

EFFECTO DEL GIRO DE FUNDACION EN MARCOS METALICOS

Pedro ORTIGOSA*

Alvaro DANERI**

RESUMEN

Se analiza la influencia de giros de fundación en la redistribución de momentos flectores en estructuras de una nave constituídas por marcos de acero. Para tal efecto se seleccionaron 10 marcos con geometrías, rigideces y solicitaciones que abarcan un rango desde galpones livianos hasta naves industriales. Mediante el empleo de un programa de computación se resolvieron los casos seleccionados considerando un comportamiento linealmente elástico para los elementos del marco y un comportamiento lineal equivalente para el resorte de giro dispuesto en las fundaciones. Los resultados obtenidos establecen giros de fundación admisibles en función del grado de sobretensión que se acepte en la estructura.

INTRODUCCION

Las normas establecidas en ingeniería de fundaciones normalmente entregan valores de asentamientos admisibles en función del tipo de estructura y de las características de rigidez del suelo de apoyo. Dichos valores han sido formulados empíricamente^{1 a 8}, existiendo además análisis teóricos que permiten acotar las sobretensiones inducidas en la estructura por dichos asentamientos^{9 a 24}. Sin

* Profesor de Mecánica de Suelos y Fundaciones, Universidad de Chile, Ingeniero del IDIEM, Universidad de Chile.

** Ingeniero de la Empresa Constructora DELTA S.A.

embargo, salvo el caso de estructuras rígidas, normalmente apoyadas en losas de fundación, no existen criterios racionales que permitan evaluar el efecto de los giros de fundación. Por tal motivo, el propósito del presente trabajo se centra en el establecimiento de giros admisibles, para cuyo efecto se han considerado estructuras de una nave constituídas por marcos de acero de un piso. En dichos casos el giro de fundación puede afectar significativamente la redistribución de momentos flectores en el marco, por lo que resulta de interés precisar el valor máximo del giro en función del grado de sobretensión que se acepte en la estructura. Para marcos con varios niveles se ha encontrado que la rotación de las fundaciones solo afecta significativamente a las columnas y vigas del primer piso, siendo despreciable su efecto para los niveles superiores^{2 1}.

Una vez definido el giro de fundación admisible, e incorporando las verificaciones por capacidad de soporte del suelo de apoyo y la correspondiente a asentamientos, se tiene el cuadro completo de bases de diseño para el dimensionamiento de las fundaciones. Como subproducto de lo anterior queda automáticamente definido el porcentaje admisible de área de fundación que debe estar en contacto con el suelo.

CASOS ANALIZADOS Y MODELACION DEL PROBLEMA

En la Tabla I se presentan las características geométricas y de rigidez de los marcos analizados, así como también las profundidades de fundación de las zapatas o pilas de apoyo. Se consideraron marcos conformados por perfiles doble T, tanto para las columnas como para las cumbreras, situación que es una simplificación, ya que en galpones livianos normalmente se emplean perfiles compuestos. En el caso de que el techo se encuentre materializado por una cercha enrejada, el problema se modeló considerando un perfil doble T con momento de inercia varias veces el momento de inercia de las columnas. Las uniones están constituídas por nudos rígidos entre los cuales se desarrollan las barras doble T con área y momento de inercia constantes (pueden variar de un miembro a otro). Para los efectos de análisis se consideró que las barras presentan un comportamiento carga deformación linealmente elástico definido por un módulo de Young igual a 2.1×10^6 kg/cm².

Las fundaciones se modelaron como barras infinitamente rígidas* las

* Para el caso de pilas su rigidez es prácticamente infinita si se la compara con la rigidez de las columnas. Para zapatas con pedestal se analizaron algunos casos teniendo en cuenta su rigidez real, para cuyo efecto se contempló una profundidad de fundación de 1.5 m, zarpa de 0.5 m de espesor y un pedestal de 0.35 x 0.35 m de sección. Los valores de los momentos flectores obtenidos en la estructura presentaron diferencias inferiores al 2% con respecto a los momentos obtenidos con la suposición de pedestal infinitamente rígido.

TABLA I
CARACTERISTICAS DE LOS MARCOS ANALIZADOS

Marco n°	h (m)	α (°/o)	I_p (cm ⁴)	I_v	A (cm ²)	L (m)	D_f (m)	Esquema
1	3.7	10	989 (20H12)	I_p	15.6	12	1.5 y 3.0	
2	4.0	10	5 923 (25H39)	I_p	49.7	20	1.5 y 3.0	
3	13.9	27.5	83 490 (60H107)	5 I_p	1 36.8	18.2	1.5 y 3.0	
4	5.0	0.0	10 835 (30H49)	10 I_p	61.8	15	1.5	
5	4.0	0.0	989 (20H12)	I_p	15.6	12	1.5	
6	3.7	10	989 (20H12)	1.5 I_p	15.6	12	1.5	
7	5.0	0.0	10 835 (30H49)	I_p	61.8	15	1.5	
8	4.0	10	5 923 (25H39)	2 I_p	49.7	20	1.5	
9	13.9	27.5	83 490 (60H107)	I_p	1 36.8	18.2	1.5	
10			$I_v = I_p = 20.729 \text{ cm}^4$ (40H55) $A = 70.6 \text{ cm}^2$ $\alpha = 12.5 \text{ }^\circ/\text{o}$ $D_f = 1.5 \text{ m}$					
I_p = momento de inercia de la columna I_v = momento de inercia de la cumbrera A = área del perfil La distancia entre marcos osciló entre 5.5 y 6.1 m								

cuales en su parte superior se encuentran solidarias a las columnas del marco y en su parte inferior apoyadas sobre una rótula elástica. El resorte de dicha rótula representa la restricción al giro impuesta por el suelo y su valor se define como:

$$K_{\theta_F} = \frac{M_F}{\theta_F} \quad 1$$

en que K_{θ_F} = resorte de restricción al giro de la rótula elástica (ver Anexo I para su determinación); M_F = momento volcante que actúa sobre la rótula; θ_F = giro de fundación. En la Fig. 1A se ilustra el emplazamiento de la rótula elástica para el caso en que la fundación esté constituida por una zapata con pedestal y para el caso de una pila en la que se tome en cuenta la restricción lateral del suelo. En el primer caso el centro de rotación de la fundación se encuentra coincidente en su sello y, si hay tracción, desplazado una cierta distancia b de su eje de simetría. En la pila la situación es similar salvo que el centro de rotación se ubica a una profundidad aproximadamente igual a 0.87 veces la profundidad de fundación²⁵.

Para ambos casos, la modelación utilizada emplaza la rótula elástica coincidente con el eje de simetría de la fundación y supone que ésta no experimenta

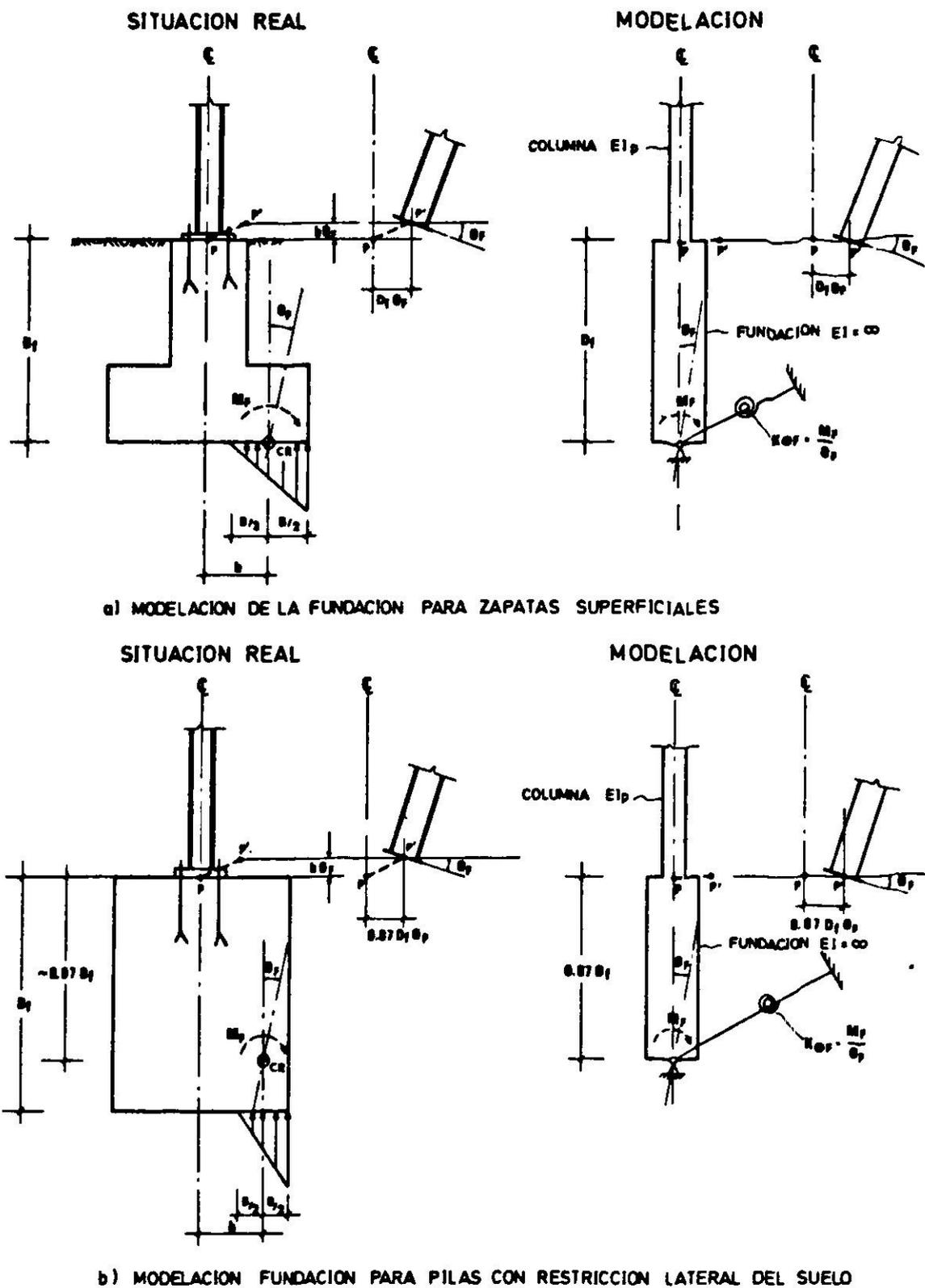


Fig. 1.A. Modelación de la fundación del marco para tener en cuenta el giro de fundación.

corrimientos verticales ni horizontales, ya que se trata de analizar única y exclusivamente el efecto del giro de fundación*. El hecho de emplazar la rótula elástica en el eje de simetría de la fundación introduce, cuando hay tracción, un pequeño error en los resultados obtenidos para definir los giros de fundación admisibles. Este error se debe a que en la situación real, debido al desplazamiento

* En lo que respecta a corrimientos horizontales, estos tienen poca influencia, especialmente si las fundaciones están conectadas por cadenas o vigas de fundación. Por lo demás, las expresiones para $K_{\theta F}$ en el caso de pilas con restricción lateral del suelo incluyen el efecto del corrimiento horizontal. Los corrimientos verticales, normalmente asentamientos, se tratan utilizando los criterios de diseño ya establecidos, que los limitan a un cierto asentamiento total admisible, función del tipo de suelo y de las características de rigidez de la estructura.

b del centro de rotación, la base de la columna experimenta un ascenso vertical igual a $b \times \theta_F$, situación que no ocurre en el modelo. El resto de los desplazamientos en la base de la columna, giro y corrimiento lateral, se mantienen inalterados. Sin embargo, la magnitud del ascenso vertical puede, para fines prácticos, ignorarse. En efecto, el giro de fundación máximo admisible obtenido en el presente trabajo resultó ser de $1/300$ rad. Por otra parte, si se considera una zapata de 3 m de longitud con un 50% del área en compresión (situación bastante extrema) el valor de b resulta ser igual a 0.75 m y el producto $b\theta_F$ igual a 2.5 mm. La magnitud de este ascenso vertical puede considerarse despreciable frente a la magnitud de los asentamientos admisibles empleados en el diseño para el tipo de estructuras que nos preocupa. Finalmente, es preciso señalar que los ascensos verticales a que se ha hecho referencia, normalmente se producen simultáneamente en las dos columnas del marco, como queda de manifiesto en la Fig. 1B, salvo en la situación IV de dicha figura, la que difícilmente puede darse en la práctica. Por tal motivo, los ascensos diferenciales entre las bases de las columnas por concepto del desplazamiento b del centro de rotación, quedarían restringidos a valores inferiores a 2.5 mm, lo cual no reviste mayor importancia.

