

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ESTUDIO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO
CONSIDERANDO CODIGOS REPRESENTATIVOS
DE DISEÑO SISMO RESISTENTE**

T E S I S

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

CARLOS GERARDO PEREZ FIGUEROA

Lima - Perú

1986

"ESTUDIO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO
CODIGOS REPRESENTATIVOS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE"

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I: ESTADO DE ARTE DE LA INGENIERIA SISMO-RESISTENTE	3
1.1 Nociones de Sismología	3
1.1.1 Definición	3
1.1.2 Ingeniería Sísmica	3
1.1.3 Origen de los Sismos	8
1.1.4 Mecanismo de los Sismos	12
1.1.5 Medición de los Efectos Producidos por los Sismos	17
1.2 Conceptos Básicos sobre Diseño Sismo - Resistente	22
1.2.1 Objetivo del Diseño Sísmico	22
1.2.2 Proceso de Diseño para la Construc- ción Sismo-Resistente	23
1.2.3 Criterios para la Determinación de la Forma Estructural	24
1.2.4 Factores Determinantes en la Respu <u>e</u> Sísmica de Edificaciones	34

	Pág.
CAPITULO II: ESTUDIO DE LAS NORMAS DE DISEÑO	
. SISMO-RESISTENTE	61
2.1 Consideraciones Generales	61
2.1.1 Objetivos de las Normas	62
2.1.2 Métodos empleados en Normas de Diseño Sismo-Resistente	63
2.2 Conceptos Básicos de Normas Sismo-Resis tente	63
2.2.1 Zonificación Sísmica	64
2.2.2 Tipos de Estructuración relaciona dos con la Ductilidad	66
2.2.3 Condiciones de Sub-Suelo	68
2.2.4 Importancia de la Estructura al relacionarla con su uso	69
2.2.5 Fuerza Sísmica de Diseño	69
2.2.6 Análisis Estructural	70
2.2.7 Efectos de Torsión	72
2.2.8 Fuerza Vertical Sísmica	73
2.2.9 Deformación Lineal	74
2.2.10 Otros Conceptos	75
2.3 Normas Sísmicas Oficiales en Algunos Países	76
2.3.1 Norma Sismo-Resistente de la India	76
2.3.2 Norma Sismo-Resistente de Chile	82
2.3.3 Código de Diseño Asísmico para Edi- ficios Industriales y Civiles de la República Popular de China	92

	Pág.
2.3.4 Norma Sismo-Resistente de España	99
2.3.5 Norma de Diseño Sísmico para Edificios en Japón	112
2.3.6 Código Práctico para Diseño Estructural General y Diseño de Cargas en Nueva Zelanda	122
2.3.7 Norma de Diseño Sísmico - USA	127
2.3.8 Código de Diseño para Construcciones en Regiones Sísmicas - URSS	133
2.3.9 Normas Peruanas de Diseño Sismo - Resistente	135 145
CAPITULO III: ESTUDIO CRITICO DE LAS NORMAS PERUANAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE	
	149
3.1 Factor de Zonificación Sísmica	150
3.2 Factor Suelo	153
3.3 Coeficiente Sísmico	157
3.4 Factor de Ductilidad	160
3.5 Peso de la Edificación	161
3.6 Período de Vibración Fundamental de la Estructura	162
3.7 Factor de Importancia	164
3.8 Otros Factores	166
3.8.1 Altura de las Edificaciones	166
3.8.2 Distribución de Fuerzas en Altura	166
3.8.3 Fuerza Sísmica Vertical	168

	Pág.
3.8.4 Efectos de Torsión	168
CAPITULO IV: ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE MODELOS DE EDIFICACION USUAL EN EL PERU	170
4.1 Análisis y Diseño de Edificación Típica de Concreto Armado usando Código de Di- seño Sismo-Resistente en el Perú	172
4.1.1 Características de la Estructura	172
4.1.2 Predimensionamiento de los Elementos	172
4.1.3 Metrado de Cargas	175
4.1.4 Análisis Sísmico Estático	178
4.1.5 Diseño de Vigas	181
4.1.6 Diseño de Columnas	184
4.1.7 Características de la Respuesta Inelástica	188
4.1.8 Análisis Dinámico Espectral	197
4.2 Análisis y Diseño de Edificación Típica de Concreto Armado usando el Código Japonés de Diseño Sismo-Resistente	217
4.2.1 Características de los Materiales	217
4.2.2 Resistencia de los Materiales	218
4.2.3 Metrado de Cargas	219
4.2.4 Análisis Estructural	222
4.2.5 Análisis Sísmico	224
4.2.6 Diseño de Vigas	227
4.2.7 Diseño de Columnas	233

	Pág.
4.2.8 Características de la Respuesta Inelástica	238
4.2.9 Análisis Dinámico Espectral	245
4.3 Análisis y Diseño de Edificación Típica de Concreto Armado Usando el Código USA de Diseño Sísmico Resistente	253
4.3.1 Metrado de Cargas	253
4.3.2 Análisis Sísmico Estático	255
4.3.3 Análisis Estructural	258
4.3.4 Diseño de Vigas y Columnas	259
4.3.5 Características de la Respuesta Inelástica	259
4.3.6 Análisis Espectral Elástico	264
4.4 Estudio Comparativo	270
4.4.1 Normas USA	270
4.4.2 Normas Japonesas	272
4.4.3 Cuadro Comparativo de Coeficientes Elásticos	275
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	276
BIBLIOGRAFIA	285

INTRODUCCION

El propósito principal de este estudio es el presentar la evolución y el estado actual del conocimiento en los campos de sismología e ingeniería antisísmica, así como de la práctica ingenieril en los aspectos concernientes al diseño sísmico y construcción de edificios.

Es usual advertir que en la gran mayoría de países se determinan revisiones periódicas de los códigos de diseño sísmo resistente, como resultado de trabajos de investigación y de la observación experimental de los daños producidos en las estructuras por el efecto de sismos. En este estudio se pretende, al margen de dar a conocer algunos de los principales Códigos de Diseño vigentes y a nivel país, efectuar un análisis comparativo de los códigos más avanzados en este campo aplicados a las condiciones prevalecientes en el Perú con el propósito de obtener resultados significativos y diferenciales que determinen la conveniencia o no de proponer la revisión pertinente del Código de Diseño vigente en nuestro país.

Así tenemos que en el Capítulo I se presenta una revisión de los conceptos de sismología y su evaluación como también la filosofía del diseño sísmo resistente.

El Capítulo II se dedica al estudio de las principales normas de diseño sismo resistente y la forma como se consideran los diversos parámetros a tomarse en cuenta en el diseño sismoresistente. Igualmente, este capítulo muestra con especial énfasis los nuevos conceptos en el diseño de las cargas sísmicas y la forma de cuantificarlas para su aplicación práctica. Finalmente, se muestran las Normas de diseño sismo-resistente para el cálculo del cortante sísmico.

En el capítulo III se presenta el estudio crítico de las Normas Peruanas de Diseño sismo-resistente efectuando el análisis de los diversos parámetros que consideran estas normas; así como un análisis comparativo de dichos parámetros, considerando los Códigos representativos de diseño sismo-resistente con el propósito de apreciar las tendencias actuales.

El estudio comparativo de las Normas Peruanas, Japonesas y Norteamericanas se realiza en el capítulo IV, mediante el análisis y diseño de un tipo de edificaciones usuales en el Perú, determinando la manera de aplicar los criterios y conceptos de cada una de las normas consideradas. Se presenta también el análisis de los resultados obtenidos bajo los diversos métodos.

Este estudio finalmente en el Capítulo V presenta las principales observaciones a ser consideradas como una propuesta para la revisión de las Normas Peruanas de diseño sismo-resistente vigentes.

CAPITULO I.

ESTADO DEL ARTE DE LA INGENIERIA SISMO RESISTENTE

1.1 Nociones de Sismología

1.1.1 Definición .-

La sismología es una de las ramas mas desarrolladas de la Geofísica¹ dedicada al estudio de los sismos y los fenómenos relacionados con ellos.

Entendemos por sismos a aquellos movimientos súbitos y transitorios que se originan en un punto determinado del globo terráqueo ya sea por liberación de energía acumulada en la corteza terrestre o en la parte superior del manto hasta profundidades de 700 Kms.

1.1.2 Ingeniería Sísmica .-

El desarrollo de las grandes aglomeraciones humanas, en las que se construyen edificios de numerosos pisos y estructuras variadas y complicadas ha determinado realizar construcciones que puedan resistir la acción de los sismos en las mejores condiciones posibles.

No obstante, los sismos han existido siempre, no se encuentra en el pasado formulaciones de sistemas constructivos

1 Ciencia que trata de aplicar los conocimientos de la física en el estudio de fenómenos de la tierra entre ellos tenemos: Meteorología, Magnetismo, Hidrología, etc.

sismo-resistentes salvo de algunas precauciones de tipo elemental. Una explicación a ellos puede haber sido que las construcciones normales eran de altura reducida y estaban realizadas a base de barro, madera, arcilla cocida en forma de ladrillos o de piedra con materiales aglomerantes o sin ellos que aumentaban su resistencia a la acción de las fuerzas horizontales. Por otro lado, los daños sufridos en estas construcciones estaban limitadas por sus propias dimensiones.

Tampoco se advierte una ciencia de la construcción, ni los conocimientos científicos necesarios para proyectar edificios resistentes a la acción de los sismos. Es necesario reconocer que la humanidad consiguió los elementos necesarios para crear una ciencia de la construcción más concretamente, a partir del siglo pasado, durante milenios el hombre construyó sin más base que su experiencia e ingenio que le permitieron como máximo formular leyes y métodos empíricos.

La experiencia acumulada a través de los siglos enseña que los efectos de un sismo se traducen en tensiones horizontales en las construcciones, lo que lleva a rigidizar los edificios mediante enlaces horizontales y verticales, que pueden resistir las deformaciones, completados con arriostres diagonales.

Los primeros intentos para aclarar científicamente los problemas planteados por las acciones sísmicas y aplicar las conclusiones se deben a Robert Mallet quién en 1848

presentó un estudio sobre la dinámica de las construcciones en la Academia de Ciencia de Irlanda. Sin embargo, el primer estudio sobre el comportamiento de los edificios fue efectuado por este investigador a raíz del terremoto que afectó el Sur de Italia en diciembre de 1857. Este estudio describía el comportamiento de las construcciones y en base a ejemplos, atribuye su derrumbamiento a defectos de construcción y baja calidad de los materiales y de los conocimientos técnicos, conclusión que lamentablemente seguimos encontrando en estudios de sismos recientes.

Las primeras investigaciones sistematizadas sobre este aspecto empezaron en el Japón. Fue el Ingeniero Lecasse el que al parecer difundió este tema a través de su memoria¹, las investigaciones efectuadas en Japón y proporcionó normas precisas para la construcción sismo-resistente.

I. MILNE, ha sido el primero que investigó la influencia del suelo en los efectos de los sismos. Analizó el problema de los movimientos sísmicos en general estudió y comentó las diferentes normas e instrucciones sobre la construcción en países de fuerte sismicidad, igualmente realiza investigaciones de campo empleando instrumentos para el registro de las acciones de los sismos. Sus tra

1 LECASSE "Etudes sur les constructions Japonaises et sur les constructions en general au point de vue du Tremblement de terre, et description d'un système destiné à donner une grande sécurité aux constructions en maçonnerie. Paris 1877".

bajos de investigación fueron publicados en el Japón donde existían otros investigadores sobre el tema².

En principio los trabajos se orientaron fundamentalmente al esclarecimiento experimental del fenómeno, tal como se desarrolla en la naturaleza. Estudios de este tipo se realizaron especialmente en el Japón donde se instaló la primera mesa vibrante para ensayar modelos de construcción.

Es necesario indicar en relación a las posibilidades de construir científicamente edificios sismo resistentes que hacia la mitad del siglo XIX comenzó a introducirse el cálculo mecánico en los elementos de la construcción y únicamente para ciertas partes y tipos estructurales sencillos. Apenas se había formulado, por otro lado, los principios elementales de la mecánica estática, limitado al estudio de vigas rectas y a los sistemas articulados. El problema de los sistemas hiperestáticos se estudió hacia 1870 pero todavía en el campo de las fuerzas estáticas.

En cuanto a materiales de construcción aparte de la albañilería y la madera que se utilizaba desde hace tiempo, se introdujo el fierro. Este se empleaba en forma de barras como tirantes en las cúpulas o como uniones entre muros.

La introducción del acero, al principio en puentes y posteriormente en edificios, permitió que los métodos de

² A. Imamura, F. Omori, etc.

cálculo de las construcciones empezarán a bosquejarse y generalizarse. El empleo de acero laminado posibilitó la construcción de estructuras metálicas, capaces de resistir importantes tensiones laterales. Este tipo de edificación apareció a finales del siglo pasado y experimentó su gran prueba a efectos sísmicos durante el terremoto de San Francisco de 1906. Igualmente a finales del siglo pasado comenzó a emplearse un nuevo material de construcción, el concreto armado, lo que significó sin duda la revolución de la concepción así como de los métodos de cálculo.

Este material permite el ensamble de los elementos resistentes que forman una estructura monolítica capaz de resistir las tensiones horizontales mucho más eficazmente - que las construcciones tradicionales de albañilería con sus elementos aislados.

Ello exigió que los métodos de cálculo de la mecánica estática y de la resistencia de materiales se adaptaran a las propiedades del nuevo material y los sistemas de unión de sus elementos, lo que se logró a principios de este siglo.

A partir de lo antes mencionado se obtuvieron fórmulas suficientemente precisas para el cálculo de las tensiones producidas por los sismos. Era necesario sin embargo, investigar sobre la forma de actuar del fenómeno mecánico y físico que caracteriza al sismo sobre los edificios lo que implica el registro de los movimientos sísmicos.

En los últimos tiempos, los conocimientos sobre los sismos y la Ingeniería Sísmica han experimentado un progreso sin duda trascendente, tanto en lo que se refiere a las investigaciones teóricas como a las experimentales.

1.1.3 Origen de los Sismos

1.1.3.1 Teorías Antiguas

Cuando el hombre no ha encontrado explicación para los fenómenos naturales ha creado toda clase de leyendas y mitos. Olvidando las creencias y leyendas populares, los sabios de la antigüedad trataron - de dar una explicación científica a estos fenómenos en la medida de los conocimientos de la época.

Anaximenes (siglo V a J.C.) atribuyó los sismos al hundimiento de cavernas subterráneas originadas por las aguas que penetran en la tierra.

Otros sabios y filósofos entre los que se encontraban Anaxógaras y Demócrito (siglo V a.J.C.), impresionados por las erupciones volcánicas de las regiones mediterráneas supusieron que en el interior de la tierra existía agua, fuego y aire que cuando encontraban una salida al exterior producían erupciones volcánicas y los terremotos.

Aristóteles cuyas ideas científicas y filosóficas han predominado hasta la época del Renacimiento atribuyó los sismos a los desplazamientos de la corteza terrestre producidos durante la lucha entre el aire encerrado en las cuevas y pozos de la tierra que trataban de salir y el agua que le impedía cualquier movimiento.

Séneca (4 a. J.C. - 69 d.J.C.) en su obra "Aspectos de la Naturaleza" atribuía a Tales de Mileto la idea de que la tierra flotaba sobre un extenso mar, que cuando se agitaba producía los sismos, lo que explicaba la aparición de manantiales. Durante los fenómenos telúricos, no obstante el mismo Séneca opone a esta explicación, el hecho cierto de que no siempre surgen manantiales con los sismos.

S. Alberto Magno (1193-1280) muy influido por Aristoteles, cuyas obras divulgó, consideraba que el origen de los sismos se debía a la tendencia a escapar del interior de la tierra los gases y vapor de agua bajo la influencia del calor del sol y de las estrellas.

Georg Baur (Agrícola) que se ocupó del estudio de la tierra opinaba que el antagonismo entre el aire y el agua encerrada en el interior de nuestro planeta producía los sismos, antagonismo que aumentaba con la presencia del fuego en el interior de la tierra.

Estas ideas se propagaron durante los siglos XVI y XVII y se materializaron en las obras de Anastasio Kircher (1601-1690) quién preparó un mapa de volcanes.

Leibnitz y Descartes se encuentran entre los sabios y filósofos del Renacimiento que se preocuparon de los problemas de la corteza terrestre considerando que los sismos se originaron por el derrumbamiento de grandes cuevas debido al fuego existente en el centro de la tierra.

1.1.3.2 Teorías Modernas .-

Conformen se incrementan los conocimientos científicos, mecánicos y técnicos los geólogos y físicos precisan los elementos que caracterizan a los sismos.

Alexander Von Humbolth (1769-1859) investigó el origen de los sismos y en especial su relación con los volcanes.

C.F. Neumann en 1850¹ diferenció el origen volcánico y tectónico en una época en donde la mayoría sólo admitía su causa volcánica.

Eduardo Suess² en 1873 creó la teoría tectónica, facilitando una explicación científica a su origen. Sus estudios demostraron por primera vez la relación existente entre las causas de los terremotos y los fenómenos que acompañan a la formación de pliegues geológicos.

A finales del siglo pasado y principios del actual, la escuela italiana de ROSSI abandonó la teoría de que los volcanes eran la válvula de seguridad terrestre y volvieron a considerar como origen el vapor de agua y gases que se desprendían del magma.

Su teoría se conoce como "Teoría Explosiva de Sismos".

El estudio de los sismos desde el punto de vista geológico fue investigado, entre otros, por el geólogo suizo Albert Heim y el geólogo austriaco Rudolf Hoermes.

1 C.F.Neumann "Lehrbuch der Geognosie, Leipzig 1850".

2 E.Suess "Das Antlitz der Erde. 1873".

La clasificación actual de los sismos desde el punto de vista genérico distingue cuatro grandes grupos:

Tectónicos .- Aquellos producidos por desplazamientos internos de la corteza terrestre. A este grupo pertenecen la mayoría de los sismos y en especial aquellos más destructivos. Estos sismos que se presentan más frecuentemente se caracterizan por presentarse en zonas donde existen importantes fallas y plegamientos geológicos recientes. Son consecuencia de las tensiones internas originadas por los movimientos de la corteza que tiende a nuevas posiciones de equilibrio.

Volcánicos .- Provocados por la expulsión violenta de lava y los derrumbamientos que lo acompañan.

Estas proyecciones al exterior de materiales internos pueden provocar hundimientos de zonas colindantes al volcán, que pueden ser lentos, sin movimientos sísmicos o bruscos, en cuyo caso las erupciones van acompañadas de sismos. Estos sismos, en general, son de intensidad reducida y afectan regiones pequeñas.

Por derrumbamiento Ocasionados por el hundimiento de huecos existentes en las rocas solubles.

Se producen en las regiones calcáreas, donde la topografía predominante presenta simas, conductos, cavernas, etc. y rara vez en las zonas evaporíticas.

Su intensidad es reducida y afectan a zonas relativamente pequeñas.

Varios .- Provocados por causas naturales distintas de

las anteriores, tales como: movimientos superficiales de terreno, deslizamientos, corrimientos, etc.

Artificiales .- Están ligados a la actividad humana y se producen por accidente o provocados.

Ejemplo: Explosiones nucleares de las que, las subterráneas se están utilizando entre otras cosas para conocer las características de nuestro planeta; ya que de hecho constituyen un sismo cuyo foco se conoce en situación exacta y cuyo origen en el tiempo se controla perfectamente. En estas explosiones también se registran réplicas o sismos de menor magnitud con posterioridad a la explosión provocada.

1.1.4 Mecanismo de los Sismos

1.1.4.1 Mecanismo .-

El origen puede ser explicado fácilmente, pero su mecanismo no ha podido ser estudiado lo suficiente para ser expresado mediante una fórmula exacta capaz de interpretarla físicamente.

Se está de acuerdo, en la existencia de un foco en el interior de la tierra, donde se engendran una serie de ondas elásticas, que se propagan hasta alcanzar la superficie donde provocan movimientos. El centro del foco se denomina hipocentro y el punto teórico de la superficie determinado por un radio terrestre que pasa por el hipocentro, constituye el epicentro.

Esta imagen puntual del foco, donde se genera el sismo constituye una aproximación necesaria para localizar el origen de las ondas sísmicas, pero el foco puede ocupar una zona más extensa.

El sismo puede surgir por desplazamientos relativos a lo largo de fallas de cientos de kilómetros de longitud. La intensidad del sismo es mayor en la proximidad del foco y se reduce progresivamente con la distancia.

Los sismos que son percibidos por el hombre se denominan Macrosismos y los que no son apreciados por el hombre - pero pueden ser registrados con instrumentos especiales se denominan Microsismos.

1.1.4.2. Ondas Sísmicas .-

El sismo se manifiesta en la superficie como un movimiento muy irregular. La trayectoria descrita por un punto forma una curva espacial, determinada por su proyección sobre tres ejes ortogonales: El eje vertical y dos ejes horizontales normales entre sí, que suelen ser los de direcciones N-S y E-O.

El movimiento de un punto de la superficie es el resultado de la acción de las ondas producidas en el foco del sismo.

Una perturbación brusca en el interior de un cuerpo elástico, ilimitado, homogéneo e isotrópico origina dos clases de ondas:

Una serie de ondas longitudinales¹, con igual dirección que la propagación, que provocan efectos de dilatación y compresión y que se propagan según esferas con centro en el origen de la perturbación. Otra serie de Ondas transversales o de corte², normales a la dirección de las ondas longitudinales. Estas ondas únicamente provocan deformaciones transversales normales a su dirección de propagación.

La característica de las ondas longitudinales es provocar deformaciones voluméricas variables y sucesivas en los cuerpos por los que se propagan que pueden ser sólidos y gaseosos, donde se constituyen las ondas sonoras.

En cambio las ondas transversales por su acción de corte sólo afectan a las formas de los elementos considerados pero no a sus volúmenes y no pueden propagarse en los medios líquidos o gaseosos.

También son diferentes sus velocidades de propagación. Para las ondas longitudinales o primarias es igual a:

$$v_L = \sqrt{\frac{2 \sigma (\sigma - 1)}{(\sigma + 1)(\sigma - 2)} \frac{E}{\rho}}$$

-
- 1 Denominada también ondas primarias corporales, en este tipo de ondas las partículas viajan en la dirección de propagación de las ondas produciendo sólo compresión y dilatación y puede transmitirse a través de medios sólidos, líquidos y gaseosos. No son preponderantes en cuanto a transporte de energía. Son las más veloces y por tanto llegan primero a cualquier punto.
 - 2 Otro tipo de onda corporal denominada secundaria o de corte aquí las partículas vibran perpendicularmente a su dirección de propagación y sólo se transmiten a través de sólidos.

donde: E = modulo de elasticidad dinámico

ρ = densidad

σ = coeficiente de poisson

Para las transversales o secundarias:

$$V_t = \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma+1} \cdot \frac{E}{\rho}}$$

La velocidad de las ondas longitudinales (V_L) varía desde 1 Km/seg en suelos no consolidados hasta 14 Kms./seg en la parte más profunda del manto donde alcanzan su máxima velocidad. Mientras que la velocidad de las ondas transversales (V_t) es algo mayor que la mitad de la anterior.

Al ser la tierra un medio finito, limitado por su superficie cuando las ondas generadas en el foco alcanzan la superficie son influenciadas por esta discontinuidad y aparecen las denominadas Ondas Superficiales. Estas son de dos tipos: Las ondas Rayleigh y las ondas LOVE.

Las Ondas Rayleigh, se propagan por la superficie de discontinuidad y originan oscilaciones elípticas de las partículas consideradas en un plano normal a la superficie y que a su vez contiene la dirección de propagación. Su efecto es de compresión, dilatación y corte. Su velocidad es aproximadamente 0.9 de las ondas transversales (V_t).

Las Ondas LOVE, originan oscilaciones elípticas contenidas en un plano tangente a la superficie y sus ejes coinciden con la dirección de propagación. Se engendran por cambios de velocidad de las Ondas Transversales ligados a

la superficie de discontinuidad. Su velocidad es similar a las anteriores.

Las discontinuidades del medio elástico igualmente originan reflexiones y refracciones de los trenes de ondas. Las ondas longitudinales que no son normales a la superficie de discontinuidad se reflejan y refractan engendrando ondas longitudinales y transversales debido a que sus deformaciones sobre la dirección de propagación incidente se descomponen normal y transversalmente sobre la nueva dirección de propagación. De manera similar ocurre con las ondas transversales.

En el caso de medios no homogéneos, la transmisión de ondas se complica mucho, ya que su velocidad es función de la densidad.

Por ello, las direcciones de propagación ya no son líneas rectas.

Reflexión y Refracción de Ondas .-

Si el medio representa superficies de separación de zonas con diferentes densidades, las ondas sufrirán en ellas reflexiones y refracciones según los principios de Schnell y Huggens de la propagación de la luz.

Al examinar los registros de ondas sísmicas se encuentra una gran complicación porque la tierra no es homogénea ni isotrópica. La densidad y el módulo elástico varían con la profundidad.

En sismología se distinguen los diferentes tipos de ondas

con ciertas iniciales que le caracterizan.

Las ondas longitudinales se representan con el símbolo P y las transversales con S.

La trayectoria de las ondas longitudinales se dibuja con línea continua y las transversales con línea de trazos.

Las ondas reflejadas en la superficie se distinguen repitiendo el símbolo característico del tipo de onda.

Las ondas superficiales, Rayleigh y Love se representan con R y L respectivamente.

1.1.5 Medición de Efectos Producidos por los Sismos

El concepto de intensidad de un sismo esconde una serie de ideas de difícil precisión y definición. Intervienen en el mismo diversas apreciaciones tales como: la del hombre, el comportamiento de los animales, los efectos sobre objetos diversos y las destrucciones sobre las edificaciones.

Debido a ello es muy difícil, si no imposible, dar una definición de este concepto de por sí demasiado extenso.

Al calificar la intensidad de un terremoto en base a las destrucciones en los edificios, es frecuente adjudicar - distintos grados según las edificaciones predominantes en la población analizada ya sean estas casas de madera, de piedras con diferentes tipos de ensamblaje o unión de ladrillo, edificaciones elevadas con esqueleto de hormigón armado o metálico, prefabricadas, etc. Igualmente son diferentes las destrucciones que puedan producirse en una

zona llana y las que se originan en una zona montañosa - con laderas inestables.

De allí, que se hayan propuesto y aplicado numerosos métodos para definir la intensidad de los terremotos, gran parte de ellos subjetivos lo que implica una falta de precisión y la imposibilidad de la correcta medición.

1.1.5.1 Escalas de Intensidad .-

La primera escala sísmica usada internacionalmente fue la de Rossi-Forel que se aplicaba en base a la descripción de los efectos sobre las personas, objetos y construcciones es decir, entrañaba una dosis de subjetividad y no facilitaba elementos que pudieran servir para un método de cálculo de las construcciones sismoresistentes.

Entre las escalas más utilizadas se encuentra la propuesta por Mercalli que la formuló en 1883 y fue modificada por el Instituto de Sismología de Roma en 1903 cuando la adoptó.

H.O. Wood y Frank Neumann recopilaron anteriores investigaciones y en 1931 propusieron la conocida por M.M. (Mercalli Modificada).

Finalmente en 1964 vista la propuesta de S. Medvedev, W. Sponhever y V. Karnik la Reunión Intergubernamental sobre Ingeniería Sísmica celebrada en París se "utilizara la escala de 12 unidades "Mercalli Modificada" con la clasificación aleatoria y las modificaciones propuestas te

niendo en cuenta las numerosas incertidumbres, que subsisten en la correlación de ciertos valores numéricos de aceleración, velocidad o movimiento del suelo con los grados de intensidad".

Todas las escalas tienen el inconveniente de que la intensidad se determina en base de las sensaciones percibidas por las personas y de los efectos sobre las construcciones. Lo primero depende del personal observador donde es imposible eliminar el subjetivismo. Lo segundo está ligado al tipo de construcción, materiales empleados y métodos constructivos que varían de una zona a otra y que evolucionan con el tiempo.

No obstante lo antes mencionado las escalas de intensidad se han usado, se usan y seguirán usándose en el mundo durante bastante tiempo por las siguientes razones:

- No es factible instalar en todas las ciudades y pueblos situados en zonas sísmicas, equipos e instrumentos necesarios para clasificar con sus datos la intensidad de los sismos.

Su instalación supone significativos montos de inversión y presencia de grupo de especialistas para garantizar su funcionamiento permanente.

- Las escalas permiten pese a sus defectos clasificar los sismos en relación con las características locales de las construcciones y de la región.

- Las escalas, aunque más imprecisas que las medidas ins-

CUADRO N°1
 TABLA COMPARATIVA DE
 ESCALAS SISMOMETRICAS
 Y ACELERACIONES MAXI-
 MAS SEGUN J.M. MUNERA

	(1828-Alemania)	Mallet (1857-Irlanda)	De Rossi (1873-Italia)	Forel (1874-Suiza)	Rochwood	Baratta	Sismologos Japoneses (1910) (4)	Saderra y Maso Bassani	Oldham	Davison	Omorí (1889) (4)	Cancañi (1903-Italia)	Mercalli (1883-Italia)	Mercalli-Stieberg (1923) (1)	De Rossi - Neuman (2)	Wood - Neuman Modificada (3)	C.M.O. (4)	Promedio de aceleraciones Máx. en gals. (5)	% de la gravedad
		V	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I		1.0	0.10
				II		III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	III	I	1.5	0.12
						IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV	IV		2.0	0.20
			II															2.5	0.25
				III														3.0	0.30
	I																	3.5	0.35
					II													4.0	0.40
	II		III															5.0	0.50
	III		IV	IV	III	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	II	10.0	1.00
	IV	IV	V															15.0	1.50
					IV	IV	III	III	V	V	V	V	V	V	V	V		20.0	2.00
	V		VI	V													III	30.0	3.00
	VI		VII	VI														35.0	3.50
																		60.0	6.10
																		80.0	8.20
																		90.0	9.20
																		100.0	10.20
																	IV	130.0	13.20
																		200.0	20.40
																		300.0	30.60
																		400.0	40.80
																		510.0	52.00
																		625.0	63.70
																		750.0	76.50
																		900.0	91.70
																		1100.0	112.10
																		1450.0	147.80
																		1800.0	183.50
																		2150.0	219.20
																		2500.0	254.80
																		3000.0	305.80
																		3500.0	356.70

Escalas usadas en Europa (1); en América (2); internacionalmente (3); propuesta el Japón (4); promedio de los valores propuestos por varios autores (5).
 Tomado de: "Elementos de Ingeniería Sísmica" BELES, IFRIM y YAGUE.

trumentales tienen una mayor elasticidad para apreciar los efectos del sismo.

1.1.5.2 Escalas Basadas en Registros .-

Con el propósito de superar los inconvenientes antes mencionados se han propuesto otros métodos más científicos que aseguren una correlación más real entre la causa y el efecto de los sismos. Estos métodos han determinado las siguientes escalas:

- a) Escalas de magnitudes (Gutenberg-Richter) que califica un sismo por la energía liberada. Al principio se usaron las ondas superficiales registradas en sismogramas obtenidos en puntos derivados a una distancia relativamente reducida del foco (600 Km.). Posteriormente se utilizaron las ondas profundas registradas en los sismogramas. A partir del concepto de que dos sismos con el mismo hipocentro e intensidad distintas, el más fuerte originará sismogramas con mayores amplitudes se puede deducir un elemento que caracteriza la energía en el foco. Por esto es posible a partir del sismograma determinar la posición del foco obteniendo la distancia al punto en el que se ha efectuado el registro. De los estudios realizados se han deducido tablas que establecen valores de la magnitud en función del logaritmo de las amplitudes y de la distancia al epicentro. La relación entre la energía en ergios liberada en el foco y la magnitud está dada por RICHTER mediante la fórmula:

$$\text{Log } E = 9.9 + 1.9M - 0.024M^2$$

M = Magnitud

(Esta fórmula se basa en los Registros).

Actualmente se considera que el máximo valor de la magnitud es 8.9.

Existen a la fecha, dispersiones sobre la fórmula propuesta en función a los diversos registros obtenidos en otras estaciones sismológicas¹. Aún no se ha encontrado una aplicación práctica en la ingeniería sísmica a los valores de la magnitud.

- b) Escala de Intensidades Espectrales (Housner) Relaciona la intensidad del sismo y sus acciones en las construcciones mediante modelos dinámicos entre las características de los acelerogramas y los daños producidos en las construcciones. Teniendo en cuenta las características elásticas de dichas construcciones.

Se considera que la intensidad del sismo puede caracterizarse por el área determinada por el eje de los períodos y el espectro de velocidades. El período de las construcciones normales fluctúa entre 0.1 y 2.5 seg. - por lo que Housner ha propuesto como medida de la intensidad de un sismo la superficie definida por el espectro de velocidades y los períodos 0.1 y 2.5 seg.

1 N.V.Sealin en base a 56 registros sísmicos ha establecido las siguientes fórmulas de magnitud:

$$0.9 \text{ Log } E - I = 3.8 \text{ Log } h - 3.3 \text{ (Hipocentro a menos de 70 Km)}$$

$$0.9 \text{ Log } E - I = 3.1 \text{ Log } h - 4.4 \text{ (Hipocentro a más de 70 Km)}$$

V.I. Bune ha deducido la siguiente fórmula:

$$\text{Log } E = 8.8 + 2 \text{ Log } h + 1.8$$

Sin duda este método posee un innegable valor científico pues depende de los registros obtenidos y su exactitud está ligada a la de estos registros.

- c) Escala de la Acción Espectral .- (Medvedev) A fin de apreciar la intensidad de un sismo se introdujo la noción de espectro de acción definido de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$X(t) = X_0 \cdot \Psi(T) \cdot E(\delta)$$

donde:

$X(T)$ = espectro de acción

X_0 = intensidad sísmica

$\Psi(T)$ = función espectral que depende del período propio de la construcción.

$E(\delta)$ = es una función que representa amortiguamiento de la estructura.

Esta escala tiene la ventaja de correlacionarse con la escala "Mercalli Modificada".

1.2 Conceptos Básicos sobre Diseño Sismo Resistente

1.2.1 Objetivo del Diseño Sísmico

La finalidad de cualquier actividad que se lleve a cabo con un propósito es optimizar los resultados.

Los objetivos generales del diseño sismo-resistente se orientan a proyectar las edificaciones a fin de que sean capaces de:

- Resistir sismos menores sin daños
- Resistir sismos moderados con posibilidad de daños estructurales leves y con posibilidad de daños no estructurales moderados.
- Resistir sismos severos sin colapsar.

El problema del diseño sismo resistente es único en muchos aspectos, un sismo de gran magnitud produce fuerza de inercia que superan la carga más severa que ha de soportar la estructura durante su vida útil, sin embargo, sólo existe una pequeña probabilidad de que esta carga ocurra y en el supuesto de que esto ocurra, la duración de esta carga es muy pequeña, esta combinación de condiciones hace que un diseño pretenda evitar el colapso frágil de una estructura aún para el caso del sismo de gran magnitud aceptando, si la posibilidad de daños estructurales teniendo en cuenta que es más económico reparar o reemplazar las construcciones dañadas por los sismos, que construir todas las estructuras suficientemente fuertes para evitar daños.

1.2.2 Proceso de Diseño para la Construcción Sismo Resistente.

Los sismos proveen a ingenieros y arquitectos de un número importante de criterios de diseño independientes del proceso normal de diseño por cargas verticales. Dado que algunos de estos criterios son fundamentales en determinar la forma de la estructura, es importante pres

tar la debida importancia a consideraciones sísmicas en la etapa correcta del diseño.

El proceso de diseño debería tener en cuenta:

A. Evaluación de Criterios Sísmicos.

A.1 Consecuencias del colapso o movilización de la estructura.

A.2 Costo involucrado en obtener una estructura sismo-resistente.

A.3 Actividad sísmica de la región.

A.4 Propiedades sísmicas del suelo de cimentación.

B. Evaluación de criterios no sísmicos.

C. Determinación de la forma estructural y de materiales para los elementos estructurales y no estructurales.

D. Análisis de la estructura para fuerzas sísmicas y cargas verticales.

E. Diseño de los elementos estructurales para la combinación de fuerzas sísmicas y cargas verticales especificando las conexiones de los elementos estructurales y no estructurales.

1.2.3 Criterios para la Determinación de la Forma Estructural.

En regiones sísmicas es de gran importancia que la forma estructural sea orientada hacia un buen comportamiento sísmico. Algunos principios que deben tenerse en consideración son:

Simplicidad y Simetría : La experiencia demuestra que -

Las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos; existen dos razones que la justifican, la primera es que las posibilidades para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas y segundo la habilidad para comprender detalles estructurales es mayor para los detalles simples que para los complicados.

La simetría de la estructura en dos direcciones es preferible por las mismas razones, la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y que pueden ser muy destructivos.

La forma general no debe ser muy larga : Las estructuras largas en planta tienen mayor probabilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos hecho que puede dar lugar a resultados desastrosos. Una alternativa de solución a este problema es separarlo en dos o más secciones mediante juntas separación sísmica - que deben ser convenientemente detalladas y construidas, la misma solución se aplica para separar secciones de edificaciones con formas de T, L o H en planta.

Para la elevación, la experiencia indica límites para la relación altura por ancho de la edificación, menores de cuatro, para evitar efectos de momentos de volteo que producen grandes fuerzas de compresión en las columnas extremas, y además evita que la estructura tenga deformaciones laterales excesivas.

Uniformidad y Continuidad de la Estructura .- Este concepto se relaciona con la simplicidad y simetría. Una estructura tendrá el mejor comportamiento sísmico si:

- Vigas y columnas están uniformemente distribuidos
- Las columnas y muros de corte tienen sus ejes coincidentes.
- Los ejes de las vigas son continuos.
- Vigas y columnas son coaxiales y aproximadamente del mismo ancho.
- No se presenten cambios bruscos de secciones.
- La estructura es lo más hiperestática y monolítica posible.

Miembros Horizontales y Verticales .- En estructuras aporticadas es un requerimiento sísmico importante que las vigas fallen antes que las columnas. Este mecanismo pospone el colapso total de la estructura ya que tomará mucho tiempo para que el colapso de las vigas o losas se produzca después de un daño intenso en la posición de las rótulas plásticas, mientras que la falla de columnas ocasionará el desplome inmediato de la estructura.

Estructuras Rígidas Vs. Flexibles .- El hecho de que las estructuras flexibles absorben menos fuerza sísmica que las estructuras rígidas en suelo duros tiene su explicación en el efecto de resonancia que se produce cuando las frecuencias predominantes del suelo coinciden con la frecuencia natural de la estructura.

Independientemente de dicho problema las estructuras rígidas y flexibles presentan las siguientes ventajas y desventajas. Las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser: a) más fáciles de analizar b) son fáciles de alcanzar la ductilidad deseada al menos analíticamente. Sus desventajas son: a) el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso constructivo ya que puede existir gran congestión de armadura en los nudos. b) losos elementos no estructurales pueden invalidar el análisis ya que al ser difíciles de separar completamente de la estructura puede que se introduzcan una distribución diferente de esfuerzos.

Las estructuras rígidas tienen la ventaja de no tener problemas constructivos y no tener que precisar cuidadosamente los elementos estructurales pero poseen la desventaja de no poseer una ductilidad apropiada y su análisis es más complicado.

En la actualidad es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de estructura rígida y flexible.

La forma de la Sub-estructura .- La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la subestructura es que se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo, además de las condiciones de las cargas verticales que actúan los siguientes factores deberán cambiarse respecto al comportamiento sísmico:

- a) Transmisión del corte basal de la estructura al suelo.
- b) Previsión para los momentos de volteo.
- c) Movimientos diferenciales de la base.
- d) Licuefacción del suelo.

Cuando una estructura está cimentada sobre dos tipos diferentes de suelos los estudios deben ser mayores para obtener una acción integral.

Esta discusión sobre la subestructura se limita a los suelos blandos ya que en suelos rocosos las estructuras están naturalmente integradas por el medio que las rodea.

1.2.3.1 Criterio de Diseño .-

Entre los criterios de diseño a considerarse tenemos:

- a) Modos de acción considerados en cada situación de diseño.
- b) Definición de variables en términos que la respuesta debe ser medida.
- c) Algoritmos para determinar la respuesta.
- d) Condiciones de aplicabilidad del análisis de algoritmos-respuesta.
- e) Criterios para obtener características y valores de diseño de la resistencia de miembros y rigideces.
- f) Criterios para evaluar capacidad de deformación, de ductilidad y disipación de energía en los miembros.
- g) Criterios para determinar valores de amortiguamiento de la estructura.

h) Criterios para determinar valores aceptables de resistencia respuesta.

Los valores característicos de las variables empleadas en diseño sísmo resistente son aquellos valores que explican situaciones de diseño, corresponden a probabilidades específicas de alcanzar valores más desfavorables.

Los valores de diseño son obtenidos a partir de los valores característicos modificándolos con factores de carga factores de reducción de capacidad o términos adicionales estos últimos designados como elementos de seguridad.

Las acciones sísmicas toman en cuenta coeficientes de fuerza lateral, espectro de respuesta y modelos probabilísticos de movimiento de tierra. El grado de acciones sísmicas debe ser tal que cuando se considera la sismicidad del lugar, las incertidumbres en los tipos de movimiento de suelo y las propiedades estructurales, los valores específicos característicos de dichas propiedades y elementos de seguridad, se concluye que la seguridad es considerada dentro de los requerimientos funcionales.

La probabilidad de falla o siniestro de una estructura es el resultado de la contribución de sismos de intensidades diferentes.

En general, los requerimientos con respecto a condiciones de seguridad y utilidad puede ser desarrollada mediante dos intensidades específicas, la primera relacionada con períodos largos aplicables para confrontar la seguridad contra el colapso y la segunda relacionada a períodos de

retorno moderados para los cuales la ocurrencia límite con respecto a la utilidad debe ser menor. El criterio de di seño para ambas condiciones debe asegurarnos la seguridad requerida contra el colapso durante la vida útil de la estructura y un valor mínimo de la sumatoria de costos i niciales y valor presente de pérdidas futuras.

Los métodos adoptados para predecir la respuesta estructura l deben ser exactos para el tipo de estructura analizada y para los tipos de variables usados para medir la respu esta. La totalidad de posibles orígenes de deformaciones y fuerza inercial se deben igualmente tener en cuenta.

Si se aplica análisis lineal las fuerzas internas y tensiones deben ser analizadas por métodos que tomen en cuenta el equilibrio, deformaciones y condiciones de compatibilidad.

Para el caso de análisis dinámico modal aplicado al modelo de una estructura será conveniente considerar los grados de libertad necesarios para lograr estimaciones razonables y gráficos de fuerzas internas de secciones críticas.

El criterio a manera de superposición debe tener una correlacion probabilística entre las respuestas de un grupo de modos y las frecuencias naturales de vibración.

La incertidumbre en frecuencias naturales deben ser tomadas en cuenta cuando se determina valores de diseño de espectros comunes.

No obstante si las excentricidades estáticas torsionales son pequeñas, sus amplificaciones dinámicas pueden ser muy grandes, las respuestas resultantes se determinan mediante un valor a partir de una regla simple que estime las excentricidades dinámicas como la sumatoria de un valor estático amplificado y un valor accidental. Para los sistemas de historia aislada ésto ha sido comprobado tal que estimados de respuesta dinámica pueden ser obtenidos mediante el desempeño del análisis dinámico modal, asumiendo solamente el grado de libertad tradicional paralelo a la componente del movimiento del suelo y multiplicando la excentricidad estática por un factor de amplificación que no depende de la excentricidad. Esta conclusión puede ser asumida para sistemas de varios pisos uniformes, a menos que sean sistemas con grandes variaciones entre pisos en planta, en distribución de masas o rigideces, los cuales deben ser analizados considerando traslación doble y modelos vibratorios de torsión.

La inercia rotacional es importante en estructuras de tipo pendulo invertido.

La incertidumbre en períodos naturales puede ser reconocida por que el requerimiento de sus valores nominales en diseño son más desfavorables que aquellos calculados por modificación.

Si se adopta el método de análisis nivel por nivel para estimar la respuesta de un sistema tomando en cuenta el comportamiento no lineal, la interacción entre las res

puestas simultáneas de varios componentes del movimiento del suelo se debe considerar.

Los valores de diseño de respuesta deben ser obtenidos de un número suficientemente grande de muestras de movimiento de tierra.

Los valores de diseño nominal de fuerza, dureza, capacidad de ductilidad y amortiguamiento efectivo debe reconocer todos los orígenes de incertidumbre en las propiedades del sistema y a ellos les corresponde aclarar niveles de probabilidad seguros.

Los principios y algoritmos válidos para determinar las propiedades mecánicas de los miembros, sus ensamblajes y conexiones de valores característicos de material y las propiedades geométricas deben ser especificadas.

1.2.3.2 Criterios de Desempeño .-

Los criterios de desempeño son relaciones acerca de las propiedades de las estructuras y miembros estructurales requeridos tal que ellos satisficieran las suposiciones del análisis estructural y del diseño. Esas reglas cubren las propiedades siguientes:

- a. Dureza
- b. Rigidez
- c. Ductilidad

Las reglas de desempeño de dureza deben incluir relaciones acerca de valores mínimos y máximos aceptables a fin de asegurar que el sistema se comporte como un todo y

no sea frágil en el futuro y que no ocurran problemas de comportamiento imprevisibles por la presencia de miembros más fuertes que el asumido.

Esas reglas deben también incluir especificaciones acerca de los valores relativos aceptables de la capacidad de los miembros estructurales y subensambles en modelos de falla diferentes. Si dichos requerimientos no pueden ser satisfechos los valores de baja ductilidad deben ser su puestos a fin de determinar fuerzas de diseño.

Las reglas relacionadas con el sobre-esfuerzo y lo relacionado con valores de capacidad en modelos de falla diferentes se intentan para asegurar el comportamiento dúctil.

El sobre-esfuerzo en un miembro dúctil puede permitir sobre-tensión de elementos frágiles y por esta razón su falla. Un miembro fléxible debe tener un factor de seguridad más alto contra fallas de tensión diagonal que un miembro dúctil que se puede tensionar por flexión tal que sus probabilidades de falla son mayores. El sobre-esfuerzo en esfuerzo cortante lateral de un gran número de pisos de un edificio multipiso puede dar lugar a demandas de ductilidad excesiva a la capacidad de los pisos sobre lo previsto. En esto último, el sobre-esfuerzo-puede resultar de la presencia de muros paneles incompletos no considerados como elementos estructurales.

Los criterios de desempeño de rigidez deben incluir rela

ciones de valores aceptables máximos y mínimos a fin de asegurar que el sistema no es más flexible que el que se prevee y que no dará lugar a la distribución de fuerzas internas desfavorables con las desviaciones positivas o negativas de las rigideces de miembros con respecto a aquellas asumidas.

Los criterios de desempeño de ductilidad deben expresar valores mínimos de esta variable así como también el número de ciclos de carga alternativa para cada miembro o sub-ensamblaje de manera de lograr una deformación específica sin reducción significativa en fuerza o capacidad de disipación de energía.

1.2.4 Factores Determinantes en la Respuesta Sísmica de Edificaciones

La respuesta sísmica de una edificación depende especialmente del movimiento del terreno donde está cimentada y de las características de la edificación.

El movimiento del terreno, a su vez, depende de las propiedades regionales de la corteza terrestre, esto es, de la sismicidad y también de las condiciones locales del suelo.

La respuesta sísmica se puede expresar por la relación:

$$Res = f (S, CS, E)$$

Donde:

S = condiciones de sismicidad regional

CS = condiciones locales del suelo

E = características de la edificación.

1.2.4.1. Sismicidad Regional .-

Como ya se ha mencionado, el sismo se define como la vibración del suelo causado por la energía mecánica emitida de los mantos superiores de la corteza terrestre en una súbita liberación de la energía acumulada en un volumen de ella.

En la selección de características sísmicas para propósitos de diseño es necesario tener en cuenta:

A. Records Históricos - Archivo Instrumental Local

Ninguna de estas fuentes de información debe ser descuidada cuando se hace estimados de eventos sísmicos. Los registros históricos proveen usualmente una visión clara de la estadística a largo plazo.

Las descripciones de desastre sufridos por diferentes clases de estructuras provee información significativa acerca del contenido, frecuencia característica de los movimientos sísmicos.

B. Geología Regional y Tectónica

Los estudios de geología regional y tectónica deben ser llevados a cabo por especialistas los cuales están familiarizados con las regiones de interés y deben cubrir los siguientes conceptos:

- Estructura tectónica regional y procesos.

- Fallas principales y secundarias
- Indicaciones de actividad o inactividad de la falla
- Estimados de magnitudes máximas, momentos sísmicos y duración de sismos.
- Estimados de energía liberada por unidad de tiempo
- Mecanismo posible
- Profundidades céntricas (locales) posibles.

Las descripciones de una estructura tectónica regional debe incluir una evaluación del medio ambiente de la región cerca al lugar del evento.

Se utilizará en las estimaciones de magnitudes máximas, momentos sísmicos en términos probabilísticos.

C. Actividad Sísmica

Las estimaciones de actividad sísmica de fuerzas sísmicas debe incluir:

- Curvas de magnitud de recurrencia cubriendo el intervalo de magnitudes esperadas mayores y moderadas.
- Medidas de incertidumbre de las curvas antes mencionadas.
- Indicaciones acerca de fluctuaciones sistemáticas y aleatoriedad de la actividad en el tiempo.

D. Intensidad Sísmica

Las expresiones de intensidad sísmica debe proveer de información suficiente para caracterizar a los movimientos de tierra.

La intensidad sísmica permitirá la estimación del es

pectro sísmico o en general formas de movimiento de tierra. Algunas expresiones proveen estimados directos de ordenadas de espectros de respuesta para un período dado y amortiguamiento.

Algunas aplicaciones de movimiento de tierra se describen en modelos de procesos estocásticos. En estos casos los parámetros de tales modelos (densidad espectral de aceleración, función de intensidad) debe ser predecida directamente de las propiedades de los sismos y sus fuentes o indirectamente del espectro de respuesta.

Las relaciones de intensidad sísmica puede ser específicamente determinada para la región de interés teniendo en consideración:

- Tipo de falla y mecanismo sísmico .
- Conceptos teóricos acerca de generación, propagación y atenuación de ondas.
- Información empírica acerca de la magnitud, intensidad y distancia al origen.
- Influencia de la distancia sobre la duración del movimiento sísmico.
- Desviaciones aleatorias de intensidades actuales con respecto a valores tabulados.

Las expresiones más comunes consideran a la intensidad como el producto de una función de magnitud y una función de distancia. No obstante, que este supuesto puede ser adecuado para desplazamientos de tierra o formas

espectrales en el rango de período natural largo, no se cumple para aceleraciones de tierra u ordenadas espectrales de frecuencia alta.

1.2.4.2 Condiciones Locales del Suelo .-

La influencia del suelo local, topografía y estructura geológica sobre las características de movimiento de tierra debe ser evaluada e incorporada dentro de modelos de excitación sísmica. Esta evaluación debe ser basada en registros directos obtenidos durante los sismos precedentes así como en modelos teóricos reales que tomen en cuenta características topográficas y estratigráficas, propiedades mecánicas del suelo y tipos de ondas sísmicas de llegada.

Cuando se habla de microzonificación, la atención se orienta sobre modelos lineales o líneas equivalentes donde el depósito de suelo se considera como una viga de corte unidimensional y elástica sobre una roca rígida. Los movimientos de gran intensidad y registros sismológicos, han mostrado que dichos modelos pueden solamente ser aplicados hacia un limitado rango de condiciones; y que muchos otros espectros geológicos y topográficos pueden tener una influencia más pronunciada sobre los movimientos sísmicos que la presencia de sedimentos.

Modelos analíticos más generales han sido desarrollados a fin de contar con respuestas bi y tridimensionales y varios tipos de ondas de llegada. Como consecuencia de

estas complejidades involucradas en modelos teóricos aquellos modelos deberían sólo jugar un rol complementario a las observaciones instrumentales. Debido a que la trayectoria y mecanismo han demostrado afectar las variaciones de movimientos sísmicos locales un número grande de eventos (aún los movimientos de pequeña intensidad) deberán ser registrados en un lugar dado, antes de que conclusiones seguras puedan ser diseñadas en relación a aquellas variaciones.

En relación a las condiciones locales de suelo los principales factores a considerar son:

A. Amplificación Sísmica del Suelo

Las ondas incidentes en el estrato superficial son grandemente amplificadas en la superficie del terreno cuando el período de vibración de la onda es igual al período natural del estrato superficial.

La amplificación sísmica puede así interpretarse como una resonancia del estrato superficial excitado por una onda incidente de un período particular.

En el gráfico N°1 la amplitud en el punto de resonancia aumenta con la disminución del parámetro (α) a través de la relación:

$$\alpha = \frac{\rho_2 V_2}{\rho_1 V_1}$$

donde:

V_1, V_2 = velocidad de las ondas de corte en estrato inferior y superior respectivamente.

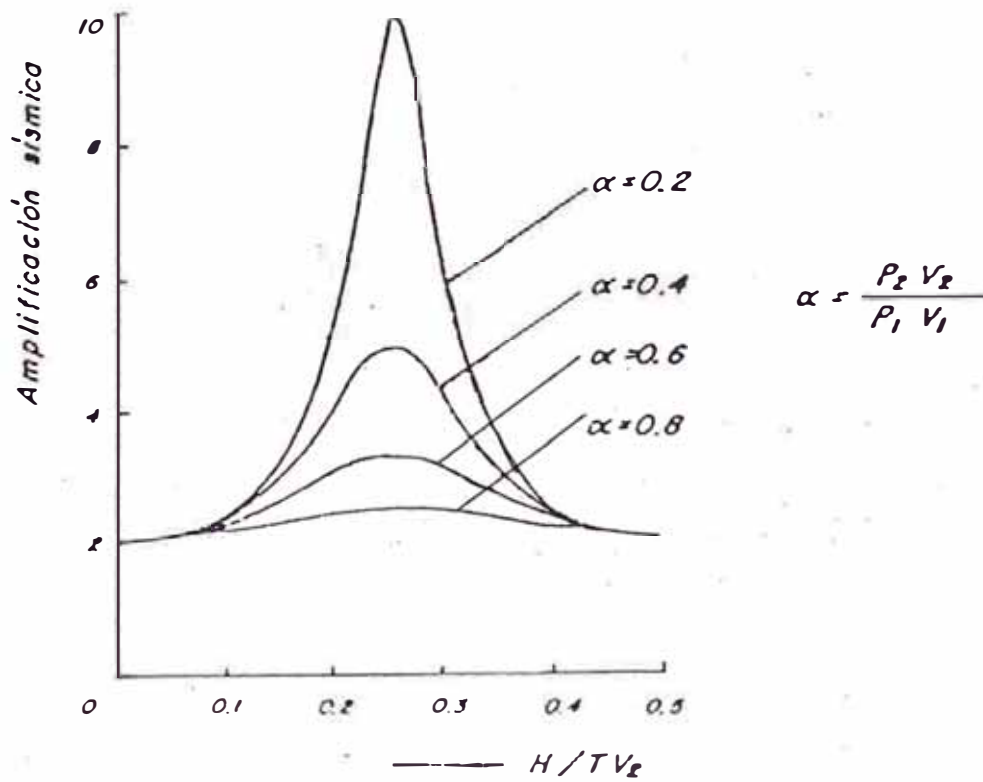


Fig. 1: *AMPLIFICACION SISMICA DE ONDAS INCIDENTES*
(Ref. 6)

ρ_1, ρ_2 = densidad del estrato inferior y superior.

α = tiene un valor pequeño cuando el estrato superior es de material blando verificándose así que en suelos blandos el daño sísmico es severo.

B. Amplificación Dinámica

La resonancia entre el suelo y la estructura o amplificación dinámica sucede cuando el período natural del edificio coincide o está cercano al período predominante del terreno.

Se observa que las estructuras de gran rigidez de períodos predominantes cortos (suelos firmes), lo que no sucede en áreas ubicadas sobre depósito de suelo blando.

Resulta así que en terrenos blandos un edificio bajo y rígido tiene más ventajas si sus dimensiones en planta son grandes y la estructura de los cimientos es suficientemente resistente.

Las edificaciones de poca rigidez tiene mejor comportamiento cuando están cimentados sobre terrenos compactos.

