

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



**EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL  
EDIFICIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE RÍO NEGRO A  
TRAVÉS DEL METODO DE HIROSAWA**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**FRANCO YUVANE MATTOS CASTRO**

**Lima- Perú**

**2014**

## ÍNDICE

	N° Pág.
RESUMEN.....	3
LISTA DE CUADROS.....	4
LISTA DE FIGURAS.....	5
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	7
INTRODUCCION.....	8
<b>CAPÍTULO I: ANTECEDENTES</b>	
1.1. ESTADO DEL ARTE EN VULNERABILIDAD SISMICA ESTRUCTURAL.....	9
1.2. HISTORIAL SÍSMICO DEL DEPARTAMENTO DE JUNÍN.....	10
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO</b>	
2.1. DEFINICIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO....	13
2.2. CLASIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SISMICA PARA EDIFICIOS.....	13
2.2.1 Vulnerabilidad Estructural.....	14
2.2.2 Vulnerabilidad No Estructural.....	14
2.2.3 Vulnerabilidad Funcional.....	14
2.3. MÉTODOS CUANTITATIVOS Y CUALITATIVOS.....	14
2.3.1 Método Cuantitativo.....	15
2.3.2 Método Cualitativo.....	15
2.4. METODO DE HIROSAWA.....	18
2.4.1 Índice Estructural de Capacidad Sísmica $I_s$ .....	20
2.4.2 Índice de Juicio Estructural $I_{so}$ .....	20
2.4.3 Teoría de la Metodología Hirosawa.....	21
2.4.4 Breve Descripción de los Niveles de Evaluación de Hirosawa.....	33
2.4.5 Procedimientos de Evaluación de Primer Nivel.....	34
2.4.5.1 Índice Básico de las Características de Resistencia de la Estructura $E_o$ .....	34
2.4.5.2 Factor de Configuración Estructural del Edificio $S_D$ .....	38
2.4.5.3 Sub-Índice Sísmico del deterioro del edificio en el tiempo $T$ .....	46
2.4.6 Procedimientos de Evaluación del Segundo Nivel.....	47
2.4.6.1 Cálculo del momento último en flexión de los elementos estructurales.....	47
2.4.6.2 Cálculo de Fuerzas Cortantes últimas de los elementos estructurales.....	49

2.4.6.3 Mecanismos de falla de los elementos estructurales.....	51
2.4.6.4 Índice de ductilidad asociada al elemento estructural según el tipo falla.	52
2.5. INDICE DE JUICIO ESTRUCTURAL.....	54
2.5.1 Aproximación del Índice Básico de Juicio $E_{so\_peru}$ .....	54
2.5.2 Cálculo del Coeficiente para Aceleración Máxima Según Norma Peruana.....	57
2.5.3 Cálculo del Coeficiente para Aceleración Máxima Según Norma Japonesa.....	57
2.5.4 Cálculo del Índice Juicio Estructural Japonés $I_{so}$ .....	59
2.5.5 Cálculo del Índice Básico de Juicio $E_{so\_peru}$ .....	59
<b>CAPITULO III: APLICACIÓN AL EDIFICIO MUNICIPAL RIO NEGRO</b>	
3.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL.....	61
3.1.1 Historial del Edificio Municipal de Río Negro.....	61
3.1.2 Descripción de las Características de la Estructura.....	62
3.1.3 Característica de los materiales.....	66
3.2. DETERMINACIÓN DEL INDICE DE JUICIO ESTRUCTURAL.....	66
3.3. APLICACIÓN DEL MÉTODO CUALITATIVO DE HIROSAWA.....	68
3.4. DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL EDIFICIO.....	68
<b>CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
4.1. CONCLUSIONES.....	69
4.2. RECOMENDACIONES.....	71
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>72</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>74</b>

## RESUMEN

El edificio municipal del distrito de Río Negro – Satipo – Junín fue construido en tres etapas, generándose una irregularidad no solo en la configuración estructural sino también en la falta de continuidad desde el punto de vista del objeto de construcción al incrementar más niveles al proyecto original de dos pisos, creándose de esta manera una incertidumbre sobre su seguridad ante un evento sísmico.

El presente trabajo verifica la seguridad sísmica del edificio de cuatro niveles basándose en la metodología Hirosawa, un método oficial del Ministerio de Construcción de Japón, y la metodología de aproximación y ajuste del Índice de Juicio Estructural  $I_{so}$  para nuestra realidad, realizada por el Dr. Carlos Zavala Toledo y el Ing. Enrique Luna Victoria Vera (1998). Se ha efectuado la inspección correspondiente del edificio, registrando las alturas de cada entre piso, las deformaciones y grietas en los elementos estructurales, generándose los planos de configuración estructural y los planos de arquitectura; a partir del cual se determina los índices  $E_o$ ,  $S_D$ ,  $T$ , y con éstos últimos el Índice Estructural de Capacidad Sísmica ( $I_s$ ) del edificio a través de la ecuación  $I_s = E_o \times S_D \times T$ . Finalmente se determina el índice de la condición de frontera o índice de juicio estructural  $I_{so}$  con el que se compara el índice estructural de capacidad sísmica y con el resultado obtenido se verifica la vulnerabilidad del edificio en concordancia a la metodología.

El uso de esta metodología Hirosawa a través de sus dos primeros niveles de evaluación ha demostrado que el edificio municipal es vulnerable ante eventos sísmicos, razón por la cual el presente trabajo recomienda la evaluación cuantitativa del edificio y su respectivo reforzamiento estructural.

## INDICE DE TABLAS

Tabla No.1.1: Principales Eventos Sísmicos Ocurridos en el Siglo XX – Perú.....	11
Tabla No.1.2: Eventos Sísmicos Sensibles ocurridos en la Región Junín en el año 2013.....	12
Tabla No.2.1: Clasificación de los Elementos Estructurales Verticales Vs Índice de Ductilidad “F” para el Primer Nivel de Evaluación.....	34
Tabla No.2.2: Valores de Coeficientes de Reducción de Resistencia ( $\alpha$ ).....	35
Tabla No.2.3: Valores de $\alpha$ para aplicación de la ecuación (38).....	45
Tabla No.2.4: Valores de $G_j$ y $R_j$ según M. Hirosawa.....	45
Tabla No.2.5: Valores del Sub-Índice Sísmico T (deformación permanente).....	46
Tabla No.2.6: Valores del Sub-Índice Sísmico T (grietas por corrosión).....	46
Tabla No.2.7: Valores del Sub-Índice Sísmico T (incendio experimentado).....	46
Tabla No.2.8: Valores del Sub – Índice Sísmico T (almacena Sustancias químicas).....	47
Tabla No.2.9: Valores del Sub – Índice Sísmico T (grietas por daño estructural).....	47
Tabla No.2.10: Fuerza cortantes debido a momentos últimos ( $V_{fu}$ ) y Fuerza cortante última en elemento estructural ( $V_{cu}$ ).....	51
Tabla No.2.11: Mecanismos de falla - segundo nivel de evaluación Hirosawa...52	
Tabla No.2.12: Semejanza de factores del Índice de Juicio Estructural japonés y peruano.....	54
Tabla No.2.13: Cuadro comparativo de Aceleración Máxima – Perú.....	57
Tabla No.2.14: Cuadro comparativo de Aceleración Máxima – Japón.....	58
Tabla No.2.15: Resultados del Índice de Juicio Estructural (Japón).....	59
Tabla No.2.16: Cálculo del Índice Básico de Juicio ( $E_{so}$ ), para el primer nivel de evaluación.....	60
Tabla No.2.17: Cálculo del Índice Básico de Juicio ( $E_{so}$ ), para el segundo y tercer nivel de evaluación.....	60
Tabla No.3.1: Índice de Juicio Estructural japonés y peruano - 1er Nivel –MH...67	
Tabla No.3.2: Índice de Juicio Estructural japonés y peruano - 2do Nivel–MH...67	
Tabla No.3.3: Índice de Capacidad Sísmica $I_s$ – 1er Nivel –MH.....	68
Tabla No.3.4: Índice de Capacidad Sísmica $I_s$ – 2do Nivel –MH.....	68

## INDICE DE FIGURAS

Figura Nro.2.1 : Esquema que define el concepto de vulnerabilidad.....	13
Figura Nro.2.2 : Esquema del método ATC-21.....	16
Figura Nro.2.3 : Esquema del método NAVFAC.....	17
Figura Nro. 2.4 : Esquema del planteamiento de la Metodología Hirosawa.....	19
Figura Nro.2.5 : Esquema de un Sistema 1 GL y la determinación del Eo.....	21
Figura Nro.2.6 : Sistema de 1GL, y su gráfico para caso elástico.....	22
Figura Nro.2.7 : Ductilidad de desplazamiento - comportamiento elástico.....	23
Figura Nro.2.8 : Sistema de 1GL, y modelo elasto-plástico.....	23
Figura Nro.2.9 : Modelo de Histéresis.....	24
Figura Nro.2.10: Envoltorio del Modelo de Histéresis - estructuras dúctiles.....	25
Figura Nro.2.11: Sistema elástico vs Sistema elasto-plástico.....	25
Figura Nro.2.12: Resistencia a la fluencia vs resultados de demanda de ductilidad para modelos de histéresis.....	26
Figura Nro.2.13: Idealización de elementos estructurales verticales del piso en análisis.....	28
Figura Nro.2.14: Modelo para n grados de libertad–primer modo de vibración...	28
Figura Nro.2.15: Carga vs deformación de los elementos verticales Resistentes.....	36
Figura Nro.2.16: Esquina entrante tipo L.....	40
Figura Nro.2.17: Esquina entrante tipo T.....	40
Figura Nro.2.18: Esquina entrante muy irregular.....	41
Figura Nro.2.19: Relación largo – ancho.....	41
Figura Nro.2.20: Contracción en planta.....	42
Figura Nro.2.21: Relación de área de patio vs Área total.....	42
Figura Nro.2.22: Relación de excentricidad del patio interior con el área total...	42
Figura Nro.2.23: Relación de área promedia de sótanos y área promedia de pisos superiores.....	43
Figura Nro.2.24: Separación sísmica de edificios.....	43
Figura Nro.2.25: Excentricidad de rigidez.....	44
Figura Nro.2.26: Columna con muros de concreto armado.....	48
Figura Nro.2.27: Muros de concreto armado con columnas en extremo.....	49
Figura Nro.3.1: Vista del edificio municipal del distrito de Río Negro.....	61
Figura Nro.3.2: Planta de cimentación del edificio municipal de Río Negro.....	62

Figura Nro.3.3: Planta segundo piso del edificio municipal – elementos	
Estructurales.....	63
Figura Nro.3.4: Planta tercer piso del edificio municipal – elementos	
Estructurales.....	64
Figura Nro.3.5: Planta cuarto piso del edificio municipal – elementos	
Estructurales.....	65
Figura Nro.3.6: Elevación del edificio municipal en el eje D – D.....	66
Figura Nro.4.1: Orientación referencial para la evaluación.....	70

## LISTA DE SIMBOLOS

C	Índice de Resistencia
C <sub>e</sub>	Coefficiente de cortante de respuesta elástica
C <sub>y</sub>	Coefficientes de cortante en la fluencia
C <sub>sc</sub>	Índice de resistencia de la columna corta
C <sub>c</sub>	Índice de resistencia de la columna
C <sub>w</sub>	Índice de resistencia del muro
C1	Índice de resistencia del primer grupo
C2	Índice de resistencia del segundo grupo
C3	Índice de resistencia del tercer grupo
E <sub>o</sub>	Índice básico de las características de resistencia de la estructura
E <sub>so</sub>	Índice básico de juicio japonés
E <sub>so_Perú</sub>	Índice básico de juicio peruano
F	Índice de ductilidad
F <sub>sc</sub>	Índice de ductilidad de columna corta
F <sub>w</sub>	Índice de ductilidad de muro
F <sub>c</sub>	Índice de ductilidad de columna
f <sub>c</sub>	Resistencia a la compresión del concreto
F <sub>y</sub>	Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal
F1	Índice de ductilidad del primer grupo
F2	Índice de ductilidad del segundo grupo
F3	Índice de ductilidad del tercer grupo
G	Valor numérico que representa la condiciones topográficas del sitio
i	El número del piso en el que se está evaluando el sub-índice
I <sub>s</sub>	Índice estructural de Capacidad Sísmica
I <sub>so</sub>	Índice de la Condición de Frontera
MH	Metodología Hirosawa
n	Cantidad total de pisos que posee el edificio
S <sub>D</sub>	Índice de la configuración estructural
T	Índice del deterioro del edificio en el tiempo
U	Numero que representa la importancia del edificio
V <sub>fu</sub>	Fuerza cortante debido a cargas de momento último
V <sub>cu</sub>	Fuerza cortante último en el elementos estructural
W <sub>i</sub>	Peso del edificio hasta el piso de evaluación Kg-f
Z <sub>so</sub>	Valor numérico de sismicidad de la zona donde se ubica el edificio
1GDL	Sistema de un grado de libertad
α <sub>i</sub>	Factor de reducción de resistencia en elementos verticales: α <sub>2</sub> ,α <sub>3</sub>
∅	Factor o índice del piso en evaluación
σ <sub>o</sub>	Esfuerzo axial que producen las cargas verticales
μ	Valor del factor de la ductilidad de desplazamiento calculado



## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene por objeto evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio municipal en su componente estructural a través de la metodología cualitativa de Hirosawa. El edificio municipal del Distrito de Río Negro, ubicado en Satipo - Junín, región clasificada como ZONA – II en el mapa de sismicidad peruano, es una zona de alta sismicidad, muestra de ello se tiene el registro de un sismo severo de magnitud 7.5 M.L., ocurrido el primero de noviembre de 1947 en el lugar mencionado. El edificio no solo alberga a los empleados, sino también a los visitantes de las comunidades, archivos de la RENIEC, archivos administrativos, financieros y contables convirtiéndolo en un edificio importante en el sector público. El edificio tiene irregularidades notorias en su configuración estructural de tal manera que incide en la psicología de los usuarios desde el punto de vista de su seguridad. Tanto su ubicación como su importancia y su incidencia psicológica son las razones que han motivado la realización del presente trabajo, el mismo que busca confirmar la inseguridad del edificio municipal ante un evento sísmico característico de la zona. Para lo cual el estudio se apoya en la teoría de resistencia última y ductilidades de los elementos estructurales verticales, quienes definen la capacidad de resistencia del edificio, método desarrollado por el Dr. Hirosawa y su comité de evaluación de edificios en Japón (1977).

La interrogante que se plantea es la siguiente: ¿Será el edificio municipal del Distrito de Río Negro vulnerable ante un evento sísmico? A continuación se desarrolla la metodología Hirosawa y se aplica al edificio buscando la respuesta correspondiente.

## CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

### 1.1. ESTADO DEL ARTE EN VULNERABILIDAD SISMICA ESTRUCTURAL

Los sismos severos ocurridos en el Perú y en el mundo durante el siglo pasado han hecho que la Ingeniería Sismo Resistente tome importancia y las investigaciones se incrementen. Los movimientos sísmicos ponen a prueba la capacidad sismo resistente del edificio y cuando éstas presentan daños severos o colapsan, propician a la investigación de nuevas metodologías de diseño estructural, a la revisión de las metodologías de diseño vigente, por ende a la revisión del Reglamento Nacional de Edificaciones, en especial del capítulo de Diseño Sismo-Resistente E.030; así mismo calibran los factores, parámetros y coeficientes para el cálculo de la fuerza cortante y la aceleración máxima en la base de la estructura.

Los sismos más notables ocurridos en el Perú en el siglo XX son: Chachapoyas – San Martín en 1928, Lima en 1940, 1966, 1970 y 1974; Nazca en 1942; Quiches – Ancash en 1946; Satipo – Junín en 1947; Cusco en 1950; Tumbes en 1953; Arequipa en 1958, 1960; Callejón de Huaylas en 1970; Moquegua en 2003, Pisco y Chíncha en 2007. Estos datos confirman que el Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad.

A nivel mundial, Japón es otro de los países ubicados en zonas de alta sismicidad, por ello el desarrollo del conocimiento en el campo de la Ingeniería Sismo Resistente de Edificios está en la vanguardia. Todos los edificios japoneses construidos antes de 1950, fueron diseñados con el método de Intensidad, propuesta y practicada desde 1923. Posterior a 1950, los japoneses aprueban un nuevo código que regula la industria de la construcción, el mismo que incluye el método de diseño estructural por Esfuerzos Límites. El sismo de Tokachi-Oki en 1968, demostró la insuficiente capacidad sismo resistente de los edificios hasta entonces construidos bajo los métodos de diseño indicados y los más afectados fueron los edificios bajos como colegios de 2 a 4 pisos. Ninguna de las metodologías de diseño estructural garantizaba la seguridad sísmica, mucho menos predecía su comportamiento ante sismos.

Ante esta situación los ingenieros japoneses inician investigaciones en el diseño sismo resiste incluyendo el comportamiento dinámico de la estructura, y de manera paralela investigan metodologías para la evaluación y reforzamiento de edificios existentes de concreto armado. En marzo de 1977, sale publicado “La

Norma de Evaluación del Comportamiento Ante Sismo de Estructuras Existentes de Concreto Armado”, propuesta por el comité dirigido por el profesor Hijame Umemura, con respaldo del Ministerio de Construcción del Gobierno Japonés. Los integrantes del comité también fueron el Prof. Dr. Masaya Hirosawa como coordinador de reforzamiento de edificios de concreto armado, y Dr. Tsuneo Okada de la Universidad de Tokyo como coordinador de evaluación de edificios existentes de concreto armado.

Posteriormente, en 1990, El Dr. Okada realiza una revisión a la norma mencionada en el que hace unos ajustes buscando la sencillez en las expresiones empíricas y en su aplicación, el mismo que el presente estudio toma como referencia para aplicar al edificio municipal mencionado.

Así mismo en el Perú, el Dr. Carlos Zavala Toledo y el Ing. Enrique Luna Victoria Vera, toman el método de Hirosawa y realizan una primera aproximación para el cálculo del Índice Básico Sísmico de Juicio ( $E_{50}$ ) de acuerdo a realidad peruana, es decir en concordancia con los parámetros sísmicos definidos en el código peruano de diseño sismo resistente (E.030).

## 1.2. HISTORIAL SÍSMICO DEL DEPARTAMENTO DE JUNÍN

El Perú con su ubicación dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, es considerado altamente sísmico. La frecuente actividad sísmica en el Perú se debe a que ésta se encuentra sobre dos placas en constante interacción (la placa de Nazca y la placa Sudamericana). En el sur del Perú, los movimientos sísmicos no solo son de origen tectónico sino también de origen volcánico (Tacna, Moquegua, Arequipa) y la parte central es a consecuencia de la activación de fallas geológicas de gran potencia (Junín). Tanto las fallas geológicas y los volcanes son parte de la formación de la cordillera andina también denominado “Proceso Orogénico de los Andes”.

Lima, Arequipa, Moquegua, Ayacucho, Huaraz y Alto Mayo son ciudades fuertemente afectados en la historia sísmica del Perú, y la región Junín no es ajena a ello. En la Tabla No 1.1, se muestra el registro de la ocurrencia de un sismo con magnitud de 7.5 M.L. a las 7 horas con 58 minutos de la noche del primero de noviembre de 1947 en la ciudad de Satipo, también se muestra el registro del sismo de Pariahuanca ocurrido el primero de octubre de 1969 con una magnitud de 6.2 M.L. siendo éstos 2 sismos considerables en la región Junín. Según E.

Deza (1978) y el Ing. Alberto Martínez Vargas (1978), el sismo de Pariahuanca estuvo asociado a la reactivación de la falla de Huaytapallana.

El Ing. Alberto Martínez Vargas en su investigación sobre: "Estudio de la Geología Regional de los Valles del Mantaro y Tarma" en julio del año 1978, indica que la posibilidad de ocurrencia de un evento sísmico con magnitudes mayores a 6.8 puede producirse cada 32 años en esta parte de la región central, sin embargo admite que en la práctica puede no cumplirse.

El primero de noviembre de 1947, como se citó en el párrafo anterior, un movimiento sísmico destruyó la ciudad de Satipo y a los centros poblados ubicados en la margen derecha del río Satipo tales como: Calabaza, Santa Rosita, Santa Ana, Mariposa, San Antonio los mismos que desaparecieron. La única carretera que comunicaba Huancayo con la Selva Central quedó destrozada desde Puente Carrizales hasta Satipo, unos 70 kilómetros de vía afirmada ubicada también en la margen derecha del río Satipo. Este evento sísmico generó unas 2233 muertes, daños severos en las edificaciones y en algunos casos el colapso de las infraestructuras. Las edificaciones importantes como el Centro Escolar de Varones, el hospital de Satipo, el camal municipal colapsaron.

**Tabla No 1.1: Principales Eventos Sísmicos Ocurredos en el Siglo XX - Perú**

<b>Fecha del Evento</b>	<b>Lugar del Epicentro</b>	<b>Magnitud(ML)</b>
1912	Piura, Huancabamba	7.0
28 de julio de 1913	Chala	7.0
06 de agosto de 1913	Caravelí, Arequipa	7.75
02 de diciembre de 1914	Parinacochas, Ayacucho	
08 de febrero de 1916	Lima	
11 de noviembre de 1922	Caravelí	7.4
14 de mayo de 1928	Chachapoyas, San Martín	7.3
18 de julio de 1928	Chachapoyas, San Martín	7.0
24 de mayo de 1940	Lima	8.2
24 de agosto de 1942	Nazca, Ica	8.4
30 setiembre de 1946	Pisco	7.0
10 de noviembre de 1946	Quiches, Áncash	7.25
<b>01 de noviembre de 1947</b>	<b>Satipo y Pasco</b>	<b>7.5</b>
11 de mayo de 1948	Moquegua	7.1
10 de diciembre de 1950	Ica	7.0
03 de octubre de 1951	Moquegua	7.3
12 de diciembre de 1953	Tumbes	7.7
1958	Arequipa	7.3

Fecha de Evento	Lugar del Epicentro	Magnitud (ML)
1959	Talara, Piura y	7.25
1959	Arequipa	7.0
24 de diciembre de 1959	Sierra de Ayacucho	
13 de enero de 1960	Arequipa	7.5
1960	Nazca, Ica	7.0
1963	Áncash	7.0
17 de octubre de 1966	Costa norte y Lima	7.5
19 de junio de 1968	Moyobamba, San Martín	7.0
31 de mayo de 1970	Callejón de Huaylas, Chimbote	7.7
1970	Querecotillo	7.1
18 de agosto de 1972	Sachamarca, V. Fajardo, Ayacucho	5.4
03 de octubre de 1974	Lima	7.5
29 de mayo de 1990	Río Alto Mayo, San Martín	6.0
04 abril de 1991	Moyobamba, San Martín	6.2
octubre de 1999	Ayacucho	

Fuente: Silgado, E. "Historia de los sismos más notables ocurridos en Perú (1513-1974)". Lima, y el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico, Lima, 1998.

