



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA REACCIÓN DE UN SUELO
ARENOSO ANTE UNA PLACA RÍGIDA SOLICITADA POR CARGA
VERTICAL Y MOMENTO**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

DARIO BORIS MUTOLI LOPICICH

**PROFESOR GUIA:
SR. CLAUDIO FONCEA NAVARRO**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
SR. RAMON VERDUGO ALVARADO
SR. RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS**

**SANTIAGO DE CHILE
2007**

RESUMEN DE INFORME FINAL
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: DARIO BORIS MUTOLI LOPICICH
FECHA: 22/11/2007

**“ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA REACCIÓN DE UN SUELO ARENOSO ANTE
UNA PLACA RÍGIDA SOLICITADA POR CARGA VERTICAL Y MOMENTO”**

Este estudio analiza, a través de ensayos de laboratorio, las variaciones que el coeficiente de reacción de una arena limpia experimenta cuando se incorpora una sollicitación de momento a una placa rígida sometida a una carga vertical centrada. Estos ensayos requirieron proyectar una instalación cuyas dimensiones no limitaran la validez de los resultados y permitiera la depositación homogénea de la arena a diferentes densidades relativas.

En el diseño de fundaciones se modela generalmente el suelo como una cama de resortes independientes unos de otros utilizando una constante de reacción ante carga vertical que se denomina coeficiente de balasto o coeficiente de reacción del suelo.

Para obras de importancia el coeficiente de reacción del suelo se obtiene a partir de pruebas de placa de carga en las que se aplica una carga vertical centrada. En la realidad sin embargo, las fundaciones están sometidas simultáneamente a cargas verticales y de momento para condiciones de servicio. Una revisión de la literatura nos revela que muy pocos estudios han sido realizados considerando asentamiento y rotación de fundaciones cargadas excéntricamente. Con muy pocas excepciones, que se presentan en este estudio, las placas cargadas sobre arena en los estudios realizados anteriormente fueron sometidas a cargas verticales con excentricidad constante. Sin embargo, una carga axial constante combinada con un momento creciente es una condición de carga más representativa de lo que ocurre con las fundaciones de edificios sometidos a cargas laterales.

Los resultados de los ensayos realizados han permitido determinar que la arena ensayada demuestra tener una mayor resistencia al giro ante la sollicitación de momento - superpuesto a una carga vertical constante - que la que se considera cuando se utiliza el coeficiente de balasto obtenido de la prueba de carga con sollicitación puramente vertical. Lo anterior lleva a caracterizar como conservador el criterio utilizado en el cálculo de fundaciones que iguala la rigidez de un suelo granular para estas dos condiciones de carga. Además, los ensayos demuestran que el centro de giro de la placa, cuando sometida a momento, no coincide con el centro de gravedad de la placa sino que se ubica próximo al borde menos sollicitado de ésta, lo que contradice las condiciones asumidas normalmente en el cálculo.

Finalmente, para estimar los asentamientos y la rotación que sufrirán las fundaciones rígidas diseñadas sobre arenas se proponen dos métodos. El primero consiste en separar el problema en dos partes, asentamiento y rotación, utilizando dos constantes, una de balasto y la otra de giro. El segundo método es no lineal y se basa en los resultados de los ensayos realizados y en el concepto de área equivalente recomendado por la AASHTO.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, por su apoyo incondicional y su paciencia en aquellos momentos en que el cansancio y el estrés dominaron mi estado de ánimo, ellos se esforzaron siempre por hacerme la vida lo mas simple posible para que yo pudiera dedicar principalmente mi tiempo a la memoria y me distrajera en mis tiempos libres.

A mi profesor guía Claudio Fonca, por su inagotable paciencia para leer conmigo página por página proponiendo siempre los cambios precisos para acercar la memoria lo más posible a la perfección.

A los profesores de la comisión, Ramón Verdugo y Ricardo Moffat por sus aportes puntuales y objetivos en la corrección de la memoria.