Con respecto al comportamiento de los edificios rígidos de pequeñas dimensiones se ha comprobado que aquellos ubicados sobre terrenos blandos, los daños sísmicos se producían en el tercio superior de altura y en

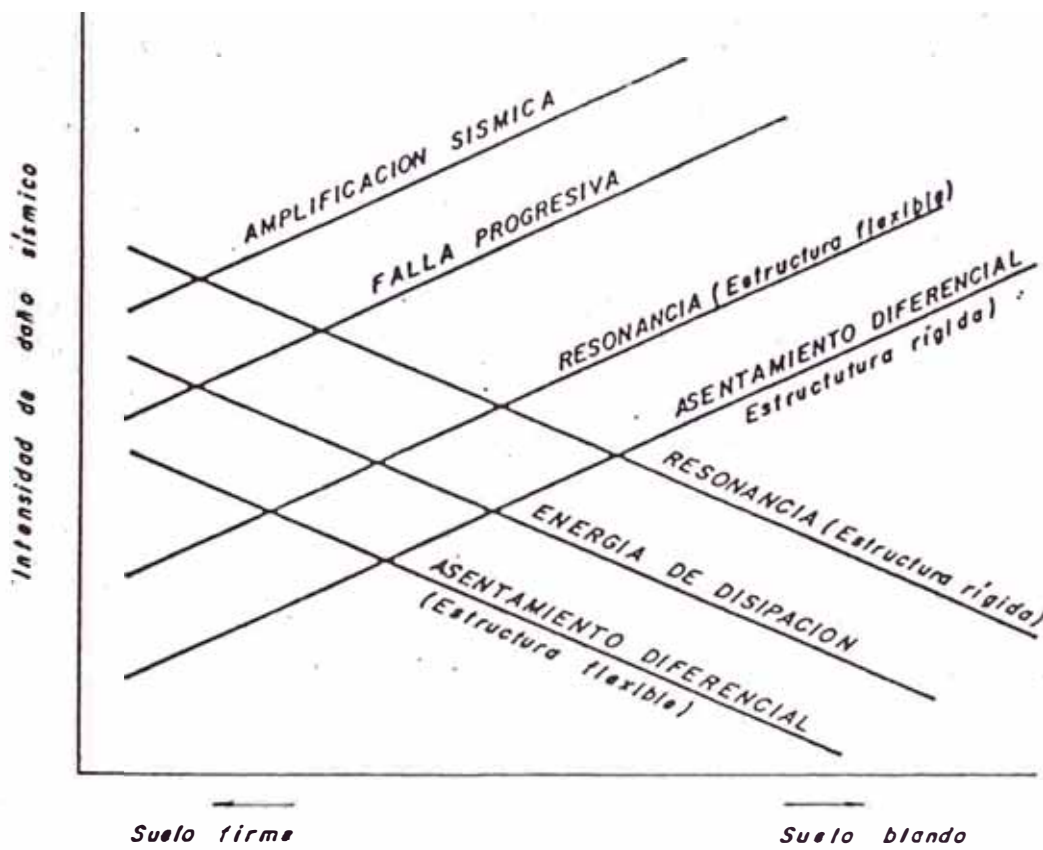


Fig. 2: Influencia del Suelo en la Intensidad del daño Sísmico (Ref. 6)

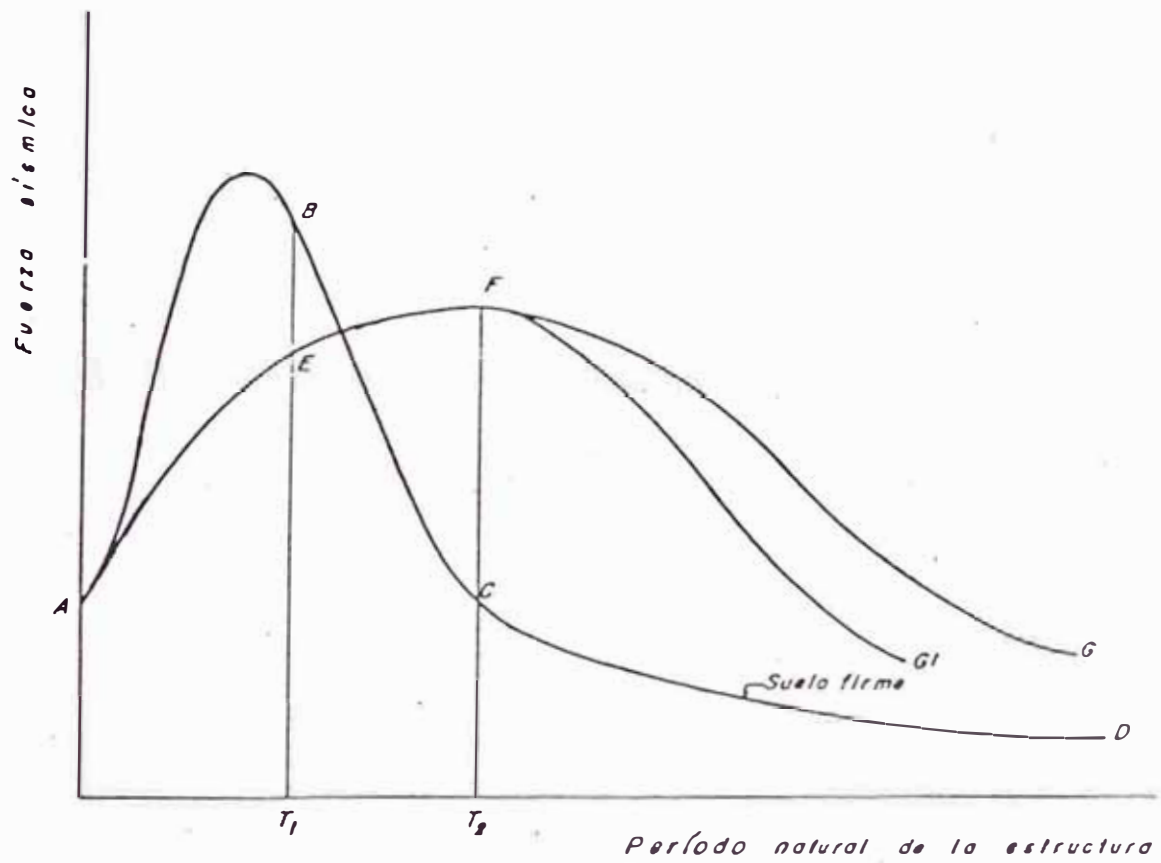


Fig. 3 : FALLA PROGRESIVA (Ref..6)

en los terrenos compactos en el tercio inferior.

C. Disipación de Energía Vibracional

Las ondas sísmicas que se transmitan a la estructura viajan hacia arriba a través de ella llegan a la parte superior reflejándose y regresando. De esta manera la energía vibracional en la estructura se disipa en el terreno y como consecuencia, la vibración en la estructura decae gradualmente. Por lo tanto, el efecto de la disipación de energía es similar al aumento de amortiguamiento interno.

El hecho de una disminución en la rigidez del terreno determina un aumento de la energía disipada por la estructura y por tanto en el aumento en el efecto de amortiguamiento.

D. Falla Progresiva

En movimientos sísmicos de gran magnitud es probable que se produzcan fallas localizadas en el edificio de terminando una disminución de su rigidez y aumento del período de vibración.

Del gráfico N° 3 si el edificio con período inicial T_1 descansa en suelo rígido la fuerza sísmica disminuye considerablemente (de B a C).

Si por otro lado dicho edificio estuviese ubicado en suelo blando la fuerza sísmica permanecerá casi constante y en ciertos casos aumentará (de E a F), presentándose probabilidades de fallas aún mayores del edificio.

E. Asentamiento Diferencial

La experiencia adquirida de los movimientos sísmicos se concluye que los desplazamientos forzados por a asentamientos diferenciales fueron causa importante de daños en las edificaciones. Se comprobó igualmente - que los asentamientos diferenciales en suelos blandos son más importantes que en suelos firmes.

F. Movimiento de Tierra Multicomponente

El análisis de respuesta de estructuras ordinarias de be tomar en cuenta el movimiento simultánea del suelo en más de una dirección.

El análisis de respuesta de estructuras con grandes di mensiones en planta debe tomar en cuenta la diferencia del movimiento de suelo a varios niveles.

Los modelos multicomponentes de movimiento de suelo - pueden ser especificados por concepto de espectro, re gistros históricos reales o simulados o modelos de pro cesos estocásticos para cada componente con funciones de correlación cruzada. Los componentes ortogonales de movimiento de suelo en un lugar dado pueden ser considerados como independientes estocásticamente.

1.2.4.3 Características de las Edificaciones

Las características dinámicas de las estructu-- ras o edificaciones son de gran importancia práctica ya que en función a ellas puede establecerse la intensidad de su respuesta al movimiento producido por el sismo.

Estas características dependen del tipo constructivo, de la distribución y la forma de la estructura resistente - desde el punto de vista dinámico y estático y de los materiales empleados.

Los edificios pueden en general dividirse en dos grandes categorías:

- Edificios masivos o de albañilería que tienen grandes paneles, diafragmas horizontales y verticales, etc.

La relación $H/D \leq 2$.

donde:

H = Altura de la edificación

D = Ancho de la base

- Edificios normales que poseen un esqueleto resistente (pórticos de concreto armado o metálico) y las torres de tanques de agua elevados, antenas de radio y televisión en los que en general se cumple que:

$H/D > 2$.

Por su comportamiento dinámico, las construcciones pueden clasificarse según las deformaciones específicas - que se producen por las fuerzas horizontales originadas por el movimiento sísmico, pueden ser:

- Construcciones flexibles en las cuales las deformaciones son el resultado de los momentos de flexión, que son los predominantes.
- Construcciones semirígidas cuyas deformaciones son el resultado del efecto combinado de los momentos de flexión y de los esfuerzos cortantes.

- Construcciones rígidas en las cuales sus deformaciones son el resultado del efecto de los esfuerzos cortantes.

A continuación presentamos las principales características de los efectos dinámicos en las estructuras:

A. Períodos Naturales de Vibración

Los períodos naturales de vibración de una estructura - caracterizan su rigidez dinámica, que define el modo de comportarse ante las sollicitaciones provocadas por el sismo. Entre todos los períodos naturales que puede tener una estructura se considera que el período fundamental desempeña el papel más importante. No obstante, en las estructuras flexibles los dos períodos siguientes pueden tener una significativa influencia.

En general, los períodos de edificios normales varían entre 0 y 3 segundos, los diferentes tipos de estructuras citadas anteriormente tienen los siguientes períodos:

Construcciones flexibles	$T > 0.8$1 seg.
Construcciones Semirígidas	$0.8 \dots 1.0 \geq T > 0.25$0.5 seg.
Construcciones rígidas	$0.25 \dots 0.5 \geq T > 0.0$ seg.

El caso de $T = 0$ corresponde al caso límite de una construcción con rigidez infinita.

Se pueden distinguir métodos exactos y aproximados para el cálculo de períodos naturales de vibración y también fórmulas directas para su cálculo dado que los métodos exactos están alejados de la realidad debido a la comple

jidad de los fenómenos que se producen durante los sismos.

Entre las fórmulas directas más destacables tenemos :

Fórmulas T. TANIGUCHI¹

$$T_1 = (0.07 \dots 0.09) n$$

donde:

T₁ = período propio fundamental del edificio

n = número de pisos del edificio.

Se recomienda para edificios bajos y gran número de subdivisiones en planta el coeficiente 0.07 y para edificios altos, coeficiente 0.09.

Posteriormente plantea:

T₁ = Z(n+0.5) para edificios no muy elevados, y

T₁ = Z_n para los de gran altura donde Z: característica de rigidez del edificio, a mayor densidad de muros disminuye el valor de Z. En construcciones normales

Z = 0.07 0.09 luego, el autor propone la siguiente fórmula:

$$T_1 = (0.12 \dots 0.4) \sqrt{\frac{2n+1}{3}}$$

Fórmula F.P. ULRICH - D.S. Carder

Fórmula experimental a partir de 400 edificios.

$$T_1 = 0.019 H$$

donde:

H = altura total del edificio.

1 T. TANIGUCHI "On the vibration period of the framed structures".
"Seismic wall effect in framed structures in relation to the period of tall building".

Fórmula E. ROSENBLUETH

Esta fórmula se recomienda para determinar períodos fundamentales de construcciones urbanas de viviendas (0.09) y oficinas (0.10)

$$T_1 = (0.09 \dots 0.10) (n + 1)$$

Fórmula K. NAKAGAWA

Fórmula experimental respecto a 53 edificios de concreto armado estableció la fórmula para la relación:

H / \sqrt{D} . donde:

H = altura del edificio (m) y

D = dimensión de la base del edificio en la dirección de las oscilaciones consideradas (m)

$$\frac{H}{\sqrt{D}} = [1.1 + 0.31n] \dots [2.2 + 0.7n]$$

reemplazando este valor en la fórmula del JOINT COMMITTEE ASCESEA se tiene:

$$T_1 = (0.1 + 0.028n) \dots (0.2 + 0.064n)$$

Su empleo es similar a la fórmula Taniguchi.

Fórmula M. TAKEUCHI

Esta fórmula toma en cuenta la influencia de los muros y si los edificios son de concreto armado y armadura flexible o rígida.

$$T_1 = \left(\frac{1}{50} \dots \frac{1}{80} \right) (4 - H (1 - 4d))$$

donde:

d = es la densidad de los muros con valores menores que la unidad $d = 0.1$ o menor.

Una fórmula simplificada para edificios es:

$$T_1 = \frac{H}{60}$$

Fórmula A. ARIAS - R.HUSID

El cálculo del período fundamental de edificios de concreto armado con muros rígidos utilizado en Chile es:

$$T_1 = 0.024 H^{0.71} d^{-0.14}$$

Fórmula G.W. HOUSNER - A.G. BRADY

Establecido en Estados Unidos de Norteamérica para construcciones modernas con estructura metálica resistente que:

$$T_1 = 0.5 \sqrt{n} - 0.4$$

Fórmula M. BAEZA

Fórmula proporcional a los pisos utilizada en Chile.

$$T_1 = 0.036n$$

Fórmula A. ARIAS - R.HUSID - M. BAEZA

Fórmulas para edificios de 4 a 7 pisos, de concreto armado en Chile:

$$T_1 = 0.012H \quad T_1 = 0.035n$$

Fórmula H. SANDI - G.SERBANESCU

Fórmulas para construcciones urbanas Rumanas.

$T_{1,TR} = (0.045 \dots 0.055)n$ en la dirección transver
sal al edificio.

$T_{1,Long} = (0.035 \dots 0.040)n$, en la dirección longi
tudinal del edificio.

$T_1 = 0.065 \frac{H}{\sqrt{D}}$ Para edificios tipo torre con muros
rígidos.

Fórmula M. IFRIM

Para edificios de baja altura, muros rígidos o dia--
fragmas verticales y pórticos de concreto armado.

$H/D \leq 2$ y $H < 30m$.

$T_1 = 0.05 \sqrt{H}$

Para edificios normales con esqueleto de concreto ar
mado y rigidez moderada.

$T_{1,TR} = 0.11 \sqrt{H}$ en la dirección transversal

$T_{1,Long} = 0.08 \sqrt{H}$ en la dirección longitudinal

$T_1 = 0.24 \sqrt{H}$ para construcciones de altaflexi
bilidad en general con esqueleto
resistente metálico.

B. Amortiguamiento

El amortiguamiento tiene especial importancia en el cálcu
lo sismo-resistente, ya que influye directamente sobre
la modificación de la respuesta dinámica de la estructu
ra y, por tanto, en el efecto producido por el amorti--
guamiento se refleja analíticamente en el espectro de
las velocidades que caracteriza la intensidad del sismo

y los coeficientes sísmicos de cálculo.

A medida que aumente el factor de amortiguamiento mayores reducciones presenta el espectro de velocidades : de allí que estructuras con alto grado de amortiguamiento o sea mayor capacidad de absorción de energía se comportan favorablemente durante un movimiento sísmico. El factor crítico de amortiguamiento (ν) utilizado en ingeniería sísmica es siempre menor a la unidad.

Para establecer prácticamente los factores críticos de amortiguamiento hay que tener en cuenta todos los elementos que absorben energía por lo que se tendrá en cuenta:

- La energía introducida en el sistema por el efecto del terreno (energía cinética).
- La energía elástica de deformación.
- La energía perdida (deformaciones, roturas, etc.)
- Las pérdidas internas de energía por transformación en calor.
- La energía devuelta por la estructura al terreno debido al fenómeno de interacción.

Para un análisis elástico es usual considerar un amortiguamiento tipo viscoso mientras que para un análisis inelástico se supone un mecanismo de disipación de energía histerética que incluya gran parte del amortiguamiento de la estructura (amortiguamiento histerético).

En el cuadro N°2 se resumen los valores propuestos por

CUADRO N°2: COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO

AUTORES	J. A. BLUME	L. S. JACOBSEN	R. G. MERRIT G. W. HOUSNER	S. G. NAPETVARIDZE	E. ROSENBLUETH	F. Y. W. TSUI	T. HISADA D. E. HUDSON K. KANAI H. KAWASUMI I. L. KORCINSKI K. NAKAGAWA A. G. NAZAROV R. TANABASHI M. P. WHITE Y OTROS	R. HUSID	R. N. C. PERU
1. Estructuras monolíticas Construcciones en masa	---	0.05-0.10	---	---	---	---	---	---	---
2. Construcciones metálicas	---	---	---	0.03	0.01-0.04	0.03-0.06	---	---	---
3. Construcciones de concreto armado monolíticas.	0.05-0.10	0.10-0.16	0.07-0.10	0.09	0.05-0.08	0.07-0.14	0.10	0.03	0.05-0.10
4. Construcciones de madera	---	0.10-0.20	---	0.06	---	---	---	0.05	---
5. Construcciones de Albañilería (mampuestos, bloques) o de prefabricados	---	0.10-0.18	---	0.06	---	0.14	---	---	---
6. Uniones roblonadas	---	0.08-0.30	---	---	---	---	---	---	---
7. Uniones soldadas	---	0.04-0.12	---	---	---	---	---	---	---
8. Uniones con clavos Construcciones de madera	---	0.15-0.50	---	---	---	---	---	---	---

TOMADA DE : "ELEMENTOS DE INGENIERIA SISMICA" DE BELES, IFRIM Y YAGUE

diferentes autores para los factores críticos de amortiguamiento v . Se aprecia que la mayoría de los autores están de acuerdo en considerar $v = 0.1$ para estructuras de concreto armado.

El establecer de antemano el grado de amortiguamiento de un edificio sigue siendo uno de los más importantes y difíciles problemas de investigación.

Es recomendable que las construcciones situadas en zonas sísmicas tengan una gran capacidad de absorber energía disminuyendo de esta manera el efecto dinámico.

C. Comportamiento Inelástico y Ductilidad .- La respuesta inelástica es ocasionada por movimientos sísmicos severos en las estructuras disipando energía transmitida por ellas.

De allí que se han realizado bastantes investigaciones en relación al comportamiento no lineal de estructuras durante sismos.

Los resultados obtenidos han tenido impacto en el diseño sísmo resistente de toda clase de estructuras de concreto.

No obstante, existen una gran cantidad de incertidumbres en el comportamiento dinámico dada su complejidad como consecuencia de la interacción de parámetros en el rango no lineal.

Los análisis del tipo no lineal se diferencian en el referido al elemento y a la Geometría.

La no linealidad del elemento ocurre cuando las propie-

dades básicas de los elementos individuales no son lineales; es decir, varían con la historia de las fuerzas aplicadas con las deformaciones y deflexiones asociadas que se producen en elementos de concreto armado.

La no linealidad geométrica se aplica al análisis en donde los cambios en la geometría básica de la estructura se toman en cuenta a medida que se aplican las fuerzas. Dichos cambios van acompañadas con cambios en la rigidez de la estructura.

En el caso de estructuras flexibles, se ha demostrado que, para una excitación sísmica determinada, las deformaciones de una estructura suponiendo comportamiento inelástico son del mismo orden de magnitud que las correspondientes a un comportamiento elástico. Así se desarrolló el "Método del Factor de Ductilidad" para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño : Se asume que el espectro inelástico de deformaciones es igual al espectro elástico de deformaciones y en consecuencia la respuesta es obtenida a partir de la respuesta elástica lineal dividiéndola entre el factor de ductilidad.

D. Espectros de Diseño

Se entiende por espectros de respuesta a la representación de la variación de los desplazamientos relativos, de las velocidades absolutas o de las aceleraciones relativas, en función del período propio de osci-

lación no amortiguado cuando en la cimentación actúa un movimiento sísmico.

Un espectro de respuesta desarrollado para dar coeficientes de diseño es denominado un "Diseño Espectral". Dicho espectro de respuesta es lineal para diferentes intensidades y no lineal para curvas de deformación de cargas no lineales y factores de ductilidad dados.

Para cada intensidad y factor de ductilidad más de un espectro de respuesta puede ser determinado a fin de cubrir un nivel de seguridad dado a los sismos originados de diferentes fuentes sísmicas cerca del lugar. Por otro lado, un espectro simple puede ser diseñado para proveer un nivel de seguridad a la respuesta de sismos de diferentes fuentes.

Un espectro de respuesta lineal según el gráfico N°4 determina valores pequeños de T cuando existe incertidumbre en las ordenadas espectrales y los períodos naturales son reconocidos si $T < T_2$ el espectro de aceleración es línea horizontal. $T > T_2$ el espectro de aceleración es línea hiperbólica.

A menos que la incertidumbre en el período natural de la estructura sea explícitamente calculada para adoptar un mayor valor desfavorable de ese período, dicha incertidumbre será cubierta por la modificación del espectro de respuesta correspondiente a un nivel de seguridad preciso.

Esta modificación consiste en considerar la ordenada del

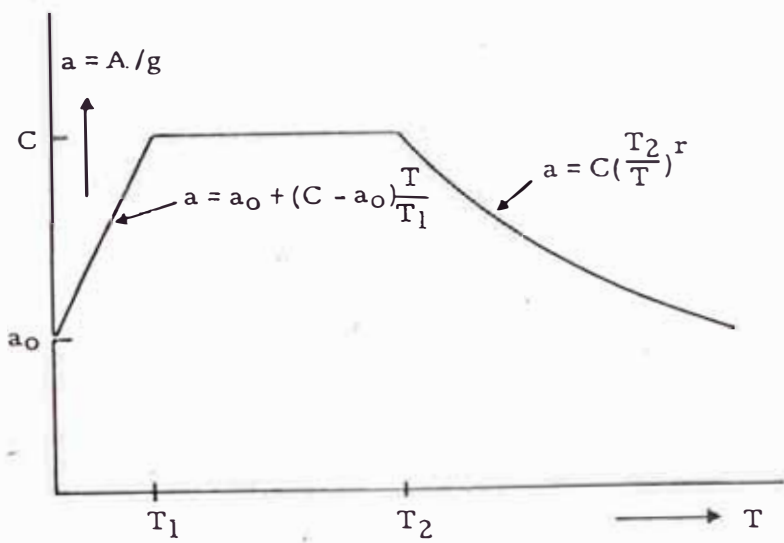


Fig. 4: Espectro de Respuesta Sísmica-Lineal.
(Ref. 12)

espectro de respuesta igual a la ordenada más alta del espectro no modificado dentro de un rango finito del período. El rango depende del grado de incertidumbre respecto al período natural. Se puede considerar un rango equivalente a : $0.75 T_c < T < 1.33 T_c$

donde T_c = valor calculado del período natural

Como conclusión general sobre el problema de la utilización de los espectros de respuestas en la ingeniería sísmica, resulta que estos pueden caracterizar desde el punto de vista de la ingeniería, las propiedades dinámicas de los sismos más severos. Se sobre entiende que los registros obtenidos en los sismos de gran intensidad fundamentan los espectros tipos.

Por otro lado, los resultados de las investigaciones - muestran que el amortiguamiento es un parámetro muy importante en las curvas de respuesta. Cambios relativamente pequeños en el amortiguamiento pueden producir importantes cambios en la respuesta dinámica.

Las curvas espectrales aclaran el efecto producido por los sismos sobre las estructuras en función de la distancia al epicentro.

En sus cercanías, la respuesta dinámica alcanza los valores máximos en la zona de los períodos bajos sufriendo peligro los edificios rígidos mientras que en las construcciones flexibles, las tensiones son menores.

E. Seguridad

Las decisiones respecto a intensidades de diseño elementos de seguridad, requerimientos de seguridad y criterios de desempeño serán establecidos sobre la base de un nivel de seguridad aceptable y el análisis beneficio-costos.

El nivel de seguridad aceptable es determinado a partir de la probabilidad de comportamiento satisfactorio con respecto a modelos que implican colapso y el análisis beneficio-costos se basa en la optimización de la función utilidad que involucra la suma algebraica de la inversión inicial y el valor actual neto de los beneficios esperados.

La seguridad de un sistema estructural a las acciones sísmicas es la probabilidad de un comportamiento satisfactorio durante un intervalo de tiempo referencial. En la práctica esto puede ser estimado, a partir de la probabilidad de falla durante un intervalo de tiempo referencial o tasa anual de falla.

En sistemas estructurales de la forma fallas múltiples y niveles de siniestro potencial, la seguridad es medida por la probabilidad de falla y tasa de modelos diferentes y costo esperado de siniestro por unidad de tiempo.

Para una estructura cualquiera de propiedades conocidas la probabilidad de falla de un intervalo de tiempo referencial puede ser obtenida por método estándar de

teoría de probabilidad. Teniendo en cuenta:

- a. Distribución de probabilidad de respuesta máxima para un sismo con intensidad y frecuencia dada.
- b. Probabilidad de ocurrencia de sismos con intensidades diferentes y frecuencias características del lugar.
- c. Valor de la capacidad de una estructura expresada en el mismo tipo de variables de la respuesta máximas.

Para la determinación en una estructura de la tasa de falla y el costo esperado del siniestro por unidad también se utilizará método estándar de probabilidad teniendo en cuenta:

- a. Distribución de probabilidad de respuesta máxima para un sismo con intensidad y frecuencia.
- b. Costo esperado de siniestros para una intensidad y frecuencia dada.
- c. Curvas intensidad-frecuencia del lugar.
- d. Valor de la capacidad de una estructura expresada de manera similar a la respuesta máxima.

Es necesario incorporar incertidumbres a las propiedades estructurales mediante la aplicación del valor esperado de dichas propiedades.

F. Fallas típicas de edificios durante sismos

Si se considera que la estructura ha sido diseñada sin errores de cálculo, puede decirse que en su mayoría las fallas que se producen se deben a que las hipótesis de diseño no coinciden con la realidad, generalmente a

causa de una mala determinación de las propiedades e lásticas en el modelo estructural elegido.

Entre los defectos más frecuentes se encuentran :

La no consideración de la rigidez de elementos no e structurales sin resistencia, pero con rigidez para f ines estructurales. Así tenemos el caso de las vigas y columnas cortas a las cuales se les ha acortado su luz por el efecto de elementos no estructurales a dyacentes.

Efecto de látigo como consecuencia de variaciones s ignificativas de la rigidez en altura. Ello se produce en concentraciones de esfuerzos debido a v ariaciones de rigidez al igual como en el caso estático aparecen en relación a zonas con geometría variable.

Primer piso flexible debido a su mayor requerimiento de ductilidad.

Torsión en planta debido a la repartición irregular de masas y/o rigideces o movimientos rotacionales del suelo.

G. Otras Consideraciones de Edificaciones para el Diseño Sismo Resistente

Existen algunas características de las edificaciones que merecen tomarse en cuenta para proyectos sismo-resistentes entre ellos:

Rigidez y Flexibilidad .- La experiencia demuestra que las construcciones rígidas se han comportado m e jor que las elásticas durante los sismos.

Esta observación es aplicable a construcciones de altura reducida.

Sólo en construcciones especiales de gran altura puede admitirse una flexibilidad más acusada pero en este caso debe estudiarse la posibilidad de absorber las deformaciones sin poner en peligro la resistencia de la construcción.

En cualquier caso no es recomendable la ejecución de obras masivas apoyadas sobre soportes elásticos deformables. Las grandes tensiones que se desarrollan al transmitirse el movimiento a la masa superior produce la destrucción de los elementos elásticos.

Respecto a la cimentación se recomienda que esté bien encajada en el terreno. La profundidad de cimentación es función de la altura del edificio y de la naturaleza del terreno; siendo recomendable un mínimo de dos metros.

Para los cimientos de poca profundidad se recomienda por orden de preferencia emparrillados, zapatas corridas cruzadas y cimientos corridos. Para las zapatas aisladas se recomienda que se unan entre sí mediante vigas. Muchas veces, un cimiento corrido al nivel del suelo y para los edificios industriales un sistema de enlace de concreto armado que abrace las columnas exteriores puede sustituir estas uniones con vigas.

Para aumentar la rigidez al corte y a la torsión se disponen frecuentemente diafragmas resistentes en formas de placas de concreto armado o vigas de celosía, que se sitúan con preferencia en el hueco de las escaleras y de los ascensores de los edificios. En lo posible, estos diafragmas deben tener continuidad en toda su altura y estar situados lo más simétricamente factible respecto al eje del edificio, o por lo menos respecto a los los ejes de inercia en planta de la edificación.

Las uniones de diafragma con la estructura resistente del edificio han de asegurar la transmisión de las tensiones a las que están sometidas.

Formas y Dimensiones .- En general, se recomienda construcciones con simetría central, siendo las más adecuadas las rectangulares o circulares.

La simetría también toma en cuenta a la rigidez y a la homogeneidad de los materiales.

Es conveniente, en la medida de lo posible, la uniformidad y homogeneidad en dirección vertical. A veces se recomienda que el reforzamiento en las partes superiores del edificio no superen el 75% de la superficie.

En lo posible se evitarán los voladizos. Igualmente son peligrosos los parapetos y otros adornos sobre los tejados o cubiertas, tanto más si estos, al romperse, pueden caer y perforar los forjados de los pisos inferiores preparados para recibir el impacto de estos elementos.

Materiales .- Los materiales que se utilicen deben ser capaces de resistir esfuerzos de compresión tracción y esfuerzo cortante. Es recomendable utilizar un mismo material en cada edificación. Es favorable que los coeficientes de elasticidad de los diferentes materiales empleados sean lo más parecidos posible con el concreto armado puede combinarse la albañilería unida con mortero de cemento y el acero . Da resultados optimos el concreto armado realizado al mismo tiempo , que la albañilería se conciba únicamente como elemento de unión de esta.

En albañilería se evitará materiales a los que el mortero de cemento se adhiera mal.

Los ladrillos sílico calcareos, a los que no se adhiere satisfactoriamente el cemento han sido causa de grandes destrucciones durante los sismos.

En enchapados con placas de marmol ha de cuidarse la unión entre los diferentes elementos.

Se admite en general, un aumento de hasta un 33% en las cargas resistentes de los materiales debido a que sus límites elásticos son más elevados en el caso de tensiones bruscas que en las estáticas. Sin embargo, debe prestarse una especial atención a los esfuerzos cortantes., como muestran las frecuentes roturas por este fenómeno. Podrían explicarse estas fallas por un menor coeficiente de rozamiento durante los fenómenos dinámicos que en los procesos estáticos.

CAPITULO II

ESTUDIO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

2.1 Consideraciones Generales

Las normas son reglamentos o prescripciones de cumplimiento obligatorio en cada país. Incluyen una clasificación del territorio en zonas sísmicas facilitan aceleraciones o coeficientes sísmicos e indican métodos de cálculo.

Las normas se refieren a las construcciones de uso más frecuente en el país al que se destinan. En la actualidad existe una orientación hacia tipos de estructuras, pero, ni se ha conseguido, ni parece probable que se alcancen unos tipos únicos de estructuras y de materiales de construcción. En general, las normas se refieren a edificios urbanos y e-luden otras construcciones menos tipificadas y repetidas - como presas, puentes, puertos, instalaciones industriales, etc. La clasificación de zonas sísmicas incluidas en las normas es válida, para cualquier estructura pero los coeficientes sísmicos no tienen porqué ser iguales, al no serlo las consecuencias de la destrucción. En las estructuras - no urbanas tampoco existen una experiencia tan extensa como en los edificios, que por centenares son afectados por un mismo terremoto y permiten estudios comparativos de su comportamiento. Sin embargo, debido a su importancia, es

frecuente que se realicen estudios e investigaciones especiales previamente a su construcción y en bastantes países existen prescripciones para los efectos sísmicos, incluidas en las normas de proyecto y construcción dedicadas a estas estructuras especiales.

2.1.1 Objetivos de las Normas

Las normas no pretenden que las edificaciones puedan resistir sin daño cualquier terremoto que pueda presentarse en la zona considerada.

Son sus objetivos principales:

- Resistir sin daño los sismos de pequeña intensidad.
- Resistir sin daños estructurales los de moderada intensidad.
- Resistir los mayores sismos probables en un tiempo más o menos largo, con daños en los elementos estructurales y no estructurales, pero sin que se produzca su hundimiento brusco o colapso.

Cualquier pretensión de una mayor seguridad sobrepasa el límite de lo razonablemente económico y sólo puede aplicarse a estructuras muy especiales cuya destrucción acarrearía consecuencias de gravedad imprevisible. Tampoco pretenden las normas que las estructuras resistan deformaciones permanentes del terreno tales como: grandes deslizamientos de ladera, fallas activadas o fluidificaciones del terreno.

Estos fenómenos pueden eludirse, pero muy difícilmente e

uitar sus consecuencias.

2.1.2 Métodos Empleados en Normas de Diseño Sismo Resistente

Las normas recientes se basan en métodos dinámicos a partir de las oscilaciones sísmicas en sistema de varios grados de libertad. Con estos métodos de cálculo se tienen en cuenta las características dinámicas de las estructuras, las propiedades físico mecánicas del terreno y la intensidad del terremoto. Aunque en último término estos métodos concluyen con la introducción en el cálculo de unas fuerzas establecidas estáticas equivalentes son racionales y rigurosas, pues parten de una serie de elementos dinámicos. En normas más recientes se obliga el cálculo propiamente dinámico sólo para estructuras muy especiales.

Todavía existen en algunos países, aunque cada vez en menor proporción el método del "porcentaje de la aceleración de la gravedad" con coeficientes únicos para cualquier punto de la estructura.

2.2 Conceptos Básicos de Normas Sismo Resistente

El establecer una norma sismo resistente requiere que los escenarios riesgosos y situaciones de diseño sean definidos.

La seguridad de un sistema estructural dado tiene que ser verificado para un grupo de escenarios riesgosos cada uno de ellos definido por las propiedades de la estructura jun

to a un grupo de acciones y condiciones ambientales.

Cada escenario riesgoso debe ser asociado con una forma de diseño, definido por un grupo de combinaciones de carga y requerimientos de sistema y criterios de diseño.

Las situaciones de diseño son clasificados como persistentes pasajeros y accidentales y las seguridades correspondientes deben ser consistentes con las incertidumbres involucradas, las consecuencias de falla y el costo de incrementar seguridad o mejorar el comportamiento esperado.

Las consideraciones básicas de las normas sismo resistentes pueden ser agrupadas así:

- Zonificación sísmica
- Clasificación de estructuras
- Diseño de acciones
- Análisis estructural
- Criterio de aceptación
- Elementos no estructurales
- Reparación y prueba de estructuras existentes.

2.2.1 Zonificación Sísmica

El establecimiento de zonas sísmicas y las correspondientes acciones de diseño deben ser hecho de acuerdo con un criterio de optimización bajo consideraciones de niveles de riesgo máximo tolerable.

Las curvas de intensidad recurrencia y frecuencia característica de un sismo varían sistemáticamente a nivel de ca

da zona sísmica.

Se debe lograr diseño de acciones que puedan ser aplicadas en diversas zonas sísmicas presentes.

Dado que las características de los sismos son fuertemente influenciadas por condiciones locales del suelo el di se ño de acciones para la zona sísmica considerada debe re fe ri se a las condiciones estandar de suelo. Las condi-- ciones estandar de suelo involucra propiedades mecánicas de materiales y configuración topográfica. El propósito de uniformidad de criterios entre regiones y países diferentes demanda tener en cuenta condiciones estandar de suelo firme y topografía plana.

La sismicidad de la región donde una estructura será edificada se indica a través de un mapa de zonificación sísmica el cual se basa de información histórica sísmica o sismotectónica.

Los valores esperados de la intensidad máxima de un sismo en la región en un período de tiempo futuro dado, se de te r mi na en base a sismicidad local.

Adicionalmente a considerar registros históricos de sismos, investigaciones de fallas actuales de sismos en la región proveerán guías importantes para estimar los eventos sísmicos futuros.

Existen muchas clases de parámetros que pueden ser em plea do s para caracterizar la intensidad del movimiento del suelo.

Hay escalas de intensidad sísmica, aceleración máxima del

suelo y velocidad, aceleración máxima del suelo efectiva y velocidad; las cuales están relacionadas con el espectro de respuesta. La selección del tipo de parámetro depende principalmente de la información disponible y el tipo de estructura.

Como un comentario adicional podemos afirmar que una de las características sobresalientes de un buen mapa de zonificación es que no se debe cambiar sustancialmente después de la ocurrencia de un sismo.

2.2.2 Tipos de Estructuración Relacionados con la Ductilidad

Para propósitos de acciones de diseño aplicables especificadas, métodos de análisis estructural y criterios de aceptación las estructuras puedan ser aplicadas de acuerdo a lo siguiente:

- Tipo de ocupación proyectada
- Tipo de variables que defina la respuesta y control de comportamiento.

El tipo de ocupación proyectada está estrechamente relacionada con la magnitud esperada de las consecuencias económicas y por supuesto el nivel de riesgo tolerable.

El tipo de variables que define la respuesta y control de comportamiento determina métodos de análisis estructural y criterios de aceptación. Así tenemos el comportamiento de estructuras de edificios y techos industriales es determinada por deformaciones no lineales (demandas de ductilidad) y efectos de esbeltez aquí la respuesta se

estima por conceptos de estática o análisis dinámico lineal que permitan a la estructura no mostrar excesivas irregularidades.

La ductilidad de una estructura en su conjunto provee a ésta una contribución significativa a la resistencia sísmica. La capacidad de la estructura para absorber un gran aumento de energía en el rango inelástico es esencial para evitar fallas catastróficas.

Es reconocido que las estructuras de momentos de resistencia, de materiales dúctiles tales como: el acero estructural y concreto armado dúctil han demostrado buenas características de resistencia sísmica. En el caso de edificios de concreto armado sin embargo, algunas estructuras están sujetas a fallas de corte frágil. Márgenes de seguridad para impedir fallas de corte en tales edificios, deben ser consideradas.

En algunos códigos sísmicos tales como de Estados Unidos y Canadá el coeficiente K es asignado a diferentes tipos de sistemas estructurales.

Un valor grande de fuerza sísmica debe ser considerada - para una estructura que tiene menores propiedades de ductilidad o para una estructura cuyas fallas percibidas pueden permitir el colapso estructural completo.

2.2.3 Condiciones de Sub Suelo

En algunas normas sísmicas, los efectos de condiciones del sub suelo son tomados en cuenta independientemente o en combinación con el tipo de construcción del edificio para la evaluación de fuerzas sísmicas.

Es reconocido que algunos componentes del movimiento sísmico del suelo son magnificados en el estrato de sub suelo blando y las edificaciones flexibles construidas en suelo blando pueden sufrir mayores daños que aquellos en estratos duros.

Por otro lado se reconoce que el movimiento del suelo de un lugar en particular durante un sismo tiene un período de vibración característico el cual tiende a ser corto en suelo firme y largo en suelo blando. De allí que la atención debe estar dirigida al problema de resonancia de una estructura con el movimiento de la tierra así como de la compleja interacción entre ellos. En evaluación de fuerzas sísmicas, el factor suelo fluctúa en un rango de 1.5 a 2 (de suelo blando a suelo duro).

Las propiedades dinámicas de movimientos de terreno tales como períodos de vibración predominante y duración de movimiento son conceptos importantes en relación a movimientos sísmicos. Además se debe tener en cuenta que las estructuras edificadas en suelo blando a menudo sufren daño de asentamientos irregulares o grandes durante los sismos. Adicionalmente se debe prestar atención a la licuefacción

de sólidos lo que se presentan en suelos blandos, arenosos y menos compactos.

2.2.4 Importancia de la Estructura al Relacionarla con su Uso

Algunas normas sismo resistentes incluyen clasificaciones de estructuras en función a su importancia de uso :

1. Edificios los cuales tienen función esencial para la seguridad del público después del sismo.
2. Edificios públicos o donde frecuentemente existe concentración de personas.
3. Edificios cuyo colapso pone en peligro al público circundante.

La primera categoría incluye hospitales, tiendas de campaña, estaciones de bomberos, servicios de telecomunicaciones, edificios de radio y televisión, plantas de fuerza, etc, estas estructuras sin duda deben permanecer en operación después de un sismo.

La segunda categoría incluye edificios de reuniones, escuelas, teatros, etc.; donde un gran número de personas pueden estar incluye plantas de fuerza y plantas químicas.

El factor de seguridad empleados en normas sísmicas fluctúa en un rango de 1.2 a 1.5 del coeficiente sísmico.

En otras normas sismo resistentes dicho valor es de 2 ó 4 para el diseño de estructuras importantes.

2.2.5 Fuerzas Sísmicas de Diseño

Los esfuerzos sísmicos en las construcciones son con

secuencia de las fuerzas de inercia, originadas por el movimiento que recibe a través de los cimientos. Estas fuerzas se descomponen en verticales que aumentan o reducen la acción de la gravedad y horizontales, cuya dirección y sentido puede variar constantemente en función de la naturaleza del suelo y de la reacción del edificio.

Las fuerzas horizontales pueden originar translaciones y rotaciones. En las translaciones es decisivo el esfuerzo cortante o sea, la resultante de las fuerzas de inercia, y para las rotaciones el par de torsión alrededor de un eje, que pasa por el centro de rigidez.

La determinación de las fuerzas de inercia presentan sin duda determinado grado de dificultad por su incierto valor, las aproximaciones admitidas para determinarlas, las hipótesis sobre su forma de acción, el comportamiento de los materiales y de la edificación en su conjunto y las dificultades que surgen en un cálculo más exacto.

Las presentaciones para las fuerzas sísmicas horizontales deben aplicarse comprendiendo y controlando la ejecución del edificio, con un criterio y experiencia del ingeniero constructor para conseguir un proyecto y construcción resistente y económico.

2.2.6 Análisis Estructural

Los métodos especificados para predecir la respuesta sísmica de diferentes tipos de estructura está en relación a la importancia de dichas estructuras.

Existen dos métodos conocidos en el análisis estructural método estático y método dinámico.

2.2.6.1 Método Estático

Es utilizado en algunas normas sismo resistente. Este método admite para cada región una aceleración horizontal, que se aplica uniformemente en toda la altura del edificio. Esto equivale a que las construcciones fuesen perfectamente rígidas y que tuviesen en toda su altura el mismo movimiento de su base.

Otra concepción admite una aceleración horizontal característica en cada zona y considera que el edificio oscila, por lo que la aceleración horizontal se reparte linealmente sobre la altura del edificio, siendo doble en su parte superior.

2.2.6.2 Método Dinámico

En este método se admite que la aceleración es función de los elementos elásticos característicos de la construcción.

Será por lo tanto, función de la rigidez del edificio expresada en general por su período propio de oscilación y de las características sísmicas de la región.

Se puede considerar que esta aceleración actúa directamente en diferentes puntos sobre la altura del edificio o como una fuerza cortante aplicada en la base, que luego se distribuye linealmente sobre su altura o según otro modo de oscilación.

Tanto el valor de la aceleración como su distribución depende de la rigidez del edificio y de su propio período. Las normas sísmo resistentes que emplean este método indican fórmulas empíricas para determinar los períodos propios de oscilación.

2.2.7 Efectos de Torsión

En las secciones horizontales de un edificio se producen además de las traslaciones horizontales, rotaciones.

Estas rotaciones son consecuencia de la falta de coincidencia entre el centro de las fuerzas de masa originadas por el sismo y el centro de torsión. En las edificaciones simétricas también se producen rotaciones por la desigual rigidez de los elementos de apoyo y por la heterogeneidad de los materiales.

Por esta razón, muchos investigadores y algunas normas introducen en el cálculo una torsión accidental o una excentricidad ficticia. Con estas consideraciones, aplicando el esfuerzo cortante en el nivel analizado - puede determinarse el momento de torsión, del que se detienen las tensiones de corte en las diferentes secciones.

En realidad, como consecuencia de las fuerzas exteriores el edificio experimenta oscilaciones de torsión, cuya determinación constituye el aspecto dinámico de la torsión.

Los efectos torsionales de fuerzas sísmicas son consideradas en el diseño sísmico de una estructura con distribución de masa excéntrica.

2.2.8 Fuerza Vertical Sísmica

Como ya se mencionó en el acápite 2.2.5 los esfuerzos sísmicos en las construcciones son consecuencia de las fuerzas de inercia originadas por el movimiento. Estas fuerzas son horizontales y verticales, estas últimas aumentan o reducen la acción de gravedad.

Investigaciones recientes sobre movimientos sísmicos de gran intensidad indican que valores de aceleración vertical tienen que ser consideradas en los últimos pisos de edificios elevados.

En la mayoría de países sísmicos, las fuerzas verticales sísmicas no son consideradas para el diseño de estructuras han existido dos razones principales para que se tienda a depreciar la influencia de dicha fuerza. La primera es la idea de que la consideración de las fuerzas gravitacionales en el diseño, cubre con comodidad los efectos de esta fuerza. La segunda es muy independiente de la anterior, es la impresión de un exceso de rigidez vertical que las eliminaría los problemas vibratorios. Sin embargo, dado algunos casos particulares de colapsos o fallas ocurridas en sismos recientes se debe atribuir alguna influencia de la fuerza vertical sísmica, las normas modernas ya prescriben la consideración de aceleración vertical aunque sólo sea para el análisis de elemen

tos especiales (voladizos, puentes, elementos verticales, etc.), y en estructuras importantes (plantas de energía atómica).

2.2.9 Deformación Lateral

El control de la deformación lateral o direccional de un piso en relación con los pisos adyacentes es considerado cuando se enfrenta problemas de:

- Restricciones de daños de componentes no estructurales como: paneles de vidrio, paneles de pared cortina, paredes de yeso y otros tabiques.
- Reducir el pánico o desconcierto debido a movimientos largos.
- Control de la estabilidad del edificio en deformaciones inelásticas.

Cuando las acciones de diseño son representadas por coeficientes de fuerzas laterales o espectro de respuesta correspondiente a un grupo de direcciones ortogonales el hecho de que el valor máximo de una variable respuesta asociada con los diversos componentes no son alcanzadas medianamente el establecimiento de un número de situaciones de carga para cada situación la respuesta máxima asociada con uno de los componentes es tomada con su magnitud completa mientras valores reducidos del máximo correspondiente son adoptados para otros.

Considerar lo relacionado a las deformaciones laterales devido al diseño sísmico aceptables nos permitirá observar

la manera como los elementos no estructurales son adaptados a la estructura.

Al aplicar el análisis dinámico lineal o el estático, los valores aproximados de deformación lateral se obtendrán al multiplicar resultantes de análisis de respuesta lineal por el factor de ductilidad asumido.

2.2.10 Otros Conceptos

Los momentos de volteo, son tomados en cuenta en diversas normas cuando un edificio (especialmente un edificio alto) es excitado no sólo por el período natural de vibración sino también por momentos.

El cálculo del momento de volteo a un nivel dado del edificio debe ser realizado mediante el método de análisis dinámico. La distribución de fuerzas sísmicas estáticas equivalentes consideradas en algunas normas sismo resistente reflejan un principio las fuerzas que pueden ser desarrolladas por el modo dominante fundamental. De allí que se tiene que considerar que los momentos de volteo calculado para las fuerzas sísmicas deben ser conservadas para el cálculo de fuerzas sísmicas en elementos verticales y en la base.

Algunas normas sismo resistentes prescriben los factores de reducción de los momentos de volteo para cualquier nivel del edificio.

El valor del factor de reducción se incrementa a medida que se incrementa el período natural de vibración del edificio y también con la altura del mismo.

Los elementos no estructurales, y sus uniones a la estructura deben ser diseñadas considerando daños límites en aquellos elementos. Así también límites de peligro de los ocupantes y público en general.

Estos elementos no estructurales al unirse a las estructuras deben evitar producir fuerzas interactivas indiseables. Es necesario tener en cuenta que los sismos pueden provocar en dichos elementos movimientos fuera del plano.

Las reparaciones y fortalecimientos de las estructuras existentes en cuanto a sus especificaciones debe ser determinada sobre la base de estudios cuantitativos que consideren aspectos económicos y probabilidad de falla tolerable. Lo que se pretende es que dichas especificaciones sean consistentes con estudios de beneficio costo apropiados.

2.3 Normas Sísmicas Oficiales en Algunos Países

2.3.1 Norma Sismo Resistente de la India

Coeficiente de diseño sísmico para las diferentes zonas. Este código, para la determinación de las fuerzas sísmicas considera cinco (5) zonas sísmicas.

Se utiliza dos métodos para el cálculo de las fuerzas sísmicas:

- a. Método del coeficiente sísmico
- b. Método de la respuesta espectral

El coeficiente sísmico básico (α_0) y el factor de zona sísmica (F_0) en las diferentes zonas serán tomados de acuerdo a lo indicado en la siguiente tabla:

TABLA I.

ZONA	METODO DEL COEFICIENTE SISMICO α_0	METODO DE LA RESPUESTA ESPECTRAL F_0
V	0.08	0.40
IV	0.05	0.25
III	0.04	0.20
II	0.02	0.10
I	0.01	0.05

Las fuerzas sísmicas de diseño serán acumuladas en base a la importancia de la estructura (I) y a su sistema suelo cimentación (B).

Los valores de diseño del coeficiente sísmico horizontal α_h en el método del coeficiente sísmico y el método de respuesta espectral serán calculados de acuerdo a las siguientes expresiones.

a. Método del coeficiente sísmico.

$$\alpha_h = B I \alpha_0$$

b. Método de la respuesta espectral

$$\alpha_h = B I F_0 \frac{S_q}{g}$$

donde:

B = Coeficiente del sistema suelo cimentación, un factor que se modifica (ver tabla II).

I = Coeficiente de la importancia de la estructura que modifica el coeficiente sísmico básico (ver tabla III).

α_0 = Coeficiente sísmico básico asignado a cada zona sísmica (ver tabla I).

F_0 = Factor de zona sísmica de acuerdo a una aceleración especial (ver tabla I).

S_q/g = Coeficiente de aceleración promedio en función al período natural apropiado y amortiguamiento de la estructura (Ver Fig. N° 5).

Para estructuras subterráneas y cimentaciones con 30 mts. o más de profundidad el coeficiente sísmico de base será de $0.5\alpha_0$ para estructuras ubicadas entre el nivel de cimentación y 30 mts. de profundidad serán interpoladas de $1.0\alpha_0$ a $0.5\alpha_0$.

El coeficiente sísmico vertical donde se aplique podrá ser considerado como un 50% del coeficiente sísmico horizontal.

Para estructuras importantes dada la posibilidad de amplificación del coeficiente sísmico vertical, será conveniente realizar el análisis dinámico. En ese caso los valores de F_0 (ver tabla II) se multiplican por 0.5.

2.3.1.2 Criterio de Diseño para Edificios de Varios Pisos.

El criterio de diseño para edificios de pisos múltiples se consideran:

- a. Para edificios que no excedan 40 mts. de altura se utilizan los métodos del coeficiente sísmico y el de respuesta espectral para el cálculo de las fuerzas sísmicas.

- b. Para edificios mayores de 40 mts. de altura y menores de 90 mts. de altura es recomendable el método de análisis modal y como siempre se utilizarán los métodos del coeficiente sísmico (α_0) y el de respuesta espectral (F_0) para las zonas I, II y III.
- c. Para edificios más altos de 90 mts. en zonas I y II se efectuará un detallado análisis dinámico considerando el movimiento esperado del suelo y el análisis modal.
- d. Verificar desplazamientos del piso y torsión para todos los edificios especialmente los de altura mayor de 40 mts.

Los edificios múltiples asumirán que la altura entre pisos son entre 2.7 y 3.6 mts. En casos excepcionales en donde la altura de uno o dos pisos sea mayor de 5mts. la aplicación de la cláusula tendrá validez.

2.3.1.3 El Cortante de Base $V_B = C \alpha_h W$

donde:

C = Coeficiente que define la flexibilidad de la estructura dependiendo del período fundamental. $0.2 \leq C = \frac{0.5}{T^{2/3}} \leq 1.0$

α_h = Coeficiente de diseño sísmico

W = Peso total de la estructura con carga viva apropiada.

T = Período fundamental del edificio.

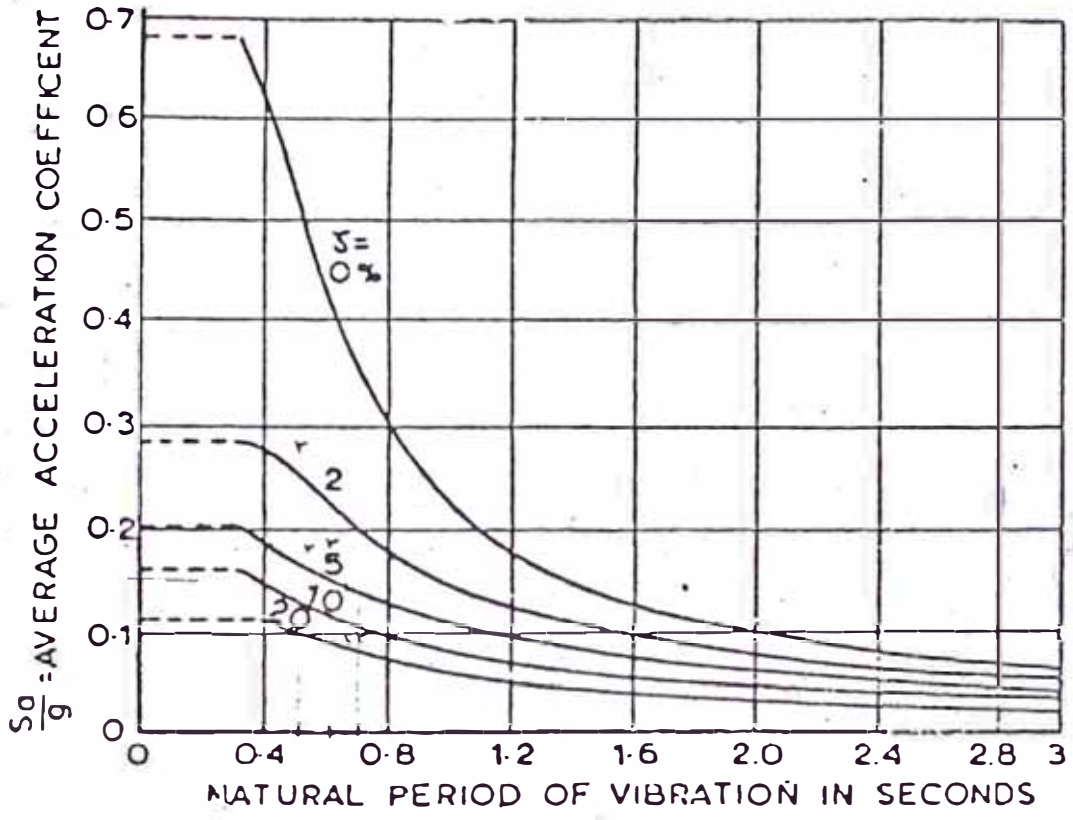


Fig. 5: Coeficiente de Aceleración Promedio
 (Código de Diseño Sismo-Resistente de la India)

TABLA II

VALORES DEL COEFICIENTE DEL SISTEMA SUELO CIMENTACION (B)

TIPO DE SUELO	PILOTES QUE PASAN A TRAVES DEL MURO T - 1	PILOTES NO CUBIERTOS EN EL TIPO ANTERIOR.	PLACA DE CIMENTACION.	COMBINADA O ZAPATAS DISCADAS CON VIGAS.	ZAPATAS ESCADAS A TRAVES DE VIGAS O CIMENTACION CORRIDA.	BUENA CIMENTACION.
I Roca o suelo duro	1.0	---	1.0	1.0	1.0	1.0
II Suelo Intermedio	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	1.2
III Suelo Blando	1.0	1.2	1.0	1.2	1.5	1.5

Nota : El valor de B para presas será tomado como 1.0.

TABLA III
VALORES DEL COEFICIENTE DE IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA (I)

E S T R U C T U R A S		VALOR DE (I)
TIPO	DENOMINACION	
1	Estructuras contaminantes para reactores atómicos.	6.0
2	Presas (todos los tipos)	2.0
3	Reservorio de líquidos o gases inflamables.	2.0
4	Servicios importantes y estructuras públicas hospitales, tanques de agua, escuelas, puentes importantes, estructuras, monumentos, edificios de bomberos, estructuras de concentración pública: Cines subterráneos.	1.5
5	Otras	1.0

Nota : Los valores de importancia (I) dados en esta tabla son referenciales.

