

**VIGAS DE ENLACE  
CRITERIOS DE DISEÑO**

## V. CRITERIOS DE DISEÑO PARA VIGAS DE ENLACE.

Las vigas de enlace en cimentaciones individuales tienen función múltiple y se requieren en forma indispensable en la rigidización de la cimentación, en la amortiguación de desplazamientos, en el control de desplazamientos del cimiento en sismos, en reducción de la esbeltez para columnas con cimentaciones de excavación excesiva, en la atención de excentricidades no consideradas para la columna ó el cimiento, en estabilización de fundaciones medianseas, en fin, en el correcto funcionamiento esperado para los cimientos considerados en conjunto. Algunas de estas funciones son principales y otras secundarias pero de todos modos importantes. De allí que sea práctica inadecuada, todavía observada aunque ciertamente poco, de utilizar cimientos aislados sin elementos de enlace.

### 1. FUNCIONES "SECUNDARIAS".

Llamaremos así a aquellas funciones que se asignan a las vigas de enlace y ocurren esporádicamente ó difícilmente de prever en condiciones normales, en cuyo caso se afectaría el diseño para obviar el efecto. Dentro de las muchas situaciones descritas, podemos mencionar en forma breve las siguientes ya planteadas arriba:

#### a. Reducción de esbeltez en columnas cuya fundación presente excavación excesiva.

Al momento de calcular la estructura se suponen unas determinadas longitudes del primer tramo de columnas con base en la información del informe de suelos en donde se indica la profundidad supuesta del estrato resistente. Ya, en la etapa constructiva la profundidad de excavación varía ligeramente en razón de la pendiente u ondulación del estrato; en algunas ocasiones, realmente no pocas, se presentan diferencias notables en la profundidad esperada del estrato y la real, con lo que se varía la condición supuesta en el análisis y diseño estructural. En el caso de error por exceso la columna co-

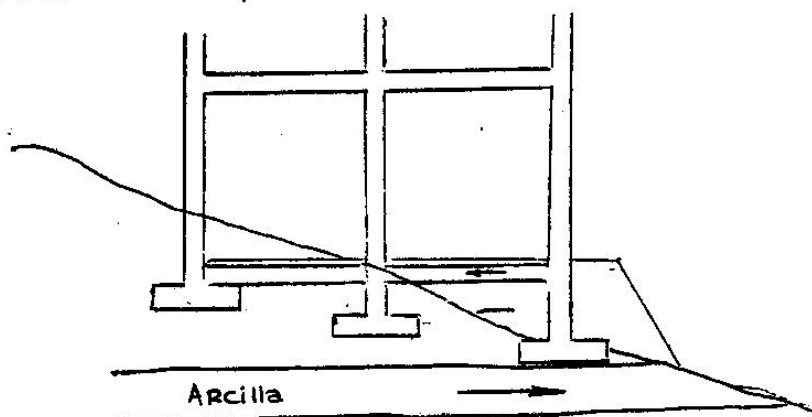
respondiente presentaría alteraciones tal vez notables en su esbeltez en caso de no existir la viga de enlace, la que se dispone ligeramente subsuperficial para evitar excavaciones innecesarias de brechas para su vaciado.

b. Atención de excentricidades no consideradas.

Tanto las columnas como los cimientos pueden presentar excentricidades no consideradas, debidas a muchos factores: Errores de construcción, errores en el cómputo de cargas, errores en el análisis o diseño estructural, falta de homogeneidad del sub-suelo o de la estructura, modificaciones de contorno etc. En tales casos los esfuerzos deben asumírselos las vigas de enlace, cuando estos ocurren en el primer tramo o repercuten en el; de no existir los enlaces, la estructura y la cimentación deberían atenderlos. Algunos diseñadores tienen la práctica, legítima por demás, de absorber los momentos de las columnas mediante las vigas de enlace.

c. Control de desplazamientos laterales para fundaciones en media ladera.

Con mucha frecuencia se presenta el caso de fundaciones en media ladera en que los cimientos hacia la parte externa tienen la tendencia a desplazarse en tal dirección. El fenómeno se acentúa si existe algún manto de arcilla que se desplace hacia la zona no confinada. En tal caso, la viga de enlace permite controlar en mejor forma el desplazamiento relativo de la zapata.