A todo el personal del laboratorio de sólidos, quienes durante los primeros seis meses del presente año me ayudaron a realizar una complicada serie de ensayos cuya preparación requirió de parte de cada uno de ellos grandes esfuerzos físicos y dedicación de tiempo.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN.....	8
1.1	GENERAL.....	8
1.2	OBJETIVOS.....	8
1.2.1	OBJETIVO GENERAL.....	8
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	9
CAPÍTULO 2	TEORÍA DE ASENTAMIENTOS Y CRITERIOS DE APLICACIÓN EN ARENAS	9
2.1	ORIGEN Y LIMITACIONES DE LAS TEORÍAS DE ASENTAMIENTOS.....	17
2.2	CAPACIDAD DE CARGA DE ZAPATAS SUPERFICIALES	20
2.3	<i>PRESIÓN VERTICAL EN EL SUELO BAJO AREAS CARGADAS</i>	21
2.4	<i>INFLUENCIA DEL TAMAÑO DEL AREA CARGADA</i>	24
2.5	<i>INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD EN LAS PROPIEDADES DE LA ARENA</i>	26
2.6	<i>PRESIÓN DE CONTACTO EN LA BASE DE ZAPATAS RÍGIDAS</i>	27
2.7	AASHTO LRFD – SECCIÓN 10 – FUNDACIONES (ZAPATAS).....	28
CAPÍTULO 3	ESTUDIO BIBLIOGRÁFICO DE ANTECEDENTES EXPERIMENTALES.....	33
3.1	ANTECEDENTES EXPERIMENTALES.....	33
3.2	MODELO PROPUESTO POR SMITH (2004)	44
CAPÍTULO 4	DISEÑO DE LOS ENSAYOS.....	46
4.1	CRITERIOS.....	46
4.2	EQUIPO E INSTALACIONES.....	47
4.3	METODOLOGÍA	50
4.4	ESTIMACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LAS MUESTRAS	59
CAPÍTULO 5	RESULTADOS DE ENSAYOS DE PLACA DE CARGA.....	62
5.1	INTRODUCCIÓN.....	62
5.2	CARGA VERTICAL CENTRADA.....	62
5.3	CARGA VERTICAL Y MOMENTO	63
CAPÍTULO 6	ANÁLISIS DEL ASENTAMIENTO Y REACCIÓN VERTICAL DE LA ARENA ANTE UNA PLACA SOLICITADA POR CARGA VERTICAL Y MOMENTO	73
6.1	ASENTAMIENTOS PROVOCADOS POR LA APLICACIÓN DE MOMENTO	73
6.2	RELACIÓN ENTRE EL ASENTAMIENTO DEL BORDE MÁS SOLICITADO Y LA PRESIÓN DE CONTACTO	83
CAPÍTULO 7	EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE LA ARENA ANTE EL GIRO DE UNA PLACA SOLICITADA POR CARGA VERTICAL CONSTANTE Y MOMENTO VARIABLE	89
7.1	INTRODUCCIÓN.....	90
7.1	CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE REACCIÓN DE LA ARENA CON DISTINTAS DENSIDADES RELATIVAS.....	90
7.2	COMPARACIÓN ENTRE EL GIRO MEDIDO EN LOS ENSAYOS Y EL GIRO ESTIMADO A PARTIR DEL COEFICIENTE DE REACCIÓN DE LA ARENA.....	95
7.2.1	<i>CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 22%</i>	97
7.2.2	<i>CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 52%</i>	100
7.2.3	<i>CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 81%</i>	103
7.3	EVALUACIÓN DE LA CONSTANTE DE REACCIÓN AL GIRO DE LA ARENA	106
7.3.1	<i>CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 22%</i>	110
7.3.2	<i>CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 52%</i>	113
7.3.3	<i>CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 81%</i>	116