En el año 2013, el Instituto Geofísico del Perú, ha registrado 219 eventos sísmico sensibles de los cuales 05 son de la región Junín y 02 de ellas con epicentros muy cercas a la ciudad de Satipo.

**Tabla No 1.2: Eventos Sísmicos Sensibles ocurridos en la Región Junin en el año 2013.**

FECHA	HORA	UBICACION	PROFUNDIDAD	MAGNITUD
27 de Marzo de 2013	Hora Local 15:59	Satipo - Junín	123 Km	4.9 ML
21 de noviembre de 2013	Hora Local 04:36	Huancayo - Junín	120 Km	4.4 ML
20 de agosto de 2013	Hora Local 21:29	Chanchamayo - Junín	21 Km	4.2 ML
02 de setiembre de 2013	Hora Local 08:12	Jauja - Junín	45 Km	4.3 ML
04 de setiembre de 2013	Hora Local 19:51	Jauja - Junín	38 Km	4.2 ML

Fuente: IGP y elaboración propia

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. DEFINICIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO

La vulnerabilidad sísmica de un edificio es un concepto que trata de explicar y describir el comportamiento del edificio ante la acción sísmica y como consecuencia de ello se tiene los daños en los elementos estructurales y no estructurales del edificio. En la siguiente figura se trata de esquematizar la definición.

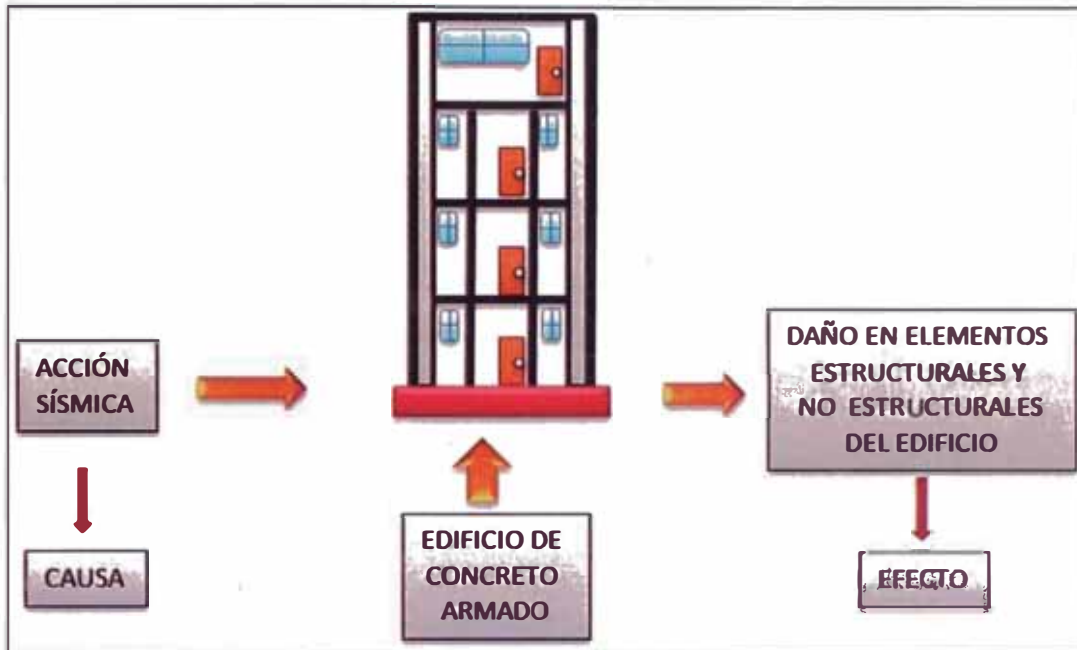


Figura Nro. 2.1.- Esquema que define el concepto de vulnerabilidad

### 2.2. CLASIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICIOS

La vulnerabilidad sísmica de edificios se clasifica en concordancia a los daños que se generan en sus partes componentes. Las partes componentes de un edificio son: el componente estructural, el componente no estructural y el componente funcional.

El componente estructural está formado por todos aquellos elementos que mantiene en forma vertical al edificio, tales como: cimiento, columnas, vigas, muros, losas, etc.; el componente no estructural está constituido por los elementos como acabados arquitectónicos: muros de tabique, cielo raso, pisos, etc., las instalaciones eléctricas, las instalaciones mecánicas, las instalaciones sanitarias y otros equipamientos del edificio. El componente funcional del edificio son todos aquellos elementos que forman parte de la operación, que hacen de



que dentro del edificio se preste servicio a terceros como es el caso de un hospital que brinda servicios de salud médica.

Por lo tanto la vulnerabilidad sísmica para un edificio se clasifica en los siguientes: Vulnerabilidad estructural, vulnerabilidad no estructural y vulnerabilidad funcional.

#### 2.2.1.- Vulnerabilidad Estructural.

La vulnerabilidad sísmica estructural se refiere a la evaluación de los probables daños a producirse en los elementos estructurales como vigas, columnas, losas de techo, etc., ante un evento sísmico.

#### 2.2.2.- Vulnerabilidad No Estructural.

La vulnerabilidad sísmica no estructural se refiere a la evaluación de los probables daños a producirse en los elementos no estructurales como acabados arquitectónicos, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas y mecánicas, etc., ante un evento sísmico.

#### 2.2.3.- Vulnerabilidad Funcional.

La vulnerabilidad sísmica funcional se refiere a la evaluación de los probables daños a producirse en la capacidad de brindar servicios como: servicios de salud, servicios administrativos, es decir el grado de pérdida de función para lo cual fue creado el edificio, todo ello ante un evento sísmico.

### 2.3. MÉTODOS CUANTITATIVOS Y CUALITATIVOS

Existen diversas metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio, sin embargo el criterio para la selección de alguna metodología debe estar en función de dos aspectos primarios que son: el objetivo que se pretende lograr (implica nivel de investigación y análisis) y a que componente del edificio se pretende evaluar.

Estas metodologías de evaluación clasificadas en dos grupos como cualitativas y cuantitativas son las más aceptadas dentro del campo de la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios.

### 2.3.1 Método Cuantitativo.

Es una metodología que sigue los procedimientos de diseño sismo-resistente de las normas vigentes. Existen edificios construidos con normas sismo-resistentes precedentes, en las que su seguridad ante un evento sísmico, queda incierta; y una de las razones muy frecuentes por la que se aplica la metodología cuantitativa es establecer la probabilidad de daños en el edificio antiguo (con respecto a la nueva norma) y en otros casos su aplicación es para profundizar los resultados obtenidos por metodologías cualitativas.

### 2.3.2 Método Cualitativo

Son métodos que forman parte del primer nivel de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios, las mismas que para emitir un juicio usan las características estructurales, arquitectónicas, y de uso tales como la antigüedad, el estado de conservación, la irregularidad en planta y altura del edificio; y su relación al tipo de suelo sobre la que se emplaza el edificio. Como su nombre lo indica, estas metodologías usan las cualidades del edificio, las evalúan y finalmente indican resultados como vulnerabilidad baja, media, o alta y en otros casos dan como resultado indicando edificio seguro o su seguridad es incierta.

De todos los métodos cualitativos estudiados por diversos autores se describen los 3 principales: El método Japonés, ATC – 21, el método NAVFAC.

#### 2.3.2.1. Método Japonés

El método japonés más conocido y usado oficialmente por el Ministerio de Construcción de Japón, es el Método de Hirosawa, propuesta por el Dr. Masaya Hirosawa. Este método consiste en tres niveles de evaluación cualitativa que va desde su caracterización sencilla hasta la caracterización detallada del edificio y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso en las dos direcciones o líneas de resistencia del edificio. Esta metodología será profundizada en los siguientes capítulos del informe.

#### 2.3.2.2. Método ATC-21

Es un método que consiste en dar una calificación inicial al edificio en evaluación en estricta relación al tipo de estructuración sismo resistente que tenga, y a éste puntaje inicial entregado se le suman o restan puntos según cada parámetro



conforme se va revisando las características estructurales y al mismo tiempo se van filtrando estas características, razón por la cual también es conocido como el “Método de revisión por filtros de peligros sísmicos potenciales en la edificación”. Los parámetros que dan puntajes desfavorables o favorables son los relacionados a la variación de altura de entrepisos, las irregularidades geométricas, la flexibilidad de los pisos, la existencia de torsión en planta. Las calificaciones de los edificios van desde cero hasta un tope de seis, y se determina que el edificio es seguro cuando el resultado de la evaluación este entre el rango de dos a seis.

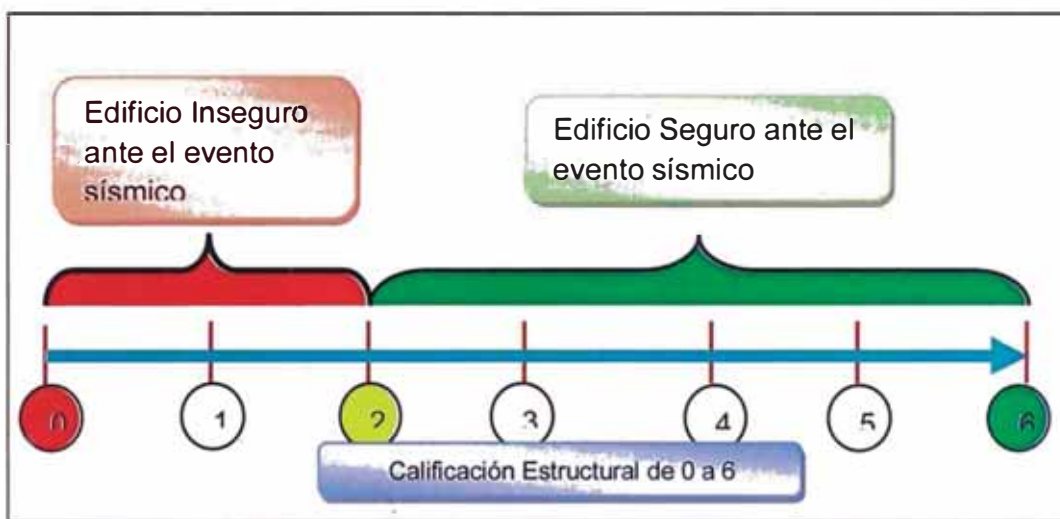


Figura Nro. 2.2.- Esquema del método ATC-21

### 2.3.2.3. Método NAVFAC

Es un método que consiste en la evaluación del Índice de Daño Global del edificio ( $I_{Dg}$ ), que puede ser causado por un determinado evento sísmico. Este índice es resultado de otros tres factores que evalúan la capacidad del edificio como son: El coeficiente de Corte Basal Resistente ( $C_b$ ), el desplazamiento total de la estructura ( $S$ ), y al periodo fundamental de la estructura ( $T$ ). El índice de Daño, se mide de cero al cien por ciento, y el edificio es seguro si se encuentra entre 0% hasta 60%.

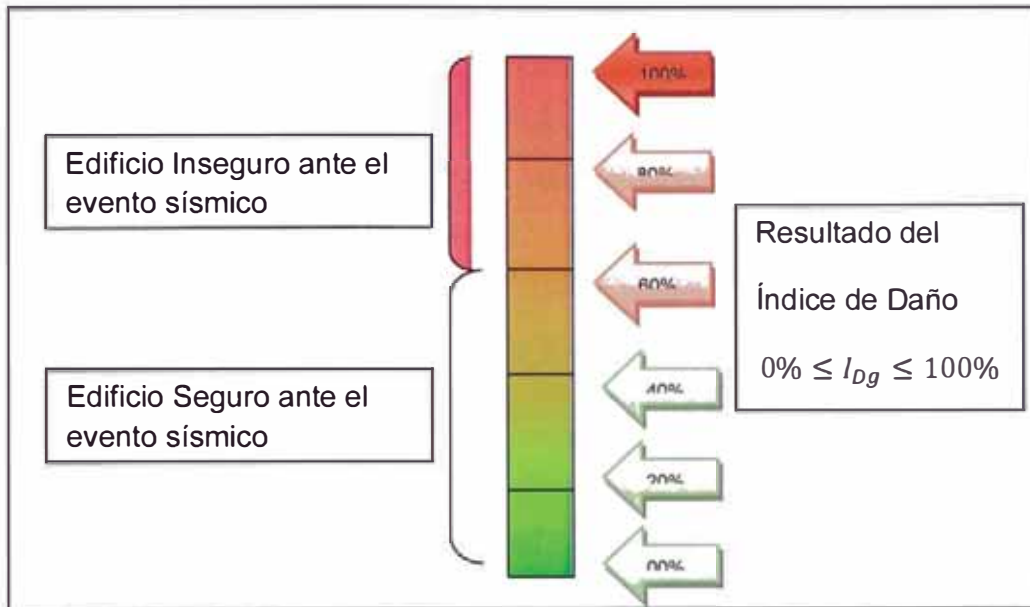


Figura Nro. 2.3.- Esquema del método NAVFAC

#### 2.4. METODO DE HIROSAWA

Es una metodología que está basada en la evaluación de la capacidad sísmica de los edificios de concreto armado, en cada piso y en cada dirección de las líneas resistentes (elementos estructurales verticales alineados). La vulnerabilidad del edificio es determinada mediante una comparación de dos índices, un primer índice que caracteriza al edificio en su componente estructural ( $I_s$ ) y un segundo índice que caracteriza al nivel de sismicidad y la condición local donde se encuentra el edificio ( $I_{so}$ ).

El primer índice es comúnmente denominado índice estructural de capacidad sísmica ( $I_s$ ) y el segundo índice es denominado como índice de la condición de frontera ( $I_{so}$ ), en la investigación del Dr. Carlos Zavala Toledo y el Ing. Enrique Luna Victoria Vera (1998) lo denominan Índice de Juicio Estructural. Cuando el índice de la condición de frontera es mayor que el índice estructural de capacidad sísmica entonces se puede decir que el edificio es inseguro o dicho de otro modo, es vulnerable.

$$(I_s \ll I_{so})$$

Por el contrario, si el índice de la condición de frontera es menor que el índice estructural de capacidad sísmica, entonces se puede decir que el edificio tiene un comportamiento seguro ante un evento sísmico, es decir no es vulnerable.

$$(I_s \gg I_{so})$$

Esta metodología planteada para la evaluación del comportamiento ante sismos de edificaciones existentes de concreto armado y consta de tres niveles de evaluación. Cada nivel tiene procedimientos establecidos para la evaluación sísmica y con grados de dificultad en el cálculo de los factores que forman parte del índice estructural de capacidad sísmica. El incremento del grado de dificultad en los niveles de evaluación significa que están establecidas más variables a determinar para el cálculo del factor ( $E_o$ ), o denominado índice básico de las características de resistencia de la estructura. Evidentemente el primer nivel es sencillo y el tercer nivel más complicado por usar expresiones y ecuaciones más refinadas. Cabe mencionar que la fiabilidad en el resultado del índice estructural de capacidad sísmica ( $I_s$ ) mejora conforme se pase del primer nivel al tercer nivel de evaluación.

En la siguiente figura se ilustra, de manera detallada y esquemática sobre la metodología Hirosawa.

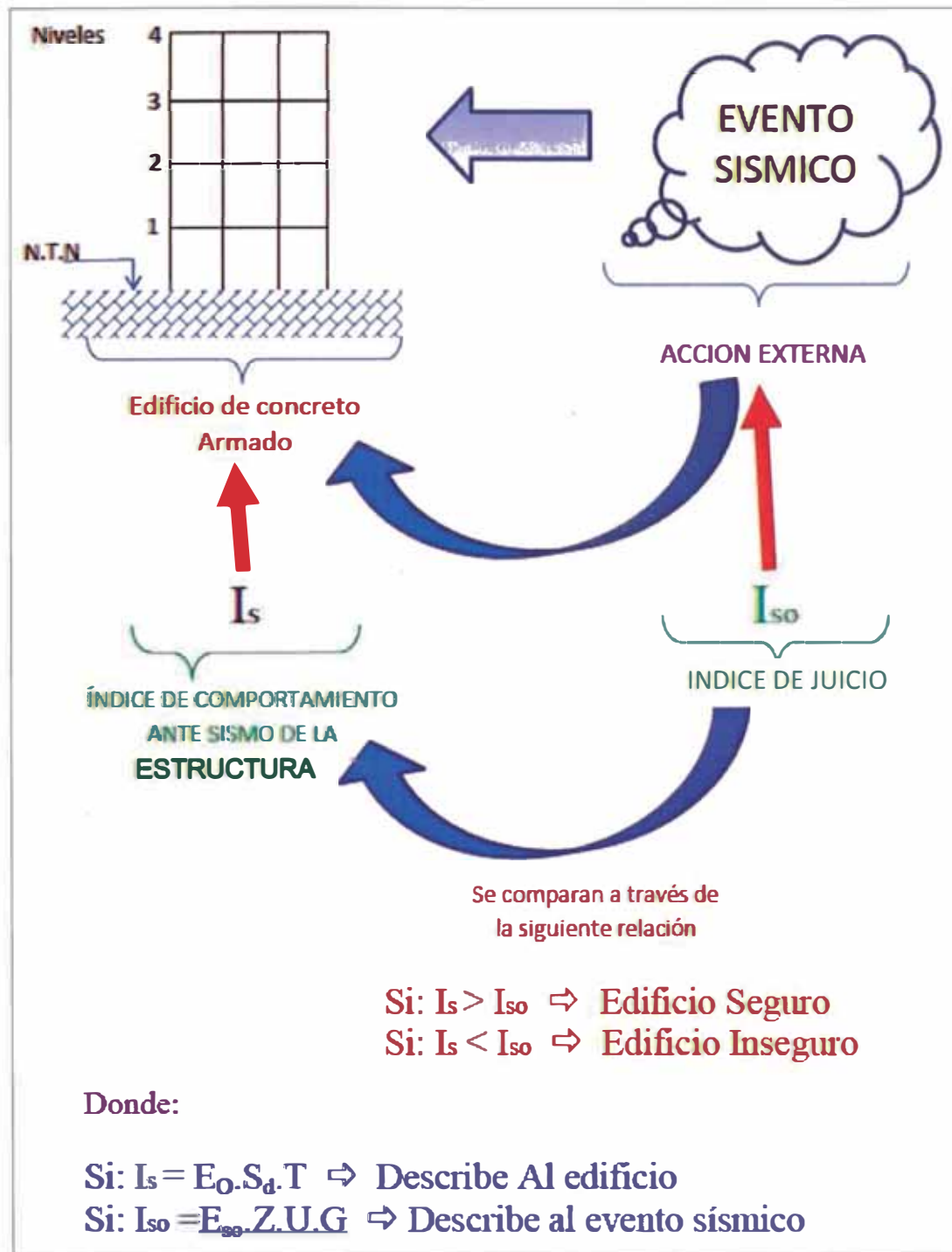


Figura Nro. 2.4.- Esquema del planteamiento de la Metodología Hirosawa

#### 2.4.1. Índice Estructural de Capacidad Sísmica ( $I_s$ )

Este índice caracteriza al edificio, dicho de otro modo, es resultado de la combinación de tres factores intrínsecos al edificio. Los factores son las siguientes:

$$I_s = E_o \times S_d \times T \dots \dots \dots (Ec. 01)$$

$E_o$  : Representa el comportamiento estructural de edificio ante un sismo y se denomina: "índice básico de las características de resistencia de la estructura" la misma que está compuesta a través de los índices de resistencia (**C**) y el índice de ductilidad (**F**)

$S_d$  : La configuración estructural del edificio, es decir a la distribución de los elementos estructurales en planta y altura.

$T$ : Representa el deterioro del edificio a través del tiempo en su vida útil.

La metodología establece los tres factores indicados y el factor que representa las características de resistencia de la estructura ( $E_o$ ), es la que varía en dificultad en su cálculo, conforme se sube el nivel de evaluación, por otro lado, los demás factores se calculan de la misma forma para los tres niveles de evaluación. La elección del nivel de evaluación está muy relacionada con la información que se tenga del edificio y la profundidad de investigación que se quiere lograr.

#### 2.4.2. Índice de Juicio estructural (Índice de la Condición de Frontera) $I_{so}$

Es un valor numérico que representa al evento sísmico y depende de cuatro factores:

$$I_{so} = E_{so} \times Z_{so} \times U \times G \dots \dots \dots (Ec. 02)$$

$E_{so}$  : Numero japonés que ha sido determinado en base a una evaluación de los daños estructurales generados en edificios de concreto armado tras el evento sísmico ocurrido en Tokachi-Oki, Japón en 1968

$Z_{so}$  : Valor de la sismicidad del sitio donde se ubica el edificio.

$U$ : Representa la importancia de la edificación.

$G$ : Representa las condiciones del terreno sobre la que yace el edificio.

De acuerdo a la metodología Hirosawa, los valores que asumen los factores descritos son propiamente del código de diseño sísmico japonés, el  $E_{SO}$  asume valores de 0.8 para el primer nivel de evaluación y 0.6 para el segundo y tercer nivel de evaluación, el factor de sismicidad  $Z_{SO}$  asume valores que van desde 0.7 hasta 1.0, en cuanto a U y G por lo general asumen valores de 1.0. Se aprecia claramente que existe una realidad distinta en cuanto a los valores de sus parámetros de diseño sísmico con respecto al código peruano, por lo que se profundizará esta teoría en el sub capítulo del Índice de Juicio Estructural.