Las solicitaciones empleadas correspondieron a peso propio (PP), sobrecarga de nieve (SC), viento (V) y sismo (S). La determinación del PP se efectuó en base al peso de los perfiles del marco, costaneras y arriostramientos, los cuales se cono-

cían previamente por tratarse de estructuras de las cuales se disponían planos^{2 6}. Se contempló además el peso de cubiertas de techo y laterales para las cuales se supuso el empleo de plancha zincada corriente (12 kg/m^2). La sobrecarga

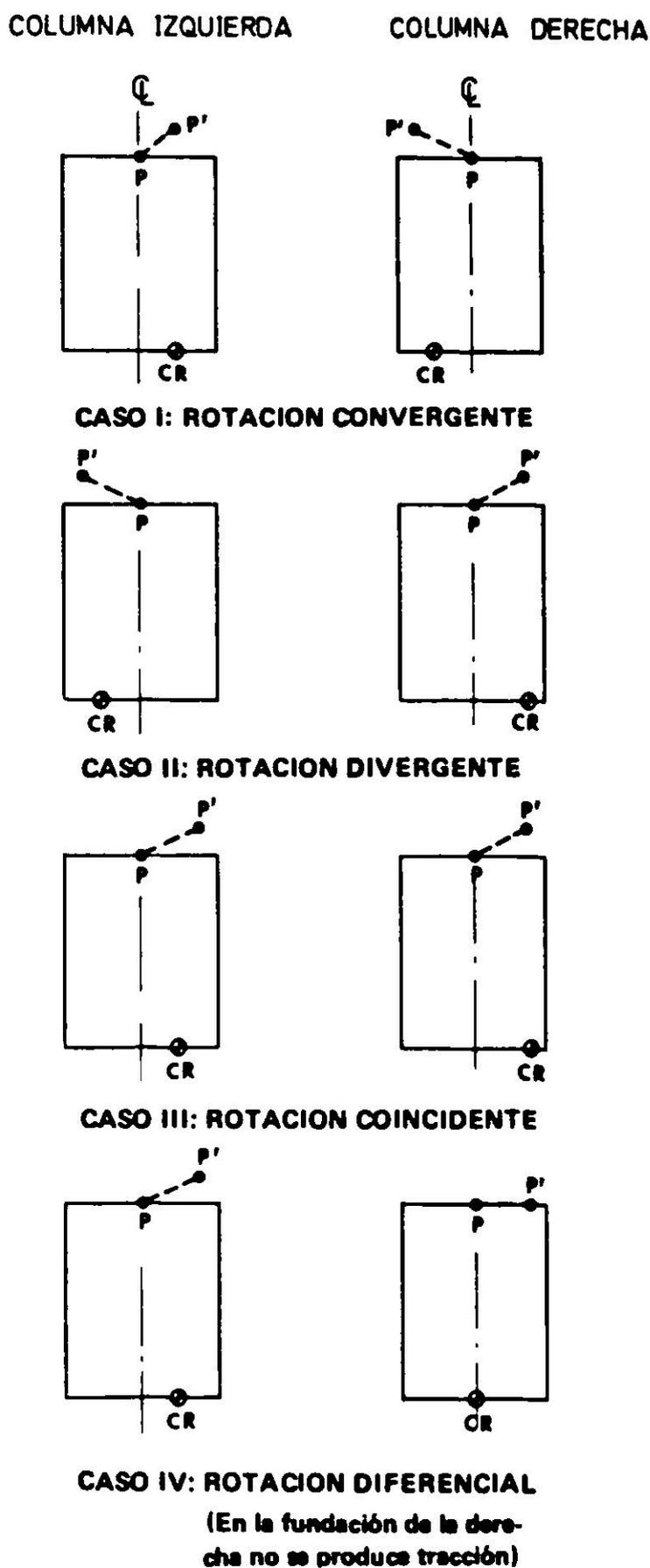


Fig. 1B. Modos de rotación de las fundaciones del marco.

utilizada correspondió a una carga de 20 kg/m^2 *, salvo en el caso de los marcos 3 y 9 en los que su valor fue de 200 kg/m^2 por tratarse de estructuras para industria pesada. En ambas situaciones la sobrecarga se consideró como sollicitación normal. La sollicitación eventual de viento se hizo actuar en las dos direcciones y se determinó según N.Ch. 432, considerando una estructura cerrada, sobre la que se aplicó una presión básica, función de la altura del marco, que varió entre 70 y 120 kg/m^2 . Para la sollicitación eventual de sismo se utilizó un coeficiente sísmico de 15% , aplicado sobre el 100% del peso propio y el 12.5% de la sobrecarga. Se analizaron combinaciones de carga normal de $PP + SC$ y eventual de $PP + SC + V$ o $PP + SC + S$.

Para resolver el problema se empleó un sistema de computación que utiliza el lenguaje ICES-STRUDL²⁷, el que contiene un conjunto de programas adaptados a la solución de estructuras formadas por barras. Estas barras pueden constituir reticulados planos o espaciales conectándose entre sí mediante nudos rígidos en los cuales es posible disponer restricciones de desplazamiento mediante resortes según tres grados de libertad (sistemas planos) o seis grados de libertad (sistema espacial). Para los casos analizados, estos resortes se ubicaron en la rótula elástica indicada en la Fig. 1A, en la que a los resortes de desplazamiento vertical y lateral se les asignó rigideces muy grandes. Las barras constitutivas de la estructura trabajan en rango elástico con pequeños desplazamientos en sus nudos y presentan una inercia y un área constantes en toda su longitud, la que en todo caso puede variar de una barra a otra. Finalmente cabe señalar que los programas contemplan deformaciones por corte, compresión y flexión.

RESULTADOS

En las Figs. 2 a 5 se presentan resultados típicos obtenidos del proceso de análisis empleado y en las Figs. 6 y 7 las bandas de resultados para los 10 marcos seleccionados en este estudio. El significado de los términos que aparecen en esas figuras es el siguiente:

- M_S = momento flector en un punto del marco considerando el efecto del giro de fundación;
- M_{SE} = momento flector en el mismo punto del marco considerando giro de fundación nulo (esto significa empotramiento perfecto en la base de las columnas, lo que se logra haciendo $K_{\theta F}$ muy grande);
- M_F = momento volcante en la rótula elástica considerando el efecto del giro de fundación;
- M_{FE} = momento volcante en la rótula elástica para la condición de empotramiento perfecto;
- $K_{\theta F}$ = resorte de restricción al giro de la rótula elástica;
- $K_{\theta P}$ = coeficiente de restricción al giro de las columnas del marco definido según se indica en la Fig.8;

* Aparentemente el valor mínimo de la sobrecarga que se establecería por norma sería algo mayor; sin embargo, para los alcances del presente trabajo no se comete gran error al mantener el valor de 20 kg/m^2 .

M_S/M_{SE} = razón que mide el grado de sobretensión inducida en la estructura debido al giro de fundación (se representa en términos de momentos flectores);

M_F/M_{FE} = razón que mide el grado de empotramiento de la base de las columnas;

$K_{\theta F}/K_{\theta P}$ = rigidez relativa al giro entre la columna y su fundación respectiva.

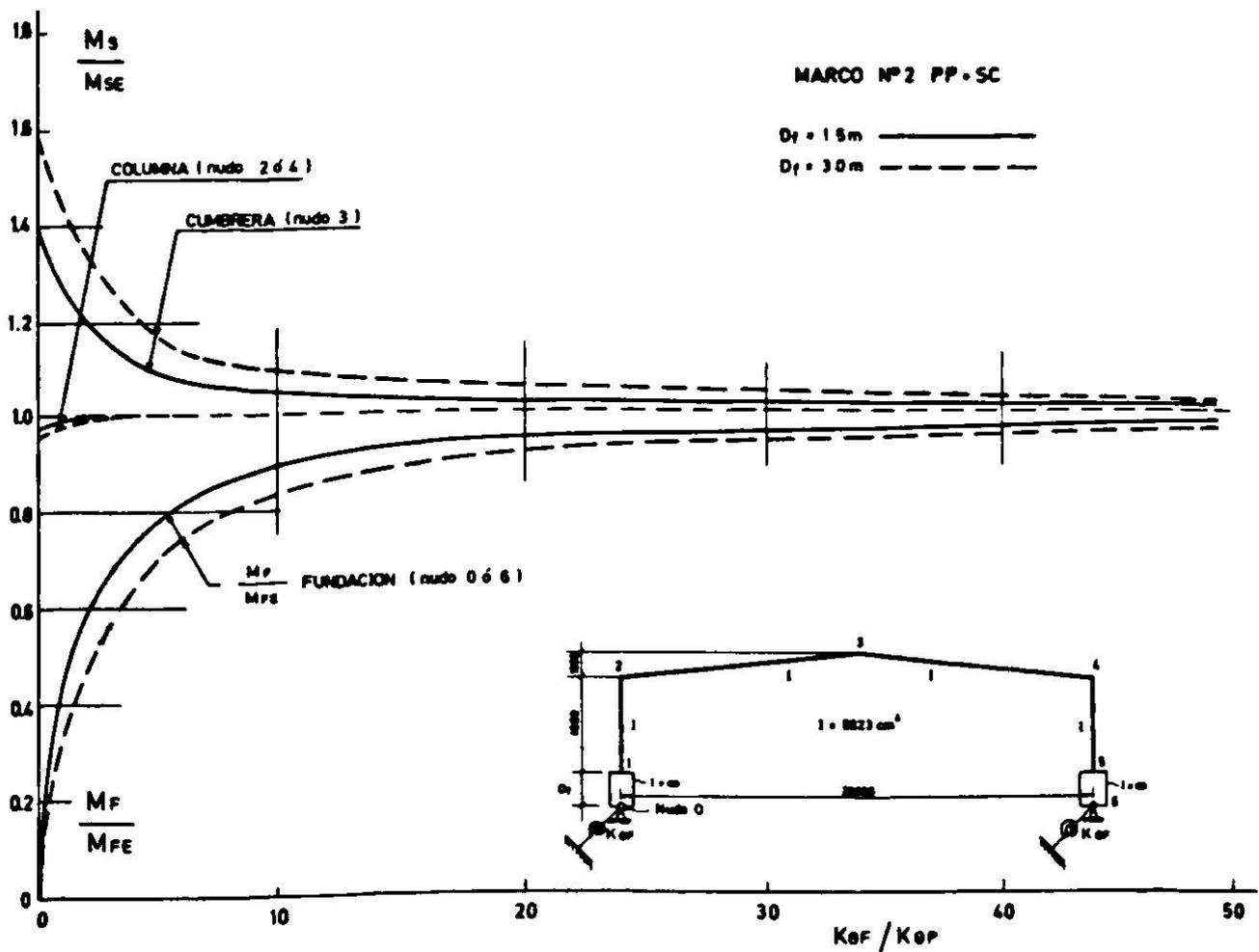


Fig. 2. Resultados para el marco N° 2 (PP + SC).