- a. Para estructuras con momentos resistentes a través de arriostores o menos de corte para resistir las cargas laterales.

$$T = 0.1 N$$

- b. Otros

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{D}}$$

donde:

H = Altura total del edificio

D = Dimensión mayor en la dirección del análisis en Metros.

2.3.2 Norma Sismo Resistente de Chile

Esta norma establece los valores mínimos para las solicitaciones sísmicas en edificios, procedimientos para evaluarlos y normas relacionadas con los conceptos estructurales antisísmicos de edificios.

Esta recomendación no es válida para otro tipo de construcción civil o estructuras cuyas características no responden a la definición normal de edificios.

Esta norma establece dos métodos para evaluar los movimientos sísmicos en edificios: Método estático y método dinámico.

2.3.2.1 Método Estático

En este método, los movimientos sísmicos son representados por fuerzas horizontales equivalentes los cuales se aplica a cada nivel y tienen un valor fijo y actúan

sobre todos ellos en la misma dirección.

Estos esfuerzos sísmicos se suponen que actúan a cualquier dirección, sin embargo, la estructura deberá ser analizada al menos en dos ortogonales.

a. Fuerza cortante en la base (Q_0)

Es la fuerza de corte debido a la acción sísmica al nivel base del edificio.

$$Q_0 = K_1 \times K_2 \times C \times P$$

donde:

Q_0 = fuerza cortante en la base

K_1 = coeficiente relacionado al uso de edificios con los valores dados en la Tabla (I).

K_2 = coeficiente relacionado con la forma estructural con los valores dados en la tabla(II).

C = coeficiente obtenido de la ecuación:

$$C = 0.10 \text{ para } T \leq T_0$$

$$C = 0.10 \times 2 \frac{T \times T_0}{T^2 + T_0^2} \text{ para } T > T_0$$

T = es el período fundamental de vibración del edificio en la dirección considerada en segundos.

T_0 = es un parámetro adimensional dado en la tabla (III).

Sin embargo, el valor de C nunca podrá ser menor que 0.06.

p = peso total de la estructura por encima del nivel de la base. Este peso es igual a la suma de los pesos de las partes del edificio más aún porcentaje de

carga viva la cual no será menor que el 25% de la usada para construcciones de habitaciones privadas o de uso público donde la concentración de personas o cosas no es común y no mayor del 50% para construcciones donde exista concentración de personas en forma regular o masiva. Puede ser cero para el caso de carga viva en techos. No debería incluirse el peso de estructuras menores sobre los edificios aplicando en este caso otro tipo de regulación.

En edificios de un piso, la fuerza de corte en la base (Q_0) no puede ser menor que 0.12 P. Sin embargo, en mampostería de edificios de un piso unido con elementos de concreto armado para el caso de mampostería armada o reforzada la fuerza de corte en la base no puede ser menor que 0.18 P. Los miembros de la mampostería deberán tener tales dimensiones que los esfuerzos que actuen en sus planos no produzcan cargas de tensión en el plano horizontal.

En edificios de varios pisos la fuerza de corte en la base no puede ser menor que 0.06 P.

Un período fundamental $T > T_0$ deberá ser justificado por conceptos teóricos o procedimientos experimentales o por conceptos de fórmulas empíricas.

TABLA (I)
VALORES DEL COEFICIENTE K1

USO DE LA ESTRUCTURA	K1
(a)	1.2
(b)	1.0
(c)	0.8

TABLA (II)
VALORES DEL COEFICIENTE K2

FORMA ESTRUCTURAL	K2
(d)	1.2
(e)	1.0
(f)	0.8

CLASIFICACION DE LAS EDIFICACIONES.-

1. De acuerdo a su uso :

- A. Edificios de gobierno y municipalidades, de servicio público, edificios de importancia especial en caso de catastrofes, edificios cuyo contenido es de gran valor y aquellos edificios que concentrarán un gran número de personas.

- B. Edificios de viviendas privadas o para uso público donde la concentración de gente no es común. Edificios comerciales e industriales, almacenes de equipos y materiales y edificios cuya falla puede afectar otras construcciones de este grupo o el grupo (A).
 - C. Construcciones provisionales las cuales no son utilizadas para habitación no clasificadas dentro de los grupos (A) o (B) y aquellos cuya falla no causa daño a edificios de grupos (A) o (B).
2. De acuerdo a su forma estructural.
- D. Edificios en general.
 - E. Aquellos edificios cuyos pisos y cubrimientos son compuestos de diafragmas rígidos.
 - F. Aquellos edificios incluidos en (E) que reservan la fuerza horizontal exclusivamente por estructuras rígidas con ductilidad adecuada. Se sobre entiende - que las estructuras que tienen adecuada ductilidad son aquellas estructuras rígidas de acero cuyas conexiones son hechas con pernos y perfiles de alta resistencia y deformabilidad y la rígidez de la estructura de concreto armado en las cuales las juntas y contrajuntas aseguran confinamiento adecuado del concreto en todas direcciones, siendo suficiente para desarrollar rótulas plásticas.

TABLA (III)

TIPO DE SUELO DE CIMENTACION	To (SEG)
Roca, grava densa	0.20
Arena densa, suelo cohesivo	0.30
Suelo granular, suelo blando	0.90

b. Distribución Vertical de Esfuerzos Sísmicos

Los esfuerzos horizontales los cuales son aplicados para cada nivel son evaluados de acuerdo a:

$$F_k = \frac{P_k A_k}{\sum_{j=1}^n P_j A_j} \cdot Q_0$$

donde:

$$A_k = \sqrt{\frac{1-Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{\frac{1-Z_k}{H}}$$

y $A_k = Z_k$ puede ser empleado para edificios que no tengan más de $n=5$ pisos o H menor que 16 mts.

En las fórmulas anteriores:

k, j = número de orden para el nivel medido desde el nivel base el cual tiene el número cero.

F_k = fuerza aplicada al nivel de orden k . $F_0 = 0$

$P_k(P_j)$ = peso del piso de orden $K(j)$

$A_k(A_j)$ = coeficiente el cual multiplica $P_k(P_j)$

Z_k = altura del piso de orden k encima del nivel base.

Q_0 = fuerza de corte en la base

n = número de niveles del edificio sobre el nivel base

H = altura total del edificio sobre el nivel base, sin tomar en cuenta las estructuras menores sobre el edificio los cuales posteriormente se construirán

El momento de volcadura de cualquier nivel del edificio será obtenido de la aplicación de esfuerzos multiplicado por el factor de reducción.

$$J_k = 0.8 + 0.2 \frac{Z_k}{H}$$

Esta reducción será aplicada solamente para edificios que tienen 4 o más pisos.

Si el edificio tiene sótanos ubicados bajo el nivel base, la fuerza de corte al nivel de estos sótanos puede ser considerada constante e igual a Q_0 , además se puede admitir que los esfuerzos sísmicos limitados por la profundidad del suelo son cero.

c. Distribución de la Fuerza de Corte en un Plano.

- En edificios que tienen diafragmas rígidos a nivel de pisos, el esfuerzo horizontal que se aplica a cada nivel deberá ser distribuido entre las deformaciones de esos elementos y la condición del diafragma rígido.

- Se deberá verificar que los diafragmas tengan bastante rigidez y fuerza para obtener la distribución antes mencionada. Si ellos no tuviesen esas propiedades, sus flexibilidades deberán tomarse en cuenta mientras que los esfuerzos sísmicos son distribuidos.
- Para los pisos que no tienen diafragmas rígidos, los elementos resistentes deberán ser evaluados con el es fuerzo horizontal directamente correspondiente.
- Las planchas hechas de elementos prefabricados de con creto armado pretensado o mampostería reforzada si son capaces de asegurar la distribución referida anteriormente siempre que precauciones adecuadas sean tomadas para corregir uniones efectivas entre las planchas y los elementos verticales y también ha sido verificada que la plancha por sí misma es capaz de distribuir el esfuerzo horizontal entre los elementos verticales u nidos a las planchas.
- Si las elongaciones de columnas en las estructuras rí gidas debido al efecto de fuerzas axiales son importan tes no debenser descuidadas, ese efecto deberá ser tomado en cuenta en el proceso de distribución de es fuerzos.
- En el diseño de sección de las vigas las cuales no forman parte de las estructuras rígidas del edificio se deberá tomar en cuenta en su análisis la fuerza de corte y los momentos de curvatura inducidos en ellos debido a la rotación de las paredes de soporte.

tro de rigidez o centro de elasticidad produce un movimiento en el piso en la dirección del elemento considerado.

2.3.2.2. Método Dinámico

En el análisis de la estructura por el método dinámico deberá asumirse que el sismo consiste de un movimiento horizontal del suelo en cualquier dirección. En cualquier caso la estructura deberá ser analizada al menos para movimientos sísmicos en dos ortogonales o direcciones ortogonales cercanas.

El análisis dinámico es requerido en edificios que tienen más de $n = 15$ pisos o cuya altura es más de $H = 45$ mts. o cuya distribución de masa o rigidez son irregulares a lo largo de su altura.

Para la aplicación del método de análisis dinámico se admite simular el edificio como un sistema de masas.

Los efectos de torsión deberán ser tomados en cuenta de acuerdo a la fórmula (Mt,k) considerada en el método estático excepto que en el método dinámico la traslación y rotación de todos los pisos son considerados.

A menos que un método de análisis dinámico es empleado, la superposición de los esfuerzos (cortante, momento de curvatura, momento torsional, etc.), como un resultado del análisis de cada modo de vibración de la estructura deberá ser de acuerdo a:

$$S = \frac{1}{2} \left(\sum_{i=1}^n S_i + \sqrt{\sum_{i=1}^r S_i} \right)$$

donde :

S = solicitudón obtenida por la superposición de las respuestas modales.

S_i = Solicitaciones correspondientes al modo i .

$r \geq 3$

Si esta evaluación del corte basal es menor que $0.06 K_1 K_2$. P todos los esfuerzos deberán ser ampliados proporcionalmente tal que el corte base se iguale con el valor mínimo antes mencionado.

A fin de evaluar la contribución de las solicitudes de cada forma de vibración, la fuerza de corte correspondiente a cada forma de vibración deberá ser evaluado utilizando:

$$\frac{a}{g} = 0.10 K_1 K_2 \quad \text{para } T \leq T_0$$

$$\frac{a}{g} = 0.10 K_1 K_2 \cdot \frac{2TT_0}{T^2 + T_0^2} \quad \text{para } T > T_0$$

Donde T es el período del modo.

diente y T_0 tiene el valor especificado en la Tabla

Para evaluar las masas de cada nivel

cuenta las cargas muertas totales de cada

porcentaje de cargas vivas de acuerdo a lo especificado en

Los valores específicos de a/g

tados por una falla estructural. Pero reduc

cionales debido a este concepto no se han encontr

Para determinar el modo natural, se admite no considerar el acoplamiento de modos debido a desastres.

Si el método de espectro de aceleración es adoptado, por ejemplo, si se estudia la respuesta de la estructura para pulsos de desplazamiento, velocidad o aceleración o para sismos verdaderos las solicitaciones obtenidas deberán satisfacer lo mencionado para la fuerza de corte. Lo mencionado en cuanto a la distribución de la fuerza de corte en un plano es aplicable al método de análisis dinámico.

2.3.3 Código de Diseño Asísmico para Edificios Industriales y Civiles de la República Popular de China.

La fuerza de la estructura en la base

$$Q_0 = C \alpha_1 W$$

La distribución vertical de cargas laterales

$$P_i = \frac{W_i H_i}{\sum_{k=1}^n W_k H_k} Q_0 \quad i = 1, 2, \dots, n$$

donde:

C = coeficiente estructural relacionado el cual deberá ser considerado de acuerdo a la tabla (I).

α_1 = Valor de α correspondiente al período fundamental T_1 el cual debe ser determinado de acuerdo al Apéndice 1. Para edificios de ladrillos mul

tipos y edificios de concreto armado $\alpha = \alpha_{max}$.

El coeficiente sísmico (α) se determina de acuerdo a la Fig. 7: donde:

Para intensidades de diseño 7,8 y 9 el α_{max} toma valores de 0.23, 0.45 y 0.90 respectivamente.

W = Peso total del edificio que contribuye a la carga sísmica, incluye carga muerta, carga de nieve y carga viva en el área del piso. Donde W se calcula

$$W = \sum_{k=1}^n W_k$$

W_i, W_k Peso concentrado en masas i y k respectivamente.

H_i, H_k Altura encima de la base de masas i y k respectivamente.

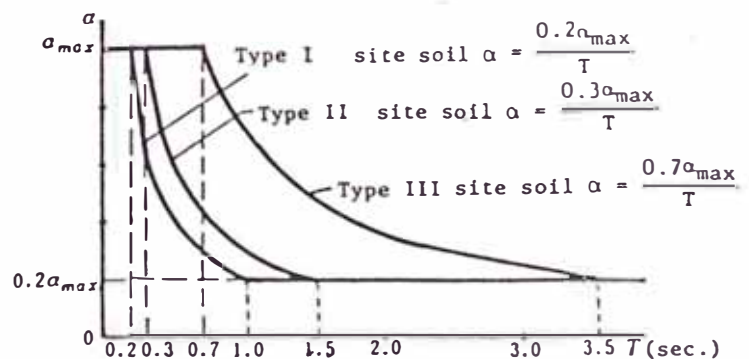
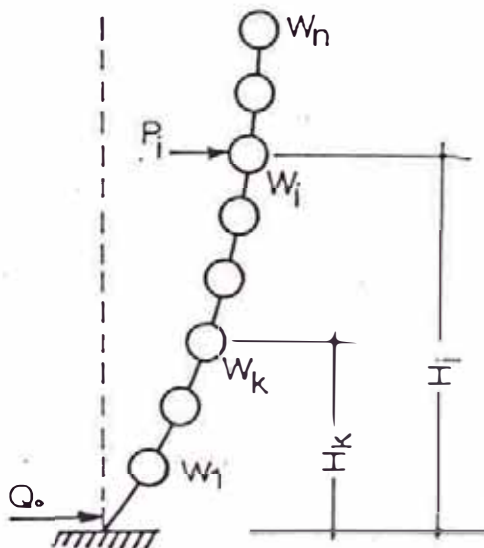


Fig. 7: Coeficiente Sísmico Relativo

Fig. 6: Idealización de las Acciones Sísmicas

TABLA (I)

VALORES DE COEFICIENTE ESTRUCTURAL RELACIONADO (C)

E S T R U C T U R A S	C
Estructura Armada	
1. Acero	0.25
2. Concreto reforzado	0.30
Estructura de concreto reforzado con muros de corte o refuerzo asísmico .	0.30 0.35
Estructuras de concreto reforzado y muros de corte.	0.35 0.40
Estructuras de albañilería no reforzada	0.45
Multipisos de concreto armado, edificios de un piso de concreto armado.	0.45
Caballete armado en rotula con:	
1. Columnas de acero	0.30
2. Columnas de concreto reforzado	0.35
3. Columnas de ladrillo .	0.40
Estructuras altas y esbeltas tales como chimeneas y tanques de agua.	
1. Acero	0.35
2. Concreto reforzado	0.40
3. Ladrillo	0.50
Estructuras varias de madera	0.25

CALCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL (T)

El período natural de vibración de edificios puede ser de terminado a través de mediciones, pruebas de laboratorio o cálculos teóricos. Modelos de estructuras deben ser em-

pleados para determinar el período natural de vibración.

1. Sistema simple

La estructura se simplifica concentrando los pesos en un punto y sostenido por estructuras elásticas.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g} \delta}$$

T_1 = período fundamental de vibración de la estructura (seg).

W = peso concentrado en un punto, toma de pesos sobre la estructura de soporte y 1/4 de estructuras de soporte puede ser considerado (ton).

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2).

δ = desplazamiento de la masa concentrada debido a fuerzas horizontales que actúan en él (mts/ton).

2. Edificios Industriales de 1 solo piso

$T_1' = 80\% T_1$ = techos de concreto, caballete armado, columnas de acero.

$T_1' = 90\% T_1$ = cuando paredes longitudinales no existen.

3. Edificios multipisos de concreto armado con muros de corte con distribución uniforme de pesos y rigideces a lo largo de su altura y con altura no mayor de 50mts.

$$T_1'' = 0.22 + 0.035 \frac{H}{\sqrt[3]{B}}$$

donde:

H = Altura del edificio no incluye proyecciones de esbeltez extrema encima del techo.

B = Ancho del edificio en la dirección controlada.

REQUERIMIENTO DE DISEÑO ASISMICO

Edificios Multipisos de Ladrillo

Los edificios deberían ser separados en unidades de configuración simple y rigidez uniforme por juntas asísmicas donde existan intensidades de diseño de 8 a 9 con una de las siguientes condiciones:

- a. Edificios con diferencias en altura por encima de 6mts.
- b. Edificios con pisos escalonados a diferentes niveles.
- c. Rigideces estructurales de varios componentes son completamente diferentes.

Las juntas sísmicas deberán pasar a través de la altura total del edificio y un par de muros deberá ser instalada en ambos lugares de la junta. Las juntas sísmicas no son necesarias para cimentaciones.

Los muros transversales de resistencia sísmica deberán ser verificadas en sus resistencias y la distancia entre centros de las paredes no excederá los valores indicados en la tabla (II).

La altura de edificios multipisos de ladrillo no deberá exceder los valores indicados en la tabla (III).

COMBINACION DE CARGAS Y REGLAS DE VERIFICACION DE RESISTENCIA.

Cuando la fuerza de resistencia sísmica de estructuras y cimentaciones son verificadas, la carga sísmica deberá ser combinada con cargas como las siguientes:

Carga muerta : 100%

Carga de nieve: 50%

Carga viva en el piso : 50% a 70% cuando la carga uniforme e quivalente es considerada a 100% cuando condiciones actuales son consideradas, el factor de reducción de carga viva en el piso especificados en código de cargas actuales para edificios civiles industriales no es necesario considerarlos.

Carga de viento : 25% cuando la resistencia de estructuras altas y esbeltas son verificadas.

En el caso que la fuerza de resistencia sísmica de la estructura se verifica utilizando el método del factor de seguridad, el factor de seguridad deberá ser tomado como el 80% del valor cuando la carga sísmica no se considera, pero no menos de 1.1 cuando se utiliza el método de esfuerzos límites, el esfuerzo límite deberá ser considerado como 125% del valor cuando la carga sísmica no es considerada.

Cuando la fuerza de resistencia sísmica de la estructura se verifica con cargas sísmicas verticales solamente el factor de seguridad o esfuerzo límite deberá ser tomado al mismo valor que cuando la carga sísmica no es considerada.

TABLA (II)

DISTANCIAS LIMITES ENTRE LOS CENTROS DE RESISTENCIAS
SISMICAS DE PAREDES (Mts.)

TIPO DE LOSA DE PISO	INTENSIDAD DE DISEÑO		
	7	8	9
Concreto reforzado moldeado en el lugar	18	15	11
Concreto reforzado pre moldeado	15	11	7
Madera	11	7	4

TABLA (III)

ALTURAS LIMITES DE EDIFICIOS DE LADRILLO MULTIPISOS
EN METROS

TIPO DE PAREDES	INTENSIDAD DE DISEÑO		
	7	8	9
Paredes sólidas con espesor de 24 cm. a más.	19	13	10
Paredes con espesor de 18 cm.	12	9	--

2.3.4 Norma Sismo Resistente de España

Esta norma divide el territorio Español en tres zonas correlacionadas con el grado de intensidad.

Zona primera : De sismicidad baja

Zona segunda : De sismicidad media

Zona tercera : De sismicidad alta.

2.3.4.1 Procedimiento de Cálculo

El cálculo de una construcción sometida a la acción sísmica puede hacerse según uno de los criterios siguientes:

- i. Estudio dinámico de la construcción, con los criterios de la mecánica y elasticidad.
- ii. Estudio estático de la construcción sometida a un sistema de fuerzas equivalentes.

2.3.4.2 Sistema Equivalente

Los efectos de un sismo sobre una construcción pueden estudiarse por la acción de un sistema estático de fuerzas que produzca sobre los elementos estructurales solicitaciones equivalentes a las que se originan en los procesos dinámicos producidos por el sismo.

Las fuerzas que constituyen el sistema equivalente se denominan acciones sísmicas. Estas acciones sísmicas pueden ser horizontal o vertical.

2.3.4.3 Acción Sísmica Horizontal (F)

Se calculará en cada elemento con la fórmula :

$$F = s.Q$$

donde:

Q = carga vertical que gravita directamente en el elemento.

s = coeficiente sísmico.

Dentro del plano horizontal, la fuerza puede tomar cualquier dirección para el cálculo se elegirá la dirección más desfavorable. Se admite la comprobación en dos direcciones ortogonales.

2.3.4.4 Acción Sísmica Vertical (V)

La acción sísmica vertical se calculará, en cada elemento, con la fórmula:

$$V = v.Q$$

donde:

Q = peso que corresponde al punto considerado.

v = coeficiente que se obtendrá por la expresión:

$$v = X^c$$

en la que X es un coeficiente que depende de la intensidad del sismo cuyos valores se aprecian en la Tabla (I) y c el coeficiente sísmico básico.

2.3.4.5 Cargas para el Cálculo de las Acciones Sísmicas

La evaluación del peso Q se hará tomando en cuenta las siguientes cargas en valores característicos.

- Con carga (peso propio más cargas permanentes).

- Sobrecarga de uso, afectada de un coeficiente reductor especificado en la Tabla (II).
- Sobrecarga de nieve según Tabla (II).

2.3.4.6 Coeficiente Sísmico (S)

El coeficiente sísmico (S) queda definido por un producto de cuatro factores:

$$S = \alpha \cdot n \cdot \beta \cdot \delta$$

donde :

α = factor de intensidad, caracteriza el movimiento mecánico del suelo provocado por un sismo y la probabilidad de ocurrencia en el territorio.

β = factor de respuesta, caracteriza el movimiento inducido en la cobertura por el terremoto.

δ = factor de cimentación, caracteriza la influencia de la naturaleza del terreno donde está erigida la construcción y el sistema de cimentación.

a. Factor de Intensidad (α)

Depende del movimiento provocado por un sismo de determinado grado de intensidad y del riesgo sísmico correspondiente, en un cierto intervalo de tiempo.

Se establece el factor de intensidad por el producto:

$$\alpha = C \cdot R$$

Siendo C el coeficiente sísmico básico y R el riesgo sísmico.

a.1 Coefficiente Sísmico Básico (C)

El coeficiente sísmico básico es la relación entre la aceleración máxima horizontal de osciladores lineales sobre el suelo tipo y la aceleración de la gravedad.

$$C = \frac{X''}{g}$$

Para $T = 0.5$ seg. los valores del coeficiente sísmico básico (c) se aprecian en la Tabla (III).

Para períodos inferiores a $T = 0.5$ seg. se tomará $T = 0.5$ seg.

Para períodos $T > 0.5$ seg. puede calcularse el coeficiente sísmico básico correspondiente a la intensidad G por la fórmula:

$$C_G = \frac{C}{2T}$$

Siendo C el coeficiente sísmico básico que figura en la Tabla (III) correspondiente al grado G y T expresado en segundos.

Para los modos 2° y 3° se determinarán los respectivos coeficientes básicos C' y C'' con los valores T' y T'' respectivamente y la misma fórmula:

$$C_G = \frac{C}{2T}$$

con $T = T'$ y $T = T''$ respectivamente y los límites inferiores indicados.

a.2 Riesgo Sísmico (R)

El riesgo sísmico (R) es un factor de corrección que considera la probabilidad de ocurrencia de un terremoto de grado G en un cierto intervalo de tiempo.

Los valores de (R) se dan en la tabla (IV) para los diferentes grados de intensidad y distintos intervalos o períodos de riesgo en años.

b. Factor de Distribución (M)

En estructuras asimilables a un oscilador múltiple con una distribución de masas en altura $q(z)$ y con unos desplazamientos horizontales $x(z)$ debidos al sismo, el factor de distribución en cada punto de cota z está definido por:

$$N(z) = x(z) \frac{\int_0^h q(z) \cdot x(z) \cdot d(z)}{\int_0^h q(z) \cdot x^2(z) \cdot d(z)}$$

siendo h la altura total del oscilador.

En el caso de una distribución discreta de las masas, el factor de distribución es:

$$N_r = \frac{\sum_{L=1}^n Q_L \cdot X_L}{\sum_{L=1}^n Q_L \cdot X_L^2}$$

donde:

N = número de masas discretas consideradas.

N_r = coeficiente de distribución en el punto.

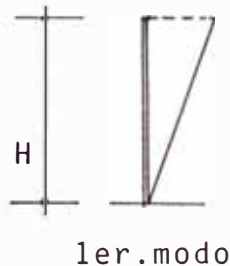
Q_L = la carga en el punto de cota Z_L

X_L = desplazamiento máximo en el punto de cota Z_L

Los desplazamientos $X(z)$ o X_L se calcularán para el modo fundamental de vibración y los modos superiores que sean necesarios.

b.1 Cálculo simplificado de N_r para el modo fundamental.

Se acepta asimilar la deformada a una recta en ese caso:



$$N_r = X_r \frac{S}{I}$$

Siendo S el momento estático e I el momento de inercia de las cargas Q respecto a la base del oscilador.

En construcciones con alturas iguales o poco diferentes entre sus pisos y cargas también iguales o no muy diferentes de sus plantas, se obtiene:

$$N = \frac{3r}{2n + 1}$$

siendo n el número total de plantas.

b.2 Cálculo simplificado de N_r para el segundo modo de oscilación.

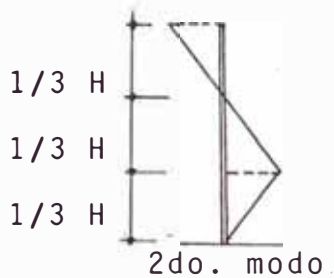
La forma de vibración del oscilador da lugar a una deformada con un punto fijo o modo.

En las mismas condiciones a b.1 se puede suponer la deformada constituida por dos rectas en que el modo está situado en la cota correspondiente a $\frac{2}{3} H$ y

los puntos de máxima elongación corresponden a las de cotas $\frac{1}{3} H$ y H .

En estas condiciones N_r se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$N_r = X_r \frac{X_r}{X_r^2}$$



debiendo tomarse los valores de X con su correspondiente signo.

b.3 Cálculo simplificado de N_r para el tercer modo de oscilación.

La forma de vibración del oscilador corresponde a una deformada, con dos puntos fijos o nodos.

En las condiciones señaladas en b.2 se puede suponer la deformada constituida por tres segmentos rectilíneos de modo que los nodos estén situados en las cotas.

$$\frac{2}{5} H \text{ y } \frac{4}{5} H$$

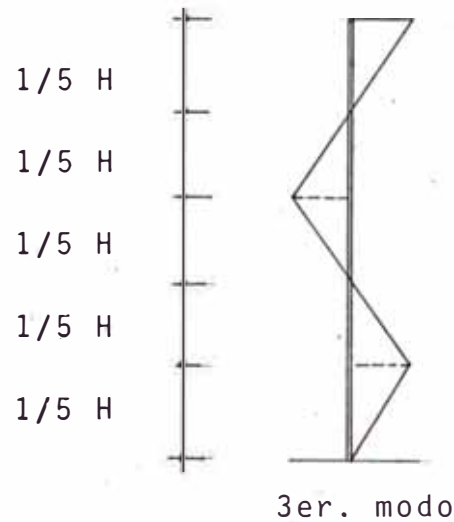
y los puntos de máxima elongación en las cotas.

$$\frac{1}{5} H \text{ ; } \frac{3}{5} H \text{ y } H$$

Con esta simplificación el factor de distribución correspondiente al punto de cota r se calcula por :

$$N_r = X_r \frac{X_r}{X_r^2}$$

En la que los valores de Z se tomarán con su signo



c. Factor de Respuesta (β)

Depende del movimiento de la estructura al ser solicitada por la acción dinámica del sismo y es función del período considerado de oscilación y de sus características de amortiguamiento.

Se calculará con la expresión:

$$\beta = \frac{B}{\sqrt[3]{T}}$$

donde:

B = constante dada en la Tabla (V)

T = período del modo normal de la estructura que se puede determinar.

c.1 Período del Modo Fundamental de una Estructura (T)

Se determinará por cualquier de los procedimientos siguientes:

- Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes a la que se trata de realizar.
- Ensayos sobre modelos de la construcción proyectada.
- Procedimientos teóricos de la mecánica y elasticidad.
- Mediante fórmulas aproximadas o empíricas.

Puede utilizarse fórmulas aproximadas aceptadas universalmente (Rayleigh, Dunkerley, Vianatello-Stodola).

Fórmulas empíricas para determinación de (T).

Aplicable en edificios de planta sencilla con alturas entre plantas senciblemente iguales y plantas semejantes en los distintos pisos:

- Edificios con muros de fábricas

$$T = 0.06 \sqrt{\frac{H}{2L + H}} \sqrt{\frac{H}{L}}$$

- Edificios con estructura de entramado de hormigón armado.

$$T = 0.09 \sqrt{\frac{H}{L}}$$

- Edificios con estructura de entramado metálico.

$$T = 0.10 \sqrt{\frac{H}{L}}$$

En edificios con estructura de Hormigón armado con arriostramientos constituidos por entrepaños o muros de hormigón armado y edificios de estructura metálica con arriostramientos triangulados los valores ob

tenidos por las fórmulas anteriores se multiplicarán por:

$$0.85 \sqrt{\frac{1}{1 + \lambda}} \quad \left(\lambda = \frac{L}{H} \right)$$

donde:

H = altura del edificio

L = dimensión

Según el valor del período del modo fundamental, las construcciones se clasifican en:

Normales $T \leq 0.75$ seg.

Esbeltas $0.75 \text{ seg.} < T \leq 1.25$ seg.

Muy Esbeltas $T > 1.25$ seg.

A falta de una determinación precisa podrá tomarse para el período del segundo modo de oscilación.

$$T' = \frac{1}{3} T$$

donde: T es el período del modo fundamental.

El período del tercer modo de oscilación puede ser expresado.

$$T'' = \frac{1}{5} T$$

Los valores obtenidos para el período del modo fundamental y los modos segundo y tercero de oscilación, se tomarán de valor no inferior a lo siguiente:

$$T = 0.5 \text{ seg.}$$

$$T' = 0.25 \text{ seg.}$$

$$T'' = 0.25 \text{ seg.}$$

Adoptándose estos cuando se obtengan valores inferiores a ellos.

d. Factor de Cimentación (δ)

Los valores aplicables de δ están consignados en la tabla (VI) según sea la naturaleza del terreno y el tipo de cimentación.

TABLA (I)

VALORES DEL COEFICIENTE X PARA CADA GRADO DE INTENSIDAD

INTENSIDAD DE GRADOS MSK	COEFICIENTE X
VI	2.00
VII	1.50
VIII	1.20
IX	1.0

TABLA (II)

COEFICIENTE REDUCTOR PARA LAS SOBRECARGAS DE USO EN LOS CASOS
INDICADOS

CASO	DENOMINACION	COEFICIENTE REDUCTOR
1°	Azoteas, viviendas y hoteles	0.5
2°	Oficinas, comercios y garajes	0.6
3°	Hospitales, cárceles, edificios docentes, iglesias, edificios de reunión y espectáculos y salas de reunión en hoteles.	0.8

TABLA (III)

VALORES DEL COEFICIENTE SISMICO BASICO C PARA CADA GRADO DE INTENSIDAD G CORRESPONDIENTE AL PERIODO T = 0.5 SEG.

GRADO DE INTENSIDAD G	COEFICIENTE SISMICO BASICO C
V	0.02
VI	0.04
VII	0.08
VIII	0.15
IX	0.30

TABLA (IV)

VALORES DEL RIESGO R PARA DISTINTOS PERIODOS DE TIEMPO

INTENSIDAD DEL SISMO (Grados M.S.K)	PERIODO DEL RIESGO EN AÑOS			
	50	100	200	500
VII	1	1	1	1
VIII	0.90	0.99	1	1
IX	0.72	0.92	0.99	1
X	0.53	0.78	0.95	1

TABLA (V)

VALORES DE LA CONSTANTE B

CASO	DENOMINACION	VALOR DE CONSTANTE
1	Edificios con bastante subdivisiones	0.6
2	Edificios con pocas subdivisiones	0.8

TABLA (VI)
VALORES DEL FACTOR DE CIMENTACION (δ)

TIPO DE CIMENTACION	CLASES DE TERRENO			
	FANGOSO C \leq 500	GRAVAS Y ARENAS SUELTAS 500 < C \leq 1000	GRAVAS Y ARENAS CONSOLIDADOS RO CAS BLANDAS. 1000 < C \leq 2000	ROCAS COMPACTAS. 2000 < C \leq 4000
PILOTES :				ROCAS MUY COMPACTAS C > 4000
	Resistentes por el Fuste (2.0)	1.0	0.7	--
Resistentes por la Punta (1.8)		0.9	0.6	--
ZAPATAS :				
	Aisladas (1.6)	1.1	0.8	0.5
	Corridas (1.5)	1.0	0.7	0.4
Losas (1.4)		0.7	0.5	0.3

C = Velocidad de propagación de las ondas elásticas de compresión, en mts./seg.

2.3.5 Norma de Diseño Sísmico para Edificios en Japón

El propósito de este método de diseño asísmico es que las edificaciones deberán soportar movimientos sísmicos moderados, los cuales se presentarán varias veces durante el uso del edificio con la seguridad de que no colapsen y afecten vidas humanas durante movimientos severos sísmicos que pueden ocurrir por lo menos una vez durante el uso de las edificaciones.

2.3.5.1 Procedimiento de Diseño

A. Requirimientos Estructurales

Los edificios deberán contar con los requerimientos estructurales relevantes especificados en Japón (Ver tabla 1).

TABLA 1 -- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

EDIFICACIONES		PROCEDIMIENTO DE DISEÑO
A	(1) Edificios de madera de 1 ó 2 pisos que no excedan 500 m ² de área total. (2) Edificios ≠ madera que no excedan 200 m ² de área de piso. (3) Edificios especiales, colegios, hospitales que no excedan de 100 m ² de área de piso.	2.1
B	Edificios con alturas menores de 31m.	(1) Edificios indicados en la tabla 2. 2.1 y 2.2
		(2) Otros i) 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4 ii) 2.1, 2.2, 2.3 y 2.5
C	Edificios con altura >31 m.	2.1, 2.2, 2.3 y 2.5
D	Edificios con altura >60 m.	Estudio Especial

TABLA 2 -- EDIFICACIONES QUE NECESITAN SATISFACER SOLAMENTE PROCESOS DE DISEÑO 2.1 y 2.2.

<p>A</p>	<p>Edificios de uno, dos o tres pisos de construcción de madera convencional, bloques de concreto armado, o albañilería que debe tener presente los requerimientos estructurales estipulados en reglamentaciones significativas.</p>
<p>B</p>	<p>Edificios de acero de construcción los cuales deben tener presente los siguientes conceptos:</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) Los pisos sobre el nivel del suelo no excederán de tres. (2) La altura máxima no excederá los 13 mts. y la altura de los aleros no excederá 9 mts. (3) El máximo tramo entre vigas no excederá los 6 mts. (4) El área del piso total no excederá los 500 m². (5) Los esfuerzos causados por el cortante sísmico lateral en los cuales el coeficiente de corte estandar Co es 0.3 y no excederá los esfuerzos límites para cargas temporales. (6) Cada junta de arriostre deberá satisfacer la siguiente expresión: $A_j \cdot \sigma_u \geq 1.2 A_g \cdot b \delta_y$ <p>donde:</p> <p>A_j = área transversal efectiva de la junta σ_u = esfuerzo cuando la junta de material falla. A_g = área de la sección transversal del arriostre $b \delta_y$ = esfuerzo de tracción del arriostre.</p>
<p>C</p>	<p>Edificios que no excedan los 20 m. de altura de concreto armado, concreto pretensado o perfiles de acero dentro de concreto en c/caso será necesario conocer el valor de la siguiente fórmula:</p> $25 \cdot \sum A_w + 7 \cdot \sum A_c + 10 \cdot \sum A'_c > Z \cdot A_i \cdot W$ <p>donde:</p> <p>$\sum A_w$ = La sumatoria de áreas de las secciones de corte horizontal en cm², de los muros o placas de concreto armado en la dirección considerada.</p>

	<p>$\sum A_c$ = La sumatoria de área de las secciones transversales en las columnas de concreto armado en cm^2, y muros de concreto armado excepto muros de corte, en la <u>di</u>rección considerada.</p> <p>Z = Coeficiente de zona sísmica.</p> <p>W = Peso en Kg. del edificio sobre el piso considerado.</p> <p>$\sum A_c^2$ = La sumatoria de áreas de secciones horizontales en cm^2 de columnas de concreto armado y acero.</p> <p>A_i = El factor de distribución de corte lateral.</p>
D	<p>Edificios de una combinación de diversas construcciones los cuales satisfacen los requerimientos A a C dados anteriormen<u>te</u>.</p> <p>(1) Pisos sobre el nivel del suelo que no excedan a tres.</p> <p>(2) Altura máxima no superior a 13 mts. y altura de aleros no mayor de 9 mts.</p> <p>(3) Area del piso total no exceda 500 m^2.</p>
E	<p>Edificios especiales permitidos por el Ministerio de Construc<u>ción</u>.</p>

B. Desplazamiento de Piso

Cada desplazamiento del piso del edificio causado por el corte lateral sísmico para un sismo moderado, no excederá $\frac{1}{200} H_i$, en caso que los miembros no estructurales no sufran daños con el incremento del desplazamiento del piso.

C. Excentricidad, Rigidez

i. La excentricidad de rigidez, R_e de cada piso debe

cumplir :

$$Re = \frac{e}{r_e} < 0.15 \quad (1)$$

donde:

e = excentricidad del centro de rigidez al cen
tro de gravedad.

r_e = el radio elástico, el cual puede ser definido
do como la raíz cuadrada de la rigidez torsional
dividida entre la rigidez lateral.

ii. La variación de la rigidez lateral, R_s para cada piso
deberá cumplir lo siguiente:

$$R_s = \frac{r}{\bar{r}} > 0.6 \quad (2)$$

donde:

r = Rigidez lateral, la cual está definida como -
el valor de la altura del piso dividido por
el desplazamiento del piso producido por el
cortante sísmico para movimientos sísmicos -
moderados.

\bar{r} = Rigidez media lateral, que es el promedio a
ritmético de las rigideces de cada piso.

iii. Edificios construidos de acero deben satisfacer los
siguientes conceptos:

a. El cortante sísmico lateral para un sismo moderado
para estructuras de acero será incrementado
de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$Q_b = (1 + 0.7\beta) Q \quad (3)$$

Donde:

Q_b = cortante sísmico lateral incrementado.

β = radio del cortante lateral del arriostre con el total del cortante sísmico lateral del piso. Este radio será asignado para el diseño estructural.

b. Cada arriostre de estructuras de acero será calculado con la siguiente fórmula :

$$j^{Pu} \geq 1.2 M_y^P \quad (4)$$

donde :

j^{Pu} = resistencia última de la unión del arriostre.

M_y^P = resistencia a la fluencia del arriostre.

c. Todas las conexiones de viga con columna sujetas a momentos de flexión deberán satisfacer la siguiente fórmula:

$$M_u > \alpha M_p$$

donde:

M_u = esfuerzo de flexión máximo de la conexión.

M_p = momento plástico de la columna o viga.

α = factor de seguridad (1.2 a 1.3).

iv. Edificios de concreto armado o concreto armado y a cero deberán satisfacer una de los siguientes aspectos:

a. Cada piso se calculará direcciones transversales

y longitudinales mediante la siguiente fórmula:

$$25. \sum A_w + 7 \cdot \sum A_c + 10 \cdot \sum A'_c \geq 0.75 \cdot Z \cdot A_i \cdot W$$

donde:

A_w , A_c , A'_c , Z , A_i y W , son los definidos en la Tabla 2.

b. Cada piso presentará la siguiente fórmula en dirección transversal y longitudinal.

$$18. \sum A_w + 18 \cdot \sum A_c \geq Z \cdot A_i \cdot W$$

c. El esfuerzo límite de corte de cada miembro de concreto armado deberá ser mayor que el esfuerzo de flexión límite del miembro.

D. Resistencia Cortante Lateral Límite

La resistencia cortante límite no será menor que el cortante requerido Q_{un} calculado por la siguiente fórmula:

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (5)$$

donde:

Q_{ud} = cortante lateral sísmico para sismos severos.

D_s = Coeficiente estructural dado en la siguiente tabla 3 a y b.

TABLA 3 a.- COEFICIENTE ESTRUCTURAL PARA EDIFICIOS DE ACERO DE CONSTRUCCION.

COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS	TIPO DE ESTRUCTURAS		
	(1) ESTRUCTURA DUCTIL	(2) OTRO TIPO DE ESTRUCTURA DIFERENTE A (1) y (3)	(3) ESTRUCTURA CON ARRIOSTRE COMPRESIBLE
A. Miembro de excelente ductilidad.	0.25	0.30	0.35
B. Miembros de buena ductilidad.	0.30	0.35	0.40
C. Miembros de baja ductilidad	0.35	0.40	0.45
D. Miembros de pobre ductilidad	0.40	0.45	0.50

TABLA 3 b.- COEFICIENTE ESTRUCTURAL (D_s) PARA EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO O CONCRETO ARMADO Y ACERO.

COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS	TIPO DE ESTRUCTURAS		
	(1) ESTRUCTURA DUCTIL.	(2) OTROS TIPOS DE ESTRUCTURA DIFERENTE A (1) y (3)	(3) ESTRUCTURA CON ARRIOS TRE COMPRESIBLE.
A. Miembros de excelente ductilidad.	0.30	0.35	0.40
B. Miembros de buena ductilidad .	0.35	0.40	0.45
C. Miembros de leve ductilidad.	0.40	0.45	0.50
D. Miembros de pobre ductilidad.	0.45	0.50	0.55

Fes = Factor de perfil que será determinado por lo siguiente:

$$Fes = Fe \times Fs$$

donde:

Fe es dado en la siguiente tabla de acuerdo a la excentricidad de rigidez Re.

TABLA 4 .- FACTOR DE PERFIL Fe DE EXCENTRICIDAD DE RIGIDEZ Re.

Re	Fe
Menor que 0.15	1.0
$0.5 \leq Re \leq 0.30$	Interpolación lineal
Mayor que 0.30	1.50

y Fs puede ser calculado con la siguiente tabla en función de la variación de la rigidez lateral Rs.

TABLA 5 .- FACTOR DE PERFIL Fs DE RIGIDEZ LATERAL Rs.

Rs	Fs
Mayor 0.60	1.0
$0.30 \leq R_s \leq 0.60$	Interpolación
$R_s < 0.30$	1.50

2.3.5.2 Cálculo del Cortante Sísmico Lateral

A. Cortante Sísmico

El cortante lateral Qi para cada piso sobre el nivel del suelo puede ser determinado con la siguiente fórmula:

$$Q_i = C_i \cdot W_i \quad (7)$$

Donde :

C_i = coeficiente sísmico para el piso "i" determinado con fórmula (8).

W_i = el peso del edificio por encima del piso considerado.

El peso del edificio será la suma de las cargas muertas y un % de las cargas vivas. El efecto de las cargas de nieve deberá ser considerado, en zonas de fuerte nevada.

El coeficiente de corte lateral sísmico para el piso i, C_i será calculado con la siguiente fórmula:

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (8)$$

donde:

Z = coeficiente de zona sísmica (Fig.1)

R_t = coeficiente de diseño espectral, el cual puede ser determinado por el tipo de suelo y el período fundamental del edificio como se indica en la Fig. 2.

A_i = Factor de distribución del cortante, el cual se determinará por el período fundamental y el peso distribuido de los edificios (Fig.3)

C_i = coeficiente estandar de corte el cual no será menor que 0.2 y 1.0 para sismos moderados y severos respectivamente.

El período fundamental del edificio T, determinado por el coeficiente de diseño espectral y el factor de distribución lateral será determinado con la siguiente fórmula:

mula:

$$T = H (0.02 + 0.01 \alpha) \quad (9)$$

donde:

T = período fundamental natural del edificio en segundos.

H = altura del edificio en metros.

α = relación del peso total de pisos de acero de construcción y la altura del edificio.

B. Cortante Sísmico Lateral para Apéndices (q)

El cortante lateral sísmico (q) para penthouse, chimeneas, cisternas, paraderos y otros apéndices en edificios será determinado de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$q = k.w \quad (10)$$

donde:

q = cortante sísmica lateral del apéndice

k = coeficiente de diseño sísmico de apéndice y será 1.0 pero puede ser reducido a debajo de 0.5 en caso de no causar daño a las personas.

w = peso del apéndice.

C. Cortante Sísmico en la Base

El cortante en la base, Q_b , será determinado con la siguiente fórmula:

$$Q_b = Q_p + K. W_b \quad (11)$$

donde:

Q_p = porción del cortante sísmico del primer piso actuante sobre la cimentación.

K = coeficiente de diseño sísmico determinado con la fórmula

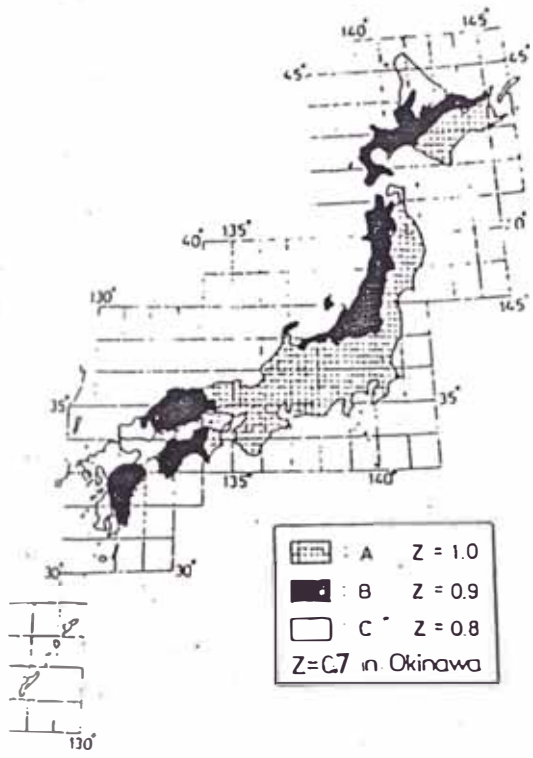


Fig. 8: Factor de Zona Sísmica

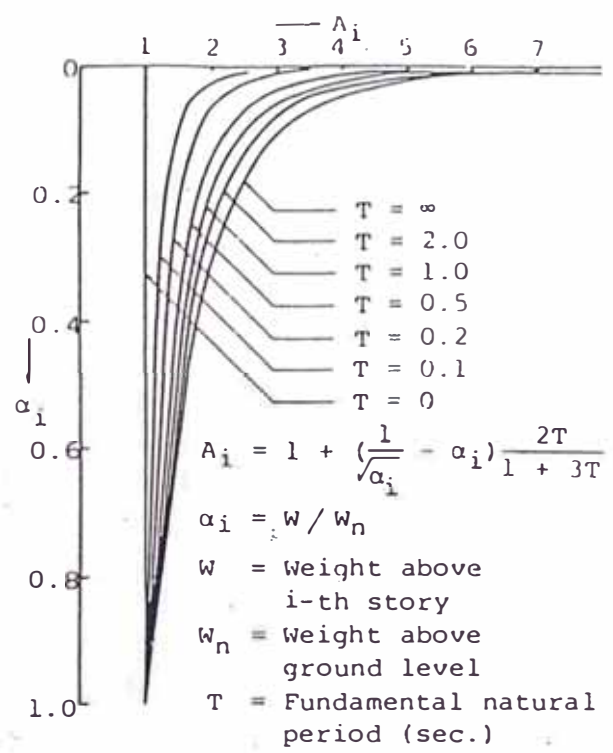


Fig. 9: Lateral Shear Distribution Factor, A_i

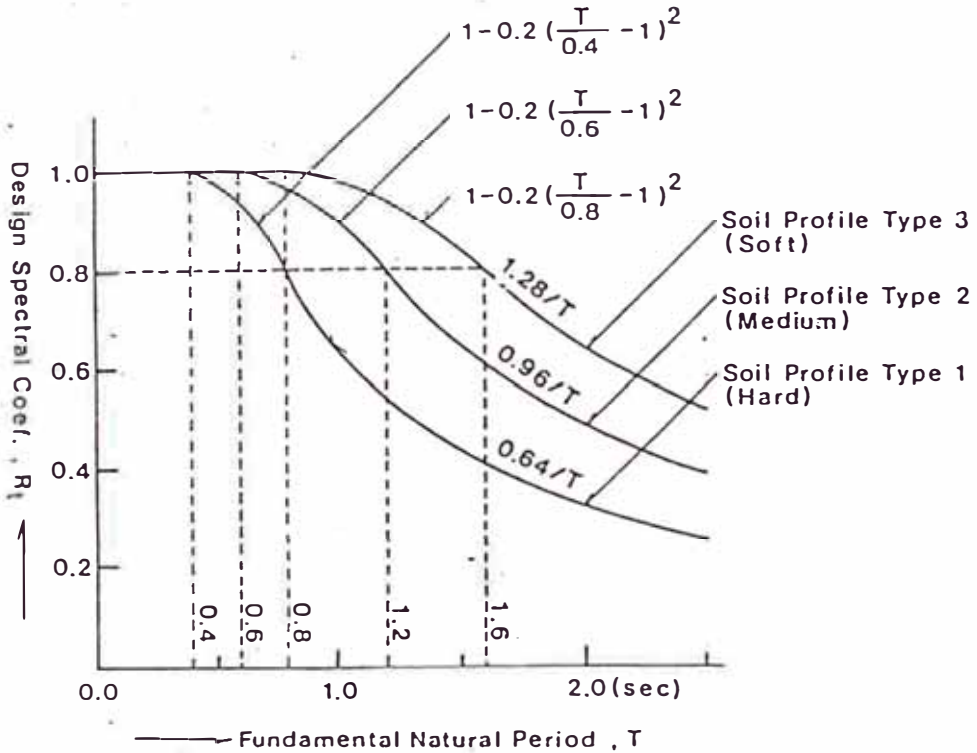


Fig.10: Design Spectral Coefficient, R_t

Through the precise analysis of the structure, the foundation, the soil, etc., the value of R_t can be reduced to 0.75 of the value given by this figure. But the value shall not be less than 0.25.

la (10).

W_b = peso de la cimentación.

El coeficiente de diseño sísmico K será determinado con la siguiente fórmula:

$$K = 0.1 \left(1 - \frac{H}{40} \right) Z \quad (12)$$

donde:

Z = definido en 3.1

H = profundidad de la cimentación en metros

H = 20 m.

2.3.6 Código Práctico para Diseño Estructural General y Diseño de Cargas en Nueva Zelanda

El código vigente en Nueva Zelanda divide al país en tres zonas y utiliza un método estático equivalente. El cálculo dinámico se reserva para las estructuras especiales y en el se considera los tres primeros modos al igual que en Chile, España, etc.

La distribución del esfuerzo cortante en base se hace de forma lineal con cero en la base y máximo en la cima de la construcción.

El esfuerzo cortante en base se determina por:

$$V = C_d W_t$$

donde:

C_d = CISM

C = coeficiente sísmico básico de acuerdo a la zona sísmica (ver Fig. 11), flexibilidad del sub suelo y el

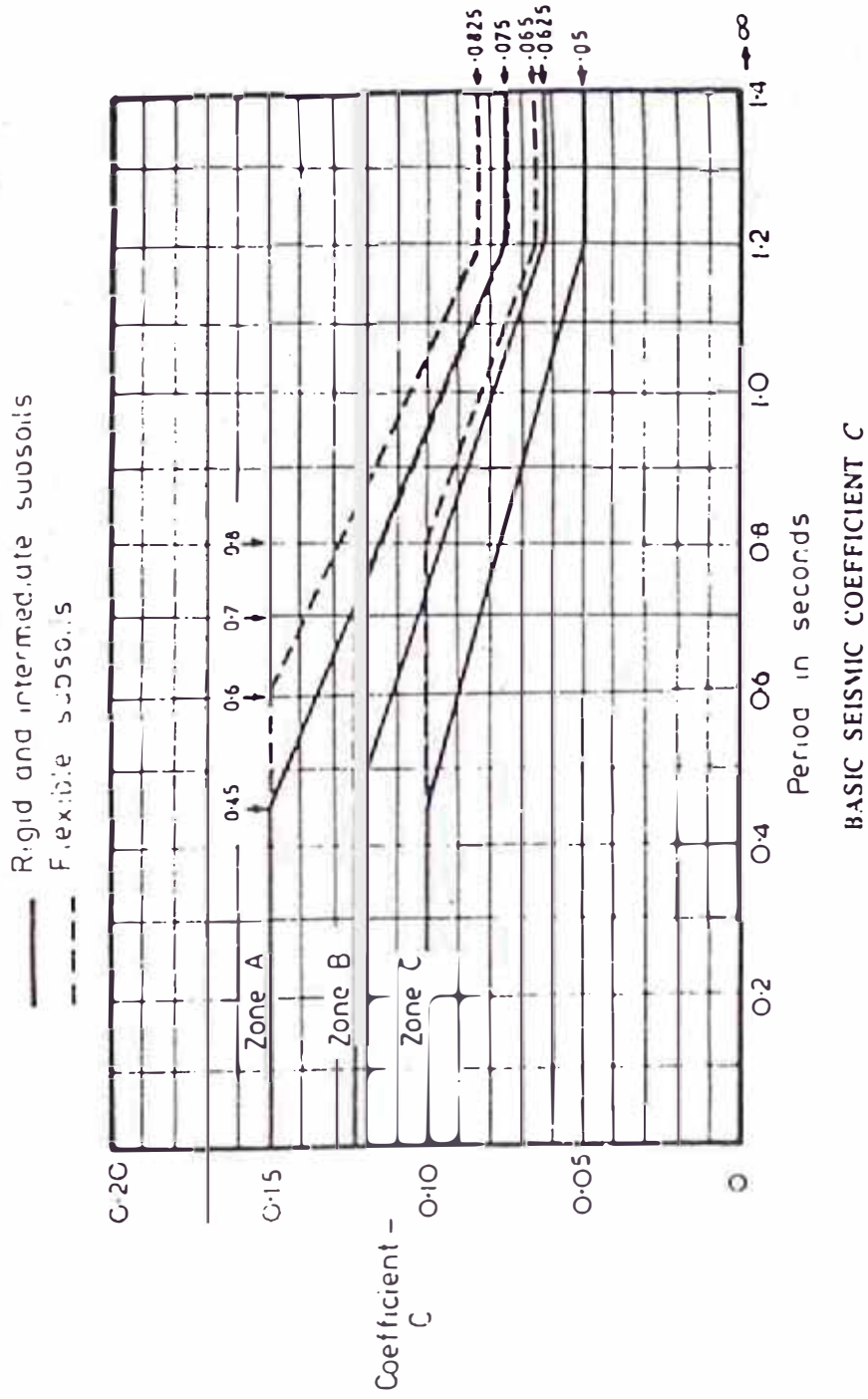


Fig. 11: Coeficiente Sísmico Básico (Código de Nueva Zelanda)

período (T) en la dirección bajo consideración. El valor mínimo de C debe ser $T = 1.2$ seg.

I = factor de importancia de acuerdo al tipo de edificio (ver tabla I).

S = deberá ser el dado en la Tabla (II) o deducido racionalmente. El valor de S deberá ser determinado independiente para cada dirección.

M = deberá ser el dado en la Tabla (III) o deducido racionalmente.

R = el expresado en la Tabla (IV) donde dos valores de R se aplican, el más alto deberá ser usado.

W_t = peso total de la construcción más un porcentaje de las cargas en uso.

Con seguridad que el valor de C_d necesario no será considerado mayor que 3.6 CIM excepto para edificaciones pequeñas de ductilidad limitada y en ese caso no será considerado menor que 0.04.

