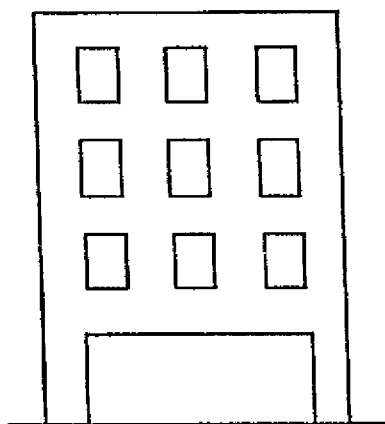


Las discontinuidades en la resistencia y rigidez de una estructura pueden presentarse en diferentes casos:

a. Piso débil.

Constituye el problema más importante dentro de los causados por las discontinuidades. Es aplicable a aquellas estructuras en donde la planta baja es más flexible que las plantas superiores. Si bien es cierto, que en cualquier nivel de la estructura un piso débil constituiría un problema, se considera más crítico que éste se ubique en la planta baja ya que es en éste donde las fuerzas internas generalmente son mayores. (Ver figura 3.7)

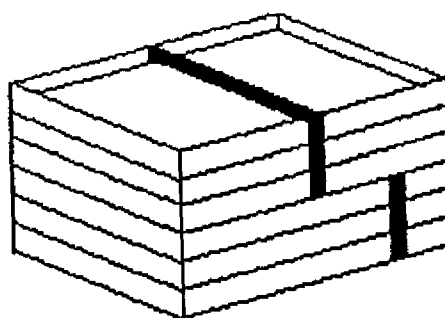


Fuente: Arnold, C., Manual de configuración y diseño sísmico de edificios, Tomo 2, Editorial Limusa, México, 1991, p.245.

**Figura 3.7** Piso débil: discontinuidad de rigidez entre primer y segundo piso.

b. Muros de cortante discontinuos.

Cuando un edificio está conformado por muros de cortante y a la vez, forman los principales elementos resistentes laterales, estos se pueden ver sometidos a cargas extremadamente altas. Si estos muros no coinciden en planta con los del piso siguiente, ocasiona que las fuerzas producidas por estas cargas no se transmitan directamente desde la parte superior del edificio a sus cimentaciones y por lo tanto se produzcan sobreesfuerzos considerables ( Ver figura 3.8 ).



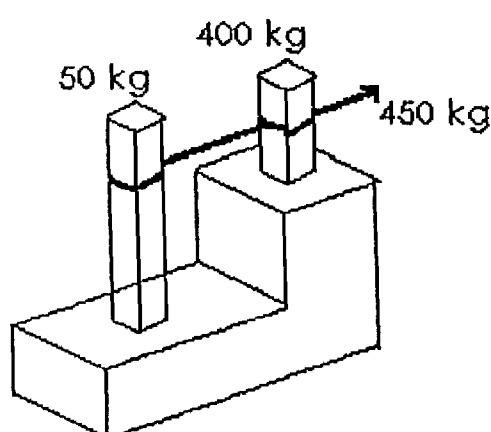
Fuente: Arnold, C., Manual de configuración y diseño sísmico de edificios, Tomo 2, Editorial Limusa, México, 1991, p.275.

**Fig. 3.8 Muros de cortante discontinuos.**

**c. Variaciones en la rigidez de las columnas.**

Por lo general, la variación de esta característica en las columnas de una estructura, se presenta cuando algunos edificios están ubicados sobre las laderas de colinas (donde existen diversidad de niveles), o sobre lugares que han sido rellenados con materiales de baja calidad, o por aspectos de arquitectura, etc.

Para una condición de carga en general, si hay columnas cortas y largas con una misma sección transversal, se puede obtener de un análisis que en el caso mas general, la columna corta es mas fuerte que una columna larga, así mismo, la columna corta por ser más rígida, absorberá mayores fuerzas que probablemente sobrepasen su resistencia, este fenómeno se presenta en la figura 3.9.



Fuente: Arnold, C., Manual de configuración y diseño sísmico de edificios, Tomo 2, Editorial Limusa, México, 1991, p.275.

**Fig. 3.9 Comparación columna corta - columna larga.**

d. Columna débil, viga fuerte.

Cuando se diseña una estructura, se busca que las columnas sean mucho más resistentes que las vigas, y que éstas últimas se comporten dentro del rango plástico. El objeto es evitar un colapso en donde se ocurra el fenómeno de "panqueque", donde los pisos se apilan y los escombros son lo único que los separan.

El diseño de columnas débiles y vigas fuertes, es una causa muy frecuente de colapso de edificios. Un ejemplo, lo constituye el terremoto de México en 1985, donde la falla en los elementos verticales fue predominante.

La tabla 3.2, relaciona el tipo de estructuras con los modos o tipo de falla en el terremoto antes mencionado, y considerando los mismos tipos de estructuras que para la tabla 3.1, se tiene que los modos de falla son :

- A) Falla en elementos verticales (paredes y columnas).
- B) Falla en los sistemas de entrepiso.
- C) Falla en las conexiones.
- D) Falla en las fundaciones.
- E) Falla mixta.

| TIPO DE ESTRUCTURA                                                               | MODOS DE FALLA DOMINANTES |   |   |   |   |
|----------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|---|---|---|---|
|                                                                                  | A                         | B | C | D | E |
| 1 Columnas y sistema de losa reticular                                           | 25                        | 2 | 1 | 1 | 1 |
| 2 Marcos de concreto                                                             | 33                        | 3 | 7 | 3 | 1 |
| 3 Paredes de mampostería                                                         | 1                         | 0 | 1 | 0 | 1 |
| 4 Marcos de acero                                                                | 0                         | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 5 Marcos de concreto en primer piso y paredes de mampostería en pisos superiores | 4                         | 1 | 0 | 1 | 0 |
| 6 Marcos de concreto y sistema de entrepiso viga- bloque                         | 5                         | 1 | 1 | 0 | 0 |
| 7 Paredes de concreto y sistema de losas reticulares                             | 5                         | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 marcos de concreto                                                             | 4                         | 2 | 1 | 1 | 0 |
| 9 concreto y sistema de losas reticular                                          | 4                         | 0 | 0 | 1 | 1 |

Fuente: Aguilar, J. et al, *Earthquake Spectra*", Editorial Board, 1989, p.146.

Tabla 3.2 Relación entre los modos de falla y los tipos de estructuras. Terremoto de México, 1985.

### 3.2.4 Agrietamiento.

El agrietamiento en el concreto es bastante común debido a la baja resistencia de éste a soportar esfuerzos de tensión. Las causas por la que pueden presentarse grietas en una estructura son diversas, siendo las fundamentales aquéllas debidas a los cambios volumétricos y las originadas por esfuerzos de tensión ocasionados por momentos flexionantes o por fuerzas cortantes.

Los cambios volumétricos de una estructura pueden deberse a las variaciones en la temperatura y en la humedad (contracción). Dichos cambios generan movimientos relativos entre diversos puntos de la estructura, produciendo esfuerzos de tensión en aquellos elementos que poseen alguna restricción para moverse. Cuando estos esfuerzos superan la resistencia del concreto a la tensión, se presentan agrietamientos. Este problema puede controlarse ya sea a través de una disposición apropiada de refuerzo o de la colocación de juntas de dilatación.

Por otra parte, las fuerzas axiales de tensión, los momentos flexionantes o bien, la combinación de ambos pueden crear grietas normales a los ejes de los elementos estructurales.

Si bien el agrietamiento no puede evitarse por completo, su presencia no afecta necesariamente la resistencia y durabilidad de los elementos.

Existen otras razones por la cuales es necesario controlar el agrietamiento, entre ellas tenemos : el riesgo de corrosión del acero de refuerzo y la apariencia de la estructura.

