.
71. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** Векторное представление сейсмического воздействия. / Строительная механика и расчет сооружений, 1980, №1, с. 53-59.
72. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** Вопросы динамики и сейсмостойкости пространственных конструкций и сооружений. / Межвузовский сб.: Проблемы расчета пространственных конструкций. Т.2. – М., 1980, с. 106-134.
73. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** Инвариантные оценки случайных векторов динамического воздействия. / Строительная механика и расчет сооружений, 1983, №6, с.54-60.
74. **Николаенко Н.А., Назаров Ю.П.** Формирование расчетных динамических моделей сооружений. / Строительная механика и расчет сооружений, 1984, №4, с. 37-40.
75. **Николаенко Н.А., Поляков С.В., Назаров Ю.П.** Оценки интенсивности и спектрального состава компонент векторов сейсмического воздействия. / Строительная механика и расчет сооружений, 1983, №1, с. 58-63.
76. **Поляков С.В., Бобров Ф.В., Быченков Ю.Д. и др.** Проектирование сейсмостойких зданий. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т.III. – М.: Стройиздат, 1971.
77. **Рекомендации по применению экономико-статистических методов при расчетах сооружений с чисто экономической ответственностью.** ЦНИИСК им. Кучеренко. – 1972. – 61с.
78. **Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах.** М.: Стройиздат, 1975. – 30с.
79. **Ржаницын А.Р.** Экономический принцип расчета на безопасность. / Строительная механика и расчет сооружений. – М.: 1973, № 3, с. 3-5.
80. **Ржевский В.А.** Оценка экономической эффективности и целесообразности антисейсмических усилений крупнопанельных зданий. / Строительство и архитектура Узбекистана. – 1979. № 1, с. 9-11.
81. **Рождественский Ю.В.** О математической модели плоскопараллельного движения сооружения при сейсмическом воздействии. / Реферат сборника «Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт)», 1981, №2, с. 25-29.
82. **Рождественский Ю.В.** Учет инерционности грунта в расчете блочно-комплектных устройств на сейсмические воздействия. / Реферат сборника Информнефтегазстрой

- «Проектирование и строительство трубопроводов и газонефтепромысловых сооружений», 1982, №4, с. 29-31.
83. **Рождественский Ю.В.** Колебания сооружения при сейсмическом воздействии с учетом инерционности грунта. / Реферат сборника «Сейсмостойкое строительство (отечественный и зарубежный опыт)», 1982, №8, с. 13-15.
  84. **Савинов О.А.** Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. Ленинград, Стройиздат, 1979.
  85. **Савинов О.А., Уздин А.М.** Метод учета взаимодействия сооружения с основанием в расчетах на сейсмические воздействия. / Сейсмостойкое строительство, 1977, №1, с. 3-9.
  86. **Савинов О.А., Уздин А.М., Цветкова Л.Н.** Оценка эффекта динамического взаимодействия сооружения с произвольным линейно-деформируемым основанием в инженерных расчетах. / Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – Л.: Энергия, 1977, т. 118, с. 3-9.
  87. **Саргсян А.Е.** Инженерный метод исследования взаимодействия сооружения с основанием. / Сб. научных трудов Гидропроекта, №120, 1986, с. 76-85.
  88. **Саргсян А.Е.** Оценка интенсивности сейсмического воздействия на сооружение с учетом податливости его основания. / Строительная механика и расчет сооружений, 1986, №4, с. 55-59.
  89. **Саргсян А.Е.** Динамика взаимодействия сооружения с основанием и летящим телом конечной жесткости. – Автореферат на соискание ученой степени доктора техн. наук. – ПЭМ ВНИИИС Госстроя СССР. – М., 1986. – 46с.
  90. **Саргсян А.Е., Исаков А.В.** Метод вычисления функции Грина для расчета сооружений с основанием при действии динамических нагрузок. / Сб. научных трудов Гидропроекта, №120, 1986, с. 68-75.
  91. **Саргсян А.Е., Нахапетян А.А.** Нестационарное сейсмическое колебание жесткого тела на поверхности упругого полупространства. / Сейсмостойкое строительство, 1986, №12, с. 15-19.
  92. **Саргсян А.Е., Нахапетян А.А.** Колебания сооружения на инерционном основании при сейсмических воздействиях. / Сейсмостойкое строительство, 1987, №1, с. 21-26.
  93. **Саргсян А.Е.** Строительная механика. Механика инженерных конструкций. – М.: Высшая школа, 2004. – 462с.
  94. **Сарычев В.С.** Технико-экономическое обоснование и оценка конструктивных решений. / В кн.: Методы технико-экономического обоснования и оценки проектных решений промышленных зданий и сооружений. ЦНИИЭС. – М.: Стройиздат. – 1972.
  95. **Симвулиди И.А.** Расчет инженерных конструкций на упругом основании. – М.: Высшая Школа, 1987. – 576с.
  96. **Синицын А.П.** Методика оптимизации сейсмостойкостих конструкций и сооружений. / В кн.: инженерно-сейсмические проблемы. / вопросы инженерной сейсмологии. – М.: Наука. – 1976, вып. 18, с. 115-130.
  97. **Синицын А.П.** Расчет конструкций на основе теории риска. – М.: Стройиздат, 1985. – 304с.