### 2.4.3. Teoría de la Metodología Hirosawa

La simplificación del sistema estructural de un edificio a través de un modelo de un solo grado de libertad ayuda a comprender la metodología Hirosawa. El factor conocido como: "El índice básico de las características de resistencia de la estructura"  $E_o$ , es el que define al edificio de manera intrínseca pues se basa en las propiedades de la resistencia y la ductilidad del edificio, por lo tanto si se quiere determinar  $E_o$ , para un sistema 1GL, sería a través de la ecuación:

$$E_o = \emptyset * C * F \dots \dots \dots (Ec. 03)$$

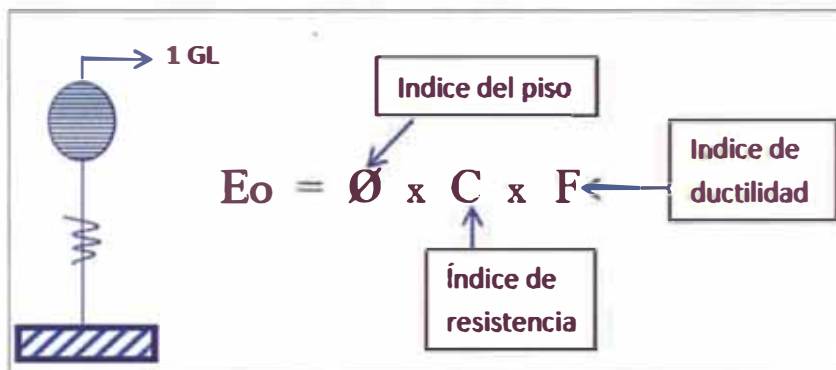


Figura Nro. 2.5.- Esquema de un Sistema 1 GDL y la determinación del  $E_o$

Cuando se trata de un sistema de 1GDL, el valor que adopta  $\emptyset$  es uno ( $\emptyset = 1$ ), quedando solamente el índice de resistencia  $C$ , y el índice de ductilidad  $F$ .

$$E_o = C * F \dots \dots \dots (Ec. 04)$$

El índice de ductilidad **F**, es calculada bajo el concepto de energía potencial almacenada en el máximo desplazamiento de la estructura durante el evento sísmico.

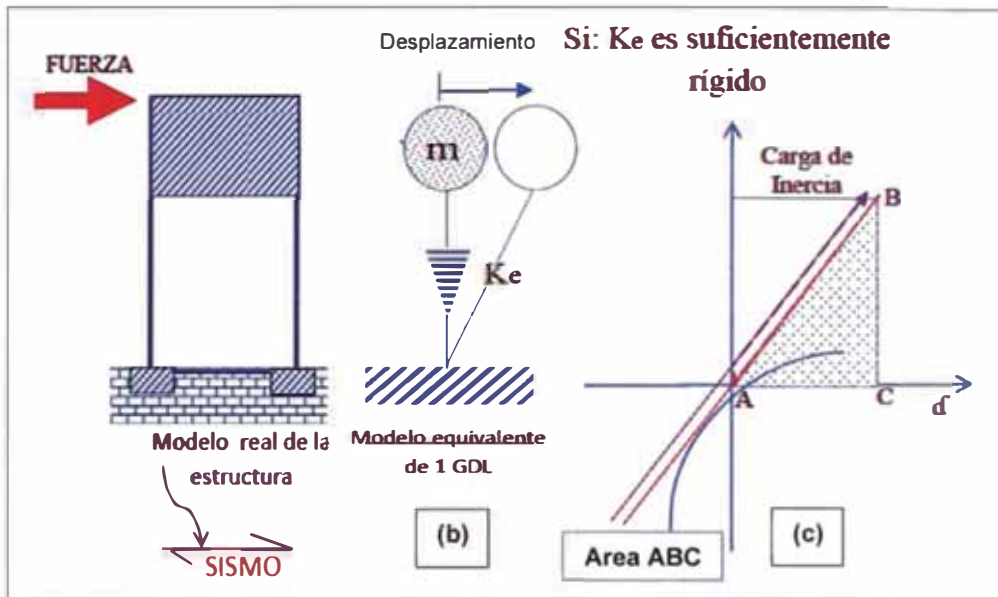


Figura Nro.2.6.- Sistema de 1GL, y su gráfico para caso elástico

En la figura Nro. 2.6 – (c), se aprecia una gráfica adjunta en el que se supone un edificio modelado como un sistema de 1 GDL, con una rigidez suficiente produciéndose un comportamiento lineal (elástico). El área ABC, representa la energía potencial almacenada en la deformación máxima del modelo, que por tener un comportamiento lineal, esta energía almacenada se convertirá en energía cinética al retornar a la posición inicial (línea roja de la gráfica 2.6 – (c)).

La ductilidad de desplazamiento definida a través de este modelo de 1 GDL, sería a través de la ecuación **Ec. 05**, la misma que es válido para edificios altos en donde sus periodos sean largos:

$$\frac{V_d}{V_R} = \frac{Q_d}{Q_R} = \frac{d_u}{d_y} = u \dots \dots \dots (\text{Ec. 05})$$



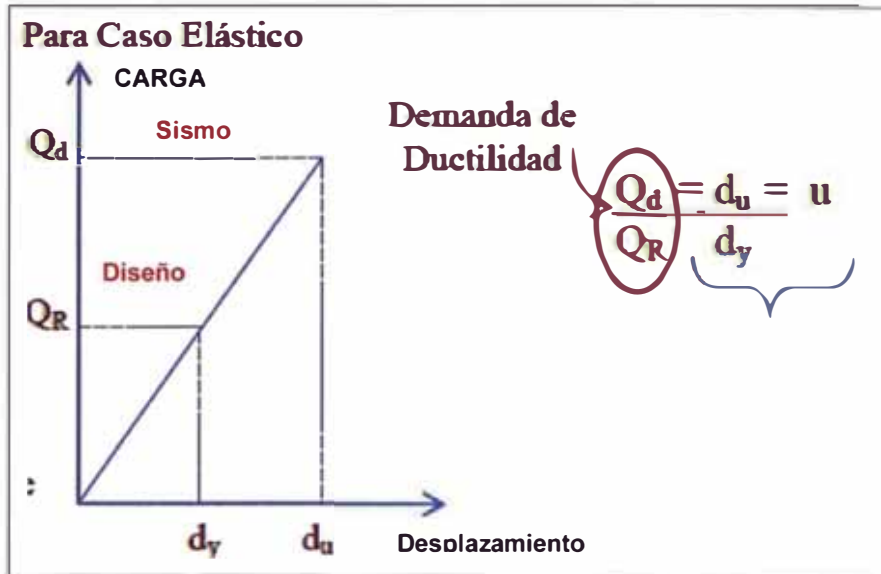


Figura Nro.2.7.- Ductilidad de desplazamiento - comportamiento elástico.

Si el modelo de 1GDL, tiene una rigidez insuficiente, entonces se produce un comportamiento elástico y plástico (comportamiento bi-lineal), véase la figura Nro. 2.8. El área del paralelogramo ADEF, representa la disipación de la energía y en el tramo DE, de la gráfica, no hay incrementos de carga debido a la formación de rótulas plásticas. Esta gráfica bilineal (zona elástica y zona plástica) representa un comportamiento aproximado de los edificios con ductilidad ante un movimiento sísmico, sin embargo solo se observa un punto notable (véase la figura Nro. 2.7: vértice D), que viene ser el punto de inicio de la fluencia del acero, y éste delimita la zona elástica y plástica.

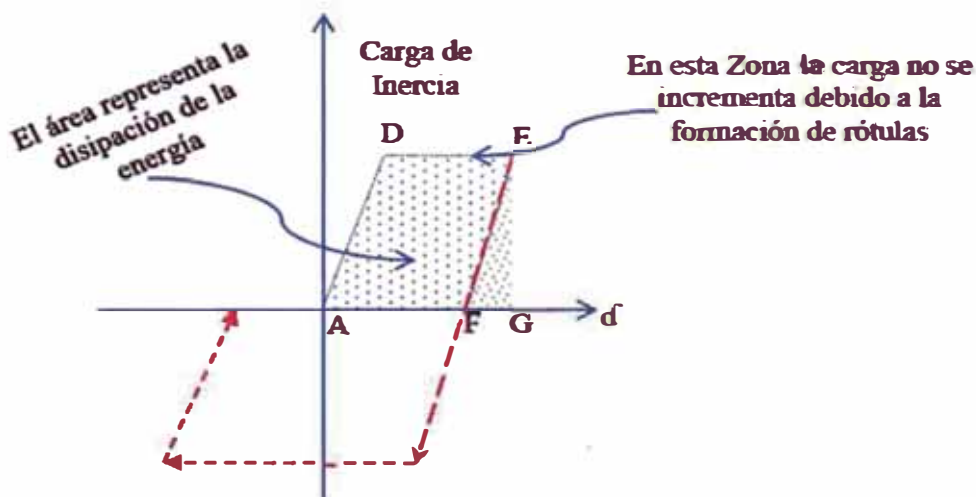


Figura Nro.2.8.- Sistema de 1GL, y modelo elasto-plástico.

Fuente: Dr. Carlos Zavala Toledo (Tesis de Grado)



Para edificios de concreto armado, con sistemas estructurales dúctiles (es decir estructuras en donde sus elementos fallan por flexión), el modelo histérico, representa mejor el comportamiento ante un evento sísmico. La figura Nro.2.9, extraído de la investigación del Dr. Hiroyuko Aoyama profesor del Departamento de Arquitectura de la Universidad de Tokio – Japón (1980), muestra el comportamiento de un modelo de histéresis.

En el cuadrante positivo de la figura Nro. 2.9., se puede observar dos puntos importantes que hacen que se formen tres líneas. El primer punto es de agrietamiento del concreto (crack), el siguiente punto es el inicio de la fluencia del acero, a partir del cual se convierte en sistema plástico perfecto.

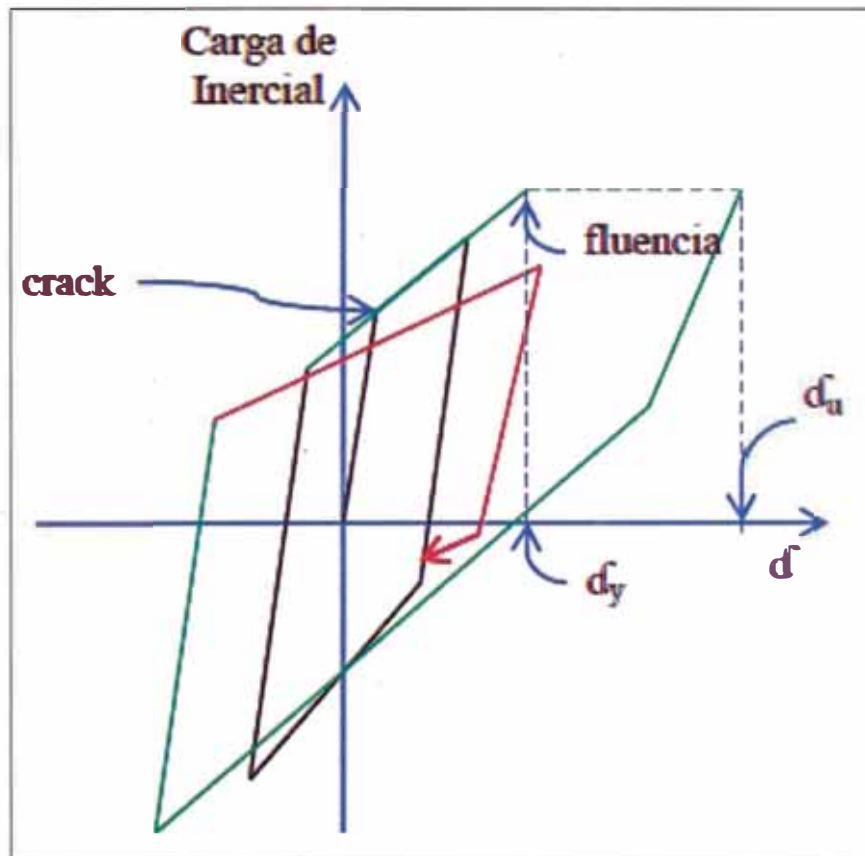


Figura Nro.2.9.- Modelo de Histéresis

Al analizar la envolvente del cuadrante positivo del modelo de histéresis se denota los puntos notables para una estructura dúctil en la Fig. Nro. 2.10.

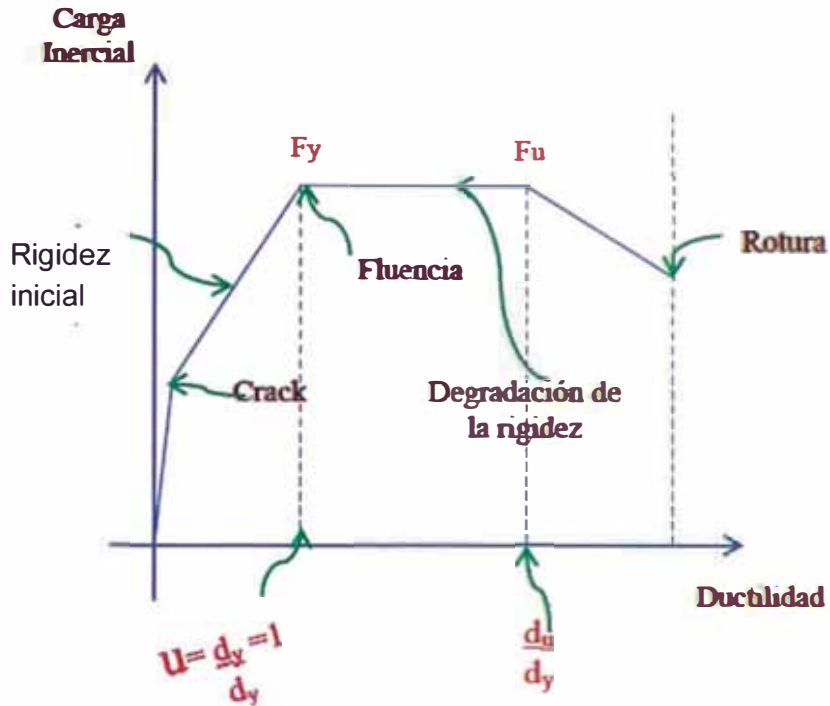


Figura Nro.2.10.- Envolvente del Modelo de Histéresis - estructuras dúctiles

El profesor Newmark en 1960, en su investigación: “Efecto del comportamiento inelástico de SDGL para movimientos sísmicos”, indica que para edificios medianos a bajos se cumple el siguiente: “La energía potencial almacenada por el sistema elástico en la deflexión máxima es la misma que la almacenada por el sistema elasto-plástico en la deflexión máxima”.

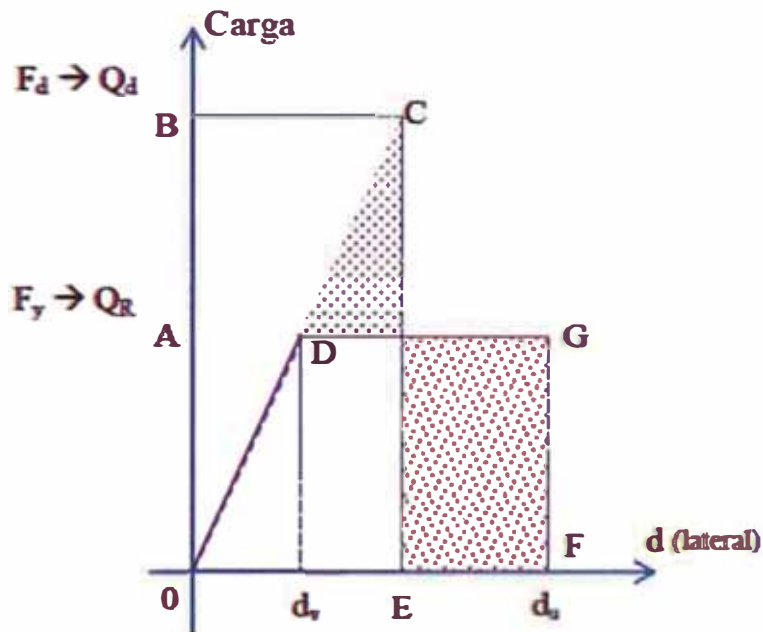


Figura Nro.2.11.- Sistema elástico vs Sistema elasto-plástico

De la figura Nro. 2.11, y de la premisa dada se deduce que el área OCE es igual al área ODGF, a partir del cual se tienen las siguientes relaciones:

$$\frac{Q_d}{2} \times OE = \frac{Q_R \times d_y}{2} + (d_u - d_y) \times Q_R \dots \dots \dots (Ec. 06)$$

$$\frac{OE}{d_y} = \frac{Q_d}{Q_R} \dots \dots \dots (Ec. 07)$$

De las ecuaciones (06) y (07), se determina la siguiente ecuación:

$$\frac{Q_d}{Q_R} = \sqrt{2\mu - 1} \dots \dots \dots (Ec. 08)$$

La ecuación (08), vendría a ser el índice de ductilidad **F**, pero válido para el modelo idealizado de 1GDL. Sin embargo, los investigadores japoneses hacen la correlación con mayor aproximación a la realidad luego de plotear los coeficientes de cortante en la fluencia (**C<sub>y</sub>**) sobre el coeficiente de cortante de respuesta elástica (**C<sub>e</sub>**) versus la demanda de ductilidad para diferentes movimientos sísmicos producidos en Japón.

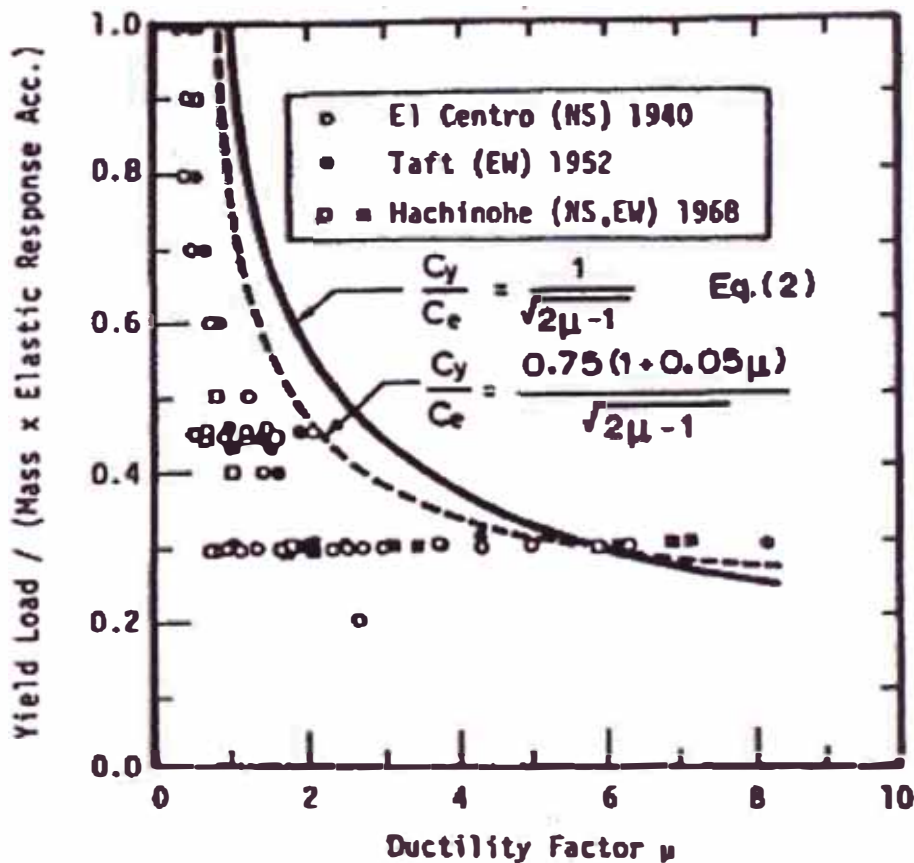


Figura Nro.2.12.- Resistencia a la fluencia vs resultados de demanda de ductilidad para modelos de histéresis. Fuente: Dr. Hiroyuko Aoyama

Siendo la ecuación empírica determinada y válida para edificios con sistemas estructurales dúctiles y los valores de  $\mu$  varían desde 1 hasta 5:

$$\frac{\frac{Q_R}{W}}{\frac{Q_d}{W}} = \frac{C_y}{C_e} = \frac{1}{F} = \frac{0.75 * (1 + 0.05u)}{\sqrt{2u - 1}} \dots \dots \dots (Ec. 09)$$

Una vez calculada el factor de ductilidad ( $u$ ), de los elementos estructurales, se determina el índice de ductilidad del edificio, despejando de la ecuación (09),

$$F = \frac{\sqrt{2u - 1}}{0.75 * (1 + 0.05u)} \dots \dots \dots (Ec. 10)$$

Y el resultado se introduce en la ecuación (03):

$$E_o = \emptyset * C * F \dots \dots \dots (Ec. 03)$$

El cálculo del índice de resistencia **C**, se explicará en los siguientes capítulos sin embargo se debe comprender que cada elemento estructural vertical tiene su resistencia y sus mecanismos de falla independientes, es decir la resistencia de una columna corta, es notoriamente diferente a la de un muro estructural, y al de una columna. Obviamente la columna corta es menos dúctil con respecto al muro y columna, por lo tanto ante un evento sísmico es muy probable que falle primero y deje de aportar resistencia; del mismo modo pasa con los muros estructurales fallan antes que las columnas. Con este criterio observado el método agrupa hasta en tres grupos en estricta afinidad de su ductilidad calculada (F), para el segundo y tercer nivel de evaluación, mientras que para el primer nivel de evaluación aplica factores de reducción sísmica de muro hacia columna corta, de columna a columna corta y de columna a muro.