#### d. Rigidización del sistema subestructural.

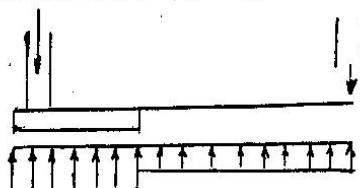
La superestructura se diseña teniendo en cuenta las características propias de atención de cargas y control de desplazamientos bajo las condiciones más severas de funcionamiento esperadas en el tiempo de servicio. Se concibe la estructura de manera que en cualquier dirección tenga la rigidez adecuada por la superposición de componentes en dos direcciones ortogonales. Se hace especial énfasis en el diseño de los nudos y de los colectores de carga con criterio de necesidad en las dimensiones y detallado cuidadoso de los detalles, facilitando con refuerzos adicionales o especiales, reservas de capacidad y rigidez que le permitan deformaciones sin daños. La cimentación debe ser un reflejo de las condiciones de la estructura o serían inútiles las precauciones de superestructura si se tuvieran deficiencias en la base o la estructura total debe ser coherente en su concepción, diseño y construcción. Las vigas de enlace generales en sus dimensiones y refuerzo permiten rigidizar la cimentación y posibilitan su trabajo de conjunto, dando continuidad al trabajo de la estructura y anclando horizontalmente la base del edificio, tal como se presenta en las placas. Lo contrario sería el "coloso con pies de barro".

## 2. FUNCIONES ESPECIALES.

En las funciones especiales aparecen casos no contemplados en (1) ni en (3) que se asignan a algunas de las vigas de enlace o a todas en otras circunstancias.

#### a. Vigas de conexión en cimientos medianeros.

La estabilización del cimiento medianero se acostumbra mediante una viga de conexión entre este y una columna central atenuando el volcamiento por efecto de palanca.



Igualmente, dicha viga puede contribuir como parte del cimiento, a distribuir la carga al suelo en caso de que este a su altura.

b. Estabilización de excentricidades en pilas o pilotes.

Errores de construcción en pilas o en pilotes individuales se pueden corregir mediante vigas de conexión, con trabajo a flexión, entre la pila excéntrica y las columnas adyacentes. El error por excentricidad ocurre en pilas por esvía del eje o por simple mala ubicación. Excentricidades en pilotes individuales ocurren por lo mismo. Excentricidades en cabezotas de pilotes ocurren con mayor frecuencia por capacidades diferentes de pilotes, por errores geométricos de posición o alineamiento vertical o por ambos.

c. Arriostramiento lateral de pilas o pilotes individuales o en grupo.

Sistemas intermedios de pilas y pilotes en suelos blandos requieren arriostramiento a nivel de arranque de columnas o de lo contrario involucrarán a las columnas en su problema de esbeltez. En cimentaciones profundas se prefiere directamente una placa de arriostramiento como cabezal de las pilas.

### 3. FUNCIONES PRINCIPALES

Las dos funciones principales de las vigas de enlace tienen que ver con el control (amortiguación) de asentamientos y con el control de los desplazamientos laterales de los cimientos en eventos sísmicos.

a. Control de asentamientos.

En el capítulo precedente se estableció la capacidad de soporte del suelo limitada a los valores permitidos de asentamiento o la capacidad de resistencia a cortante; se introdujo una metodología para modificar el concepto de capacidad de soporte

te por el último concepto lo que permitiría notables incrementos de capacidad de soporte sobretodo en arcillas, siempre que se capacitaran los elementos de enlace para amortiguar los asentamientos diferenciales a valores tolerables. En este capítulo se planteará una segunda alternativa para la misma situación. La capacidad de amortiguar los asentamientos diferenciales está correlacionada con la rigidez de los elementos de enlace, con la distribución y redistribución de las cargas y en última instancia, con la reserva de la estructura para atender este compromiso.

b. Control de desplazamientos en eventos sísmicos.

El desplazamiento horizontal de un cimiento por vibración sísmica es un parámetro dependiente de las características del suelo, de las características del sismo y de la carga de la columna. Cimientos individuales vibran en forma individual y se desplazan erráticamente; el control del desplazamiento lo constituye en este caso el empuje pasivo, no muy notorio para cimentaciones superficiales y mínimo en los casos inadecuados para cimentación existentes sobre el seleccionado para tal fin. Por tanto, los desplazamientos erráticos pueden conducir a problemas severos en el comportamiento de la estructura. El acoplar la vibración de los cimientos será tarea de los elementos de enlace.