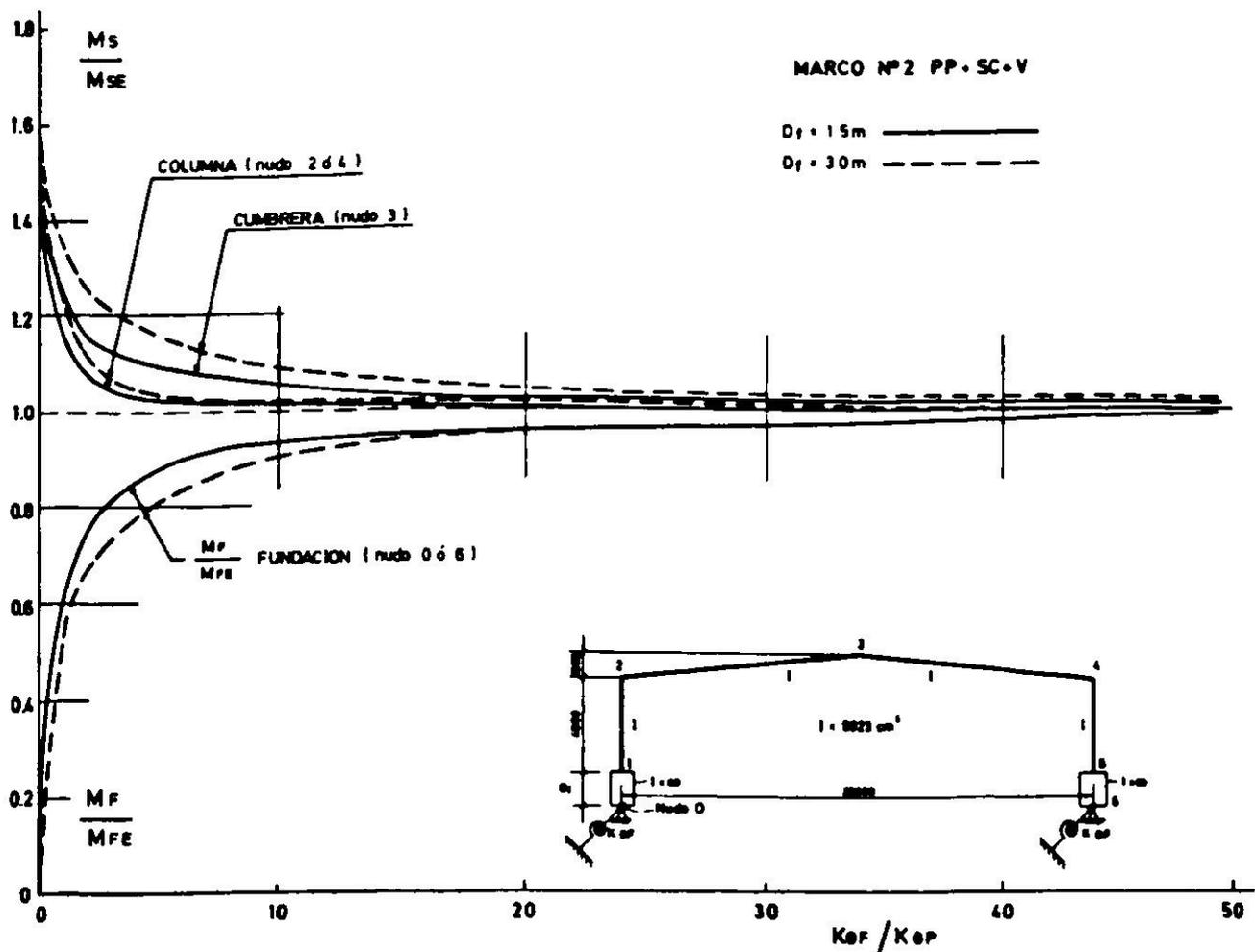


Fig. 3. Resultados para el marco N° 2 (PP + SC + V).

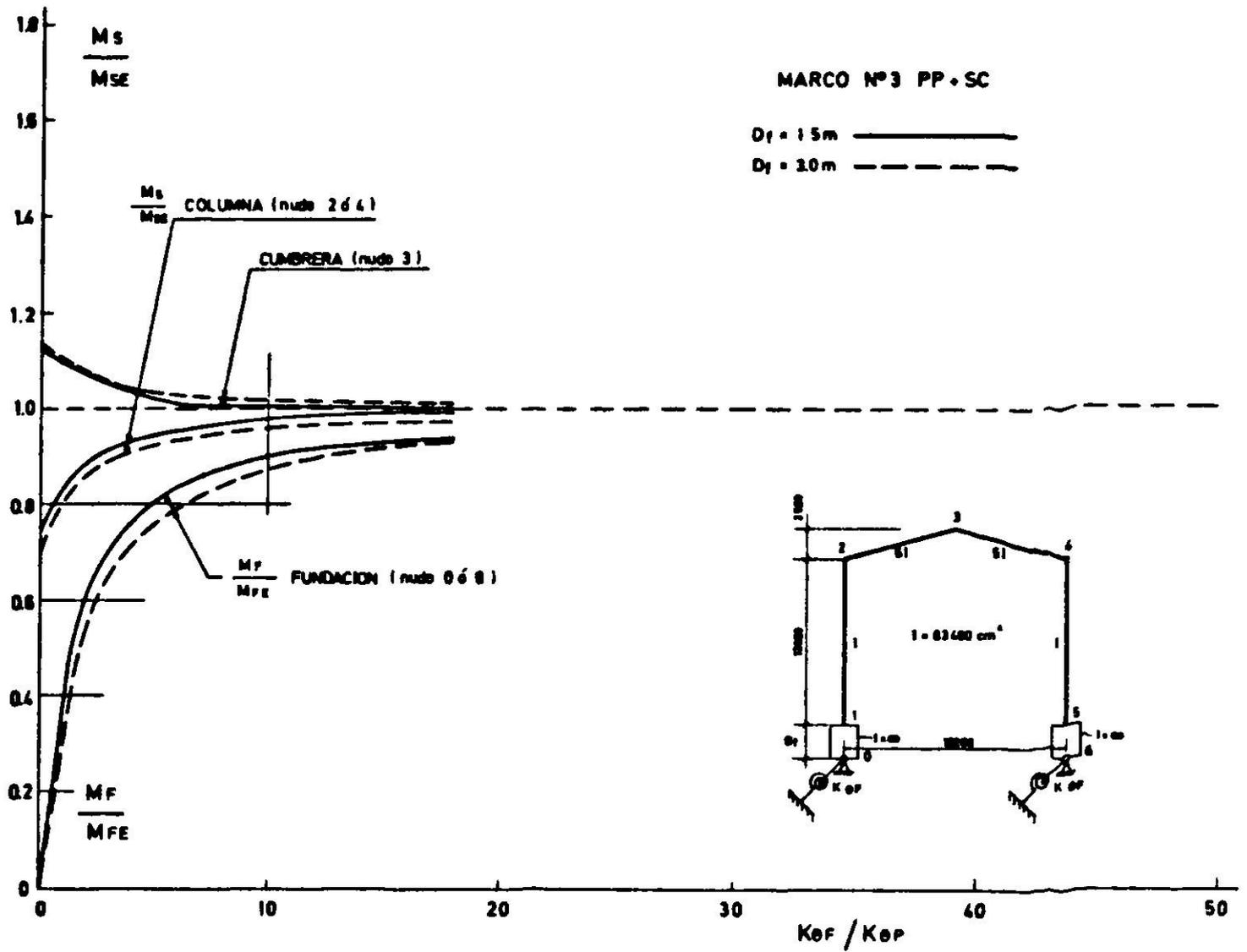


Fig. 4. Resultados para el marco N° 3 (PP + SC).

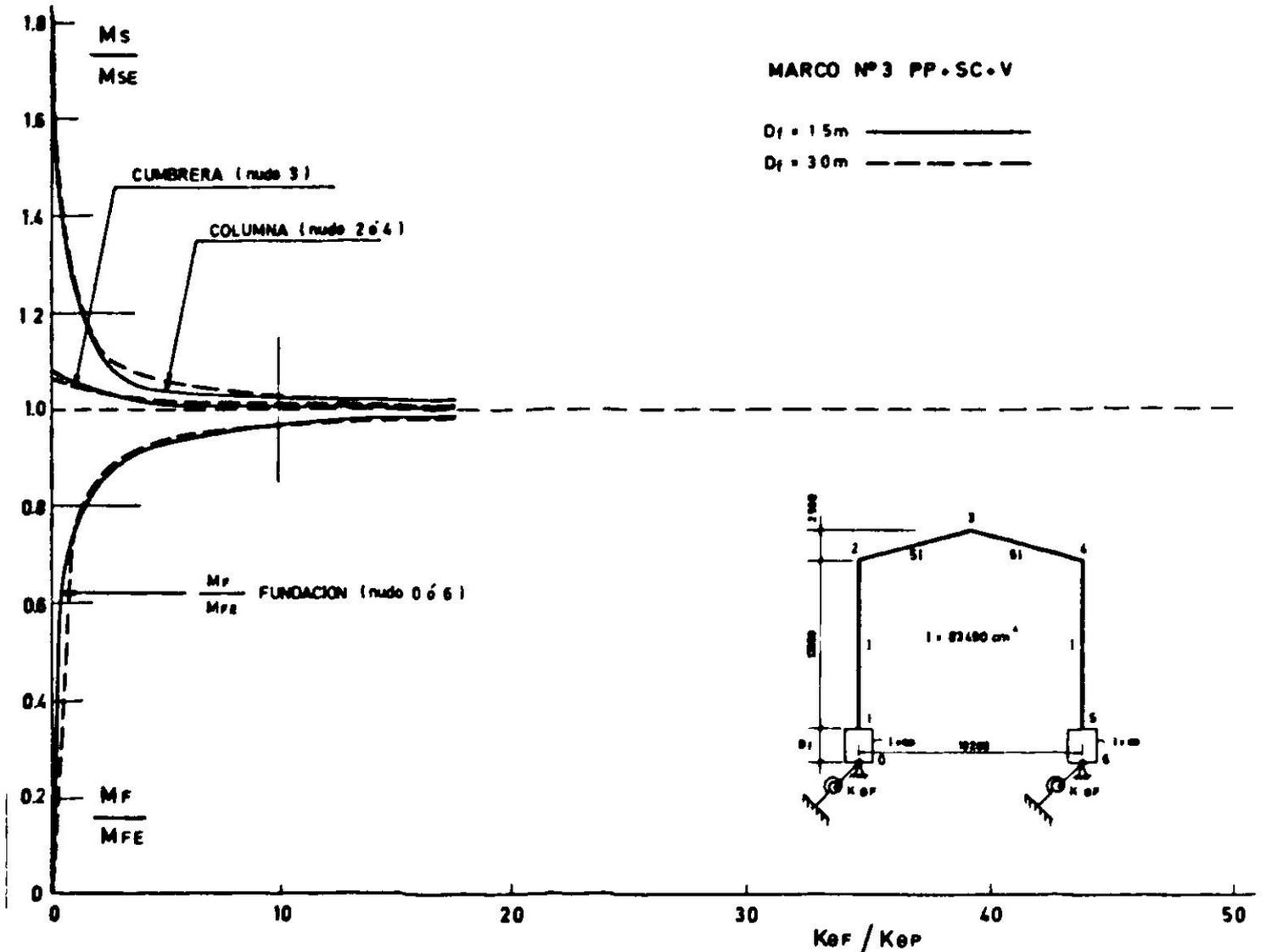


Fig. 5. Resultados para el marco N° 3 (PP + SC + V).