98. **Смирнов А.Ф.** Об основных направлениях научных исследований в области теории и методов расчета сооружений на одиннадцатую пятилетку. «Строительная механика и расчет сооружений», 1981, №1, с. 4-9.
99. **Снарскис Б.И.** Основы теории запасов несущей способности строительных конструкций. – Автореферат на соискание ученой степени доктора философии. – М.: 1973.
100. **СНиП II-7-81\***. Строительство в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1995. – 52с.
101. **СНиП 2.01.07-85.** Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36с.
102. **СНиП 2.02.05-87.** Фундаменты машин с динамическими нагрузками. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 32с.
103. **СНиП 2.02.01-83\***. Основания зданий и сооружений. Госстрой России.- М.: ГУП ЦПП, 2001. – 48с.
104. **Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие сооружения** (по материалам IV Международной конференции по сейсмостойкому строительству). – М.: Стройиздат, 1973.
105. **Справочник проектировщика. Динамический расчет зданий и сооружений.** Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1984. – 303с.
106. **Справочник проектировщика. Динамический расчет специальных инженерных сооружений и конструкций.** Под ред. Б.Г. Коренева, А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1986.
107. **Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения.** Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480с.
108. **Стрелецкий Н.С.** К вопросу усиления экономического подхода в расчете конструкций. / Строительная механика и расчет сооружений. – М.: 1965, № 2, с. 1-4.
109. **Тамразян А.Г., Арутюнян Р.Г.** К оценке экономической целесообразности восстановления зданий после землетрясений. Материалы II научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и докторантов «Строительство-формирование среды жизнедеятельности». Часть 1, Москва, 1999.
110. **Уздин А.М.** Учет взаимодействия сооружения с основанием в расчетах на сейсмостойкость по спектральному методу. / Изв. ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – Л.: Энергия, 1977, №118, с. 10-19.
111. **Уиггинс Д.** Принцип сбалансированного риска: Новый подход к нормам проектирования зданий в сейсмических районах. / Гражданское строительство. – 1972, № 8, с. 19-25.
112. **Уклеба Д.К.** Совместное упругопластическое деформирование сооружения и массива грунта основания при сейсмических воздействиях. Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. Тбилиси, 1980.
113. **Федяков М.В.** Анализ рациональных уровней антисейсмического усиления с учетом сейсмического режима района строительства. / Диссертация на соискание ученой степени доктора философии. – М.: 1981. – 190с.
114. **Флитман Л.М.** Динамическая задача штампа на упругой полуплоскости. / ПММ, 1959, вып. 4, т. 23, с. 697-705.