1. ACOPLA DE DESPLAZAMIENTO EN ZAPATAS. CRITERIO DE DISEÑO.

- a. La cortante basal para el diseño estructural de un edificio / frente a sismo es una fracción del peso del edificio definido por los reglamentos de diseño sísmorresistente como coeficiente sísmico. En el reglamento 1400/84 :

$$V = C_s W$$

V: Cortante basal.

W: Peso muerto edificio.

C<sub>s</sub>: Coeficiente sísmico.

$$C_u = \frac{S_a}{R}$$

$S_a$ : Aceleración espectral  
 $R$ : Coeficiente de respuesta.

$$S_a \leq \begin{cases} \frac{1.2 A_v S I}{T^{2/3}} \\ 2.5 A_a I \end{cases}$$

$$T = \begin{cases} 0.08 h_n^{3/4} & E1 \\ 0.09 h_n / \sqrt{L} & E2 \end{cases}$$

|                                  |     |      |
|----------------------------------|-----|------|
| $S$ : Coeficiente del suelo      | 1.0 | S1   |
|                                  | 1.2 | S2   |
|                                  | 1.5 | S3   |
| $I$ : Coeficiente de importancia | 1.0 | GI   |
|                                  | 1.1 | GII  |
|                                  | 1.2 | GIII |

$T$ : Periodo fundamental  
 $h_n$ : Altura edificio  
 $L$ : Longitud edificio  
 $A_a$ : Coeficiente de aceleración pico esperada.  
 $A_v$ : Coeficiente de velocidad pico esperada.

Como se observa, la constante basal depende del tipo de estructura ( $R, T$ ), del sismo ( $A_a, A_v$ ), de la geometría del edificio ( $h_n, L$ ), del grado de importancia de la construcción ( $I$ ) y del tipo de suelo. ( $S$ ).

Las estructuras E1 se consideran, en el cálculo del periodo, aquellas realizadas en pórticos sin arriostramiento; Las E2 son aquellas que tengan algún tipo de arriostramiento. Se considera el grado de importancia ( $I$ ) en tres grupos de uso (GI, GII y GIII). El GIII son las construcciones de carácter indispensable en un desastre: Hospitales, estaciones de bomberos y policía, estaciones de servicios públicos etc. El GII comprende áreas de concentración de personas: centros de enseñanza o reunión. El GI son las construcciones no contempladas en GII o GIII.

En cuanto al suelo, se encuentran contemplados tres perfiles:

- El perfil S1 es aquel conformado por suelos duros estables con espesor mayor a 60 mts. o roca ( $S=1.0$ )
- El perfil S2 es aquel donde entre la roca y la superficie yacen más de 60 mts de suelos no cohesivos estables o arcillas duras. ( $S=1.2$ )

te por el último concepto lo que permitiría notables incrementos de capacidad de soporte sobretodo en acillas, siempre que se capacitaran los elementos de enlace para amortiguar los asentamientos diferenciales a valores tolerables. En este capítulo se planteará una segunda alternativa para la misma situación. La capacidad de amortiguar los asentamientos diferenciales está correlacionada con la rigidez de los elementos de enlace, con la distribución y redistribución de las cargas y en última instancia, con la reserva de la estructura para atender este compromiso.

b. Control de desplazamientos en eventos sísmicos.

El desplazamiento horizontal de un cimiento por vibración sísmica es un parámetro dependiente de las características del suelo, de las características del sismo y de la carga de la columna. Cimientos individuales vibran en forma individual y se desplazan erráticamente; el control del desplazamiento lo constituye en este caso el empuje pasivo, no muy notorio para cimentaciones superficiales y mínimo en los suelos inadecuados para cimentación existentes sobre el seleccionado para tal fin. Por tanto, los desplazamientos erráticos pueden conducir a problemas severos en el comportamiento de la estructura. El acoplar la vibración de los cimientos será tarea de los elementos de enlace.

4. ACOPLA DE DESPLAZAMIENTO EN ZAPATAS. CRITERIO DE DISEÑO.

a. La cortante basal para el diseño estructural de un edificio / frente a sismo es una fracción del peso del edificio definido por los reglamentos de diseño sísmorresistente como coeficiente sísmico. En el reglamento 1400/84 :

$$V = C_s W$$

V: Cortante basal.