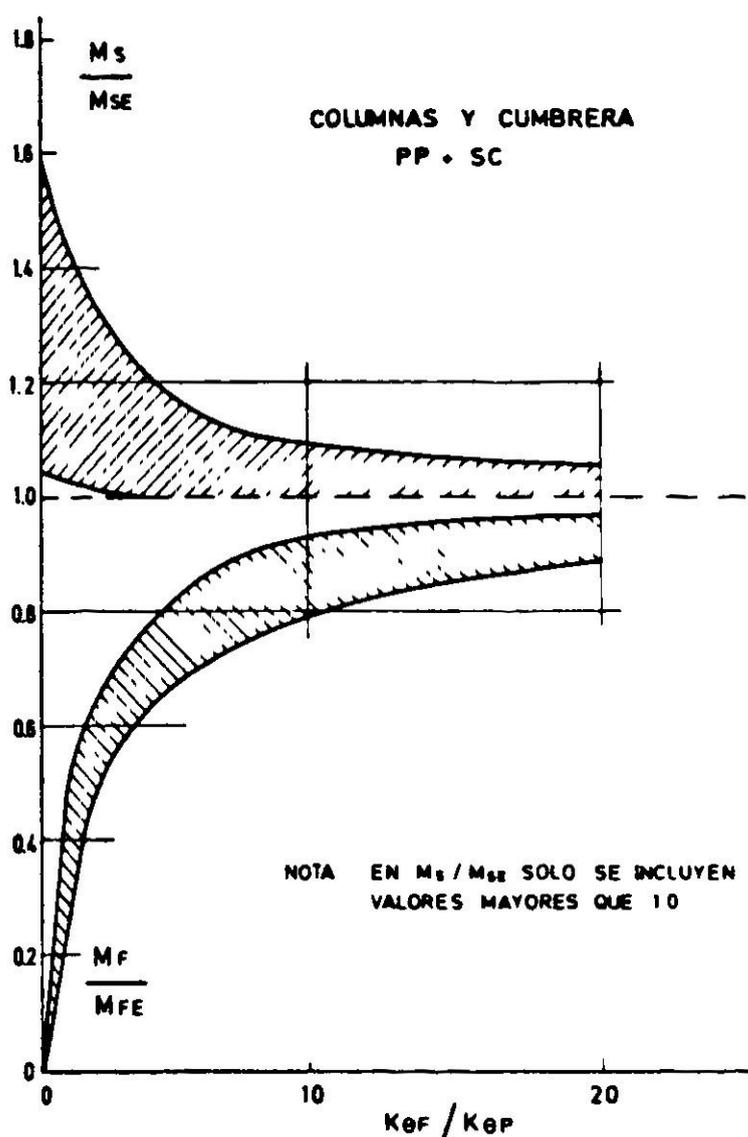


Fig. 6. Resumen de resultados (PP + SC).

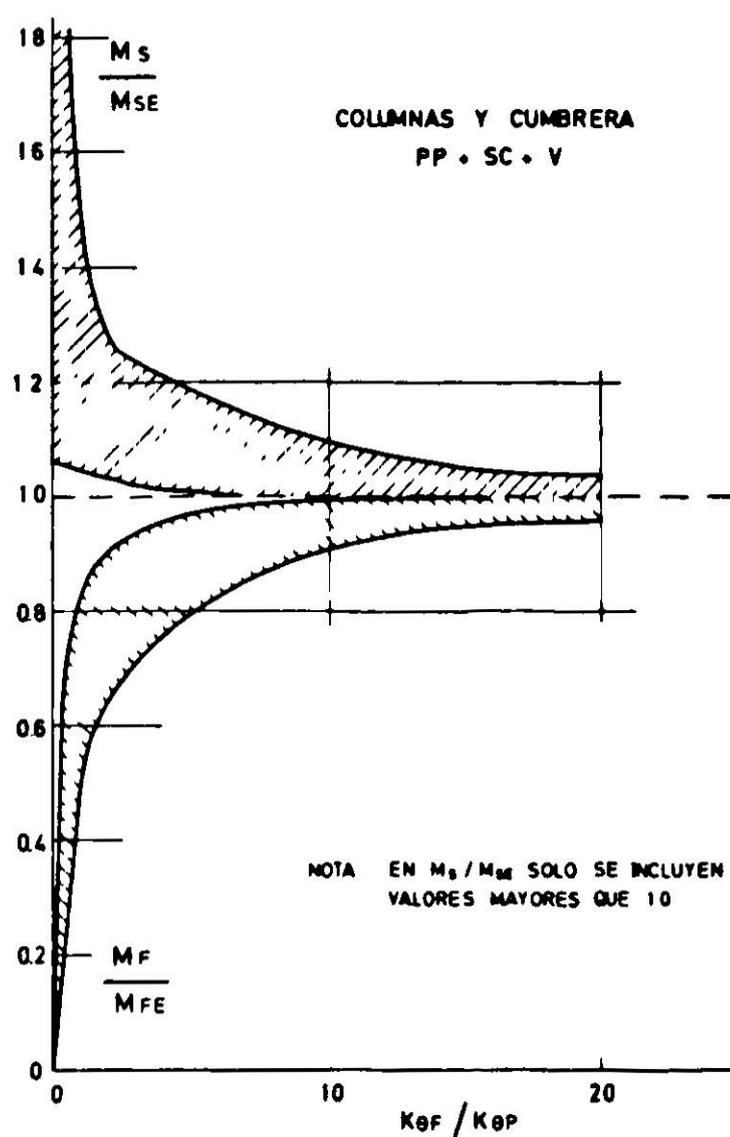


Fig. 7. Resumen de resultados (PP + SC + V).

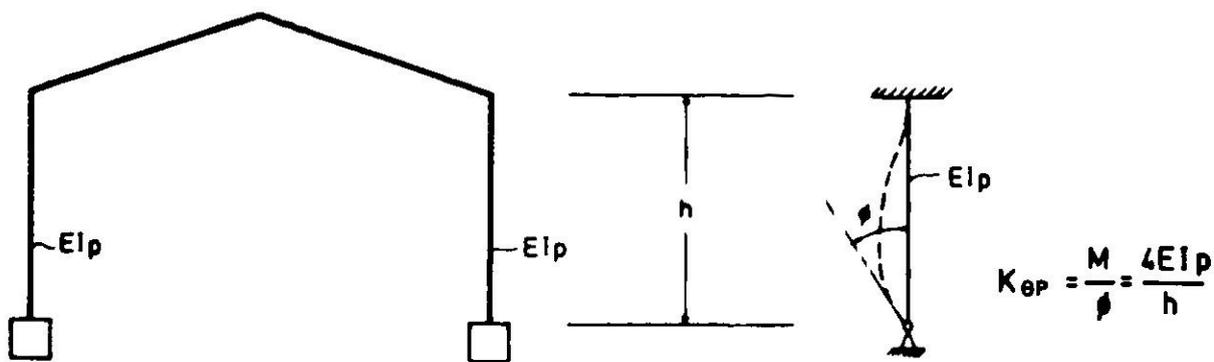


Fig. 8. Definición del coeficiente de restricción al giro en las columnas del marco.

En relación a la definición del término $K_{\theta P}$ indicada en la Fig. 8, puede pensarse que ella es arbitraria, pues supone que el nudo superior de la columna no gira. Esta situación sólo sería aplicable para el caso de cumbreras constituidas por enrejados rígidos. Sin embargo, para los efectos de definir los giros de fundación admisibles, ello no reviste mayor importancia, por cuanto la metodología empleada para obtenerlos utiliza el término $K_{\theta P}$ sólo como un valor de referencia que posteriormente se elimina en el proceso. Respecto a los criterios empleados para representar las sobretensiones cabe señalar lo siguiente:

Para un estado de carga dado se consideró el nudo del marco más solicitado y donde la razón M_S / M_{SE} fuera máxima.

Se consideraron sólo razones $M_S / M_{SE} > 1,0$ a pesar de existir algunos nudos en los cuales dicha razón es menor que la unidad, es decir, que el efecto del giro de fundación es beneficioso para dichos nudos. A este respecto cabe

señalar que sólo se contempló el nudo superior de las columnas, ya que sus nudos inferiores, correspondientes a la unión del pilar con la fundación, presentan valores de M_S/M_{SE} menores que 1.0; esto se debe a la proximidad con el nudo donde se ubica la rótula elástica, en la cual siempre se tiene una razón de sobretensión menor que 1.0 (por ej. M_F/M_{FE} siempre es menor que 1.0 al producirse giro de fundación).

No se incluyó en los gráficos el estado de carga $PP + SC + S$ ya que en ninguno de los casos procesados controló el dimensionamiento ni de la estructura ni de sus fundaciones.

Del resumen de resultados presentado en las Figs. 6 y 7 surgen los siguientes comentarios generales:

Todas las curvas tienen el comportamiento asintótico esperado con las mayores sobretensiones, M_S/M_{SE} , para la condición rótula perfecta ($K_{\theta F}/K_{\theta P} = 0$). A medida que aumenta la razón de rigideces al giro $K_{\theta F}/K_{\theta P}$ (por ej. aumenta la rigidez al giro de la fundación, ya sea por aumento de la sección de zapata o por mejoramiento de la rigidez del suelo de apoyo) se origina una rápida disminución de la sobretensión llegando al valor 1.0 para $K_{\theta F}/K_{\theta P} = \infty$.

Sin embargo, es preciso señalar que la tendencia de variación descrita recientemente no se cumple para los nudos extremos de las columnas cuando el estado de sollicitación corresponde a $PP + SC$. En efecto, en todos los marcos analizados con ese estado de carga la sobretensión en el nudo superior de la columna comienza con valores inferiores a 1.0, para tender a la unidad a medida que $K_{\theta F}/K_{\theta P}$ se aproxima a la condición de empotramiento perfecto. A pesar de ello, desde un punto de vista práctico, este resultado no tiene mayor importancia, ya que para efectos de diseño solo interesarán los estados de carga con sobretensiones mayores que 1.0. En lo referente al nudo inferior de las columnas, tal como se mencionó anteriormente, éste no controla el diseño, ya que los momentos en dicho nudo siempre disminuirán al producirse giro de fundación (por ej., los momentos reales serán inferiores a los calculados suponiendo empotramiento perfecto).