CAPÍTULO 8	METODO PROPUESTO PARA OBTENER EL ASENTAMIENTO Y ROTACIÓN DE ZAPATAS RÍGIDAS EN ARENA SOLICITADAS POR CARGA VERTICAL Y MOMENTO.....	120
8.1	<i>ESTIMACIÓN DEL ASENTAMIENTO INICIAL</i>	<i>121</i>
8.2	<i>ESTIMACIÓN DEL ASENTAMIENTO FINAL Y LA ROTACIÓN.....</i>	<i>122</i>
8.3	<i>COMPARACIÓN CON ENSAYOS</i>	<i>124</i>
8.3.1	<i>CARGA VERTICAL CENTRADA</i>	<i>124</i>
8.3.2	<i>CARGA VERTICAL Y MOMENTO</i>	<i>126</i>
	<i>ANGULO DE ROTACIÓN</i>	<i>126</i>
	<i>ASENTAMIENTO DEL CENTRO DE LA PLACA</i>	<i>135</i>
CAPÍTULO 9	DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO.....	145
9.1	<i>DISCUSIÓN.....</i>	<i>146</i>
9.2	<i>CONCLUSIONES</i>	<i>148</i>
9.3	<i>TRABAJO FUTURO</i>	<i>149</i>
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	149
	ANEXOS	151
	<i>ANEXO A: DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LA ARENA</i>	<i>151</i>
A.1	<i>IDENTIFICACIÓN VISUAL.....</i>	<i>151</i>
A.2	<i>GRAVEDAD ESPECÍFICA.....</i>	<i>151</i>
A.3	<i>DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA</i>	<i>152</i>
A.4	<i>DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA.....</i>	<i>155</i>
A.5	<i>ÁNGULO DE FRICCIÓN EN REPOSO.....</i>	<i>156</i>

DEFINICIÓN DE SÍMBOLOS

A: Área cargada bajo la zapata o placa

B: Lado de la placa cuadrada

B': Ancho equivalente de la placa

B₀: Ancho de la zapata rectangular (en la dirección de aplicación del momento)

B₀': Ancho equivalente de la zapata

C_C: Coeficiente de curvatura del suelo

C_U: Coeficiente de uniformidad del suelo

D_f: Profundidad del sello de fundación bajo la superficie del suelo

DR: Densidad relativa

E_i: Módulo elástico inicial tangente del suelo

E_s: Módulo de elasticidad del suelo

I: Momento de inercia de la placa

K_s: Coeficiente de reacción del suelo

K_θ: Coeficiente de reacción rotacional de la arena bajo la placa de carga

L₀: Largo de la fundación rectangular (en la dirección perpendicular a la de aplicación del momento)

M: Momento aplicado a la placa o zapata

N_c, N_q, N_γ: Factores de carga del suelo

Q, P: Carga vertical

Q_{max}: Carga vertical máxima aplicada en los ensayos de placa de carga vertical centrada

R²: Coeficiente de correlación de la curva ajustada

V: Volumen interior de la caja o recipiente

W: Peso de la arena

c: Cohesividad del suelo

e: Excentricidad de carga

h: Altura de caída libre de la arena

p_v : Presión vertical del suelo bajo áreas cargadas

q, σ : Presión de contacto

q^* : Presión de contacto inicial aplicada a los ensayos con momento

q_{adm} : Carga admisible de un suelo

q_{max} : Presión de contacto máxima (no última) registrada en los ensayos con carga vertical centrada; Presión de contacto máxima bajo la placa

q_{ult} : Capacidad última de carga del suelo bajo la placa o zapata

α : Ángulo de fricción en reposo de la arena

β_z : Factor de forma

δ : Asentamiento del centro de gravedad de un área cargada

δ_{adm} : Asentamiento admisible de la placa o zapata

δ_{max} : Asentamiento del borde mas solicitado de una placa o zapata rígida

δ_Q : Asentamiento del centro de gravedad de una placa o zapata rígida provocado por aplicación de carga vertical centrada

δ_n : Asentamiento normalizado por el ancho de placa

Φ : Coeficiente de fricción del suelo

γ : Peso por unidad de volumen del suelo

ν : Coeficiente de Poisson

ρ : Densidad de la arena

ρ_{min} : Densidad mínima de la arena

ρ_{max} : Densidad máxima de la arena

θ : Rotación de la placa o zapata en la dirección de aplicación del momento

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 GENERAL

En el diseño de fundaciones se modela generalmente el suelo como una cama de resortes independientes unos de otros utilizando una constante de reacción ante carga vertical que se denomina coeficiente de balasto, también conocido en geotecnia como coeficiente de reacción del suelo. Este coeficiente permite obtener los asentamientos ante solicitaciones de una fundación deformable en un típico problema de interacción suelo estructura.