W: Peso muerto edificio.

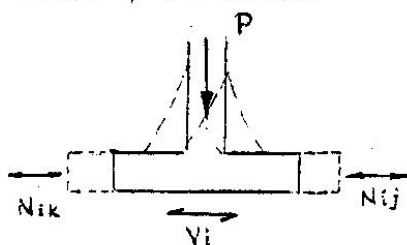
Cs: Coeficiente sísmico.



- El perfil de suelo S3 conforma tipos de suelo consistentes en arcillas blandas con espesor mayor a 10 mts. hasta la roca. ( $S=1.5$ )

b. Vibración de la zapata. Amarres.

La zapata vibrará en direcciones horizontal y vertical bajo la excitación dinámica. Si le aplicamos individualmente una constante basal  $V_i$ , esta será función de la carga  $P_i$ , del suelo y del sismo.



$$V_i = C_{si} P_i$$

$$N_{ij \max} = \pm \frac{V_i + V_j}{2} = \pm \frac{C_{si} P_i + C_{sj} P_j}{2}$$

La fuerza inercial del movimiento es proporcional a la carga axial de la columna. Los elementos de enlase quedan sometidos a compresión cuando los elementos que uno se acercan y a tracción cuando se alejan. El Reglamento Colombiano de Construcciones Sismorresistentes, Decreto 1400 de Junio de 1984 (A.3.6.3.2) y el ATC-3 (7.4.3) recomiendan que las vigas de enlase sean capaces de atender en tracción o compresión una fuerza axial por lo menos igual al 25%  $A_v$  de la carga mayor de las fundaciones que uno, a menos que se utilicen amarres por otros medios.

$$\therefore N_{ij} = 0.25 A_v P_i \quad \text{con } P_i > P_j$$

Anotación: La carga de cálculo es carga real; el valor de  $N_{ij}$  dará valores de diseño.

VALORES DE  $A_a$  Y  $A_v$  PARA ALGUNAS CIUDADES

| Ciudad       | $A_a$ | $A_v$ | Zona de Riesgo Sísmico |
|--------------|-------|-------|------------------------|
| Barranquilla | 0.05  | 0.10  | Bajo                   |
| Bogotá D.E.  | 0.15  | 0.20  | Intermedio             |
| Bucaramanga  | 0.25  | 0.25  | Alto                   |
| Cali         | 0.25  | 0.25  | Alto                   |
| Medellín     | 0.15  | 0.20  | Intermedio             |

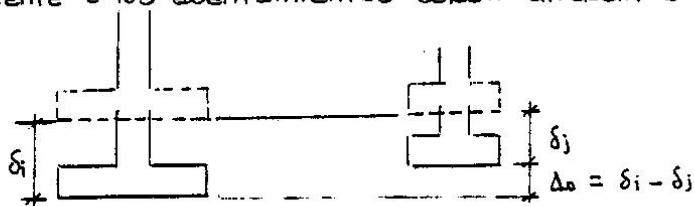
### 5. AMORTIGUACION DE ASENTAMIENTOS - CAPACIDAD DE SOPORTE.

En explicaciones precedentes se ha indicado que la capacidad de soporte está limitada por las condiciones de estabilidad del suelo: Resistencia a cortante y punzonamiento; por las condiciones de contorno y por los asentamientos tolerables. Se planteó una forma general de estudiar la influencia de la rigidez de conjunto del sistema de cimentación en la reducción de los asentamientos diferenciales, teniendo en cuenta la matriz de rigidez simplificada del entramado de enlace. A mi juicio, al menos en la actualidad, se presenta un inconveniente para el geotécnico en la aplicación del procedimiento en razón de los criterios de diseño aplicables al problema. Una solución es la integración perfecta del Ingeniero Estructural con el Ingeniero de Suelos, lastimosamente no siempre posible. La segunda opción es la de unos criterios claros por parte del Ingeniero de Suelos sobre los tamaños de vigas de enlace y la elaboración y manejo del problema en forma sistematizada en su oficina; esta sería la forma más directa aunque no la más ideal.

Al menos en el medio nacional, se presenta una separación todavía notoria y lastimosa, entre el trabajo del diseñador estructural y del investigador geotécnico. Se plantea aquí en razón de ello, una alternativa práctica para considerar en la capacidad de soporte las condiciones de desplazamientos diferenciales amortiguados con relación a la consideración de fundación flexible, que obvia el problema de integración y permite el cálculo de capacidad de soporte y asentamientos en la forma tradicional de fundación flexible.