115. **Харитонов В.А., Шолохов В.А.** Организация восстановительных работ после землетрясения. – М.: Стройиздат. – 1989. – 272с.
116. **Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А.** Динамические модели сооружений в теории сейсмостойкости. – М.: Наука, 1981. – 204с.
117. **Хоциалов Н.Ф.** Запросы прочности. / Строительная промышленность. – 1929, № 10.
118. **Шехтер О.А.** Об учете инерционных свойств грунтов при расчете вертикальных вынужденных колебаний массивных фундаментов. «Труда НИИМиенвоен», №12, 1948.
119. **ANNALI DI GEOFISICA.** The global seismic hazard assessment program (GSHAP). 1992-1999.
120. **Bathe K.J., Wilson E.L.** Stability and accuracy analysis of direct integration methods. – Earthquake Eng. Struct. Dyn., - Vol. 1, N° 3, 1973. – p. 283-291.
121. **Benjamin R.** Probabilistics structural analysis and design. – Proc. the ASCE J. Struct. Div. Amer. Soc. Civil Engrs. – 1968, № 7, p. 1666-1679.
122. **Bernreuter D.L.** Assessment of seismic wave effects on soil-structure iteration. “Trans. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Struct. Mech. React. Technol.”, San Francisco, California, 1977, vol. K, 2, 14/1-2, 14/9.
123. **Cosmos/m finite element program by structural analysis and research company.** Release 2,85. USA, 2004.
124. **Eisenberg Jacob.** Gravitational collapse mechanism analysis in view of conceptual design, 12 World Conference on Earthquake engineering, New Zealand 2000.
125. **Grandory G., Benedetti D.** On the choice of the acceptable seismic risk. Internat. J. of Earthquake Engng. and Struct. Dynamics. – 1973, VII-IX, v. 2, № 1, p. 3-9.
126. **Kamil Hasan, Hom Stephen, Kost Carrison.** An overview of soil-structure interaction procedures with emphasis on the treatment of damping. “Proc. 2<sup>nd</sup> U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng., Stanford, California, 1979”, Berkeley, California, S.a. 623-632.
127. **Kobori T., Setogawa S., Hisatoku T., Nagose T.** Nonlinear uplift response of soil-structure interaction system considering dynamic gecund compliance. “Seventh European Conference on Earthquake Engineering”, Athens, 1982.
128. **Nandakumaran P., Paul P.K., Jadia N.N.** Foundation type and seismic response of buildings, “3rd Int. Symp. Soil Struct. Interaction, Roorkee, 1977. Vol.1, Text Pap.”. Meerut, S.a., 157-164.
129. **Norma Peruana de Estructuras.** Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima, Perú, 2003.
130. **Onen Y.H., Tomas M.S.** Dynamic analysis of complete building structures. “Seventh European Conference on Earthquake Engineering”, Athens, 1982.
131. **Palamaru G., Cosmulescu P.** Some experimental investigations regarding the effects of dynamic interaction between overground structure and foundation soil. “Seventh European Conference on Earthquake Engineering”, Athens, 1982.
132. **Rayanna B., Munirudrappa N.** Seismic response of building-foundation system in layered soils. “Seventh European Conference on Earthquake Engineering”, Athens, 1982.
133. **Sakomoto I., Irani M.A.** Comparative Study Between Theory and observation on Soil-Structure Interaction Problem Proc V World Conf. Earthquake Eng.

134. **SAP 2000. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures.** Structural and Earthquake Engineering Software. Computers and Structures, Inc. University of California. Berkeley, California, 2004.
135. **Seanlan R.H.** Seismic wave effects on Soil Structure Interaction. "3rd Int. Conf. Struct. Mech. React. Technol., London, 1975, Vol.4, Part K". Amsterdam e.a., 1975, K 2, 1/1 – K 2, 1/6.
136. **Seed H.B., Idriss J.M.** Soil-Structure Interaction of Massive Embedded Structure During Earthquakes. Proc. V World Cont. Earthquake Eng.
137. **Soritov P.** Hysteretic damping of a soil-structure system for determination of modal damping. "Fifth European Conference on Earthquake Engineering", 1975.
138. **Strong motion earthquake accelerograms.** California. Institute of Technology Earthquake Engineering Research Laboratory, v.1, p. A,B, 1969-70.
139. **Toshihiko Hisada.** Earthquake loading and Seismic code requirement for tall buildings – Kajima Institute of Construction Technology. Japan. 1976.
140. **Villarreal Castro Genner.** Diseño y construcción de edificaciones antisísmicas. 1er Seminario Taller Binacional de Desastres Naturales y Antrópicos y IV Congreso Ecuatoriano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Cuenca, Ecuador, 2001. – 10p.
141. **Villarreal Castro Genner.** Cálculo sísmico con acelerogramas. Revista Alma Vallejana, Año VI, Nº 20. Trujillo, 2002, p. 22-23.
142. **Villarreal Castro Genner.** Principales áreas de la investigación sísmica. Revista Alma Vallejana, Año VI, Nº 28. Trujillo, 2003, p. 14-15.
143. **Villarreal Castro Genner.** Cálculo de edificios altos bajo la acción sísmica, considerando la flexibilidad del suelo de fundación. Primer Encuentro de Científicos Peruanos en Rusia. Moscú, Rusia, 2003. – 10p.
144. **Villarreal Castro Genner.** Interacción sísmica suelo-pilote-superestructura en edificios altos. ISBN 9972-33-175-X. Trujillo, 2005. – 120p.
145. **Villarreal Castro Genner.** Peligro sísmico en el Perú. Revista Alma Vallejana, Año VIII, Nº 47. Trujillo, 2005, p. 10-11.
146. **Villarreal Castro Genner.** Uso de la cimentación con pilotes para edificaciones en zonas sísmicas. Revista Alma Vallejana, Año VIII, Nº 49. Trujillo, 2005, p. 14-15.