El coeficiente de reacción del suelo se obtiene a partir de pruebas de placa de carga en las cuales se aplica una carga vertical centrada creciente. En la realidad las fundaciones están sometidas simultáneamente a cargas verticales y de momento para condiciones de servicio. Este estudio permite analizar, a través de pruebas de carga realizadas en laboratorio, el comportamiento de las placas tanto ante carga vertical centrada como ante carga vertical centrada y momento.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

En Chile y en muchos otros países se modela generalmente la interacción entre el suelo y las fundaciones mediante el uso de programas computacionales como por ejemplo “SAFE”, los que utilizan una constante de reacción o coeficiente de rigidez con el cual el programa representa una determinada área del suelo bajo las fundaciones con una cama de resortes. Esta constante es obtenida en terreno a partir de ensayos de placa de carga basándose en criterios de asentamiento admisible o de carga admisible dependiendo del tipo de suelo y del tipo de estructura que se apoyará en éste.

Las curvas carga – deformación de un suelo no son lineales, por lo tanto se deduce que la rigidez, o pendiente de la curva, del suelo depende directamente del nivel de carga que actúa sobre éste y por consiguiente, del asentamiento sufrido en cada punto del área cargada.

Por otro lado, si una zapata se ve solicitada por un momento que se superpone a la carga vertical, se produce una redistribución de esfuerzos sobre el área cargada con niveles de esfuerzos variables que, como fue mencionado anteriormente, conlleva a invalidar la hipótesis de una constancia en la rigidez del suelo bajo la fundación.

Todo lo anterior justifica un conjunto de ensayos de laboratorio que permita por una parte conocer las curvas esfuerzo – deformación de una placa rígida solicitada por carga vertical centrada sobre una misma arena colocada a diferentes densidades relativas, y por otra, compararlas con las variaciones esfuerzo – deformación cuando se aplica momento manteniendo en niveles fijos la carga centrada.

Algunos autores han desarrollado modelos de predicción de la respuesta de zapatas solicitadas por carga vertical y momento (Smith, 2004). Sin embargo, aunque la mayoría de estos modelos entrega estimaciones bastante precisas de la rotación, éstas resultan de una complejidad matemática que los hace de muy difícil aplicación en la práctica. En este estudio y, a partir de los resultados y comportamiento observado en los ensayos realizados, se propone un procedimiento simplificado para el cálculo del asentamiento y rotación de zapatas solicitadas por carga vertical y momento cuya implementación no representa dificultades o cambios importantes en las prácticas utilizadas en las oficinas de ingeniería, manteniendo sin embargo niveles de precisión satisfactorios y se estudia además un método basado en las recomendaciones de la AASHTO para el diseño geotécnico de fundaciones, que considera la no linealidad del comportamiento del suelo. Los procedimientos propuestos deben ser considerados como tentativos, reconociendo la limitada cantidad de variables incluidas en el estudio, ya que parámetros como granulometría, contenido de humedad y otros, podrán incidir en los resultados.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Obtener las curvas de la respuesta en términos de asentamiento de una placa de carga solicitada por carga vertical centrada creciente sobre una arena a distintas densidades relativas.
- Obtener las curvas de la respuesta en términos de giro y asentamiento de una placa de carga solicitada por carga vertical centrada constante y momento variable sobre una arena a distintas densidades relativas.
- Comparar la respuesta medida de una arena cargada a distintas densidades relativas ante variaciones de carga vertical distribuida provocadas por la aplicación de momento y variaciones de carga vertical distribuida provocadas por carga puramente vertical a fin de evaluar una constante de reacción rotacional de la arena ante la aplicación de momento para distintas densidades relativas y distintos estados de carga vertical inicial.
- Comparar la respuesta medida de una arena cargada a distintas densidades relativas ante solicitaciones de momento con las estimaciones de esta respuesta calculadas a partir de un método no lineal basado en las recomendaciones de la AASHTO para el diseño geotécnico de zapatas en arena ante este tipo de solicitaciones.