En cuanto a la corrosión del acero, los principales factores que afectan su difusión son: la permeabilidad del concreto, el espesor del recubrimiento del concreto, el ancho y forma de las grietas, así como el tiempo que éstas permanezcan abiertas.

### 3.2.5 Interacción con estructuras adyacentes.

El problema de la interacción de estructuras adyacentes, ya se trate de edificios diferentes o de dos partes del mismo, involucra dos aspectos importantes:

- i) *Juntas de separación* (estructuras conectadas arquitectónicamente para formar un solo edificio), y
- ii) *La rigidez*, esta influye en el desplazamiento que el edificio experimenta y, por tanto, en el valor de la separación mínima para evitar daño durante la interacción.

Un ejemplo que muestra dichos aspectos, ocurrió durante el terremoto de 1964 en Alaska, donde el hotel Westward de Anchorage, que estaba constituido por catorce pisos, colisionó contra un salón destinado para fiestas que era de menor altura (seis pisos). La separación entre ambos era de solo 10 centímetros. La interacción entre las dos estructuras fue tan fuerte en el edificio alto, que dislocó parte de la cubierta metálica del piso donde se ubicaban sus vigas de apoyo.

Por tanto, se puede notar que uno de los primeros problemas que se plantea en la planeación de cualquier edificio, es la localización de éste en relación a las estructuras adyacentes.

Por tal motivo, una solución a dicho problema sería la de establecer separaciones mínimas entre las edificaciones adyacentes.

Para ello, los códigos de diseño, de manera práctica calculan valores máximos de desplazamiento en función de un porcentaje de la altura total del piso; estos valores a su vez, se pueden utilizar como tolerancia antes de obtener valores más precisos.

### 3.3 Procedimiento de evaluación.

A continuación, se presentan los pasos a seguir según la metodología planteada por Soliman et al (1990), para la determinación de la vulnerabilidad, riesgo y capacidad sísmica de un edificio cuyo sistema constructivo corresponde al de marcos de concreto reforzado.

#### 3.3.1 FACTOR DE EVALUACION PRELIMINAR.

Este es el primer paso para la evaluación de la vulnerabilidad. El valor para este parámetro se obtiene de tablas dadas de acuerdo a cada condición. En aquellos casos en los que existan elementos que no satisfagan las condiciones requeridas o recomendadas, se determinará el factor de no conformidad  $F_R$ , que se calcula de la siguiente manera:

| %de elementos No conformados | 1 - 10 | >10-25 | >25-40 | >40  |
|------------------------------|--------|--------|--------|------|
| Factor $F_R$                 | 1.00   | 0.75   | 0.50   | 0.00 |

Tabla 3.3 Factor de no conformidad.

El factor de evaluación preliminar considera los seis parámetros siguientes:

##### 3.3.1.1 Estado actual del edificio, $F_{RS}$ .

Este factor refleja la capacidad del edificio de soportar los eventos sísmicos considerando la edad, mantenimiento, grietas y exposición sísmica. Se obtiene como la suma de los factores  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  y  $F_4$  que se definen así:

##### 3.3.1.1.1 *Factor de grietas*, $F_1$ .

Este factor se obtiene siguiendo dos pasos:

- i. Determinación del factor de grietas de los elementos,  $F_c$ .

En la evaluación de este factor, intervienen el tipo de elemento que se analiza y la causa que ocasiona la grieta, luego se le asigna un valor a  $F_c$  según la Tabla 3.4, dependiendo de la causa que produjo la grieta.

| CAUSA DE LA GRIETA      | I   | II  | III |
|-------------------------|-----|-----|-----|
| 1. Columnas, paredes    | 100 | 150 | 200 |
| 2. Vigas                | 30  | 50  | 70  |
| 3. Elementos de relleno | 50  | 75  | 100 |
| 4. Losas                | 10  | 25  | 40  |

Tabla 3.4 Factor de grietas  $F_c$ .

- I: Terremotos previos, corrosión del acero, reducción en las secciones o esfuerzos, asentamientos, material deteriorado o cualquier otra causa seria.  
 II: Cambio de uso, cambios de temperatura.  
 III: Causas locales temporales debido a efectos accidentales.

ii. Determinación del factor final de grietas,  $F_1$ .

$$F_1 = \sum F_{ci} \times F_{Ri} \quad (3.2)$$

donde :

$F_{Ri}$  : factor de no conformidad según tabla 3.3 de acuerdo al porcentaje de elementos agrietados.

| Elementos | 1.<br>Columnas,<br>paredes | 2. Vigas | 3. Elementos<br>de relleno | 4. Losas |
|-----------|----------------------------|----------|----------------------------|----------|
| $F_1$     | 300                        | 100      | 150                        | 50       |

Tabla 3.5 Valores de  $F_1$  para condiciones de no agrietamiento.

3.3.1.1.2 Factor de mantenimiento,  $F_2$ .

Este factor considera el efecto que tiene el mantenimiento que se le proporciona al edificio en su capacidad para resistir eventos sísmicos. Se calcula de la siguiente manera:

i. Asignación de la condición general del edificio ( $F_g$ ).

Este factor depende en gran medida del criterio que el inspector le da a la hora de realizar la evaluación. Las edificaciones podrán ser ubicadas dentro de tres categorías:

- a) Bueno.
- b) Regular.
- c) Pobre.

El factor de condición general del edificio  $F_G$  se obtiene de la siguiente tabla:

| Estado General | Bueno | Regular | Pobre |
|----------------|-------|---------|-------|
| Factor $F_G$   | 200   | 100     | 0     |

Tabla 3.6 Factor de condición general  $F_G$ .

#### ii. Determinación del factor de mantenimiento, $F_2$ .

El factor de mantenimiento  $F_2$ , se calcula de la tabla 3.7, de acuerdo al valor que resulta de la sumatoria entre el  $F_1$  y el  $F_G$ , dicho resultado se representa por un  $F_{GT}$ . Además depende del grado de mantenimiento que se le ha dado al edificio, es decir, si ha sido continuo, intermitente o simplemente no se le ha dado.

$$F_{GT} = F_1 + F_G \quad (3.3)$$

| $F_{GT}$<br>Grado de manten. | Pobre<br>< 550 | Regular<br>550-700 | Buena<br>> 700 |
|------------------------------|----------------|--------------------|----------------|
| No                           | 0              | 50                 | 150            |
| Intermitente                 | 30             | 100                | 150            |
| Continuo                     | 50             | 150                | 200            |

Tabla 3.7 Factor de mantenimiento  $F_2$ .

#### 3.3.1.1.3 Factor de edad del edificio, $F_3$ .

Este factor toma en cuenta el efecto de la edad de los edificios. Aquellos con varios años de haber sido construidos pueden presentar deterioro de los materiales, corrosión del refuerzo, etc., los cuales influyen en el comportamiento de la estructura ante un terremoto. El factor  $F_3$  se obtiene de la tabla 3.8 como

resultado de la relación entre la edad del edificio y la vida útil.

| % Edad/<br>Vida útil | 0-20 | >20-40 | >40-60 | >60-80 | >80-100 |
|----------------------|------|--------|--------|--------|---------|
| F <sub>3</sub>       | 300  | 250    | 175    | 100    | 50      |

Tabla 3.8 Factor edad del edificio.

#### 3.3.1.1.4 Factor de exposición sísmica, F<sub>4</sub>.

El presente factor considera las exposiciones sísmicas a las que se ha visto expuesta una estructura a lo largo de su vida útil. El factor F<sub>4</sub> se calcula teniendo como datos la intensidad de los sismos en la escala de Mercalli Modificada (MM) y el número de sismos previos que el edificio ha experimentado.

| MM (escala)      | < V | VI  | VII | > VIII |
|------------------|-----|-----|-----|--------|
| No. exposiciones |     |     |     |        |
| 0 - 1            | 250 | 200 | 150 | 100    |
| > 1- 3           | 200 | 150 | 100 | 50     |
| > 3              | 150 | 100 | 50  | 0      |

Tabla 3.9 Factor de exposición sísmica, F<sub>4</sub>.