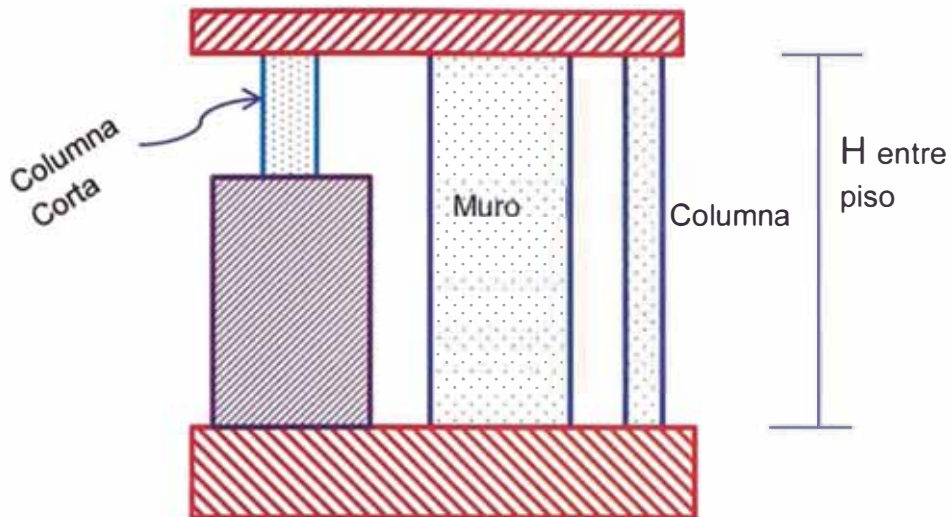


Figura Nro. 2.13.- Idealización de elementos estructurales verticales del piso en análisis.  
Fuente Dr. H. Aoyama

Los planteamientos anteriores son válidos para sistemas de 1GDL, sin embargo las edificaciones son de varios grados de libertad, por lo que la ecuación (03), se aproxima de la siguiente forma:

$$E_o = \Phi * C * F \dots \dots \dots (Ec. 03)$$

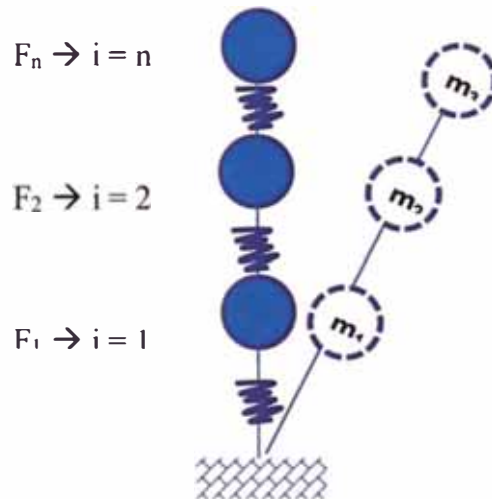


Figura Nro.2.14.- Modelo para n grados de libertad – primer modo de vibración

Se sabe que la fuerza inercial está definida por la siguiente ecuación:

$$\{f\}_1 = [m]\{\phi\}_1 \gamma_1 S_a \dots \dots \dots (Ec. 11)$$

Máxima fuerza inercial

Matriz de masas

Vector del primer modo de vibración

Aceleración

Factor de participación

Y la sumatoria de fuerzas inerciales de los  $n$  elementos estructurales verticales en el piso  $i$  es igual a la fuerza cortante del piso.

$$V_i = \sum_{j=i}^n f_{1j} = \sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j} \gamma_1 S_a \dots \dots \dots (Ec. 12)$$

El índice de resistencia  $C$ , se define como la división de la cortante en el piso  $i$  sobre el peso acumulado desde el nivel  $n$  hasta el nivel del piso  $i$ , en análisis, por lo tanto se escribe así:

$$C_i = \frac{V_i}{\sum_{j=i}^n m_j g} = \frac{\gamma_1 S_a}{g} \frac{\sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}}{\sum_{j=i}^n m_j} \dots \dots \dots (Ec. 13)$$

Según definición anterior, si tenemos un sistema de 1GL, entonces el índice de resistencia  $C$  se deduce de la siguiente manera:

$$C_i = \frac{V_i}{\sum_{j=i}^n m_j g} = \frac{\sum_i^n f_1}{\sum_i^n m_i g} \rightarrow \frac{m * S_a}{m * g} = \frac{S_a}{g} = C \dots \dots \dots (Ec. 14)$$

Despejando el término  $\frac{S_a}{g}$ , de la ecuación (13) que viene a ser el índice de resistencia  $C$  para sistemas de 1GDL,

$$\frac{S_a}{g} = \left( \frac{1 \times \sum_{j=i}^n m_j}{\gamma_1 \sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}} \right) C_i$$

$$C = \left( \frac{1 \times \sum_{j=i}^n m_j}{\gamma_1 \sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}} \right) C_i \dots \dots \dots (Ec. 15)$$

De la ecuación (15), se deduce que el valor que acompaña al índice de resistencia  $C_i$ , en cada piso es la expresión:

$$\phi = \frac{1 \times \sum_{j=i}^n m_j}{\gamma_1 \sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}} \dots \dots (Ec. 16)$$

Entonces la nueva ecuación para determinar el índice de las características de resistencia de la estructura en el piso  $i$ , ( $E_{oi}$ ) y para un modelo de  $n$  grados de libertad sería la expresión:

$$E_{oi} = \phi_i C_i F_i \dots \dots \dots (Ec. 03)$$

$$E_{oi} = \left( \frac{1 \times \sum_{j=i}^n m_j}{\gamma_1 \sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}} \right) C_i F_i \dots \dots \dots (Ec. 17)$$

Aproximando el factor de piso  $\phi_i$  para edificios con masas uniformes en cada piso, alturas uniformes de los entre pisos, y para el 1er modo de vibración.

$$E_{oi} = \left( \frac{2}{3} \right) \left( \frac{2n + 1}{n + i} \right) C_i F_i \dots \dots \dots (Ec. 18)$$

Pero, para el primer nivel y el segundo nivel de evaluación, se utiliza la siguiente ecuación más conservadora que la ecuación (18).

$$E_{oi} = \left( \frac{n + 1}{n + i} \right) C_i F_i \dots \dots \dots (Ec. 19)$$

Una vez, calculadas los índices de resistencia  $C_i$  de cada elemento estructural vertical en cada piso, se agrupan éstos índices hasta en tres grupos en afinidad estricta a sus ductilidades y a su mecanismo de falla, es decir valores muy similares y cercanos de ductilidad, para lo cual las ecuaciones que determinan el  $E_{oi}$  son las siguientes:

La ecuación (20) es válido para el primer nivel de evaluación y cuando no exista columnas cortas en el piso  $i$  de evaluación:

$$E_{oi} = \left( \frac{n + 1}{n + i} \right) * (C_w + a_1 * C_C) * F_w \dots \dots \dots (Ec. 20)$$

La ecuación (21) es válido para el primer nivel de evaluación y cuando hay presencia de columnas cortas:

$$E_{oi} = \left( \frac{n + 1}{n + i} \right) * (C_{sc} + a_2 * C_w + a_3 * C_C) * F_{sc} \dots \dots \dots (Ec. 21)$$



Donde:

$E_{oi}$ : Factor del piso  $i$  denominado como: “Índice Básico de las Características de Resistencia de la Estructura”

$n$ : Cantidad total de pisos que posee el edificio.

$i$ : El número del piso en el que se está evaluando el sub-índice.

$C$ : Índice de resistencia del elemento estructural vertical, que son:  $C_w$  del muro,  $C_c$  de la columna y  $C_{sc}$  de la columna corta.

$\alpha_i$ : Factor de reducción resistencia de los elementos estructurales verticales.

$F$ : Índice de ductilidad de los elementos estructurales definidos y son:  $F_w$  del muro,  $F_c$  de la columna y  $F_{sc}$  de la columna corta.

La ecuación (22) es válido para el segundo nivel de evaluación y cuando no exista columnas cortas:

$$E_{oi} = \left( \frac{n+1}{n+i} \right) * \sqrt{(C_1 * F_1)^2 + (C_2 * F_2)^2 + (C_3 * F_3)^2} \dots \dots \dots (Ec. 22)$$

La ecuación (23) es válido para el segundo nivel de evaluación y cuando hay presencia de columnas cortas:

$$E_{oi} = \left( \frac{n+1}{n+i} \right) * (C_1 + a_2 * C_2 + a_3 * C_3) * F_{sc} \dots \dots \dots (Ec. 23)$$

Donde:

$n$ : Cantidad total de pisos que posee el edificio.

$i$ : El número del piso en el que se está evaluando el sub-índice.

$C_1, C_2, C_3$ : Índices de resistencia para el primer, segundo y tercer grupo respectivamente de los miembros verticales clasificados.

$F_1, F_2, F_3$ : Índice de Ductilidad para el primer, segundo, y tercer grupo respectivamente. Primer grupo está formado por elementos verticales con índices de ductilidad cortas, el segundo grupo por elementos verticales con índices de ductilidad media y el tercer grupo todos aquellos con índices de ductilidad larga.

$\alpha_2, \alpha_3$ : Factor de reducción resistencia de los elementos estructurales verticales desde el segundo y tercer grupo hacia el primer grupo en concordancia a la compatibilidad de desplazamientos laterales de los elementos verticales.



La ecuación (24) es válida para el tercer nivel de evaluación y cuando no exista columnas cortas:

$$E_{oi} = (2/3) \left( \frac{2n + 1}{n + i} \right) * \sqrt{(C_1 * F_1)^2 + (C_2 * F_2)^2 + (C_3 * F_3)^2} \dots \dots \dots (Ec. 24)$$

La ecuación (25) es válida para el tercer nivel de evaluación y cuando hay presencia de columnas cortas:

$$E_{oi} = 2/3 \left( \frac{2n + 1}{n + i} \right) * (C_1 + a_2 * C_2 + a_3 * C_3) * F_{sc} \dots \dots \dots (Ec. 25)$$

Finalmente se determina el índice estructural de capacidad sísmica del edificio a través de la ecuación (01) planteada, con el menor resultado del  $E_o$  de todos los pisos:

$$I_s = E_o * S_d * T \dots \dots \dots (Ec. 01)$$

#### 2.4.4. Breve Descripción de los Niveles de Evaluación de Hirosawa

En el primer nivel, los procedimientos son sencillos, pues están establecidas una poca cantidad de variables para la determinación del índice sísmico  $E_o$ . El índice  $E_o$  se calcula a partir de la resistencia horizontal del edificio basado en la sumatoria de áreas de las secciones transversales de los elementos estructurales verticales como columnas, muros de concreto armado, etc. La elección del primer nivel de evaluación de este método, es recomendable cuando solamente se tienen datos generales del edificio como resistencia del material utilizado en elementos estructurales, planos de distribución de arquitectura, planos de configuración estructural muchas veces elaboradas tras una inspección in-situ, más aun en casos de edificios antiguos en donde no existe información alguna.

En el segundo nivel de evaluación, la determinación del Índice de Capacidad Sísmica ( $I_s$ ) es dado a través del uso de la teoría de la resistencia última, es decir la resistencia y la ductilidad de los elementos estructurales del edificio deben ser calculados con la teoría mencionada, para lo cual asume que las losas y vigas de los pisos son infinitamente rígidas. Se sabe que el índice  $E_o$ , es el que se modifica en cada nivel, y en este nivel es calculado a partir de la resistencia última, del tipo falla y de su ductilidad de los elementos estructurales. La utilización de este nivel se da cuando se tienen los planos estructurales del edificio o alguna información verificada de la distribución de acero en elementos verticales (acero longitudinal y estribos).

En los procedimientos del tercer nivel de evaluación, no solamente es considerado la resistencia última y la ductilidad de los elementos estructurales, sino también los mecanismos de falla del edificio por lo tanto la determinación del índice  $E_o$ , es a partir de la resistencia última, del tipo de falla y la ductilidad de los elementos estructurales verticales considerando los mecanismos de falla de los pórticos, el aporte de resistencia de las vigas y el vuelco de los muros.

El presente informe toma los procedimientos de evaluación de primer nivel y el segundo nivel del Método Hirosawa, por lo que se detalla a continuación.

2.4.5. Procedimientos de Evaluación de Primer Nivel

Se sabe que para determinar la vulnerabilidad sísmica a través del Método de Hirosawa, primero se debe determinar la capacidad sísmica del edificio y ésta es expresada con el Índice estructural de Capacidad Sísmica ( $I_s$ ):

$$I_s = E_o \times S_d \times T \dots \dots \dots (Ec. 01)$$

Y ser comparados con el índice de la Condición de Frontera ( $I_{so}$ ), o también denominado por otros autores como Índice de Juicio Estructural

$$I_{so} = E_{so} \times Z_{so} \times U \times G \dots \dots \dots (Ec. 02)$$

2.4.5.1.- Índice Básico de las Características de Resistencia de la Estructura ( $E_o$ )

Para el cálculo del factor  $E_o$ , es necesario hacer la clasificación de los elementos estructurales verticales en tres categorías como se muestra en la tabla siguiente, a los que el código japonés le asigna los siguientes valores de ductilidad:

**Tabla No 2.1.: Clasificación de los Elementos Estructurales Verticales Vs Índice de Ductilidad “F” para el Primer Nivel de Evaluación - MH**

ELEMENTO	DEFINICIÓN	F
Columnas	$h_o$ : Altura libre del entre piso D: Lado de la columna en la dirección de evaluación $h_o/D > 2$	$F_c = 1.0$
Columnas Cortas	Las columnas cortas se definen cuando: $h_o/D < 2$	$F_{sc} = 0.8$
Muros de Co Ao	Muros de concreto armado con o sin columnas en sus extremos	$F_w = 1.0$

Fuente: T. kaminosono, “Evaluation Method for Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan”

El  $E_o$ , se calcula a partir de las ecuaciones que se escriben a continuación:

- a. Para Edificios que no presentan columnas cortas en su configuración estructural:

$$E_o = \left( \frac{n+1}{n+i} \right) \times (C_w + \alpha_3 \times C_c) \times F_w \dots \dots \dots (Ec. 20)$$

- b. Para edificios que presentan columnas cortas en su configuración estructural:

$$E_o = \left( \frac{n+1}{n+i} \right) \times (C_{sc} + \alpha_2 \times C_w + \alpha_3 \times C_c) \times F_{sc} \dots \dots \dots (Ec. 21)$$

Donde las variables son:

- $E_o$ : Subíndice sísmico de comportamiento estructural del edificio
- $n$ : Cantidad total de pisos que posee el edificio.
- $i$ : El número del piso en el que se está evaluando el sub-índice.
- $C$ : Índice de resistencia del elemento estructural vertical, que son:  $C_w$  del muro,  $C_c$  de la columna y  $C_{sc}$  de la columna corta.
- $\alpha$ : Factor de reducción resistencia de los elementos estructurales verticales.
- $F$ : Índice de ductilidad de los elementos estructurales definidos y se muestran en la tabla No 2.1, y son:  $F_w$  del muro,  $F_c$  de la columna y  $F_{sc}$  de la columna corta.

**Tabla No 2.2.: Valores de Coeficientes de Reducción de Resistencia ( $\alpha$ )**

Tipo	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	Predominio de falla
Columna Corta	1.0	0.7	0.5	Falla predominante de columnas cortas
Muro		1.0	0.7	Falla predominante de muros de Co Ao
Columna			1.0	Falla predominante de columnas

Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud

En la siguiente figura se idealiza el porqué de los valores del factor de reducción de resistencia para los tres tipos de elementos verticales agrupados y definidos para todo los niveles de evaluación de la metodología Hirosawa, descrita por el autor Hiroyuko Aoyama profesor del Departamento de Arquitectura de la Universidad de Tokio – Japón (1980).

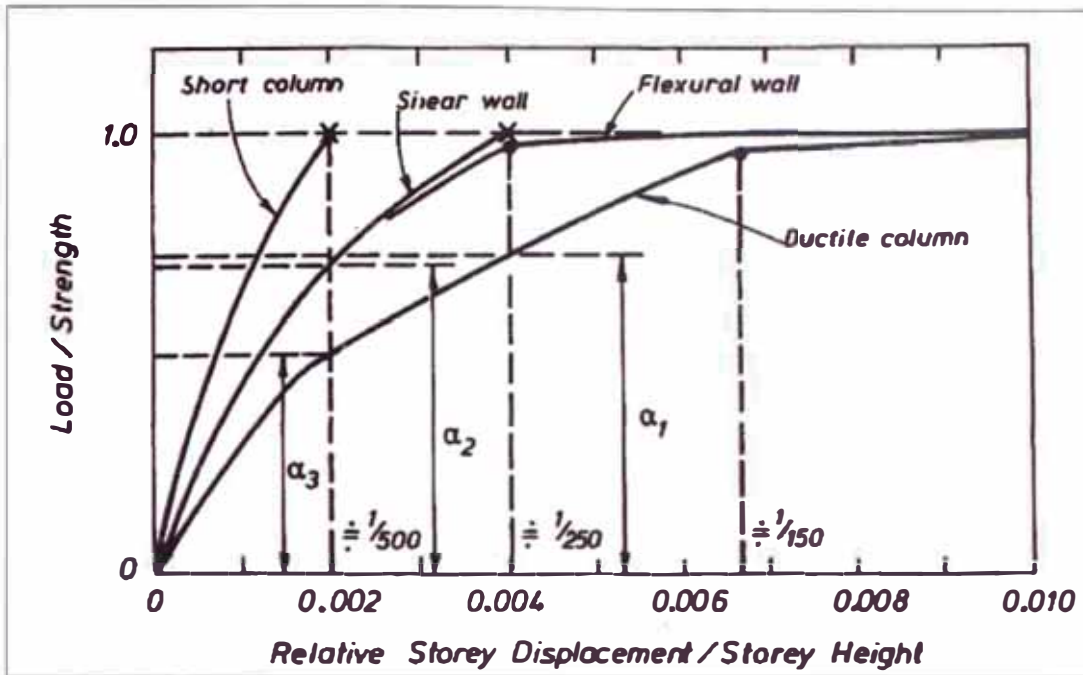


Figura Nro. 2.15.- Carga vs deformación de los elementos verticales resistentes  
Fuente Dr. H. Aoyama

La determinación del índice de resistencia “C”, está dado por las siguientes ecuaciones y son exclusivas del primer nivel de evaluación del Método Hirosawa, son las siguientes:

$$C_w = \left(\frac{f_c}{200}\right) x \frac{\{30x \sum A_{w1} + 20x \sum A_{w2} + 10x \sum A_{w3}\}}{W_i} \dots\dots\dots (Ec. 26)$$

$$C_c = \left(\frac{f_c}{200}\right) x \frac{\{10x \sum A_{c1} + 7x \sum A_{c2}\}}{W_i} \dots\dots\dots (Ec. 27)$$

$$C_{sc} = \left(\frac{f_c}{200}\right) x \frac{\{15x \sum A_{sc}\}}{W_i} \dots\dots\dots (Ec. 28)$$

Donde las variables son:

$C_w$ : Índice de resistencia del muro

$C_c$ : Índice de resistencia de la columna

$C_{sc}$ : Índice de resistencia de la columna corta

$f_c$ : Resistencia a la compresión del concreto en  $\frac{Kg}{cm^2}$

$A_{w1}$ : Área de la sección transversal del muro con columnas a sus extremos en la dirección de evaluación y en el piso de análisis ( $cm^2$ ).

$A_{w2}$ : Área de la sección transversal del muro con una columna en un extremo en la dirección de evaluación y en el piso de análisis ( $cm^2$ ).

$A_{w3}$ : Área de la sección transversal del muro sin columnas en sus extremos en la dirección de evaluación y en el piso de análisis ( $cm^2$ ).

$A_{c1}$ : Área de la sección transversal de la columna donde la relación de la altura de entre piso y el ancho de columna sea:  $h_o/D < 6$ , en la dirección de evaluación y en el piso de análisis ( $cm^2$ ).

$A_{c2}$ : Área de la sección transversal de la columna donde la relación de la altura de entre piso y el ancho de columna sea:  $h_o/D > 6$ , en la dirección de evaluación y en el piso de análisis ( $cm^2$ ).

$A_{sc}$ : Área de la sección transversal de las columnas cortas en la dirección de evaluación y en el piso de análisis ( $cm^2$ ).

$W_i$ : Peso del edificio en el piso de evaluación Kg-f

En la bibliografía de “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud”, de la OPS - 2004, se considera el aporte de resistencia de los muros de albañilería, que han sido diseñados y construidos de forma tal que transmiten cargas verticales y horizontales a los niveles inferiores o hacia las cimentaciones. Las resistencias de los muros de albañilería son clasificados en tres grupos como: Muros de relleno no aislados ( $C_{mar}$ ), muros no reforzada o parcialmente confinadas ( $C_a$ ) y muros confinados ( $C_{ma}$ ), los mismos que se determinan de la siguiente forma:

$$C_{mar} = 0.6 * 0.85 * \tau_o * \frac{\{15x \sum A_{mar}\}}{\sum_{j=i}^n W_j} \dots \dots \dots (Ec. 29)$$

$$C_{ma} = 0.6 * (0.45x \tau_o + 0.25 * \sigma_o) ** \frac{\{15x \sum A_{ma}\}}{\sum_{j=i}^n W_j} \dots \dots \dots (Ec. 30)$$

$$C_a = C_{ma} \dots \dots \dots (Ec. 31)$$

Donde:

$A_{mar}$ : Sumatoria de áreas de los muros de relleno de albañilería en la dirección de análisis y del piso de análisis.

$A_{ma}$ : Sumatoria de áreas de los muros de albañilería confinada en la dirección de análisis y del piso de análisis.

$\tau_o$ : Resistencia básica del corte de albañilería.

$\sigma_o$ : Tensión normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso.

Por lo tanto la ecuación general (Ec. 21) escrita en el código japonés para evaluación de edificios de concreto armado es adaptada y mejorada incluyendo muros de albañilería que muchas veces aparecen dentro de edificaciones de concreto armado y se reescribe de la forma siguiente:

$$E_o = \left( \frac{n+1}{n+i} \right) \times (\alpha_1(C_{sc} + C_{mar} + C_{ma} + C_a) + \alpha_2 C_w + \alpha_3 \times C_c) \times F \dots \dots \dots (Ec. 32)$$

El valor de  $\alpha_1$  es igual a 1.0, por lo que algunos autores no escriben este factor de reducción, así mismo cuando el valor de  $F_c = F_w = 1$ , significa que es un sistema estructural menos frágil. Es un sistema que no tiene columnas cortas, ni muros de albañilería, y los valores de  $C_{sc} = C_{mar} = C_{ma} = C_a = 0$ , y en este caso la ecuación (32) se simplifica a la ecuación (20).