## ANEXO

Tabla 1

### Resistencia de cálculo $R$ para suelos grandes o de grano grueso

Suelos grandes o de grano grueso	$R$ , kPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Cascajos con agregados de:	
- Arenas	600 (6,0)
- Arcillas con índice de fluidez	
$I_L \leq 0,5$	450 (4,5)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400 (4,0)
Gravas con agregados de:	
- Arenas	500 (5,0)
- Arcillas con índice de fluidez	
$I_L \leq 0,5$	400 (4,0)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350 (3,5)

Tabla 2

### Resistencia de cálculo $R$ para suelos arenosos

Arenas	$R$ , kPa (kg/cm <sup>2</sup> )	
	Densas	Medio densas
Grandes	600 (6,0)	500 (5,0)
Medianas	500 (5,0)	400 (4,0)
Pequeñas:		
- Poco húmedas	400 (4,0)	300 (3,0)
- Húmedas y saturadas con agua	300 (3,0)	200 (2,0)
Polvorosas:		
- Poco húmedas	300 (3,0)	250 (2,5)
- Húmedas	200 (2,0)	150 (1,5)
- Saturadas con agua	150 (1,5)	100 (1,0)

Tabla 3

**Resistencia de cálculo  $R$  para arenas, arenas arcillosas y arcillas**

Suelos	Coeficiente de porosidad $e$	$R$ , kPa (kg/cm <sup>2</sup> )	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Arena	0,5	300 (3,0)	300 (3,0)
	0,7	250 (2,5)	200 (2,0)
Arena arcillosa	0,5	300 (3,0)	250 (2,5)
	0,7	250 (2,5)	180 (1,8)
	1,0	200 (2,0)	100 (1,0)
Arcilla	0,5	600 (6,0)	400 (4,0)
	0,6	500 (5,0)	300 (3,0)
	0,8	300 (3,0)	200 (2,0)
	1,1	250 (2,5)	100 (1,0)

Tabla 4

**Resistencia de cálculo  $R$  para suelos naturales y compactados**

Suelos	$R$ , kPa (kg/cm <sup>2</sup> )			
	Naturales con densidad en estado seco $\rho_s$ , T/m <sup>3</sup>		Compactados con densidad en estado seco $\rho_s$ , T/m <sup>3</sup>	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Arena	$\frac{300(3,0)}{150(1,5)}$	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	200(2,0)	250(2,5)
	$\frac{350(3,5)}{180(1,8)}$	$\frac{400(4,0)}{200(2,0)}$	250(2,5)	300(3,0)

**Observación:**

En el numerador se dan los valores de  $R$ , relacionados con suelos no humedecidos con un grado de humedad  $S_h \leq 0,5$  y en el denominador el valor de  $R$ , pero para suelos humedecidos o con grado de humedad  $S_h \geq 0,8$ .

Tabla 5

**Resistencia de cálculo  $R$  para suelos terraplenados o de relleno**

Características del terraplén o relleno	$R$ , kPa (kg/cm <sup>2</sup> )			
	Arenas de granos fino, mediano y grueso; escoria y otros		Arena polvorosa, arena arcillosa, arcilla, ceniza y otros	
	$S_h \leq 0,5$	$S_h \geq 0,8$	$S_h \leq 0,5$	$S_h \geq 0,8$
Relleno uniformemente esparcido y compactado	250 (2,5)	200 (2,0)	180 (1,8)	150 (1,5)
Suelos partidos y desechos industriales				
- Compactados	250 (2,5)	200 (2,0)	180 (1,8)	150 (1,5)
- Sin compactar	180 (1,8)	150 (1,5)	120 (1,2)	100 (1,0)
Suelos desprendidos y desechos industriales				
- Compactados	150 (1,5)	120 (1,2)	120 (1,2)	100 (1,0)
- Sin compactar	120 (1,2)	100 (1,0)	100 (1,0)	80 (0,8)

**Observaciones:**

1. El valor de  $R$  se relaciona con suelos terraplenados o de relleno con sustancias orgánicas  $I_{om} \leq 0,1$ .
2. Para suelos partidos o desprendidos no comprimidos y desechos industriales, el valor de  $R$  se toma con un coeficiente igual a 0,8.