Una vez determinados los factores anteriores, el factor del estado actual del edificio se obtiene como la suma de ellos:

$$F_{es} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 \quad (3.4)$$

#### 3.3.1.2 Factor de configuración de elementos, F<sub>2</sub>.

Este factor contempla el efecto que tiene sobre la estructura las dimensiones pequeñas de las secciones transversales de columnas y vigas, la susceptibilidad al pandeo de elementos esbeltos, la distribución de rigideces entre elementos adyacentes y la relación de la capacidad viga-columna. Todos éstos

constituyen los factores a considerar, y la suma de ellos dará como resultado el valor del factor  $F_E$ .

#### 3.3.1.2.1 Factor de dimensión de la sección, $F_5$ .

En este factor se establece un mínimo aceptable para la dimensión menor de la sección transversal, con el objeto de no tener secciones demasiado pequeñas que reduzcan la inercia en alguno de los ejes principales. Todo ello, para reducir el riesgo de pandeo en las columnas o fallas en vigas. El procedimiento para obtener el factor  $F_5$  se ilustra a continuación:

##### i. Factor de dimensión del elemento, $F_D$ .

Se obtiene considerando la dimensión de  $b$  (ancho de la sección) y/o  $d$  (peralte efectivo de la sección), y utilizando la tabla 3.10.

|                           |           |        |
|---------------------------|-----------|--------|
| Dimensión de columna (cm) | $\geq 25$ | $< 25$ |
| Dimensión de viga (cm)    | $\geq 20$ | $< 20$ |
| Factor $F_D$              | 100       | 0      |

Tabla 3.10 Factor de dimensión del elemento  $F_D$ .

##### ii. Factor final de dimensión del elemento, $F_5$ .

$$F_5 = F_R \times F_D \quad (3.5)$$

donde  $F_R$  se calcula de la tabla 3.3

#### 3.3.1.2.2 Factor de esbeltez de elementos en compresión, $F_6$ .

Con este factor se considera la posible falla prematura de los elementos sujetos a compresión debido al pandeo. Se calcula como sigue:

##### i. Factor de esbeltez.

Se obtiene tomando en cuenta la tabla 3.11 y la relación  $h/r$ , donde  $h$  es la altura de la columna y  $r$  es el radio de giro que se define como la raíz cuadrada de la inercia agrietada de la sección entre el área gruesa de la columna.

Es importante aclarar que por simplicidad el valor de la inercia puede tomarse entre 0.5 - 0.7 veces el valor del momento de inercia de las secciones de concreto.

| h/r          | < 50 | 50-80 | >80 |
|--------------|------|-------|-----|
| Factor $F_s$ | 175  | 100   | 0   |

Tabla 3.11 Factor de esbeltez.

ii. Factor de esbeltez final

Se obtiene como:

$$F_6 = F_s \times F_R \quad (3.6)$$

donde  $F_R$  se obtiene de tabla 3.3.

3.3.1.2.3 Factor de distribución de rigideces de elementos estructurales,  $F_7$ .

Este factor representa el efecto de la concentración de esfuerzos en regiones donde existen cambios bruscos de rigidez entre elementos estructurales, cambios repentinos de las dimensiones de columnas, vigas y paredes de cortante. Para su evaluación se efectúa un análisis por separado para las dos direcciones principales del edificio, y de esta forma  $F_7$  se obtiene siguiendo los pasos que a continuación se muestran:

i. Factor de cambio de rigidez,  $F_{ED}$ .

Considerando los cambios de rigideces entre los elementos adyacentes y utilizando la tabla 3.12,

| % cambio de rigidez | $\leq 25$ | $> 25$ |
|---------------------|-----------|--------|
| Factor $F_{ED}$     | 125       | 0      |

Tabla 3.12 Factor de distribución de rigideces.

ii. Distribución final de rigideces,  $F_7$ .

$$F_7 = F_R \times F_{ED} \quad (3.7)$$

donde  $F_R$  se calcula de tabla 3.3

### 3.3.1.2.4 Factor de capacidad viga - columna, $F_8$ .

Este factor considera la inconveniencia de que se formen articulaciones plásticas en las columnas antes que en las vigas. Se calcula de la siguiente forma:

#### i. Factor $F_8$ .

La capacidad última de la sección se obtiene de acuerdo a las propiedades de la sección y a las características de los materiales. Los detalles de refuerzo de vigas y columnas son necesarios para determinar la capacidad última a flexión. Los momentos flexionantes ( $\Sigma M_c$ ) y ( $\Sigma M_b$ ) son la suma de la capacidad flexionante de las vigas y columnas en la unión considerada.

Considerando la relación entre los momentos flexionantes de columnas ( $\Sigma M_c$ ) y vigas ( $\Sigma M_b$ ), y de la tabla 3.13, se obtiene que el valor de  $F_8$  es :

|                               |        |             |        |
|-------------------------------|--------|-------------|--------|
| $(\Sigma M_c) / (\Sigma M_b)$ | > 1.25 | 1.00 - 1.25 | < 1.00 |
| Factor $F_8$                  | 200    | 100         | 0      |

Tabla 3.13 Factor  $F_8$  capacidad viga-columna.

#### ii. Factor $F_8$ .

$$F_8 = F_8 \times F_R \quad (3.8)$$

donde  $F_R$  se calcula de tabla 3.3

El factor de configuración final del elemento se obtiene como la suma de los cuatro factores anteriormente descritos, así:

$$F_E = F_5 + F_6 + F_7 + F_8 \quad (3.9)$$

### 3.3.1.3 Factor de configuración en planta, $F_{pc}$ .

La forma del edificio en planta, su distribución de masas y rigideces son parámetros importantes que determinan el comportamiento sísmico de las estructuras, por tal razón, se consideran los siguientes factores:

### 3.3.1.3.1 Factor de torsión, $F_9$ .

Como se mencionó antes, cuando en un edificio el centro de masas no coincide con el centro de rigidez se origina una excentricidad, la cual, hace que la estructura experimente efectos de torsión, dicha excentricidad se puede presentar en una dirección o en ambas. El factor  $F_9$  contempla este efecto a través de la tabla 3.14. En dicha tabla, se evalúa la relación de la excentricidad y la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de excitación. Como el sismo puede presentarse en cualquiera de las dos direcciones, se analizan ambas y se obtiene en cada dirección su valor correspondiente.

|              |        |           |        |
|--------------|--------|-----------|--------|
| $e/L$        | < 0.05 | 0.05-0.15 | > 0.15 |
| Factor $F_9$ | 300    | 150       | 0      |

Tabla 3.14 Factor de torsión.

donde:  $e$  = excentricidad entre centro de masas y centro de rigidez.

$L$  = Longitud del edificio, en dirección de la excentricidad considerada.

### 3.3.1.3.2 Factor de aspecto en planta, $F_{10}$ .

Los edificios demasiado largos presentan efectos desfavorables en planta, debido a que se tiende a perder la condición de diafragma rígido que presentan sistemas estructurales como losas.

Este factor relaciona la longitud del edificio, el ancho del mismo y la velocidad de onda del corte del suelo, el valor de ésta última se obtiene de la tabla A.1 que aparece en el anexo A. El factor  $F_{10}$  se calcula de la siguiente manera:

|                 |       |         |       |
|-----------------|-------|---------|-------|
| $L/B$           | < 3.0 | 3.0-4.0 | > 4.0 |
| $L/S$           | < 0.5 | 0.5-1.0 | > 1.0 |
| Factor $F_{10}$ | 250   | 150     | 0     |

Tabla 3.15 Factor de aspecto en planta.

donde:

$L$  = Longitud del edificio.

$B$  = Ancho del edificio.