CAPÍTULO 2 TEORÍA DE ASENTAMIENTOS Y CRITERIOS DE APLICACIÓN EN ARENAS

El asentamiento de una zapata en arena cargada uniformemente no solo depende de la carga, sino que también de la densidad relativa de la arena, del ancho de la zapata y de la presión de confinamiento del suelo bajo la zapata, la que viene dada a su vez por la profundidad del sello de fundación respecto de la superficie de la arena.

Cuando una carga es aplicada sobre una arena el resultado es un asentamiento del área cargada. La relación entre el asentamiento y la carga promedio por unidad de área se puede representar como una curva de asentamiento del tipo que se muestra en la Fig. 2-1. Si la arena es densa o rígida, la curva es del tipo C_1 . La abscisa q_{ult} de la tangente a la curva representa la capacidad de carga del suelo. Si la arena es suelta, la curva de asentamiento es similar a C_2 donde la capacidad de carga no queda necesariamente bien definida. La capacidad de carga de este tipo de suelos es comúnmente asumida igual a la abscisa q_{ult}' , correspondiente al punto en el cual la curva se hace relativamente recta siempre que no se supere el asentamiento admisible considerado para la estructura que se apoya en el suelo.

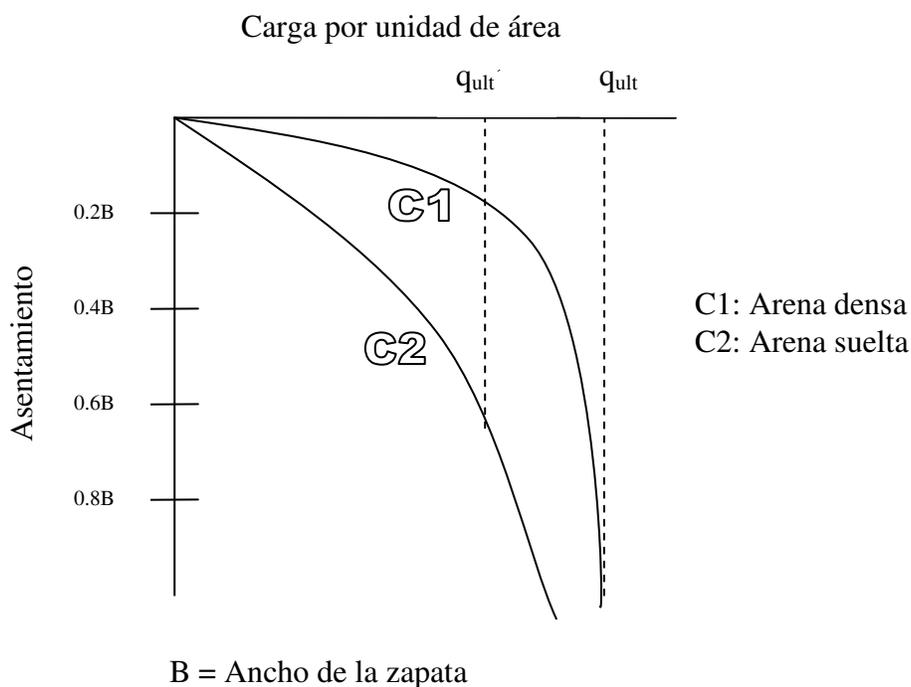


Fig. 2-1 Relación entre intensidad de carga y asentamiento de una zapata en arena densa y en arena suelta.

Las zapatas pueden ser continuas con forma rectangular, o pueden ser zapatas aisladas por lo general cuadradas o circulares. En 2.2 se presenta un método semi-empírico propuesto por Terzaghi (1967) para calcular la capacidad de carga de un suelo bajo una zapata cuadrada, tomando en cuenta el tamaño de la zapata.