TABLA I . - FACTOR DE IMPORTANCIA (I)

CLASE DE EDIFICIO	DESCRIPCION	I
I	Facilidades esenciales requeridas para ser funcionables completamente después del desastre sísmico.	1.6
II	Edificios Públicos no incluidos en I	1.3
III	Todos los otros edificios	1.0

TABLA II .- FACTOR DEL TIPO DE ESTRUCTURA (S)

ELEMENTO	DESCRIPCION	S
1	Estructuras dúctiles con un adecuado número de vigas que poseen rótulas plásticas.	0.8
2	Estructuras dúctiles con un número inadecuado de vigas que poseen rótulas plásticas.	1.0
3	Muros de corte dúctiles	0.8
4	Dos o más placas dúctiles paralelas y aproximadamente simétricas que funcionen como voladizos.	1.0
5	Placas dúctiles simples que funcionen como voladizos.	1.2
6	Muros de corte (placas) no diseñadas para alcanzar el campo de ductilidad pero no tienen la habilidad de disipar un aumento significativo de energía sísmica.	1.6
7	Edificios con refuerzos diagonales (Arriostros) capaces de alcanzar deformación plástica en tensión.	
	a) De un solo piso	2.0
	b) De dos o más pisos	2.5 ó por estudio.
	c) Más de tres pisos	Por estudio especial.
8	a) Edificios en el cual parte de la carga horizontal es resistida por refuerzos del tipo 7 y parte por una estructura tipo 1 ó 2.	Por estudio especial.
	b) Edificios con refuerzos diagonales capaces de deformación plástica tanto en tensión y compresión.	1.6 ó estudio especial.
9	Tanques pequeños en el suelo	2.0

TABLA III .- FACTOR DEL TIPO DE MATERIAL (M) o (M_p) DE LA ESTRUCTURA.

TIPO	M A T E R I A L	M ó M _p
1	Acero estructural	0.8
2	Concreto reforzado	1.0
3	Concreto Pretensado	1.2
4	Mampostería reforzada	1.2

TABLA IV .- FACTOR DE RIESGO (R)

TIPO	D E S C R I P C I O N	R
1	Otros edificios a los señalados a continuación y que no presentan riesgo.	1.0
2.	Edificios que albergan más de 1000 personas. Edificios de reuniones incluyen teatros y cinemas.	1.1
3	Facilidades de distribución de gas natural, gas carbón y productos de petróleo en áreas urbanas.	2.0
4	Estructuras e instalaciones de depósitos de líquidos tóxicos, gases, ácidos incluyendo sustancias.	3.0 Estudio especial.

CALCULO DEL PERIODO DEL EDIFICIO

El período del edificio (T) puede determinarse por cálculo a partir de datos previos o con ambos métodos. En cualquier caso no será superior en un 20% al determinar por

$$T = 0.063 \sqrt{A}$$

donde: A está dado en mm y es el desplazamiento horizontal de la parte superior de la estructura resistente principal de la construcción por efecto de las acciones sísmicas.

Se tiene en cuenta los momentos de volteo y efectos de torsión y se limitan los desplazamientos horizontales.

Deformaciones debido a cargas sísmicas:

La deformación de la estructura debe ser calculada asumiendo que sus miembros son torsionados fuertemente.

Cualquier método racional incluyan todos los parámetros significantes que contribuyen a la deformación tales como la extensión de la rotura en miembros de estructuras de concreto reforzado, deformaciones de zonas de junta y la rotura de cubierta de concreto en estructuras de acero estructural.

Concreto reforzado Usar 0.75 momento de Inercia de sección no agrietamiento

Acero estructural Usar 4/3 veces la deformación calculada ignorando deformaciones de juntas y agrietamiento de cubierta de concreto.

Para el caso de vigas T o L, parte de la sección de concreto reforzado puede ser incluido para el cálculo del momento de inercia en el diseño bajo cargas verticales.

2.3.7 Normas de Diseño Sísmico - USA

Reglamento Sísmico Uniform Building Code - Earthquake Regulations

2.3.7.1 Fuerza Cortante Horizontal

Todas las estructuras serán diseñadas y construidas para resistir la mínima fuerza sísmica lateral, asumiendo que no actúa concurrente a la dirección de las cargas axiales principales de la estructura.

$$V = ZIKCSW \quad (1)$$

donde:

Z = Factor de zona sísmica, ver tabla N°1

I = Factor de importancia, ver Tabla N° 2

K = Factor de fuerza horizontal, tabla N°3

C = Coeficiente sísmico, definido por:

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{T}} \quad (2)$$

$$C \leq 0.12$$

$$C \times S \leq 0.14$$

T = período de la estructura.

El valor del período será establecido por las propiedades estructurales y deformaciones características de la resistencia de los elementos.

Puede ser calculado mediante las siguientes expresiones:

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2 \right) \div \left(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right)} \quad (3.1)$$

donde:

f_i = fuerza lateral y distribuida en el nivel y de acuerdo con las fórmulas (5); (6) y (7).

δ_i = deformación producida por la aplicación de la fuerza lateral i .

Si no se cuenta con la información necesaria para calcular el período con la anterior fórmula, puede utilizarse:

$$T = \frac{0.05}{\sqrt{D}} \cdot h_n \quad (3.2)$$

donde:

D = dimensión de la estructura en una dirección paralela a fuerza aplicada, en pies.

h_n = altura en pies para el nivel n .

En edificios donde la fuerza lateral es resistida por un sistema de momentos dúctiles, con vigas capaces de resistir el 100% de las cargas laterales puede emplearse lo siguiente:

$$T = 0.10 N \quad (3.3)$$

donde:

N = número total de pisos.

S = Coeficiente de resonancia suelo estructura

Los valores de (S) pueden ser determinados mediante las siguientes fórmulas:

$$S = 1.0 + T/T_s - 0.50 (T/T_s)^2 \geq 1.0, \text{ Si } T/T_s \leq 1.0 \quad (4.1)$$

$$S = 1.2 + 0.6 T/T_s - 0.30 (T/T_s)^2 \geq 1.0, \text{ Si } T/T_s > 1.0 \quad (4.2)$$

Donde:

T = Período de la estructura, $T > 0.3$ seg.

Ts = Período característico del suelo.

$$0.50 \leq T_s \leq 2.5 \text{ seg.}$$

*Cuando no se conoce Ts, $S = 1.50$ ó $T_s = T$.

2.3.7.2 Distribución de Fuerzas Laterales

La fuerza lateral total V será distribuida en los niveles de la estructura como se indica en las siguientes fórmulas:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (5)$$

La fuerza concentrada en lo alto será :

$$F_t = 0.07 T.V < 0.25V \quad (6)$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si, } T \leq 0.7\text{seg.}$$

La parte restante del cortante V será distribuida sobre la altura del edificio incluido el nivel n de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V-F_t) W_x \cdot h_x}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad (7)$$

donde:

Fx = fuerza en nivel x

Wx = peso del nivel x

hx = altura del nivel x sobre la base del edificio.

A cada nivel designado como x la fuerza Fx será aplicada sobre el área del edificio de acuerdo con la distribución de masas en el nivel.

2.3.7.3 Requerimientos de Ductilidad

A. Todos los edificios diseñados con una fuerza horizontal factor $K = 0.67$ ó 0.80 tendrán momentos dúctiles en estructuras espaciales.

B. Edificios mayores de 50 m., tendrán ductilidad en los momentos resistentes, siendo capaces de resistir no menos del 25% de la sollicitación de las fuerzas sísmicas para una estructura como un conjunto.

Edificios con alturas mayores de 50 m. en zonas 1 y 2 pueden tener muros de corte de concreto armado o estructuras de arriostre con $K = 1.00$ ó 1.33 .

TABLA N°1

ZONA SISMICA	Z
1	3/16
2	3/8
3	3/4
4	1

TABLA N° 2

VALORES DEL FACTOR DE IMPORTANCIA (I)

TIPO DE OCUPACION	I
Hospitales, estaciones de policía, gobiernos municipales.	1.50
Edificios donde la ocupación es de 300 personas por piso.	1.25
Otros	1.00

TABLA N°3
FACTOR DE FUERZA HORIZONTAL (K) PARA EDIFICIOS

	TIPO O DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES	VALOR DE (K)
1.	Todos los sistemas estructurales, a excepción de los que se indican a continuación.	1.00
2.	Estructuras con sistemas estructurales compuestos por vigas especiales. La resistencia a las cargas laterales es proporcionada por muros de corte o vigas de arriostre.	1.33
3.	Edificios con doble sistema resistente consistente en un entaramado espacial que resiste a flexión dúctil y los muros resistentes a los esfuerzos laterales que cumplan las siguientes condiciones: a. El entaramado espacial resistente a flexión dúctil y los muros resistentes a esfuerzos laterales, resistirán la totalidad de las fuerzas en proporción a sus rigideces relativas, teniendo en cuenta la interacción de ambos sistemas. b. Los muros de corte con independencia del sistema de entaramado espacial tendrán capacidad para absorber la totalidad de las fuerzas laterales. c. El entaramado espacial dúctil resistirá al menos - 25% de la totalidad de las fuerzas laterales.	0.80
4.	Edificios de estructura dúctil donde los pórticos son capaces de resistir el 100% de la totalidad de las fuerzas horizontales.	0.67

2.3.7.4 Momento de Volcadura

El momento de vuelco en la base de la construcción queda definido por:

$$M = J (F_t h_n + \sum_{i=1}^n F_i h_i)$$

donde:

$$J = \frac{0.60}{\sqrt[3]{T}} \leq 1.00$$

J no debe ser menor que 0.45 para otros elementos o partes de la construcción.

$$M_x = J_x \left(F_t (h_n - h_x) + \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x) \right)$$

donde :

$$J = J + (1-J) \left(\frac{h_x}{h_n} \right)^3$$

2.3.8 Código de Diseño para Construcciones en Regiones Sísmicas - U.R.S.S.

Este código especifica requisitos de diseño especial para edificios y otras estructuras a ser construidas en lugares sujetos a intensidades de sismos 7,8 y 9. Los niveles de intensidad de un lugar de construcción puede ser definido más exactamente sobre la base de Ingeniería geológica general y reportes de condiciones de sub-suelo según la Tabla (I).

DISEÑO DE EFECTOS SISMICOS

El análisis estructural de edificios y otras estructuras para efectos sísmicos se basa en la acción de una

fuerzas que actúan estáticamente, equivalentes a las reales durante un sismo y cuya distribución se efectúa en función de la posición real de las masas en la construcción.

Cuando los efectos sísmicos son incluidos en un análisis estructural, las cargas de diseño son modificadas por la introducción de cierta combinación de factores:

- Para cargas muertas 0.9
- Para cargas de vida larga 0.8
- Para cargas de vida corta y cargas de nieve 0.5.

Tanto para la estructura, como para sus elementos no es estructurales, se considera que las acciones actúan en un plano horizontal ya que de este modo se producen las máximas tensiones en la construcción.

Sin embargo, para los enlaces rígidos de los diferentes elementos de las construcciones, así como para éstos, es necesario comprobar si en otra dirección se producen es fuerzas de corte o tensiones máximas en estos elementos, enlaces o anclajes.

a. La Fuerza Sísmica de Diseño (S_{ik})

La fuerza sísmica de diseño correspondiente al modo de oscilación y de la estructura se obtiene de la si guiente manera:

$$S_{ik} = Q_k K_c \beta_i N_{ik}$$

donde:

Q_k = Carga total del nivel k.

K_c = Coeficiente de intensidad del terremoto que se define en la tabla (II).

β_i = Coeficiente dinámico (espectral) que depende del período propio de oscilación de las construcciones.

Se determina por la fórmula:

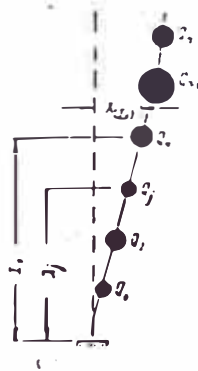
$$\beta_i = 1/T_i$$

donde :

T_i = valor numérico del período de vibración natural de la estructura.

El coeficiente dinámico β_i está comprendido en el intervalo 0.8 - 3.0.

N_{ik} = Coeficiente de forma depende de la curva de deformación de la estructura de modo de oscilación i y un punto de aplicación de la carga Q_k .



El valor de N_{ik} es obtenido de la fórmula:

$$N_{ik} = \frac{x_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j x_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j x_i^2(x_j)}$$

donde:

X_k (x_k) y X_j (x_j) son los desplazamientos de estructura oscilando a su natural vibración en el punto bajo consideración k y todos los puntos j donde sus masas están concentradas según el es quema de diseño.

Para edificios en los cuales el número de pisos N es mayor que 5 la carga sísmica se multiplica por un factor igual a : $1 + 0.1 (N-5)$ pero que exceda 1.4 y pa ra edificios de grandes paneles y edificios con pare-- des de concreto reforzado se multiplica por un factor igual a $1 + 0.06(N-5)$ pero que no exceda de 1.3.

Si la disposición estructural es compleja y hace difícil la elección de un esquema de cálculo que permitiese a fines prácticos la exactitud necesaria, la norma preveé tomar $\beta_i = 3$.

$$N_{ik} = \frac{X_k \sum_{j=1}^n Q_j X_j}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2}$$

donde X_k y X_j son las distancias entre dos puntos K y J en las cuales la estructura de masas se asumen con centradas en el punto máximo de sus cimientos respecti vamente.

TABLA I

CAMBIO DE INTENSIDAD SISMICA SOBRE LA BASE DE REPORTES SOBRE
INGENIERIA GEOLOGICA E HIDROGEOLOGICA

CLASE DE SUELO DE ACUERDO A PROPIEDADES SISMICAS.	S U E L O S	INTENSIDAD DETERMINADA EXACTAMENTE EN FUNCION A TASA SISMICA DE LA REGION.		
		7	8	9
I	Suelo rocoso, igneos, metamórfico y sedimentario : granítico conglomerado, arcillado, etc.	6	7	8
	Suelo semirocoso: sílico-arcillosos, arenisca, roca marina gipsum, etc.	6	7	8
	Suelos duros grandemente fragmentado donde existen niveles de agua subterránea a más de 15 mts. de profundidad.	6	7	8
II	Arena y arcillas, arcillosos y arcillo arenosos, donde el agua subterránea está a más de 8 mts. de profundidad.	7	8	9
	Suelos grandemente fragmentados donde el nivel de agua subterránea está entre 6 y 10 mts. de profundidad.	7	8	9
III	Greda y arena, arcillosos y areno arcillosos donde el nivel de agua subterránea está a menos de 4 mts. de profundidad.	8	9	9
	Suelos grandemente fragmentados donde el nivel de agua subterránea esta a menos de 3 mts. de profundidad.	8	9	9

NOTA:

(1) Arenas, arenas-arcillosas y greda, tiene niveles de agua subterránea entre 4 y 8 mts. y suelos grandemente fragmentados el agua subterránea está a una profundidad entre 3 y 6 mts. pueden ser de la Clase II o III dependiendo de las características del relieve, condiciones de curvatura, rocas temporarias, proximidad a fallas y factores similares. Las mismas consideraciones deben ser hechas para suelos largamente fragmentados donde la profundidad de aguas subterráneas está entre 10 y 15 mts.

TABLA II

VALORES DEL COEFICIENTE DE INTENSIDAD SISMICA (K_C)

SISMICIDAD DE CALCULO EN GRADOS	7	8	9
K_C	0.025	0.05	0.1

b. Períodos y Modos Normales de Oscilación (T)

Desde el punto de vista dinámico, las construcciones urbanas e industriales se clasifican en: construcciones masivas, construcciones de ladrillo con muros de carga, construcciones industriales de uno o dos pisos, con esqueleto o estructura resistente.

Para cada uno de estos tipos se facilitan expresiones directas para calcular los períodos propios de oscilación y las formas propias teniendo en cuenta las deformaciones que pueden tener lugar por la sacudida sísmica.

b.1 Construcciones Masivas

Las deformaciones son más pequeñas que los desplazamientos debido al movimiento del terreno de cimentación. Al ser las construcciones muy rígidas puede considerarse que el movimiento se debe únicamente a la rotura del terreno de cimentación. Los desplazamientos producidos por esta rotura pueden ser resbalamiento o de rotación alrededor de un eje horizontal que pasa por el centro de gravedad del área de cimentación.

Para las edificaciones de forma regular, con altura de hasta cinco pisos en las que los muros portantes se hallan a distancias mínimas de 12 mts. se puede determinar el producto $\beta_i N_{ik}$ mediante valores dados en la tabla III sin necesidad de calcular los períodos y formas propias de oscilación y utilizar la fórmula:

$$S_k = K_c \beta_i N_{ik} Q_k$$

En otras construcciones pueden despreciarse a efectos prácticos, las formas superiores de oscilación ya que su período propio fundamental es inferior a 0.4 seg.

TABLA III

VALORES DEL PRODUCTO DE COEFICIENTES $\beta_i N_k$

PISO	NUMERO DE PISOS DE LA ESTRUCTURA				
	1	2	3	4	5
Primero	3	1.8	1.3	1	0.8
Segundo	-	3.6	2.6	2	1.6
Tercero	-	-	3.9	3	2.5
Cuarto	-	-	-	4	3.3
Quinto	-	-	-	-	4.1

b.2 Construcciones Industriales de uno o dos pisos

Los períodos y formas propias de oscilación de estas edificaciones con estructuras resistentes, con muros interiores o sin ellos pueden calcularse como sistemas de uno o dos grados de libertad.

Si el sistema tiene un solo grado de libertad, el período se determina con la fórmula:

$$T = 2 \pi \sqrt{M \delta}$$

donde:

M = Masa concentrada a nivel del zócalo debido al peso de la construcción y de las cargas que se hallan por encima de su altura en Kg x seg²/cm.

δ = Desplazamiento horizontal del punto de aplicación de la masa M debido a la acción de una fuer

za unitaria que actúa en dicho punto y en dirección horizontal.

b.3 Construcciones de varios pisos con estructura resistente.

Para calcular el período fundamental se recomienda el método energético donde:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{C}{P}}$$

donde C es la energía cinética del sistema correspondiente a la pulsación propia unitaria $W = 1$ y P la energía potencial del sistema que tiene expresiones conocidas.

$$C = \frac{1}{2g} \sum_{k=1}^n Q_k Y_k^2$$

$$P = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k Y_k$$

donde Q representa el peso correspondiente a la planta K e Y_K el desplazamiento lateral cuando la estructura está cargada estáticamente con las cargas horizontales Q_k de donde:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k Y_k^2}{g \sum_{k=1}^n Q_k Y_k}}$$

El modo fundamental de oscilación corresponde en este caso a la deformación estática $y(x)$.

El cálculo de los desplazamientos se hace sobre un esquema simplificado estático, teniendo en cuenta la rigidez de la construcción.

Asimismo se muestran expresiones de cálculos de los períodos y modos de oscilación superiores.

Cuando los altos modos de vibración se toman en cuenta, la fórmula a ser empleada para calcular las cargas de diseño N_r (fuerza transversal o normal; momento de volteo) debido a la acción de carga sísmica en la sección de diseño bajo consideración será:

$$N_r = \sqrt{N_{\max}^2 + 0.5 \sum_{i=1}^n N_i^2}$$

donde:

N_{\max} = el valor máximo dado para un tipo de carga en la sección. Obtenida por comparación de curvas de cargas producidas por fuerzas sísmicas para cada modo de vibración de la estructura.

N_i = Los valores de la carga en la misma sección de otras curvas (excepto el valor N_{\max}); la sumatoria es realizada para todas las curvas de carga dada excepto la curva para N_{\max} .

Las cargas $N_i(N_{\max})$ con los miembros estructurales para modos de vibración natural tomados en cuenta son determinados sobre la condición que la fuerza sísmica actúa estáticamente sobre la estructura.

EDIFICIOS RESIDENCIALES PUBLICOS E INDUSTRIALES Y ESTRUCTURAS:

- El diseño sísmico calculado para este grupo de edificios y estructuras se aprecian en la tabla (III).

Los edificios y estructuras de configuración compleja o con dimensiones que excedan las indicadas en la Tabla (III), así también aquellas levantadas con secciones individuales diferentes en diseño y altura deberán ser divididas mediante juntas de resistencia sísmica dentro de comportamientos individuales rectangulares.

Las juntas de resistencia sísmica deberán ser consideradas en edificios con paredes de albañilería cuando la variación en rangos de altura están sobre 4 mts. o más.

CIMENTACIONES

El análisis de diseño sísmico de los cimientos de edificios y estructuras de cimentación deben basarse en lo siguiente:

Los factores a ser asumidos serán los siguientes:

1.2	Para cimientos de roca y también para formaciones compactas de baja humedad, fragmentados, arenas densas y arcillas con una consistencia de 0.75 o menos.
0.7	Para arenas y arcillas de baja saturación con una consistencia superior a 0.75.
1.0	Para otros tipos de suelos

TABLA IV
TIPO DE ESTRUCTURA Y EDIFICACION

DESCRIPCION DE EDIFICIO O ESTRUCTURA	TASA DE DISEÑO SISMICO CUANDO EL LUGAR DE CONSTRUCCION ESTA SUJETA A SISMOS DE INTENSIDAD.		
	7	8	9
1. Edificios residenciales, públicos e industriales y estructuras con excepción al listado bajo 2,3 y 4 a continuación.	7	8	9
2. Edificios claves y estructuras de unión y significancia gubernamental.	8	9	> 9 ^{**}
3. Edificios industriales de un solo piso donde no trabajan más de 50 obreros y no contienen equipo altamente valuable, edificios de trabajos pequeños y edificios agrícolas ocupados en períodos largos por personal agrícola.	7	7	8
4. Edificios y estructuras los cuales si fallan podrían involucrar pérdidas de vidas humanas o destrucción de equipo de valor (aparte de edificios y estructuras cuya preservación es importante para prevenir posibles daños) y también edificios agrícolas y estructuras no ocupadas por cualquier espacio de tiempo y estructuras temporales.	Efectos sísmicos no tomados en cuenta.		

Una verificación adicional debería hacerse en los diseños sísmicos de cimientos sobre la disponibilidad del edificio a momentos de volteo y esfuerzo en la base. En último caso la fricción entre la base del edificio y el suelo se tomará en cuenta.

La profundidad de los cimientos se asume igual que en regiones no sísmicas. Para obtener un cimiento firme en los casos de suelos pobres desde el punto de vista de ingeniería deberán aplicarse mediciones especiales a tipos de suelos tales como los de bajo nivel freático y los suelos artificiales (compactación, estabilización química).

En edificios multipisos, la profundidad de cimentación deberá aumentarse y proveer de losas de cimentación.

Los cimientos de edificios de más de 5 pisos en altura deberán hacerse en la forma de bandas interseccionales a una plancha sólida.

2.3.9 Normas Peruanas de Diseño Sismo Resistente

La fuerza horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica se determinará de acuerdo a:

$$H = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R_d}$$

donde:

Z = Factor de zona sísmica (del mapa de regionalización sísmica del Perú.

El coeficiente Z tendrá los siguientes valores:

<u>ZONA</u>	<u>Z</u>
1	1.0
2	0.7
3	0.3

U = Factor de uso e importancia depende de la categoría de la edificación.

El coeficiente U tendrá los siguientes valores:

<u>CATEGORIA DE LA EDIFICACION</u>	<u>U</u>
B	1.3
C	1.0

NOTA.- Categoría A : Reactores atómicos, grandes hornos, depósitos inflamables.

Categoría B : Hospitales, Centrales Telefónicas, Colegios, Museos, Archivos, etc.

Categoría C : Edificios de departamentos y oficinas, hoteles, casas habitación comercios, etc.

Categoría D : Cercos, casetas provisionales, etc.

Para la categoría A, $U > 1.3$ (Justificado por memorias de cálculo).

S = Factor suelo; amplificación que sufre las ondas sísmicas al atravesar los estratos de suelo.

El coeficiente S tendrá los siguientes valores:

<u>TIPO DE SUELO</u>	<u>S</u>
Suelo I	1.0
Suelo II	1.2
Suelo III	1.4

NOTA .- Se clasifica los suelos en tres grupos, por el tipo de suelo de cimentación y por el período predominante del suelo T_s .

CLASIFICACION	DESCRIPCION DEL SUELO	PERIODO (Segs.)
I	Roca, grava densa, grava arenosa densa.	$T_s = 0.3$
II	Arena densa, suelo cohesivo duro o firme	$T_s = 0.6$
III	Suelos granulares sueltos, suelos cohesivos medianos o blandos.	$T_s = 0.9$

C = Coeficiente sísmico, que determina la fracción del peso de la edificación "P", que debe tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base.

$$C = \frac{0.8}{T/T_s + 1.0} \quad 0.16 \leq C \leq 0.40$$

P = Peso de la edificación, que se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva.

R_d = Factor de ductilidad, para el cálculo de las fuerzas internas en la estructura, el coeficiente sísmico obtenido se dividirá por el correspondiente factor de

ductilidad R_d , que se presenta en una tabla en función de los materiales usados y el sistema de es tructuración para resistir la fuerza sísmica.

CAPITULO III

ESTUDIO CRITICO A LAS NORMAS PERUANAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

Las normas peruanas de diseño sismo-resistente (1977) establece los siguientes alcances:

1. Requerimientos mínimos para que las edificaciones sean sismo resistentes.
2. Requerimientos relativos a materiales de construcción usuales.
3. Evaluación y reparación de estructuras dañadas.
4. Para reservorios, tanques, silos y estructuras similares, las disposiciones de estas normas rigen en cuanto sean aplicables.
5. Los proyectos con bases distintas a estas normas deben satisfacer lo siguiente:
 - i. Resistir sismos leves sin daños.
 - ii. Resistir sismos moderados con la posibilidad de daños estructurales.
 - iii. Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes y con remota posibilidad de colapso de la edificación.

Estas normas aprobadas el 05 de abril de 1977 por el Ministerio de Vivienda y Construcción fueron elaborados -

en 1976 con la participación de delegados del Colegio de Ingenieros del Perú - CIP, Universidad Nacional de Ingeniería - UNI-, Pontificia Universidad La Católica del Perú - PUCP, Instituto Geofísico y Comité Nacional de Defensa Civil.

Las principales modificaciones respecto a la norma de diseño sismo resistente anterior (1971) es que esta última no consideraba los efectos locales y omitía diversos materiales de uso frecuente en el país.

Es evidente que el avance de la investigación en este campo en los últimos años en el Perú y a nivel Internacional obliga a una actualización periódica de la Norma Peruana de Diseño Sismo Resistente compatible con nuestra realidad.

3.1 Factor de Zonificación Sísmica

Los criterios de regionalización están basados en la propuesta CHAVEZ-HUACO ("Regionalización Sísmica del Perú, Reunión Andina de Seguridad Sísmica, Lima 1975), Modificándola de modo que los límites de las regiones coincidan hasta donde es conveniente con los límites departamentales de manera de obtener límites regionales más o menos aceptables. Tomando en cuenta los avances en la ingeniería y la disponibilidad de información adecuada los criterios de zonificación deben ser modificados periódicamente.

Ello justifica que en el futuro se tomen en cuenta los siguientes criterios:

1. No hay zona sin riesgo sísmico aún en zonas de baja actividad tectónica y sismológica.
2. No sólo se debe considerar la magnitud sísmica de registros sino el riesgo existente por las condiciones geológicas y geotécnicas locales y regionales.
3. El mejor conocimiento de los fenómenos y mecanismos, factores y condiciones que aumentan el potencial de riesgo.
4. La racionalización en la ubicación y tipo de las ciudades de acuerdo al riesgo sísmico.

Para el logro de estos objetivos existe información que debe adecuarse al propósito de las normas.

El factor de zona aplicable a la fuerza sísmica se obtiene de la siguiente forma:

ZONA	REGION	SA (gal)			
		TEORICO	MAXIMOS OBTENIDOS	K'	K(RNC)
1	Lima	400	400	1.00	1.00
2	Cuzco	280	100	0.25	0.70
3	Iquitos	120	20	0.05	0.30

APLICACION DEL MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA

COEFICIENTE	ZONA SISMICA				FORMULA FUERZA SISMICA HORIZONTAL	REFERENCIA
	1	2	3	4		
-	No da ningún factor que asuma la sismicidad en Ingeniería.					I.G.P. CHAVEZ-HUACO
S	1.00	0.80	0.60	0.30	$H = \frac{I.S.C. \cdot p}{R_d}$	UNI. Propuesta normas básicas de diseño S.R.
S	1.00 (1.00)	0.80 (0.75)	0.64 (0.40)	-	$H = S.U.K.C.P.$	P.U.C.P.* HUSID-VARGAS
Z	1.00	0.70	0.30	-	$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$	C.I.P M.V.C.

* Las cifras entre paréntesis son los valores propuestos por la P.U.C.P.- "Bases para la revisión de las normas Peruanas de Diseño Sismo Resistente" - 1981.

La tendencia actual es proporcionar mapas de regionalización a varios niveles de operación con lineamientos específicos que pueden agruparse así:

1. Regionalización del potencial sísmico en base a intensidades sísmicas máximas.
2. Previsión constructiva incluida dentro de factores de mecánica y dinámica de suelos y geología.
3. Estimación del riesgo sísmico en base a información geotécnica.

Debido a la heterogeneidad de la actividad sísmica se podría adecuar con métodos probabilísticos, pero, éstos deben estar sustentados con una buena disponibilidad de la información.

No se justifican las modificaciones o inclusiones sin previa evaluación y análisis que lo sustenten; así como si en ellas, no se incluyen la experiencia y la realidad del PERU.

3.2 Factor del Suelo

Debido a la importancia de las características locales, en todos los espectros de diseño se considera como parte importante, la clasificación de suelos.

La manera común de considerar este efecto es por medio de un factor de suelo, siendo su característica fundamental el período característico el que a su vez depende de la estratigrafía del lugar.

El espectro de respuesta y el factor de suelo depende del período característico del suelo.

Este factor considera los efectos de amplificación de la acción sísmica de acuerdo a las características del sub-

suelo.

Los valores del factor de suelo (S) están referidos al comportamiento de estructuras sobre un estrato duro. Estos factores no toman en cuenta los espesores de los estratos.

En caso de determinar el período del suelo en base a su estratografía, éste deberá considerarse con un aumento de 25% para su clasificación y determinación del coeficiente sísmico.

A continuación se expresa en el cuadro los valores de TS:

VALORES DE TS

(Período Predominante] Seg.

SUELO TIPO				REFERENCIA
1	2	3	4	
0.3	0.6	0.9	-	R.N.C.(1977
0.4 (0.3-0.5)	0.6 (0.5-0.8)	0.8 (0.8-1.2)	-	E.R.R.B.S(Japón) ⁽¹⁾
0.5	1.5	2.5		U.B.C.(USA)1982 ⁽²⁾

(1) "EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS FOR BUILDING STRUCTURES IN JAPAN".

Los valores de TS están involucrados en el coeficiente del espectro sísmico, pero para un análisis dinámico exacto de la estructura deben asumirse los rangos de valores indicados entre paréntesis.

(2) "UNIFORM BUILDING CODE"

Indica que el valor de TS debe ser obtenido mediante información geotécnica, dichos valores deberán estar comprendidos entre 0.5 y 2.5 seg.; en caso de tener un valor del período natural de la edificación mayor de 2.5 seg. obtenido mediante análisis, se asumirá : $TS = 2.5$ seg.

Los valores del período pueden presentar valores menos conservadores, de acuerdo a la cantidad de información y adecuarse al objetivo de la norma, la misma que en lo posible deberá ser lo más general y práctica.

El factor de sitio está en función de TS, si tomamos en cuenta los efectos debido a su configuración, así como tam

bién a la amplificación de aceleraciones.

En otros códigos internacionales esta función se expresa:

$$\text{CODIGO USA : } S = 1.0 + \frac{T}{T_S} - 0.5 \left(\frac{T}{T_S}\right)^2, \quad \frac{T}{T_S} \leq 1.0$$

$$S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_S} - 0.3 \left(\frac{T}{T_S}\right)^2, \quad \frac{T}{T_S} > 1.0$$

pero si no se conoce T_S , $S = 1.5$

$$\text{CODIGO JAPON : } RT = 1 = 0.2 \left(\frac{T}{T_S} - 1\right)^2 \quad 0.4 \leq T < 0.80 \text{ seg.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Suelo tipo 1: } RT = 0.64/T \\ \text{Suelo tipo 2: } RT = 0.96/T \\ \text{Suelo tipo 3: } RT = 1.28/T \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} T \geq 0.80 \text{ seg.} \\ 1.0 \geq RT \geq 0.25 \end{array}$$

* El coeficiente RT involucra en el coeficiente de diseño espectral el factor de suelo.

Por otro lado las experiencias efectuadas por el Dr. Hugo Scaletti* permiten asegurar la influencia de la flexibilidad del suelo en el comportamiento dinámico de las estructuras. Para estructuras altas y rígidas se observa un de crecimiento del período fundamental (implica reducción de fuerzas sísmicas), la aparición de componentes rotacionales en la base (se incrementan desplazamientos absolutos) y un incremento del amortiguamiento efectivo.

* II Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica.
Dr. H. SCALETTI "No-Linealidad en la Interacción Dinámica Suelo-Estructura"

Si se toma en cuenta la no linealidad del suelo con valores realistas de los coeficientes de fricción, los efectos de posibles separaciones o deslizamientos no son significativos. Aún en casos extremos no se altera el período fundamental. Las reducciones de fuerzas horizontales son del orden del 10%. Siendo importantes las fuerzas verticales cuando la cimentación vuelve a tomar contacto con el suelo y sus esfuerzos locales.

La separación entre cimentación y suelo es mucho más importante en cimentaciones embebidas donde se manifiesta una reducción de la rigidez mayor que en zonas de relleno.

3.3 Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico representa la variación de la respuesta estructural mediante el espectro de respuesta de aceleraciones generalizados expresado en función del período característico del suelo.

La norma anterior peruana de diseño sismo-resistente anterior (1971) se consideraba un valor de : $a/g = T^{-1/3}$ similar al código de California (1960) presentando valores muy altos para estructuras con períodos cortos y muy bajos para estructuras con períodos largos.

El proyecto de normas de la U.N.I. considera en forma general:

$$a/g = \text{constante} \quad \text{Si } T < T_S$$

$$\frac{a}{g} = \frac{\gamma}{T/T_S + 1.0} \quad \text{Si } T > T_S$$

Las anteriores expresiones se adecuan a las formas espectrales de terremotos reales buscándose simetría de las influencias de T y TS.

De hecho esta forma presenta la variación de los factores de amplificación con la intensidad del movimiento.

Se evita igualmente la caída brusca en la evaluación del coeficiente para períodos grandes.

Veamos a continuación un cuadro comparativo de los coeficientes sísmicos vigentes:

FORMULA	LIMITES	REFERENCIA	OBSERVACIONES
$C = \frac{0.8}{\frac{T}{TS} + 1.0}$	$0.16 \leq C \leq 0.40$ $0.3 < TS < 0.9$	PERU(RNC-77)	
$C = \left(\frac{2T T_0}{T^2 + T_0^2} \right) \times 0.10$	$C = 0.10, T < T_0$ $C \geq 0.06$ $0.2 < T_0 < 0.9$	CHILE (1972)	
$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$	$C \leq 0.12$	USA(UBC-82)	La amplificación se manifiesta en el factor: $S = f(T, TS)$
$B = \frac{0.065}{\sqrt[3]{T}}$ Amortiguamiento Normal $B = \frac{0.085}{\sqrt[3]{T}}$ Promedio $B = \frac{0.105}{\sqrt[4]{T}}$ Bajo	$B > 0.05$ $B \leq \begin{matrix} 0.085(1) \\ 0.100(2) \end{matrix}$ $B > 0.065$ $B \leq \begin{matrix} 0.110(1) \\ 0.130(2) \end{matrix}$ $B > 0.075$ $B \leq \begin{matrix} 0.175(1) \\ 0.200(2) \end{matrix}$	FRANCIA(1967)	<p>El coeficiente de respuesta está en función del tipo de amortiguamiento.</p> <p>El tipo de amortiguamiento se elige de acuerdo al tipo de estructura y su uso.</p> <p>(1) Suelo blando. (2) Otro tipo.</p>
$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$	$C \leq 0.10$	CANADA	

3.4 Factor de Ductilidad

El factor de ductilidad toma en cuenta la siguiente consideración:

Este factor corresponde básicamente a la ductilidad global de la estructura involucrando consideraciones de a mortiguamiento y comportamiento cercano a la fluencia.

Definiendo para ello a la ductilidad, como la relación entre las deformaciones correspondientes a la rotura y la correspondiente al límite elástico del material del elemento o de la estructura.

Otra definición del factor de ductilidad corregida es la deficiencia de fuerzas de inercia asociadas a la respuesta elástica correspondiente a un análisis dinámico de una edificación sometida a la acción de un sismo real, debido a que para sismos severos se incursiona en el rango inelástico que permite disipar energía.

Los estudios recientes obtienen ductilidades mayores a las indicadas en el código vigente donde $\delta_r = 0.75 \delta_{emax}$.

Con respecto al análisis estático inelástico puede observarse:

- La formación de rótulas plásticas iniciales en su mayoría en extremos de vigas.

Las primeras rótulas plásticas se forman en los primeros niveles.

- Las rótulas plásticas se forman de abajo hacia arriba.

Por estudio dinámico se concluye que los requerimientos de ductilidad son mayores para los primeros niveles dismi

nuyendo progresivamente en los pisos superiores.

Cuando se diseña con fuerzas sísmicas mayores tienen un requerimiento de ductilidad menor, de allí que cuando no existan condiciones de seguridad debe reducirse el factor de ductilidad.

Es necesario conocer la estructuración y materiales para establecer los verdaderos valores de su capacidad máxima.

Las estructuras demasiado rígidas no se benefician con la ductilidad propia del sistema empleado.

3.5 Peso de la Edificación.

El peso de la edificación es considerado en el cálculo del cortante horizontal, para ello se considera el peso de la carga sísmica y un porcentaje de la carga viva de acuerdo al tipo de edificación en la siguiente manera:

- Carga muerta ----- X 1.0
- Carga viva en edificaciones especiales ----- X 1.0
- Carga viva en edificaciones públicas ----- X 0.5
- Carga viva en edificaciones de oficinas ----- X 0.25
- Carga viva en azoteas y techos --- X 0.25

En otros países se considera:

- | | | | |
|-------|---|---|--------|
| U.S.A | { | Carga muerta ----- | X 1.0 |
| | | Carga viva en edificaciones especiales ---- | X 0.25 |

INDIA	{	Carga muerta -----	X 1.0
		Carga pesada de piso --	X 0.50
		Carga liviana de piso --	X 0.25
JAPON	{	Carga muerta -----	X 1.0
		Carga viva -----	X 0.45
FRANCIA	{	Carga muerta -----	X 1.0
		Carga viva -----	X 0.20

3.6 Período de Vibración Fundamental de la Estructura

El período fundamental del edificio se calculará por medio del análisis dinámico de la estructura, obteniendo del primer modo de vibración.

Este análisis detecta tener en cuenta las características estructurales y la distribución de masas de la edificación. Este reglamento como otros muestran fórmulas directas para el cálculo de los períodos de estructuras simples. Diversos estudios concluyen que el período fundamental depende del número de pisos y de la altura total casi proporcionalmente.

La expresión $T = 0.1 N$ tomada del código de California fue posteriormente modificada dando los siguientes valores:

$T = 0.08 N$ Edificaciones conformadas por pórticos.

$T = \frac{0.09H}{\sqrt{D}}$ Edificaciones con pórticos y muros de cajas de ascensor.

$$T = \frac{0.07 H}{\sqrt{D}} \quad \text{Edificios con muros de corte sobre lo indicado anteriormente.}$$

$$T = \frac{0.05 H}{\sqrt{D}} \quad \text{Edificios conformado por muros de corte esencialmente.}$$

N = Número de pisos

H = Altura de edificaciones en metros

D = Dimensión en la dirección analizada en metros.

Presentamos a continuación una relación de períodos para su análisis.

PAIS	PERIODO DE VIBRACION FUNDAMENTAL (T)	
U.S.A	$T = \frac{0.05H}{\sqrt{D}}$	D, H en Pies
	$T = 0.10 N$	Edificaciones Dúctiles
JAPON	$T = H(0.02+0.01\alpha)$ H = Altura en mts. $\alpha =$ Relación de peso de pisos de acero con piso de concreto armado.	
FRANCIA	$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{D}}$	Concreto armado
	$T = 0.10 \frac{H}{\sqrt{D}}$	Acero
COLOMBIA	$T = 0.2+0.04 N$ } N ≤ 20 pisos $T = 0.056 N$ }	
	$T = 0.19+0.026N$ } N > 20 pisos $T = 0.023 N$ }	
CHILE	$T = 0.035 N$	

3.7 Factor de Importancia (I)

El factor de importancia y de uso tal como prescribe las normas peruanas, también involucran el peligro - que podría ocasionar la falla. Se debe fijar niveles de riesgo sísmico en base a estas consideraciones:

- Pautas para la fijación del daño sísmico reforzamiento o reparación de edificaciones dañadas y el potencial de riesgo sísmico en edificaciones existentes.
- Categorías de performance sísmica
- Disminución sistemática del riesgo sísmico en edificaciones existentes.
- Clasificación de grupos de exposición de riesgo sísmico.

La mayoría de los códigos normalizan las aceleraciones obtenidas con las obtenidas en las propias edificaciones comunes de vivienda u oficinas en base a ello hacemos el siguiente cuadro comparativo.

Los valores del factor de importancia de las edificaciones dados en las normas, a excepción de las estructuras comunes pueden ser modificados de acuerdo a criterios de análisis más detallado o consideraciones económicas. De hecho se intenta definir este factor para modelos comunes, dejando los casos especiales a normas específicas.

FACTOR DE IMPORTANCIA (I)

USO E IMPORTANCIA DE LA EDIFICACION	P E R U			U.S.A (U.B.C.)	CHILE	ARGEN TINA.	INDIA
	R.N.C	U.N.I.	P.U.C.				
Edificaciones especiales cada falla produce peligros adicionales import. Reactores atómicos, depósitos.	--	--	--	--	--	--	*** 6.0 2.0
Edificaciones de servicios vitales, ocasionando su falla pérdidas altas. Hospitales, centrales telefónicas, sub estaciones, tanque de agua, museos.	1.3	1.2	1.33	1.5	1.2	1.30	1.5
Edificaciones comunes su falla ocasiona pérdidas de magnitud intermedia edificios de Dpto. u oficinas, hoteles, casas.	1.0	1.0 0.8	* 1.0	** 1.0 1.25	* 1.0 0.8	* 1.0 0.8	1.0
Edificios cuyas fallas por sismo implican un costo reducido. Cercos.	--	--	--	--	--	--	
Estructuras críticas presas, obras infraestructura básica.	--	--	1.75	--	--	--	2.0

- NOTAS:
- * El valor I = 0.8 se considera para casas habitación no clasificados.
 - ** El valor I = 1.25, para edificios de gran densidad de público
 - *** Para reactores atómicos I = 6.0 y para depósitos inflamables y peligrosos I = 2.0.

3.8 Otros Factores

3.8.1 Altura de las Edificaciones

Las construcciones de acero y concreto armado no tienen limitaciones de altura en las normas peruanas, salvo en el caso de edificaciones especiales.

Por ello existen limitaciones al desplazamiento lateral durante el sismo siendo el máximo relativo de $0.01 H$ cuando existen elementos susceptibles a ser dañados y $0.015 H$ en otros casos.

Para el cálculo de los desplazamientos, se multiplicará por $0.75 R_d$, los calculados elásticamente con la fórmula indicada en la norma.

3.8.2 Distribución de Fuerzas en Altura

La fuerza cortante de diseño será distribuida a lo largo de la edificación en forma proporcional a sus masas concentradas.

La distribución de cargas concentradas estáticas se deben hacer de manera que involucren la influencia de los altos modos de vibración, el factor (F) en el código toma en cuenta los otros modos de vibración, a medida que aumenta la relación altura y ancho, notándose su influencia en los pisos inferiores.

El código peruano propone una distribución de fuerzas laterales de la siguiente manera:

$$F_i = f \cdot V \cdot \frac{w_i \times h_i}{\sum w_i \cdot h_i} \quad \left\{ \begin{array}{l} f = 0.85 \quad \frac{H}{D} > 6 \\ f = 1.0 \quad \frac{H}{D} < 3 \end{array} \right.$$

Otros países proponen:

U.S.A :

$$F_x = \frac{(V-F_t) W_x \cdot h_x}{\sum w_i h_i} \quad \begin{array}{l} F_t = 0.07 \times T \times V < 0.25V \\ F_t = \text{Carga actuante en} \\ \text{el último nivel.} \end{array}$$

JAPON :

$$A_i = \left(1 + \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i\right) \frac{2T}{1 + 3T}$$
$$\alpha_i = \frac{w_i}{W_T}$$

Sin embargo, propuestas recientes tienden a modificarlos por la siguientes forma:

$$A_i = \frac{w_i h_i^b}{\sum w_j h_j^b}$$

$b = 1.0$ Si $T < 0.5 \text{ seg.}$ ó $N \leq 5$ pisos

$b = 1 \sim 2$ Si $0.5 < T < 1.5 \text{ seg.}$ ó $5 < N < 15$ pisos

$b = 2$ Si $T > 1.5 \text{ seg.}$ ó $H > 50\text{m}; N > 15$ pisos.

La generalidad de las normas recomiendan una distribución proporcional de acuerdo a la respuesta de aceleración espectral.

3.8.3 Fuerza Sísmica Vertical

El reglamento vigente especifica un espectro plano para la componente vertical, de aceleración máxima 0.3 P (zona 1) y 0.2 P (zona 2); no considerando reducciones por ductilidad.

Esto se justifica ya que el rango de dos períodos fundamentales de los edificios es menor que el de las ampliaciones máximas de los espectros de movimiento vertical. La fuerza sísmica vertical provoca incrementos de peso de la edificación, estas aceleraciones afectan en forma principal a elementos de post y pretensado, en voladizos y salientes de edificios. Esta fuerza es más desfavorable en combinación con la fuerza sísmica horizontal.

Se ha estimado una reducción por ductilidad, no contemplada en la norma vigente y que deberá ser del orden del 50%.

3.8.4 Efectos de Torsión

Debido que no siempre es posible que el centro de rigideces coincida con el centro de gravedad, es necesario calcular las fuerzas adicionales a la fuerza sísmica originadas por la torsión.

El código peruano vigente considera que toda edificación debe estructurarse de manera que en cada uno de sus niveles la fuerza que actúa sobre cualquier elemento para resistir el momento de torsión calculado no podrá exceder la fuerza que actúa sobre el mismo como resultado de la distribución de la fuerza cortante.

Los momentos de torsión son especificados así:

$$M_{ti} = H (1.5 e + 0.05 b_x)$$

$$M_{ti} = H (e - 0.05 b_x)$$

CAPITULO IV

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE MODELOS DE EDIFICACION USUAL EN EL PERU

En este capítulo se llevará a cabo el estudio de los efectos del cálculo estructural de un modelo típico de edificación en el país. Como todo análisis estructural se trabaja sobre una base arquitectónica que generalmente es alterada de acuerdo a los requerimientos del planeamiento estructural.

La estructura tendrá que soportar al final el peso propio del edificio, sobrecargas y probables acciones del sistema. A esto último se dedicará el presente estudio.

REGLAMENTOS

Se utilizará como normas de diseño los siguientes reglamentos y normas:

1. REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (PERU).
ANEXO 1.2 CONCRETO ARMADO Y CICLOPEO.
TITULO VIII ESTRUCTURAS.
2. A.I.J. STANDART FOR STRUCTURAL CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (JAPON)
3. UNIFORM BUILDING CODE 1982 (U.S.A)
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI-318-77)

El estudio de los reglamentos se circunscribe a lo referente al análisis e influencia de las cargas sísmicas materia del presente estudio.

4.1 Análisis y Diseño de Edificación Típica de Concreto Armado usando Código de Diseño Sismo-Resistente del Perú

4.1.1 Características de la Estructura

Para el presente estudio se eligió la siguiente configuración de edificación típica. (Ver gráfico adjunto).

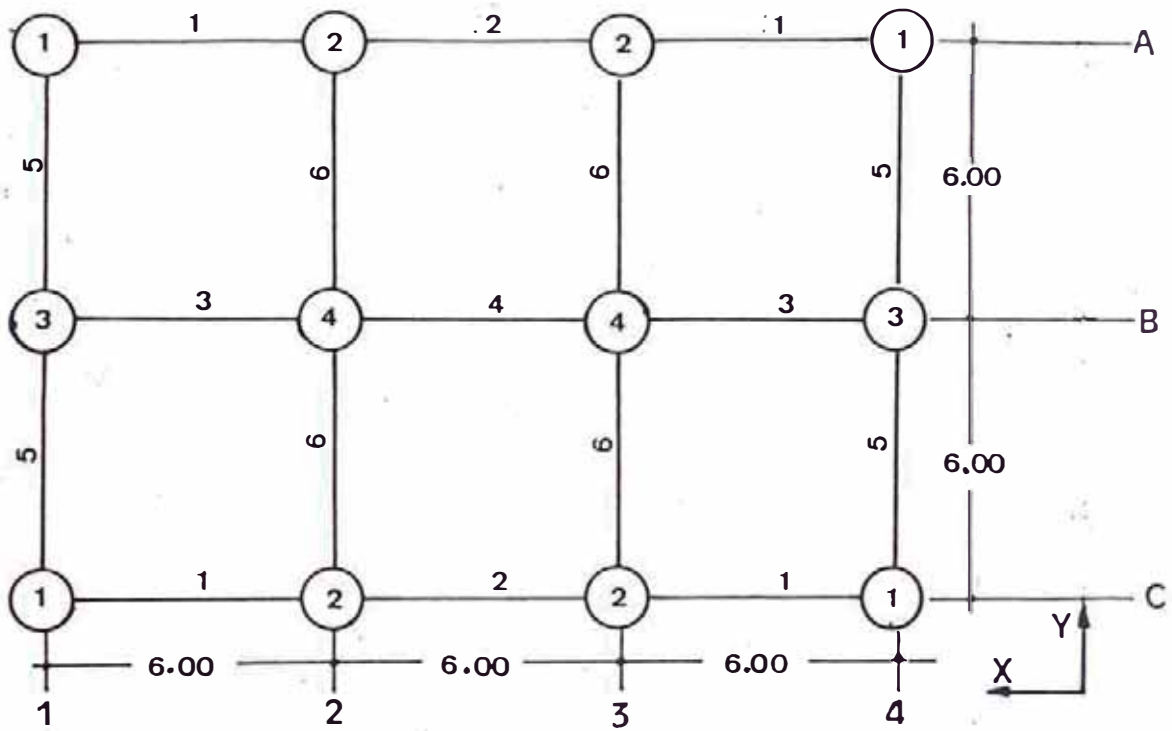
4.1.2 Predimensionamiento de los Elementos

Adoptado el tipo de estructura, determinaremos las dimensiones aproximadas de los diferentes elementos de la estructura.

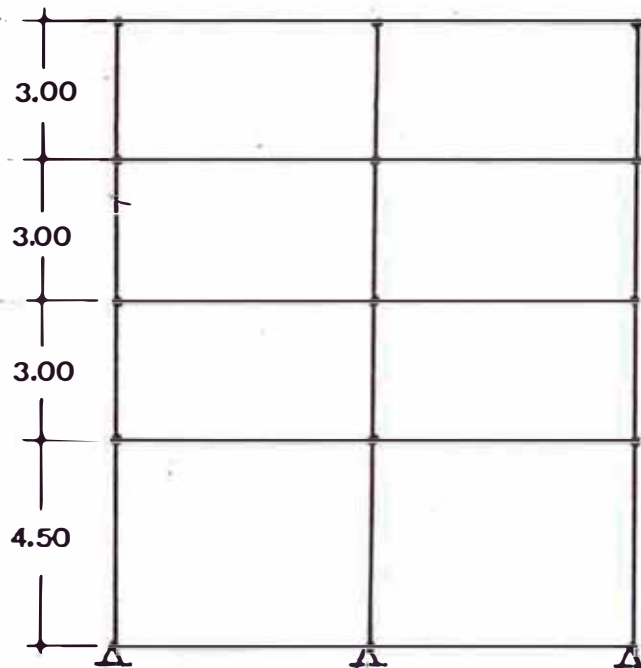
Las características físicas de estos elementos deben ser conocidas para la determinación del peso de la estructura, de importancia para el análisis sísmico y análisis estructural. La magnitud de las correcciones que podrán hacerse posteriormente, depende del grado de aproximación que hayamos tenido en el predimensionamiento.

4.1.2.1 Predimensionamiento de Columnas

Se utilizará el método del área tributaria acumulada, este método desarrollado por los ingenieros Yamashiro-Zegarra Aliaga es aplicable para edificios con columnas simétricas, losas armadas en un sentido y cuyos muros cortantes tengan poca influencia para tomar las fuerzas laterales del sismo. El área de la columna correspondiente al segundo y antepenúltimo piso del edificio, se determina mediante la siguiente relación:



PLANTA TIPICA



ELEVACION

Fig. 12: Configuración del Modelo de Edificación

$$A_g = K \cdot A_{TA}$$

En donde:

A_g : área de la sección transversal de la columna

K : coeficiente de la tabla A

A_{TA} : área tributaria acumulada del piso considerado

De acuerdo a este método obtenemos los resultados en la siguiente tabla:

NIVEL	COLUMNA	TIPO	AT (m ²)	A _{TA} (m ²)	K	A _g (cm ²)	SECCION PROPUESTA
1	C1	4	-	-	-	-	30 x 30
2	C1	4	9.0	27.0	0.0015	405	30 x 30
3	C1	4	-	-	-	405	30 x 30
4	C1	4	9.0	9.0	0.0028	405	30 x 30
1	C2	3	-	-	-	-	35 x 35
2	C2	3	18.0	54.0	0.0014	756	30 x 30
3	C2	3	-	-	-	756	30 x 30
4	C2	3	-	-	-	756	30 x 30
1	C3	2	-	-	-	-	35 x 35
2	C3	2	18.0	54.0	0.0014	756	30 x 30
3	C3	2	-	-	-	756	30 x 30
4	C3	2	-	-	-	756	30 x 30
1	C4	1	-	-	-	-	45 x 45
2	C4	1	36.0	108.0	0.0012	1296	35 x 35
3	C4	1	-	-	-	1296	35 x 35
4	C4	1	-	-	-	1296	35 x 35

4.1.2.2 Predimensionamiento de Vigas

El dimensionamiento preliminar de vigas al igual que el de columnas y de cualquier otro elemento estructural viene a ser la fase principal del desarrollo del proyecto de una edificación y debe ser tal que aparte de cumplir los requisitos de resistencia bajo el sistema de cargas en consideración elimine o disminuya los efectos secundarios de la interacción viga-columna o viga-muro. Para ello, debe tenerse en cuenta la relación de rigidez de los elementos.

Para el predimensionamiento de vigas principales haremos uso del método propuesto por el D.A.E.C. de la U.N.I. en el boletín N°21, indicado en forma general en el presente cuadro:

ANCHO DE LA VIGA: b x ANCHO TRIBUTARIO			
USO	DEPARTAMENTOS OFICINAS	GARAGES Y TIENDAS	DEPOSITOS
S/C	250	500	1,000
ALTURA TOTAL (h)	L/11	L/10	L/8

Aplicando este método en nuestro caso:

$$\text{ANCHO DE VIGA } b = 1/2 \times \text{ANCHO TRIBUTARIO}$$

$$\text{ALTURA DE VIGA } h = 1/11 \times \text{LUZ LIBRE}$$

$$b = \frac{1}{20} \times 600 = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{1}{11} \times 600 = 60 \text{ cm}$$

4.1.3 Metrado de Cargas

Una vez hecho el predimensionamiento se procede al metrado de cargas verticales de la estructura para el posterior análisis dinámico y estructural, las cargas asumidas se tomarán de acuerdo al reglamento nacional de construcciones.