$S$  = Velocidad de onda de corte del suelo (m/s).

### 3.3.1.3.3 Factor de rigidez en planta, $F_{11}$ .

En regiones donde la rigidez cambia en planta, existen concentraciones de esfuerzos; este factor contempla este hecho y su valor se obtiene de acuerdo a la relación entre las rigideces de las diferentes porciones adyacentes. La diferencia de rigideces se considera en una dirección perpendicular a la excitación sísmica, en ese sentido, se analizan las dos direcciones principales y para cada una se obtiene su valor correspondiente.

| %de distribución de rigidez | < 25 | > 25-40 | > 40-60 | > 60 |
|-----------------------------|------|---------|---------|------|
| Factor $F_{11}$             | 300  | 150     | 50      | 0    |

Tabla 3.16 Factor de distribución en planta.

### 3.3.1.3.4 Factor de forma en planta, $F_{12}$ .

La existencia de no uniformidad en la distribución en planta, conduce a obtener efectos torsionales y distribuciones desiguales de deformaciones y esfuerzos. Para el cálculo de este factor, se toman en cuenta las dimensiones abiertas ( $L_o, B_o$ ) y cerradas ( $L, B$ ) del edificio (Ver figura 3.10).

donde:

$L$  = longitud del rectángulo que encierra el edificio en planta.

$B$  = ancho del rectángulo que encierra el edificio en planta.

$L_o$  = dimensión abierta en la longitud del edificio.

$B_o$  = dimensión abierta en el ancho del edificio.

Utilizando la tabla 3.17, de acuerdo con la relación  $B_o/B$  y  $L_o/L$  el factor  $F_{12}$  se obtiene de la siguiente manera:

|                      |            |             |             |         |
|----------------------|------------|-------------|-------------|---------|
| $L_o/L$<br>o $B_o/B$ | $\leq 0.2$ | $> 0.2-0.4$ | $> 0.4-0.6$ | $> 0.6$ |
| Factor $F_{12}$      | 300        | 150         | 50          | 0       |

Tabla 3.17 Factor de forma en planta  $F_{12}$ .

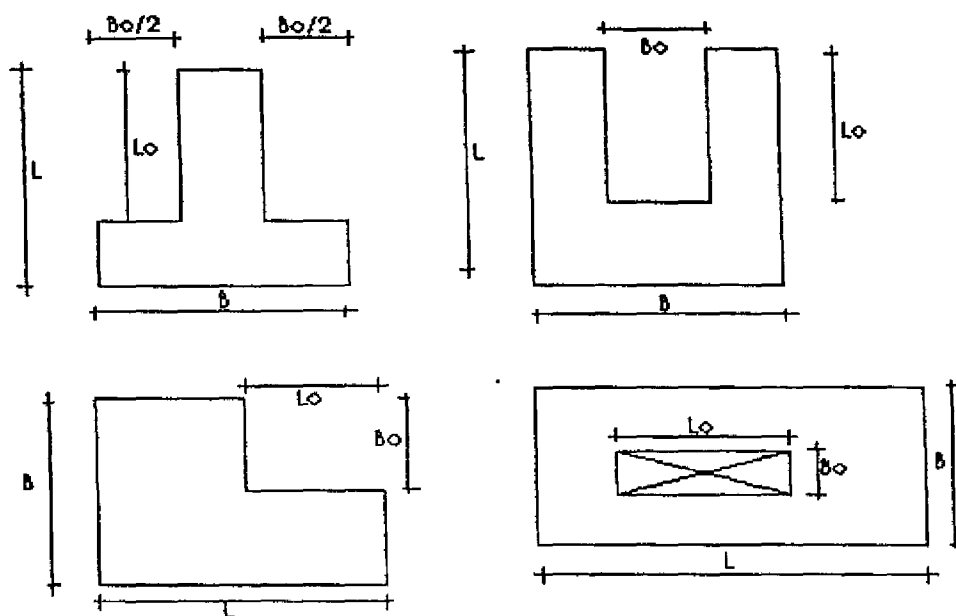


Figura 3.10. Forma de distribución en planta.

### 3.3.1.3.5 Factor de rigidez ortogonal, $F_{13}$ .

Un movimiento sísmico se caracteriza, en general, por tres componentes de movimiento traslacional, así como rotacional. Existen edificios que presentan rigideces ortogonales desiguales y es por ello que son mas susceptibles a sufrir daños en cualquier dirección. El factor de rigideces ortogonales mide el efecto de estas situaciones desfavorables. Dicho factor se obtiene de los siguientes pasos:

#### i. Factor $F_{os}$ de rigidez ortogonal.

Se calcula a partir de la relación entre dos direcciones de rigideces ortogonales según la tabla 3.18.

|                                  |         |             |       |
|----------------------------------|---------|-------------|-------|
| Relación de Rigidez<br>Ortogonal | 1 - 0.8 | < 0.8 - 0.6 | < 0.6 |
| Factor Fos                       | 250     | 100         | 0     |

Tabla 3.18 Factor Fos de rigidez ortogonal.

ii. Factor final  $F_{13}$

Se obtiene como:

$$F_{13} = F_{os} \times F_{co} \quad (3.10)$$

donde :

$F_{co}$  = factor que indica la continuidad de un sistema estructural en la dirección considerada.

= 1.0, elementos de marcos 2 en direcciones.

= 0.5, elementos de marcos en 1dirección.

De esta manera, el factor de configuración en planta  $F_{pc}$  se obtiene:

$$F_{pc} = F_9 + F_{10} + F_{11} + F_{12} + F_{13} \quad (3.11)$$

### 3.3.1.4 Factor de configuración en elevación, $F_{ec}$ .

Las complicaciones en la elevación de un edificio convierten el pronóstico de la respuesta sísmica más difícil, así como la generación de efectos más desfavorables de momentos de volteo. El factor  $F_{ec}$  considera el efecto de las características en elevación de un edificio sobre el comportamiento global del mismo.

La esbeltez en elevación, la distribución de la rigidez, la forma de la elevación, así como la altura de las columnas son características consideradas dentro de este parámetro.

#### 3.3.1.4.1 *Factor de esbeltez en elevación, $F_{14}$ .*

La esbeltez del edificio en elevación altera la distribución de fuerzas a lo largo de la altura e incrementa los momentos de volteo. Este efecto es considerado a través del factor  $F_{14}$ , el cual se obtiene de la tabla 3.19. En dicha tabla se considera la altura total del edificio  $H$  y el período fundamental de vibración  $T$  del mismo. Dicho período

puede obtenerse de las ecuaciones propuestas en códigos de diseño sísmico.

| Condición       | $H < 30 \text{ m}$<br>$T < 0.8 \text{ s}$ | $30 \text{ m} < H < 60 \text{ m}$<br>$T = 0.8 - 1.6 \text{ s}$ | $H > 60 \text{ m}$<br>$T > 1.6 \text{ s}$ |
|-----------------|-------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Factor $F_{14}$ | 200                                       | 100                                                            | 0                                         |

Tabla 3.19 Factor de esbeltez  $F_{14}$ .

### 3.3.1.4.2 Factor de altura de columna, $F_{15}$ .

La concentración de fuerzas de corte y demandas de ductilidad en columnas cortas es una de las causas frecuentemente observadas en los daños durante los terremotos. Este aspecto se considera en el factor  $F_{15}$ , el cual se determina como sigue:

#### i. Factor altura de columna, $F_{sc}$ .

Se considera la relación entre la altura de la columna ( $h_{sc}$ ) y la altura de piso ( $h_s$ ), y se aplica la tabla 3.20, así:

| Altura de columnas, $h_{sc}$<br>/ Altura de piso, $h_s$ | $\geq 0.8$ | 0.7-0.8 | 0.6-0.7 | $< 0.6$ |
|---------------------------------------------------------|------------|---------|---------|---------|
| Factor $F_{sc}$                                         | 300        | 200     | 100     | 0       |

Tabla 3.20 Factor de altura de columna.