Con el fin de obtener un criterio de diseño simple que tomara en cuenta el efecto de los giros de fundación, se procedió a determinar los giros admisibles, θ_{Fmax} , que pudieran aceptarse para no sobrepasar en la estructura un cierto valor de la razón de sobretensión M_S/M_{SE} . Para tal efecto el procedimiento seguido, en cada uno de los marcos, fue el siguiente:

- i. Para una sobretensión, un estado de carga y una profundidad de fundación dadas, se determinó, a través de figuras similares a las N^{os} 2 a 5, el valor de $K_{\theta F}/K_{\theta P}$ mínimo requerido para no sobrepasarla. Esta operación solo se efectuó en aquellos casos en que M_S/M_{SE} fuera mayor que 1.0, no tomando en cuenta, por razones obvias, las situaciones en las cuales el giro producía un efecto favorable (por ej., nudo inferior columna; nudo superior columna para estado de carga de $PP + SC$).

- ii. Con el $K_{\theta F}/K_{\theta P}$ mínimo así determinado se procedió a calcular el $K_{\theta F}$ mínimo, ya que se conocía, para el marco en cuestión, el valor $K_{\theta P}$.
- iii. Con el $K_{\theta F}$ mínimo se determinó $\theta_{F \text{ máx}}$ a través de la relación:

$$\theta_{F \text{ máx}} = \frac{M_{FE}}{K_{\theta F \text{ mín}}} \quad 2$$

es decir, los giros máximos admisibles se calcularon con el momento correspondiente a la condición de empotramiento perfecto, ya que es la condición de apoyo normalmente empleada en la práctica ingenieril cuando se consideran columnas empotradas. Cabe señalar que en la expresión (2) se empleó el M_{FE} y el $K_{\theta F}$ mínimo obtenido para un estado de carga y una profundidad de fundación dados ya que ambos valores deben corresponder a condiciones idénticas.

En las Figs. 9 y 10 se presentan las curvas θ_F vs sobretensión en las columnas y en la cumbrera, respectivamente. De estos dos gráficos se observa claramente que, a medida que aumenta el giro de fundación, las sobre tensiones máximas que por este concepto se producen en el marco (pilar o cumbrera), aumentan, situación que era de esperar. Considerando que la banda de resultados constituye un universo representativo de una gran gama de geometrías y rigideces que pueden darse en la práctica, se concluye que un giro admisible

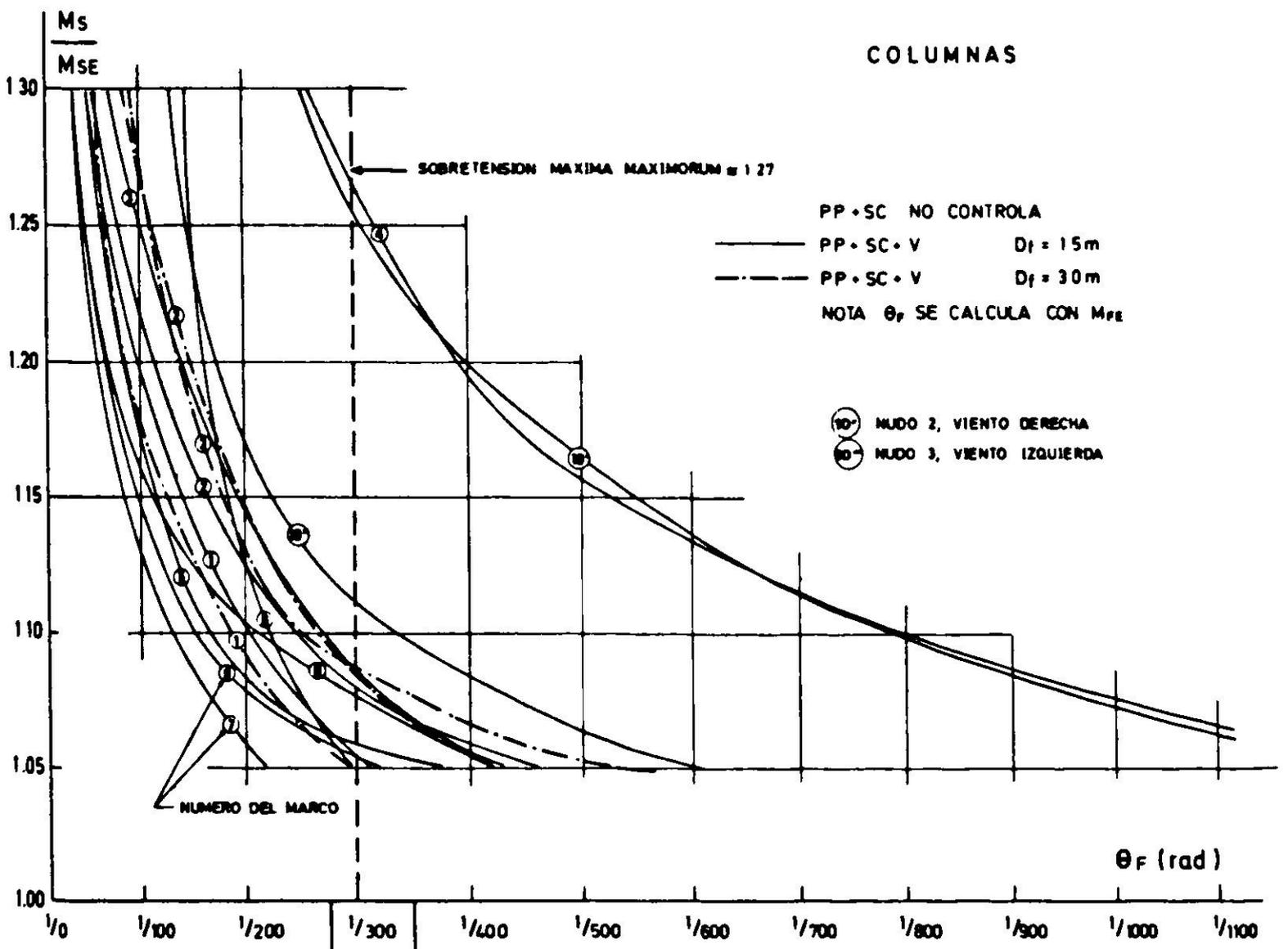


Fig. 9. Relación entre el giro de fundación y la sobretensión de momento flector en las columnas.

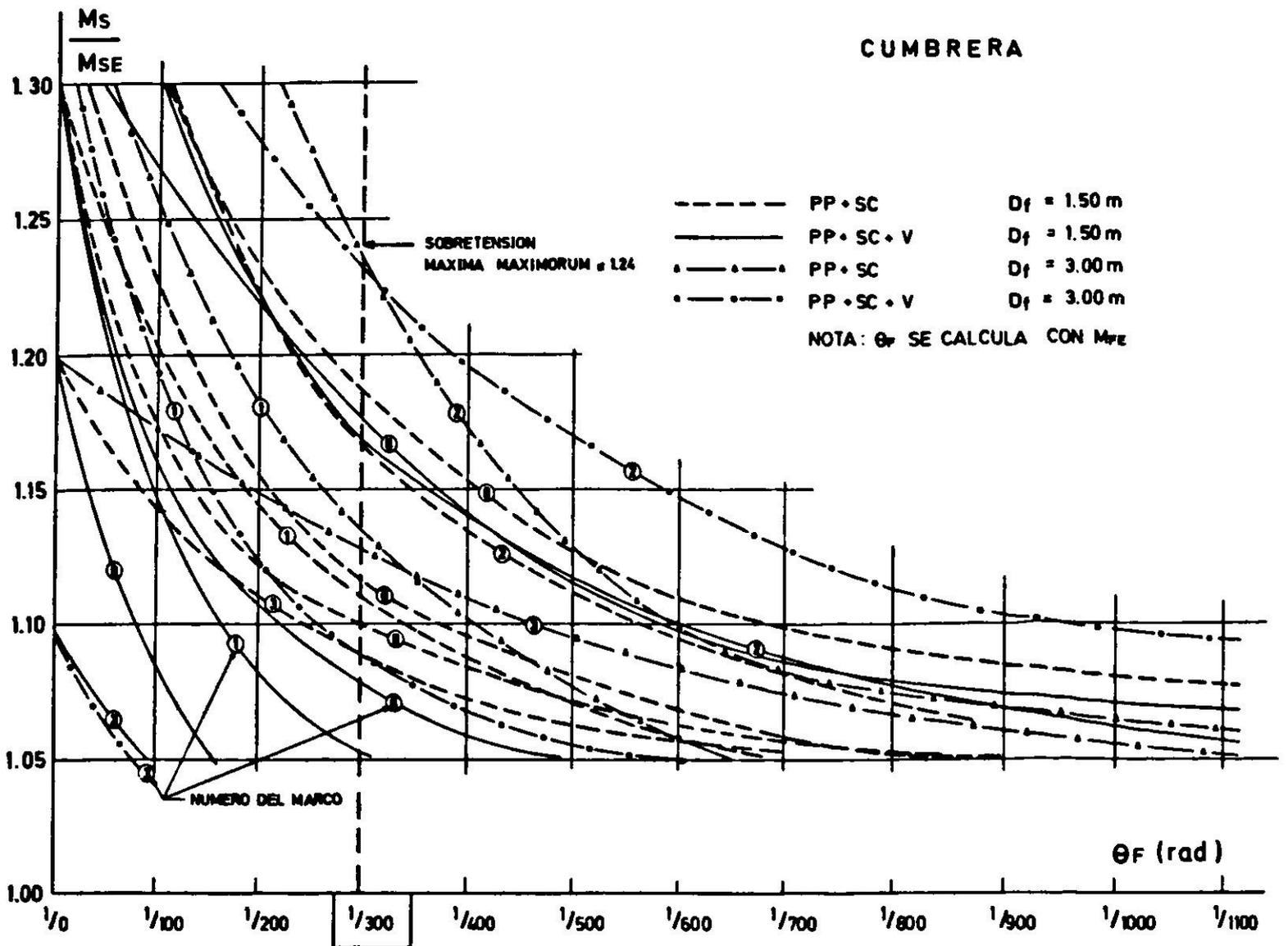


Fig. 10. Relación entre el giro de fundación y la sobretensión de momento flector en la cumbrera.

de $1/300$ rad constituye una cota máxima aceptable para el dimensionamiento de las fundaciones. Esto estaría significando que las sobretensiones máximas maximorum con respecto a las obtenidas con empotramiento perfecto serían de 1.27 para el caso de las columnas y de aproximadamente 1.24 para el caso de las cumbreras. Adoptando un valor igual a 1.25 se llegaría a tensiones máximas en el acero iguales a:

$$\sigma_{m \acute{a}x} = 1400 \times 1.33 \times 1.25 = 2.330 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma \text{ fluencia}$$

El coeficiente 1.33 empleado en el cálculo anterior corresponde al aumento de tensión admisible utilizado en el diseño para un estado de carga eventual (por ej. $PP + SC + V$).

Aparentemente el $\sigma_{m \acute{a}x}$ obtenido para el giro admisible de $1/300$ rad se acerca bastante a la fatiga de fluencia del acero. Sin embargo, es preciso tener en cuenta que en el proceso de dimensionamiento habitualmente empleado en la práctica no se consideran aspectos que contribuyen a minimizar la influencia del giro de fundación:

Las uniones entre la fundación y la columna y entre ésta y la cumbrera no necesariamente constituyen nudos perfectamente rígidos, permitiendo en algún grado un cierto juego de rótula, que tiende a amortiguar las sobretensiones inducidas en la estructura por los giros de fundación.