A) Cargas totales:

Cargas muertas:

En la azotea:

- Cobertura de ladrillo pastelero más enlucido con mezcla en cielo raso 20 kg/m²

En otros pisos:

- Cobertura de piso terminado y enlucido con mezcla de cielo raso 20 kg/m²
- Carga uniforme repartida equivalente a tabiquería 100 kg/m²

Losas aligeradas:

- De 0.20 m de espesor 300 kg/m²

Peso propio del concreto armado: 2400 kg/m³

Sobrecargas

En la azotea 300 kg/m²
Plantas típicas 350 kg/m²

RESUMEN DE CARGAS POR PISO

NIVEL	LOSA ALIGERADA	VIGAS	COLUMNAS	PARAPETOS (Ton)	25%CV (Ton)	TOTAL (Ton)
4	0.32 Ton/m ² x12 m x18 = 69.12 Ton	2.4 Ton/m ² x0.30m x0.60mx6.00 m x x17 m = 44.07Ton	4.12 Ton	9.18	16.2	142.69
3	69.12 Ton	44.07 Ton	8.24 Ton	33.48	18.9	173.81
2	69.12 Ton	44.07 Ton	8.24 Ton	33.48	18.9	173.81
1	69.12 Ton	44.07 Ton	13.50 Ton	33.48	18.9	179.07
TOTAL						669.38

B) Metrados de Cargas en Vigas

Metrado Vigas Pórticos: 2-3-B

↳ Vigas nivel de azotea

Cargas Permanentes:

Peso propio : 0.30 x 0.60 x 2400 432 kg/m

Peso aligerado : 6.00 x 300 1800 kg/m

Peso acabado : 6,00 x 20 120 kg/m

Peso total WD: 2352 kg/m

Sobrecarga:

Carga viva: WL = 6.00 x 300 1800 kg/m

- Vigas nivel típico

Cargas permanentes:

Peso propio	: 0.30 x 0.60 x 2400	432 kg/m
Peso aligerado	: 6.00 x 300	1800 kg/m
Piso	: 6.00 x 20	120 kg/m
Tabiquería	: 6.00 x 100	<u>600 kg/m</u>
Peso total WD	:	2952 kg/m

Sobrecarga:

Carga viva WL	: 6.00 x 350	2100 kg/m
---------------	--------------	-----------

Metrados Vigas Pórticos: 1-4-A-C

- Vigas nivel de azotea

Cargas Permanentes:

Peso propio	: 0.30 x 0.60 x 2400	432 kg/m
Peso aligerado	: 3.00 x 300	900 kg/m
Peso de acabado	: 3.00 x 20	<u>60 kg/m</u>
Peso total WD	:	1392 kg/m

Sobrecarga:

Carga viva WL	: 3.00 x 300	900 kg/m
---------------	--------------	----------

- Vigas nivel típico

Cargas Permanentes:

Peso propio	: 0.30 x 0.60 x 2400	432 kg/m
Peso aligerado	: 3.00 x 300	900 kg/m
Peso de acabado	: 3.00 x 20	60 kg/m
Tabiquería	: 3.00 x 100	<u>300 kg/m</u>
Peso total WD	:	1692 kg/m

Sobrecarga:

Carga viva WL : 3.00 x 350 1050 kg/m

RESUMEN DEL METRADO DE CARGAS EN VIGAS

NIVELES	PORTICOS	WD (Ton/m)	WL (Ton/m)	WU (Ton/m)
4	1-4-A-C	1392	900	3708
	2-3-B	2352	1800	6768
1-2-3	1-4-A-C	1692	1050	4428
	2-3-B	2952	2100	8208

4.1.4 Análisis Sísmico Estático

En esta parte del proyecto se analiza la estructura sometida a la acción de fuerzas horizontales de sismo. La fuerza sísmica se determina de acuerdo a las normas de diseño sismo-resistente y luego se procede a distribuir esta fuerza en cada nivel del edificio.

El análisis del edificio es en ambos sentidos en forma independiente, analizando también cual es el efecto límite del pórtico.

Debido a la simetría de las columnas y pórticos no se tomará en cuenta los efectos de torsión teórica en planta, ya que su importancia es relativamente nula, sin embargo se considera la torsión accidental.

Las normas peruanas de diseño sismo-resistente establecen la siguiente fórmula para calcular la mínima fuer

za horizontal en la base que se tendrá en cuenta en el análisis:

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} \times P$$

En donde:

H : fuerza cortante en la base

Z : coeficiente de zona sísmica (Z = 1.0 zona de alta sismicidad)

U : factor de uso e importancia (U = 1.0 edificio tipo C)

S : factor suelo (S = 1.0, suelo tipo 1)

R_d: factor de ductilidad (R_d = 6.0 edificio Dúctil)

C : coeficiente sísmico

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0}$$

Donde:

T = 0.08 N N : número de pisos

Período fundamental:

T = 0.08 x 4 = 0.32 seg

T_s = 0.30 seg (suelo tipo 1)

Luego:

$$C = \frac{0.8}{\frac{0.32}{0.30} + 1.0} = 0.387$$

Fuerza cortante en la base:

$$H = \frac{ZUSC}{Rd} \times P$$

Reemplazando datos se obtiene:

$$H = 43.1 \text{ Ton}$$

Distribución del Cortante en los Niveles

Se distribuirá de acuerdo a las siguiente expresión:

$$F_i = H \frac{P_i \times h_i}{\sum P_i \cdot h_i}$$

$$f = 0.85 \quad , \quad \frac{H}{D} > 6.0 \quad H = \text{altura total}$$

$$f = 1.00 \quad , \quad \frac{H}{D} < 3.0 \quad D = \text{ancho en la dirección considerada}$$

$$\text{En nuestro caso: } \frac{18}{13.5} = 1.3 < 3.0 \quad f = 1.0 \text{ Sentido X}$$

$$\frac{12}{13.5} = 0.9 < 3.0 \quad f = 1.0 \text{ Sentido Y}$$

DISTRIBUCION

NIVEL	P _i (Ton)	h _i (m)	P _i x h _i (Ton x m)	F _i (Ton)	V _i (Ton)	FUERZAS DE DISEÑO	
						F _x (Ton)	F _y (Ton)
4	142.69	13.5	1926.32	14.2	14.2	4.7	3.5
3	173.81	10.5	1825.01	13.4	27.6	4.5	3.4
2	173.81	7.5	1303.57	9.6	37.2	3.2	2.4
1	179.07	4.5	805.81	5.9	43.1	2.0	1.5

TOTAL 669.38 5860.71

4.1.5 Diseño de Vigas

En esta parte del proyecto se procederá al diseño de la armadura por esfuerzo de flexión y corte. Tomamos como base los resultados obtenidos en el análisis estructural, el cual dió lugar a envolventes de momentos y cortantes.

Igualmente, se incluye la teoría general de vigas para el diseño por el método de la rotura.

El método empleado es tomado del Reglamento Nacional de Construcciones en el capítulo referente a Estructuras y el Reglamento ACI-318-71.

4.1.5.1 Diseño por el método de la Rotura

Hipótesis:

1. La deformación unitaria en el concreto se supone directamente proporcional a la distancia del eje neutro. A excepción de las regiones de anclaje, la deformación unitaria en las barras de acero de refuerzo se supondrá igual a la deformación unitaria del concreto en la misma ubicación.
2. La deformación unitaria máxima a la falla en la fibra extrema de compresión se supondrá igual a 0.003.
3. La resistencia a la tracción del concreto no se tomará en cuenta en los cálculos por flexión.
4. En la falla, los esfuerzos en el concreto no son proporcionales a las deformaciones. Se pueden estimar como

una distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, tal como un rectángulo o cualquier otra forma que resulta de la hipótesis de la resistencia a la rotura que concuerden en forma razonable con los resultados de ensayos adecuados.

5. Se considera que la primera falla del elemento es por tracción alcanzando el acero el valor de fluencia, es decir una falla dúctil.

4.1.5.3 Diseño por Flexión - Constantes de Diseño

A) $a_{\text{máx}} = 0.382 d$,

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b = 0.325 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.325 \times \frac{210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.01625$$

Area de Acero:

$$A_s = \frac{M_u}{f_y (d - a/2)}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

Cuando $\rho > 0.18 \frac{f'_c}{f_y}$ se verifica deflexiones

Refuerzo Transversal:

1. El área mínima de refuerzo por cortante en todo elemento de concreto reforzado debe calcularse con:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w \times S}{f_y}$$

Donde:

$$S < 0.5 d$$

$$S < 60 \text{ cm}$$

2. El refuerzo de compresión de vigas principales o secundarias deberá confinarse con estribos de diámetro no menor que $\phi = 3/8"$ (El R.N.C. permite hacer $1/4"$), espaciados a no más de 16 diámetros en compresión o 48 diámetros de la varilla de estribos. El diámetro de los estribos será $1/2"$ para barras en paquetes.

3. Resistencia por corte;

El esfuerzo cortante nominal v_u se calculará:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi bwd}$$

Consideraciones respecto al refuerzo de corte:

1. Debe colocarse estribos de $3/8"$ con un espaciamiento máximo de $0.5 d$ ($S_{\text{máx}} = 0,5 \times 57.5 = 28.75 \text{ cm}$)
2. Dentro de una distancia igual a $4d$ a partir del extremo del miembro sujeto a flexión, la cantidad de acero en el alma no será menor que:

$$A_r \frac{d}{s} = 0.15 A'_s \quad \text{ó} \quad 0.15 A_s$$

El que sea mayor S no debe exceder de $d/4$ y el primer estribo debe localizarse a no más de 8 cm de la cara de la columna.

4.1.6 Diseño de Columnas

El método que se utiliza para diseñar columnas es el que recomienda el Reglamento Nacional de Construcción referente a Concreto Armado y Ciclópeo. La evaluación del efecto por esbeltez se plantea en términos de amplificación de momentos.

Finalmente, debe indicar que el presente acápite no incluye el diseño de la armadura horizontal. Para este caso sólo tomaremos en cuenta las Recomendaciones Especiales para diseño Sísmico Expuesto, tanto en el Reglamento Nacional como en el ACI-71.

4.1.6.1 Teoría General de Diseño

Resistencia de las columnas a compresión axial:

La resistencia a la rotura de una columna con carga axial obtenida experimentalmente, está regida por la siguiente expresión:

$$P_u = 0.85 f'_c A_c + f_y \cdot A_s$$

Para el diseño debe introducirse el factor ϕ de reducción de carga. Luego $P_u = \phi P_u$, en donde ϕ sería 0.70 para columnas con estribos.

Columnas a Flexo-Compresión Biaxial

Se presenta cuando una columna está sometida a una carga con doble excentricidad. Falla por compresión se utilizará la ecuación conocida como la ecuación de BRESSLER:

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{u_x}} + \frac{1}{P_{u_y}} + \frac{1}{P_o}$$

Es útil para el cálculo (o verificación) de las columnas con doble excentricidad.

Consideraciones acerca del efecto de esbeltez:

1. La longitud libre de pandeo l_u , distancia libre entre las losas de pisos, vigas u otros miembros capaces de proporcionar un apoyo lateral a la columna.
2. El radio de giro r puede tomarse como $0.3 t$ en elementos de sección rectangular.
3. Para miembros arriostrados contra desplazamiento lateral el factor K de longitud efectiva de pandeo puede tomarse igual a 1.0; en otros casos $K > 1.0$.
4. En elementos arriostrados contra desplazamiento lateral los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando:

$$\frac{K l_u}{r} < 34 + 12 \frac{M_1}{M_2}$$

En otros casos, los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando:

$$\frac{K l_u}{r} < 22$$

5. El procedimiento especificado no es válido para valores de:

$$\frac{K l_u}{r} > 100$$

6. En pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, el valor de F se calcula para el piso total, suponiendo que todas las columnas están cargadas. En la ecuación P_u y P_c se deben tomar como la suma de $\sum P_u$ y $\sum P_c$ para todas las columnas del piso, cuando se diseña cada columna de ese piso, F se tomará como el valor mayor calculado para todo el piso y para una columna individual, suponiendo que sus extremos están arriostrados contra desplazamiento lateral.
7. Un elemento arriostrado contra desplazamiento lateral es un elemento en el que los elementos de arriostre pueden ser muros de corte, armadura de corte u otros tipos de arriostre lateral, con una rigidez total de por lo menos seis veces las rigideces de todas las columnas.

Disposiciones Generales para Diseño Sísmico

1. El porcentaje de refuerzo longitudinal debe limitarse a un mínimo de 1.0 por ciento y un máximo de 8.0 por ciento.
2. Las columnas deben diseñarse y detallarse como miembros en flexión cuando:

$$P_e \leq 0.4 P_b$$

3. El corazón de concreto de una columna debe confinarse con estribos o espirales cuando:

$$P_e > 0.4 P_b$$

El confinamiento arriba y abajo de la intersección ten

drá una longitud mínima igual a la mayor dimensión de la sección de la columna, 45 cm ó 1/6 de la altura libre de la columna.

Cuando se use estribos el área requerida de la varilla debe calcularse con:

$$A_{sh} = 1.4 h P_s S_h / 2, \text{ con } P_s = 0.45 (A_g / A_{ch} - 1) \times f'_c / f_y$$

4. Para satisfacer los requerimientos de esfuerzo cortante derivado por el desplazamiento lateral y cargas verticales, deberá proporcionarse estribos suplementarios además de lo requerido por confinamiento.

El espaciamiento máximo de refuerzo por cortante en las columnas debe ser de $d/2$.

5. En ningún caso la longitud de traslape será menor que 30 veces el diámetro de la varilla ni 40 cms.

Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico en los Nudos

1. Debe colocarse refuerzo transversal en toda la conexión de acuerdo a las disposiciones indicadas.
2. El cortante de diseño debe ser igual al cortante máximo en la conexión calculada por un análisis que toma en cuenta el cortante de la columna y los cortantes desarrollados por las fuerzas de fluencia en el refuerzo de la viga.

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: 1-4

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V5		V5		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m)	4.27	12.06	12.06	4.27	
		V (Ton)	9.88	12.47	12.47	9.88	
	E	M (Ton x m) S	3.15	2.13	2.13	3.15	
		I	3.15	2.13	2.13	3.15	
	D + L + E	V (Ton)	0.88	0.88	0.88	0.88	
		M (Ton x m) S	7.17	11.80	11.80	7.17	
	REFUERZO	LONGITUD.	I	3.94	2.66	2.66	3.94
			S	8.58	1		
		TRANSVERSAL	I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
			S	2 3 4"	2 3 4"	2 3 4"	2 3 4"
		D + L	TRANSVERSAL	Tipo I		Tipo I	
			M (Ton x m) S	7.82	13.76	13.76	7.82
3°	D + L	V (Ton)	12.34	14.32	14.32	12.34	
		M (Ton x m) S	8.49	6.08	6.08	8.49	
	E	I	8.49	6.08	6.08	8.49	
		V (Ton)	2.43	2.43	2.43	2.43	
	D + L + E	M (Ton x m) S	16.54	18.02	18.02	16.54	
		I	10.61	7.60	7.60	10.61	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	15.38	17.36	17.36	15.38
			I	3ø5/8+2ø1/2	4ø5/8"	4ø5/8"	ø5/8+2ø1/2
		TRANSVERSAL	I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
			S	Tipo I		Tipo I	
		D + L	M (Ton x m) S	7.40	14.43	14.43	7.40
			V (Ton)	14.16	14.51	14.51	12.16
2°	D + L + E	M (Ton x m) S	13.34	9.33	9.33	13.34	
		I	13.34	9.33	9.33	13.34	
	E	V (Ton)	3.77	3.77	3.77	3.77	
		M (Ton x m) S	22.28	22.59	22.59	22.28	
	D + L + E	I	16.68	11.66	11.66	16.68	
		V (Ton)	13.92	15.70	15.70	13.92	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	4 3 4"	4 3 4"	4 3 4"	4 3 4"
			I	3 "	"	"	"
		TRANSVERSAL	Ti o I				

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: 1-4

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V5		V5	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1
1°	D + L	M (Ton x m) S	5.46	16.13	16.13	5.46
		V (Ton)	11.55	15.11	15.11	11.55
	E	M (Ton x m) S	18.56	15.86	15.86	18.56
		I	18.56	15.86	15.86	18.56
	V (Ton)		10.09	10.09	10.09	10.09
	D + L + E	M (Ton x m) S	27.34	32.04	32.04	27.34
		I	23.20	19.83	19.83	23.20
	V (Ton)		21.36	24.06	24.06	21.36
REFUERZO	LONGITUD.	S	5ø3/4"	3ø1"+1ø3/4"	3ø1"+1ø3/4"	5ø3/4"
		I	3ø1/2+4ø5/8"	2ø3/4"	5ø5/8"	3ø1/2+4ø5/8"
	TRANSVERSAL		Tipo II		Tipo II	
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	0.85	0.42	0.42	0.85
		V (Ton)	0.22	0.22	0.22	0.22
	E	M (Ton x m) S	12.02	11.47	11.47	12.02
		I	12.02	11.47	11.47	12.02
	V (Ton)		3.92	3.92	3.92	3.92
	D + L + E	M (Ton x m) S	15.67	14.34	14.34	15.67
		I	15.03	14.66	14.66	15.03
	V (Ton)		5.07	5.07	5.07	5.07
REFUERZO	LONGITUD.	S	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"
		I	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"
	TRANSVERSAL		Tipo III		Tipo III	

NOTAS: 1. La resistencia requerida (U) fue calculada para: $U = 1.5D + 1.8L$
haremos la equivalencia $1.5D + 1.8L <> 1.65 (D+L)$ para finalmente
llegar a: $U = 1.25 (D+L+E)$

2. Cuando no se considere E utilizamos: $U = 1.5D + 1.8L$

3. Refuerzo transversal:

Tipo I : 3/8" 1 @ .05 + Resto @ .25

Tipo II : ø3/8" 1 @ .05 + 3 @ .20 + Resto @ .25

Tipo III: ø1/2" 1 @ .05 + Resto @ .25

DISEÑO DE VIGAS

PORTICO 2-3

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V6		V6		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	6.65	24.90	24.90	6.65	
		V (Ton)	17.12	23.23	23.23	17.12	
	E	M (Ton x m) S	I	2.72	2.60	2.60	2.72
			I	2.72	2.60	2.60	2.72
		V (Ton)	0.89	0.89	0.89	0.89	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	8.44	22.11	22.11	8.44
			I	3.40	3.25	3.25	3.40
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4"	3ø1/2+3ø5/8	3ø1/2+3ø5/8	2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
		TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I	
3°	D + L	M (Ton x m) S	12.53	28.71	28.71	12.53	
		V (Ton)	22.03	27.42	27.42	22.03	
	E	M (Ton x m) S	I	7.39	7.16	7.16	7.39
			I	7.39	7.16	7.16	7.39
		V (Ton)	2.43	2.43	2.43	2.43	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	18.73	30.70	30.70	18.73
			I	9.24	8.95	8.95	9.24
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4+2ø5/8	3ø3/4"	3ø3/4"	2ø3/4+2ø5/8
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
		TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I	
2°	D + L	M (Ton x m) S	12.00	29.51	29.51	12.00	
		V (Ton)	21.81	27.64	27.64	21.81	
	E	M (Ton x m) S	I	11.68	11.06	11.06	11.68
			I	11.68	11.06	11.06	11.68
		V (Ton)	3.79	3.79	3.79	3.79	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	23.69	36.18	36.18	23.69
			I	14.60	13.83	13.83	14.60
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø5/8+2ø3/4	4ø3/4+4ø5/8	4ø3/4+1ø5/8	2ø5/8+2ø3/4
			I	2ø3/4+1ø5/8	3ø5/8+1ø1/2	3ø5/8+1ø1/2	2ø3/4+1ø5/8
		TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I	

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS 2-3

SENTIDO Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V6		V6		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
1°	D + L	M (Ton x m) S	10.68	30.98	30.98	10.68	
		V (Ton)	21.34	28.11	28.11	21.34	
	E	M (Ton x m) S	I	16.05	17.26	17.26	16.05
			I	16.05	17.26	17.26	16.05
		V (Ton)	5.54	5.54	5.54	5.54	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	28.15	45.04	45.04	28.15
			I	20.06	21.58	21.58	20.06
		V (Ton)	23.19	28.22	28.22	23.19	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø3/4+3ø5/8	5ø1"	5ø1"	3ø3/4+3ø5/8
			I	3ø1/2+3ø5/8	4ø5/8+1ø3/4	4ø5/8+1ø3/4	3ø1/2+3ø5/8
TRANSVERSAL			Tipo II		Tipo II		
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	2.34	1.17	1.17	2.34	
		V (Ton)	0.59	0.59	0.59	0.59	
	E	M (Ton x m) S	I	10.74	13.80	13.80	10.74
			I	10.74	13.80	13.80	10.74
		V (Ton)	4.08	4.08	4.08	4.08	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	15.18	18.14	18.14	15.18
			I	13.43	17.25	17.25	13.43
		V (Ton)	5.55	5.55	5.55	5.55	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø 5/8"
			I	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	3ø 5/8"
TRANSVERSAL			Tipo III		Tipo III		

NOTAS: 1. La resistencia requerida (U) fue calculada para: $U = 1.5D + 1.8L$
haremos la equivalencia $1.5D + 1.8L <> 1.65 (D+L)$ para finalmente llegar a: $U = 1.25 (D+L+E)$

2. Cuando no se considere E utilizamos; $U = 1.5D + 1.8L$

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: A-C

SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V1		V2		V1		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	4.06	11.95	11.64	11.64	11.95	4.06	
		V (Ton)	9.85	12.48	11.17	11.17	12.48	9.85	
	E	M (Ton x m) S	2.95	1.86	2.16	2.16	1.86	2.95	
		I	2.95	1.86	2.16	2.16	1.86	2.95	
		V (Ton)	0.80	0.80	0.72	0.72	0.80	0.80	
	D + L + E	M (Ton x m) S	6.76	11.38	11.51	11.51	11.38	6.76	
		I	3.69	2.33	2.70	2.70	2.33	3.69	
		V (Ton)	8.46	10.45	9.36	9.36	10.45	8.46	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		
3°	D + L	M (Ton x m) S	7.45	14.05	13.58	13.58	14.05	7.45	
		V (Ton)	12.23	14.43	13.33	13.33	14.43	12.23	
	E	M (Ton x m) S	8.13	6.02	5.26	5.26	6.02	8.13	
		I	8.13	6.02	5.26	5.26	6.02	8.13	
		V (Ton)	2.36	2.36	1.75	1.75	2.36	2.36	
	D + L + E	M (Ton x m) S	15.80	18.16	16.86	16.86	18.16	15.80	
		I	10.16	7.52	6.57	6.57	7.52	10.16	
		V (Ton)	12.21	13.88	12.28	12.28	13.88	12.21	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø1/2+2ø5/8	3ø5/8+1ø3/4	3ø5/8+1ø3/4	3ø5/8+1ø3/4	3ø5/8+1ø3/4	
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
	TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I		Tipo I		
2°	D + L	M (Ton x m) S	7.15	14.41	13.73	13.73	14.41	7.15	
		V (Ton)	12.12	14.55	13.33	13.33	14.55	12.12	
	E	M (Ton x m) S	12.97	9.68	7.59	7.59	9.68	12.97	
		I	12.97	9.68	7.59	7.59	9.68	12.97	
		V (Ton)	3.77	3.77	2.53	2.53	3.77	3.77	
	D + L + E	M (Ton x m) S	21.62	23.02	19.89	19.89	23.02	21.62	
		I	16.21	12.10	9.49	9.49	12.10	16.21	
		V (Ton)	13.89	15.74	13.26	13.26	15.74	13.89	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø3/4+1ø5/8	2ø5/8+2ø3/4	3ø5/8+2ø3/4	3ø5/8+2ø3/4	3ø5/8+2ø3/4	3ø3/4+1ø5/8
			I	4ø5/8"	3ø5/8"	3ø5/8"	3ø5/8"	3ø5/8"	3ø5/8"
	TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I		Tipo I		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: A-C
SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V1		V2		V1		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
1°	D + L	M (Ton x m) S	5.40	15.26	14.20	14.20	15.26	5.40	
		V (Ton)	11.69	14.98	13.33	13.33	14.98	11.69	
	E	M (Ton x m) S	I	17.21	15.04	13.71	13.71	15.04	17.21
			I	17.21	15.04	13.71	13.71	15.04	17.21
		V (Ton)	5.37	5.37	4.57	4.57	5.37	5.37	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	25.60	30.36	27.90	27.90	30.36	25.60
			I	21.51	18.80	17.14	17.14	18.80	21.51
		V (Ton)	15.57	18.06	15.81	15.81	18.06	15.57	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	4ø3/4+1ø5/8	2ø1"+2ø3/4	2ø1"+2ø3/4"	2ø1"+2ø3/4	2ø1"+2ø3/4	4ø3/4+1ø5/8
			I	4ø5/8+1ø3/4	2ø3/4+2ø5/8	2ø3/4+2ø5/8	2ø3/4+2ø5/8	2ø3/4+2ø5/8	4ø5/8+1ø3/4
TRANSVERSAL			Tipo II		Tipo II		Tipo II		
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	0.85	0.03	0.26	0.26	0.03	0.85	
		V (Ton)	0.15	0.15	0.00	0.00	0.15	0.15	
	E	M (Ton x m) S	I	10.70	10.43	10.16	10.16	10.43	10.70
			I	10.70	10.43	10.16	10.16	10.43	10.70
		V (Ton)	3.52	3.52	3.39	3.39	3.52	3.52	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	14.02	13.04	12.70	12.70	13.04	14.02
			I	13.37	13.04	12.90	12.90	13.04	13.37
		V (Ton)	4.51	4.51	4.24	4.24	4.51	4.51	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"
			I	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"
TRANSVERSAL			Tipo III		Tipo III		Tipo III		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: B

SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V3		V4		V3		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	6.68	23.30	21.70	21.70	23.30	6.68	
		V (Ton)	17.62	23.16	20.39	20.39	23.16	17.62	
	E	M (Ton x m) S	2.37	2.16	2.55	2.55	2.16	2.37	
		I	2.37	2.16	2.55	2.55	2.16	2.37	
		V (Ton)	0.75	0.75	0.85	0.85	0.75	0.75	
	D + L + E	M (Ton x m) S	8.02	20.35	19.63	19.63	20.35	8.02	
		I	2.96	2.70	3.19	3.19	2.70	2.96	
		V (Ton)	14.28	18.48	16.51	16.51	18.48	14.28	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4"	3ø3/4+1ø5/8	3ø3/4+1ø5/8	3ø3/4+1ø5/8	3ø3/4+1ø5/8	2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		
3°	D + L	M (Ton x m) S	12.49	27.94	25.47	25.47	27.94	12.49	
		V (Ton)	22.15	27.30	24.73	24.73	27.30	22.15	
	E	M (Ton x m) S	6.53	6.28	6.61	6.61	6.28	6.53	
		I	6.53	6.28	6.61	6.61	6.28	6.53	
		V (Ton)	2.14	2.14	2.20	2.20	2.14	2.14	
	D + L + E	M (Ton x m) S	17.62	29.02	27.56	27.56	29.02	17.62	
		I	8.16	7.85	8.26	8.26	7.85	8.16	
		V (Ton)	19.45	23.36	21.48	21.48	23.36	19.45	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø5/8+1ø3/4	3ø1"	3ø1"	3ø1"	3ø1"	3ø5/8+1ø3/4
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		
2°	D + L	M (Ton x m) S	12.07	28.32	25.67	25.67	28.32	12.07	
		V (Ton)	22.02	27.43	24.73	24.73	27.43	22.02	
	E	M (Ton x m) S	9.95	10.41	9.99	9.99	10.41	9.95	
		I	9.95	10.41	9.99	9.99	10.41	9.95	
		V (Ton)	3.39	3.39	3.33	3.33	3.39	3.39	
	D + L + E	M (Ton x m) S	21.58	34.47	31.93	31.93	34.47	21.58	
		I	12.44	13.01	12.49	12.49	13.01	12.44	
		V (Ton)	20.92	25.02	22.90	22.90	25.02	20.92	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	4ø1/2+3ø5/8	3ø1+1ø3/4	3ø1+1ø3/4	3ø1+1ø3/4"	3ø1+1ø3/4	4ø1/2+3ø5/8
			I	3ø5/8"	5ø1/2"	5ø1/2"	5ø1/2"	5ø1/2"	3ø5/8"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: B
SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V3		V4		V3	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1
1°	D + L	M (Ton x m) S	10.95	29.25	25.89	25.89	29.25	10.95
		V (Ton)	21.68	27.78	24.73	24.73	27.78	21.68
	E	M (Ton x m) S	13.89	14.69	15.80	15.80	14.69	13.89
		I	13.89	14.69	15.80	15.80	14.69	13.89
		V (Ton)	4.76	4.76	5.27	5.27	4.76	4.76
	D + L + E	M (Ton x m) S	25.66	40.52	39.36	39.36	40.52	25.66
		I	17.36	18.36	19.75	19.75	18.36	17.36
		V (Ton)	22.37	27.00	25.32	25.32	27.00	22.37
	REFUERZO	LONGITUD. S	4ø3/4+1ø5/8	4ø1+1ø3/4"	4ø1+1ø3/4"	4ø1+1ø3/4"	4ø1+1ø3/4"	4ø3/4+1ø5/8
		I	3ø3/4	3ø1/2+3ø5/8	3ø1/2+3ø5/8	3ø1/2+3ø5/8	3ø1/2+3ø5/8	3ø3/4"
TRANSVERSAL		Tipo II		Tipo II		Tipo II		
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	2.41	0.02	0.79	0.79	0.02	2.41
		V (Ton)	0.00	0.00	0.40	0.40	0.00	0.00
	E	M (Ton x m) S	9.11	10.95	12.77	12.77	10.95	9.11
		I	9.11	10.95	12.77	12.77	10.95	9.11
		V (Ton)	3.34	3.34	4.26	4.26	3.34	3.34
	D + L + E	M (Ton x m) S	13.21	13.69	15.96	15.96	13.69	13.21
		I	11.39	13.68	16.56	16.56	13.68	11.39
		V (Ton)	4.18	4.18	5.63	5.63	4.18	4.18
	REFUERZO	LONGITUD. S	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"
		I	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"	8ø5/8"
TRANSVERSAL		Tipo III		Tipo III		Tipo III		

DISEÑO DE COLUMNAS

PISO	TIPO DE COLUMNA	DIRECCION	EXTREMO	D + L			E			D + L + E			REFUERZO LONGITUDINAL
				N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	
4	C3	X	S	17.62	6.68	4.35	0.75	2.36	1.45	24.93	8.01	5.11	4ø3/4"
			I		6.37	4.35		2.02	1.45		7.35		
Y		S	24.93	0.00	0.00	0.00	4.27	2.77	53.57	5.34	3.46		
		I		0.00	0.00		4.05	2.77		5.06			
3		X	S	39.77	6.12	4.07	2.88	4.47	2.87	82.55	10.22	6.67	
			I		6.08	4.07		4.14	2.87		9.78		
2		Y	S	53.57	0.00	0.00	0.00	8.10	5.36	112.82	10.12	6.70	
			I		0.00	0.00		7.98	5.36		9.98		
1		X	S	61.79	5.99	3.97	6.25	6.22	4.08	157.01	12.31	8.12	
			I		5.98	3.99		6.04	4.08		12.08		
4		Y	S	82.59	0.00	0.00	0.00	10.68	6.90	213.22	13.35	8.63	
			I		0.00	0.00		10.04	6.90		12.55		
3	X	S	83.47	4.97	1.64	0.60	19.71	9.65	249.43	28.40	13.30		
		I		2.41	1.64		23.70	9.65		31.45			
2	Y	S	112.82	0.00	0.00	0.00	21.67	9.91	286.68	27.09	12.39		
		I		0.00	0.00		22.94	9.91		28.68			
4	C4	X	S	43.56	1.60	0.98	0.10	4.71	2.93	46.87	7.10	4.40	
			I		1.34	0.98		4.08	2.93		4.89		
3		Y	S	46.87	0.00	0.00	0.00	5.20	3.24	101.71	6.50	4.05	
			I		0.00	0.00		4.52	3.24		5.65		
2		X	S	95.59	1.13	0.78	0.17	8.77	5.68	157.01	11.82	7.69	
			I		1.22	0.78		8.25	5.68		11.24		
1		Y	S	101.71	0.00	0.00	0.00	9.79	6.35	213.22	12.24	7.94	
			I		0.00	0.00		9.27	6.35		11.59		
4		X	S	147.75	1.43	0.99	0.10	11.66	7.47	157.01	15.66	10.09	
			I		1.53	0.99		10.76	7.47		14.61		
3		Y	S	157.0	0.00	0.00	0.00	12.84	8.16	213.22	16.05	10.20	
			I		0.00	0.00		11.63	8.16		14.54		
2	X	S	200.25	1.84	0.58	0.69	19.69	9.64	249.43	26.01	12.49		
		I		0.77	0.58		23.67	9.64		30.17			
1	Y	S	213.23	0.00	0.00	0.00	22.88	11.21	286.68	28.60	14.01		
		I		0.00	0.00		27.58	11.21		34.48			

NOTAS: 1. El estado de carga D+L representa $U = 1.50 + 1.8L <> 1.65 (D+L)$

2. El estado de carga D+L+E representa $U = 1.25 (D+L+E)$

DISEÑO DE COLUMNAS

PISO	TIPO DE COLUMNA	DIRECCION	EXTREMO	D + L			E			D + L + E			REFUERZO LONGITUDINAL	
				N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)		
4	C1	X	S	9.85	4.06	2.63	0.81	2.95	1.80	9.87	6.76	4.24	4ø3/4"	
			I		3.83	2.63		2.44	1.80		5.95			
Y		S	9.87	4.27	2.77	0.88	3.15	1.91	7.17	4.48				
		I		4.03	2.77		2.59	1.91	6.29					
3		X	S	22.08	3.62	2.39	3.15	5.65	3.61	22.21	9.80	6.32		4ø3/4"
			I		3.57	2.39		5.17	3.61		9.17			
		Y	S	22.21	3.79	2.50	3.31	5.90	3.76		10.25	6.59		
			I		3.72	2.50		5.37	3.76		9.53			
2		X	S	34.21	3.58	2.42	6.91	7.74	5.08	34.90	12.39	8.18		4ø3/4"
			I		3.69	2.42		7.51	5.08		12.18			
	Y	S	34.38	3.68	2.48	7.09	7.98	5.22		12.76	8.40			
		I		3.75	2.48		7.67	5.22		12.43				
1	X	S	45.90	1.71	0.57	12.28	9.64	4.51	50.83	13.35	6.07	8ø5/8"		
		I		0.85	0.57		10.66	4.51		13.97				
	Y	S	45.94	1.71	0.57	12.82	10.89	5.09		14.90	6.79			
		I		0.85	0.57		12.02	5.09		15.67				
4	C2	X	S	23.65	0.31	0.19	0.09	4.02	2.59	23.65	5.26	3.38	4ø3/4"	
			I		0.26	0.19		3.76	2.59		4.90			
		Y	S	17.36	6.65	4.35	0.93	2.71	1.68		8.43	5.40		
			I		6.39	4.35		2.32	1.68		7.74			
3		X	S	51.41	0.22	0.16	0.69	7.52	4.95	51.41	9.57	6.31	4ø3/4"	
			I		0.26	0.16		7.33	4.95		9.36			
		Y	S	39.38	6.14	4.07	3.31	5.06	3.25		10.98	7.15		
			I		6.07	4.07		4.68	3.25		10.45			
2		X	S	79.30	0.42	0.32	1.92	9.94	6.45	79.30	12.74	8.30	4ø1"	
			I		0.54	0.32		9.92	6.45		12.81			
	Y	S	61.19	5.93	3.94	7.09	6.97	4.58		13.20	8.71			
		I		5.89	3.94		6.77	4.58		12.92				
1	X	S	107.61	0.51	0.17	2.73	19.33	8.87	107.61	14.55	11.22	4ø1"		
		I		0.24	0.17		10.59	8.87		15.92				
	Y	S	82.53	4.79	1.58	12.64	9.24	4.33		15.18	6.61			
		I		2.34	1.58		10.71	4.33		15.16				

NOTAS: 1. El estado de carga D+L representa $U = 1.50 + 1.8L <> 1.65 (D+L)$

2. El estado de carga D+L+E representa $U = 1.25 (D+L+E)$

3. En los nudos formados por cuatro vigas y la columna, el refuerzo transversal en la conexión puede ser la mitad de lo indicado en la sección 3.2 si cada viga tiene un ancho no menor que la mitad del ancho de la columna y un peralte no menor que $3/4$ del de la viga más peraltada.

4.1.7 Características de la Respuesta Inelástica

Las Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente (1977) Vigentes, fueron elaborados para que una estructura durante sismos moderados se comporte dentro de un rango elástico y para sismos severos tuviera un comportamiento inelástico, sin llegar a colapso. Dentro de las Normas se consideran como sismo severo en cuanto a aceleración aquel que tiene un máximo de 0.33 g.

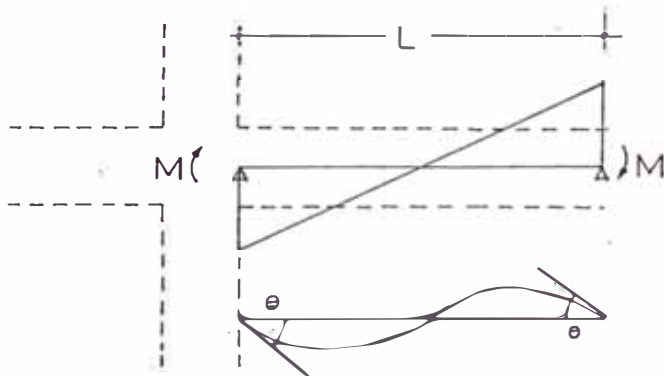
Determinación de las características inelásticas de los Miembros Estructurales

Para determinar las características de los miembros de las estructuras aperticadas se han usado las ecuaciones empíricas dadas a continuación. Estas ecuaciones se han establecido como resultado de muchos ensayos experimentales. Así se tiene que, todos los parámetros necesarios para la aproximación trilineal de la curva momento-rotación de las secciones de vigas y columnas se evalúan con dichas fórmulas.

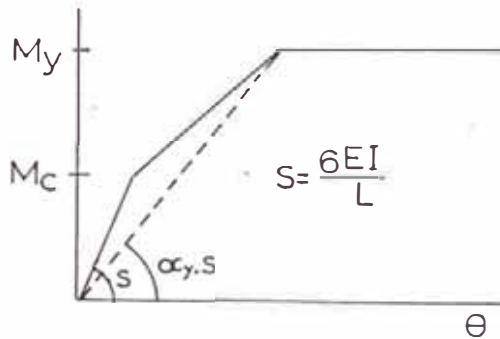
En diseño sísmico, la ductilidad de un miembro se expresa generalmente como la relación de la deformación última a

la deformación de la primera fluencia. El concreto comprimido de los miembros deberá ser considerado sin confinar a menos que se tomen medidas efectivas para confinarlas, tal como un confinamiento con estribos a espaciamiento pequeño.

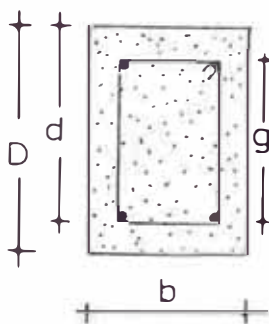
CARACTERISTICAS INELASTICAS DE MIEMBROS DE CONCRETO ARMADO



a) Flexión Antisimétrica



b) Diagrama Trilineal de Miembros de Concreto



$$a_c, \rho_c = \frac{a_c}{bD}, \quad g_1 = \frac{g}{D}, \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$a_t, \rho_t = \frac{a_t}{bD}, \quad \gamma = \frac{a_c}{a_t}, \quad N = \text{fuerza axial}$$

Momento de Agrietamiento:

$$M_c = 1.8 \sqrt{f'_c} Z_e + N \cdot D / 6$$

$$\left. \begin{aligned} \text{donde: } a_c \neq a_t : I_e &= \left(1 + n\rho (1.5 + 2\delta) \right) \frac{bD^3}{12} \\ a_c = a_t : I_e &= \left(1 + 3.8 n\rho \right) \frac{bD^3}{12} \end{aligned} \right\} Z_e = \frac{I_e}{D/2}$$

Momento de Fluencia:

$$M_y = \left(g_1 \cdot \rho_t \cdot \frac{f_y}{f'_c} + 0.5 n_o (1 - n_o) \right) f'_c \cdot b \cdot D^2$$

$$\text{donde } n_o = N / bDf'_c$$

Coficiente de Reducción de Rigidez:

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n \cdot \rho_t + 0.043a/D + 0.33n_o) (d/D)^2$$

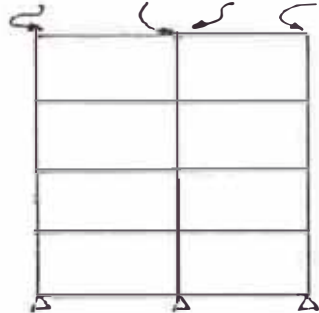
$$\dots a = L/2$$

4.1.7.1 Cálculo de Resistencia Última Lateral

Cálculo de Resistencia Última Lateral en Vigas:

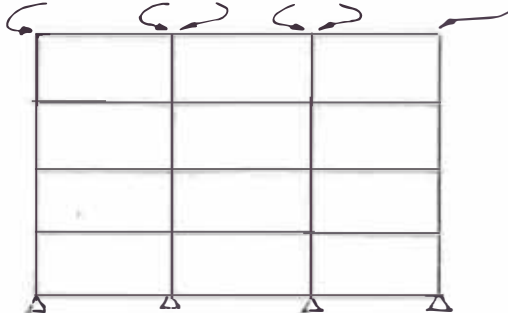
SENTIDO		X				Y				
PORTICO		B		A-C		1-4		2-3		
POSICION		EXT.1	EXT.2	EXT.1	EXT.2	EXT.1	EXT.2	EXT.1	EXT.2	
4	A _s	S	5.70	10.53	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	9.74
		I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	M _y	S	13.17	24.32	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	22.50
		I	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17
3	A _s	S	8.79	15.20	7.76	8.79	8.47	7.92	9.66	8.55
		I	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70	5.70
	M _y	S	20.30	35.11	17.93	20.30	19.57	18.30	22.31	19.75
		I	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17	13.17
2	A _s	S	11.01	18.05	10.53	11.64	11.40	11.40	9.66	19.32
		I	5.94	6.34	7.92	5.94	8.55	5.70	7.68	7.20
	M _y	S	25.43	41.70	24.32	26.89	26.33	26.33	22.31	44.63
		I	13.72	14.64	18.30	13.72	19.75	13.17	17.74	16.63
1	A _s	S	13.38	23.12	13.38	15.83	14.25	18.05	14.49	25.34
		I	8.55	9.74	10.77	9.66	11.72	9.90	9.74	10.77
	M _y	S	30.91	53.41	30.91	36.57	32.92	41.70	33.47	58.54
		I	19.75	22.50	24.88	22.31	27.07	22.87	22.50	24.88
S	A _s	S	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83
		I	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83	15.83
	M _y	S	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50
		I	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50	59.50

EXT. 1 EXT.2 EXT.1 EXT.2



SENTIDO Y

EXT.1 EXT.2 EXT.2 EXT.1



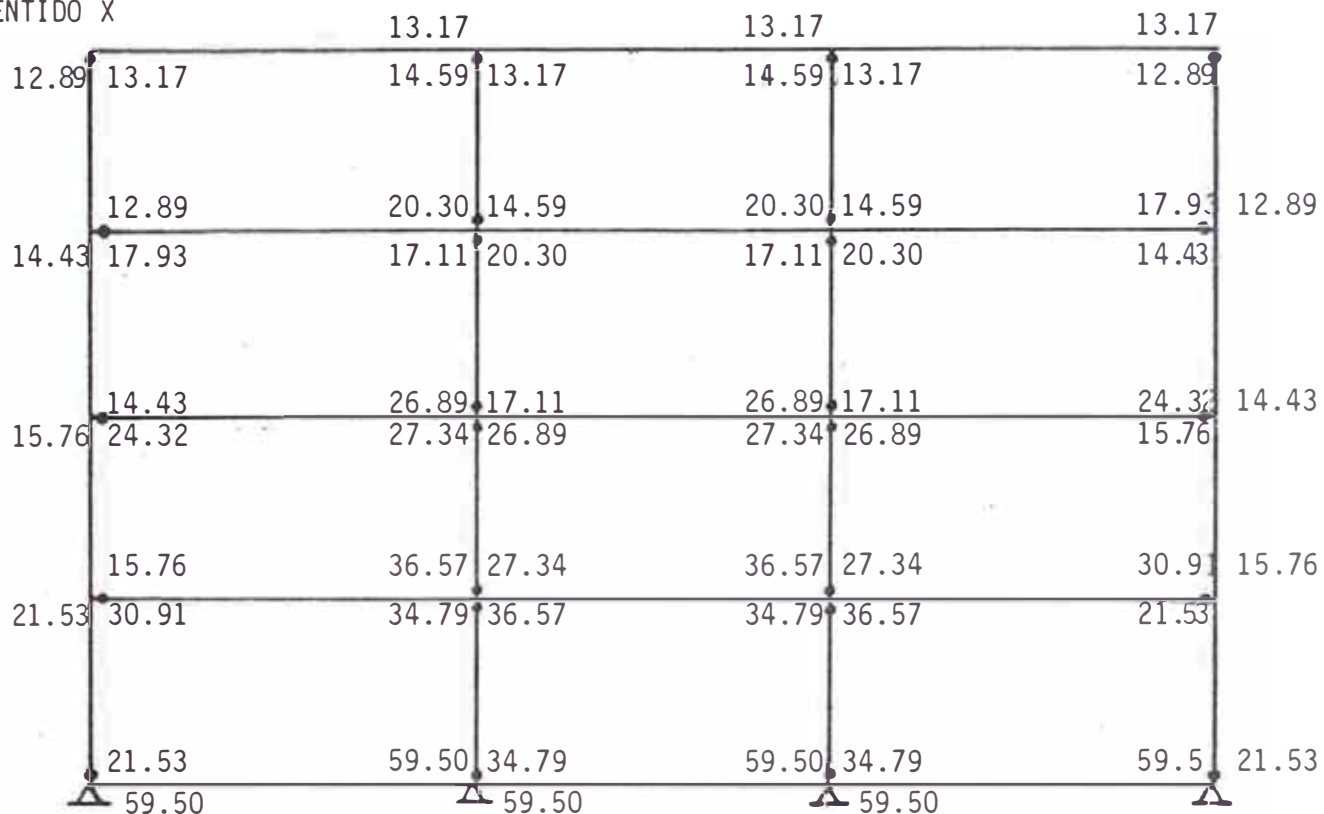
SENTIDO X

Cálculo de la Resistencia Última Lateral en columnas:

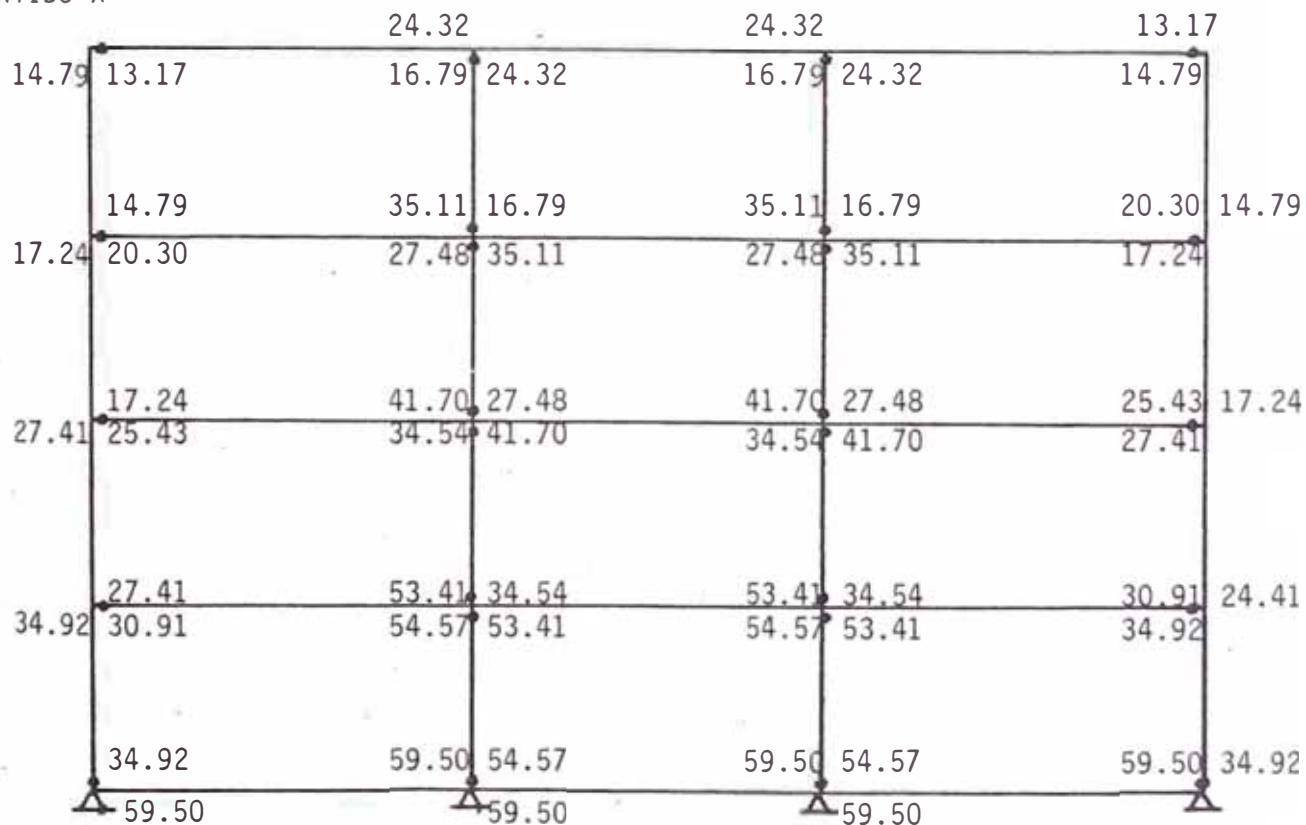
PISO	TIPO	SECCION	N (Ton)	a_t (cm ²)	M_y (Ton. x m)
4	C1	30x30	9.87	11.40	12.89
3		30x30	22.21	11.40	14.43
2		30x30	34.9	11.40	15.76
1		30x30	50.83	15.83	21.53
4	C2	30x30	23.65	11.40	14.59
3		30x30	51.41	11.40	17.11
2		30x30	79.30	20.27	27.34
1		35x35	107.61	20.27	34.79
4	C3	30x30	24.93	11.40	14.74
3		30x30	53.57	11.40	17.24
2		30x30	82.59	20.27	27.41
1		35x35	112.82	20.27	34.92
4	C4	30x30	46.87	11.40	16.79
3		30x30	101.71	20.27	27.48
2		35x35	157.01	20.27	34.54
1		45x45	213.23	20.27	54.57

FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS

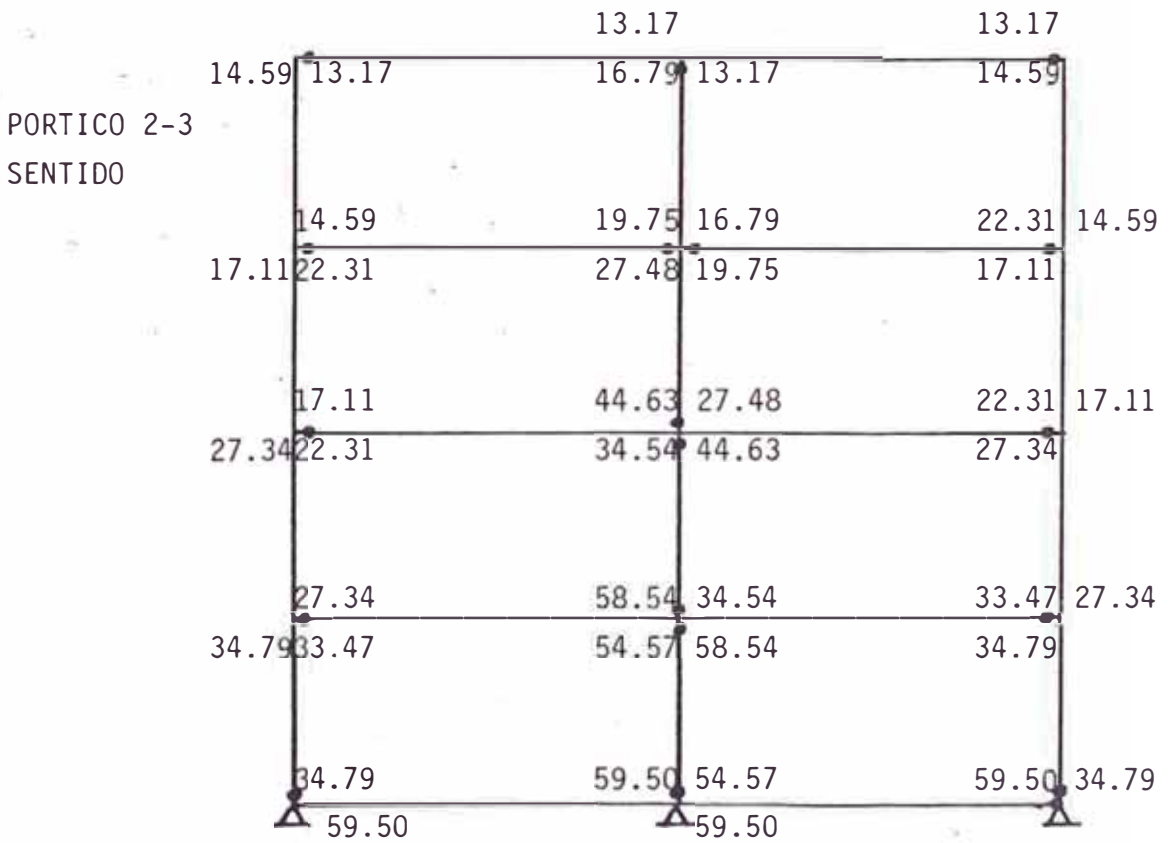
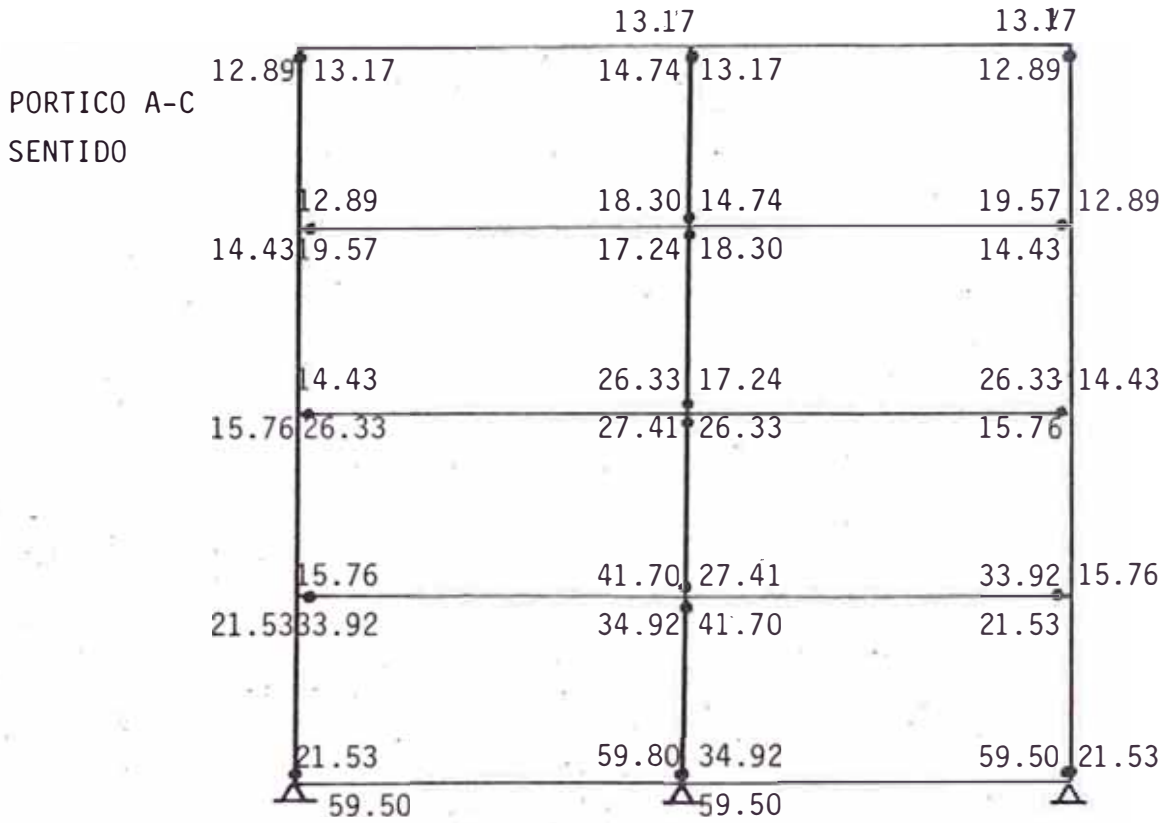
PORTICO A-C
SENTIDO X



PORTICO B
SENTIDO X

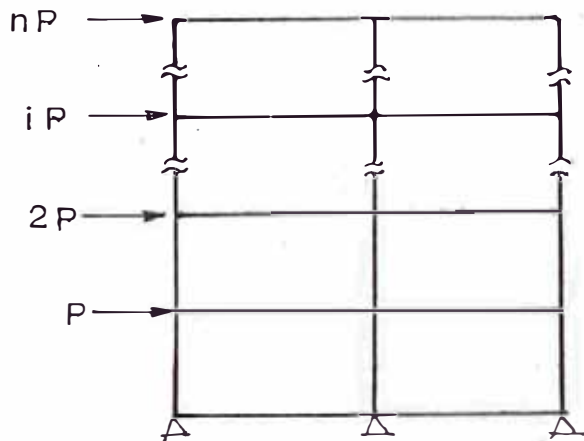


FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS



Determinación de la Fuerza Cortante de Fluencia

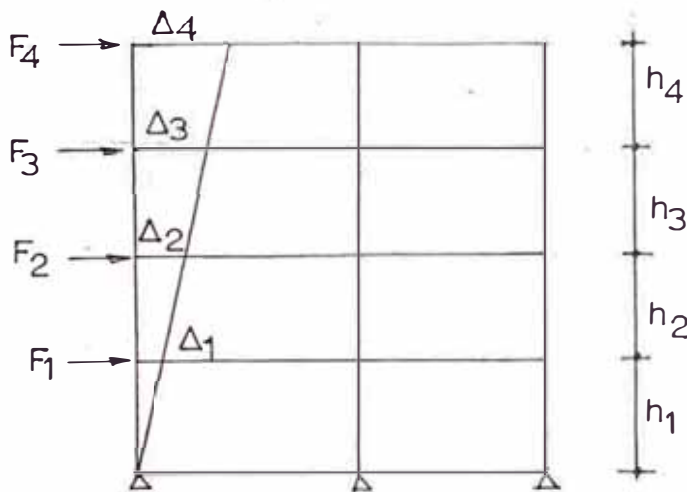
El presente método tiene el propósito de calcular las fuerzas cortantes de fluencia a partir de los momentos de fluencia, siendo una buena aproximación para edificaciones bajas ($H < 15$ m) se fundamenta en lo siguiente:



$$V_n = nP$$

$$V_i = \sum_i^n F_i$$

$$V_n = \sum_{i=1}^n F_i$$



Igualdad de trabajos virtuales:

$$W_e = W_i \quad (1)$$

$$W_i = \sum M_y \theta = \theta \sum M_y \quad \text{en} \quad (1)$$

$$W_e = \sum_{i=1}^n F_i d_i = nP (h_1+h_2+\dots+h_n) \theta + \dots+iP (\sum h_i) \theta + Ph_1 \theta$$

$$W_e = P_{\theta} \sum_{r=1}^n r \left(\sum_{j=1}^r h_j \right) \text{ en (1)}$$

$$P = \frac{\sum M_y}{\sum_{r=1}^n r \sum_{j=1}^r h_j}$$

Cálculo de la Capacidad última Resistente:

PÓRTICO 1-4

SENTIDO Y

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (My) (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	12.89+14.74+12.89	= 40.52	15.89	15.89
3	19.57+(17.24+14.74)+19.57	= 71.12	11.92	27.81
2	26.33+(27.41+17.24)+26.33	= 97.31	7.84	35.75
1	33.92+(34.92+27.41)+33.92	=130.17	3.97	39.72
S	21.53+53+34.92+21.53	= <u>77.98</u>	--	--
		417.10		

PORTICO 2-3

SENTIDO Y

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (My) (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	13.17+16.79+13.17	= 43.13	19.58	19.58
3	22.31+(19.75+19.75)+22.31	= 84.12	14.69	34.27
2	22.31+(34.54+27.48)+22.31	= 106.64	9.79	44.06
1	33.47+(34.54+54.57)+33.47	= 156.05	4.90	48.96
S	34.79+54.57+34.79	= <u>124.15</u>	--	--
		514.09		

PORTICO A-C

SENTIDO X

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (My) (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	12.98+14.59+14.59+12.89	= 59.96	22.49	22.49
3	17.93+(17.11+14.59)+(17.11+14.59)+17.92	= 99.26	16.87	39.36
2	24.32+(27.34+17.11)+(27.34+17.11)+24.32	= 137.54	11.25	50.61
1	30.91+(34.79+27.36)+(34.79+27.34)+30.91	= 186.08	5.62	56.23
S	21.53+34.79+34.79+21.53	= <u>112.64</u>	--	--
		590.48		

PORTICO B

SENTIDO X

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (My) (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	13.17+16.79+16.79+13.17	= 59.92	29.83	29.83
3	20.30+(27.48+16.79)+(27.48+16.79)+20.30	= 129.14	22.37	52.20
2	25.43+(34.54+27.48)+(34.54+27.48)+25.43	= 174.90	14.91	67.11
1	30.91+(54.57+34.54)+(54.57+34.54)+30.91	= 240.04	7.46	74.57
S	34.92 + 54.57 + 54.57 + 34.92	= <u>178.98</u>	--	--
		782.98		

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES INELASTICAS:

DIRECCION	NIVEL	Vu TOTAL (Ton)	V DISEÑO (Ton)	μ	μ PROM
X	4	74.81	26.40	2.83	2.53
	3	130.92	51.40	2.55	
	2	168.33	69.30	2.43	
	1	187.03	80.30	2.33	
Y	4	70.94	26.40	2.69	2.40
	3	124.16	51.40	2.41	
	2	159.62	69.30	2.30	
	1	177.36	80.30	2.21	

4.1.8 Análisis Dinámico Espectral

En el análisis de la estructura por el método dinámico deberá asumirse que el sismo consiste en un movimiento horizontal del cimiento en cualquier dirección.