#### ii. Factor final $F_{15}$ .

Se calcula como sigue:

$$F_{15} = F_{sc} \times F_{rc} \quad (3.12)$$

donde:

$F_{rc}$  = factor obtenido de la tabla 3.21, de acuerdo al porcentaje de columnas que no cumplen la condición:  $h_{sc}/h_s < 0.8$ .

| (No. de columnas cortas) / (No. total de columnas en el piso) | 0 - 0.05 | 0.05 - 0.15 | > 0.15 - 0.30 | > 0.3 |
|---------------------------------------------------------------|----------|-------------|---------------|-------|
| Factor $F_{rc}$                                               | 1.0      | 0.8         | 0.5           | 0     |

Tabla 3.21 Factor de relación de columnas cortas  $F_{rc}$ .

### 3.3.1.4.3 Factor de distribución de rigideces en elevación, $F_{16}$ .

Cambios bruscos o repentinos en la rigidez de los sucesivos pisos causa concentración de esfuerzos y demanda de ductilidad en el piso menos rígido y altera las características dinámicas del edificio. El factor  $F_{16}$  contempla los efectos desfavorables de estos cambios y se obtiene de la tabla 3.22 de acuerdo al porcentaje de cambio de rigidez en los pisos sucesivos, ilustrados en la figura 3.11.

| % cambio de rigidez | $\leq 20$ | $> 20-40$ | $>40-60$ | $>60$ |
|---------------------|-----------|-----------|----------|-------|
| Factor $F_{16}$     | 300       | 200       | 100      | 0     |

Tabla 3.22 Factor de distribución de rigidez en elevación.

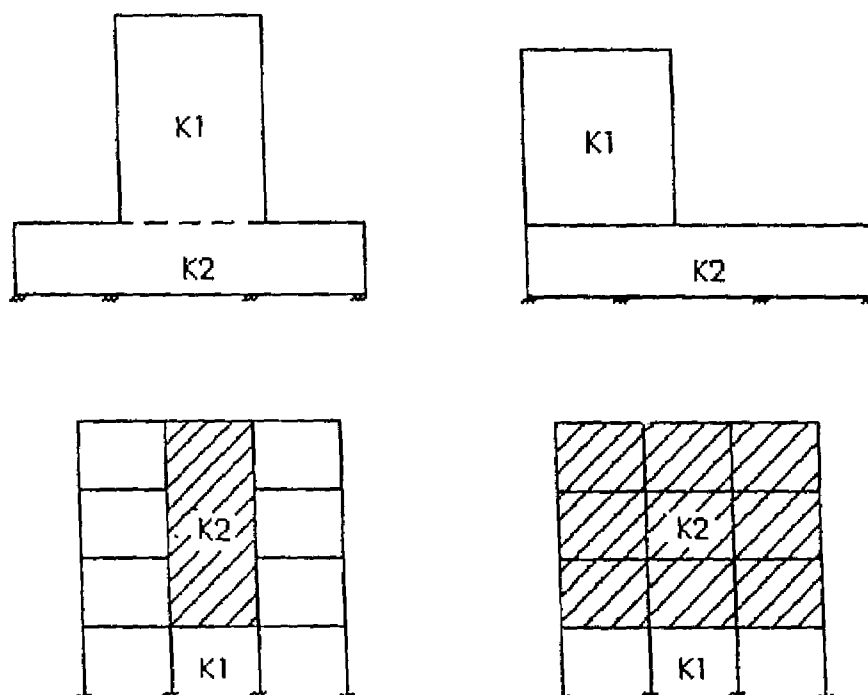


Figura 3.11 Cambios abruptos en la rigidez en la elevación del edificio.

### 3.3.1.4.4 Factor de forma en elevación, $F_{17}$ .

Formas complicadas de elevación, especialmente en casos asimétricos altera la uniformidad en la distribución de esfuerzos y deformaciones. Ejemplos de configuraciones desfavorables se muestran en la figura 3.12. El factor de forma  $F_{17}$  considera la respuesta desfavorable de los edificios con formas en elevación complicada y se obtiene de la tabla 3.23. En dicha tabla se toman en cuenta las relaciones  $B_g/B$ ,  $B_m/B$  y  $B_{ij}/B$ .

| Condición       | $B_g/B = 1$<br>o $B_m/B = 1$<br>o $B_{ij}/B = 0$ | $B_g/B = 0.9 - 1$<br>o $B_m/B = 0.8 - 1$<br>o $B_{ij}/B = 0 - 0.1$ | $B_g/B = 0.8 - 0.9$<br>o $B_m/B = 0.6 - 0.8$<br>o $B_{ij}/B > 0.1$ | $B_g/B < 0.8$<br>o $B_m/B < 0.6$ |
|-----------------|--------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|----------------------------------|
|                 |                                                  |                                                                    |                                                                    |                                  |
| Factor $F_{17}$ | 300                                              | 200                                                                | 100                                                                | 0                                |

Tabla 3.23 Factor de forma.

donde :

$B$  = máxima dimensión del edificio.

$B_g$  = dimensión del edificio en el nivel del suelo.

$B_m$  = dimensión mínima del edificio.

$B_{ij}$  = máxima diferencia entre la dimensión de dos pisos sucesivos  $i$  y  $j$ .

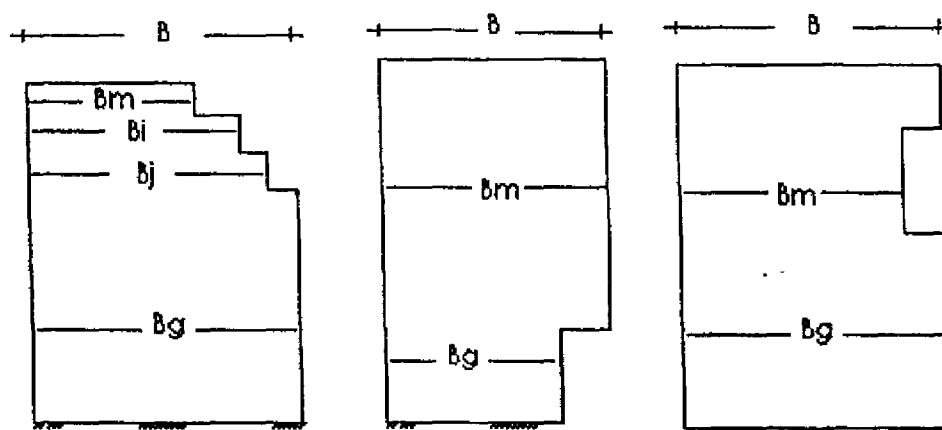


Figura 3.12 Formas de elevación irregulares en los edificios.

El factor de configuración en elevación  $F_{EC}$  es entonces obtenido como la suma de los cuatro factores anteriormente discutidos. Esto es dado por:

$$F_{EC} = F_{14} + F_{15} + F_{16} + F_{17} \quad (3.13)$$

### 3.3.1.5 Factor de interacción con estructuras adyacentes, $F_{PO}$ .

La interacción con estructuras de edificios adyacentes, somete a fuerzas adicionales a la estructura en estudio, pronunciándose si las losas de éstos no se encuentran ubicadas a un mismo nivel. Esta condición es contemplada por el factor  $F_{PO}$ , el cual se calcula de acuerdo a posibles condiciones de interacción entre estructuras (ver figura 3.13) y se obtiene al aplicar la tabla 3.24.

| Condición       | $H_1 = H_2$<br>$hs_1 = hs_2$<br>$K_{12} \leq 1.25$ | $H_1 = H_2$<br>$hs_1 = hs_2$<br>$K_{12} = 1.25 - 2.0$ | $H_1 > H_2$<br>$hs_1 = hs_2$<br>$K_{12} > 2.0$ | $H_1 > H_2$<br>$hs_1 \neq hs_2$<br>$K_{12} > 2.0$ |
|-----------------|----------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| Factor $F_{PO}$ | 250                                                | 150                                                   | 50                                             | 0                                                 |

Tabla 3.24 Factor de interacción con estructuras adyacentes.