2.4.5.2. Factor de Configuración Estructural del Edificio  $S_D$

Este factor o sub-índice refleja la configuración estructural que tiene el edificio tanto en planta como en elevación, así mismo verifica la rigidez horizontal y la rigidez vertical, lo que quiere decir que cuanto más irregular sea el edificio este factor es más influyente. La determinación se da tras una evaluación de las características que se presentan en la Tabla No 2.3, en cada uno de los pisos y se toma el valor más desfavorable para cada característica obteniendo el subíndice representativo del edificio tras el producto de los mismos.

$$S_D = \prod_{j=1}^{\rightarrow m} q_j \dots \dots \dots (Ec. 33)$$

Las características del edificio están representados por  $q_j$ , dichas características a evaluar son las siguientes:

1. Regularidad geométrica en planta
2. Relación largo – ancho de los lados del edificio proyectado en planta
3. Contracción en planta
4. Ambientes abiertos o Atrio en planta
5. Excentricidad del ambiente abierto o Atrio

6. Relación del área del sótano y el área del edificio
7. Juntas sísmicas
8. Uniformidad de altura de entre pisos
9. Excentricidad del centro geométrico y el centro de rigidez
10. Relación de peso - rigidez de entre pisos del edificio

La evaluación de estas características se consigue a través del factor de grado  $G_j$  y del factor de reajuste  $R_j$  con la ecuación siguiente:

$$q_j = \{1 - (1 - G_j) \times R_j\} \dots \dots \dots (\text{Ec. 34})$$

y para la característica  $j = 6$  usar la ecuación:

$$\rightarrow q_6 = \{1.2 - (1 - G_6) \times R_6\} \dots \dots \dots (\text{Ec. 35})$$

Donde:

$S_D$ : Subíndice sísmico de configuración estructural

$j$ : Tipo de relación de geometría, masa, rigidez: ( $j = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10$ )

$q_j$ : Variable que describe la relación de geometría, masa o rigidez

$G_j$ : Valor que se adopta tras la verificación de la relación  $j$  definida

$R_j$ : Valor que se adopta tras la verificación de la relación  $j$  definida

A continuación se describen las características mencionadas, indicando cuando es regular o irregular la configuración.

El caso 1, la **regularidad,  $\alpha_1$  – Regular**: Es cuando la distribución de espacios en planta es simétrica en ambas direcciones, sin embargo acepta esquinas entrantes o salientes o también denominado protuberancias con áreas menores al 10% del área del piso:

$$A_s \leq 10\% \times A_t$$

Y se considera las protuberancias para la evaluación si y solo si se cumple la relación siguiente:

$$l/b \geq 0.50$$

Donde:

$A_s$ : Área de la esquina entrante o saliente

$A_t$ : Área total del piso en evaluación



$l$ : Lado largo de la esquina entrante o saliente

$b$ : Lado corto de la esquina entrante o saliente

$$A_s = l * b \text{ y } A_t = l * b + m * n$$

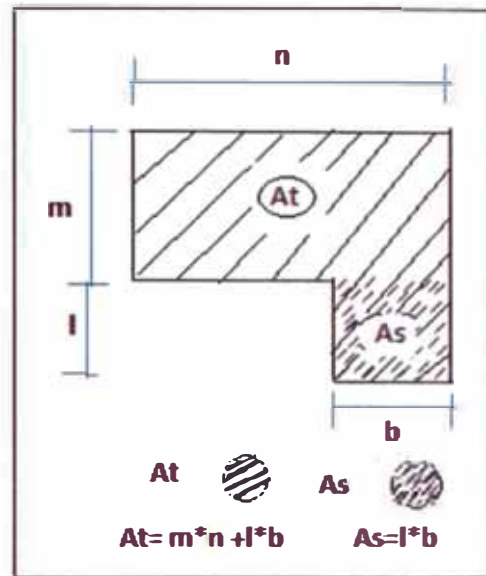


Figura Nro. 2.16.- Esquina entrante tipo L

$\alpha_2$ , **media regular**: Es una planta irregular y se debe cumplir la siguiente relación para las protuberancias:  $10\% \times A_t < A_s \leq 30\% \times A_t$

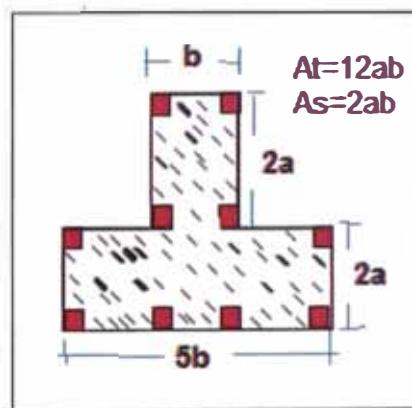


Figura Nro. 2.17.- Esquina entrante tipo T

Donde las áreas se determinan de la siguiente manera:  $A_s = 2 * a * b$  Y  $A_t = 12 * a * b$ .

$\alpha_3$ , **irregular**: Es una planta muy irregular y se debe cumplir la siguiente relación geométrica para las protuberancias:  $A_s > 30\% \times A_t$

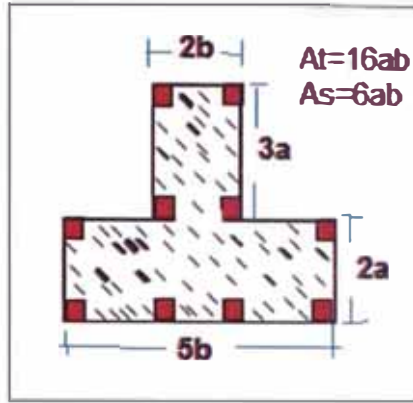


Figura Nro. 2.18.- Esquina entrante muy irregular

El caso 2, **Relación Largo- Ancho:**  $B = n/m$ : siendo “n” el largo y “m” el ancho, entonces se recomienda que para considerar planta regular el valor de B debe ser menor a 5, y en la práctica común en nuestro país es más conservador dado que esta relación se mantiene en el rango de 3 a 4. En los casos donde exista esquinas entrantes o salientes la relación  $B=n/m$ , es ligeramente modificada dado que el largo considerado vendría a ser dos veces “n”.

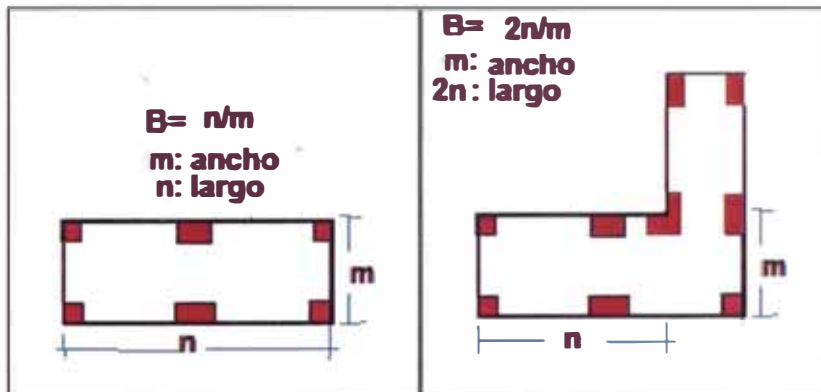


Figura Nro. 2.19.- Relación largo - ancho

En el caso 3, **Contracción de planta:**  $c = d_1/d_o$ : Sucede cuando en cualquiera de los niveles, se reduce el área de la losa de piso desde el borde hacia el interior. Para considerar regular, esta geometría en el método Hirosawa, la relación  $d_1/d_o$ , no debe ser menor a 0.8 en ningún caso.

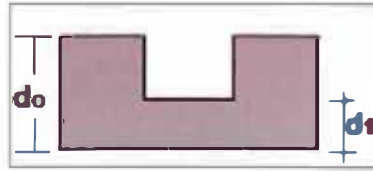


Figura Nro. 2.20.- Contracción en planta

En el caso 4, **Patio interior o atrios**  $R_{ap}$ : Es cuando se generan patios grandes rodeados de pórticos de grades luces, por lo general se encuentran en los ingresos al edificio o palacios y se evalúa con respecto al área total del piso, es decir es una relación de áreas entre el área del atrio y el área total del piso.

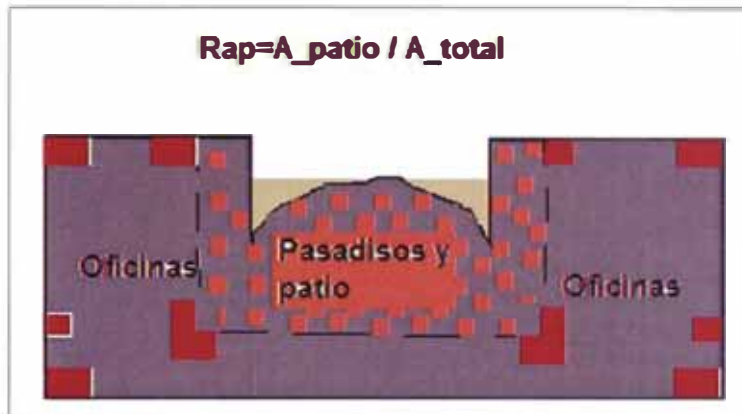


Figura Nro. 2.21.- Relación de área de patio vs Área total

En el caso 5, **Excentricidad del atrio (f)**:  $f_1$ , Se define como la relación de división entre la distancia desde el centro de gravedad del piso y el centro de gravedad del atrio con el lado menor de la planta general, del mismo modo  $f_2$ , relación de división entre la distancia desde el centro de gravedad del piso y el centro de gravedad del atrio con el lado mayor de la planta general.

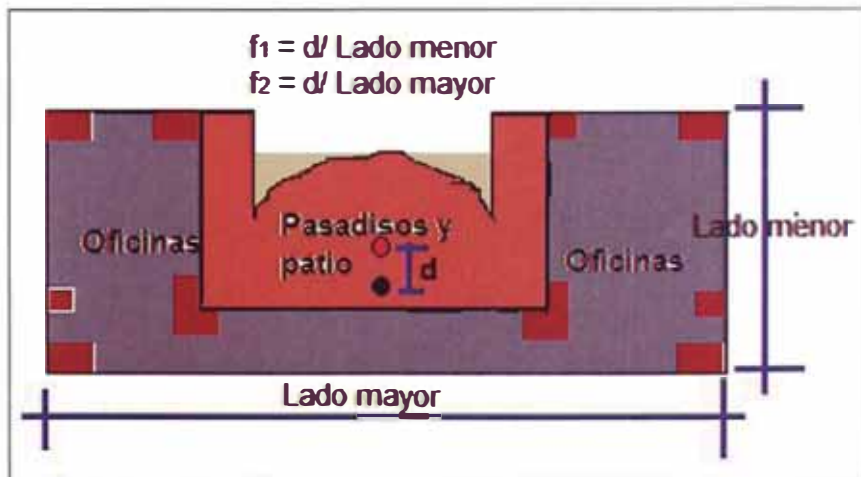


Figura Nro. 2.22.- Relación de excentricidad del patio interior con el área total

En el caso 6, **Relación de Sótano,  $R_{as}$** : Es la relación que se plantea entre el área promedio de los sótanos y el área promedio de los pisos del edificio.

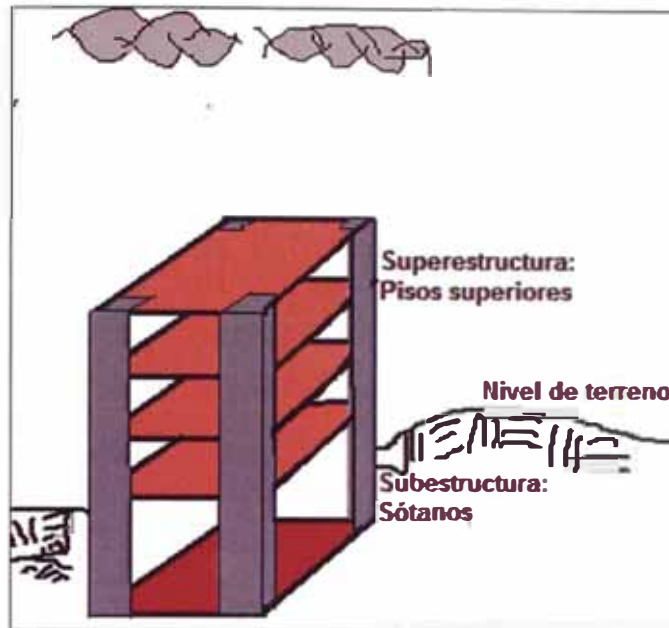


Figura Nro. 2.23.- Relación de área promedio de sótanos y área promedio de pisos superiores

En el caso 7, **Separación de edificios,  $s$** : Se define como la distancia que deben estar separados dos edificios contiguos o adyacentes, cada uno con su propio aporte de distancia. La medición es de la siguiente forma;  $s = \frac{e_{separación}}{h_{edificio}}$

Donde:  $e$ : Distancia entre edificios contiguos

$h$ : Altura del edificio desde el suelo hasta el techo del último nivel

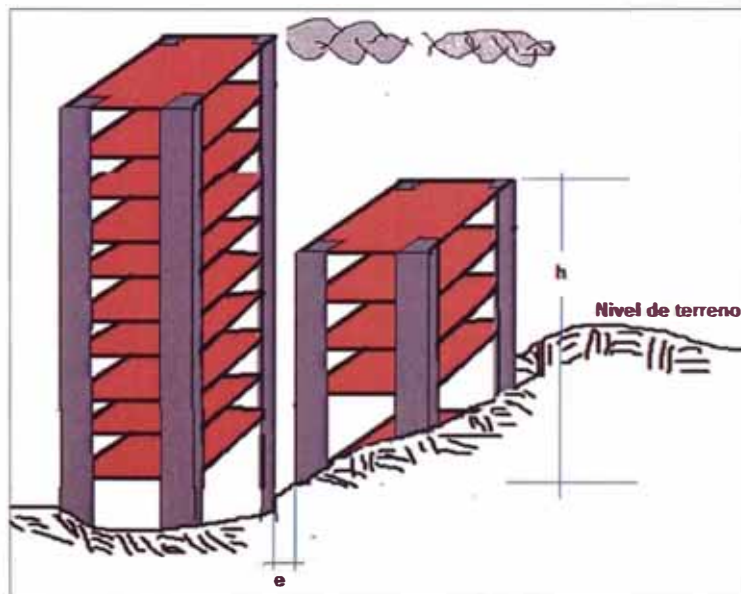


Figura Nro. 2.24.- Separación sísmica de edificios

En el caso 8, **Uniformidad de altura de Piso**,  $R_h$ : Para buscar la regularidad del edificio en altura se busca la uniformidad de las alturas de los entre pisos, sin embargo en la práctica no se realiza este criterio, por lo que en edificios existentes es bueno verificar el Rh:

$$R_h = \left( \frac{\text{altura del piso superior}}{\text{altura del piso en evaluación}} \right)$$

En el último piso, se evalúa con el piso inmediatamente inferior, para decir que las alturas son regulares se debe tener un Rh mayor que 0.80.

En el caso 9, **Excentricidad de rigidez en planta**,  $E_p$ : La distancia de entre el centro de rigidez del piso y el centro de gravedad del piso dividido por la medida diagonal del piso.  $E_p = \frac{E}{\sqrt{B^2 + L^2}}$

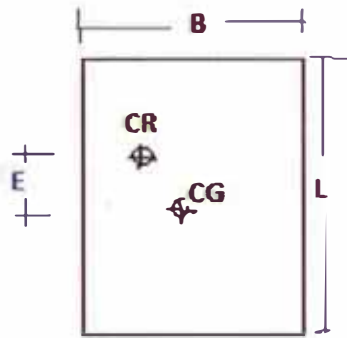


Figura Nro. 2.25.- Excentricidad de rigidez

En el caso 10, **Relación Peso - Rigidez**,  $R_{pr}$ : Esta característica es planteada mediante la siguiente ecuación:

$$R_{pr} = \left( \frac{\text{Relación peso - Rigidez } i+1}{\text{Relación peso - Rigidez } i} \right) \times \beta \dots \dots \dots (\text{Ec. 36})$$

$$\text{Relación peso - Rigidez } i = \frac{\text{Rigidez del piso } i}{\sum_{j=i}^n W} \dots \dots \dots (\text{Ec. 37})$$

$$\text{Rigidez del piso } i = \frac{\sum \text{Areas de columnas} + \alpha \times \sum \text{Area de muros}}{h_{\text{piso } i}} \dots \dots \dots (\text{Ec. 38})$$

Donde

n = Es el número de pisos de edificio en evaluación

$$\beta = \frac{N - 1}{N}, \text{ cuando se encuentra en el último piso } \beta = 2$$

\*\* El valor de N es el número de pisos que están sobre el piso de análisis incluyéndose éste y cuando se analiza el último piso, los datos del piso superior

es reemplazado por los datos del piso inmediatamente inferior. Además los valores de  $\alpha$  se extraen de la siguiente tabla:

Tabla No 2.3.: Valores de  $\alpha$  para aplicación de la ecuación (38)

Valores de $\alpha$ para Rigidez del Piso		
Relación de Lados	$\alpha$	
	Muros con columnas en sus extremos	Muros sin columnas en sus extremos
$h/L \geq 3$	1	0.3
$2 \leq h/L < 3$	1.5	0.5
$1 \leq h/L < 2$	2.5	0.8
$h/L < 1$	3.5	1.2

Fuente: Ing. Enrique Luna Victoria Vera – Tesis de Grado (1998)

Según las definiciones anteriores se tiene la siguiente tabla de valores del factor de grado  $G_j$  y del factor de reajuste  $R_j$  para la metodología Hirosawa.

Tabla No 2.4.: Valores de  $G_j$  y  $R_j$  según M. Hirosawa

Caracterización del edificio	$G_j$			$R_j$
	1	0.9	0.8	
1.-Regularidad: $a_i$	Regular $a_1$	Media Regular $a_2$	Irregular $a_3$	1
2.-Relación Largo-Ancho: $B = n/m$	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0.5
3.-Contracción de planta: $c = a_1/a_0$	$0.8 < c$	$0.5 \leq c \leq 0.8$	$c < 0.5$	0.5
4.-Atrio: $R_{ap}$	$R_{ap} = 0.1$	$0.1 < R_{ap} \leq 0.2$	$0.3 < R_{ap}$	0.5
5.-Excentricidad de Atrio: $f$	$f_1 = 0.4$ $f_2 = 0.1$	$f_1 \leq 0.4$ $0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1$ $0.3 < f_2$	0.3
6.-Relación de Sótano: $R_{as}$	$1 \leq R_{as}$	$0.5 \leq R_{as} < 1$	$R_{as} < 0.5$	1
7.-Separación sísmica: $s$	$0.01 \leq s$	$0.005 \leq s < 0.01$	$s < 0.005$	0.5
8.-Uniformidad de altura de Piso: $R_h$	$0.8 \leq R_h$	$0.7 \leq R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5
9.-Excentricidad CG - CR: $E_p$	$E_p < 0.05$	$0.05 \leq E_p \leq 0.1$	$0.1 < E_p$	1
10.-Relación Peso Rigidez de pisos $R_{pr}$	$R_{pr} \equiv 1$	$0.8 \leq R_{pr} \leq 1.2$	$0.8 > R_{pr}$ $R_{pr} < 1.2$	1

Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud



### 2.4.5.3. Sub-Índice Sísmico del deterioro del edificio en el tiempo $T$

Este subíndice expresa el deterioro de la edificación a través del tiempo, y este deterioro puede ser debido a eventos sísmicos anteriores, explosiones, vibración de maquinaria pesada, u otro que haya generado el daño. Para su determinación se usan las siguientes tablas y se toma el menor valor de:  $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$ ,  $T_4$  y  $T_5$ .

**Tabla No 2.5. Valores del Sub – Índice Sísmico T (deformación permanente)**

<b>Deformación Permanente (<math>T_1</math>)</b>	
<b>Características presentes en el edificio</b>	<b><math>T_1</math></b>
El edificio presenta una inclinación debido al asentamiento diferencial	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0.9
Edificio reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0.9
Visible deformación de vigas y columnas	0.9
No presenta ningún signo de deformación	1.0

Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud

**Tabla No 2.6. Valores del Sub – Índice Sísmico T (grietas por corrosión)**

<b>Grietas en muros y/o columnas debido a la corrosión del acero (<math>T_2</math>)</b>	
<b>Características presentes en el edificio</b>	<b><math>T_2</math></b>
Existe filtraciones con corrosión visible de armadura	0.8
Existe grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Existe grietas visibles en muros	0.9
Existe filtraciones sin corrosión de armadura	0.9
No presenta grieta de ningún tipo	1.0

Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud

**Tabla No 2.7. Valores del Sub – Índice Sísmico T (incendios experimentados)**

<b>Incendios (<math>T_3</math>)</b>	
<b>Características presentes en el edificio</b>	<b><math>T_3</math></b>
Ha experimentado incendio, y no fue reparado	0.7
Ha experimentado incendio, fue reparado debidamente	0.8
No ha experimentado ningún incendio	1.0

Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud



**Tabla No 2.8. Valores del Sub – Índice Sísmico T (almacena sustancias químicas)**

Uso de ambientes ( $T_4$ )	
Características presentes en el edificio	$T_4$
Almacena en sus ambientes sustancias químicas	0.8
No almacena ninguna sustancia química	1.0

Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud

**Tabla No 2.9. Valores del Sub – Índice Sísmico T (grietas por daño estructural)**

Daños estructurales ( $T_5$ )	
Características presentes en el edificio	$T_5$
Con daño estructural grave (grietas > 1.0 mm de espesor en Co Ao y asentamiento de más de 20 cm)	0.8
Con daño estructural fuerte (grietas de 0.5 mm a 1.0 mm en Co Ao)	0.9
Con daño estructural ligero (grietas < a 0.5 mm en Co Ao)	1.0

Fuente: Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud

#### 2.4.6. Procedimientos de Evaluación del Segundo Nivel

Este nivel de evaluación se basa en la determinación de los momentos último y cortantes últimas en los elementos estructurales verticales para definir el mecanismos de falla de dichos elementos y finalmente calcular el índice de resistencia.