En todo caso, la estructura deberá ser analizada para el movimiento sísmico en dos direcciones ortogonales o cercanas direcciones ortogonales.

El análisis dinámico se recomienda en edificios que tienen más de 15 pisos o cuya altura es más de 45 m. Así como también, cuando existe una distribución irregular de masas a lo largo de su altura.

Para la aplicación del método dinámico se admite simular el edificio como un sistema de masas concentradas en cada nivel.

En esta parte del capítulo trataremos de conocer el mecanismo dinámico de la estructura bajo cargas sísmicas calculadas de acuerdo al reglamento peruano y con estos datos obtener mediante los métodos especificados los cuatro modos de vibración del edificio, para luego llegar a un análisis espectral especificado también en el reglamento.

4.1.8,1 Cálculo de la Rigidez de Piso

Para el cálculo de la rigidez de piso utilizaremos el método del Doctor Huto que se muestra en los cuadros siguientes:

PORTICO B

SENTIDO X

PISO	K _E	COLUMNAS		N°	K̄	ā	K(T/cm)	K TOTAL	
		TIPO	DIMENSION.						
1	1.87	C1	30x30	4	26.15	0.93	1.74	6.96	42,78
	3.46	C2	35x35	4	28.27	0.93	3.23	12,92	
	3.46	C3	35x35	2	14.13	0.88	3.04	6.08	
	9.45	C4	40x40	2	16,55	0,89	8,41	16.82	
2	6.30	C1	30x30	4	17.43	0.90	5,67	22.68	77.70
	6.30	C2	30x30	4	18,85	0,90	5,67	22.68	
	6.30	C3	30x30	2	17,43	0,90	5,67	11.34	
	11.67	C4	35x35	2	18.85	0.90	10.50	21.00	
3	6.30	C1	30x30	4	17.43	0.90	5,67	22.68	77.70
	6.30	C2	30x30	4	18.85	0,90	5,67	22.68	
	6.30	C3	30x30	2	17,43	0,90	5,67	11.34	
	11.67	C4	35x35	2	18,85	0,90	10.50	21.00	
4	6.30	C1	30x30	4	17.43	0.90	5,67	22.68	77.70
	6.30	C2	30x30	4	18.85	0,90	5,67	22.68	
	6.30	C3	30x30	2	17,43	0,90	5,67	11.34	
	11.67	C4	35x35	2	18.85	0.90	10.50	21.00	

PORTICO A

SENTIDO Y

PISO	K_E (T/cm)	COLUMNAS TIPO DIMENSIONAL		Nº	\bar{K}	\bar{a}	K (T/cm)	K TOTAL	
1	1.87	C1	30x30	4	14.25	0.88	1.64	6.68	37.68
	3.46	C2	35x35	4	7.69	0.79	2.73	10.92	
	3.46	C3	35x35	2	15.38	0.88	3.04	6.08	
	9.45	C4	45x45	2	5.63	0.74	7.00	14.00	
2	6.30	C1	30x30	4	4.00	0.67	4.22	16.88	69.70
	6.30	C2	30x30	4	4.00	0.67	4.22	16.88	
	6.30	C3	30x30	2	16.00	0.88	6.30	12.60	
	11.67	C4	35x35	2	8.64	0.81	11.67	23.34	
3	6.30	C1	30x30	4	4.00	0.67	4.22	16.88	69.70
	6.30	C2	30x30	4	4.00	0.67	4.22	16.88	
	6.30	C3	30x30	2	16.00	0.88	6.30	12.60	
	11.67	C4	35x35	2	8.64	0.81	11.67	23.34	
4	6.30	C1	30x30	4	4.00	0.67	4.22	16.88	69.70
	6.30	C2	30x30	4	4.00	0.67	4.22	16.88	
	6.30	C3	30x30	2	16.00	0.88	6.30	12.60	
	11.67	C4	35x35	2	8.64	0.81	11.67	23.34	

4.1.10.4 EVALUACION DE PERIODOS Y FORMAS DE MODO

PORTICO A

SENTIDO Y

Primera forma de modo (STODOLA)



	1	2	3	4
ϕ'	1.23	2.36	3.54	4.00
$F_i = m_i \phi_i \omega^2$	11.13	9.90	7.54	4
$V_i = \sum F_i$	11.13	5.38	4.08	2.17
$\Delta \phi_i = v_i / k_i$	11.13	16.51	20.59	22.76
ϕ_i	(1)	(1.48)	(1.85)	(2.04)
ϕ'	1.00	1.48	1.85	2.04
F_i	1.23	1.74	2.18	2.04
V_i	7.19	5.96	4.22	2.04
$\Delta \phi_i$	7.19	3.24	2.29	1.11
ϕ_i	7.19	10.43	12.72	13.83
	(1.00)	(1.45)	(1.76)	(1.92)
ϕ'	1.00	1.45	1.76	1.92
F_i	1.23	1.71	2.08	1.92
V_i	6.94	5.71	4.00	1.92
$\Delta \phi_i$	6.94	3.10	2.17	1.04
ϕ_i	6.94	10.04	12.21	13.25
	(1.00)	(1.45)	(1.76)	(1.91)

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.45 \\ 1.76 \\ 1.91 \end{Bmatrix} ; \begin{Bmatrix} 0.52 \\ 0.76 \\ 0.92 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

$$w_1 = 0,380 \sqrt{k/m} \quad k = 38 \text{ cm/Ton}$$

$$w_1 = 0.380 \sqrt{38/0.138} \quad m = 135/980 = 0.138$$

$$w_1 = 6.31 \text{ rad/seg}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{w_1} = 0.996 \text{ seg.}$$

SEGUNDA FORMA DE MODO (HOLZER)



Y_i	1.00	0.96	0.38	-0.41
ΔY_i	1.00	-0.04	-0.58	-0.79
$V_i = K \Delta Y_i$	37.68	-2.71	-40.11	-54.91
$F_i = m w^2 \phi_i$	40.39	37.40	14.80	-13.42

$$R = -1342 - (-54.91) = +41.48$$

$w_2^2 = 380$	1.00	0.62	-0.31	-0.35
Y_1	1.00	-0.38	-0.93	-0.04
ΔY_1	37.68	-26.54	-64.94	-3.00
V_i	64.22	38.40	-61.94	-18.22
F_i				

$$R = -180.84 - (-133.22) = -47.62$$

γ_i	1.00	0.65	-0.26	-0.94
γ_i	1.00	-0.35	-0.91	-0.68
V_i	37.68	-24.31	-63.17	-47.63
F_i	61.99	38.86	-15.54	-47.24

$$R = -47.24 - (-47.63) = 0.39$$

$$\omega_2 = \sqrt{366.8} = 19.15 \text{ rad/seg}$$

$$T_2 = 0.328 \text{ seg.}$$

$$\phi_2 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.65 \\ -0.26 \\ -0.94 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -1.06 \\ -0.69 \\ 0.28 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

Tercera forma de modo

γ_i	1.00	-0.01	-1.01	-0.49
$\Delta \gamma_i$	1.00	-1.01	-1.00	0.52
V_i	37.68	-70.48	-69.44	35.92
F_i	108.16	-1.04	-105.36	-42.96

$$R = -42.96 - (35.92) = -78.88$$

$$w_3^2 = 951.45$$

Y_i	1.00	-0.77	-0.82	0.95
ΔY_i	1.00	-1.77	-0.05	1.77
V_i	37.68	-123.12	-3.70	123.47
F_i	160.80	-119.42	-127.17	123.83

$$R = 123.83 - 123.47 = 0.36$$

$$w_3 = \sqrt{951.45} \quad w_3 = 30.85 \text{ rad/seg}$$

$$T_3 = 0.204 \text{ seg.}$$

$$\phi_3 = \left\{ \begin{array}{l} 1.00 \\ -0.77 \\ -0.82 \\ 0.95 \end{array} \right\} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \\ -0.81 \\ -0.86 \\ 1.00 \end{array} \right\}$$

Cuarta Forma de Modo (HOLZER)

$$w_4^2 = 1500$$

Y_i	1.00	-2.10	2.17	-1.17
ΔY_i	1.00	-3.10	4.27	-3.34
V_i	37.68	-215.82	297.63	-232.97
F_i	253.50	-513.45	530.60	-240.43

$$R = -240.43 - (-232.97) = -7.46$$

$$\omega_4^2 = 1495.58$$

Y_i	1.00	-2.09	2.13	-1.95
ΔY_i	1.00	-3.09	4.22	-3.22
V_i	37.68	-215.07	294.43	-224.82
F_i	252.75	-509.50	519.25	-224.36

$$R = -224.36 - (-224.82) = -0.46$$

$$\omega_4 = \sqrt{1495.58} \quad \omega_4 = 38.67 \text{ rad/seg}$$

$$\phi_4 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ -2.09 \\ 2.13 \\ -1.09 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0.91 \\ 1.91 \\ -1.95 \\ 1.00 \end{pmatrix}$$

SENTIDO X

Primera forma de Modo (STODOLA)

ϕ_A	1	2	3	4
Fi	1.23	2.36	3.54	4.00
Vi	11.13	9.90	7.54	4.00
$\Delta \phi_i Vi/k$	11.13	5.44	4.14	2.20
ϕ_i	11.13	16.57	20.71	22.91
ϕ_A	1.00	1.49	1.86	2.06
Fi	1.23	1.76	2.19	2.06
Vi	7.24	6.01	4.25	2.06
$\Delta \phi_i$	7.24	3.30	2.34	1.13
ϕ_i	7.24	10.54	12.88	14.01
ϕ_A	1.00	1.46	1.78	1.94
Fi	1.23	1.72	2.10	1.94
Vi	6.99	5.76	4.04	1.94
$\Delta \phi_i$	6.99	3.15	2.22	1.07
ϕ_i	6.99	10.14	12.36	13.43
ϕ_A	1.00	1.45	1.77	1.92

$$(1 + 1.45 + 1.77 + 1.92) = (6.99 + 10.14 + 12.36 + 13.43) \frac{mw^2}{k}$$

$$w_1^2 = \frac{42.78}{134.59/980} \times \frac{6.14}{42.92}$$

$$w_1 = 6.675 \text{ rad/seg}$$

$$T_1 = 0.941 \text{ seg}$$

$$\phi_1 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 1.45 \\ 1.77 \\ 1.92 \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} 0.52 \\ 0.75 \\ 0.92 \\ 1.00 \end{pmatrix}$$

Segunda forma de Modo (HOLZER)



$$w_2^2 = 370$$

Y_i	1.00	0.75	-0.99	-0.86
Y_i	1.00	-0.25	-0.84	-0.77
V_i	42.78	-19.75	-64.98	-59.55
F_i	62.53	45.23	-5.43	-43.59

$$R = -43.59 - (-59.55) = 15.96$$

$$w_2^2 = 412.8$$

Y_i	1.00	0.65	-0.26	-0.94
Y_i	1.00	-0.35	-0.91	-0.68
V_i	42.78	-26.98	-70.72	-53.23
F_i	69.76	43.74	-17.49	-53.16

$$R = 53.16 - (-53.23) = 0.07$$

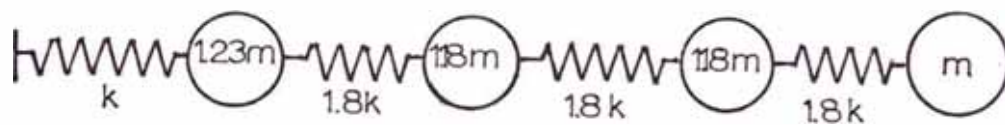
$$w_2 = \sqrt{412.8}$$

$$w_2 = 20.32 \text{ rad/seg}$$

$$T_2 = 0.309 \text{ seg.}$$

$$\phi_2 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 0.65 \\ -0.26 \\ -0.94 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1.06 \\ -0.69 \\ 0.28 \\ 1.00 \end{pmatrix}$$

Tercera forma de Modo



$$w_3^2 = 670$$

γ_i	1.00	0.09	-0.94	-0.65
γ_i	1.00	-0.91	-1.03	0.29
V_i	42.78	-70.45	-80.28	22.38
F_i	113.23	9.83	-102.66	-59.66

$$R = -59.66 - 22.38 = -82.04$$

$$w_3^2 = 1062$$

γ_i	1.00	-0.76	-0.83	-0.95
γ_i	1.00	-1.76	-0.07	1.78
V_i	42.78	-136.70	-5.14	138.54
F_i	179.48	-131.56	-143.68	-138.22

$$R = 138.22 - 138.54 = -0.32$$

$$\omega_3^2 = \sqrt{1062}$$

$$\omega_3 = 32.59 \text{ rad/seg}$$

$$T_3 = 0.193 \text{ seg}$$

$$\phi_3 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ -0.76 \\ -0.83 \\ 0.95 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.05 \\ -0.80 \\ -0.87 \\ 1.00 \end{pmatrix}$$

Cuarta forma de Modo



$$\omega_4^2 = 1666.5$$

Y_i	1.00	-2.07	2.09	-1.05
\dot{Y}_i	1.00	-3.07	4.16	-3.14
V_i	42.72	-238.83	323.30	-244.26
F_i	281.55	-562.13	567.56	-239.65

$$R = -239.65 - (-244.26) = 4.61$$

$$\omega_4^2 = 1667$$

Y_i	1.00	-2.08	2.12	-1.10
\dot{Y}_i	1.00	-3.08	4.20	-3.22
V_i	42.72	-239.00	326.18	-249.87
F_i	281.72	-565.18	576.05	-251.22

$$R = -251.22 - (-249.87) = -1.35$$

$$\therefore w_4^2 = 1667$$

$$w_4 = 40.83 \text{ rad/seg}$$

$$T_4 = 0.154 \text{ seg.}$$

$$\phi_4 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ -2.08 \\ 2.12 \\ -1.10 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.91 \\ 1.89 \\ -1.93 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$$

Cálculo de los Factores de Participación:

$$FPM_i = \frac{\sum \phi_\alpha^i m_\alpha}{\sum (\phi_\alpha^i)^2 m_\alpha}$$

donde:

ϕ_α^i = forma de modo del nivel α del modo i .

m_α = masa del nivel α

A. SENTIDO Y

1.1 Primera forma de Modo

$$\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 0.92 \\ 0.76 \\ 0.52 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{Bmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{Bmatrix}$$

$$FPM_1 = \frac{0.4987}{0.4148} = FPM_1 = 1.202$$

1.2 Segunda forma de Modo

$$\varphi_2 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 0.28 \\ -0.69 \\ -1.06 \end{pmatrix} \quad m = \begin{pmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{pmatrix}$$

$$FPM_2 = \frac{-0.10897}{0.4173}$$

$$FPM_2 = -0.261$$

1.3 Tercera forma de Modo

$$\varphi_3 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ -0.86 \\ -0.81 \\ 1.05 \end{pmatrix} \quad m = \begin{pmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{pmatrix}$$

$$FPM_3 = \frac{0.04224}{0.5508} = 0.077$$

1.4 Cuarta forma de Modo

$$\varphi_4 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ -1.95 \\ 1.91 \\ -0.91 \end{pmatrix} \quad m = \begin{pmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{pmatrix}$$

$$FPM_4 = \frac{-0.02331}{1.49139} = -0.016$$

B, SENTIDO X

2.1 Primera forma de Modo

$$\phi_1 \approx \begin{pmatrix} 1.00 \\ 0.92 \\ 0.75 \\ 0.52 \end{pmatrix} \quad m = \begin{pmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{pmatrix}$$

$$FPM_1 = \frac{0.49709}{0.4123}$$

$$FPM_1 = 1.201$$

2.2 Segunda Forma de Modo

$$\phi_2 \approx \begin{pmatrix} 1.00 \\ 0.28 \\ -0.69 \\ -1.06 \end{pmatrix} \quad m = \begin{pmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{pmatrix}$$

$$FPM_2 = \frac{-0.10897}{0.4173}$$

$$FPM_2 = -0.261$$

2.3 Tercera forma de Modo

$$\phi_3 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ -0.87 \\ -0.80 \\ 1.05 \end{pmatrix} \quad m = \begin{pmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{pmatrix}$$

$$FPM_3 = \frac{0.04224}{0.5510}$$

$$FPM_3 = 0.077$$

2.4 Cuarta Forma de Modo

$$\phi_4 = \begin{pmatrix} 1.00 \\ 1.93 \\ -1.89 \\ 0.91 \end{pmatrix} \quad m = \begin{pmatrix} 0.137 \\ 0.163 \\ 0.163 \\ 0.169 \end{pmatrix}$$

$$FPM_4 = \frac{-0.02331}{1.4663}$$

$$FPM_4 = 0.016$$

4.1.8.3 Análisis Espectral Elástico

$$\frac{S_g}{g} = ZUSC = (1) \times (1) \times (1) \times C$$

$$V_{Di} = \frac{S a_i}{W_i} = \frac{C_i g}{W_i}$$

$$C_i = \frac{0.8}{T/TS + 1.0} \quad (\text{R.N.C.})$$

MODO	DIRECCION X		DIRECCION Y	
	C _i	V _{Di}	C _i	V _{Di}
1	0.185	28.76	0.193	28.39
2	0.382	19.56	0.394	19.01
3	0.476	15.13	0.487	14.64
4	0.519	13.16	0.529	12.69

$$Q_{ij} = FPM_i \times \phi_{ij} \times w_i \times S_{vi} \times \frac{w_{ij}}{g}$$

$$Q_{rD} = \frac{1}{2} \left(/Q_{r_i}/ + (Q^2_{r_i})^{1/2} \right)$$

Evaluación de los Períodos y Formas de Modo

A. SENTIDO Y

MODO	j	W_i (1/seg)	T_i (seg)	ϕ_i	F.P.M	F.P.M. ϕ
1°	4	6.31	0.996	1.00	1.202	1.202
	3			0.92		1.106
	2			0.76		0.913
	1			0.52		0.625
2°	4	19.15	0.328	1.00	-0.261	-0.261
	3			0.28		-0.073
	2			-0.69		0.180
	1			-1.06		0.277
3°	4	30.85	0.204	1.00	0.077	0.077
	3			-0.86		-0.066
	2			-0.81		-0.062
	1			1.05		0.081
4°	4	38.67	0.162	1.00	-0.016	-0.016
	3			-1.95		0.031
	2			1.91		-0.031
	1			-0.91		0.015

B. SENTIDO X

MODO	j	W_i (1/seg)	T_i (seg)	ϕ_i	F.P.M.	F.P.M. ϕ
1°	4	6.67	0.941	1.00	1.201	1.201
	3			0.92		1.105
	2			0.75		0.901
	1			0.52		0.625
2°	4	20.32	0.309	1.00	-0.261	-0.261
	3			0.28		-0.073
	2			-0.69		0.180
	1			-1.06		0.277
3°	4	32.59	0.193	1.00	0.077	0.077
	3			-0.87		-0.067
	2			-0.80		-0.062
	1			1.05		0.081
4°	4	40.83	0.164	1.00	-0.016	-0.016
	3			-1.93		0.031
	2			1.89		-0.030
	1			-0.91		0.015

A. DIRECCION X

NIVEL	MODO 1		MODO 2		MODO 3		MODO 4		Q _{rD} (Ton)
	V _{D1} (cm/seg)	Q _{ri}	V _{D2} (cm/seg)	Q _{r2}	V _{D3} (cm/seg)	Q _{r3}	V _{D4} (cm/seg)	Q _{r4}	
4		31.66		-14.25		5.21		-1.18	43.71
3	28.76	34.70	19.56	-4.75	15.13	-5.40	13.16	2.72	41.52
2		28.29		4.70		-5.00		-2.64	39.38
1		20.27		18.60		6.75		1.36	37.66

B. DIRECCION Y

NIVEL	MODO 1		MODO 2		MODO 3		MODO 4		Q _{rD} (Ton)
	V _{D1} (cm/seg)	Q _{ri}	V _{D2} (cm/seg)	Q _{r2}	V _{D3} (cm/seg)	Q _{r3}	V _{D4} (cm/seg)	Q _{r4}	
4		29.57		-13.05		4.75		-1.08	40.57
3	28.39	32.41	19.01	- 4.35	14.64	-4.88	12.69	2.49	38.64
2		26.75		10.72		-4.58		-2.49	36.91
1		18.92		17.04		6.18		1.24	34.63

CORTANTES ESPECTRALES ELASTICOS DE PISO

4.2 Análisis y Diseño de Edificación Típica de Concreto Armado usando el Código Japonés de Diseño Sismo - Resistente

Para los propósitos del presente estudio comparativo analizaremos la estructura anteriormente descrita, bajo las consideraciones dadas en:

- ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN (AIJ) PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO, REVISADO EN 1979.

El análisis y diseño en este capítulo se realizan sobre aquellos elementos en los cuales el efecto de los códigos genera diferencias.

Más no en la forma general de análisis que conceptualmente puede ser la misma.

4.2.1 Características de los Materiales

$$\text{CONCRETO} : F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ACERO} : \text{SD}_{40} \sigma_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficientes de los Materiales

MATERIAL	MODULO DE ELASTICIDAD (kg/cm ²)	COEFICIENTE DE POISSON	COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA (1/°C)
ACERO	2.1×10^6		1×10^{-5}
CONCRETO	$2.1 \times 10^5 \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \sqrt{\frac{F_c}{200}}$	1/6	1×10^{-5}

γ : Peso específico (Ton/m³)

4.2.2 Resistencia de los Materiales

Esfuerzos Unitarios Límites para el Concreto

	PARA ESFUERZOS PERMANENTES			PARA ESFUERZOS TEMPORALES			Fc Mínimo (kg/cm ²)
	COMPRESION	TRACCION	CORTE	COMPRESION	TRACCION	CORTE	
CONCRETO ORDINA- RIO	1/3 Fc	--	Fc/30 ó (5+Fc/100) el menor	2 veces el valor para los esfuerzos permanen- tes	--	1.5 veces el valor para los esfuerzos permanen- tes	135
CONCRETO LIVIANO TIPO 1 y 2			0.9 veces el valor del concre- to ordina- rio			135	
CONCRETO LIVIANO TIPO 3 y 4			0.8 veces el valor del concre- to ordina- rio			135 (3°) 120 (4°)	

NOTA: Los concretos livianos se fabrican a base de agrega-
dos artificiales o productos residuales de alto gra-
do de esfuerzo.

Esfuerzos Unitarios para el Acero de Refuerzo (kg/cm²)

TIPO	ESFUERZOS PERMANENTES		ESFUERZOS TEMPORALES	
	TRACCION Y COMPRESION	ESFUERZO AL CORTE	TRACCION Y COMPRESION	ESFUERZO AL CORTE
SD 40	2200 (2000)	2000	4000	3000

4.2.3 Metrado de Cargas

En el metrado de cargas en vigas de acuerdo al reglamento japonés no existe mucha diferencia con relación al método descrito para el código peruano debido a que es la evaluación del peso propio dependiendo solo de los materiales empleados en la estructura.

Las sobrecargas en el reglamento japonés resultan menores que las empleadas anteriormente y son las siguientes:

Para cargas verticales:

4to Piso	: 130 kg/m ²
Piso típico	: 180 kg/m ²

Para cargas horizontales:

4to Piso	: 60 kg/m ²
Piso típico	: 80 kg/m ²

Se observa que el metrado total da valores definidos para la sobrecarga de manera que ya no se aplica reducción como en el reglamento peruano.

Metrado de Cargas Totales

De acuerdo a lo indicado anteriormente se procede a calcular los valores de las cargas verticales para la aplicación en el diseño sísmico.

Los resultados son los siguientes:

NIVEL	CARGA MUERTA (Ton)	SOBRECARGA (Ton)	TOTAL
1°	165.57	17.28	182.85
2°	160.31	17.28	177.59
3°	160.31	17.28	177.59
4°	134.59	12.96	147.55
TOTAL	620.78	64.80	685.58

Metrado de Cargas en Vigas

I) PORTICOS: 1-4 y A-C

Carga Muerta:

Piso típico	VIGA 0.30 x 0.40 x 1.00 m x 2400kg/m ³	432 kg/m
	LOSA 3.00 x 1.00 x 300 kg/m ²	900 kg/m
	PISO 3.00 x 1.00 x 20 kg/m ²	60 kg/m
	TABIQUERIA 3.00 x 1.00 x 100 kg/m ²	<u>300 kg/m</u>
		1,692 kg/m
Ultimo Piso	VIGA 0.30 x 0.40 m x 1.00m x 2400 kg/m ³	432 kg/m
	LOSA 3.00m x 1.00m x 300 kg/m ²	900 kg/m
	PISO 3.00m x 1.00m x 20 kg/m ²	<u>60 kg/m</u>
		1,392 kg/m

Carga Viva:

Piso típico	3.00m x 1.00m x 180 kg/m ²	540 kg/m
Ultimo piso	3.00 x 1.00 x 130 kg/m ²	390 kg/m

II) PORTICOS: 2-3 y B

Carga Muerta:

Piso típico	VIGA	0.30 x 0.40 m x 1.00m x 2400 kg/m ³	432 kg/m
	LOSA	6.00 m x 1.00m x 300 kg/m ²	1800 kg/m
	PISO	6.00 m x 1.00m x 20 kg/m ²	120 kg/m
	TABIQUERIA	6.00 m x 1.00m x 100 kg/m ²	<u>600 kg/m</u>
			2,952 kg/m
Ultimo Piso	VIGA	0.30 x 0.40 x 1.00m x 2400 kg/m ³	432 kg/m
	LOSA	6.00m x 1.00m x 300 kg/m ²	1800 kg/m
	PISO	6.00 x 1.00m x 20 kg/m ²	<u>120 kg/m</u>
			2,352 kg/m

Carga Viva:

Piso típico	6.00m x 1.00m x 180 kg/m ²	1080 kg/m
Ultimo Piso	6.00m x 1.00m x 130 kg/m ²	780 kg/m

Resumen

PORTICOS	WD (Ton/m)		WL (Ton/m)		Wt = WD + WL	
	1° - 2° - 3°	4°	1° - 2° - 3°	4°	1° - 2° - 3°	4°
1-4	1.69	1.39	0.54	0.39	2.23	1.78
2-3	2.95	2.35	1.08	0.78	4.03	3.13
A-C	1.69	1.39	0.54	0.39	2.23	1.78
B	2.95	2.35	1.08	0.78	4.03	3.13

4.2.4 Análisis Estructural

Para el análisis estructural de acuerdo al reglamento japonés se obtiene los valores de momentos y fuerzas cortantes de acuerdo a los métodos convencionales, en vista de que se trata del mismo modelo anteriormente descrito utilizaremos el mismo sistema bajo las solicitaciones presentes.

Se deberá tener en cuenta los siguientes criterios:

a) Las fuerzas horizontales actúan sobre la estructura separadamente en las direcciones a lo largo y ancho respectivamente.

b) Cargas horizontales actúan al nivel de las losas de piso.

Cuando las cargas actúan en una ubicación intermedia entre losas de piso superiores o inferiores, los efectos si son grandes deberán ser considerados.

c) Las losas de piso son asumidas como rígidas, cuando las losas de piso no pueden ser considerados rígidas, modificaciones apropiadas deben ser especificadas o deberán emplearse otros métodos de diseño.

Deberán diseñarse tal que el centro de rigidez coincida con el centro de la resultante de las cargas horizontales. Cuando ello no es posible el efecto de torsión deberá ser considerado.

1. Las cargas transmitidas de las losas de piso hacia las vigas deberán ser determinadas, considerando las condiciones de carga sobre las losas y las condiciones de borde las losas. Las vigas que soportan losas rectangulares alargadas uniformemente deberán ser diseñadas como vigas con cargas trapezoidales o triangulares sobre partes formadas por líneas bisectoriales para las intersecciones de las vigas de apoyo y líneas paralelas a ellos.
2. El peso de las paredes en estructuras rígidas pueden ser consideradas transferidas directamente a las columnas, sin embargo, dependiendo de las condiciones de cimiento o abertura en paredes, la regla anterior deberá ser aplicada siendo considerada apropiadamente en cada caso.
3. El cálculo de esfuerzo en estructuras rígidas deberá ser determinado para cargas vivas completas y si fuera necesario, los efectos de cargas parciales vivas serán consideradas.
4. Los momentos de flexión en vigas secundarias apoyadas por vigas y conectadas rigidamente a vigas deben ser calculadas como vigas continuas considerando la rigidez torsional de las vigas.
5. Los esfuerzos debido a cargas verticales en estructuras rígidas puede ser calculada de acuerdo con los

siguientes supuestos;

- a) Para estructuras aproximadamente uniformes, los desplazamientos de puntos de columna pueden ser ignorados.
- b) Para cálculos de momentos de flexión en un miembro, solamente los efectos de carga en el miembro o sobre miembros cercanos serán considerados.

Sin embargo, cuando el tamaño y cargas sobre las estructuras son irregulares, la importancia de su influencia debe ser magnificada.

- c) Las fuerzas de corte de vigas y fuerzas axiales de columnas serán calculadas como si fueran vigas simples excepto para estructuras irregulares especiales.

4.2.5 Análisis Sísmico

El propósito del método de diseño sismo-resistente en Japón es el resistir sismos moderados. El procedimiento de diseño se describió en el capítulo anterior, para ello se necesita conocer las características de la edificación para evaluar el procedimiento adecuado, el cual se describe a continuación:

Cálculo del Cortante de Entrepiso

De acuerdo a la expresión dada en las normas japonesas se tiene:

$$Q_i = C_i \cdot W$$

Donde: C_i = coeficiente de cortante lateral sísmico en el nivel i

W = peso del edificio por encima del nivel i .

Cálculo del coeficiente sísmico:

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

donde:

Z = coeficiente de zona sísmica, $Z=1$ (zona de alta sismicidad)

R_t = coeficiente de diseño espectral, asumimos:

$T_s = 0.4$ seg. y lo obtenemos en la figura 2 de las normas japonesas.

Cálculo del Período del Edificio:

$$T = 0.02 h$$

donde: T = período fundamental del edificio en segundos

h = altura del edificio en metros

$$T = 0.02 \times 13.5 \text{ m}$$

$$T = 0.27 \text{ seg} \quad 0.40 \text{ seg}$$

$$\therefore R_t = 1.0$$

A_i = factor de distribución de corte lateral.

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

$$\alpha_i = \frac{W_i}{W_n}$$

Co = coeficiente de cortante estándar.

Co = 1.0 (sismo severo)

Co = 0.20 (sismo moderado)

Con estos datos obtenemos la siguiente tabla:

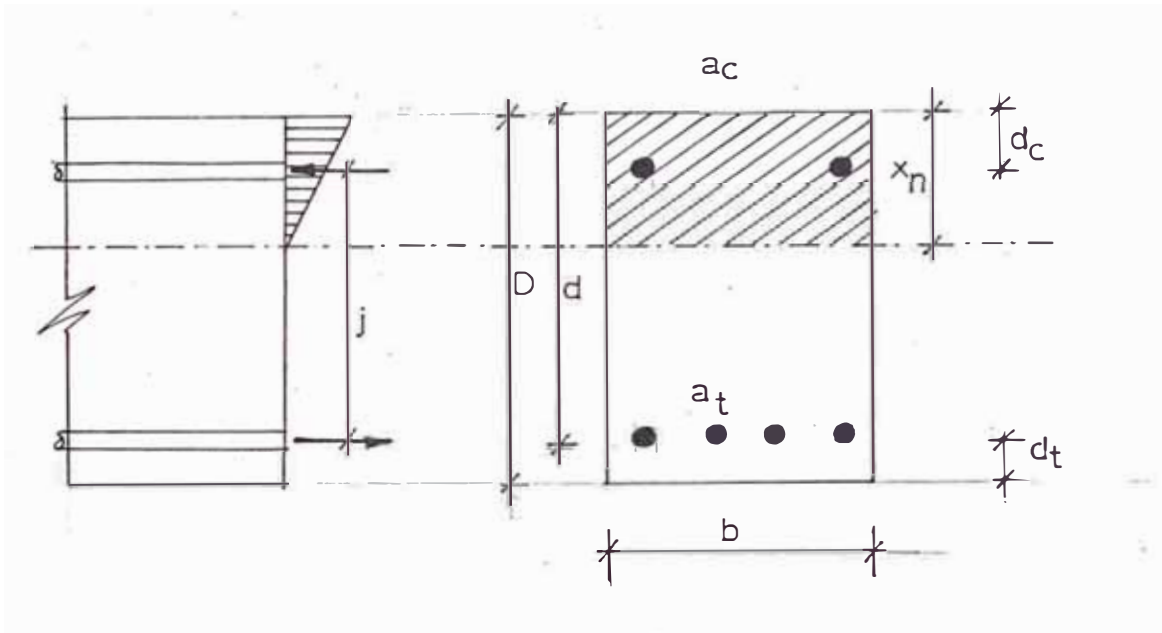
NIVEL	W _t	W _i	α _i	A ₁	SISMO MODERADO		SISMO SEVERO	
					C _i	Q _i (Ton)	C _i	Q _i (Ton)
4	147.55	147.55	0.215	1.579	0.316	46.62	1.579	232.98
3	177.59	325.14	0.474	1.292	0.258	83.89	1.292	420.08
2	177.59	502.73	0.733	1.130	0.226	113.62	1.130	568.08
1	182.85	685.58	1.000	1.000	0.200	137.17	1.000	685.58

Las cargas horizontales que se aplicarán para el análisis estructural serán las siguientes:

NIVEL	SISMO MODERADO		FUERZA LATERAL x PORTICO	
	V _i (Ton)	F _i (Ton)	F _x (Ton)	F _y (Ton)
4	46.62	46.62	15.54	11.66
3	83.89	37.27	12.42	9.32
2	113.62	29.73	9.91	7.43
1	137.17	23.55	7.85	5.89

4.2.6 Diseño de Vigas

Las secciones de vigas serán calculadas de acuerdo a las normas siguientes:



- 1) La cuantía de la sección P_t será calculada de acuerdo a:

$$P_t = \frac{a_t}{b_d}$$

- 2) Las secciones de vigas rectangulares serán calculadas de acuerdo a las siguientes fórmulas:

Momento último flector:

$$M = C b d^2$$

El valor de C será el menor de los valores C_1 y C_2 calculado con las siguientes fórmulas:

$$C_1 = \frac{n P_t f_c}{3 X_{n-1}} \left\{ (1 - X_{n-1})(3 - X_{n-1}) - \gamma \left(X_{n-1} - \frac{dc}{d} \right) \left(3 \frac{dc}{d} - X_{n-1} \right) \right\}$$

$$C_2 = \frac{P_t f_t}{3(1 - X_{n-1})} \left\{ (1 - X_{n-1})(3 - X_{n-1}) - \left(X_{n-1} - \frac{dc}{d} \right) \left(3 \frac{dc}{d} - X_{n-1} \right) \right\}$$

La distancia al eje neutro X_{n-1} se calcula así:

$$X_{n-1} = \frac{X_n}{d} = n P_t \left\{ \sqrt{(1 - \gamma)^2 + \frac{2}{n P_t} \left(1 + \gamma \frac{dc}{d} \right)} - (1 + \gamma) \right\}$$

La cuantía balanceada será:

$$P_{tb} = \frac{1}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{f_t}{n f_c} \right) \left(\frac{f_t}{f_c} \left(1 + \gamma \frac{dc}{d} \right) - n \gamma \left(1 - \frac{dc}{d} \right) \right)}$$

- 3) El momento de flexión límite puede ser calculado por la siguiente fórmula donde la cuantía de refuerzo a la tracción no excederá la cuantía balanceada.

$$M = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$a_t = \frac{f_t \cdot j}{M}$$

$$j = 7/8 d$$

4) Limitaciones

- a) El área de acero en tracción sujeta a la sección de momentos flexionantes positiva o negativa no deberá ser menor que:

$$a_t \geq 0.004 bd \quad \text{ó}$$

$$a_t \geq 3/4 \cdot \text{del valor requerido para esfuerzos de trabajo}$$

- b) Las vigas principales tendrán doble refuerzo sobre el tramo entero. El área total de la sección de refuerzo en compresión no será menor que:

$$a_t \geq 0.4 a_t$$

- c) Las barras de refuerzo principal no será menor que 13 mm (1/2") de diámetro.
- d) La distancia entre barras de refuerzo no será menor

de 2,5 cm ó 1.7 veces de diámetro de la barra de refuerzo.

e) La colocación de las barras principales no excederá de dos capas excepto en casos especiales.

Refuerzos de Corte en Vigas

1. La fuerza de corte en vigas de perfil T o rectangular o columnas de perfil similar deberá ser calculado de acuerdo con estas consideraciones. Los esfuerzos de adherencia de las barras de refuerzo principal, sin embargo, deberán ser calculadas posteriormente.

En el caso de la presencia de otros efectos significativos en refuerzos de corte será asegurado por pruebas o por otros métodos en este caso el Item 2, acápite 1.2 no se aplicarán.

2. Refuerzo de Corte

La fuerza de corte límite Q_A de vigas deberá ser calculada por la fórmula siguiente:

$$Q_A = b_j (\alpha f_s + 0.5 w f_t (\rho_w^{-0.002}))$$

donde:

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{y} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

En caso ρ_w es mayor que 1.2%, la fuerza de corte

fuerza, de corte límite deberá ser calculada como

$$\rho_w = 1.2\%$$

Notación:

b = ancho de la viga (en caso de que la sección de viga es perfil T el valor de b es el ancho del alma).

j = distancia del centro de compresión al centro de tensión del acero y puede ser considerado $7/8 d$

d = profundidad efectiva de la viga

ρ_w = cuantía de refuerzo de los estribos

$$\rho_w = a_w / b_x$$

a_w = área seccional de un grupo de estribos

b_x = espacio entre estribos

f_s = esfuerzo de corte unitario límite de concreto

w_{ft} = esfuerzo de tensión unitaria límite de sondeo (esfuerzo tangencial) para refuerzos de corte

α = incremento de coeficiente calculada del ratio de los de corte M/Q_D de la viga

M = momento de flexión máximo al colapso de la viga considerada

Q = fuerza de corte máximo de la columna considerada.

3. Las fuerzas de diseño de corte temporales que se calcula con la ecuación siguiente. En caso que 2.0 veces de la fuerza de corte horizontal Q_A será usado como

fuerza cortante de diseño, Q_D por lo que la ecuación siguiente ya será usada,

$$Q_D = Q_L + \frac{\sum My}{L}$$

Notación:

Q_L : fuerza para cargas permanentes

$\sum My$: sumatoria de los valores absolutos de los momentos de flexión finales de las vigas.

L : luz libre de la viga

$$Q_D = Q_L + 1.5 Q_A$$

4. Adicionalmente a las consideraciones anteriores se dan las siguientes limitaciones:

i) Los estribos no tendrán barras con un diámetro mínimo de 9 mm (3/8") excepto en el caso de elementos no estructurales

ii) El espaciamiento de los estribos no excederá el valor de $1/2 \times D$ ó 25 cm. para barras de 9 mm de diámetro.

En caso que otro diámetro de barra sea usado, el límite se incrementará entre estos dos valores.

iii) La cuantía de refuerzo cortante no será menor que 0.2%.

4.2.7 Diseño de Columnas

1. Para el diseño de columnas según las normas japonesas se utiliza la siguiente notación:

a) Notación:

S_n : momento de la sección efectiva equivalente por encima del eje neutro

I_n : momento de inercia de la sección efectiva equivalente por encima del eje neutro.

A_e : área de la sección equivalente

I_g : momento de inercia de la sección equivalente por encima del eje de gravedad

g : distancia del centro de gravedad de la sección equivalente a la fibra extrema en compresión.

b) La excentricidad e en columnas puede ser calculada como la distancia del centro de la sección de concreto a el centro de la fuerza resultante axial que actúa en la sección.

c) La cuantía ρ_t o ρ_c será calculada como la relación del área total de la sección sometida a tracción o compresión y al área de acero respectivamente.

2. La fuerza axial límite, N de una columna cargada excentricamente tendrá que ser menor que los obtenidos con las fórmulas siguientes:

$$N_1 = \frac{S_n}{X_n} \cdot f_c$$

$$N_2 = \frac{S_n}{n (X_n - d_c)} \cdot r f_c$$

$$N_3 = \frac{S_n}{n (D - d_t - X_n)} \cdot f_t$$

Donde X_n se calcula mediante:

$$X_n - \frac{D}{2} + e = \frac{I_n}{S_n}$$

3. Cuando no se producen esfuerzos de tracción en la sección

$$e \leq I_g / A_g (D - g) + D/2 - g$$

La fuerza límite de compresión N debe ser menor que los siguientes valores:

$$N_1 = \frac{f_c}{\left(\frac{1}{A_e} + \frac{g + e - D/2}{I_g} \cdot g \right)}$$

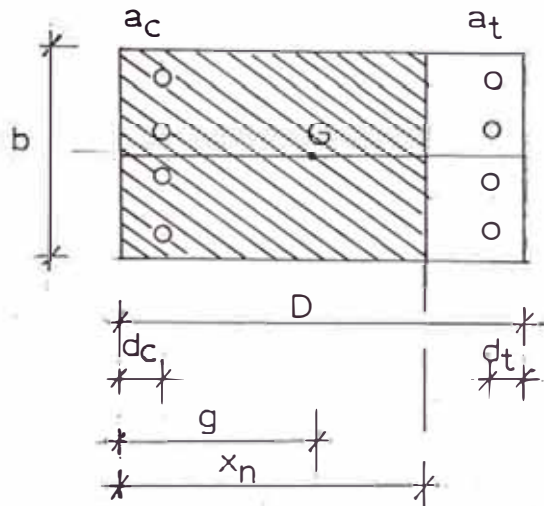
$$N_2 = \frac{r f_c}{n \left(\frac{1}{A_e} + \frac{g + e - D/2}{I_g} (g - d_c) \right)}$$

Igualmente:

$$S_n = A_e (X_n - g)$$

$$I_n = I_g + A_e (X_n - g)^2$$

4. Para el caso de secciones rectangulares:



$$g_1 = g/D$$

$$dc_1 = dc/D$$

$$dt_1 = dt/D$$

$$X_{n1} = X_n/D$$

$$A_e = (1 + n(\rho_c + \rho_t)) bD$$

$$g = \frac{1/2 + n \rho_c dc_1 + n \rho_t (1 - dt_1)}{1 + n(\rho_c + \rho_t)} \cdot D$$

$$I_g = \left\{ (1/3 - g_1 + g_1^2) + n \rho_c (g_1 - dc_1)^2 + n \rho_t (1 - g_1 - dt_1)^2 \right\} bD^3$$

$$S_n = \frac{X_{n1}^2}{2} + n \rho_c (X_{n1} - dc_1) - n \rho_t (1 - dt_1 - X_{n1}) bD^2$$

$$I_n = \left\{ \frac{X_{n1}^3}{3} + n \rho_c (X_{n1} - dc_1)^2 - n \rho_t (1 - dt_1 - X_{n1})^2 \right\} bD^3$$

Refuerzo Cortante en Columnas

1. La fuerza cortante límite permanente, Q_{AL} para columnas y para cargas temporales, Q_{AS} pueden ser calculadas mediante las siguientes ecuaciones:

$$Q_{AL} = b_j f_s$$

$$Q_{AS} = b_j \left(\alpha f_s + 0.5 w f_t (\rho_w < 0.002) \right)$$

en la cual:

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{y } 1 \leq \alpha \leq 2, \quad j = 1/8 d$$

Si $\rho_w > 1.2\%$, $\rho_w = 1.2\%$

Notación:

d : peralte efectivo de la columna

ρ_w : cuantía del estribo; $w = \frac{aw}{bx}$

aw : área del estribo

x : espaciamiento de los estribos

f_s : esfuerzo cortante permisible del concreto

$w f_t$: esfuerzo permisible a la tracción del estribo de esfuerzo

α : coeficiente de incremento calculado de acuerdo a $\frac{M}{Qd}$

M : momento máximo flector de la columna

Q : máximo cortante de la columna.

2. La fuerza de diseño de corte temporal Q_D no deberá ser menor que la fuerza de corte, cuando la estructura que incluye la columna trabaja en flexión. Este valor, sin embargo, puede calcularse por la ecuación siguiente y tener un valor más exacto:

$$Q_D = \frac{\sum M_y}{h}$$

En caso que las 2.0 veces de la fuerza de corte horizontal es empleada como fuerza de corte de diseño, Q_D .

3. Adicionalmente a las recomendaciones anteriormente citadas se proponen las siguientes limitaciones:

- i) Los estribos no serán menores de 9 mm (3/8") de diámetro, excepto en casos de elementos no estructurales.
- ii) El espaciamiento de los estribos no excederá de 10 cms distanciado 1.5 veces el diámetro de la barra de refuerzo máximo longitudinal del tope de la columna.
En caso de usarse diferentes diámetros de barras se incrementará este espaciamiento pero no más de 20 cm.
- iii) La cuantía de refuerzo transversal no será menor de 0,2%.