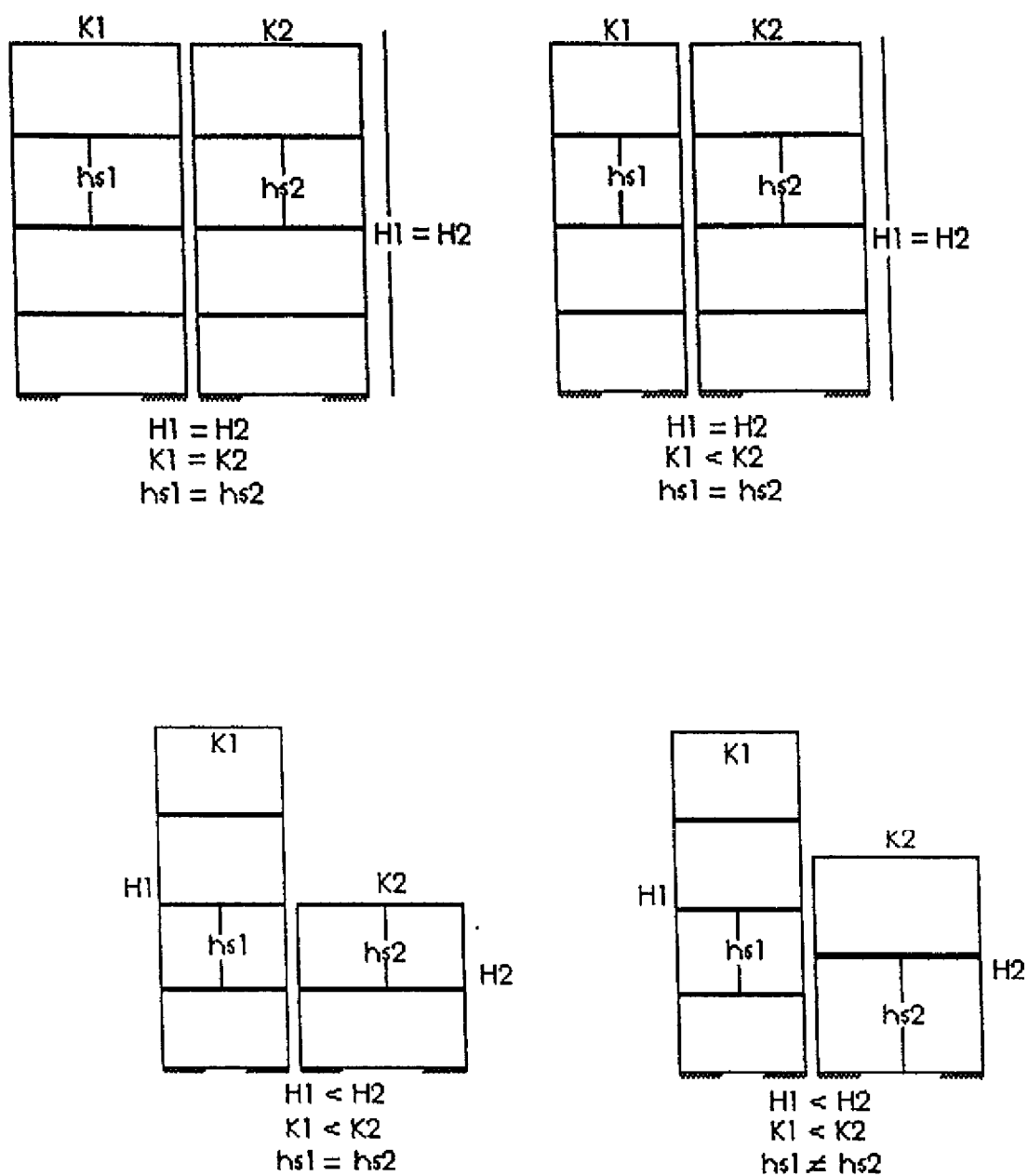
### 3.3.1.6 Factor de resistencia lateral, $F_{SD}$ .

Este factor considera la resistencia que poseen los edificios sujetos a fuerzas laterales (viento, sismo, etc), y se obtiene de la tabla 3.25.

| Condición       | Diseño sísmico actual o relación de esfuerzos* $> 0.15$ | Diseño sísmico anterior o relación de esfuerzos* $= 0.05 - 0.15$ | No Diseño sísmico o relación de esfuerzos* $< 0.15$ |
|-----------------|---------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| Factor $F_{SD}$ | 300                                                     | 150                                                              | 0                                                   |

Tabla 3.25 Factor de resistencia lateral.

\* Relación de esfuerzos = relación entre la capacidad de corte lateral del piso crítico y el peso total de la estructura.



**Figura 3.13** Parámetros del efecto de interacción entre estructuras adyacentes.

donde:

- H1 : Altura total del edificio en estudio.
- H2 : Altura total del edificio adyacente.
- hs1 : Altura de piso del edificio en estudio.
- hs2 : Altura de piso del edificio adyacente.
- K1 : Rigidez del edificio en estudio.
- K2 : Rigidez del edificio adyacente.
- K12 : Relación de rigideces.
- =  $(K1-K2)/K1 \times 100$ .

El factor de evaluación preliminar es el resultado de la suma de las seis contribuciones de los factores anteriores, así:

$$\underline{FPE = FPS + FE + FPC + FEC + FPO + FSD} \quad (3.14)$$

### 3.3.2. EVALUACION DE DETALLES.

En el comportamiento del edificio, además de los factores tratados en la evaluación preliminar, se toman en cuenta el efecto del refuerzo tanto longitudinal como transversal, así como las condiciones de traslapes en elementos sujetos a flexión y cargados axialmente. Lo anterior se contempla en los siguientes factores:

#### 3.3.2.1 Elementos en flexión.

##### 3.3.2.1.1 *Factor de detalle longitudinal, FLPE.*

Una de las características que presentan los movimientos sísmicos es su carácter reversible. La adecuada distribución del refuerzo longitudinal permite a los elementos resistir este tipo de cargas. Este factor se define como el promedio de los valores obtenidos de diferentes grupos de vigas (según tabla 3.26), y se calcula como sigue:

$$FLPE = [ \sum^n (f_1 + f_2 + f_3 + f_4) N_i ] / Nb \quad (3.15)$$

donde :

- $f_1, f_2, f_3, f_4$  = obtenidos de la tabla 3.26.
- = 0 si la condición especificada no es satisfecha.

$n$  = número total de grupo de vigas.  
 $N_i$  = número de vigas del grupo  $i$ .  
 $N_b$  = número total de vigas.

| Factor No. | CONDICION                                                                                                                                                                                          | Valor FLPE |
|------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 1          | $\mu \leq 0.5 \mu_b$                                                                                                                                                                               | 100        |
| 2          | En los nudos, el área de refuerzo positivo mayor o igual a 0.5 área de refuerzo negativo.                                                                                                          | 150        |
| 3          | Al menos, el refuerzo del lecho inferior y superior debe consistir de dos varillas con :                                                                                                           | 100        |
| 4          | $\mu_{\min} \geq 14 / f_y$<br>A lo largo del claro el área de refuerzo en la parte superior debe ser por lo menos una cuarta parte del área de refuerzo superior proporcionada en la junta o nudo. | 50         |

Tabla 3.26 Factor refuerzo longitudinal, elementos en flexión.

donde :

$\mu$  : porcentaje de acero en la sección transversal.  
 $\mu_b$  : porcentaje de acero balanceado.  
 $f_y$  : esfuerzo de fluencia del acero en kg / cm<sup>2</sup>.