##### 2.4.6.1. Cálculo del momento último en flexión de los elementos estructurales

**Caso 1**, En Columnas Rectangulares:

si:  $0.4 bDf_c < N < N_{max}$ :

$$\rightarrow M_u = (0.8 A_{st}F_yD + 0.12bD^2f'_c) \left( \frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4bDf'_c} \right) \dots \dots \dots (Ec. 39)$$

si:  $0 < N < 0.4bDf'_c$ :

$$\rightarrow M_u = (0.8 A_{st}F_yD + 0.5bND) \left( 1 - \frac{N}{bDf'_c} \right) \dots \dots \dots (Ec. 40)$$

si:  $N_{min} < N < 0$

$$\rightarrow M_u = (0.8 A_{st}F_yD + 0.4 ND) \dots \dots \dots (Ec. 41)$$

Donde:

$N_{max}$ : Carga máxima resistida por una columna bajo compresión axial.

$$N_{max} = bDf'c + A_sF_y$$

$A_s$ : Área total del acero en la columna

$N_{min} = -A_sF_y$ : Carga máxima resistida por una columna sometida a tracción axial.

$N$ : Carga axial de la columna

$A_{st}$ : Área total del acero en tracción

$D$ : Dimensión de la columna en la dirección de análisis

$b$ : Dimensión de la columna en la otra dirección

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal

$f'c$ : Resistencia a la compresión del concreto

**Caso 2**, En Columnas con muros de Co Ao a los lados:

$$si: N \leq (0.5 \alpha_e(0.9 - \beta) - 13\rho't)bDf'c$$

$$M_u = (0.9 + \beta)A_{st}F_yD + 0.5 ND \left( 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_e bDf'c} * \left( 1 + \frac{A_{st}F_y}{N} \right)^2 \right) \quad (Ec. 42)$$

$$si: N > (0.5 \alpha_e(0.9 + \beta) - 13\rho't)bDf'c$$

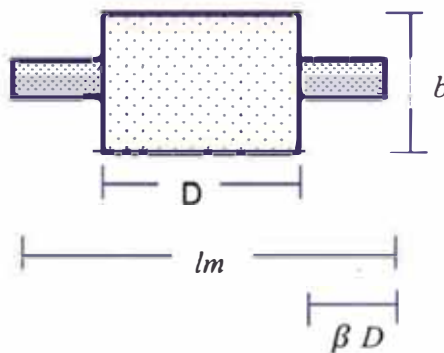
$$\rightarrow M_u = (0.5 \alpha_e(0.9 + \beta) - 13\rho't)bDf'c \dots \dots \dots (Ec. 43)$$

Donde:

$$\rho'_t = \frac{A_{st}}{bD}; \alpha_e = \frac{\Sigma A}{l_m b};$$

$\Sigma A$ : Sumatoria de áreas de las secciones de columnas y muros

$\beta D$ : Longitud del muro en el lado de compresión



**Figura Nro. 2.26.- Columna con muros de concreto armado**

**Caso 3, En Muros con columnas a los extremos:**

$$M_u = A_{st}F_y l_m + 0.5 \sum (A_{sm}F_y) l_m + 0.5Nl_m \dots \dots \dots (Ec. 44)$$

$A_{st}$ : Acero vertical de la columna ubicada en el lado de fracción del muro.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del muro

$A_{sm}$ : Área de acero vertical del muro

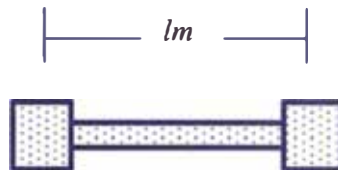


Figura Nro. 2.27.- Muros de concreto armado con columnas en extremo

2.4.6.2. Cálculo de Fuerzas Cortantes últimas de los elementos estructurales

**Caso 1:** Cortante última de una Columna

$$V_{cu} = \left( \frac{0.053\rho't^{0.23}(180 + f'c)}{\left(\frac{M}{v.d} + 0.12\right)} + 2.7\sqrt{\rho w * fy + 0.1\sigma_0} \right) bj \dots \dots \dots (Ec. 45)$$

Donde:

$$1 \leq \frac{M}{v.d} \leq 3; \quad \rho't = \frac{A_{st}}{bD} \times 100 \cdot \quad \rho w = \frac{A_{sw}}{b \times S}$$

Si:  $\rho w > 0.012 \rightarrow \rho w = 0.012$

Área transversal del refuerzo transversal de la columna  $cm^2$

S: Espaciamiento de estribos  $cm$

$fy$ : Esfuerzo de fluencia del acero  $kg/cm^2$

Esfuerzo axial de la columna  $\sigma_0 = N/bD (Kg/cm^2)$

Si:  $\sigma_0 > 80 kg/cm^2 \rightarrow \sigma_0 = 80 kg/cm^2$  ; d= ancho efectivo de la columna d= (D-5 cm) aproximadamente

$$\frac{M}{v} = \frac{h_o}{2} \text{ (Aproximadamente)}$$

j: Distancia entre el centro de Comprensión y el centro de tracción de la sección transversal de la columna. Asumir  $j=0.8 D$

**Caso 2:** Cortante en columnas con muros a los lados

$$V_U = 0.8\sqrt{f'c} \left(\frac{lm}{h}\right) \sum A + 0.5 \left(\rho_w \cdot f_y + \rho_m \cdot f_c \cdot \frac{t(lm - d)}{bD}\right) bD + 0.1N \quad (\text{Ec. 46})$$

Donde:

$$\rho_m = \frac{A_{sm}}{b \cdot s_m}, \quad \rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_c}$$

- $s_c$ : Espaciamiento del refuerzo transversal de la columna.  
 $A_{sm}$ : Acero horizontal del muro (cm<sup>2</sup>)  
 $s_m$ : Espaciamiento del refuerzo horizontal del muro (cm)  
 $\sum A$ : Sumatoria de áreas de la sección transversal del muro y columna  
H: Altura entre piso

**Caso 3:** Cortante último en muros con columnas en sus extremos

$$V_{cu} = \left[ \frac{0.053 p't^{0.23} (180 + f'c)}{\frac{M}{vd} + 0.12} + 2.7 \sqrt{pm \cdot f_y} + 0.1 \sigma_0 \right] b_j \dots \dots \dots (\text{Ec. 47})$$

Donde:




$$p't = \frac{A_{st}}{l \cdot be} \times 100; \quad be = \frac{\sum A}{l}; \quad pm = \frac{A_{sm}}{be \cdot S}; \quad \sigma_0 = \frac{\sum N}{be \cdot l}$$

- S: Espaciamiento del acero horizontal del muro  
 $A_{st}$ : Área de acero vertical de la columna ubicada en el lado de tracción del muro  
 $\sum A$ : Área de la sección transversal del muro y columna  
L: Longitud entre ejes de columna (incluye muro)  
be: Espesor equivalente del muro  
 $A_{sm}$ : Área del acero horizontal del muro  
 $\sum N$ : Carga axial total en el elemento de evaluación.  
 $j = 0.8 D$ ,  
 $\frac{M}{v} = \frac{h_m}{2}$ : Siendo  $h_m$  altura del muros (desde el piso analizado hasta la parte superior del muro)

### 2.4.6.3. Mecanismos de falla de los elementos estructurales

Se busca determinar los mecanismos de falla de los elementos estructurales para asignarles de manera más aproximada los índices de ductilidad. Para lo cual a partir de los momentos últimos por flexión calculados en los extremos de los elementos se determinan la cortante última debido a la flexión y se compara con los cortantes últimos calculados a través de las expresiones planteadas para los elementos estructurales como muros y columnas. El menor valor de la comparación entre cortantes es la que indica el tipo de falla que se producirá en el elemento y como consecuencia se tiene la fuerza cortante en la condición de falla del elemento.

**Tabla No 2.10. Fuerza cortantes debido a momentos últimos  $V_{fu}$  y Fuerza cortante última en elemento estructural  $V_{cu}$**

ELEMENTO ESTRUCTURAL VERTICAL		Momentos ultimo		Cortante ultimo
Columna rectangular		$M_u$	$cV_{fu} = \frac{(cM_u)_s + (cM_u)_i}{h_0}$	$cV_{cu}$
Columna con muros a los lados		$M_u$		$cV_{cu}$
Muro con columnas ambos extremos		$M_u$	$mV_{fu} = 2 \frac{mM_u}{tm}$	$mV_{cu}$

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

$M_u$ : Momento último calculado con las ecuaciones descritas anteriormente en columnas, columnas con muros, muros.

$cM_u$ : Momento último en columnas.

$cV_{fu}$ : Cortante último calculado a partir de los momentos últimos en columnas

$mM_u$ : Momento último en muros de concreto armado.

$mV_{fu}$ : Cortante último calculado a partir del momento último del muro (ton).

$cV_{cu}$ : Fuerza cortante última en columnas determinada con la ecuación (ton).

$mV_{cu}$ : Cortante último en muros determinada con la ecuaciones descritas (ton).

En la siguiente tabla se presenta los mecanismos de falla de los elementos estructurales a las que se asocia el índice de ductilidad de manera independiente para cada tipo falla:

**Tabla No 2.11. Mecanismos de falla - segundo nivel de evaluación - Hiroswawa**

ELEMENTO	CONDICIÓN	COMPARACIÓN DE CORTANTES	TIPO DE FALLA	CORTANTE FINAL ÚLTIMO
Columna	$h_0/D > 2$	$cV_{fu} < cV_{cu}$	Falla por flexión	$V_u = cV_{fu}$
columna	$h_0/D > 2$	$cV_{fu} > cV_{cu}$	Falla por corte	$V_u = cV_{cu}$
Columna corta	$h_0/D \leq 2$		Falla frágil	$V_u = scV_{cu}$
Muro		$mV_{fu} < mV_{cu}$	Falla por flexión	$V_u = mV_{fu}$
Muro		$mV_{fu} > mV_{cu}$	Falla por corte	$V_u = mV_{cu}$

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto se puede observar 5 tipos de falla para el segundo nivel de evaluación de la metodología Hiroswawa. Los elementos verticales son agrupados de acuerdo a su ductilidad, es decir un grupo está conformado por elementos que tienen el mismo índice de ductilidad o muy similar o cercana. Un primer, segundo, tercer grupo con índice de ductilidad corta, mediana y larga respectivamente. En cada grupo se calcula el índice de resistencia **C**, y es resultado de la sumatoria de las fuerzas cortantes final última de los elementos que conforman el grupo dividido con el peso acumulado hasta el piso donde se realiza la evaluación.

$$C_{ji} = \frac{\sum V_{u(j)}}{\sum_{i=k}^n W} \dots \dots \dots (Ec. 48)$$

- j*: 1 → Primer grupo con índices de ductilidad cortas
- j*: 2 → Segundo grupo con índices de ductilidad medianas
- j*: 3 → Tercer grupo con índices de ductilidad largas
- i*: Numero de nivel del edificio que puede ser **1, 2, 3, ...** ó el nivel **n**
- K*: El piso en evaluación
- n*: # de pisos del edificio
- W<sub>i</sub>*: Peso del edificio desde el último nivel hasta el nivel en análisis.

#### 2.4.6.4. Índice de ductilidad asociada al elemento estructural según el tipo falla

Para el segundo nivel de evaluación el índice de ductilidad del elemento vertical en flexión se calcula del modo siguiente:

**Paso 1:**  $\mu_o = 10x \left( \frac{cV_{cu}}{V_u} - 1 \right)$

**Paso 2:**  $\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times j} , \frac{\tau_\mu}{f'_c}$

**Paso 3:**  $k_1 = 2.0$ , si el espaciamiento de los estribos es menor a 8 veces que diámetro del refuerzo longitudinal, entonces  $k_1 = 0.0$

**Paso 4:**  $k_2 = 30x \left( \frac{\tau_\mu}{f'_c} - 0.1 \right)$ , si la expresión es menor a cero entonces  $k_2 = 0.0$

**Paso 5:**  $\mu = \mu_o - k_1 - k_2$ , sin embargo se debe controlar en elementos en flexión que el rango varíe en:  $1 < \mu < 5$

**Paso 6:** Para columnas en flexión la ecuación (10) y para columnas con muros a los lados  $F=1.0$ :

$$F = \frac{\sqrt{2u - 1}}{0.75 * (1 + 0.05u)} \dots \dots \dots (Ec. 10)$$

$V_u$ : Fuerza cortante en la condición última de la columna.

$cV_{cu}$ : Fuerza cortante última en la columna.

$\tau_\mu$ : Esfuerzo cortante en la condición última de la columna.

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto en columna.

$\mu$ : Valor del factor de la ductilidad de desplazamiento calculado.

**Paso 7:** Para muros en flexión los valores del índice de ductilidad están definidos del siguiente modo:

Si:  $\frac{mV_{cu}}{V_u} \leq 1.2$ , entonces  $F = 1.0$

Si:  $1.2 < \frac{mV_{cu}}{V_u} < 1.3$ , entonces  $F = 10x \left( \frac{mV_{cu}}{V_u} \right) - 11$

Si:  $1.3 \leq \frac{mV_{cu}}{V_u}$ , entonces  $F = 2.0$

Finalmente calculado el índice de ductilidad **F**, y luego agrupando los elementos en similitud de sus índices de ductilidad, se calcula el índice de resistencia **C** para cada grupo, aplicando las ecuaciones respectivas para el segundo nivel de la metodología Hirosawa. Se determina el índice de la capacidad sísmica **Is** del edificio ante un evento sísmico usando los mismos valores de los factores **Sd** y **T** calculados para el primer nivel de evaluación.



## 2.5. INDICE DE JUICIO ESTRUCTURAL

Es el índice con el que se juzga si el edificio es seguro ante un evento sísmico o su seguridad es incierta, y se realiza a través de una comparación con el índice sísmico estructural del edificio. Los subíndices que son factores, tiene sus similares en el código de diseño sismo resistente peruano.

El  $Z_{so}$ , subíndice de zona, que en el Japón varia de 0.7 a 1.0, es equivalente en el Perú con el parámetro  $Z$ , siendo este otro factor que representa la sismicidad en el territorio peruano y varia de 0.15 a 0.40. El  $U$ , subíndice de uso e importancia de la edificación que en el Japón toma por lo general un valor de 1.0, para evaluaciones estructurales, mientras que en el Perú su equivalente es también el parámetro de uso  $U$  que toma valores desde 1.0 hasta 1.5 en concordancia a la categoría como se clasifique el edificio. El  $G$ , subíndice que mide la influencia de la topografía que en Japón toma por lo general el valor de 1.0 y 1.1, mientras en el código peruano su equivalente no existe. El factor que no tiene equivalencia en Perú es  $E_{so}$ , que en el Japón toma valores calculados de 0.8 y 0.6, razón por la cual en la Tesis de Grado: "Determinación del índice de juicio estructural  $I_{so}$ , para el método de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de Hirosawa" desarrolla una metodología de aproximación del  $E_{so}$  japonés a la realidad peruana ( $E_{so\_peru}$ ).

Tabla No 2.12.: Semejanza de factores del Índice de Juicio Estructural japonés y peruano

Sub-índice	Perú	Japón
Zona	$Z_1 = 0.15, Z_2 = 0.3, Z_3 = 0.4$	$0.7 \leq Z \leq 1.0$
Uso	$U_A = 1.5, U_B = 1.3, U_C = 1.0$	$U = 1.0$
Terreno y topografía	$G = ???$	$G=1.1, G = 1.0$
Ind. Básico de juicio	$E_{so\_peru} = ???$	$E_{so} = 0.6 \text{ y } 0.8$
Índice de Juicio	$I_{so} = E_{so\_peru} \times U$	$I_{so} = E_{so} \times Z_{so} \times U \times G$

Fuente: Elaboración propia

### 2.5.1 Aproximación del Índice Básico de Juicio ( $E_{so\_peru}$ )

En la tesis de grado del Ing. Enrique Luna Victoria Vera (1998), llega a aproximar el índice básico de sismo de juicio, de donde parte el presente estudio y la relación de partida es la siguiente:

$$\frac{E_{so\_peru}}{E_{so\_japón}} = \frac{S_{a\_peru}}{S_{a\_japón}} \dots \dots \dots (Ec. 49)$$

Además para el cálculo del Juicio Estructural basado en  $E_{so}$  peruano, los otros valores los hace constantes e iguales a 1, es decir  $G=1$ ,  $Z_{so}=1$ ; por lo tanto la ecuación (02) se escribe de la siguiente forma:

$$I_{so} = E_{so} \times Z_{so} \times U \times G \dots \dots \dots (Ec. 02)$$

$$I_{so\_peru} = E_{so\_peru} \times 1 \times U \times 1$$

$$I_{so\_peru} = E_{so\_peru} \times U \dots \dots \dots (Ec. 50)$$

Donde:

$E_{so\_peru}$ : Índice Básico de Juicio Peruano.

$E_{so\_japón}$ : Índice Básico de Juicio Japonés.

$S_{a\_peru}$ : Aceleración en la base del edificio calculado con los parámetros de la norma peruana y su ecuación es la siguiente:

$$S_{a\_peru} = Z \times U \times S \times \frac{C}{R} \times g \dots \dots \dots (Ec. 51)$$

$S_{a\_japón}$ : Aceleración en la base del edificio calculado con los parámetros de la norma japonesa y su ecuación es la siguiente:

$$S_{a\_japón} = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times g \dots \dots \dots (Ec. 52)$$

La ecuación (50) definida en base a los variables  $E_{so\_peru}$ , y U es la ecuación utilizada para determinar el índice de juicio estructural para la metodología Hirosawa en concordancia a la realidad peruana, según los autores mencionados.

La demostración sobre la relación directa entre el  $E_{so}$  y la aceleración máxima según el autor es la siguiente:

$$I_{so} = E_{so} \cdot Z_{so} U G \dots \dots \dots (Ec. 02)$$

De la ecuación (02), se puede decir que los valores que toma  $Z_{so}$ ,  $U$ ,  $G$ , son números conocidos y establecidos en el código japonés y se puede obtener en el código peruano dado que también están definidas en concordancia a la realidad, peruana por lo que el producto de  $Z_{so} U G$  se puede tomar como una constante  $Cte_1$ :

$$I_{so} = E_{so} \cdot Cte_1 \dots \dots \dots (Ec. 53)$$

Además sabemos por definición que el índice que representa las características de resistencia del edificio ( $E_o$ ), depende directamente del índice de resistencia ( $C$ ) de los elementos estructurales verticales y se escribe así:

$$E_{oi} = \Phi_i C_i F_i \dots \dots \dots (Ec. 03)$$

El índice de resistencia de los elementos estructurales verticales del piso  $i$  del edificio en evaluación se define como sigue:

$$C_i = \frac{\text{Cortante resistente del piso } i = \text{sumatoria fzas inerciales}}{\text{Peso acumulado desde el piso } n \text{ hasta el piso } i}$$

$$C_i = \frac{\sum_{j=i}^n F_{1j}}{\sum_{j=i}^n m_j g} = \frac{\sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j} \gamma_1 S_a}{\sum_{j=i}^n m_j g}$$

$$C_i = \frac{V_i}{\sum_{j=i}^n m_j g} = \frac{\gamma_1 S_a}{g} \frac{\sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}}{\sum_{j=i}^n m_j}$$

$$C_i = S_a \cdot \frac{\gamma_1}{g} \left( \frac{\sum_{j=i}^n m_j \phi_{1j}}{\sum_{j=i}^n m_j} \right) \dots \dots \dots (Ec. 13)$$

Se deduce de la ecuación (13), que  $C_i$  es directamente proporcional a la aceleración  $S_a$ , por lo tanto  $E_o$  también es directamente proporcional a la aceleración  $S_a$ , ( $E_o \propto S_a$ ). Reemplazando (13) en (3):

$$C_i = S_a \cdot Cte_2 \dots \dots \dots (Ec. 54)$$

Reemplazando la ecuación (54) en la ecuación (03), se deduce que el índice de juicio  $E_{so}$  es directamente proporcional a la aceleración, relación utilizada por el autor Ing. Enrique Luna Victoria Vera (1998):

$$E_{so} = S_a \cdot Cte_1 \dots \dots \dots (Ec. 55)$$

El presente estudio toma la siguiente relación en base a la comparación de aceleraciones picos de cada país:

$$\frac{E_{so_{peru}}}{E_{so_{japón}}} = \frac{S_{a_{peru}}}{S_{a_{japón}}} \dots \dots \dots (Ec. 49)$$

Si partimos de esta relación planteada en la ecuación (49), entonces la única variable desconocida sería  $E_{so_{peru}}$ . Habiendo determinado el valor de  $E_{so_{peru}}$  se puede aplicar la ecuación:

$$I_{so\_peru} = E_{so\_peru} \times U \dots \dots \dots (Ec. 50)$$

2.5.2.- Cálculo del coeficiente para Aceleración Máxima según norma peruana

Se plantean casos de edificios para analizar variando sus factores como por ejemplo la categoría de edificación, sistemas estructurales, ubicación, alturas con fines de analizar los resultados, y el caso 10 del cuadro siguiente es el caso utilizado dentro la Tesis de Grado del Ingeniero Enrique Luna Victoria Vera:

**Tabla No 2.13: Cuadro comparativo de Aceleración Máxima - Perú**

Caso No 1:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 2:	Hospital, Callao, suelo flexible, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 3:	Hospital, Callao, suelo rígido, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 4:	Hospital, Callao, suelo rígido, sistema aporticado, h= 50 mts.									
Caso No 5:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 6:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 7:	Hospital, Satipo, suelo rígido, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 8:	Municipio, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 9:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Cas No 10:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado,h=33.7 mts.									
Casos:	No 1	No 2	No 3	No 4	No 5	No 6	N 7	N 8	No 9	No 10
Zona (Z):	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4
Uso (U):	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5
F. R.F.S (R):	8	6	6	8	8	8	8	8	8	8
Suelo (S):	1.4	1.4	1	1	1.4	1.4	1	1.4	1.4	1.4
P. Plat.(Tp):	0.9	0.9	0.4	0.4	0.9	0.9	0.4	0.9	0.9	0.9
Altura (hn):	50	50	50	50	50	19	19	19	19	33.7
Coef. (Ct):	35	60	60	35	35	35	35	35	35	35
P. edif. (T):	1.43	0.83	0.83	1.43	1.43	0.54	0.54	0.54	0.54	0.96
F. Amp. (C):	1.57	2.5	1.2	0.7	1.57	2.5	1.85	2.5	2.5	2.34
C. A.: $ZUS \frac{C}{R}$	0.17	0.35	0.12	0.075	0.124	0.197	0.104	0.17	0.263	0.246

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que, un cambio en el sistema estructural manteniendo las otras características constantes, incrementa la aceleración considerablemente (casos 1 y 2), así mismo haciendo la disminución de altura en la edificación y haciendo constante las otras características, se incrementa el coeficiente sísmico de la aceleración máxima (caso 1, 9 y 10).