#### a. Efecto de la viga de enlace.

Supongamos dos cimientos sin conexión y de geometría diferente o los asentamientos serán diferentes



$\delta_i$  : Asentamiento de fundación i sin conexiones.

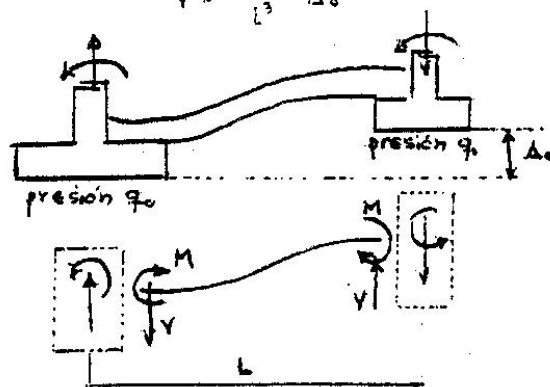
$\delta_j$  : Asentamiento de fundación j sin conexiones.

$\Delta_0 = \delta_i - \delta_j$  : Asentamiento "Flexible".

Si entre los dos cimientos existe una viga de enlace, el asentamiento diferencial producirá doble curvatura en ella, con lo que se presenta un estado de esfuerzos proporcional a la rigidez y al desplazamiento diferencial. Los esfuerzos de equilibrio tienden a reducir el efecto que los causa:

$$M = \frac{6EI}{L^2} \Delta_0$$

$$V = \frac{12EI}{L^3} \Delta_0$$



Efecto de la viga sobre los cimientos

Aparecen dos efectos: Flexión y cortante

La flexión en la viga de enlace se convierte en un momento que pretende hacer rotar la cimentación para aliviar su curvatura. Los esfuerzos de cortante se convierten en fuerzas opuestas a la dirección del desplazamiento relativo: Alivian la presión en la cimentación de mayor asentamiento y acentúan la presión en la cimentación de menor asentamiento: Reducen el asentamiento diferencial por REDISTRIBUCION DE PRESIONES. El mismo efecto hacen las placas.

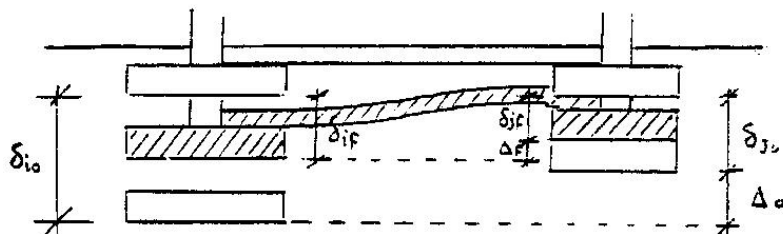
Ahora, se observa en las expresiones de los esfuerzos, que la oposición al desplazamiento es proporcional a la rigidez del elemento. De manera que si la rigidez es nula, no hay restricción y el desplazamiento diferencial es el calculado;

y si la rigidez es infinita, no ocurriría asentamiento diferencial.

En fundaciones centrales el efecto del momento sobre la cimentación se compensa. En las fundaciones extremas se opone a la tendencia al volcamiento.

En el pasado, se sugería calcular la viga de enlace para "atender" un desplazamiento diferencial calculado bajo condición flexible. Se llegaba a un diseño dicotómico pues el momento de diseño crecía con la altura al cubo de la sección y el momento resistente con la altura al cuadrado aproximadamente: A mayor rigidez, menor eficiencia. Dicotómico. Se confundía la condición de servicio, con el servicio prestado.

Ahora, el asentamiento de una cimentación es función de los valores propios del suelo, de la geometría de la cimentación y sobre todo, de la presión aplicada. Al modificar la presión, se modifica en forma no lineal el asentamiento, pues las propiedades del suelo varían con la presión y esta varía con la profundidad.