Debido a la gran variedad y combinaciones de suelos que se encuentran en la práctica, no puede ser desarrollado un solo método para determinar la carga última del suelo que satisfaga todas las circunstancias. El procedimiento debe ser siempre adaptado a las condiciones del suelo reveladas por calicatas y sondajes de exploración. En particular, el procedimiento depende de la profundidad significativa que corresponde a la profundidad hasta la cual la carga sobre la zapata produce incrementos de los estados tensionales en el suelo suficientes para producir una contribución significativa al asentamiento

Antes de alcanzar la falla, la intensidad de la presión vertical a lo largo de cualquier línea vertical bajo una carga distribuida decrece al incrementar los valores de la profundidad bajo la superficie.

A partir de el uso de las ecuaciones de Boussinesq, se desarrollaron curvas, conocidas como bulbos de presión, que estiman el cambio en la presión vertical en cualquier punto de un suelo bajo una zapata cuadrada provocado por la aplicación de carga vertical sobre la zapata, estas curvas fueron posteriormente modificadas por Sowers (1979) utilizando la ecuación de Westergaard. En la Fig. 2-2 se muestran estas curvas.

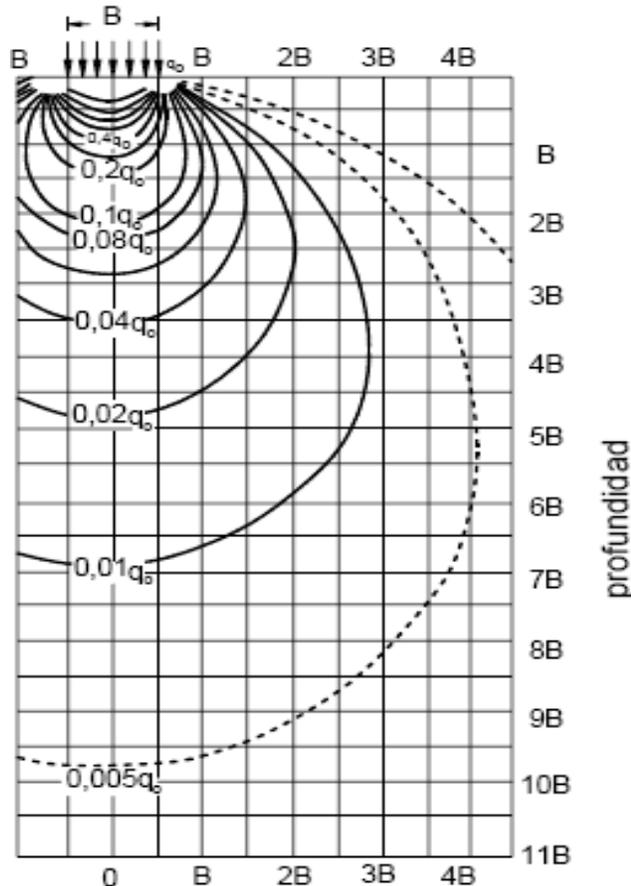


Fig. 2-2 Curvas de tensión vertical de Boussinesq para zapatas cuadradas, modificadas por Sowers (1979) utilizando la ecuación de Westergaard

En las curvas de la Fig. 2-2 se puede ver que el ancho y la profundidad del suelo cuyo estado tensional se ve afectado en forma significativa es determinado por el ancho, B, de la

zapata. Esto permite deducir que al aumentar el ancho de la zapata, la profundidad alcanzada por un mismo bulbo de presiones, para una misma presión de contacto, es mayor por lo que se esperaría que mientras más grande sea la zapata, ésta tenga un mayor asentamiento. La teoría detrás de estas curvas se explica en 2.3.

Basándose en lo anterior se tiene que para una carga dada por unidad de área de la base de una zapata que se posa sobre arena, la profundidad del cuerpo de arena sujeto a compresión y deformación intensa aumenta con el ancho de la zapata. Por otro lado, la capacidad última de carga de la zapata y el módulo inicial tangente promedio de la arena también aumentan. Como consecuencia de estos factores, el asentamiento varía con el ancho de la zapata, aproximadamente como se muestra en la Fig. 2-3.