2.5.3.- Cálculo del coeficiente para Aceleración Máxima según norma japonesa

Con los parámetros y coeficientes definidos en la norma japonés para el cálculo de la aceleración máxima se obtienen los siguientes resultados que se muestran en la siguiente tabla No 2.14, siendo los mismos casos usados en el cálculo de la aceleración máxima con la norma peruana.

Tabla No 2.14: Cuadro comparativo de Aceleración Máxima – Japón

Caso No 1:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 2:	Hospital, Callao, suelo flexible, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 3:	Hospital, Callao, suelo rígido, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 4:	Hospital, Callao, suelo rígido, sistema aporticado, h= 50 mts.									
Caso No 5:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 6:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 7:	Hospital, Satipo, suelo rígido, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 8:	Municipio, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 9:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Cas No 10:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=33.7 mts.									
Caso:	N-1	N-2	N-3	N-4	N-5	N-6	N-7	N-8	N-9	N-10
Zona (Z):	1	1	1	1	0.8	0.8	0.8	0.8	1	1
f. d. cor. ( $A_i$ )	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
C. C. E. ( $C_e$ )	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Suelo (S):	III	III	I	I	III	III	I	III	III	III
E. R. S. ( $T_c$ ):	0.8	0.8	0.4	0.4	0.8	0.8	0.4	0.8	0.8	0.8
Altura (h):	50	50	50	50	50	19	19	19	19	33.7
P. edif. (T):	1	1	1	1	1	0.38	0.38	0.38	0.38	0.67
C. E. D. ( $R_t$ )	0.99	0.99	0.64	0.64	0.988	1	1	1	1	1
C. a.: $Z A_i C_e R_t$	0.99	0.99	0.64	0.64	0.79	0.80	0.80	0.80	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia

Se observa que a menor altura se incrementa el coeficiente de aceleración sísmica (caso 1 y 10), pero no es muy sensible. Para la realidad japonesa los sistemas estructurales y el uso no son relevantes, pues se observa que no tienen influencia. Analizando las dos tablas de cálculo de los coeficientes de aceleración máxima para los casos presentados con la norma peruana y japonesa respectivamente se puede decir los siguientes:

- En ambos casos, las aceleraciones máximas disminuyen cuando el edificio se reubica de zonas de alta sismicidad a zonas de baja sismicidad (se comparan zonas A, B y C respectivamente). Con el código japonés baja alrededor del 20% y con el código peruano baja alrededor del 20%. Con esta variabilidad existente es recomendable tomar las aceleraciones de las zonas de baja sismicidad para efectos de utilizar la relación planteada en la ecuación (49). Sin embargo se recomienda realizar las comparaciones de aceleraciones en las zonas de alta sismicidad únicamente, para mejores resultados de aproximación del  $E_{so}$  Perú.
- Ante el cambio del tipo de suelo flexible a rígido, el resultado de las aceleraciones máximas disminuye tras la evaluación por ambas normas. Con el código japonés disminuye alrededor del 30%, mientras que con el código peruano disminuye alrededor del 55%. Solo se recomienda la comparación de aceleraciones en los casos críticos es decir suelos flexibles.



- c. Los cambios en los sistemas estructurales producen cambios en la aceleración máxima con el código peruano mientras que con el código japonés es incierta, pues no tiene factor que incluya el sistema estructural. En el caso del código peruano se incrementa fuertemente la aceleración, pues el coeficiente de reducción de fuerza sísmica es la responsable de ello. No se recomienda hacer alguna comparación de aceleraciones en este caso.
- d. En ambos códigos la disminución de altura ha incrementado la aceleración máxima, pero con el código japonés se incrementa alrededor del 5%, y con el código peruano se incrementa alrededor del 50%. Se aprecia que el código japonés es más consistente. Si se busca comparar aceleraciones con ambos códigos entonces se recomienda usar en edificios con alturas equivalentes a 6 – 8 pisos, dado que la variación en este caso es de 5% a 8% haciendo casi compatible con la variación del coeficiente de aceleración calculada con la norma japonesa e indudablemente éstos edificios de 4 – 8 pisos son moda en nuestra realidad.

#### 2.5.4 Cálculo del Índice Juicio Estructural Japonés ( $I_{so}$ )

De la Tabla No 2.12, se puede tomar valores de los sub-índices, que en el caso de la realidad japonesa sería los siguientes:  $Z = 1.0$  o  $Z = 0.8$ ,  $U = 1.0$ ,  $G = 1.0$  y para el primer nivel de evaluación  $E_{so} = 0.8$ , para el segundo y tercer nivel  $E_{so} = 0.6$  por lo tanto aplicando la ecuación (02) se tiene:

**Tabla No 2.15: Resultados del Índice de Juicio Estructural (Japón)- Caso zona A, B**

Factor Influyente (Z)	Índice básico sísmico de juicio ( $E_{so}$ )	$I_{so_{japón}} = E_{so} \times Z_{so} \times U \times G$
0.8	0.8	0.64
1.0	0.8	0.80
0.8	0.6	0.48
1.0	0.6	0.60

Fuente: Elaboración propia

#### 2.5.5 Cálculo del Índice Básico de Juicio ( $E_{so_{peru}}$ )

Utilizando los resultados de la Tabla No 2.13, 2.14, 2.15 y la relación planteada en la ecuación (49), se indica que el índice básico de juicio peruano se calcula con la ecuación corregida con los factores de zona y uso de la norma peruana.

$$\rightarrow E_{so_{peru}} = \left( E_{so_{japón}} \times \left[ \frac{S_{a_{peru}}}{S_{a_{japón}}} \right] \right) * \frac{1}{Z \times U} \dots \dots (Ec. 56)$$

De este modo se tabula los datos y se obtiene la siguiente tabla para cada caso analizado en los sub capítulos anteriores y para los tres niveles de evaluación de la metodología Hirosawa:

**Tabla No 2.16: Cálculo del Índice Básico de Juicio ( $E_{so}$ ), para el primer nivel de evaluación**

Caso No 1:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 2:	Hospital, Callao, suelo flexible, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 3:	Hospital, Callao, suelo rígido, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 4:	Hospital, Callao, suelo rígido, sistema aporticado, h= 50 mts.									
Caso No 5:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 6:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 7:	Hospital, Satipo, suelo rígido, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 8:	Municipio, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 9:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 10:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=33.7 mts.									
Casos:	No 1	No 2	No 3	No 4	No 5	No 6	No 7	No 8	No 9	No 10
$S_{a_{peru}}$	0.165	0.35	0.12	0.075	0.124	0.197	0.104	0.171	0.263	0.246
$S_{a_{japón}}$	0.99	0.99	0.64	0.64	0.79	0.80	0.80	0.80	1.00	1.00
$E_{so_{japón}}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
$E_{so_{peru}}$	0.22	0.47	0.25	0.16	0.28	0.44	0.23	0.44	0.35	0.33

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No 2.17: Cálculo del Índice Básico de Juicio ( $E_{so}$ ), para el segundo y tercer nivel de evaluación**

Caso No 1:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 2:	Hospital, Callao, suelo flexible, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 3:	Hospital, Callao, suelo rígido, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 4:	Hospital, Callao, suelo rígido, sistema aporticado, h= 50 mts.									
Caso No 5:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 6:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 7:	Hospital, Satipo, suelo rígido, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 8:	Municipio, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 9:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 10:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=33.7 mts.									
Casos:	No 1	No 2	No 3	No 4	No 5	No 6	No 7	No 8	No 9	No 10
$S_{a_{peru}}$	0.165	0.35	0.12	0.075	0.124	0.197	0.104	0.171	0.263	0.246
$S_{a_{japón}}$	0.99	0.99	0.64	0.64	0.79	0.80	0.80	0.80	1.00	1.00
$E_{so_{japón}}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$E_{so_{peru}}$	0.17	0.35	0.19	0.12	0.21	0.33	0.17	0.33	0.26	0.25

Fuente: Elaboración propia

El  $E_{so_{peru}}$ , para el primer nivel es mayor que para el segundo y tercer nivel. Cabe mencionar que el caso 10 de la **Tabla No 2.17**, es el caso utilizado en la Tesis de Grado del Ingeniero Enrique Luna Victoria Vera (1998).



## CAPITULO III: APLICACIÓN AL EDIFICIO MUNICIPAL RIO NEGRO

### 3.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO MUNICIPAL

#### 3.1.1. Historial del Edificio Municipal de Río Negro

La primera planta del edificio fue construido en el año 1993, y la segunda planta en el año de 1997, durante la gestión del ex-alcalde Guillermo Chumpitaz, nuevamente con el aporte de materiales y agregados por los propios trabajadores municipales y la población río negrina en general se construye la tercera y cuarta planta en el año 2003 y 2004 respectivamente. Cabe recalcar que, las normas de diseño del año 1997, tenían otros parámetros de diseño, los mismos que actualmente se han modificado sustancialmente, en especial el factor de reducción de fuerza sísmica.



Figura No 3.1.- Vista del edificio municipal del distrito de Río Negro

### 3.1.2. Descripción de las Características de la Estructura

Es una construcción de forma cuadrangular con su área techada de 15 x 14 m<sup>2</sup>, en cada uno de los 4 pisos, así mismo está formada por 16 columnas cuadradas de 35 x 35 cm desde el primer nivel hasta el cuarto nivel, sumándose 04 columnas circulares en la fachada, de los cuales 2 de ellas sostienen directamente el nivel 3 y 4. Tras la inspección realizada al edificio y la conversación con los arquitectos e ingenieros quienes formaron parte del proceso constructivo del edificio en sus diferentes etapas, se elabora los siguientes planos de distribución arquitectónica y de configuración estructural del edificio municipal, en el que se encuentra un diseño con el sistema estructural puramente aporticado en ambos ejes de resistencia (X e Y), llevándose a cabo este diseño en el año 1993.

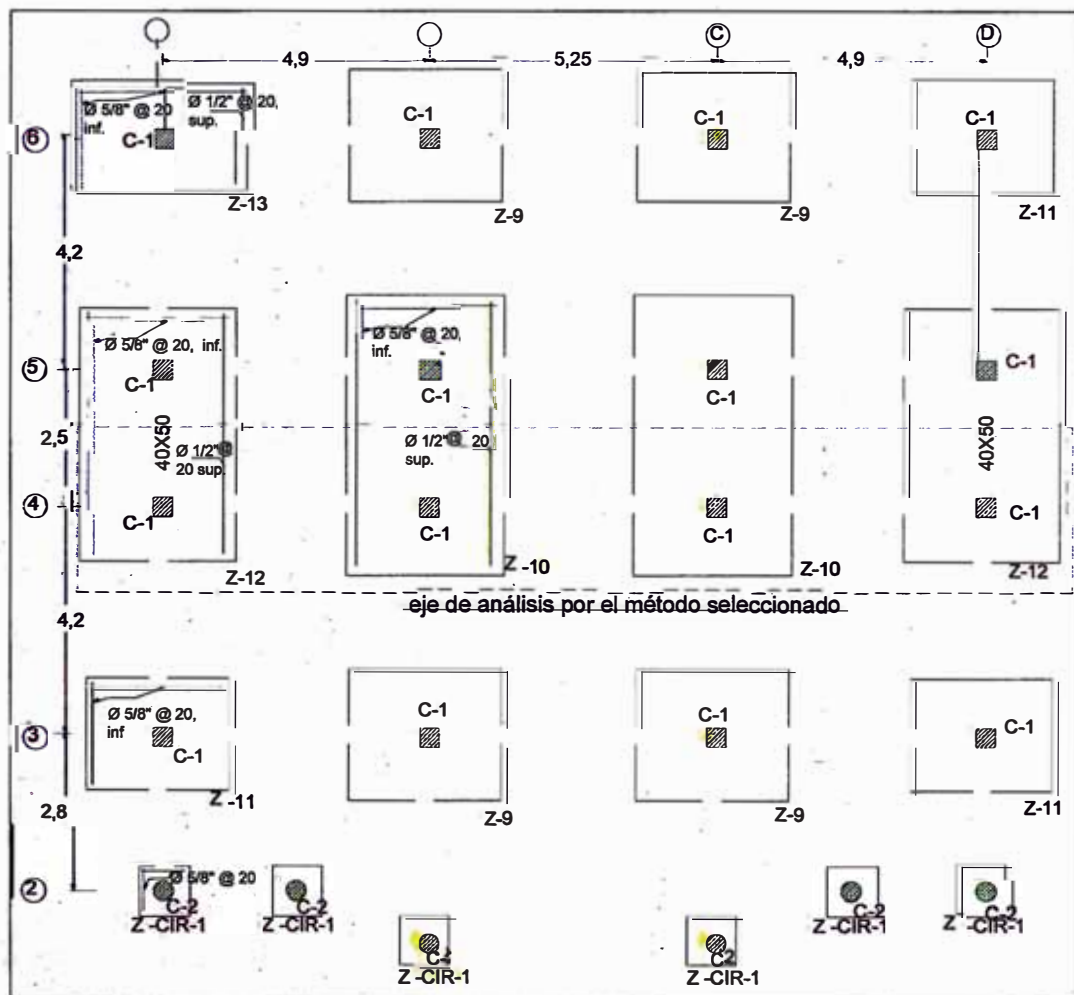


Figura No 3.2.- Planta de cimentación del edificio municipal de Río Negro

Así mismo, se observa que en la segunda planta del edificio, existe un espacio no cubierto por la losa aligerada, entre los ejes 3 - 4 y B - C, generándose una irregularidad en planta en este piso. Se observa también las vigas peraltadas de 35 x 45 cm, en el eje X - X (líneas de resistencia 1, 2,.....6), y vigas chatas de 35 x 20 cm en el eje Y - Y, manteniéndose esta configuración en los demás niveles. Se puede notar que durante el proceso constructivo no se han considerado el aislamiento de los muros tabiques, ni muros altos, ni muros bajos, con respecto al sistema estructural aporticado.

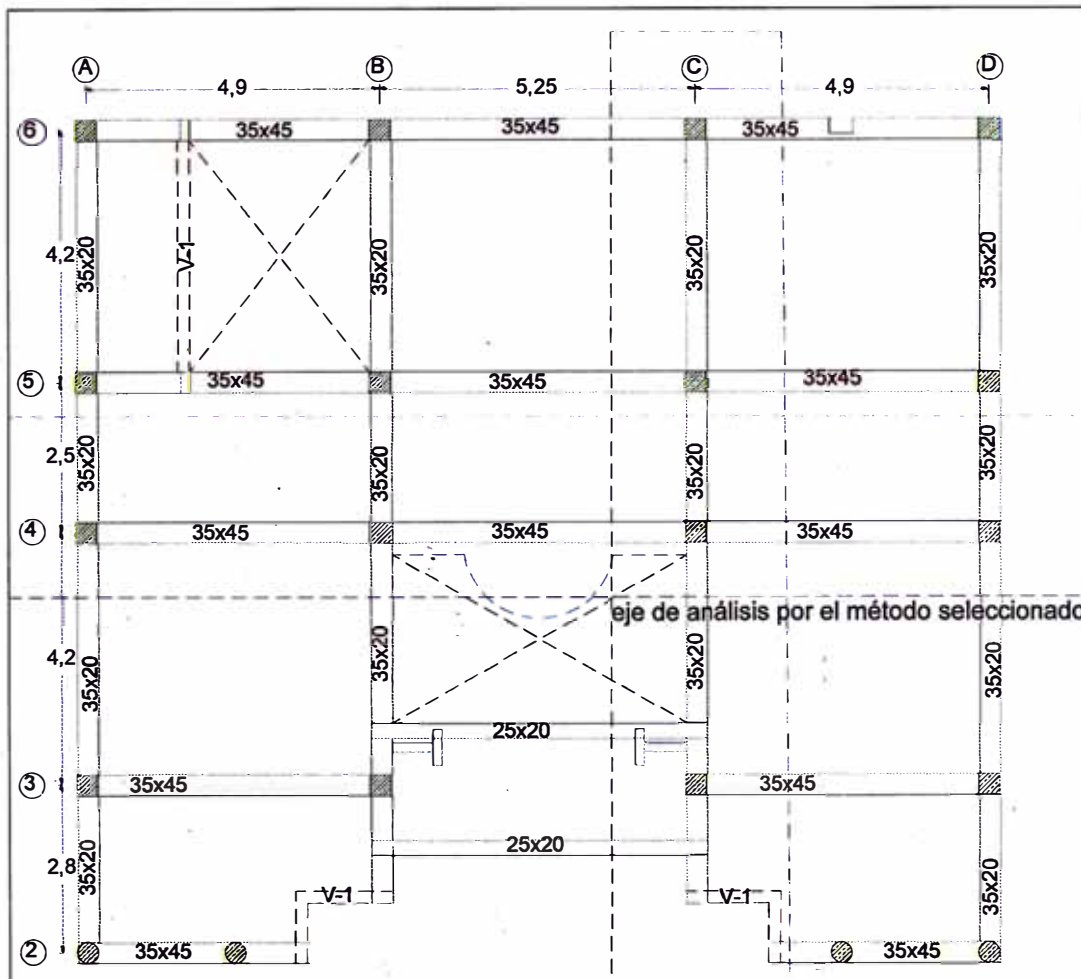


Figura No 3.3.- Planta segundo piso del edificio municipal – elementos estructurales

En el tercer nivel del edificio, solamente en el contorno esta relleno con muros altos, sin aislamiento estructural, mientras en los interiores se encuentran a base de divisiones con machihembrado de madera y mamparas de vidrio más aluminio, aligerando el peso del edificio. Del mismo modo se puede ver el volado

en la fachada principal, ellos sostenidos por columnas directamente desde la cimentación.

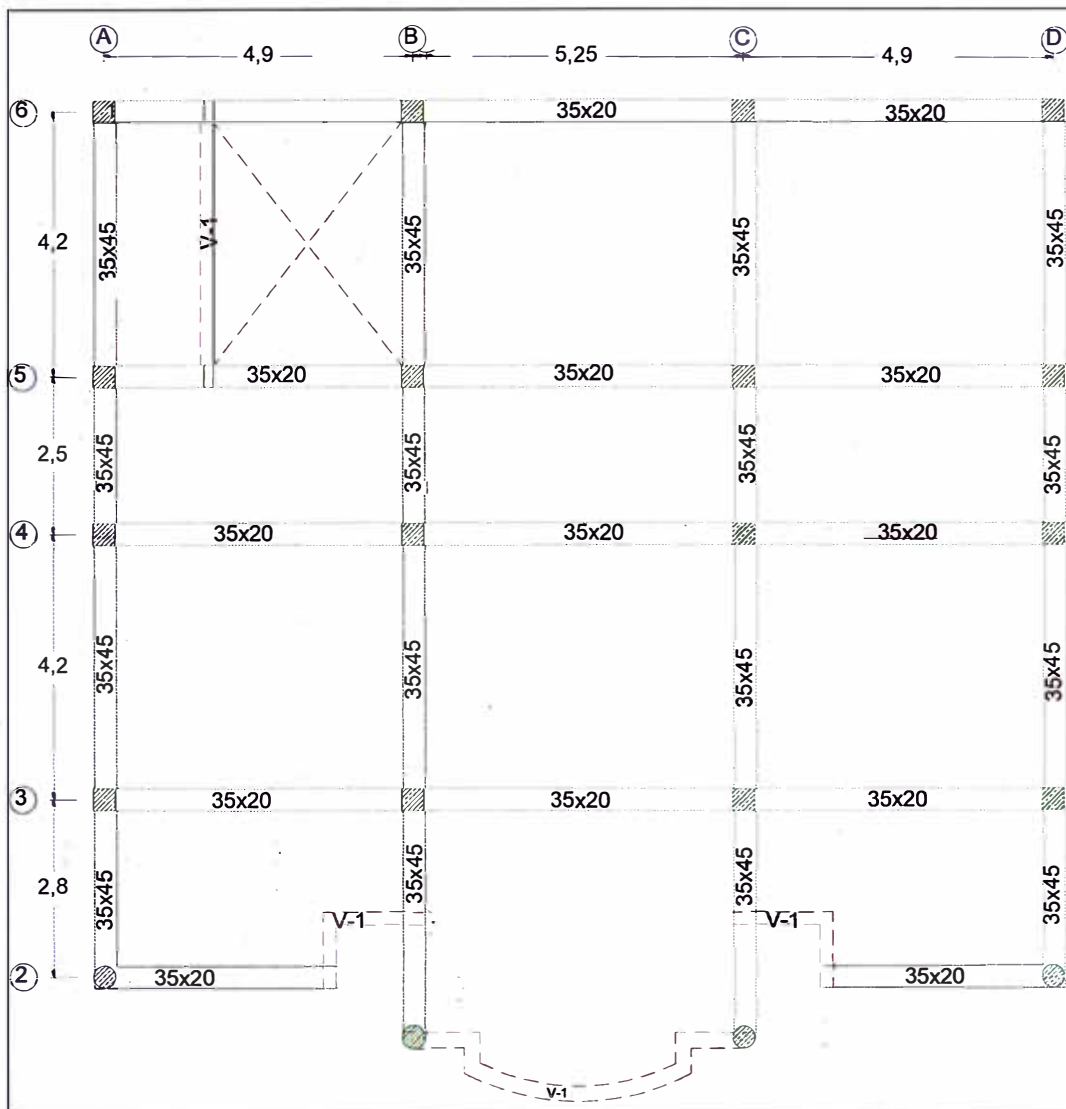


Figura No 3.4.- Planta tercer piso del edificio municipal – elementos estructurales

Al igual que en el tercer nivel del edificio, el cuarto nivel también tiene las divisiones de los ambientes en los interiores a base de machihembrado de madera y mamparas de vidrio más aluminio, agregándose un auditorio municipal en este nivel. Las dimensiones de la columna y vigas laterales, o centrales son uniformes conservando las dimensiones desde la primera planta. En la azotea existen grietas de 5 mm aproximadamente que van de lado a lado, en la misma dirección que han sido proyectadas las viguetas, es decir la losa aligerada ha sido proyectada en la dirección X – X, siendo éstas las luces entre cara de apoyos mayores a la dirección Y - Y (paralelo a los ejes 1, 2, 3, 4 y 5).