$q_0$  presión inicial  $q_0$

$\delta_{i0}$  asentamiento inicial  $\delta_{j0}$

$\Delta_0$ : A.D. inicial =  $\delta_{i0} - \delta_{j0}$

$q_{if} = q_0 - \frac{V}{A_i}$  presión final  $q_{jf} = q_0 + \frac{V}{A_j}$

$\delta_{if}$  asent. final  $\delta_{jf}$

$\Delta_f$ :  $\delta_{if} - \delta_{jf}$

$$\text{Sea } \frac{\Delta_0 - \Delta_f}{\Delta_0} = \alpha$$

Donde  $\alpha$  indica el porcentaje de asentamiento diferencial

amortiguado. El valor de  $a$  es función del suelo y de la capacidad (rigidez) de la viga para redistribuir carga.

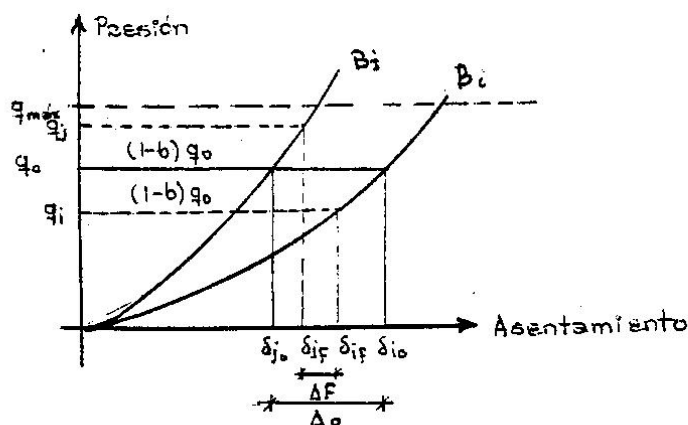
$$\text{Sea } b_i = \frac{q_{if}}{q_{ic}} \quad b_j = \frac{q_{jf}}{q_{jc}}$$

La diferencia con respecto a la unidad en  $b_i$  ó  $b_j$  indica el porcentaje de modificación de presión: Positiva significa aumento, negativa indica reducción de la presión. El aumento de presión, debe limitarse de tal forma que no exceda la resistencia a cortante de control. Es decir, que por exceso de carga redistribuida se puede llegar a una condición límite de falla por cortante.

$$\therefore b_i q_o < q_v \quad \wedge \quad b_j q_o < q_v$$

Donde  $q_v$  indica la presión máxima aplicable al suelo sin que se presente falla de cortante.

Ahora, se puede estudiar la condición mínima requerida de asentamiento amortiguado y a través de esto, determinar la condición mínima de modificación de la presión. El ingeniero de suelos construye el siguiente diagrama de asentamientos, calculados en condición de fundación flexible.



Realizando el diagrama para diferentes anchos, se puede visualizar el problema, en condición flexible, de asentamientos totales y diferenciales máximos y las variaciones de carga

(presión) para reducir la distancia entre asentamientos. Al aumentar la presión en el cimiento  $j$  de  $q_j$  a  $q_{jf}$  se incrementa el desplazamiento desde  $q_{j0}$  hasta  $q_{jf}$ , e igualmente en el cimiento  $i$ , al reducir desde  $q_i$  hasta  $q_{if}$  las presiones, se reduce el asentamiento desde  $\delta_{i0}$  hasta  $\delta_{if}$  con lo cual se tiene reducido a  $\Delta f$  el asentamiento diferencial.

Existe una gran limitación para ciertas arcillas, sobre todo las orgánicas, en las que estos diagramas son de difícil cálculo y de gran imprecisión. A Dios gracias, esas arcillas no se usan en cimentaciones normales.

b. Selección de redistribución de cargas.

La cantidad de amortiguamiento en los asentamientos, es pues una medida no directa de la capacidad de redistribución de carga por parte de la viga de enlace.

Para una presión inicial dada, se conocen los asentamientos iniciales, totales y diferenciales, se determina la cantidad de amortiguación y con esta medida, la capacidad requerida por las vigas de enlace.

Por ejemplo, una cimentación sobre un determinado suelo, para una presión inicial de contacto, considerando aislados los cimientos muestra un nivel de asentamientos de 5 cms. y 3 cms para dos zapatas adyacentes y separadas 500 cms.

Por limitaciones de la estructura se requiere reducir el asentamiento diferencial a un valor de 1.0 cm; para poder aplicar esta presión de referencia. Se llega a la conclusión de que es necesario aumentar un 20% la presión en la zapata menor obteniendo un desplazamiento final de 3.7 cms, y bajo condición similar de reducción se obtiene en la zapata mayor un desplazamiento final de 4.5 cms. siendo tolerable este asentamiento. En este caso se selecciona como  $(1-b)=0.20$ .