### 3.3.2.1.2 Factor de refuerzo transversal, FWFE.

Este parámetro considera el refuerzo transversal midiendo la capacidad o habilidad de las regiones críticas de los elementos en flexión a comportarse de manera dúctil. Se obtiene de la siguiente expresión:

$$FWFE = \left[ \sum^n (f_s + f_6 + f_7) N_i \right] / N_b \quad (3.16)$$

donde :

$f_s, f_6, f_7$  = obtenidos de la tabla 3.27.  
 = 0 si la condición especificada no es satisfecha.

$n$  = número total de grupo de vigas.  
 $N_i$  = número de vigas del grupo  $i$ .  
 $N_b$  = número total de vigas.

| Factor No. | CONDICION                                                                                                                                     | Valor de FwFE |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
| 5          | Diámetro mínimo de estribos :<br>$\phi_b / 2 \geq 10 \text{ mm}$                                                                              | 150           |
| 6          | Area del estribo dentro de una distancia igual $4d$ del rostro de la columna debe ser:<br>$\geq 0.15 A_s' (S / d)$<br>$\geq 0.15 A_s (S / d)$ | 200           |
| 7          | La separación entre estribos a una distancia igual a $4d$ del rostro de la columna debe ser:<br>$\leq d/4$                                    | 150           |

Tabla 3.27 Factor refuerzo transversal.

donde:

$\phi_b$  = diámetro de refuerzo longitudinal.

$S$  = separación entre estribos.

$d$  = peralte efectivo de la sección.

$A_s$  = área de refuerzo en tensión.

$A_s'$  = área de refuerzo en compresión.

### 3.3.2.1.3 Factor de traslape en empalmes, $F_{SFE}$ .

Este factor considera la posible concentración de esfuerzos en las regiones donde la distribución de empalmes, traslapes y estribos no son satisfactorios. Su valor se obtiene de la siguiente manera:

$$F_{SFE} = \left[ \sum^n (f_8 + f_9 + f_{10} + f_{11}) N_i \right] / N_b \quad (3.17)$$

donde :

$f_8, f_9, f_{10}, f_{11}$  = obtenidos de la tabla 3.28.

= 0 si la condición especificada no es satisfecha.

$n$  = número total de grupo de vigas.

$N_i$  = número de vigas del grupo  $i$ .

$N_b$  = número total de vigas.

| Factor No. | CONDICION                                                                                                                                                                             | Valor F <sub>SFE</sub> |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| 8          | Mínima longitud de traslape:<br>$> 24 \phi_b$<br>$\geq 30 \text{ cm}$                                                                                                                 | 75                     |
| 9          | Por lo menos, dos estribos deben contener todos los traslapes de los empalmes                                                                                                         | 50                     |
| 10         | En regiones de tensión o esfuerzo reversible, los traslapes en los empalmes deben estar encerrados con estribos cuyo espaciamiento S sea:<br>$\leq 16 \phi_b$<br>$\leq 30 \text{ cm}$ | 100                    |
| 11         | Empalmes soldados deben encontrarse ubicados a una distancia no menor a d de las articulaciones plásticas                                                                             | 75                     |

Tabla 3.28 Traslape en empalmes, elementos en flexión.

donde:

$\phi_b$  = diámetro de refuerzo longitudinal.

S = separación entre estribos.

d = peralte efectivo de la sección.

### 3.3.2.2 Elementos cargados axialmente.

#### 3.3.2.2.1 *Factor de detalle longitudinal, F<sub>LA</sub>.*

Este factor mide el arreglo del refuerzo longitudinal de los elementos cargados axialmente, se obtiene de la siguiente manera:

$$F_{LA} = \left[ \sum^n (f_{12}) N_i \right] / N_c \quad (3.18)$$

donde:

$f_{12}$  = obtenidos de la tabla 3.29.

= 0 si la condición especificada no es satisfecha

n = número total de grupo de columnas.

$N_i$  = número de columnas del grupo i.

$N_c$  = número total de columnas.

| Factor No. | CONDICION                     | Valor FLA |
|------------|-------------------------------|-----------|
| 12         | $\mu \geq 0.01$ y $\leq 0.06$ | 150       |

Tabla 3.29 Factor refuerzo longitudinal.

$\mu$  : porcentaje de acero de refuerzo en la sección transversal.

### 3.3.2.2.2 Factor de refuerzo transversal ,FCA.

Este factor considera la habilidad de los extremos de las columnas para proporcionar una respuesta dúctil. Se calcula según la siguiente ecuación:

$$FWFE = [ \sum^n (f_{i3} + f_{i4} + f_{i5}) N_i ] / N_c \quad (3.19)$$

donde :

$f_{i3}, f_{i4}, f_{i5}$  = obtenidos de la tabla 3.30.

= 0 si la condición especificada no es satisfecha.

$n$  = número total de grupo de columnas.

$N_i$  = número de columnas del grupo  $i$ .

$N_c$  = número total de columnas.

| Factor No. | CONDICION                                                                                                                       | Valor FWFE |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 13         | Diámetro mínimo de estribo:<br>10 mm para $\phi b = 28$ mm<br>3 mm para $\phi b > 28$ mm                                        | 150        |
| 14         | Mínima área de varillas de estribos<br>$= L \rho_s S / 2$<br>$\rho_s = 0.12 (f'_c / f_y)$<br>$S \leq 10$ mm                     | 200        |
|            | Relación volumétrica mínima de espirales<br>$= 0.12 (f'_c / f_y)$<br>$\geq 0.45 (A_g / A_c - 1) (f'_c / f_y)$<br>$S \leq 10$ mm | 200        |
| 15         | Longitud de confinamiento arriba y abajo del nudo :<br>$\geq a$<br>$\geq H/6$<br>$\geq 45$ cm                                   | 200        |

Tabla 3.30 Factor de refuerzo confinado.

donde:

- $\phi b$  = diámetro de refuerzo longitudinal.
- $S$  = espaciamiento de los estribos.
- $\rho_s$  = relación volumétrica de estribos o espirales.
- $f'_c$  = resistencia específica de compresión del concreto.
- $f_y$  = esfuerzo de fluencia especificado del acero.
- $a$  = altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.
- $A_g$  = área total de la sección de concreto.  
(  $A_c + A_s$  ).
- $A_s$  = área del acero de refuerzo.
- $A_c$  = área del concreto (  $A_g - A_s$  ).
- $H$  = altura libre de la columna.
- $L$  = mínima longitud libre entre estribos.

### 3.3.2.2.3 Factor de traslape de empalmes, $F_{SA}$ .

Una de las posibles razones que pueden generar concentración de esfuerzos en las regiones de empalmes es una inadecuada distribución de los traslapes. Este factor considera este efecto y se obtiene mediante la tabla 3.31 y del uso de la siguiente ecuación:

$$F_{SA} = \left[ \sum_{i=1}^n (f_{i6} + f_{i7}) N_i \right] / N_c \quad (3.20)$$

donde :

- $f_{i6}, f_{i7}$  = obtenidos de la tabla 3.31.
- = 0 si la condición especificada no es satisfecha.
- $n$  = número total de grupo de columnas.
- $N_i$  = número de columnas del grupo  $i$ .
- $N_c$  = número total de columnas.

| Factor No. | CONDICION                                                                                                                                        | Valor $F_{SA}$ |
|------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| 16         | Mínima longitud de traslape = $30 \phi b$<br>$\geq 40 \text{ cm}$                                                                                | 125            |
| 17         | No más de un cuarto de las varillas deben estar empalmadas en el mismo mismo nivel.<br>La distancia de empalmes de varillas $\geq 30 \text{ cm}$ | 75             |

Tabla 3.31 Factor de longitud de empalmes.

donde:

$\phi b$  = diámetro de refuerzo longitudinal.