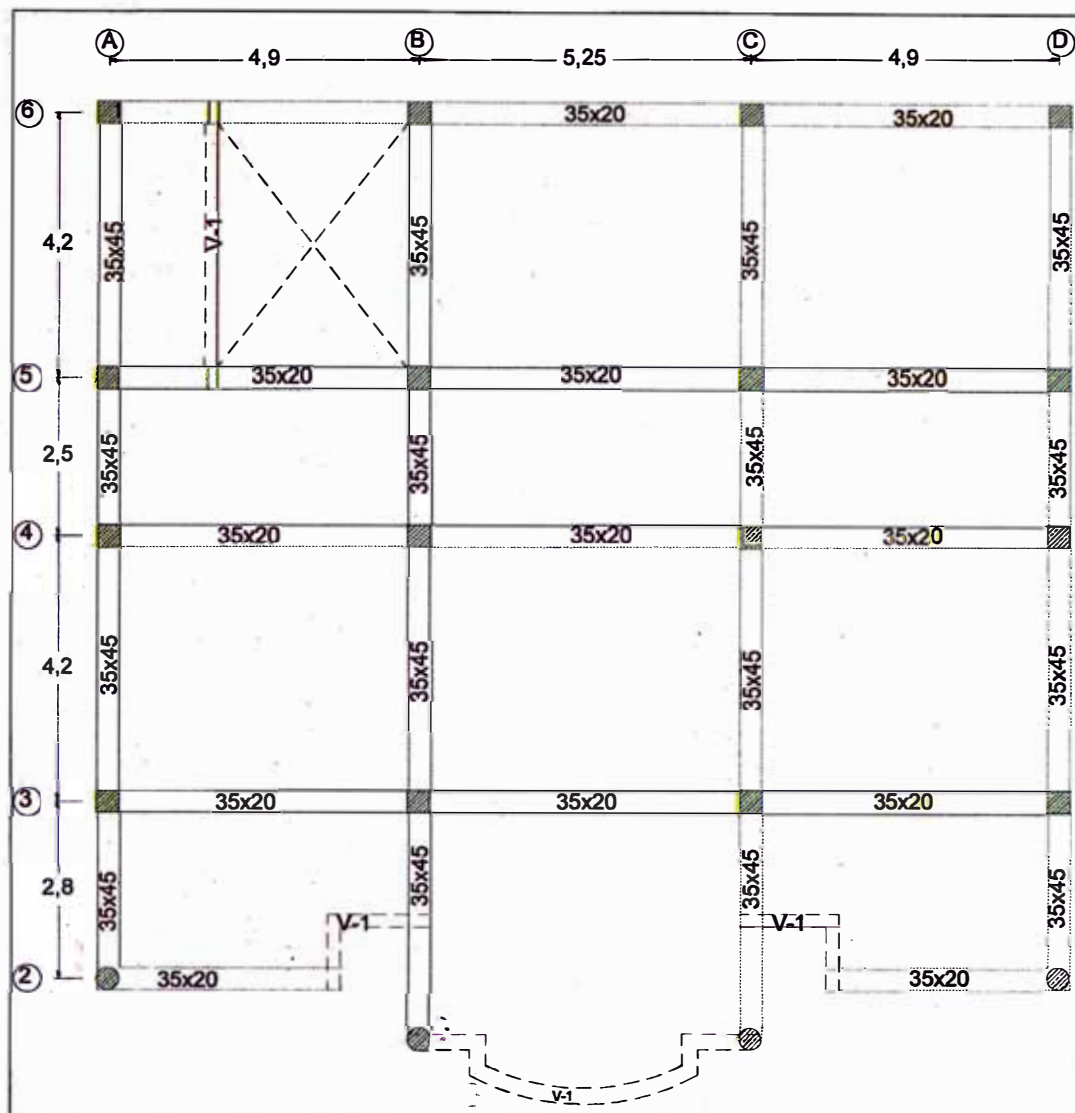


Figura No 3.5.- Planta cuarto piso del edificio municipal – elementos estructurales

Como se puede ver en la siguiente figura, las alturas de entre piso son distintos en cada uno de ellos, y se nota con claridad el sistema estructural aporcionado y las irregularidades verticales presentes.



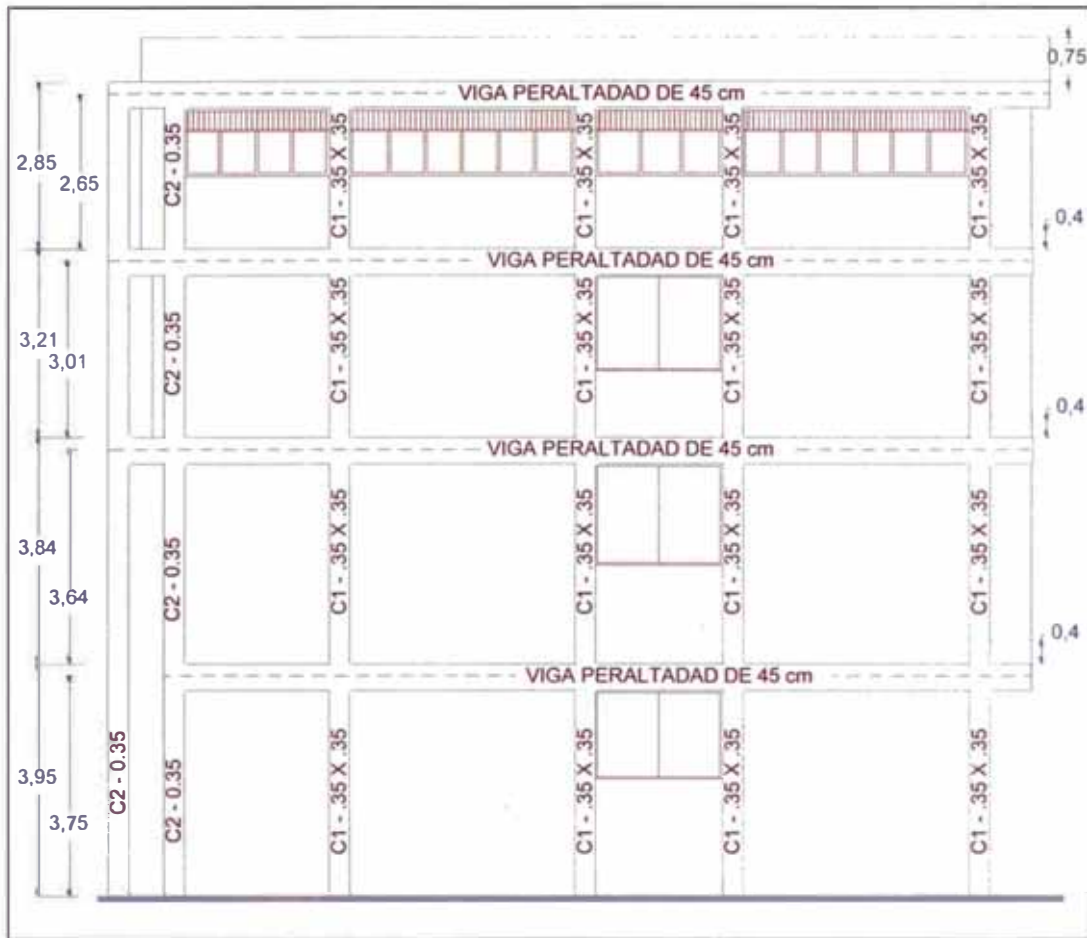


Figura No 3.6.- Elevación del edificio municipal en el eje D - D

### 3.1.3. Característica de los materiales

Los materiales empleados en la construcción de este edificio han sido a base de concreto armado para el sistema estructural, es decir de un concreto con la resistencia a la compresión a los 28 días de  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y acero corrugado de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ . Estos valores serán asumidos para esta metodología cualitativa de evaluación, sin embargo para fines investigaciones más profundas evidentemente se debe determinar la resistencia de los elementos estructurales vía pruebas destructiva o no destructivas. Las divisiones de habientes en su gran mayoría a base de machihembrado de madera, mamparas de vidrio - aluminio y éstas generan un confinamiento despreciable para las columnas.

### 3.2. DETERMINACIÓN DEL INDICE DE JUICIO ESTRUCTURAL

Para el Cálculo del  $I_{SO}$  es necesaria calcular el índice básico de juicio  $E_{SO\_Peru}$ , para el cual existe un procedimiento planteado en 1998. El primer valor numérico obtenido para el  $E_{SO\_Peru\_1998}$  es 0.22, para un caso crítico que vendría a ser un hospital ubicado en un tipo de suelo flexible, en zona de alta sismicidad como el

callao y para un sistema aporticado, sin embargo se sabe que el coeficiente de reducción de fuerza sísmica ha disminuido de  $R=10$  a  $R=8$  para el sistemas aporticado. Haciendo la corrección correspondiente y utilizando la misma metodología para la obtención del valor del  $E_{so\_peru}$ , en la actualidad sería  $E_{so\_peru} = 0.25$ , tal como se muestra en el caso 10 de la Tabla No 3.2.

A través de la ecuación (50), planteada en el capítulo II, del presente estudio se tabulan los valores para los casos descritos y se muestra en la siguiente tabla:

$$I_{so\_peru} = E_{so\_peru} \times U \dots \dots \dots (Ec. 50)$$

**Tabla No 3.1.: Índice de Juicio Estructural japonés y peruano - 1er Nivel -MH**

Caso No 1:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 2:	Hospital, Callao, suelo flexible, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 3:	Hospital, Callao, suelo rígido, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 4:	Hospital, Callao, suelo rígido, sistema aporticado, h= 50 mts.									
Caso No 5:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 6:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 7:	Hospital, Satipo, suelo rígido, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 8:	Municipio, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 9:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 10:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=33.7 mts.									
Casos:	No 1	No 2	No 3	No 4	No 5	No 6	No 7	No 8	No 9	No 10
<i>Uso: <math>U_{peru}</math></i>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5
<i><math>E_{so\_peru}</math></i>	0.22	0.47	0.25	0.16	0.28	0.44	0.23	0.44	0.35	0.33
<i><math>I_{so\ japonés}</math></i>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.64	0.64	0.64	0.64	0.8	0.8
<i><math>I_{so\ Peru}</math></i>	0.33	0.71	0.38	0.24	0.42	0.66	0.35	0.57	0.53	0.50

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No 3.2.: Índice de Juicio Estructural japonés y peruano – 2do Nivel -MH**

Caso No 1:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 2:	Hospital, Callao, suelo flexible, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 3:	Hospital, Callao, suelo rígido, muros estructurales, h=50 mts.									
Caso No 4:	Hospital, Callao, suelo rígido, sistema aporticado, h= 50 mts.									
Caso No 5:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=50 mts.									
Caso No 6:	Hospital, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 7:	Hospital, Satipo, suelo rígido, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 8:	Municipio, Satipo, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 9:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=19 mts.									
Caso No 10:	Hospital, Callao, suelo flexible, sistema aporticado, h=33.7 mts.									
Casos:	No 1	No 2	No 3	No 4	No 5	No 6	No 7	No 8	No 9	No 10
<i>Uso: <math>U_{peru}</math></i>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5
<i><math>E_{so\_peru}</math></i>	0.17	0.35	0.19	0.12	0.21	0.33	0.17	0.33	0.26	0.25
<i><math>I_{so\ japonés}</math></i>	0.6	0.6	0.6	0.6	0.48	0.48	0.48	0.48	0.6	0.6
<i><math>I_{so\ Peru}</math></i>	0.26	0.53	0.29	0.18	0.32	0.5	0.260	0.429	0.390	0.380

Fuente: Elaboración propia



### 3.3. APLICACIÓN DEL MÉTODO CUALITATIVO DE HIROSAWA

La aplicación son en las líneas de resistencia más representativas del edificio tanto en el eje X-X y en el eje Y-Y del edificio, evidentemente son los ejes con mayor soporte de carga muerta y viva. Los ejes seleccionados son el eje 4 y el eje C. En las siguientes tablas se muestran los resultados de la aplicación del método:

**Tabla No 3.3.: Índice de Capacidad Sísmica  $I_s$  – 1er Nivel -MH**

NIVEL	$E_{o\_xx}$	$E_{o\_yy}$	$S_{D\_xy}$	$T_{xy}$	$I_{s\_xx}$	$I_{s\_yy}$
4	0.58	0.48	0.81	0.96	0.45	0.37
3	0.29	0.24	0.81	0.96	0.23	0.19
2	0.22	0.18	0.60	0.96	0.13	0.10
1	0.19	0.14	0.64	0.96	0.12	0.09

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No 3.4.: Índice de Capacidad Sísmica  $I_s$  – 2do Nivel -MH**

NIVEL	$E_{o\_xx}$	$E_{o\_yy}$	$S_{D\_xy}$	$T_{xy}$	$I_{s\_xx}$	$I_{s\_yy}$
4	0.936	0.62	0.81	0.96	0.73	0.48
3	0.447	0.3	0.81	0.96	0.35	0.23
2	0.446	0.358	0.6	0.96	0.26	0.21
1	0.438	0.381	0.64	0.96	0.27	0.23

Fuente: Elaboración propia

Los detalles y los procedimientos de cálculo tanto del primer nivel como del segundo nivel se adjuntan en anexos.

### 3.4. DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL EDIFICIO

Para el primer nivel, el valor representativo del índice de capacidad sísmica es  $I_s = 0.09$ , y de la tabla 3.1, caso 8, se puede observar que el valor del índice de juicio es  $I_{so} = 0.57$ ; así mismo para el segundo nivel el valor representativo del índice de capacidad sísmica es  $I_s = 0.21$ , del segundo piso en la dirección Y-Y y de la tabla 3.2, caso 8, se puede observar que el valor del índice de juicio es  $I_{so} = 0.43$ ; por lo tanto el índice estructural de capacidad sísmica del edificio es en ambos niveles de evaluación es menor que el índice de juicio estructural por lo que el edificio es inseguro o dicho de otra manera el edificio es vulnerable.

## CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1. CONCLUSIONES

- El primer nivel de evaluación de la metodología Hirosawa, es bastante conservadora, pues para determinar el índice de ductilidad **F**, entrega valores definidos de 1.0 para columnas y 0.8 para columnas cortas, mientras que en el segundo nivel los valores de **F** generalmente oscila entre 2 – 3, y éste último es calculado a través de una ecuación que toma las propiedades del elemento estructural. Así mismo el cálculo del índice de resistencia **C**, está basado en sumatoria de áreas de las secciones transversales de los elementos estructurales en el primer nivel, mientras que en el segundo nivel está basado en sumatoria de fuerzas cortantes últimas del elemento estructural. Ninguno de los índices sigue un cálculo riguroso para la evaluación con el primer nivel, entonces se subestima la resistencia real y las ductilidades de los elementos estructurales. Por lo tanto, si se obtiene un edificio seguro ante un evento sísmico con el primer nivel de evaluación, sería innecesaria su evaluación por el siguiente nivel del método, pero si se obtiene como resultado edificio inseguro por el primer nivel entonces hace necesaria la evaluación por el segundo nivel de la metodología Hirosawa.
- El cálculo del índice de ductilidad en función de la ductilidad del elemento estructural está basado en dos aspectos de la realidad japonesa, primero en la consideración del coeficiente de la aceleración en concordancia al código japonés y segundo a la demanda de ductilidad del edificio. En nuestro caso faltaría realizar un ajuste de esta expresión empírica en concordancia a nuestra realidad y verificar si la expresión:

$$F = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{0.75*(1+0.05*\mu)}$$

Continua siendo válida para las estructuras de concreto armado diseñados en nuestro país.

- Para optar por un de los niveles de evaluación de la metodología Hirosawa, se debe tener cuenta que la información disponible del edificio que se busca evaluar. Por ejemplo el tercer nivel evaluación necesita de un ensayo que

determine la resistencia actual del concreto de los elementos estructurales tanto verticales como horizontales (vigas y columnas, muros), así mismo el plano estructural de construcción del edificio, la antigüedad exacta del edificio y la inspección in situ. Para el segundo nivel es suficiente con el plano estructural de construcción, la inspección in situ; mientras que para el primer nivel es suficiente la inspección in situ a partir del cual se realizan los planos de distribución y planos de configuración.

- Al evaluar el edificio municipal por ambos niveles (primer y segundo) se ha encontrado que en la dirección Y-Y ofrece menor capacidad de resistencia sísmica, que en la dirección X-X. Para el primer nivel de evaluación, el primer piso es el más vulnerable, pues presenta  $I_{s_1} = 0.09$ , seguidamente del segundo piso con  $I_{s_1} = 0.10$ ; mientras que por el segundo nivel de evaluación el segundo piso es el más vulnerable pues presenta  $I_{s_2} = 0.21$ .



Figura N°4.1.- orientación referencial para la evaluación

- Al comparar los resultados de los índices de las características de resistencia de la estructura  $E_o$  de ambos niveles de evaluación, se puede notar una sub estimación de la resistencia de los elementos estructurales con el primer nivel. Veamos los resultados para el segundo piso:  $E_{o_1_2_yy} = 0.18$  (resultado por primer nivel del método) versus  $E_{o_2_2_yy} = 0.358$  (resultado por el Segundo nivel del método), se puede decir que para el edificio en estudio, en el piso y en la dirección más vulnerable la subestimación de la resistencia al calcularla por el primer nivel del método se encuentra alrededor del 50%.

- El índice de juicio estructural siguiendo la metodología desarrollada por el Ing. Luna Victoria Vera (1998) resulta para el primer nivel  $I_{SO\_Peru\_1} = 0.57$ , y para el segundo nivel  $I_{SO\_Peru\_2} = 0.429$ , mientras que el índice de capacidad sísmica del edificio en su caso más desfavorable es  $I_{S\_1} = 0.09$  para el primer nivel y  $I_{S\_2} = 0.21$ , para el segundo nivel; se puede notar que en ambos casos el edificio es inseguro. Si seguimos la metodología japonesa para determinar el índice de juicio entonces  $I_{SO\_Peru\_1} = 0.8$ , y  $I_{SO\_Peru\_2} = 0.6$ , y al realizar la comparación de índices se concluye que en este caso también el edificio es inseguro por ambos niveles de evaluación.
- El presente estudio considera que las fuerzas cortantes determinadas para los elementos estructurales verticales, con el procedimiento de segundo nivel de la metodología Hirosawa, tiene bastante desarrollo en su cálculo y ayuda a determinar la capacidad sísmica del edificio de manera consistente, así mismo considera que la metodología de cálculo para el índice de juicio planteada por el Ing. Enrique Luna Victoria Vera es consistente por lo que se llega a la conclusión de que el edificio municipal del distrito de Río Negro es insegura ante eventos sísmicos.

#### 4.2. RECOMENDACIONES

- El presente estudio recomienda una investigación más refinada (metodología cuantitativa) para verificar la seguridad del edificio municipal.
- Recomienda realizar investigaciones para determinar el  $E_{SO\_peru}$ , de manera más analítica y en función de los daños presentados en los edificios en nuestro país tras los eventos sísmicos.
- Recomienda una investigación que busque definir o verificar el cálculo del índice de ductilidad **F** de los elementos estructurales, en concordancia a nuestra realidad, y realizar una comparación con las ecuaciones empíricas establecidas por la metodología japonesa.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- [01]AOYAMA, Hiroyuki “A Method for the Evaluation of the Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan”. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, September. New Zealand, 1981.
- [02]BARBAT, Alex H. y Lluís PUJADES, “Evaluación de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sísmico en Zonas Urbanas. Aplicación a Barcelona” Sísmica 2004 - 6º Congreso Nacional De Sismología Ingeniería - Sísmica Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona - España, 2004.
- [03]CAMACHO VILLEGAS, Audry Victoria “Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Edificios Principales de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería”. Tesis de Grado FIC - UNI, Lima – Perú 2011.
- [04]COARITA TINTAYA, Grover Alfredo “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Biblioteca de la Universidad Nacional Agraria La Molina”. Tesis de Grado FIC - UNI, Lima – Perú 2011.
- [05]JUMONJI, Takeshi; SUGAHARA, Marino; LÓPEZ BÁTIZ, Oscar y Sergio ALCO CER MARTINEZ DE CASTRO “Guía de Aplicación de la Norma de Evaluación de Comportamiento Ante Sismo y de la Guía de Diseño de Refuerzo para Estructuras Existentes de Concreto Reforzado”. Coordinación de Investigación – Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia – Centro Nacional de Prevención de Desastres. Julio, México 1997.
- [06]KAMINOSONO, T “Evaluation Method for Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan”. Structure Department, Building Research Institute, Japan.
- [07]LUNA VICTORIA VERA, Enrique “Determinación del Índice de Juicio Estructural  $I_{50}$ , Para el Método de Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa”. Tesis de Grado FIC - UNI, Octubre, Lima-Perú, 1998.
- [08]MUÑOZ, Alejandro et al “Riesgo Sísmico de Edificios Peruanos”. Pontificia Universidad Católica del Perú, Febrero. Perú, 2006.

- [09]ORGANIZACIÓN PANAMERICA DE LA SALUD “Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud” Washington, D.C. EE. UU, 2004
- [10]REQUE CÓRDOVA, Kelly E. “Diagnostico Preliminar de la Vulnerabilidad Para Establecimientos de Salud en el Perú”. Ministerio de Salud - Oficina General de Defensa Nacional, Febrero. Perú, 2006.
- [11]SALAS FERRE, Max “Evaluación de la Vulnerabilidad Estructural del Hospital Guillermo Almenara Irigoyen”. Tesis de Grado FIC - UNI, Lima-Perú, 1997.
- [12]SHUNSUKE, Otani “Seismic Vulnerability Assessment Methods for Buildings in Japan”. Department of Architecture. University of Tokyo. September. Japan, 2000.
- [13]VELÁSQUEZ, José y Marcial BLONDET “Estimación de Pérdidas Sísmicas Mediante Curvas de Fragilidad Analíticas”. Investigación Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [14]ZAVALA TOLEDO, Carlos. “Estudio del Factor de Reducción por Ductilidad en la Respuesta Sísmica en Pórticos con Placas”. Tesis de Grado FIC – UNI, Lima – Perú, 1986.