Indica esto que las vigas de enlace que llegan a estos cimientos, deben ser capaces de atender, en conjunto; el 20% de la carga de la zapata. Supongamos que son 3 las vigas que llegan a una de las zapatas: A cada una le correspondería la tercera parte y por lo tanto tendría que redistribuir el

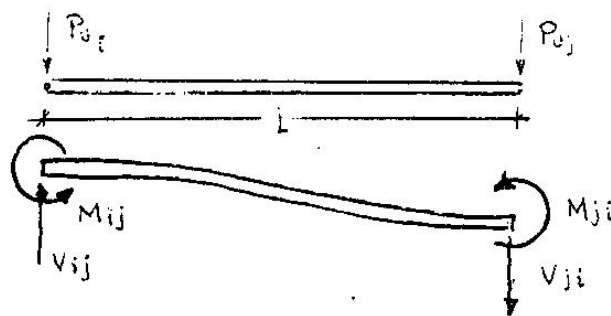
3.7% de la carga de la zapata. El momento de todos los pedos repetir el proceso con otro valor de presión inicial y concluir un factor de distribución para cada viga o para las vigas que llegan a una zapata. Se podrían plantear alternativas de presión de contacto en función de la capacidad de las vigas utilizadas, o plantear una sola capacidad requerida para una sola presión de contacto.

c. Reforzados de diseño para la viga de enlace.

Sea  $\alpha = [1-b]$  : Factor de redistribución mínimo de cargas

$n_i$  : Número de vigas de enlace que llegan a una zapata determinada  $i$ .

$P_{ui}$  : Carga axial de la columna en la zapata considerada  $i$ .



Cortante:

$$V_u = (V_{ij} = V_{ji}) \geq \begin{cases} \frac{P_{ui} \cdot r}{n_i} \\ \frac{P_{uj} \cdot r}{n_j} \end{cases} \quad \frac{r}{n} : \text{Factor de participación de capacidad.}$$

Valores diferentes de  $P_u$  o de  $n$  implican en última instancia valores diferentes para  $r$  finales. Se debe diseñar para el mayor valor de  $V_u$ .

Flexión:

Por equilibrio se tiene

$$M_u = \frac{V_u L}{2} : \text{Momento flexor de diseño.}$$

### 3. EJEMPLO DE DISEÑO.

Diseñar la viga de enlace entre las zapatas 1B y 2B mostradas en el sistema del capítulo I correspondientes al sistema individual, suponiendo los siguientes valores:

Zapata 1B  $P_u = 100 \text{ TF}$   
 $S_o = 3.5 \text{ cm}$   
 $\delta_o = 4.0 \text{ cm}$  ( $q_u = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ )  
 $\rho = 25\%$

Zapata 2B  $P_u = 130 \text{ TF}$   
 $S_o = 3.5 \text{ cm}$  ( $q_u = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ )  
 $\delta_o = 4.8 \text{ cm}$   
 $\rho = 25\%$

Longitud viga:  $3.50 \text{ m}$

Velocidad pico  $v = 0.20$

Distorsión angular inicial  $d_{oi} = \frac{3.5 - 3.5}{3.50} = \frac{1}{275}$

Distorsión angular final  $d_{of} = \frac{4.8 - 4.0}{3.50} = \frac{1}{437.5}$

Asentamiento diferencial final:  $0.8 \text{ cm}$

$V_{1u} = \frac{100}{3} \times 0.25 = 8.33 \text{ TF}$

$V_{2u} = \frac{130}{4} \times 0.25 = 8.12 \text{ TF}$

$V_u = 8.33 \text{ TF}$

$M_u = \frac{V_u L}{2} = 8.33 \times \frac{3.5}{2} = 22.9 \text{ TF.m}$

Sección seleccionada  $40 \times 50 \text{ cm} \times \text{cm}$

Sección efectiva  $40 \times 45 \text{ cm} \times \text{cm}$



Materiales  $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

$f_y = 4220 \text{ "}$

Refuerzo longitudinal

$f_{yh} = 2600 \text{ "}$

Refuerzo transversal

Cuántia por flexión: 0,0081

Área de refuerzo  $14.6 \text{ cm}^2$  (por flexión)