Las relaciones θ_F vs M_S/M_{SE} presentadas en las Figs. 9 y 10 corresponden a sobretensiones máximo maximorum que solo se dan en uno o dos puntos aislados de la estructura. De alcanzarse fluencia en dichos puntos no necesariamente se produce colapso, es decir, el marco no se transforma en mecanismo, por tener la base de sus columnas *empotradas* en las fundaciones (recuérdese que mal puede producirse rótula plástica en la base de las columnas por efecto del giro, ya que en dicho punto siempre $M_S/M_{SE} < 1.0$).

Cuando se analiza el estado $PP + SC + V$, que sería la combinación de cargas que llevaría las tensiones en el acero a valores cercanos a la fluencia (debido a que se parte de una tensión admisible de diseño 1.33 veces 1400 kg/cm^2), normalmente el giro de fundación se determina con un K_{θ_F} función del módulo de deformación del suelo correspondiente a cargas estáticas. Este hecho induce a sobrestimar el giro de fundación ya que un cierto porcentaje del momento M_{FE} empleado en la determinación de dicho giro presenta una componente cíclica originada por la acción pulsante del viento. Por consiguiente, el valor de K_{θ_F} debería determinarse con un módulo de deformación del suelo algo mayor al correspondiente a cargas estáticas*.

Finalmente, es interesante hacer notar que en muchos de los marcos analizados el límite de $1/300$ rad se encuentra asociado a sobretensiones por debajo de 1.25, razón por la cual se podría pensar en aumentar el valor del giro máximo admisible. Sin embargo, ello sólo se justificaría si se efectúa un análisis ad-hoc para la estructura que se esté proyectando, el cual demuestre fehacientemente la posibilidad de tolerar giros de fundación mayores al límite establecido en el presente trabajo. La forma para lograr este objetivo podría ceñirse a la metodología aquí descrita, tendiente a obtener curvas similares a las presentadas en las Figs. 9 y 10.

En el Anexo II se incluye un ejemplo de dimensionamiento de las fundaciones para uno de los marcos metálicos procesados, conjuntamente con una pre-evaluación de la conveniencia económica de utilizar columnas con base *empotrada*. Esta pre-evaluación se efectuó considerando apoyo sobre zapatas con pedestal fundadas a 1.5 m de profundidad y teniendo en cuenta los costos directos correspondientes al marco metálico, excavaciones y hormigón de fundaciones. Se excluyó el costo de costaneras de techo y laterales, cubiertas, etc, que son elementos cuyo diseño y dimensionamiento puede considerarse independiente del sistema de apoyo de las columnas del marco. Los resultados obtenidos indican que para apoyo en arcilla resulta mas económico materializar una rótula en la base de las columnas, independientemente si se trata de marcos livianos, intermedios o pesados. Para marcos livianos apoyados en arena y grava

* Generalmente el módulo de deformación del suelo asociado a cargas pulsantes (cíclicas) es del orden de 3 veces el asociado a cargas estáticas.

persiste la conveniencia económica de materializar rótulas. Para marcos intermedios y pesados fundados en arena y grava existiría una cierta ventaja económica para el apoyo empotrado la que, en todo caso, no iría mas allá de un 10^o/o de reducción del costo considerado en el análisis.

CONCLUSIONES

Del análisis de un universo constituido por 10 marcos metálicos de una nave y un nivel, con rigideces y geometrías que abarcan una gran parte de los casos que pueden darse en la práctica, es posible establecer las siguientes conclusiones:

- El giro de fundación produce una disminución del momento volcante sobre los apoyos y un aumento de las tensiones actuantes en la superestructura. Este aumento se ha expresado como la razón entre el momento flector en un punto de la estructura para apoyo con giro y el momento flector en ese mismo punto cuando existe una condición de empotramiento perfecto.
- El aumento de las tensiones en la estructura y la disminución del momento volcante sobre los apoyos varía exponencialmente con la razón de rigideces al giro de la fundación y los pilares. Así por ejemplo, para una razón de rigidez al giro infinita (empotramiento perfecto) se tiene el máximo momento volcante en la fundación y el aumento de tensiones en la superestructura es nulo; para un valor nulo de dicha razón (apoyo rotulado) el momento volcante es nulo y el aumento de tensión en la superestructura es máximo. Para valores de la razón de rigidez al giro superiores a 10, es decir, con fundaciones diez veces más rígidas que los pilares en lo que a giro se refiere, el apoyo puede considerarse como un empotramiento perfecto. Para estos efectos, la rigidez al giro de la fundación se define de acuerdo a lo indicado en el Anexo I y la del pilar en la forma expuesta en la Fig. 8.
- Para efectos del diseño de marcos con columnas *empotradas* en su base se establece un giro de fundación admisible de 1/300 rad, el cual debe verificarse aplicando sobre las fundaciones las reacciones de apoyo obtenidas para la condición de empotramiento perfecto. Este giro admisible se formula para cubrir una gama relativamente amplia de marcos y, por consiguiente, pudiera resultar conservador en algunos casos particulares. Si se quisiera aumentar su valor, sería necesario procesar la estructura particular que se esté proyectando con el fin de discernir si ello es posible. Sin embargo, no es conveniente reducirlo, en atención a las sobretensiones adicionales inducidas en la superestructura por posibles asientos diferenciales entre apoyos.

- En lo que respecta a desplazamientos horizontales, éstos tienen poca influencia, especialmente si las fundaciones están conectadas por cadenas o vigas de fundación. Para los efectos de incluir en el diseño los asentamientos diferenciales se propone por el momento emplear los criterios ya establecidos en base a asentamientos totales admisibles.
- Una pre-evaluación económica de los costos directos correspondientes al marco metálico propiamente tal, excavaciones y hormigón de fundaciones con pedestal y profundidad de fundación de 1.5 m, indica que para apoyo en suelos arcillosos resulta más conveniente materializar una rótula en la base de las columnas, independiente de si se trata de marcos livianos, intermedios o pesados. Para marcos livianos apoyados en arena y grava persiste la conveniencia económica de materializar rótulas. Para marcos intermedios y pesados fundados en arena y grava existiría una cierta ventaja económica para el apoyo empotrado, la que, en todo caso, no iría más allá de un 10^o/o de reducción del costo considerado en el análisis.

REFERENCIAS

1. BJERRUM, L. *Discussion to European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, vol. II, 1963.
2. COLOMBO, P. y RICCERI, G. Behavior of structures and allowable settlements. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscú, 1973.
3. FELD, J. Tolerance of structures to settlement. *Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE*, mayo 1965.
4. GRANT, R.; CHRISTIAN, J.T. y VANMARCKE, E.H. Differential settlement of buildings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, septiembre 1974.
5. POLSHIN, D.E. y TOKAR, R.A. Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, vol. 3, 1957.
6. SKEMPTON, A.W. y MAC DONALD, D.N. The allowable settlement of buildings. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, Londres, vol. 5, Part III, 1956.
7. TERZAGHI, K. y PECK, R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Ed. Wiley and Sons, New York, 1955, 1967.
8. BURLAND, J.B. y WROTH, C.P. Allowable and differential settlements of structures, including damage and soil-structure interaction. *General Report, Conference on settlements of structures*, Session 5, Cambridge, abril 1974.
9. CHAMECKI, S. Structural rigidity in calculating settlements. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 82, enero 1956.
10. CHAMECKI, S. Calcul des tassements progressifs des fondations (en tenant compte de l'interaction des structures et du sol). *Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n° 261, septiembre 1969.
11. GRASSOFF, H. Influence of flexural rigidity of superstructure on distribution of contact pressure and bending moments of an elastic combined footing. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, vol. 3, 1957.

12. HANSBO, S. Written contribution. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 4.2, Moscú, 1973.
13. LARNACH, W.J. Computation of settlements in building frames (taking account of structural stiffness). *Civil Engineering and Public Works Review*, vol. 65, nº 770, septiembre 1970.
14. MEYERHOF, G.G. The structural analysis of building frames. *The Structural Engineer*, Londres, vol. 25, 1947.
15. MEYERHOF, G.G. Some recent foundation research and its application to design. *The Structural Engineer*, Londres, vol. 31, 1953.
16. MORRIS, D.V. Interaction of continuous frames and soil media. *Journal of the Structural Division, ASCE*, octubre 1966.
17. SEETHARAMULU, K. y KUMAR, A. Interaction of foundation beam and soil with frames. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscú, 1973.
18. SOMMER, H. A method for the calculation of settlements, contact pressures and bending moments in a foundation including the influence of the flexural rigidity of the superstructure. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, vol. 3, 1965.
19. DIAZ, J. y VANMARCKE, E. Settlement of structures on shallow foundations: A probabilistic analysis. *Soil Publication nº 334*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, enero 1974.
20. WU, T.H. y KRAFT, L.M. The probability of foundation safety. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE*, septiembre 1967.
21. FERNANDEZ, A.; ORTIGOSA, P. y GUENDELMAN, T. Influencia de asentamientos diferenciales en un marco espacial: Parte I, *Revista del IDIEM*, vol. 13, nº 3, diciembre 1974.
22. BINDER, R. y ORTIGOSA, P. Influencia de asentamientos diferenciales en un marco espacial: Parte II. *Revista del IDIEM*, vol. 14, nº 1, mayo 1975.
23. BINDER, R. y ORTIGOSA, P. Influencia de asentamientos diferenciales en un marco espacial: Parte III. *Revista del IDIEM*, vol. 14, nº 2, septiembre 1975.
24. HERBACH, E. y ORTIGOSA, P. Efecto del asentamiento por consolidación en un marco espacial. *XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, vol. I, Santiago de Chile, abril 1978.
25. GONZALEZ, R. y ORTIGOSA, P. Restricción lateral del suelo en pilas de fundación. *Revista del IDIEM*, vol. 16, nº 2, septiembre 1977.
26. a) GIDI, J.C. y ABU-THUM, M. *Galpones industriales livianos de acero*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1976.
b) Otros planos facilitados por oficinas de proyectos.
27. SARRAZIN, M. y BURMESTER, R. *ICES-STRUDL II, Lenguaje para el diseño estructural*. Departamento de Obras Civiles, Universidad de Chile, noviembre 1971.
28. LEE, I.K. Bearing capacity of foundations with particular reference to the Melbourne Area. *Proceedings of the Institution of Engineers, Australia*, 1962.
29. BARKAN, D.D. *Dynamic of Bases and Foundations*. Ed. Mac Graw Hill, 1962.
30. GORDUNOV-POSSADOV, M.I. y SEREBRAJANYI, R.V. Design of structures upon elastic foundations. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. I, 1961.

INFLUENCE OF FOOTING ROTATION ON STEEL FRAMES

SUMMARY

Bending moments induced by footing rotation upon steel frames are analysed. Ten steel frames ranging from light to heavy structures were selected. Assuming a linear stress-strain behaviour in the steel and an equivalent linear stress-strain behaviour for the rotational spring constant located at the footing, a computer program was used to obtain allowable footing rotation as function of the percent of increase in frame bending moments.

ANEXO I

Cálculo del resorte de restricción al giro en las fundaciones, $K_{\theta F}$

Existen numerosas expresiones para evaluar el coeficiente $K_{\theta F}$ en fundaciones superficiales. Lee²⁸ establece una solución aproximada para la rotación θ_F de la base de un rectángulo rígido debido al momento M_F aplicado en un plano paralelo al lado B de dicho rectángulo. Expresiones similares han sido propuestas por Barkan²⁹ y por Gordunov-Possadov³⁰, todas las cuales han sido deducidas a partir de las ecuaciones básicas de la teoría de la elasticidad. Las expresiones recientemente citadas tienen la forma siguiente:

$$K_{\theta F} = \frac{M_F}{\theta_F} = \frac{E B^2 L}{(1 - \nu^2) I_\phi} \quad \text{A.1}$$

en que $K_{\theta F}$ = resorte de restricción al giro de la fundación; E = módulo de deformación equivalente del suelo de apoyo teniendo en cuenta deformaciones a corto y largo plazo, el factor de seguridad a la falla por corte de dicho suelo y el confinamiento inicial existente a una profundidad representativa bajo el sello de fundación; ν = módulo de Poisson del suelo de apoyo; B = lado de la fundación en contacto con el suelo perpendicular al eje del momento; L = lado de la fundación en contacto con el suelo paralelo al eje del momento; I_ϕ = coeficiente que depende de la razón L/B .