DISEÑO DE VIGAS

PORTICO : 1-4

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V5		V5	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1
4°	D + L	M (Ton x m) S	2.12	5.92	5.92	2.12
		V (Ton)	4.87	6.14	6.14	4.87
	E	M (Ton x m) S	3.29	2.23	2.23	3.29
		I	3.29	2.23	2.23	3.29
		V (Ton)	0.92	0.92	0.92	0.92
	D + L + E	M (Ton x m) S	5.41	8.15	8.15	5.41
		I	3.29	2.23	2.23	2.23
		V (Ton)	6.71	7.98	7.98	6.71
	REFUERZO	LONGITUD. S	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
		I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
	TRANSVERSAL	ø 3/8"	@.20	ø3/8"	@.20	
3°	D + L	M (Ton x m) S	3.91	6.91	6.91	3.91
		V (Ton)	6.19	7.19	7.19	6.19
	E	M (Ton x m) S	8.84	6.34	6.34	8.84
		I	8.84	6.34	6.34	8.84
		V (Ton)	2.53	2.53	2.53	2.53
	D + L + E	M (Ton x m) S	12.75	13.25	13.25	12.75
		I	8.84	6.34	6.34	8.84
		V (Ton)	11.25	12.25	12.25	11.25
	REFUERZO	LONGITUD. S	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"
		I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
	TRANSVERSAL	ø3/8"	@.20	ø3/8"	@.20	
2°	D + L	M (Ton x m) S	3.71	7.25	7.25	3.71
		V (Ton)	6.10	7.28	7.28	6.10
	E	M (Ton x m) S	13.89	9.72	9.72	13.89
		I	13.89	9.72	9.72	13.89
		V (Ton)	3.94	3.94	3.94	3.94
	D + L + E	M (Ton x m) S	17.60	16.97	16.97	17.60
		I	13.89	9.72	9.72	13.89
		V (Ton)	13.98	15.16	15.16	13.98
	REFUERZO	LONGITUD. S	5ø3ø1/4"	5ø5/8"	5ø5/8"	5ø5/8"
		I	4ø5/8"	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
	TRANSVERSAL	ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICO: 1-4

SENTIDO: Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V5		V5		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
1°	D + L	M (Ton x m) S	2.74	8.10	8.10	2.74	
		V (Ton)	5.80	7.58	7.58	5.80	
	E	M (Ton x m) S	19.33	16.53	16.53	19.33	
		I	19.33	16.83	16.83	19.33	
	D + L + E	V (Ton)	5.98	5.98	5.98	5.98	
		M (Ton x m) S	22.07	24.63	24.63	22.07	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	6 ϕ 5/8"	3 ϕ 1"	3 ϕ 1"	6 ϕ 5/8"
			I	4 ϕ 3/4"	5 ϕ 5/8"	5 ϕ 5/8"	4 ϕ 3/4"
		TRANSVERSAL		ϕ 3/8 @ .20		ϕ 3/8 @ .20	
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	0.42	0.21	0.21	0.42	
		V (Ton)	0.11	0.11	0.11	0.11	
	E	M (Ton x m) S	12.52	11.96	11.96	12.52	
		I	12.52	11.96	11.96	12.52	
	D + L + E	V (Ton)	4.08	4.08	4.08	4.08	
		M (Ton x m) S	12.94	12.17	12.17	12.94	
	REFUERZO	LONGITUD.	I	12.52	11.96	11.96	12.52
			V (Ton)	8.27	8.27	8.27	8.27
		LONGITUD.	S	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
			I	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
TRANSVERSAL		ϕ 1/2" @ .25		ϕ 1/2 @ .25			

DISEÑO DE VIGAS

PORTICO : 2-3

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V6		V6		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	3.18	11.72	11.72	3.18	
		V (Ton)	8.21	11.06	11.06	8.21	
	E	M (Ton x m) S	I	2.84	2.72	2.72	2.84
			I	2.84	2.72	2.72	2.84
		V (Ton)	0.93	0.93	0.93	0.93	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	6.02	14.44	14.44	6.02
			I	2.84	2.72	2.72	2.84
		V (Ton)	10.07	12.92	12.92	10.07	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	2ø1/2+2ø5/8	4ø5/8"	4ø5/8"	2ø1/2+2ø5/8
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
TRANSVERSAL			ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		
3°	D + L	M (Ton x m) S	6.09	14.07	14.07	6.09	
		V (Ton)	10.76	13.42	13.42	10.76	
	E	M (Ton x m) S	I	7.70	7.47	7.47	7.70
			I	7.70	7.47	7.47	7.70
		V (Ton)	2.53	2.53	2.53	2.53	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	13.79	21.54	21.54	13.79
			I	7.70	7.47	7.47	7.70
		V (Ton)	15.82	18.48	18.48	15.82	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	4ø5/8"	4ø3/4"	4ø3/4"	4ø5/8"
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
TRANSVERSAL			ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		
2°	D + L	M (Ton x m) S	5.86	14.44	14.44	5.86	
		V (Ton)	10.66	13.52	13.52	10.66	
	E	M (Ton x m) S	I	12.15	11.52	11.52	12.15
			I	12.15	11.52	11.52	12.15
		V (Ton)	3.95	3.95	3.95	3.95	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	18.01	25.96	25.96	18.01
			I	12.15	11.52	11.52	12.15
		V (Ton)	18.56	21.42	21.42	18.56	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	4ø3/4+3ø5/8	3ø1"	3ø1"	3ø1"
			I	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"
TRANSVERSAL			ø3/8" @.20		ø3/8" @.20		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICO : 2-3

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V6		V6	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1
1°	D + L	M (Ton x m) S	5.22	15.15	15.15	5.22
		V (Ton)	10.43	13.75	13.75	10.43
	E	M (Ton x m) S	16.70	17.98	17.98	16.70
		I	16.70	17.98	17.98	16.70
		V (Ton)	5.78	5.78	5.78	5.78
	D + L + E	M (Ton x m) S	21.92	33.13	33.13	21.92
		I	16.70	17.98	17.98	16.70
		V (Ton)	21.99	25.31	25.31	21.99
	REFUERZO	LONGITUD. S	3 ϕ 5/8+3 ϕ 3/4	2 ϕ 1"+3 ϕ 3/4	2 ϕ 1"+3 ϕ 3/4"	
		I	5 ϕ 5/8"	2 ϕ 1"	2 ϕ 1"	
TRANSVERSAL		ϕ 3/8 @ .20		ϕ 3/8" @ .20		
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	1.14	0.57	0.57	1.14
		V (Ton)	0.29	0.29	0.29	0.29
	E	M (Ton x m) S	11.17	14.37	14.37	11.17
		I	11.17	14.37	14.37	11.17
		V (Ton)	4.26	4.26	4.26	4.26
	D + L + E	M (Ton x m) S	12.31	14.94	14.94	12.31
		I	11.17	14.37	14.37	11.17
		V (Ton)	8.81	8.81	8.81	8.81
	REFUERZO	LONGITUD. S	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
		I	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
TRANSVERSAL		ϕ 1/2 @ .25		ϕ 1/2 @ .25		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: A-C

SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V1		V2		V1	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT.1
4°	D + L	M (Ton x m) S	2.02	5.88	5.73	5.73	5.88	2.02
		V (Ton)	4.86	6.15	5.50	5.50	6.15	4.86
	E	M (Ton x m) S	1.73	1.09	1.26	1.26	1.09	1.73
		I	1.73	1.09	1.26	1.26	1.09	1.73
		V (Ton)	0.47	0.47	0.42	0.42	0.47	0.47
	D + L + E	M (Ton x m) S	3.75	6.97	6.99	6.99	6.97	3.75
		I	1.73	1.09	1.26	1.26	1.09	1.73
		V (Ton)	5.80	7.09	6.34	6.34	7.09	5.80
	REFUERZO	LONGITUD. S	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'
		I	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'
TRANSVERSAL		ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		
3°	D + L	M (Ton x m) S	3.73	7.05	6.82	6.82	7.05	3.73
		V (Ton)	6.13	7.24	6.69	6.69	7.24	6.13
	E	M (Ton x m) S	4.77	3.53	3.09	3.09	3.53	4.77
		I	4.77	3.53	3.09	3.09	3.53	4.77
		V (Ton)	1.38	1.38	1.03	1.03	1.38	1.38
	D + L + E	M (Ton x m) S	8.50	10.58	9.91	9.91	10.58	8.50
		I	4.77	3.53	3.09	3.09	3.53	4.77
		V (Ton)	8.89	10.00	8.75	8.75	10.00	8.89
	REFUERZO	LONGITUD. S	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'
		I	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'
TRANSVERSAL		ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		
2°	D + L	M (Ton x m) S	3.58	7.23	6.89	6.89	7.23	3.58
		V (Ton)	6.08	7.30	6.69	6.69	7.30	6.08
	E	M (Ton x m) S	7.60	5.67	4.44	4.44	5.67	7.60
		I	7.60	5.67	4.44	4.44	5.67	7.60
		V (Ton)	2.21	2.21	1.48	1.48	2.21	2.21
	D + L + E	M (Ton x m) S	11.18	12.90	11.33	11.33	12.90	11.18
		I	7.60	5.67	4.44	4.44	5.67	7.60
		V (Ton)	10.50	11.72	9.65	9.65	11.72	10.50
	REFUERZO	LONGITUD. S	2ø1/2+2ø5/8'	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	2ø1/2+2ø5/8'
		I	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'	2ø1/2+2ø5/8'
TRANSVERSAL		ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		ø3/8 @.20		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: A-C

SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V1		V2		V1		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
1°	D + L	M (Ton x m) S	2.71	7.66	7.13	7.13	7.66	2.71	
		V (Ton)	5.86	7.51	6.69	6.69	7.51	5.86	
	E	M (Ton x m) S	I	10.07	8.81	8.03	8.03	8.81	10.07
			I	10.07	8.81	8.03	8.03	8.81	10.07
		V (Ton)	3.15	3.15	2.68	2.68	3.15	3.15	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	12.78	16.47	15.16	15.16	16.47	12.78
			I	10.07	8.81	8.03	8.03	8.81	10.07
		V (Ton)	12.16	13.81	12.05	12.05	13.81	12.16	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	4ø5/8"	5ø5/8"	5ø5/8"	5ø5/8"	5ø5/8"	4ø5/8"
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
		TRANSVERSAL			ø3/8 @ .20				
	S	D + L	M (Ton x m) S	0.42	0.01	0.13	0.13	0.01	0.42
V (Ton)			0.07	0.07	0.00	0.00	0.07	0.07	
E		M (Ton x m) S	I	6.26	6.11	5.95	5.95	6.11	6.26
			I	6.26	6.11	5.95	5.95	6.11	6.26
		V (Ton)	2.06	2.06	1.98	1.98	2.06	2.06	
D + L + E		M (Ton x m) S	I	6.68	6.12	6.08	6.08	6.12	6.68
			I	6.26	6.11	5.95	5.95	6.11	6.26
		V (Ton)	4.19	4.19	3.96	3.96	4.19	4.19	
REFUERZO		LONGITUD. S	I	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
			I	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
		TRANSVERSAL			ø1/2 @ .25			ø1/2 @ .25	

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: B
SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V3		V4		V3		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	3.19	10.99	10.24	10.24	10.99	3.19	
		V (Ton)	8.33	10.93	9.63	9.63	10.93	8.33	
	E	M (Ton x m) S	I	1.39	1.27	1.50	1.50	1.27	1.39
			I	1.39	1.27	1.50	1.50	1.27	1.39
		V (Ton)	0.44	0.44	0.50	0.50	0.44	0.44	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	4.58	12.26	11.74	11.74	12.26	4.58
			I	1.39	1.27	1.50	1.50	1.27	1.39
		V (Ton)	9.21	11.81	10.63	10.63	11.81	9.21	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	2ø1/2+2ø5/8	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	2ø1/2+2ø5/8
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
		TRANSVERSAL		ø3/8 @ .20		ø3/8 @ .20		ø3/8 @ .20	
	3°	D + L	M (Ton x m) S	6.08	13.67	12.46	12.46	13.67	6.08
V (Ton)			10.82	13.36	12.09	12.09	13.36	10.82	
E		M (Ton x m) S	I	3.83	3.68	3.87	3.87	3.68	3.83
			I	3.83	3.68	3.87	3.87	3.68	3.83
		V (Ton)	1.25	1.25	1.29	1.29	1.25	1.25	
D + L + E		M (Ton x m) S	I	9.91	17.35	16.33	16.33	17.35	9.91
			I	3.83	3.68	3.87	3.87	3.68	3.83
		V (Ton)	13.32	15.86	14.67	14.67	15.86	13.32	
REFUERZO		LONGITUD. S	I	2ø1/2+2ø5/8	2ø3/4+2ø5/8	2ø3/4+2ø5/8	2ø3/4+2ø5/8	2ø3/4+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
		TRANSVERSAL		ø3/8 @ .20		ø3/8 @ .20		ø3/8 @ .20	
2°		D + L	M (Ton x m) S	5.90	13.85	12.55	12.55	13.85	5.90
	V (Ton)		10.76	13.42	12.09	12.09	13.42	10.76	
	E	M (Ton x m) S	I	6.10	5.83	5.85	5.85	5.83	6.10
			I	6.10	5.83	5.85	5.85	5.83	6.10
		V (Ton)	1.99	1.99	1.95	1.95	1.99	1.99	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	12.00	19.68	18.40	18.40	19.68	12.00
			I	6.10	5.83	5.85	5.85	5.83	6.10
		V (Ton)	14.74	17.40	15.99	15.99	17.40	14.74	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	2ø1/2+2ø5/8	4ø3/4"	4ø3/4"	4ø3/4"	4ø3/4"	2ø1/2+2ø5/8
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
		TRANSVERSAL		ø3/8 @ .20		ø3/8 @ .20		ø3/8 @ .20	

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: B
SENTIDO : x

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V3		V4		V3		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
1°	D + L	M (Ton x m) S	5.35	14.30	12.66	12.66	14.30	5.35	
		V (Ton)	10.60	13.60	12.09	12.09	13.60	10.60	
	E	M (Ton x m) S	I	8.13	8.60	5.26	5.26	8.60	8.13
			I	8.13	8.60	5.26	5.26	8.60	8.13
		V (Ton)	2.79	2.79	1.75	1.75	2.79	2.79	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	13.48	22.90	17.92	17.92	22.90	13.48
			I	8.13	8.60	5.26	5.26	8.60	8.13
		V (Ton)	16.18	19.18	15.59	15.59	19.18	16.18	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	4ø5/8"	4ø3/4"	4ø3/4"	4ø3/4"	4ø3/4"	4ø5/8"
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8	2ø1/2+2ø5/8
TRANSVERSAL				ø3/8 @.20		ø3/8 @.20			
S	D + L	M (Ton x m) S	1.18	0.01	0.72	0.72	0.01	1.18	
		V (Ton)	0.20	0.20	0.0*	0.0	0.20	0.20	
	E	M (Ton x m) S	I	5.34	6.41	7.48	7.48	6.41	5.34
			I	5.34	6.41	7.48	7.48	6.41	5.34
		V (Ton)	1.96	1.96	2.49	2.49	1.96	1.96	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	6.52	6.42	8.20	8.20	6.42	6.52
			I	5.34	6.41	7.48	7.48	6.41	5.34
		V (Ton)	4.12	4.12	4.98	4.98	4.12	4.12	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
			I	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
TRANSVERSAL				ø1/2 @.25		ø1/2 @.25			

DISEÑO DE COLUMNAS

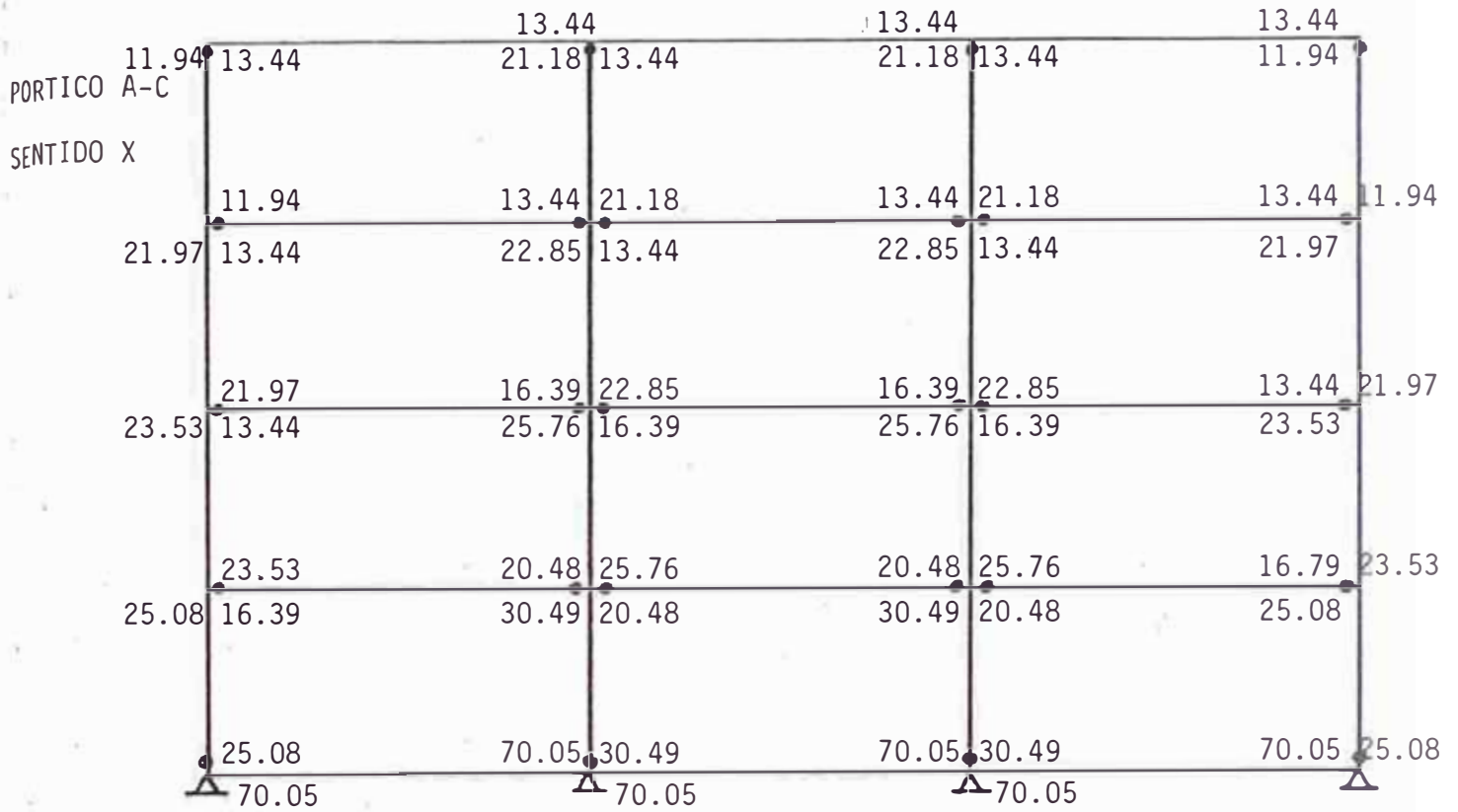
PISO	TIPO DE COLUMNA	DIRECCION	EXTREMO	D + L			E			D + L + E			REFUERZO LONGITUDINAL	
				N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)		
4	C3	X	S	8.83	3.19	2.09	1.00	3.11	1.93	10.28	6.30	5.95	4ø3/4"	
			I		3.08	2.09		2.69	1.93		5.77			
Y		S	8.21	3.18	2.09	2.07	6.35	3.95	9.53	9.99				
		I		3.09	2.09		5.49	3.95	8.58					
3		X	S	19.16	3.00	1.99	3.66	5.47	3.51	26.45	8.47	9.01		4ø1"
			I		2.97	1.99		5.08	3.51		8.05			
Y		S	18.97	3.00	2.00	7.48	10.99	7.06	13.99	16.12				
		I		2.97	2.00		10.99	7.06			13.96			
2		X	S	29.92	2.93	1.95	7.81	7.65	5.02	45.38	18.23	11.99	4ø1"	
			I		2.92	1.95		7.42	5.02		10.34			
Y		S	29.63	2.90	1.92	15.75	11.01	7.07	13.91	16.06				
		I		2.88	1.92		11.21	7.07			14.09			
1	X	S	40.52	2.43	0.80	13.78	9.96	4.78	68.25	12.39	10.36	4ø1"		
		I		1.78	0.80		11.56	4.78		13.34				
Y	S	40.07	2.34	0.77	28.18	21.07	10.09	23.41	20.95					
	I		1.14	0.77		24.33	10.09			25.47				
4	C4	X	S	20.57	0.75	0.47	0.12	6.18	3.87	22.11	6.93		8.21	4ø1"
			I		0.65	0.47		5.42	3.87		6.07			
I		S	22.11	-	-	-	12.18	7.63	12.18	15.26				
		I		-	-		10.70	7.63			10.70			
3		X	S	46.01	0.56	0.39	0.22	10.73	6.95	48.95	11.29	14.29	4ø1"	
			I		0.60	0.39		10.12	6.95		10.72			
I		S	48.95	-	-	-	21.29	13.83	21.29	27.66				
		I		-	-		20.19	13.83			20.19			
2		X	S	71.52	0.70	0.48	0.16	14.33	9.16	76.02	15.03	18.80		4ø1"
			I		0.75	0.48		13.15	9.16		13.90			
Y		S	75.99	-	-	0.03	28.11	17.80	28.11	35.60				
		I		-	-		25.30	17.80			25.30			
1	X	S	97.19	0.90	0.28	0.83	25.20	12.31	103.53	26.10	24.90	4ø1 3/8"		
		I		0.38	0.28		30.21	12.31		30.59				
Y	S	103.48	-	-	0.05	52.12	25.51	52.12	51.02					
	I		-	-		62.67	25.51			62.67				

DISEÑO DE COLUMNAS

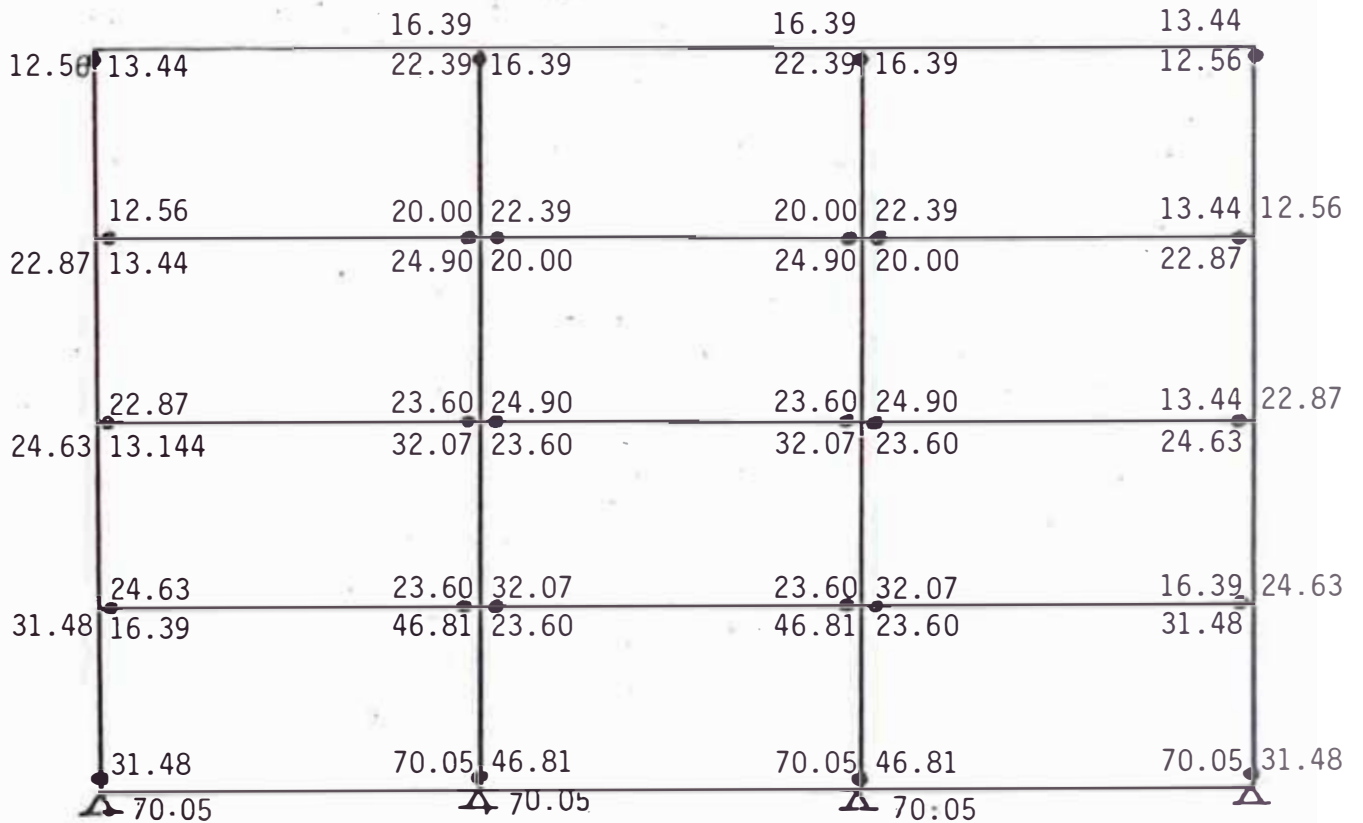
PISO	TIPO DE COLUMNA	DIRECCION	EXTREMO	D + L			E			D + L + E			REFUERZO LONGITUDINAL		
				N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)			
4	C1	X	S	4.86	2.06	1.31	1.06	3.90	2.39	6.93	5.96	6.09	4ø3/4"		
			I		1.91	1.31		3.28	2.39		5.19				
Y		S	4.87	2.12	1.38	2.06	7.39	4.52	10.42	9.51					
		I		2.01	1.38		6.17	4.52		8.18					
3		C1	X	S	11.00	1.82	1.20	4.01	6.89	4.40	18.54	8.71		10.00	4ø1"
				I		1.79	1.20		6.32	4.40		8.11			
Y			S	11.06	1.90	1.25	7.48	12.76	8.13	17.51	14.66				
			I		1.86	1.25		11.64	8.13		13.50				
2	C1	X	S	17.08	1.79	1.21	8.63	9.54	6.25	32.88	11.33	13.71	4ø1"		
			I		1.85	1.21		9.21	6.25		11.06				
Y		S	17.16	1.85	1.24	15.72	17.46	11.38	24.00	19.31					
		I		1.88	1.24		16.69	11.78		18.57					
1	C1	X	S	22.94	0.85	0.29	15.38	12.36	5.78	51.53	13.21	11.85	4ø1"		
			I		0.42	0.29		13.63	5.78		14.05				
Y		S	22.96	0.86	0.29	28.57	24.80	11.58	23.45	25.66					
		I		0.75	0.29		27.32	11.58		28.07					
4	C2	X	S	11.65	0.15	0.09	0.13	5.28	3.42	12.29	5.43	6.93	4ø1"		
			I		0.13	0.09		4.97	3.42		5.10				
I		S	12.28	0.00	0.00	0.01	9.96	6.48	12.96	9.96					
		I		0.00	0.00		9.50	6.48		9.50					
3		C2	X	S	25.59	0.12	1.20	0.90	9.21	6.06	26.68	9.33	13.32	4ø1"	
				I		0.13	1.20		8.98	6.06		9.11			
I			S	26.66	-	-	0.02	17.56	11.68	23.36	17.66				
			I		-	-		17.39	11.68		17.39				
2	C2	X	S	39.58	0.21	0.16	2.42	12.23	2.42	42.00	12.44	5.00	4ø1"		
			I		0.27	0.16		11.55	2.42		11.82				
Y		S	41.22	-	-	0.03	23.38	15.10	30.2	23.38					
		I		-	-		21.91	15.10		21.91					
1	C2	X	S	53.78	0.26	0.08	3.41	24.72	11.34	57.19	24.98	22.76	4ø1"		
			I		0.12	0.08		26.31	11.34		26.43				
Y		S	56.38	-	-	0.04	49.29	22.54	45.08	49.29					
		I		-	-		52.14	22.54		52.14					

PISO	TIPO	SECCION	N (Ton)	a _t (cm ²)	M _y (Ton x m)
4	C1	30 x 30	6.93	11.40	11.94
3		30 x 30	18.54	20.27	21.97
2		30 x 30	32.88	20.27	23.53
1		30 x 30	51.53	20.27	25.08
4	C2	30 x 30	12.29	20.27	21.18
3		30 x 30	26.68	20.27	22.85
2		30 x 30	42.00	20.27	25.76
1		35 x 35	57.19	20.27	30.49
4	C3	30 x 30	10.28	11.40	12.56
3		30 x 30	26.45	20.27	22.87
2		30 x 30	45.38	20.27	24.63
1		35 x 35	68.25	31.67	31.48
4	C4	30 x 30	22.11	20.27	22.39
3		30 x 30	48.95	20.27	24.90
2		35 x 35	76.02	20.27	32.07
1		45 x 45	103.53	20.27	46.81

FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS

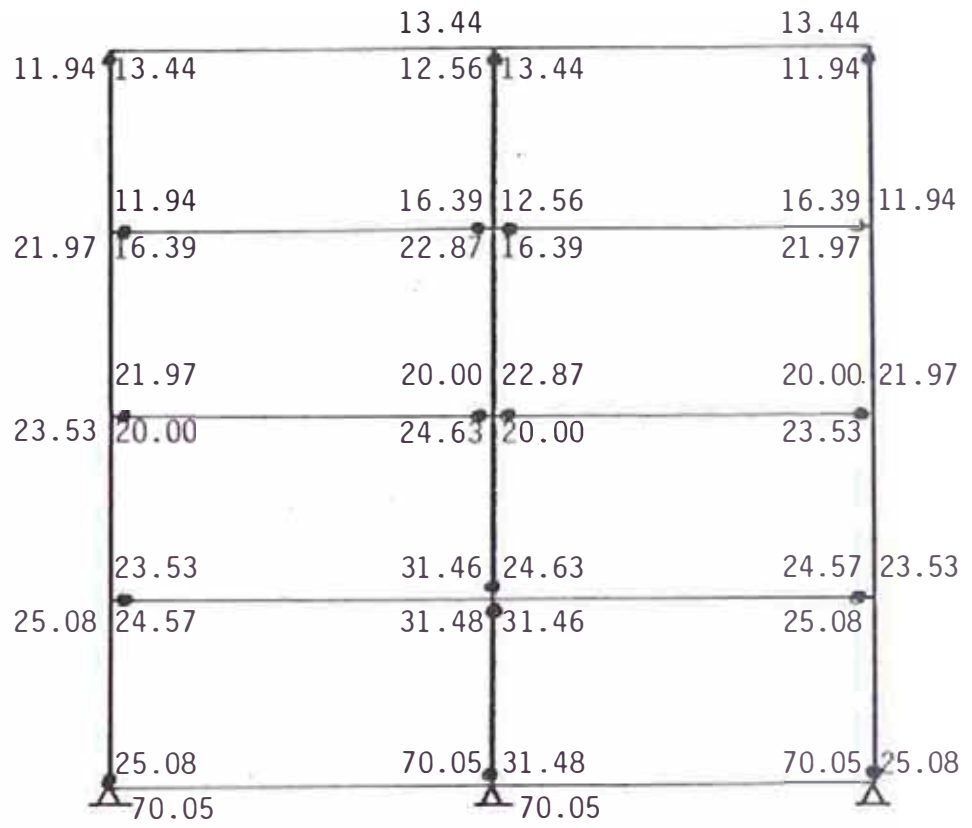


PORTICO B
SENTIDO X

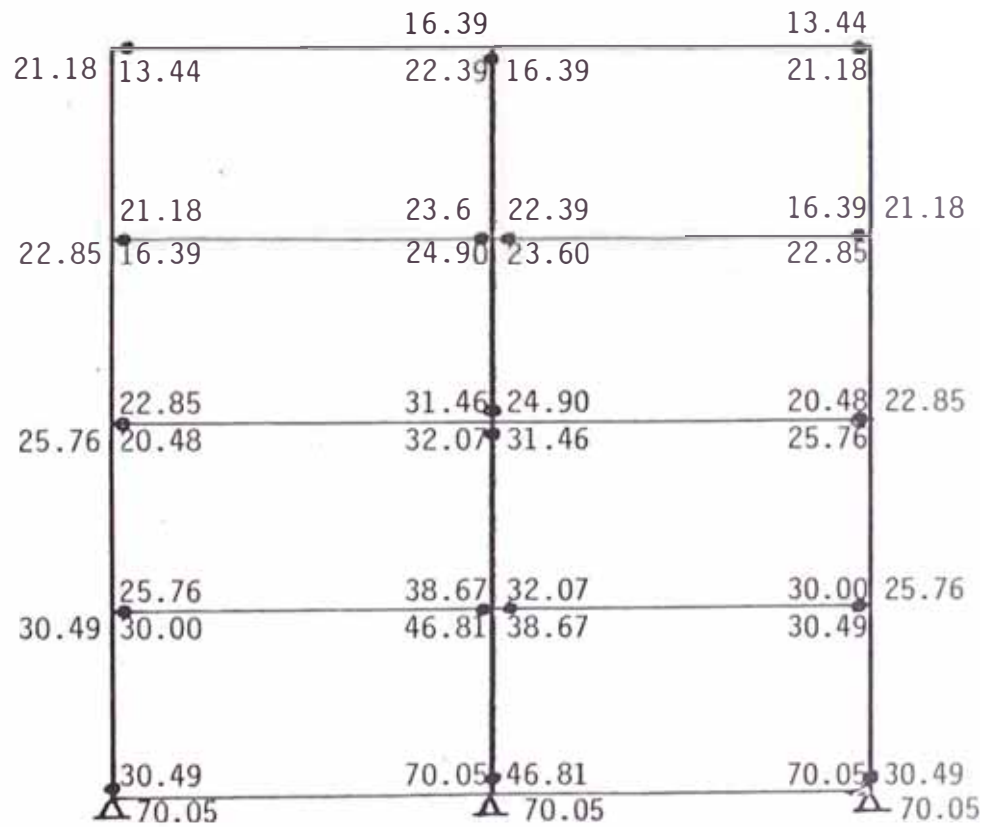


FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS

PORTICO 1-4
SENTIDO Y



PORTICO 2-3
SENTIDO Y



4.2.8.1 Cálculo de la Resistencia Última Lateral

Cálculo de la Capacidad Última Resistente;

PORTICO 1-4

SENTIDO Y

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	My	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	11.94 + 12.56 + 11.94	36.44	14.05	14.05
3	16.39 + (16.39 + 16.39) + 16.39	65.56	10.54	24.59
2	20.00 + (20.0 + 20.0) + 20.00	80.00	7.03	31.62
1	24.57 + (24.63 + 31.48) + 24.57	105.25	3.51	35.13
S	25.08 + 31.48 + 25.08	<u>81.64</u>	.-	.-
		368.89		

PORTICO 2-3

SENTIDO Y

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	My	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	13.44 + 22.39 + 13.44	49.27	18.00	18.00
3	16.39 + (23.60 + 23.60) + 16.39	79.98	13.5	31.5
2	20.48 + (24.90 + 32.07) + 20.48	97.93	9.0	40.5
1	30.0 + (38.67 + 38.67) + 30.0	137.34	4.5	45.0
S	30.49 + 47.81 + 30.49	<u>107.79</u>	.-	.-
		472.31		

PORTICO A-C

SENTIDO X

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	My	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	11.94 + 21.18 + 21.18 + 11.94	66.24	17.7	17.7
3	13.44 + (13.44+13.44)+(13.44+13.44)+ + 13.44	80.64	13.3	31.0
2	13.44+(16.39+16.39)+(16.39+16.39) + + 13.44	92.44	8.9	39.9
1	16.39+(20.48+20.48)+(20.48+20.48) + 16.39	114.70	4.4	44.3
S	25.08 + 30.49 + 30.49 + 25.08	<u>111.14</u>	-.-	-.-
		465.16		

PORTICO B

SENTIDO X

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	My	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	12.56 + 22.39 + 22.39 + 12.56	69.90	22.2	22.2
3	13.44 + (20.0 + 20.0)+(20.0+20.0) + +13.44	106.88	16.6	38.8
2	13.44+(23.6+23.6)+(23.6+23.6)+13.44	121.28	11.1	49.9
1	16.39+(23.6+23.6)+(23.6+23.6)+16.39	127.18	5.5	55.5
S	31.48+46.81+46.81 + 31.48	<u>156.58</u>	-.-	-.-
		581.82		

De acuerdo a las normas de Diseño sísmo-resistente tenemos:

Esfuerzo cortante Lateral Último:

$$Q_{um} = D_s \cdot F_{es} Q_{UD}$$

Donde:

Q_{UD} = cortante sísmico lateral para sísmo severo

D_s = coeficiente estructural ($D_s = 0,3$ buena ductilidad)

F_{es} = factor de forma

$$F_{es} = F_e \times F_s$$

F_e = factor de excentricidad, está en función de R_e

$$R_e = \frac{e}{r_e}$$

e = excentricidad

r_e = radio elástico

$$R_e < 0,15 \quad \therefore F_e = 1,0$$

F_s = factor de rigidez

$$R_s = \frac{r_s}{r_s}$$

DIRECCION	NIVEL	r_s	\bar{r}_s	R_s
X	4	77.70	68.97	1.13
	3	77.70		1.13
	2	77.70		1.13
	1	42.78		0.62
Y	4	69.70	61.69	1.13
	3	69.70		1.13
	2	69.70		1.13
	1	37.68		0.61

Para todo caso $R_s > 0.60$

$$\therefore F_s = 1.0$$

$$F_{es} = F_e \times F_s = 1.0 \times 1.0$$

$$F_{es} = 1.0$$

Reemplazando en (1)

$$Q_{un} = 0.3 \times 1.0 \times Q_{UD}$$

$$Q_{un} = 0.3 Q_{UD}$$

Cálculo para Sismo Severo;

DIRECCION	NIVEL	$\sum Q_{ru}$ (Ton)	Q_{UD} (Ton)	Q_{un} (Ton)
X	4	57.6	233.0	69.9
	3	100.8	420.1	126.0
	2	129.7	568.1	170.4
	1	144.0	685.6	205.7
Y	4	64.10	233.0	69.9
	3	112.08	420.1	126.0
	2	144.24	568.1	170.4
	1	160.26	685.6	205.7

NOTA: De los resultados anteriores se observa que la capa capacidad del cortante último es menor que el cortante requerido para sismo severo por lo tanto, se debe cambiar el diseño.

Para ello: a) Se aumentará el acero de manera que se conserve los momentos plásticos en vigas.

b) Se aumentarán las dimensiones de las secciones calculadas de acuerdo al código peruano.

4.2.9 Análisis Dinámico Espectral

En forma similar a lo tratado en el capítulo anterior y teniendo en cuenta que las rigideces de piso son iguales y las masas similares, podemos asumir los mismos períodos y formas de modo.

De acuerdo al reglamento japonés se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones;

- 1) Establecer un apropiado modelo matemático, el cual represente las propiedades dinámicas reales de la estructura, sus períodos naturales de vibración, modos y amortiguamiento.
- 2) Determinar el adecuado movimiento sísmico de acuerdo a registros de intensidad y condiciones locales del suelo.

Dados dos métodos; 1) Análisis de espectro-respuesta
2) Análisis tiempo historia.

para sistemas elásticos lineales, ambos métodos pueden utilizarse bajo similares resultados con respecto a la máxima respuesta.

4.2.9.1 Evaluación de Períodos y Formas de Modo

Los resultados del análisis modal son los siguientes:

SENTIDO X;

MODO N°	NIVEL	FORMA DE MODO	MASAS	F.P.M _i	T _i (seg)
1°	4	1.00	0.151	1.206	0.941
	3	0.92	0.181		
	2	0.75	0.181		
	1	0.52	0.187		
2°	4	1.0	0.151	-0.263	0.319
	3	0.28	0.181		
	2	-0.69	0.181		
	1	-1.06	0.187		
3°	4	1.00	0.151	0.075	0.193
	3	-0.87	0.181		
	2	-0.80	0.181		
	1	1.05	0.187		
4°	4	1.00	0.151	-0.016	0.159
	3	-1.93	0.181		
	2	1.89	0.181		
	1	-0.91	0.187		

SENTIDO Y:

MODO N°	NIVEL	FORMA DE MODO	MASAS	F.P.M _i	T _i (seg)
1°	4	1.00	0.151	1.203	0.996
	3	0.92	0.181		
	2	0.76	0.181		
	1	0.52	0.187		
2°	4	1.00	0.151	-0.263	0.328
	3	0.28	0.181		
	2	-0.69	0.181		
	1	-1.06	0.187		
3°	4	1.00	0.151	0.074	0.204
	3	-0.86	0.181		
	2	-0.81	0.181		
	1	1.05	0.187		
4°	4	1.00	0.151	-0.016	0.162
	3	-1.95	0.181		
	2	1.91	0.181		
	1	-0.91	0.187		

4.2.9.2 Análisis Espectral Elástico

De acuerdo a las normas japonesas el cortante sísmico en la base es igual a:

$$Q_i = C_i \cdot W = \frac{S_a}{g} \cdot W$$

Por lo tanto:

$$\frac{S_a}{g} = C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

$$\frac{S_a}{g} = 1.0 \times R_t(T) \times 1.0 \times 1.0 = R_t$$

$$\frac{S_a}{g} = 1 - 0.2 \left(\frac{T}{0.8} - 1 \right)^2 \quad \text{Si } T < 0.4, R_t = 1.0$$

$$S_a = g \left(1 - 0.2 \left(\frac{T}{0.8} - 1 \right)^2 \right)$$

$$V_{Di} = \frac{S_{a_i}}{w_i} = g \frac{\left(1 - 0.2 \left(T_i/0.8 - 1 \right)^2 \right)}{w_i}$$

MODOS	DIRECCION X		DIRECCION Y	
	T _i	V _{Di}	T _i	V _{Di}
1	0.941	145.86	0.996	153.48
2	0.309	48.30	0.328	51.16
3	0.193	30.10	0.204	31.82
4	0.154	24.02	0.162	25.27

SENTIDO Y:

MODO	j	W _i	T _i	ϕ_i	FPM _i	FPM _i x ϕ_i
1°	4	6.31	0.996	1.00	1,203	1,203
	3			0,92		1.107
	2			0.76		0,914
	1			0.52		0,625
2°	4	19.15	0.328	1.00	-0,263	-0,263
	3			0,28		-0.074
	2			-0,69		0.181
	1			-1.06		0.279
3°	4	30.80	0.204	1.00	0.074	0.074
	3			-0.86		-0.064
	2			-0.81		-0.060
	1			1.05		0.078
4°	4	38.67	0.162	1.00	-0.016	-0.016
	3			-1.95		0.031
	2			1.91		0,030
	1			-0.91		0.014

4.2.9.3 Factores de Participación

SENTIDO X:

MODO	j	W_i	T_i	ϕ_i	FPM_i	$FPM_i \phi_i$
1°	4	6.675	0.941	1.00	1.206	1.206
	3			0.92		1.110
	2			0.75		0.904
	1			0.52		0.627
2°	4	20.32	0.309	1.00	-0.263	-0.263
	3			0.28		-0.074
	2			-0.69		0.181
	1			-1.06		0.279
3°	4	32.59	0.193	1.00	0.075	0.075
	3			-0.87		-0.065
	2			-0.80		-0.060
	1			1.05		0.079
4°	4	40.83	0.154	1.00	-0.016	-0.016
	3			-1.93		0.031
	2			1.89		-0.030
	1			-0.91		0.014

SENTIDO X:

NIVEL	MODO 1		MODO 2		MODO 3		MODO 4		Q _{rD} (Ton)
	V _{D1} (cm/seg)	Q _{r1} (Ton)	V _{D2} (cm/seg)	Q _{r2} (Ton)	V _{D3} (cm/seg)	Q _{r3} (Ton)	V _{D4} (cm/seg)	Q _{r4} (Ton)	
4		177.3		-38.9		11.1		-2.4	205.8
3	145.9	372.9	48.2	-52.0	30.1	-0.4	24.0	3.1	402.5
2		532.2		-19.9		-11.0		-2.2	549.0
1		646.4		31.2		3.5		0.4	664.33

SENTIDO Y:

NIVEL	MODO 1		MODO 2		MODO 3		MODO 4		Q _{rD} (Ton)
	V _{D1} (cm/seg)	Q _{r1} (Ton)	V _{D2} (cm/seg)	Q _{r2} (Ton)	V _{D3} (cm/seg)	Q _{r3} (Ton)	V _{D4} (cm/seg)	Q _{r4} (Ton)	
4		175.9		-38.9		10.9		-2.4	204.3
3	153.5	369.9	51.2	-52.0	318	-0.4	25.3	3.1	399.5
2		530.1		-19.9		-11.0		-2.2	546.9
1		643.3		31.3		3.3		0.4	661.2

De acuerdo al código japonés los edificios se diseñan para sismos moderados, de manera que su resistencia inelástica resistirá los sismos severos, lo que permite reducir los cortantes sísmicos obtenidos en un 20% resultando los siguientes valores:

NIVEL	QD (Ton)	
	SENTIDO X	SENTIDO Y
4	41.16	40.9
3	80.5	79.9
2	109.8	109.4
1	132.9	132.2

4.3 Análisis y Diseño de Edificación Típica de Concreto Armado Usando el Código U.S.A. de Diseño Sísmico Resistente.

Como en los acápites anteriores en este se analizan el modelo anterior pero utilizando todo lo especificado en las normas norteamericanas las cuales están comprendidas en:

- Uniforme Building Code - 1982 Edition
- A.C.I. 318 - 77 Reglamento de las Construcciones de Concreto reforzado.

Las partes que comprenden este estudio se realizan en forma similar que el código peruano con el cual en su contenido no existe mucha diferencia por ello este acápite no abarcará un contenido teórico para evitar la reiteración.

4.3.1 Metrado de Cargas

4.3.1.1 Metrado de Cargas Totales

El metrado de cargas totales o peso propio de la estructura se calcula de la misma manera bajo estas condiciones del análisis sísmico:

- Se utilizará el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

De acuerdo a ésto tenemos lo siguiente:

NIVEL	CARGA MUERTA (Ton)	CARGA VIVA (Ton)	C.M.+25% C.V. (Ton)
4°	126.49	64.80	142.69
3°	154.91	15.6	173.81
2°	154.91	75.6	173.81
1°	160.17	75.6	179.07
TOTAL	596.48	291.60	669.38

4.3.1.2. Metrado en Cargas Vivas

De la misma forma que el reglamento peruano se analizan las cargas verticales por unidad de longitud a excepción de los factores de carga última que tienen los siguientes factores:

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

Si se incluyen en el diseño las cargas sísmicas : (E).

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

La última expresión la utilizaremos para el diseño final de vigas.

Aplicando la primera expresión obtenemos el siguiente cuadro de valores de cargas por metro lineal:

NIVELES	PORTICOS	WD (Ton/m)	WL (Ton/m)	WU (Ton/m)
4°	1-4-A-C	1,392	0.900	3.479
1° 2° 3°	1-4-A-C	1,692	1,050	4,154
4°	2-3-B	2,352	1,800	6,353
1° 2° 3°	2-3-B	2,952	2,100	7,703

4.3.2 Análisis Sísmico Estático

El análisis de la estructura sometida a la acción de fuerzas horizontales de sismo de acuerdo a las normas U.S.A. de diseño sísmico resistente será lo que a continuación calcularemos.

Analizaremos el edificio en ambos sentidos en forma independiente como se detalla en las normas.

Cortante en la base:

Las normas dan la siguiente fórmula para el cálculo de la mínima fuerza horizontal sísmica:

$$V = ZIKCSW$$

La descripción de los elementos se detallaron en el capítulo anterior procederemos a su elección:

- Z Factor de zona sísmica (Z = 1.00, Zona 4)
- I Factor de Importancia (I = 1.00, Edificio común)
- K Factor de Ductilidad (K = 0.67, Edificio con pórticos dúctiles).
- C Coeficiente sísmico

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0.12$$

T : Período de la Estructura

puede ser determinado por las siguientes fórmulas :

$$T = \frac{0.05 hn}{\sqrt{D}} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.3 \text{ seg.} \\ T_y = 0.5 \text{ seg.} \end{array} \right.$$

para estructuras dúctiles :

$$T = 0.10 N \quad T = 0.40 \text{ seg.}$$

utilizaremos la segunda expresión por ser la más específica.

Cálculo de Coeficiente sísmico:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.4}} = 0.105 < 0.12$$

S : Coeficiente de resonancia suelo - estructura.

$$S = \frac{T}{T_S} = \frac{0.40}{0.50} = 0.80 < 1.0$$

entonces:

$$S = 1.0 - \frac{T}{T_S} - 0.5 (T/T_S)^2$$

reemplazando valores:

$$S = 1.48$$

$$S \times C = 1.48 \times 0.105 = 0.155 > 0.14 \quad \text{No}$$

$$S \times C = 0.14$$

W : peso de la estructura

$$W = 620.78 + 25\% \times 194.4$$

$$W = 669.38 \text{ Ton.}$$

reemplazando valores en el cálculo de V:

$$V = 1.0 \times 1.0 \times 0.67 \times 0.14 \times 669.38$$

$$V = 62.8 \text{ Ton.}$$

Distribución del cortante en los niveles:

La fuerza lateral en la base V debe ser distribuida en las estructuras de acuerdo a las siguientes fórmulas :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

La fuerza concentrada en lo alto del edificio de acuerdo a:

$$F_t = 0.07 TV < 0.25 V$$

puede considerarse:

$$F_t = 0 \text{ si } T < 0.7 \text{ seg.}$$

La parte restante se distribuirá de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x H_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

En nuestro caso:

$$F_t = 0$$

pero se distribuirá el resto en toda la altura del edificio:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

NIVEL	W _i (Ton)	H _i (m)	W _i H _i (Tonxm)	f _i (Ton)	V _i (Ton)	Fuerzas de Diseño (Ton)	
						F _x	F _y
4	142.69	13.5	1926.32	20.64	20.64	6.88	5.16
3	173.81	10.5	1825.01	19.55	40.19	6.52	4.89
2	173.81	7.5	1303.57	13.97	54.16	4.57	3.49
1	179.07	4.5	805.81	8.63	62.79	2.88	2.16
669.38						5860.71	

4.3.3 Análisis Estructural

De acuerdo a lo tratado anteriormente aquí se presenta el análisis de los pórticos en que se dividió la estructura, se utilizará las cargas sísmicas en forma independiente.

Para el análisis de los pórticos se utilizó los siguientes estados de carga:

- 1 Carga 1.4 D + 1.7 L en todos los tramos
- 2 Carga E

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: 1-4

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V5		V5		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	3.98	11.27	11.27	3.98	
		V (Ton)	9.23	11.65	11.65	9.23	
	E	M (Ton x m) S	I	2.46	1.67	1.67	2.46
			I	2.46	1.67	1.67	2.46
		V (Ton)	0.69	0.69	0.69	0.69	
	D + L + E	M (Ton x m) S	6.44	9.36	9.36	6.44	
		V (Ton)	3.45	2.34	2.34	3.45	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
		TRANSVERSAL	Tipo I		Tipo I		
3°	D + L	M (Ton x m) S	7.31	12.86	12.86	7.31	
		V (Ton)	11.54	13.39	13.39	11.54	
	E	M (Ton x m) S	I	6.63	4.75	4.75	6.63
			I	6.63	4.75	4.75	6.63
		V (Ton)	1.90	1.90	1.90	1.90	
	D + L + E	M (Ton x m) S	14.78	16.33	16.33	14.78	
		V (Ton)	9.30	6.66	6.66	9.30	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø5/8+1ø1/2"	4ø5/8"	4ø5/8"	3ø5/8+1ø1/2"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
		TRANSVERSAL	Tipo I		Tipo I		
2°	D + L	M (Ton x m) S	6.92	13.49	13.49	6.92	
		V (Ton)	11.37	13.56	13.54	11.37	
	E	M (Ton x m) S	I	10.42	7.29	7.29	10.42
			I	10.42	7.29	7.29	10.42
		V (Ton)	2.95	2.95	2.95	2.95	
	D + L + E	M (Ton x m) S	19.80	20.34	20.34	19.80	
		V (Ton)	14.61	10.22	10.22	14.61	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø5/8+3ø1/2"	3ø3/4+1ø5/8"	3ø3/4+1ø5/8"	3ø5/8+3ø1/2"
			I	2ø5/8+1ø1/2"	2ø3/4"	2ø3/4"	3ø5/8+1ø1/2"
		TRANSVERSAL	Tipo II		Tipo II		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: 1-4

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V5		V5	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1
1°	D + L	M (Ton x m) S	5.10	15.08	15.08	5.10
		V (Ton)	10.80	14.13	14.13	10.80
	E	M (Ton x m) S	14.50	12.39	12.39	14.50
		I	14.50	12.39	12.39	14.50
		V (Ton)	4.48	4.48	4.48	4.48
	D + L + E	M (Ton x m) S	24.16	28.69	28.69	24.16
		I	20.34	17.38	17.38	20.34
		V (Ton)	14.38	16.88	16.88	14.38
	REFUERZO	LONGITUD. S	3 ϕ 3/4+2 ϕ 5/8	2 ϕ 1"+2 ϕ 3/4	2 ϕ 1"+2 ϕ 3/4	3 ϕ 3/4+2 ϕ 5/8
		I	3 ϕ 3/4+1 ϕ 5/8	3 ϕ 3/4	3 ϕ 3/4	3 ϕ 3/4+1 ϕ 5/8
TRANSVERSAL		Tipo II				
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	0.79	0.40	0.40	0.79
		V (Ton)	0.20	0.20	0.20	0.20
	E	M (Ton x m) S	9.39	8.96	8.96	9.39
		I	9.39	8.96	8.96	9.39
		V (Ton)	3.06	3.06	3.06	3.06
	D + L + E	M (Ton x m) S	13.76	12.57	12.57	13.76
		I	13.17	12.87	12.87	13.17
		V (Ton)	4.29	4.29	4.29	4.29
	REFUERZO	LONGITUD. S	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
		I	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
TRANSVERSAL		Tipo II				

NOTAS: 1. REFUERZO TRANSVERSAL

Tipo I : ϕ 3/8" 1 @ .05 + R @ .25

Tipo II : ϕ 3/8" 1 @ .05 + 4 @ .20 + R @ .25

Tipo III: ϕ 1/2" 1 @ .05 + R @ .25

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: 2-3

SENTIDO : Y

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V6		V6		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	6.22	23.27	22.27	6.22	
		V (Ton)	16.22	21.90	21.90	16.22	
	E	M (Ton x m) S	1.21	1.15	1.15	1.21	
		I	1.21	1.15	1.15	1.21	
		V (Ton)	0.39	0.39	0.39	0.39	
	D + L + E	M (Ton x m) S	6.30	19.07	19.07	6.30	
		I	1.70	1.61	1.61	1.70	
		V (Ton)	5.21	16.97	16.97	5.21	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4"	5ø5/8"	5ø5/8"	2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I			
3°	D + L	M (Ton x m) S	11.71	26.84	26.84	11.71	
		V (Ton)	20.59	25.63	25.63	20.59	
	E	M (Ton x m) S	5.78	5.60	5.60	5.78	
		I	5.78	5.60	5.60	5.78	
		V (Ton)	1.90	1.90	1.90	1.90	
	D + L + E	M (Ton x m) S	16.89	27.98	27.98	16.89	
		I	8.11	7.85	7.85	8.11	
		V (Ton)	18.11	21.89	21.89	18.11	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø3/4"	5ø3/4"	5ø3/4"	3ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I			
2°	D + L	M (Ton x m) S	11.22	27.58	27.58	11.22	
		V (Ton)	20.38	25.84	25.84	20.38	
	E	M (Ton x m) S	9.12	8.64	8.64	9.12	
		I	9.12	8.64	8.64	9.12	
		V (Ton)	2.96	2.96	2.96	2.96	
	D + L + E	M (Ton x m) S	21.21	32.80	32.80	21.21	
		I	12.79	12.12	12.12	12.79	
		V (Ton)	19.44	25.53	25.53	19.44	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	3ø3/4+1ø5/8	2ø1"+3ø3/4	2ø1"+3ø3/4	3ø3/4+1ø5/8
			I	5ø1/2	2ø3/4	2ø3/4	5ø1/2
TRANSVERSAL		Tipo II		Tipo II			

DISEÑO DE VIGAS

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V6		V6	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1
1°	D + L	M (Ton x m) S	9.98	28.95	28.95	9.98
		V (Ton)	19.95	26.27	26.27	19.95
	E	M (Ton x m) S	12.54	13.48	13.48	12.54
		I	12.54	13.48	13.48	12.54
		V (Ton)	4.34	4.34	4.34	4.34
	D + L + E	M (Ton x m) S	25.07	40.62	40.62	25.07
		I	17.59	18.91	18.91	17.59
		V (Ton)	21.05	25.79	25.79	21.05
	REFUERZO	LONGITUD. S	2 ϕ 1+1 ϕ 3/4	3 ϕ 1"+2 ϕ 3/4	3 ϕ 1"2 ϕ 3/4	2 ϕ 1+1 ϕ 3/4
		I	3 ϕ 3/4	2 ϕ 3/4+2 ϕ 1/2	2 ϕ 3/4+2 ϕ 1/2	3 ϕ 3/4
TRANSVERSAL		Tipo II		Tipo II		
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	2.19	1.09	1.09	2.19
		V (Ton)	0.55	0.55	0.55	0.55
	E	M (Ton x m) S	8.38	10.77	10.77	8.38
		I	8.38	10.77	10.77	8.38
		V (Ton)	3.19	3.19	3.19	3.19
	D + L + E	M (Ton x m) S	13.40	15.10	15.10	13.40
		I	11.75	20.14	20.14	11.75
		V (Ton)	4.89	4.89	4.89	4.89
	REFUERZO	LONGITUD. S	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
		I	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"
TRANSVERSAL		Tipo III		Tipo III		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: A-C

SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V1		V2		V1		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	3.80	11.17	10.87	10.87	11.17	3.80	
		V (Ton)	9.21	11.67	10.44	10.44	11.67	9.21	
	E	M (Ton x m) S	2.31	1.45	1.69	1.69	1.45	2.31	
		I	2.31	1.45	1.69	1.69	1.45	2.31	
		V (Ton)	0.63	0.63	0.56	0.56	0.63	0.63	
	D + L + E	M (Ton x m) S	6.09	10.41	10.52	10.52	10.41	6.09	
		I	3.24	2.03	2.37	2.37	2.03	3.24	
		V (Ton)	7.79	9.64	8.62	8.62	9.64	7.79	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		
3°	D + L	M (Ton x m) S	6.97	13.13	12.69	12.69	13.13	6.97	
		V (Ton)	11.43	13.49	12.46	12.46	13.49	11.43	
	E	M (Ton x m) S	6.36	4.70	4.11	4.11	4.70	6.36	
		I	6.36	4.70	4.11	4.11	4.70	6.36	
		V (Ton)	1.84	1.84	1.37	1.37	1.84	1.84	
	D + L + E	M (Ton x m) S	14.15	16.44	15.28	15.28	16.44	14.15	
		I	8.92	6.59	5.76	5.76	6.59	8.92	
		V (Ton)	11.15	12.70	11.27	11.27	12.70	11.15	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø3/4+1ø1/2	3ø5/8+2ø1/2	3ø5/8+2ø1/2	3ø5/8+2ø1/2	3ø5/8+2ø1/2	2ø3/4+1ø1/2
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		
2°	D + L	M (Ton x m) S	6.68	13.47	12.83	12.85	13.47	6.68	
		V (Ton)	11.33	13.59	12.46	12.46	13.59	11.33	
	E	M (Ton x m) S	10.13	7.56	5.93	5.93	7.56	10.13	
		I	10.13	7.56	5.93	5.93	7.56	10.13	
		V (Ton)	2.95	2.95	1.98	1.98	2.95	2.95	
	D + L + E	M (Ton x m) S	19.22	20.71	17.99	17.99	20.71	19.22	
		I	14.21	10.60	8.32	8.32	10.60	14.21	
		V (Ton)	12.63	14.33	12.12	12.12	14.33	12.63	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	2ø5/8+2ø3/4	3ø3/4+1ø5/8	3ø3/4+1ø5/8	3ø3/4+1ø5/8	3ø3/4+1ø5/8	2ø5/8+2ø3/4
			I	2ø1/2+2ø5/8	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø1/2+2ø5/8
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: A-C
SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V1		V2		V1	
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1
1°	D + L	M (Ton x m) S	5.04	14.26	13.27	13.27	14.26	5.04
		V (Ton)	10.93	14.00	12.46	12.46	14.00	10.93
	E	M (Ton x m) S	13.43	11.75	10.70	10.70	11.75	13.43
		I	13.43	11.75	10.70	10.70	11.75	13.43
		V (Ton)	4.20	4.20	3.57	3.57	4.20	4.20
	D + L + E	M (Ton x m) S	22.62	27.17	24.96	24.96	27.17	22.62
		I	18.84	16.48	15.01	15.01	16.48	18.84
		V (Ton)	14.09	16.39	14.35	14.35	16.39	14.09
	REFUERZO	LONGITUD. S	4ø3/4"	5ø3/4"	5ø3/4"	5ø3/4"	5ø3/4"	4ø3/4"
		I	2ø3/4+2ø5/8	3ø3/4"	3ø3/4"	3ø3/4"	3ø3/4"	2ø3/4+2ø5/8
	TRANSVERSAL	Tipo II		Tipo II		Tipo II		
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	0.79	0.03	0.25	0.25	0.03	0.79
		V (Ton)	0.14	0.14	-	-	0.14	0.14
	E	M (Ton x m) S	8.35	8.14	7.93	7.93	8.14	8.35
		I	8.35	8.14	7.93	7.93	8.14	8.35
		V (Ton)	2.75	2.75	2.64	2.64	2.75	2.75
	D + L + E	M (Ton x m) S	12.30	11.42	11.12	11.12	11.42	12.30
		I	11.72	11.42	11.12	11.12	11.42	11.72
		V (Ton)	3.96	3.96	3.70	3.70	3.96	3.96
	REFUERZO	LONGITUD. S	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
		I	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
	TRANSVERSAL	Tipo III		Tipo III		Tipo III		