Fuerza axial  $N_{ij}$

$$N_{ij} = \frac{0.20 \times 130}{4} = 6.5 \text{ TF}$$

$$\text{Refuerzo superior} = \text{Refuerzo inferior} = \frac{6.5}{2 \times 4.2} = 0.77 \text{ cm}^2$$

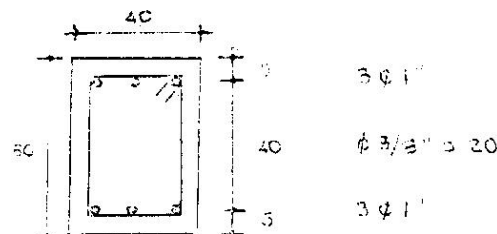
$$\text{Refuerzo total simétrico} = 15.4 \text{ cm}^2 \text{ (3}\phi 17\text{)} \quad \phi 1$$

$$\text{Esfuerzo cortante de diseño} \quad V_u = \frac{8324}{40.48} = 4.62 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo resistente hormigón} \quad V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 6.53 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Refuerzo mínimo} \quad \phi 3/8" \quad s = \frac{A_v f_y}{3.5 b L} = \frac{142 \times 2600}{3.5 \times 40} = 20.4 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento máximo} \quad d/2 \text{ (E.R.S.I.)} = 22.5 \rightarrow 20 \text{ cm}$$



## 7. VERIFICACION DE LA CONDICION DE SERVICIO.

La viga debe quedar en condiciones de servicio bajo las condiciones de deformación. Supondremos para la viga fijada la siguiente rigidez.

$$(EI)^* = \frac{E_c I_g}{2.5} + E_s I_s$$

$$E_c = 13000 \sqrt{f'_c} = 188387 \text{ kgf/cm}^2$$

## ISOLACIONES.

Chamecki S. "Structural Rigidity in Calculating Settlements".  
ASCE. Soils Mechanics and Foundation Division, Jan. 1956

Dunham C. "Cimentaciones de Estructuras". McGraw Hill.  
México 1962.

Johnson S y Kavanagh T. "The Design of Foundations for  
Buildings". McGraw Hill. N.Y. 1968.

Rivas Gorman "Control Integral de la Construcción".  
Eccola. 1ª ed. Bogotá 1982.

S. C. I. Ed. "Código Colombiano de Construcciones Sismorresis-  
tentes." Bogotá, Junio de 1984.

Vasco A. "Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones  
superficiales." "Ingeniería." Revista UNAM  
México, Marzo de 1973.

Beebeatt L. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil  
Conditions." van Nostrand. 1ª ed. N.Y. 1972

$$E_s = 2040000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$I_g = 40 \times 50^3 / 12 = 416666 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 2 \times 13.15 \times 20^2 = 12120 \text{ cm}^4$$

$$\frac{E_c I_g}{1.5} = 3.14 \times 10^{10} \text{ kgf.cm}^2$$

$$E_s I_0 = 2.472 \times 10^{10} \text{ "}$$

$$(EI)^* = 5.612 \times 10^{10} \text{ kgf.cm}^2$$

$$(EI)^* = 5.612 \times 10^3 \text{ TF.m}$$

$$\text{Flexion } M = \frac{5(EI)^*}{L^2} \Delta = \frac{5 \times 5.612 \times 0.008}{5.5^2} = 8.9 \text{ TF.m}$$

$$\text{F.S. } M_1 = \frac{32.3}{8.9} = 3.67 > 1.5 \text{ O.K.}$$

$$\text{Constante } V = \frac{12(EI)^*}{L^3} \Delta = \frac{12 \times 5.612}{5.5^3} \times 0.008 = 3.24 \text{ TF}$$

$$\phi V_0 = \phi V_1 + \phi V_2$$

$$\phi V_1 = 0.55 \phi \sqrt{10^6} \times 40 \times 45 = 11.751 \text{ kgf}$$

$$\begin{aligned} \phi V_2 &= \frac{\phi A_v f_y d}{5} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 2600 \times 45}{20} \\ &= 7060 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\phi V_0 = 18.81 \text{ TF}$$

$$\text{F.S. } V_1 = \phi V_0 / V = 18.81 / 3.24 = 5.8 > 1.5 \text{ O.K.}$$