La variación del coeficiente I_ϕ dada por Lee, Barkan y Gordunov-Possadov se ilustra en la Fig. A.1. En esta figura se incluye además el valor de I_ϕ obtenido considerando que la fundación se apoya sobre una cama de resortes desconectados entre sí (constante de balasto) cuyas rigideces se obtienen empleando las expresiones dadas por la teoría de la elasticidad para el caso de una placa rígida solicitada por una carga vertical centrada.

Los resultados graficados en la Fig. A.1 indican que el concepto de constante de balasto sobre estima notoriamente el coeficiente I_ϕ lo cual se traduce en una sub-estimación de la constante de giro $K_{\theta F}$ de la fundación. Por tal motivo se prefiere emplear los valores de I_ϕ deducidos considerando la continuidad del medio de apoyo y no aquellos basados en la constante de balasto que supone resortes de apoyo desconectados entre sí. Para los efectos de diseño se propone utilizar los I_ϕ dados por Barkan que son mayores a los dados

por Lee y Gordunov-Possadov; ello en aras de la seguridad ya que implica trabajar con resortes de giro de fundación menores. En la tabla siguiente se resumen los valores de I_ϕ correspondientes a la curva de Barkan de la cual, para efectos prácticos, puede seleccionarse un valor único igual a 6.0 sin cometer un error apreciable.

COEFICIENTES I_ϕ (Barkan 1962)

L/B	I_ϕ
0.1	2.5
0.2	3.3
0.4	4.6
0.6	5.2
0.8	5.7
1	6.0
2	6.8
4	7.1
6	7.3
8	7.5
10	7.7

En el caso de tratarse de pilas de fundación en las que se incluyera la restricción lateral del suelo, el coeficiente $K_{\theta F}$ queda dado por la siguiente relación aproximada²⁵:

$$K_{\theta F} = \frac{M_F}{\theta_F} = L_1 E^* B^2 I_\phi \quad A.2$$

El significado de los términos que aparecen en esta relación se ilustra en la Fig. A.2.

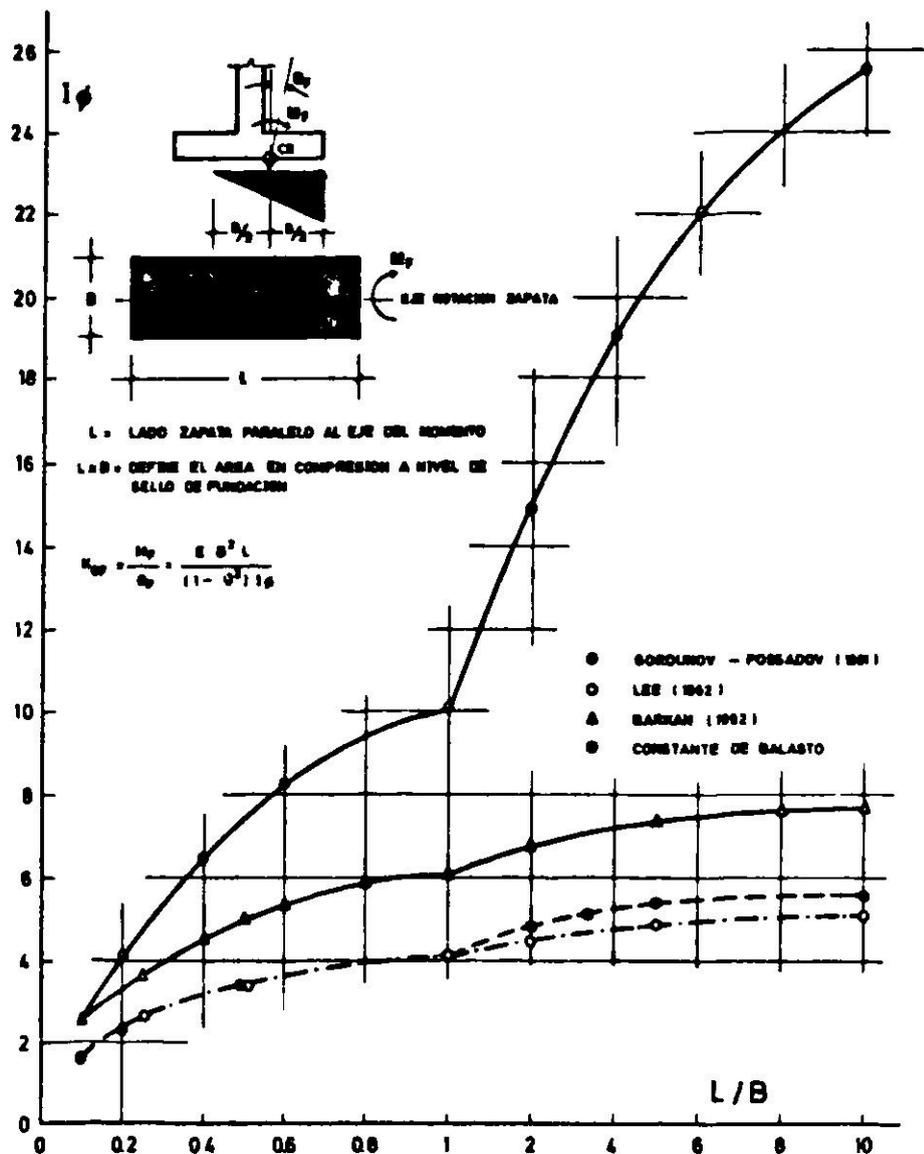


Fig. A.1. Valores del coeficiente I_ϕ para zapatas superficiales.

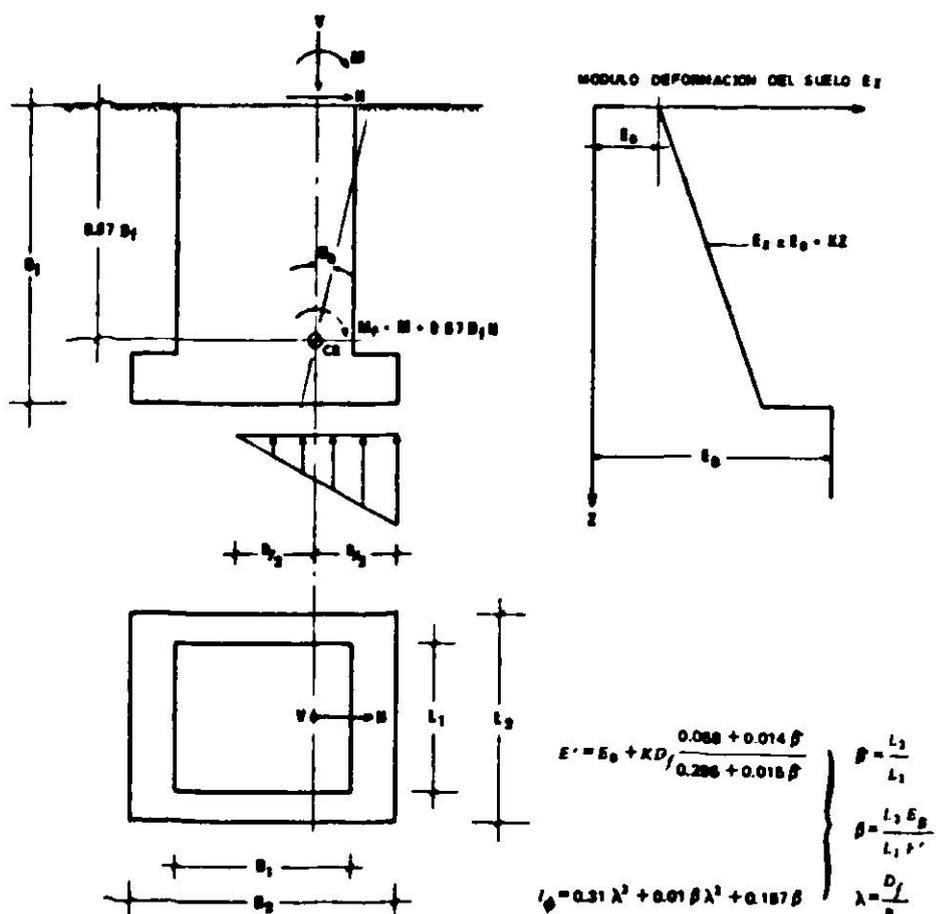
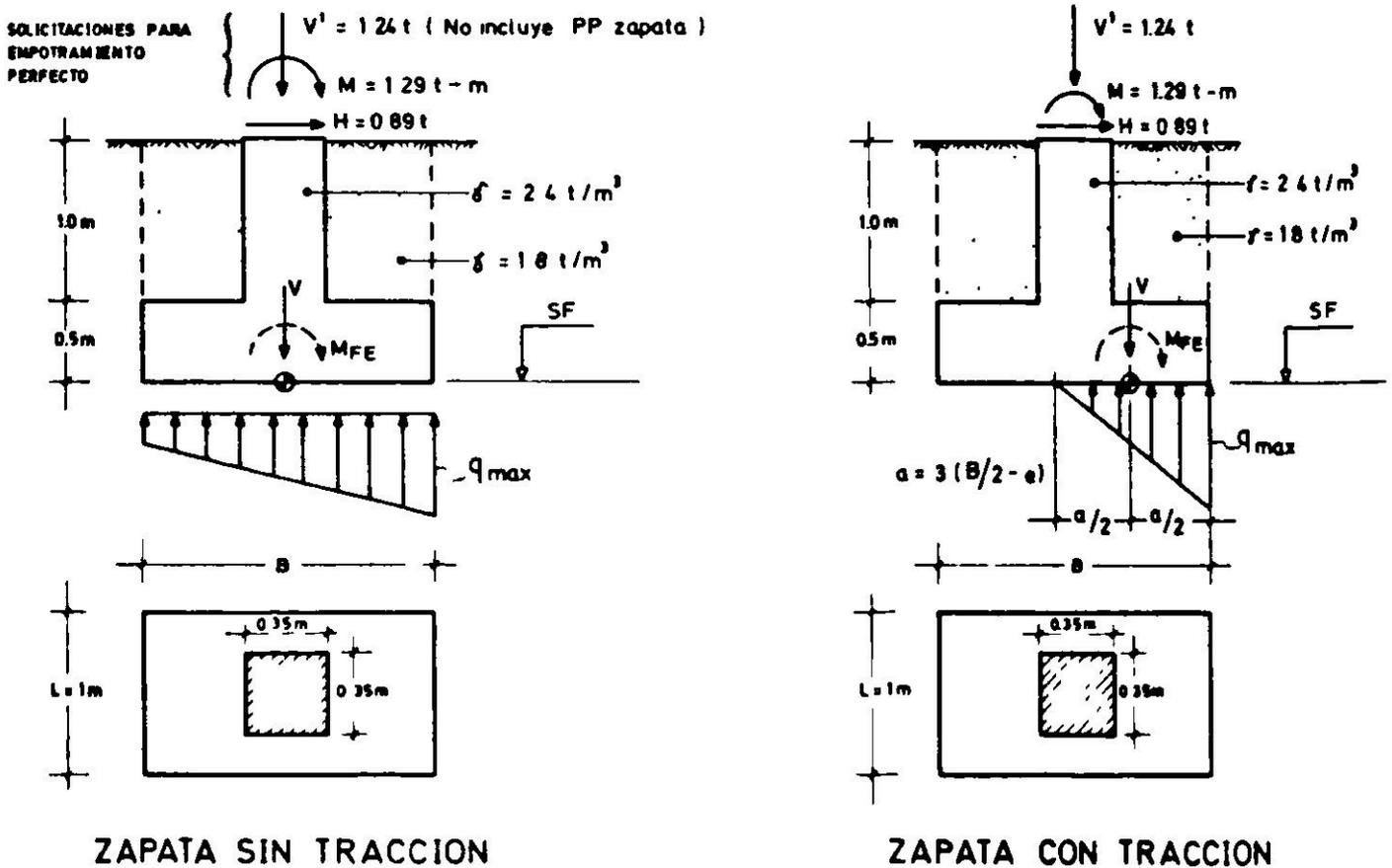


Fig. A.2. Definición de términos en la ecuación para determinar $K_{\theta F}$ en pilas con restricción lateral del suelo.