### 3.3.2.3 Factor de supervisión en la construcción, Fcs.

Este factor cuantifica el nivel de supervisión en la construcción. Se obtiene a través de la tabla 3.32, la cual proporciona valores de acuerdo a la información recolectada en visitas de campo y entrevistas acerca de si hubo una rigurosa supervisión ingenieril o no a la hora en que la obra estaba siendo construida.

| Condición de supervisión | Supervisión adecuada | Supervisión inadecuada |
|--------------------------|----------------------|------------------------|
| Factor Fcs               | 1.0                  | 0.5                    |

Tabla 3.32 Factor de supervisión.

Finalmente el factor de detalles se calcula como la sumatoria de los primeros seis factores multiplicados por el factor de supervisión:

$$FDE = (FLFE + FWFE + FSFE + FLA + FCA + FSA) \times FCS \quad (3.21)$$

### 3.3.3. FACTOR DE SISMICIDAD Y EFECTOS DEL SITIO.

Este parámetro evalúa la actividad sísmica de la zona, así como los efectos del sitio. La probabilidad de ocurrencia de la licuefacción en el sitio del edificio es también considerado en este factor.

#### 3.3.3.1 Factor de sismicidad, Fsi

El factor de sismicidad refleja el efecto de la peligrosidad sísmica en el nivel de riesgo del edificio. Es evaluado en la tabla 3.33 de acuerdo a la magnitud máxima esperada dentro del tiempo de vida útil del edificio, con una probabilidad de excedencia dada. Dicha probabilidad es determinada de acuerdo a la importancia del edificio. En ese sentido, si la probabilidad y la vida útil del edificio son conocidas, el período de recurrencia puede ser obtenido de la relación :

$$q = 1 - e^{-L/T} \quad (3.22)$$

donde :

$T$  = período de retorno a ser determinado =  $(1/N)$ .

$q$  = probabilidad de excedencia.

$L$  = vida útil del edificio.

$N$  = frecuencia acumulativa (número de terremotos que ocurren cada año, con magnitud igual o mayor a una magnitud,  $M$ ).

Conociendo el período de retorno, la magnitud de diseño  $M$  puede ser determinada de una curva de recurrencia. De acuerdo al valor de  $M$ , el factor de sismicidad  $F_{SI}$  puede ser determinado de la tabla 3.33.

|                               |       |           |       |
|-------------------------------|-------|-----------|-------|
| Magnitud esperada             | < 5.0 | 5.0 - 7.0 | > 7.0 |
| Factor de sismicidad $F_{SI}$ | 1.0   | 0.9       | 0.8   |

Tabla 3.33 Factor de sismicidad.

### 3.3.3.2 Factor de sitio $F_{ST}$ .

Este factor considera la posibilidad de la amplificación del efecto sísmico debido a las propiedades de los estratos de suelos en la fundaciones de las estructuras. La tabla 3.34 proporciona los valores de  $F_{ST}$  de acuerdo a la condición del suelo, en donde tres categorías de suelo son especificadas como sigue :

Suelo I : un perfil de suelo con cualquiera de las siguientes condiciones :

- Material rocoso caracterizado por una velocidad de onda de corte mayor que los 800 m/s, o por otra forma adecuada de clasificación.
- Suelo denso y compacto, donde el espesor o profundidad del suelo es menor que 60.0 m.

Suelo II : Perfil del suelo con condiciones de suelo compacto o firme, donde su profundidad excede a los 60.0 m.

Suelo III : Perfil de suelo a 12.0 m o más de arcillas medianas o plásticas.

|                 |         |          |           |
|-----------------|---------|----------|-----------|
| Condición       | SUELO I | SUELO II | SUELO III |
| Factor $F_{ST}$ | 1.0     | 0.9      | 0.8       |

Tabla 3.34 Factor efecto de sitio.

### 3.3.3.3 Factor de potencial de licuefacción, $F_{LI}$ .

Este factor mide la susceptibilidad del suelo a la licuefacción. Esto depende en su mayoría de las propiedades del suelo en la fundación y a la magnitud de un terremoto. Haciendo uso de la figura B.1 que aparece en el anexo B, y de la tabla 3.35 el factor de licuefacción es obtenido de acuerdo a las condiciones esperadas.

| Condición       | IMPROBABLE | PROBABLE |
|-----------------|------------|----------|
| Factor $F_{LI}$ | 1.0        | 0.8      |

Tabla 3.35 Factor de potencial de licuefacción.

El factor acumulativo para la evaluación de la sismicidad y los efectos de sitio  $F_{SS}$  es obtenido como el producto de los tres factores anteriores, así :

$$F_{SS} = F_{SI} * F_{ST} * F_{LI} \quad (3.23)$$

### 3.3.4. FACTOR DE EVALUACION DE VULNERABILIDAD SISMICA Y RIESGO SISMICO EN EDIFICIOS.

Los niveles de vulnerabilidad y riesgo sísmico se evalúan en esta sección de acuerdo a los valores de los parámetros considerados y los límites recomendados para cada factor.

La vulnerabilidad de un edificio en la metodología propuesta, es determinada de acuerdo a los valores obtenidos por los factores de la evaluación preliminar  $F_{PE}$  y de evaluación de detalles  $F_{DE}$ . Estos valores son comparados con los límites especificados en la tabla 3.36 para definir el nivel de vulnerabilidad.

| Nivel de vulnerabilidad                       | BAJO        | ALTO     |
|-----------------------------------------------|-------------|----------|
| Factor de evaluación preliminar ( $F_{PE}$ )  | $\geq 4000$ | $< 4000$ |
| Factor de evaluación de detalles ( $F_{DE}$ ) | $\geq 1600$ | $< 1600$ |

Tabla 3.36 Límites del nivel de vulnerabilidad.

El factor  $F_{RS}$  refleja el nivel de riesgo sísmico para el edificio evaluado; se calcula con la siguiente ecuación :

$$F_{RS} = ( F_{PE} + F_{DE} ) * F_{SS} \quad (3.24)$$

Esta expresión es utilizada para determinar el riesgo a daños que un terremoto puede provocar en un edificio; para el cálculo de dicho factor se hace uso de la tabla 3.37.

| Nivel de riesgo        | Bajo        | Alto     |
|------------------------|-------------|----------|
| Factor de riesgo , FRS | $\geq 4400$ | $< 4400$ |

Tabla 3.37 Límites del nivel de riesgo.

La evaluación final de la capacidad sísmica y el riesgo de un edificio es determinada de acuerdo a la combinación de los tres niveles obtenidos con anterioridad por los factores FPE, FDE y FRS, donde. Donde, los edificios pueden ser clasificados de acuerdo a las siguientes seis categorías :

- 1) Baja vulnerabilidad y bajo riesgo (donde FPE, FDE y FRS son bajos).
- 2) Mediana vulnerabilidad y bajo riesgo (donde FPE y FRS son bajos y FDE es alto).
- 3) Alta vulnerabilidad y bajo riesgo (donde FPE y FDE son altos y FRS es bajo).
- 4) Baja vulnerabilidad y alto riesgo (donde FPE y FDE son bajos y FRS es alto).
- 5) Mediana vulnerabilidad y alto riesgo ( donde FPE y FRS son altos y FDE es bajo).
- 6) Alta vulnerabilidad y alto riesgo (donde FPE, FDE y FRS son altos).

Si el edificio se ubica en las primeras tres categorías, la capacidad sísmica es considerada como adecuada para resistir los eventos sísmicos esperados. Si el edificio se ubica en una de las otras categorías, se hace necesario realizar una investigación adicional. Para ello, una técnica analítica apropiada podría ser usada según los niveles de riesgo y vulnerabilidad encontrados, así como de aquellos puntos débiles que pudieron ser identificados a través del procedimiento de evaluación anterior.