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS : B

SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V3		V4		V3		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
4°	D + L	M (Ton x m) S	6.24	21.77	20.28	20.28	21.77	6.24	
		V (Ton)	16.47	21.65	19.06	19.06	21.65	16.47	
	E	M (Ton x m) S	I	1.85	1.69	2.00	2.00	1.69	1.85
			I	1.85	1.69	2.00	2.00	1.69	1.85
		V (Ton)	0.59	0.59	0.67	0.67	0.59	0.59	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	7.27	18.70	18.02	18.02	18.70	7.27
			I	2.59	2.37	2.81	2.81	2.37	2.59
		V (Ton)	13.18	17.06	15.23	15.23	17.06	13.18	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	2ø3/4"	2ø5/8+2ø3/4"	2ø5/8+2ø3/4"	2ø5/8+2ø3/4"	2ø5/8+2ø3/4"	2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		
3°	D + L	M (Ton x m) S	11.67	26.12	23.81	23.81	26.12	11.67	
		V (Ton)	20.70	25.52	23.11	23.11	25.52	20.70	
	E	M (Ton x m) S	I	5.10	4.91	5.16	5.16	4.91	5.10
			I	5.10	4.91	5.16	5.16	4.91	5.10
		V (Ton)	1.67	1.67	1.72	1.72	1.67	1.67	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	15.91	26.48	25.09	25.09	26.48	15.91
			I	7.15	6.89	7.24	6.89	6.89	7.15
		V (Ton)	17.54	21.48	19.74	19.74	21.48	17.54	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	1ø5/8"+2ø3/4"	3ø5/8+3ø3/4"	3ø5/8+3ø3/4"	3ø5/8+3ø3/4"	3ø5/8+3ø3/4"	1ø5/8"+2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL			Tipo I		Tipo I		Tipo I		
2°	D + L	M (Ton x m) S	11.29	26.47	24.00	24.00	26.47	11.29	
		V (Ton)	20.58	25.64	23.11	23.11	25.64	20.58	
	E	M (Ton x m) S	I	8.13	7.77	7.80	7.80	7.77	8.13
			I	8.13	7.77	7.80	7.80	7.77	8.13
		V (Ton)	2.65	2.65	2.60	2.60	2.65	2.65	
	D + L + E	M (Ton x m) S	I	19.87	30.74	28.94	28.94	30.74	19.87
			I	11.40	10.90	10.94	10.94	10.90	11.40
		V (Ton)	19.15	22.95	20.98	20.98	22.95	19.15	
	REFUERZO	LONGITUD. S	I	2ø5/8+2ø3/4"	2ø1"+2ø3/4"	2ø1"+2ø3/4"	2ø1"+2ø3/4"	2ø1"+2ø3/4"	2ø5/8+2ø3/4"
			I	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"	2ø3/4"
TRANSVERSAL		Tipo I		Tipo I		Tipo I			

DISEÑO DE VIGAS

PORTICOS: B

SENTIDO : X

PISO	TIPO DE CARGA	TIPO DE ESFUERZO	V3		V4		V3		
			EXT. 1	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 2	EXT. 1	
1°	D + L	M (Ton x m) S	10.24	27.34	24.19	24.19	27.34	10.24	
		V (Ton)	20.26	25.96	23.11	23.11	25.96	20.26	
	E	M (Ton x m) S	10.84	11.47	12.34	12.34	11.47	10.84	
		I	10.84	11.47	12.34	12.34	11.47	10.84	
		V (Ton)	3.72	3.72	4.11	4.11	3.72	3.72	
	D + L + E	M (Ton x m) S	22.64	48.44	35.17	35.17	48.14	22.64	
		I	15.20	16.09	17.31	17.31	16.09	15.20	
		V (Ton)	20.33	24.60	23.00	23.00	24.60	20.33	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	4ø3/4"	4ø1+3ø3/4"	4ø1"+3ø3/4"	4ø1"+3ø3/4"	4ø1"+3ø3/4"	4ø3/4"
			I	2ø3/4+1ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	4ø5/8"	2ø3/4+1ø5/8"
TRANSVERSAL		Tipo II		Tipo II		Tipo II			
S O T A N O	D + L	M (Ton x m) S	2.25	0.02	0.74	0.74	0.02	2.25	
		V (Ton)	-	-	0.38	0.38	-	-	
	E	M (Ton x m) S	7.11	8.55	9.97	9.97	8.55	7.11	
		I	7.11	8.55	9.97	9.97	8.55	7.11	
		V (Ton)	2.61	2.61	3.32	3.32	2.61	2.61	
	D + L + E	M (Ton x m) S	11.50	11.99	13.98	13.98	11.99	11.50	
		I	9.97	11.99	14.54	14.54	11.99	11.50	
		V (Ton)	3.66	3.66	4.94	4.94	3.66	3.66	
	REFUERZO	LONGITUD.	S	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
			I	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"	4ø1"
TRANSVERSAL		Tipo III		Tipo III		Tipo III			

DISEÑO DE COLUMNAS

PISO	TIPO DE COLUMNA	DIRECCION	EXTREMO	D + L			E			D + L + E			REFUERZO LONGITUDINAL	
				N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)		
4	C1	X	S	9.21	3.78	2.46	0.63	2.33	1.41	9.22	6.10	3.82	4ø3/4"	
			I		3.58	2.46		1.91	1.41		5.08			
Y		S	9.22	3.99	2.59	0.69	2.46	1.50	6.44					
		I		3.77	2.59		2.03	1.50	5.67					
3		X	S	20.64	3.38	2.24	2.47	4.44	2.83	20.76	8.76	5.65		4ø3/4"
			I		3.33	2.24		6.06	2.83		11.00			
Y		S	20.76	3.54	2.34	2.59	4.61	2.93	9.12					
		I		3.48	2.34		4.19	2.93	8.49	5.86				
2		X	S	31.97	3.34	2.26	5.42	6.07	3.98	32.13	11.02	7.28		4ø1"
			I		3.45	2.26		5.88	3.98		10.83			
Y		S	32.13	3.44	2.32	5.54	6.23	4.07	11.32					
		I		3.50	2.32		5.99	4.07	11.03	7.45				
1	X	S	42.90	1.60	0.53	6.62	7.53	3.53	46.25	11.76	5.35	4ø1"		
		I		0.79	0.53		8.35	3.53		12.30				
Y	S	42.93	1.60	0.53	10.02	8.51	3.98	13.14						
	I		0.79	0.53		9.39	3.98	13.76	5.98					
4	C2	X	S	22.10	0.29	0.18	0.07	3.14	2.03	22.10	4.62	2.98	4ø3/4"	
			I		-0.24	0.18		2.94	2.03		4.30			
I		S	16.22	6.22	4.06	0.69	2.12	1.31	7.64					
		I		5.97	4.06		1.81	1.31	7.02	4.88				
3		X	S	48.05	0.20	0.15	0.54	5.88	3.87	48.05	8.40	5.54	4ø1"	
			I		0.24	0.15		5.73	3.87		8.22			
I		S	36.80	5.74	3.80	2.59	3.97	2.54	9.87					
		I		5.67	3.80		3.67	2.54	9.40	6.41				
2		X	S	74.11	0.40	0.30	1.51	7.76	5.04	74.11	11.18	7.29	4ø1"	
			I		0.51	0.30		7.36	5.04		10.70			
Y		S	57.19	5.54	3.68	5.55	5.45	3.58	11.80					
		I		5.51	3.68		5.30	3.58	11.57	7.78				
1	X	S	100.57	0.48	0.16	2.11	5.09	3.92	100.57	7.50	5.62	4ø1"		
		I		0.22	0.16		6.06	3.92		8.66				
Y	S	77.13	4.48	1.48	9.89	7.24	3.47	13.51						
	I		2.19	1.48		8.38	3.47	13.40	5.98					

NOTAS: La capacidad última resistente en el código norteamericano especifica:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

DISEÑO DE COLUMNAS

PISO	TIPO DE COLUMNA	DIRECCION	EXTREMO	D + L			E			D + L + E			REFUERZO LONGITUDINAL	
				N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)	N (Ton)	M (Ton x m)	V (Ton)		
4	C3	X	S	16.47	6.24	4.06	0.59	1.85	1.14	23.3	7.27	4.64	4ø3/4"	
			I		5.95	4.06		1.58	1.14		6.68			
		Y	S	23.3	0.00	0.00		3.34	2.17		4.68			
			I		0.00	0.00		3.17	2.17		4.45			
3		X	S	37.17	5.72	3.80	2.26	3.52	2.26	50.07	9.23	6.02		4ø1"
			I		5.69	3.80		3.26	2.26		8.84			
		Y	S	50.07	0.00	0.00		6.33	4.19		8.88			
			I		0.00	0.00		6.23	4.19		8.74			
2		X	S	57.65	5.60	3.73	4.91	4.86	3.20	77.19	11.02	7.29		4ø1"
			I		5.60	3.73		4.73	3.20		10.83			
		Y	S	77.19	0.00	0.00		8.34	5.39		11.70			
			I		0.00	0.00		7.84	5.39		11.00			
1	X	S	78.01	4.65	1.53	8.63	6.11	2.94	105.44	12.06	5.27	8ø3/4"		
		I		2.25	1.53		7.11	2.94		11.66				
	Y	S	105.44	0.00	0.00		16.93	7.74		23.74				
		I		0.00	0.00		17.92	7.74		25.13				
4	C4	X	S	40.71	1.50	0.92	0.07	3.69	2.29	43.80	6.30	3.90	4ø3/4"	
			I		1.26	0.92		3.20	2.29		5.43			
		I	S	43.80	0.00	0.00	0.00	4.07	2.55		5.71			
			I		0.00	0.00		3.54	2.55		4.96			
3		X	S	89.33	1.06	0.73	0.13	6.87	4.45	95.06	10.43	6.79		4ø1"
			I		1.14	0.73		6.47	4.45		9.93			
		I	S	95.06	0.00	0.00	0.00	7.65	4.96		10.73			
			I		0.00	0.00		7.24	4.96		10.15			
2		X	S	138.08	1.34	0.92	0.14	9.09	5.82	138.08	13.75	8.85		8ø3/4"
			I		1.43	0.92		8.37	5.82		12.81			
		Y	S	146.74	0.00	0.00	0.00	10.03	6.37		14.07			
			I		0.00	0.00		9.09	6.37		12.75			
1	X	S	187.15	1.72	0.54	0.51	15.37	7.52	199.28	22.85	10.95	8ø1"		
		I		0.72	0.54		18.48	7.52		26.46				
	Y	S	199.28	0.00	0.00	0.00	17.87	8.75		25.06				
		I		0.00	0.00		21.54	8.75		30.21				

Para el cálculo de la respuesta se combinarán ambos resultados de la forma como se ha detallado anteriormente.

4.3.4 Diseño de Vigas y Columnas

La teoría general para diseño de vigas y columnas y el diseño por el método de la rotura son los mismos que las indicadas en el reglamento peruano.

De acuerdo a ello se procederá a tabular los resultados del análisis.

4.3.5 Características de la Respuesta Inelástica

De manera similar a lo tratado en 4.1.7 se procederá al cálculo de las características inelásticas de la estructura teniendo en cuenta las variaciones impuestas por las normas U.S.A. de diseño.

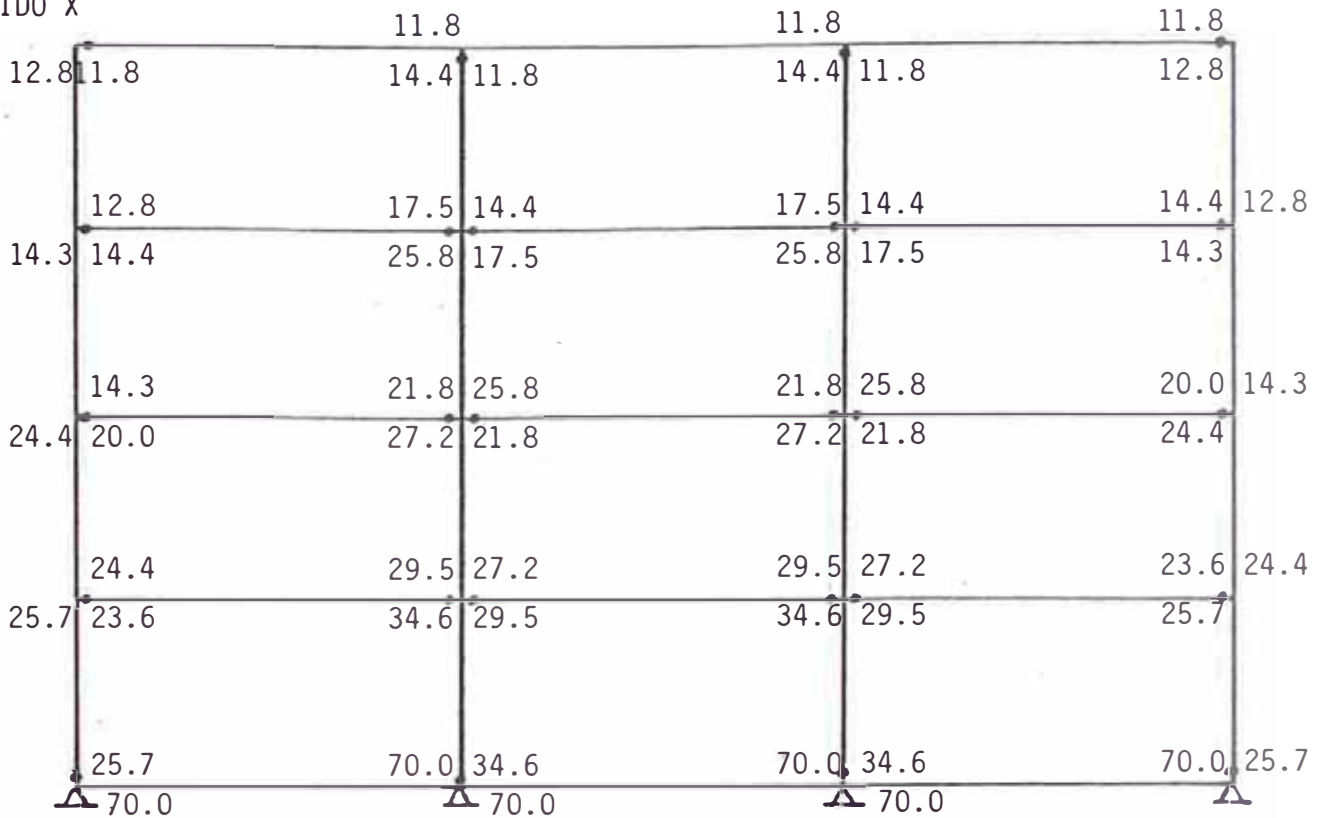
En los siguientes cuadros apreciaremos estas características.

PISO	TIPO	SECCION	N (Ton)	a_t (cm ²)	My (Ton x m)
4	C1	30 x 30	9.2	11.40	12.80
3		30 x 30	20.8	11.40	14.27
2		30 x 30	32.1	20.27	24.43
1		30 x 30	46.3	20.27	25.68
4	C2	30 x 30	22.1	11.40	14.42
3		30 x 30	48.1	20.27	25.81
2		30 x 30	74.1	20.27	27.19
1		35 x 35	100.6	20.27	34.56
4	C3	30 x 30	23.3	11.40	14.56
3		30 x 30	50.1	20.27	25.96
2		30 x 30	77.2	20.27	27.78
1		35 x 35	105.4	22.80	37.70
4	C4	30 x 30	43.8	11.40	16.54
3		30 x 30	95.1	20.27	27.52
2		35 x 35	138.1	22.80	38.01
1		45 x 45	199.3	40.54	85.12

FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS

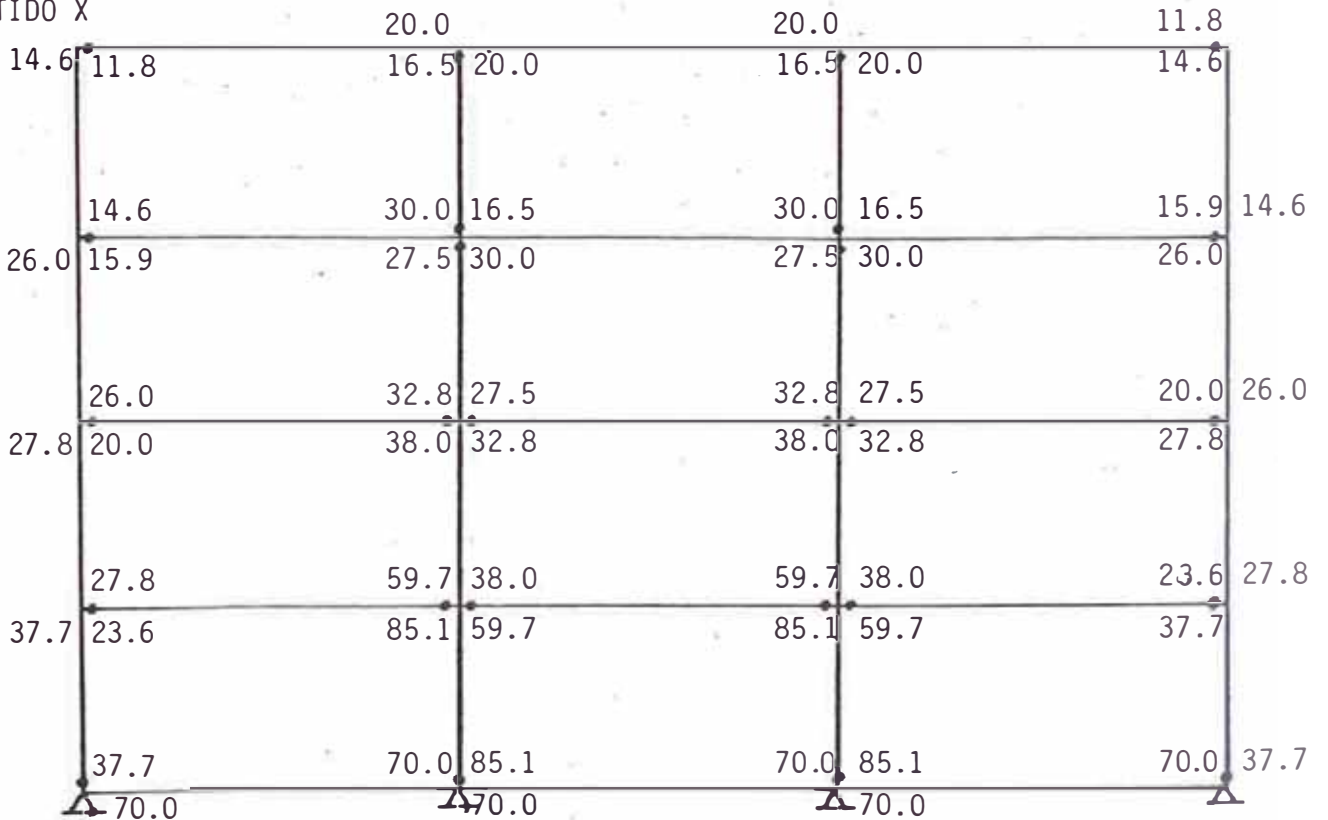
PORTICO A-C

SENTIDO X



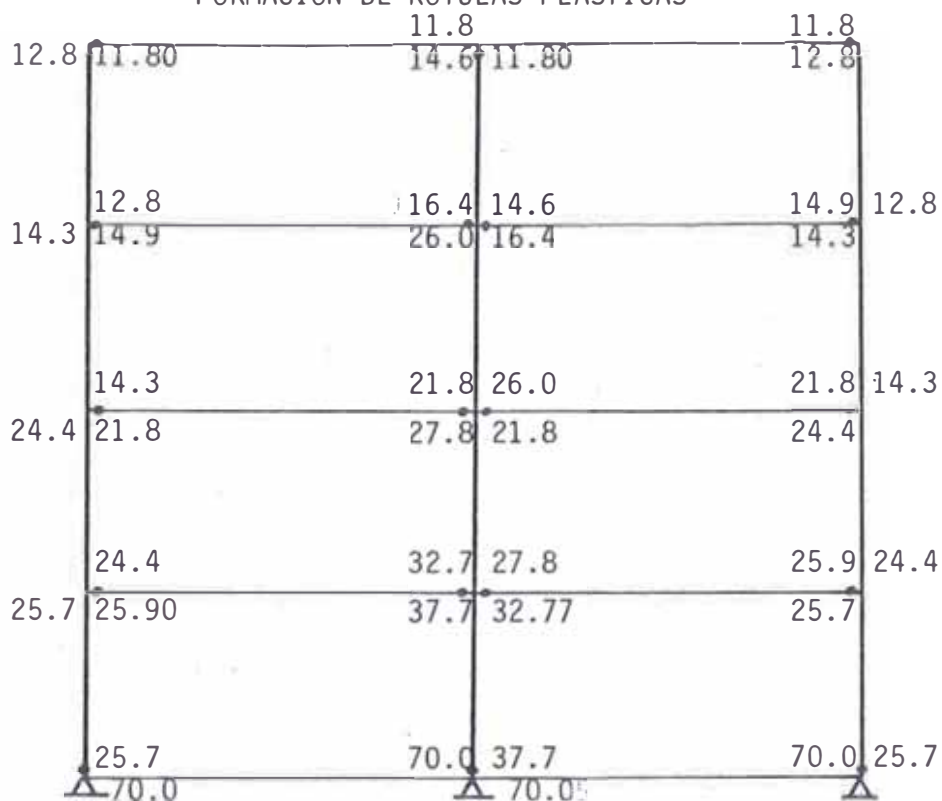
PORTICO B

SENTIDO X

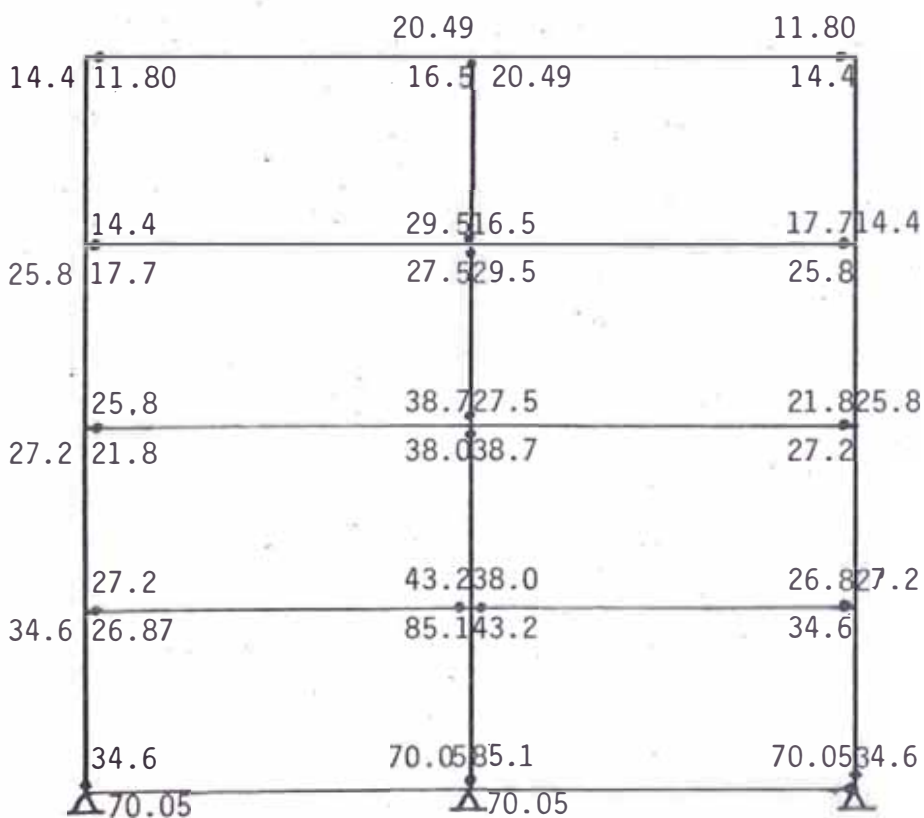


FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS

PORTICO 1-4
SENTIDO Y



PORTICO 2-3
SENTIDO Y



Cálculo de la Capacidad Última Resistente

PORTICO 1 - 4

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	11.80 + 14.60 + 11.80 =	38.20	15.03	15.03
3	14.90 + (16.4+16.4)+14.90 =	62.6	11.27	26.30
2	21.80 + (21.8+21.8)+21.80 =	87.2	7.51	35.81
1	25.90 + (32.77+32.77)+25.90=	117.34	3.76	37.57
S	25.70 + 37.1 + 25.70 =	89.1	--	--
		394.44		

PORTICO 2 - 3

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	11.80 + 16.5 + 11.80 =	40.10	19.93	19.93
3	17.70 +(16.5+27.5)+17.70 =	79.40	14.95	34.88
2	21.80 +(27.5+38.0)+21.80 =	109.10	9.97	44.84
1	26.87 +(43.27+43.27)+26.87=	140.28	4.98	49.82
S	34.6 + 85.1 + 34.6 =	154.30		

PORTICO A - C

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	11.80+(14.4)+(14.4)+11.8 =	52.4	21.50	21.50
3	14.40+(17.5+17.5)+(17.5+17.5)+14.4 =	98.8	16.12	37.62
2	20.0+(21.8+21.8)+(21.8+21.8)+20.0 =	127.2	10.75	48.37
1	23.6+(29.5+29.5)+(29.5+29.5)+23.6 =	165.2	5.37	53.94
S	25.7+34.6+34.6+25.7 =	120.6	--	--

PORTICO B

PISO	MOMENTOS DE FLUENCIA (Ton x m)	TOTAL	Fu (Ton)	Vu (Ton)
4	11.8+16.5+16.5+11.8 =	56.60	33.50	33.5
3	15.9+(16.5+27.5)+(16.5+27.5)+15.9 =	119.80	25.12	58.62
2	20.0+(32.8+32.8)+(32.8+32.8)+20.0 =	171.20	16.75	75.37
1	23.6+(59.7+59.7)+(59.7+59.7)+23.6 =	286.0	8.37	83.74
S	37.7+85.1+85.1+37.7 =	245.60	--	--

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES INELASTICAS

DIRECCION	NIVEL	Vu TOTAL	V DISEÑO	μ	μ Prom.
X	4	76.50	20.64	3.71	3.31
	3	133.86	40.19	3.33	
	2	172.11	54.16	3.18	
	1	191.22	62.79	3.04	
Y	4	69.92	20.64	3.39	3.03
	3	122.36	40.19	3.04	
	2	157.30	54.16	2.90	
	1	174.78	62.79	2.78	

4.3.6 Análisis Espectral Elástico

De acuerdo a las normas U.S.A. de diseño sismo resistente tenemos el coeficiente elástico.

El cortante en la base:

$$V = Z I K C S W$$

Considerando:

$$T_s = 0.5 \text{ (Suelo duro)}$$

$$T_s = 1.5 \text{ (suelo promedio)}$$

$$V = 1.0 \times 1.0 \times 1.67 \times \frac{1}{15\sqrt{T}} \times \left(1.0 + \frac{T}{1.5} - 0.5\left(\frac{T}{1.5}\right)^2\right) W$$

$$C_i = \frac{0.67}{15\sqrt{T}} \left(1.0 + \frac{T}{1.5} - 0.5\left(\frac{T}{1.5}\right)^2\right)$$

$$S_i \frac{S_a}{g} W = V$$

Entonces :

$$\frac{S_a}{g} = \frac{0.67}{15\sqrt{T}} \times \left(1.0 + \frac{T}{1.5} - 0.5\left(\frac{T}{1.5}\right)^2\right)$$

$$V_{Di} = \frac{S_{a_i}}{W_i} = \frac{0.67}{15\sqrt{T}} g \times \left(1.0 + \frac{T}{1.5} - 0.5\left(\frac{T}{1.5}\right)^2\right)$$

De acuerdo a esta última presión obtenemos los siguientes resultados:

MODO	DIRECCION X .			DIRECCION Y		
	Ti	V' _{Di}	V _{Di}	Ti	V' _{Di}	V _{Di}
1	0.940	9.67	14.43	0.996	10.03	14.97
2	0.310	4.59	6.85	0.328	4.77	7.12
3	0.190	3.46	5.16	0.200	3.57	5.33
4	0.150	3.03	4.52	0.160	3.11	4.64

4.3.6.1 Cálculo de las Cortantes de Piso:

$$Q_{ij} = F.P.M_i \times \phi_{ij} \times W_i \times S_{Vi} \times \frac{W_{ij}}{g}$$

$$Q_{rD} = \frac{1}{2} \quad Q_{ri} + (Q_{ri}^2) \frac{1}{2}$$

SENTIDO X

MODO	NIVEL	FORMA DE MODO ϕ	MASAS (mi)	W_i (Ton)	T_i (seg)	FPM _i	FPM _i x ϕ_i
1°	4	1.00	0.146	6.68	0.94	1.20	1.20
	3	0.92	0.177				1.11
	2	0.75	0.177				0.90
	1	0.52	0.183				0.63
2°	4	1.00	0.146	20.3	0.31	-0.26	-0.26
	3	0.28	0.177				-0.07
	2	-0.69	0.177				0.18
	1	-1.06	0.183				0.28
3°	4	1.00	0.146	32.6	0.19	0.08	0.08
	3	-0.87	0.177				-0.07
	2	-0.80	0.177				-0.06
	1	1.05	0.183				0.08
4°	4	1.00	0.146	40.8	0.15	0.02	-0.02
	3	-1.93	0.177				0.03
	2	1.89	0.177				-0.03
	1	-0.91	0.183				0.02

SENTIDO Y

MODO	NIVEL	FORMA DE MODO ϕ_j	MASAS (m_j)	W_j (Ton)	T_j (seg)	FPM _j	FPM _j x ϕ_j
1°	4	1.00	0.146	6.31	0.996	1.20	1.20
	3	0.92	0.177				1.11
	2	0.76	0.177				0.91
	1	0.52	0.183				0.63
2°	4	1.00	0.146	19.15	0.328	-0.26	-0.26
	3	0.28	0.177				-0.07
	2	-0.69	0.177				0.18
	1	-1.06	0.183				0.28
4°	4	1.00	0.146	30.85	0.20	0.08	0.08
	3	-0.86	0.177				-0.07
	2	-0.81	0.177				-0.06
	1	1.05	0.183				0.08
	4	1.00	0.146	38.67	0.16	0.02	-0.02
	3	-1.95	0.177				0.03
	2	1.91	0.177				-0.03
	1	-0.91	0.183				0.02

CORTANTES DE PISO

SENTIDO X

NIVEL	MODO 1		MODO 2		MODO 3		MODO 4		Q _{rD}
	V _{D1}	Q _{r1}	V _{D2}	Q _{r2}	V _{D3}	Q _{r3}	V _{D4}	Q _{r4}	
4		16.8		-5.3		2.0		-0.5	21.2
3	14.4	35.7	6.9	-7.0	5.2	-0.1	4.5	0.5	39.8
2		51.0		-2.5		-1.9		-0.5	53.5
1		62.1		4.7		0.6		0.2	64.9

SENTIDO Y

NIVEL	MODO 1		MODO 2		MODO 3		MODO 4		Q _{rD}
	V _{D1}	Q _{r1}	V _{D2}	Q _{r2}	V _{D3}	Q _{r3}	V _{D4}	Q _{r4}	
4		16.6		-5.2		1.9		-0.5	20.9
3	15.0	35.2	7.1	-6.9	5.3	-0.1	4.6	0.4	39.2
2		50.4		-2.6		-1.8		-0.5	52.9
1		61.3		4.4		0.6		0.2	64.0

4.4 Estudio Comparativo

4.4.1 Normas U.S.A. (UNIFORM BUILDING CODE-EARTHQUAKE REGULATIONS)

4.4.1.1 Consideraciones

$$V = Z I K C S W$$

V : Cortante en la base

I : Factor de importancia

Edificaciones comunes $I = 1.0$

Z : Factor de zona

Zonas de alta sismicidad
cercanas a sistemas de falla $Z = 1.0$

K : Factor de fuerza horizontal

Ductilidad edificios rígidos $K = 1.33$

edificios dúctiles $K = 0.67$

C : Coeficiente sísmico elástico

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{T}} \quad C \leq 0.12$$

S : Coeficiente numérico para la resonancia suelo -estructura

$$S = 1.0 + T/T_s - 0.5(T/T_s)^2, \text{ si } T/T_s \leq 1.0$$

$$S = 1.0 + (T/T_s) \times 0.6 - 0.3(T/T_s)^2, \text{ si } T/T_s > 1.0$$

$$S \geq 1.0$$

$$C \times S \leq 0.14, 0.5 \leq T_s \leq 2.5 \text{ seg.}$$

4.4.1.2 Normalización

4.4.1.2.1 Ductilidad

UBC - USA : $0.67 \leq K \leq 1.33$

RNC - PERU : $3 \leq R_d \leq 6$

$0.67/1.33 = 1.33/1.33$, $3/6 = 6/6$

0.5 - 1.0

a) $K \times R_d = 0.67 \times 6 \approx 4$

b) $K \times R_d = 1.33 \times 3 \approx 4$
 $K = 4/R_d$

4.4.1.2.2 Factor suelo

Período característico del suelo

TIPO DE SUELO	Ts (Seg) PERU	Ts (Seg) USA
1. Roca, Grava, Densa	0.30	0.50
2. Arena, Densa, Cohesivo	0.60	--
3. Granular, Suelo, Blando	0.90	2.50

Factor Suelo y Resonancia Suelo - Estructura

SUELO TIPO	FACTOR S PERU	FACTOR S [*] USA
S - 1	1.0	1.0
S - 2	1.2	---
S - 3	1.4	1.5

* Los valores del coeficiente S de las normas USA depende de los valores T y Ts obtenidos del análisis, siendo los valores 1.0 y 1.5 los límites del mismo.

Puede observarse que para suelo tipo S-1, los valores de S son similares a ambos códigos.

4.4.1.2.3 Coeficiente Elástico Normalizado

$$V = Z I K C S W$$

$$C_E = Z I K C S$$

$$C_E = 1 \times 1 \times k \times \frac{1}{15 \sqrt{T}} \times S$$

$$C_E = \frac{4}{R_d} \times \frac{1}{15 \sqrt{T}} \times S$$

$$C'_e = 4 C_e$$

4.4.2 Normas Japonesas (EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS FOR BUILDING STRUCTURES IN JAPAN)

4.4.2.1 Consideraciones:

Cortante lateral:

$$Q = C_i W_i$$

Coeficiente Sísmico

$$C_i = Z R A_i C_e$$

Z : Coeficiente de zona sísmica

Zona de alta sismicidad $Z = 1.0$

R_T : Coeficiente de diseño espectral

Suelo firme tipo I

$$0.40 \leq T \leq 0.80, R_T = 1 - 0.2 (T/0.4 - 1)^2$$

$$T > 0.80, R_T = 0.64/T$$

$$0.25 R_T \leq R_T \text{ diseño} \leq 1.0 R_T$$

Los valores de R_T pueden ser deducidos para diseño a $0.75 R_T$

A_i = Factor de distribución del cortante
Cortante en la Base, $A_i = 1$

C_o = Coeficiente estandar de corte
sismo severo $C_o = 1.0$
sismo moderado $C_o = 0.2$

Ductilidad

$$Q_r = D_s F_{es} Q$$

D_s : Coeficiente estructural
Estructuras de vigas con excelente ductilidad
 $D_s = 0.30$

F_{es} : Factor de perfil
 $F_{es} = F_e \times F_s$, $F_{es} = 1 \times 1 = 1.0$

F_e : Factor de perfil
Excentricidad $R_e < 0.15$, $F_e = 1.0$

F_s : Factor de perfil
Rigidez lateral $R_s > 0.60$, $F_s = 1.0$

4.4.2.2 Normalización

4.4.2.2.1 Nivel de Esfuerzos

Japón 100% = 2, $2/1.33 = 1.50$

Perú 33% = 1.33, $1.33/1.33 = 1.00$

$$C_p = \frac{C_j}{1.5}$$

4.4.2.3 Coeficiente Elástico Normalizado

4.4.2.3.1 Sismo Severo

$$C_e = Z R_t A_i C_o \times D_s \times F_{es}$$

$$C_e = 1 \times R_t \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 1$$

$$C_e = R_t \times 0.3$$

$$C'_e = \frac{R_t}{1.5} \times 0.3$$

4.4.2.3.2 Sismo Moderado

$$C_e = Z R_t A_i C_o$$

$$C_e = R_t \times 0.2$$

$$C'_e = \frac{R_t}{1.5} \times 0.2$$

4.4.3 Cuadro Comparativo de Coeficientes Elásticos

PERIODO T (seg)	COEFICIENTE ELASTICO NOR MALIZADO PERU	COEFICIENTE ELASTICO NORMALIZADO			C _e USA	C _e JAPON*	C _e JAPON
		U.S.A	JAPON*	JAPON	C _e PERU	C _e PERU	C _e PERU
0.00	0.400	0.560	0.667	0.444	1.400	1.668	1.110
0.05	0.400	0.560	0.667	0.444	1.400	1.668	1.110
0.10	0.400	0.560	0.667	0.444	1.400	1.668	1.110
0.15	0.400	0.560	0.667	0.444	1.400	1.668	1.110
0.20	0.400	0.560	0.667	0.444	1.400	1.668	1.110
0.25	0.400	0.560	0.667	0.444	1.400	1.668	1.110
0.30	0.400	0.560	0.667	0.444	1.400	1.668	1.110
0.35	0.369	0.560	0.667	0.444	1.518	1.808	1.203
0.40	0.343	0.560	0.667	0.444	1.634	1.945	1.294
0.45	0.320	0.560	0.665	0.443	1.750	2.078	1.384
0.50	0.300	0.560	0.658	0.439	1.867	2.193	1.463
0.55	0.282	0.538	0.648	0.431	1.908	2.298	1.528
0.60	0.267	0.512	0.633	0.422	1.213	2.371	1.581
0.65	0.253	0.487	0.615	0.410	1.925	2.431	1.621
0.70	0.240	0.463	0.592	0.395	1.929	2.467	1.646
0.75	0.229	0.439	0.565	0.377	1.917	2.467	1.646
0.80	0.218	0.415	0.533	0.355	1.904	2.445	1.628
0.85	0.209	0.391	0.512	0.341	1.871	2.450	1.632
0.90	0.200	0.357	0.474	0.316	1.785	2.370	1.580
0.95	0.192	0.343	0.449	0.299	1.786	2.330	1.557
1.00	0.185	0.320	0.427	0.285	1.730	2.308	1.541
1.25	0.160	0.239	0.341	0.227	1.494	2.131	1.419
1.50	0.160	0.218	0.284	0.189	1.363	1.775	1.181
1.75	0.160	0.202	0.244	0.163	1.263	1.525	1.019
2.00	0.160	0.189	0.213	0.142	1.181	1.331	0.888
2.25	0.160	0.178	0.190	0.127	1.113	1.188	0.794
2.50	0.160	0.169	0.171	0.114	1.056	1.069	0.713
2.75	0.160	0.161	0.167	0.111	1.006	1.044	0.694
3.00	0.160	0.154	0.167	0.111	0.963	1.044	0.694

* Sismo severo.

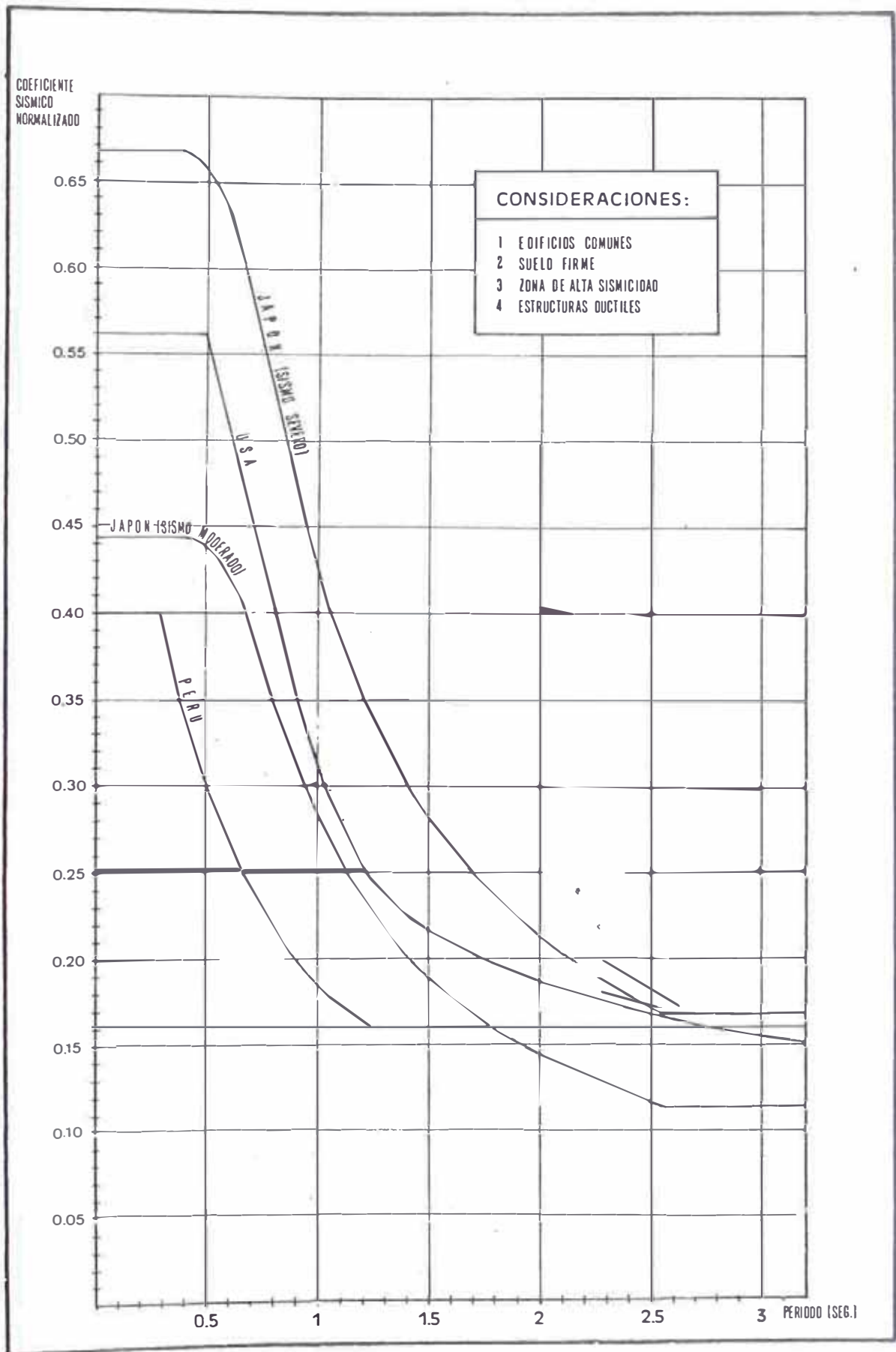
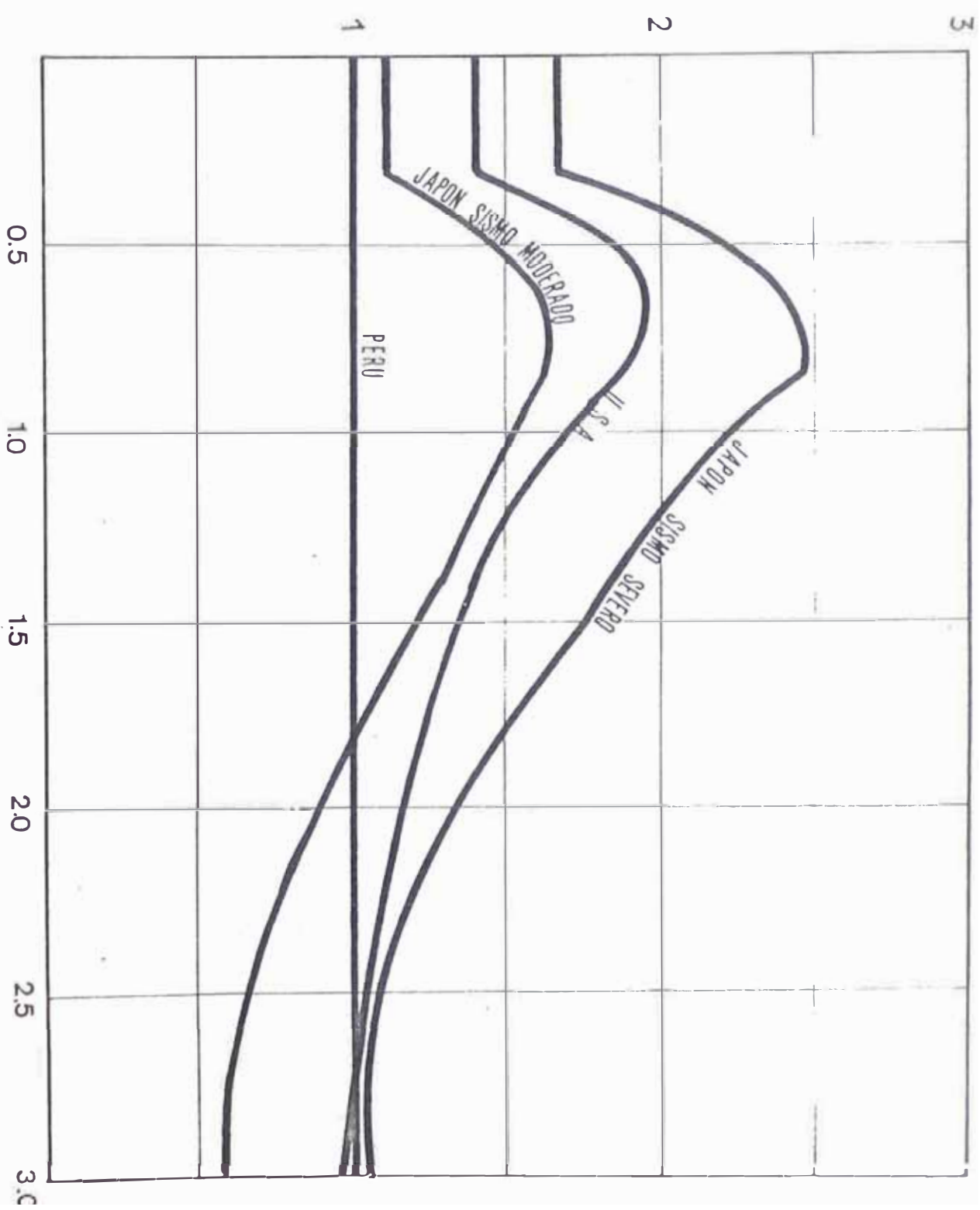


Fig. 13: Gráfico Comparativo de Coeficientes Sísmicos - Elásticos

COEFICIENTE SISMICO ELASTICO NORMALIZADO
COEFICIENTE SISMICO ELASTICO PERU



PERIODO DE LA ESTRUCTURA (SEG.)

Fig 14: coeficien es Sísmicos No maliz dos

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En los capítulos anteriores hemos enfocado el proceso de análisis para evaluar el mecanismo de la sollicitación sísmica, tanto los fundamentos teóricos como también su aplicación práctica representada en los códigos de diseño sismo-resistente.

Igualmente, se ha realizado el análisis sísmico de un tipo de edificación usual en el Perú haciendo uso de los métodos de diseño sísmico de Japón, USA y Perú; empleando el método estático como el dinámico especificado en los códigos mediante sus respectivos espectros de respuesta.

Como consecuencia de los antes mencionado, se pueden presentar las consideraciones siguientes:

1. Las fuerzas cortantes resultantes del análisis estático son mayores que las que se obtienen del análisis espectral y podemos asumir mayor exactitud en los resultados de este último debido a que previamente se efectúa un análisis modal que es un método más exacto del cálculo de los períodos, fuerzas cortantes y también de su distribución en la estructura.

2. La ductilidad utilizada para el código peruano fué establecida considerando un factor de ductilidad igual a 6 correspondiente a una estructura dúctil cuyos pórticos resisten el 100% de la fuerza horizontal.

En el código Japonés, se empleó un coeficiente estructural $D_s = 0.3$, que corresponde a estructuras aporticadas de buena ductilidad y en el Código U.S.A. se utilizó el factor $K = 0.67$ correspondiente al mismo tipo de edificación,

Mientras que en el código peruano y norteamericano se dan valores fijos para la ductilidad el código Japonés tiene una concepción diferente. En el código Japonés el requerimiento de ductilidad se aplica cuando se calcula la resistencia última al cortante lateral por medio del factor D_s que indirectamente calcula considerando un factor de ductilidad, ésto no es aplicable para estructuras de menos de 3 pisos que segun este código no es necesario el segundo análisis para sismos severos.

Siendo altos los valores de los cortantes de diseño en el código Japonés en comparación con el código peruano o norteamericano veremos que en estos últimos el requerimiento de ductilidad es mucho mayor.

Los valores altos de ductilidad producen la falla de elementos frágiles. En los códigos estudiados

se dan valores aceptables máximos y mínimos que aseguren un comportamiento integral.

3. En cuanto al período fundamental, los tres códigos emplean fórmulas empíricas para el cálculo del mismo.

El código norteamericano deja abierta la posibilidad de un cálculo más preciso.

Es evidente, que estas fórmulas empíricas no pueden asimilarse debido a las condiciones particulares del tipo de construcción y diseño pero, fundamentalmente se calculan en función tanto del número de pisos como de la altura del edificio, que es lo que se indica en las normas estudiadas, a excepción del código norteamericano que deja abierta la posibilidad de un cálculo más minucioso.

En nuestro estudio, los resultados nos dan la impresión de que la fórmula peruana y norteamericana dan valores más altos que la norma japonesa de manera que comparado con los valores obtenidos del análisis modal llegamos a la conclusión que utilizando la altura del edificio se obtiene valores más cercanos a la realidad.

Por otro lado, se debe procurar que el cálculo del período sea práctico y lo más exacto posible y que pueda considerar la forma, la altura y la distribución de masas.

4. El factor suelo debe su importancia a la interacción suelo-estructura. El código peruano determina tres tipos de suelo con períodos predominantes de 0.30 a 0.90 seg. el código japonés tiene un rango que varía entre 0.40 y 0.80 seg. y el código americano considera como período característico valores comprendidos entre 0.50 y 2.4 seg.

Unicamente, en el código peruano se dan valores puntuales del factor suelo, mientras que los otros códigos dan valores que dependen del período fundamental del edificio de manera que se toma en cuenta independientemente la amplificación sísmica.

5. El código Peruano considera un sistema de fuerzas laterales equivalentes y otro que toma el espectro de aceleración promedio teórico. El código norteamericano no emplea este mismo sistema de cargas concentradas y su distribución de acuerdo a las masas concentradas en cada nivel.

En el código Japonés, sin embargo, se calculan las fuerzas laterales mediante otro sistema como se observa en el análisis efectuado.

El código Japonés no solo considera la distribución de las fuerzas laterales como variación lineal a las masas concentradas sino también en función del período y del peso por encima del piso considerado. Siendo este último, su característica principal.

Comparando con el modelo espectral la linealidad de la distribución de fuerzas laterales, existen marcadas diferencias acentuándose más en edificios de gran altura.

Por ello, es recomendable no generalizar el método estático a fin de proporcionar las limitaciones respectivas a su uso; como se aprecia en el método Japonés.

El empleo del método estático debe limitarse a edificaciones bajas y simples, utilizando el método dinámico para otro tipo de estructuras.

6. Los métodos de diseño peruano y norteamericano no muestran diferencias a excepción de algunas modificaciones de seguridad en el ACI-83; en cambio el método japonés sí presenta diferencias sustanciales que a continuación pasaremos a describir.

- a) En el diseño de elementos en flexión se considera una falla del elemento por flexión o por corte siendo este un criterio común en ambos códigos.

Una característica saltante del código japonés es el exceso en el dimensionamiento con respecto al código peruano.

El modelo analizado fue predimensionado para las condiciones indicadas en el capítulo correspondiente de manera que siendo uniforme este criterio se obtuvo cuantías altas en los elementos diseñados bajo las condiciones dadas en el reglamento japonés.

- b) En lo relativo al acero de refuerzo existen pocas diferencias en los límites de resistencia y esfuerzos admisibles en los tres códigos.
- c) El concreto sometido a cargas permanentes de servicio en compresión, en el código japonés considera un esfuerzo máximo de $f'_c/3$ que es menor que el especificado por el reglamento peruano y norteamericano (que considera un máximo de $0.45 f'_c$).
- d) Respecto a las cargas empleadas existen diferencias en lo relacionado a las sobrecargas aplicadas para sismos, estableciéndose un porcentaje de 25% para el tipo de estructura analizada de acuerdo al reglamento peruano y norteamericano, mientras que, el reglamento japonés utiliza un valor de 80 kg/m^2 que es fijo para pisos típicos, siendo aproximadamente 45% de la carga viva empleada en el pórtico.
- e) La cuantía mínima en el reglamento peruano y norte

americano es de $14/f_y$ y en el código japonés es de 0.4% resultando mayor que el 0.33% del caso peruano; ello por cierto, permite la mejor disipación de energía.

7. Los métodos de diseño en el reglamento peruano permiten el diseño por cargas de servicio y por el método de la rotura, siendo este último el recomendable dado que considera la fluencia del acero.

El reglamento japonés establece fórmulas de comprobación similar al método de cargas de servicio y superposición de cargas verticales y de sismo, con esfuerzos a la rotura bajo cargas de servicio y luego recomienda comprobar con el cálculo de la capacidad última resistente.

8. El esfuerzo al corte se sostiene, en el código peruano de acuerdo a espaciamientos máximos por tramos obteniendo como resultado para nuestro caso 15 y 30 cm.

En el caso del reglamento japonés se calculan dos cortantes máximos, para cargas verticales y horizontales, determinándose el cortante admisible; si se cumple se calcula para cargas temporales, habiéndose obtenido para nuestro caso un espaciamiento de 20 cm.

Es evidente, que la concentración de estribos es mayor en el método de diseño japonés de manera de asegurar un comportamiento dúctil.

El reglamento americano analiza de la misma forma que el reglamento peruano, obteniéndose resultados similares.

9. La cuantía mínima de las columnas de acuerdo al reglamento peruano es del 1% y el máximo del 8%.

El reglamento americano propone un refuerzo mínimo del 1% y un máximo del 6% para zonas de gran sismicidad.

El reglamento japonés considera 0.8% de cuantía mínima, el cálculo se realiza tomando en cuenta cargas verticales permanentes y combinaciones con las cargas horizontales considerando sólo dos momentos y verificando la esbeltez de la estructura.

El reglamento americano propone el cálculo en flexo-compresión directo y en dos sentidos mediante el uso de la armadura en ambos sentidos bajo cargas horizontales.

El reglamento japonés plantea fórmulas ya mencionadas en el capítulo anterior; respetando los límites especificados.

10. Para la obtención de la capacidad resistente al cor-tante lateral se utilizaron las fórmulas desarrolladas en el capítulo anterior.

Se ha utilizado este método como comprobación de los

resultados del análisis y diseño.

Usando el reglamento japonés, se diseña bajo las condiciones dadas por un sismo moderado, en base a estos resultados se comprueba, mediante las condiciones de sismo severo y comparando luego con la capacidad última resistente. Al respecto, en nuestro caso debe procederse a un rediseño para alcanzar la capacidad requerida en el código japonés o incluir muros de corte,

Esto demuestra que bajo estas condiciones de dimensionamiento no es posible cumplir con los requerimientos especificados por el código japonés.

El código peruano al no especificar directamente el cálculo de la capacidad última resistente determina que en las estructuras se esté subvaluando el comportamiento inelástico. De los resultados obtenidos se aprecia que la capacidad de cortante última es mayor cuando se diseña de acuerdo al código japonés.

11. Es recomendable continuar el estudio de otras edificaciones usuales en nuestro país con el fin de obtener resultados prácticos y/o recomendaciones a incluirse en el Código peruano de diseño sismo-resistente.

BIBLIOGRAFIA

1. Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica, Earthquake Resistant Regulations a World List 1980, August 1980.
2. Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica, Conceptos Básicos para el desarrollo de Criterios de Diseño Sísmico de Ingeniería de Construcción, 1982.
3. Beles Aurel, Ifrim Mihail, García Yague, Elementos de Ingeniería Sísmica, Ediciones Omega, 1975.
4. Building Research Establishment Department of the Environment, Building in Earthquake Areas, 1972.
5. Instituto de Arquitectura del Japón, Norma AIJ para cálculo estructural de estructuras de concreto armado, 1979.
6. Kuroiwa H, Julio, Morales Roberto, Sánchez Alejandro, Temoche Eduardo, Yamashiro K. Ricardo, Análisis Crítico del Capítulo IV, título V del Reglamento Nacional de Construcciones; Seguridad contra el efecto destructivo de los sismos. Propuesta de Normas Básicas de Diseño Sismo-Resistente y sus comentarios.
7. Martínez Vargas, Alberto, Apreciaciones Geotécnicas al mapa de Regionalización sísmica del Perú, III Congreso Nacional de Ingeniería Civil.
8. Ministerio de Vivienda y Construcción, Normas de Diseño Sismo Resistente RNC, 1977.
9. N.M. Newmark, E. Rosenblueth, fundamentos de Ingeniería Sísmica, Editorial Diana.
10. Uniform Building Code 1982, Edition.
11. Universidad Nacional de Ingeniería, Boletín del Comité de Ingeniería Antisísmica de la UNI N°1, Noy.1981.
12. Watabe Makoto, Resumen de Requerimientos de Codificación Sísmica Actual en el Mundo, 1982.