ANEXO II

II.1. Ejemplo de dimensionamiento de zapatas

Con la finalidad de ilustrar la metodología empleada en el dimensionamiento de zapatas teniendo en cuenta la condición de giro admisible, se consideró el marco N^o 1 sometido al estado de carga de $pp + SC$. La profundidad de fundación se tomó igual a 1.5 m y el sello de fundación se consideró sobre arcilla, arena y grava. El esquema siguiente ilustra las características geométricas de la fundación adoptada en el ejemplo conjuntamente con las características del suelo:



Suelo de apoyo	Fatiga admisible $q_{adm}(\text{ton}/\text{m}^2)$	Módulo de deformación $E(\text{ton}/\text{m}^2)$	Módulo de Poisson, ν
Arcilla	15	500	0.30
Arena	25	3.000	0.30
Grava	50	15.000	0.30

La sollicitación vertical a nivel de sello de fundación queda dada por la relación siguiente:

$$V = 1.24 + 2.4 (0.5 BL + 0.35^2 \times 1.0) + 1.8 \times 1 (BL - 0.35^2)$$

$$V = 1.31 + 3BL \text{ en (ton) si } B \text{ y } L \text{ en (m)}$$

Las condiciones de diseño quedan establecidas por:

$$\theta_F = \frac{(1 - \nu^2) I \phi M_{FE}}{LB^3 E} < \frac{1}{300} \text{ rad}$$

$$q_{max} < q_{adm}$$

en que:

$$B^* = B \text{ si no hay tracción en } SF$$

$$B^* = 3(B/2 - e) \text{ si se produce tracción en } SF$$

$$M_{FE} = 1.29 + 0.89 \times 1.5 = 2.62 \text{ ton-m si no hay tracción}$$

$$M_{FE} = 2.62 - 0.5V \left\{ B - 3(B/2 - e) \right\} \text{ si se produce tracción}$$

$$q_{\max} = \frac{V}{BL} + \frac{6 \times 2.62 \text{ (ton-m)}}{B^2 L} \quad \text{si no hay tracción}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{3L (B/2 - e)} \quad \text{si se produce tracción}$$

I_ϕ = Coeficiente obtenido de la curva de Barkan en Fig. A.1 con $L = L$ y $B = B^*$ (para efectos prácticos se puede utilizar $I_\phi = 6$ sin cometer un error de consideración).

$$e = \frac{2.62 \text{ (ton-m)}}{V \text{ (ton)}} \quad \dots \text{ si } e \leq \frac{B}{6} \quad \text{no hay tracción}$$

$$\text{si } e > \frac{B}{6} \quad \text{se produce tracción}$$

En base a los datos formulados y utilizando las relaciones recientemente expuestas se confeccionó una tabla para distintos valores de B , calculándose el giro de fundación θ_F y la fatiga máxima q_{\max} . De los resultados obtenidos se concluye que las condiciones de diseño se cumplen para:

- Zapata en arcilla $B \times L = 2.6 \times 1 \text{ m}$
- arena $B \times L = 1.4 \times 1 \text{ m}$
- grava $B \times L = 1.2 \times 1 \text{ m}$

RESULTADOS DIMENSIONAMIENTO ZAPATAS CON $L = 1 \text{ m}$

B (m)	V (ton)	e (m)	B/6 (m)	B* (m)	M _{FE} (ton-m)	I _φ	q _{max} (ton/m ²)	θ _F (rad)		
								Arcilla	Arena	Grava
1.1	4.61	0.57	0.183	Negativo	-	-	-	-	-	-
1.2	4.91	0.53	0.20	0.21	0.19	7.2	46.8	1/18	1/108	1/540
1.3	5.21	0.50	0.217	0.45	0.41	6.8	23.2	1/40	1/240	
1.4	5.51	0.48	0.233	0.66	0.58	6.4	16.7	1/65	1/390	
1.6	6.11	0.43	0.266	1.11	1.12	5.5	11.0	1/110		
1.8	6.71	0.39	0.30	1.53	1.71	5.3	8.8	1/142		
2.0	7.31	0.36	0.333	1.92	2.32	4.9	7.6	1/178	<1/300	<1/300
2.2	7.91	0.33	0.366	2.2	2.62	4.8	6.9	1/216		
2.4	8.51	0.31	0.40	2.4	2.62	4.7	6.3	1/257		
2.5	8.86	0.30	0.416	2.5	2.62	4.6	6.1	1/285		
2.6	9.11	0.29	0.433	2.6	2.62	4.5	5.8	1/315	↓	↓

II.2. Comparación económica apoyo rotulado vs apoyo empotrado

Se analizaron los marcos N^{os} 1, 4 y 3 que corresponden a galpones livianos, intermedios y pesados, respectivamente. En cada caso se consideró apoyo rotulado y empotrado, estableciéndose tres ítems básicos de costo para cada una de las dos alternativas de apoyo:

- Peso de la estructura del marco excluyéndose las costaneras de techo y laterales, cubiertas, etc que son elementos cuyo diseño y dimensionamiento puede considerarse independiente del sistema de apoyo de las columnas.
- Volumen de excavación para materializar las fundaciones en base a zapatas con pedestal.
- Volumen de hormigón constitutivo de las fundaciones en base a zapatas con pedestal.

En cada marco la estructura y las fundaciones se dimensionaron para la combinación de carga mas desfavorable. La estructura metálica del marco empleó un $\sigma_{adm} = 1400/1860$ kg/cm² para (PP + SC) / (PP + SC + V). Las fundaciones para apoyo rotulado se dimensionaron utilizando un factor de seguridad al volcamiento igual a 1.50 y presiones admisibles $q_{adm} = 15/25/50$ ton/m² para apoyo en arcilla/arena/grava; para apoyo empotrado se emplearon esas mismas presiones admisibles y se impuso la condición $\theta_F \leq 1/300$ rad. Para efectos de cubicar los volúmenes de excavación y hormigón se fijó una profundidad de fundación igual a 1.5 m y una altura de zarpa de 0.5 m. La sección del pedestal se compatibilizó con las dimensiones en planta de las zapatas de modo de que éstas constituyeran elementos con zarpa rígida y no se sobrepasaran las tensiones de corte y de tracción del hormigón.* De este modo se eligieron las siguientes dimensiones de pedestal para los efectos de cubicación:

- Apoyo rotulado pedestal de 0.35 x 0.35 m de sección en todos los casos
- Apoyo empotrado pedestal de 0.35 x 0.35 m de sección en todos los casos con excepción de los siguientes:

Marco N^o 4 apoyado en arcilla 1.0 x 1.0 m

Marco N^o 3 apoyado en arcilla 1.5 x 1.5 m

en arena 1.2 x 1.2 m

en grava 1.0 x 1.0 m

En la tabla siguiente se resumen los resultados obtenidos indicándose entre paréntesis el porcentaje de mayor costo para cada uno de los casos contemplados en el análisis.

* Se consideró hormigón tipo D sin armar en los marcos 1 y 4; en el marco 3 las dimensiones de zapata obtenidas para apoyo empotrado sugieren el empleo de hormigón armado a pesar de haberse dispuesto pedestales de mayor sección.

COSTOS DIRECTOS APROXIMADOS POR MARCO

Apoyo en	Tipo apoyo	U	ITEM	Cantidad			P.U.(\$)	Total (\$)		
				Marco 1 (1)	Marco 4 (2)	Marco 3 (3)		Marco 1 (1)	Marco 4 (2)	Marco 3 (3)
Arcilla	Rotulado	kg	Marco metálico zapata	330	750	5694	40	13.200	30.000	227.760
		m ³	Excavación	2.6	4.8	9	150	390	720	1.350
		m ³	Hormigón tipo D	1.2	1.84	3.2	2520	3.024	4.637	8.064
								<u>16.614</u>	<u>35.357</u>	<u>237.174</u>
Arcilla	Empotrado	kg	Marco metálico zapata	330	650	4433	40	13.200	26.000	177.320
		m ³	Excavación	7.8	15	74	150	1.170	2.250	11.100
		m ³	Hormigón tipo D	2.84	7	-	2520	7.157	17.640	-
		m ³	Hormigón armado	-	-	29.2	4000	-	-	116.800
						<u>21.527(+ 30°/o)</u>	<u>45.890 (+ 30°/o)</u>	<u>305.220 (+ 29°/o)</u>		
Arena	Rotulado	kg	Marco metálico zapata	330	750	5694	40	13.200	30.000	227.760
		m ³	Excavación	2.6	4.8	6.3	150	390	720	945
		m ³	Hormigón tipo D	1.2	1.84	2.4	2520	3.024	4.637	6.048
								<u>16.614</u>	<u>35.357 (+ 11°/o)</u>	<u>234.753 (+ 3°/o)</u>
Arena	Empotrado	kg	Marco metálico zapata	330	650	4433	40	13.200	26.000	177.320
		m ³	Excavación	4.5	5.4	26.5	150	675	810	3.975
		m ³	Hormigón tipo D	1.74	2	-	2520	4.385	5.040	-
		m ³	Hormigón armado	-	-	11.8	4000	-	-	47.200
						<u>18.260 (+ 10°/o)</u>	<u>31.850</u>	<u>228.495</u>		
Grava	Rotulado	kg	Marco metálico zapata	330	750	5694	40	13.200	30.000	227.760
		m ³	Excavación	2.6	4.8	4.2	150	390	720	630
		m ³	Hormigón tipo D	1.2	1.84	1.66	2520	3.024	4.637	4.183
								<u>16.614</u>	<u>35.357 (+ 13°/o)</u>	<u>232.573 (+ 7°/o)</u>
Grava	Empotrado	kg	Marco metálico zapata	330	650	4433	40	13.200	26.000	177.320
		m ³	Excavación	3.6	4.6	21.6	150	540	690	3.240
		m ³	Hormigón tipo D	1.44	1.78	-	2520	3.629	4.486	-
		m ³	Hormigón armado	-	-	9.2	4000	-	-	36.800
						<u>17.369 (+ 5°/o)</u>	<u>31.176</u>	<u>217.360</u>		

(1): Marco liviano

(2): Marco intermedio

(3): Marco pesado