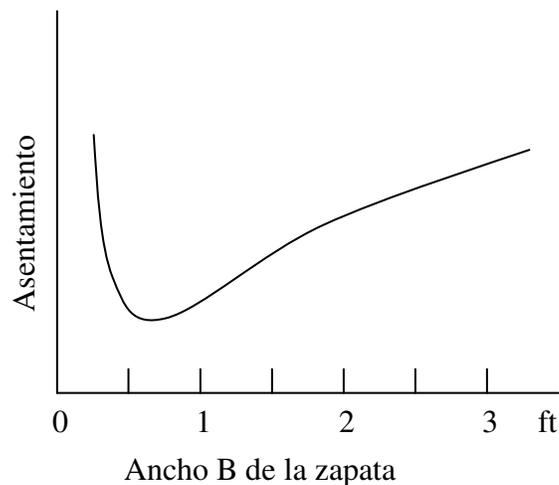


Fig. 2-3 Relación aproximada entre el lado de una fundación cuadrada y el asentamiento para una misma carga por unidad de área según Terzaghi (1967).

En la práctica, la magnitud del asentamiento de zapatas en arena no puede ser estimada en base a resultados de ensayos de laboratorio en especímenes de suelo. Sin embargo, puede ser estimado en forma aproximada por medio de reglas semi-empíricas basadas en parte en la relación observada entre asentamiento y el resultado de ensayos en terreno. De acuerdo con esto, los resultados de observaciones en estructuras y de varios experimentos en terreno y en el laboratorio indican que el asentamiento aumenta al aumentar el ancho de la zapata B_0 aproximadamente como se muestra en la curva (a) de la Fig.2-4. En esta figura, δ_1 es el asentamiento de un área cargada de 1 pie^2 (929 cm^2) bajo una carga dada q por unidad de área, y δ es el asentamiento bajo la misma carga por unidad de área de una zapata de ancho B_0 .

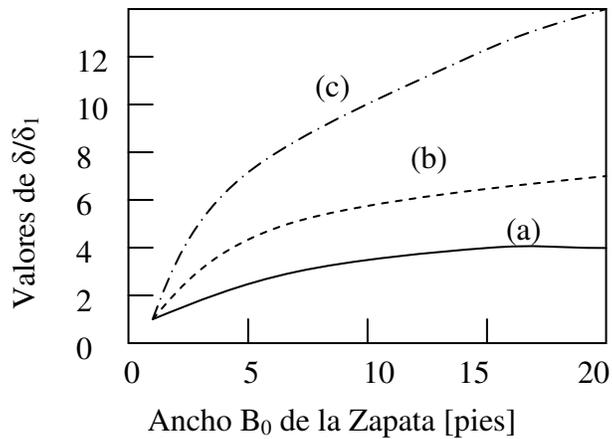


Fig.2-4 Relación aproximada entre el ancho B_0 de la zapata en arena y el radio δ/δ_1 , donde δ representa el asentamiento de una zapata de ancho B_0 y δ_1 el asentamiento de una zapata de 1 pie^2 (929 cm^2) sujetas a la misma carga por unidad de área. La curva (a) es para condiciones habituales. La Curva (b) representa la posible relación para arenas sueltas. La curva (c) representa arenas con bajo contenido orgánico.

En 2.4 se profundiza un poco más en el origen de estas relaciones y se discute su importancia en la práctica habitual.

Sin embargo, es importante mencionar que la profundidad significativa depende no solo del tamaño de la zapata y de la carga que soporta, sino que también depende en gran parte del perfil del suelo y de las propiedades físicas de los suelos que constituyen los estratos individuales. Si el módulo tangente inicial del suelo aumenta con la profundidad bajo la zapata, la profundidad significativa podría incluso ser menor que el ancho B_0 de la zapata. Por otro lado, si el suelo bajo la zapata se hace más blando con la profundidad, la profundidad significativa podría ser igual a varias veces B_0 .

En suelos, el aumento de la presión de confinamiento que se produce con la profundidad bajo la superficie provoca un aumento de la rigidez y de la resistencia. En arenas este aumento es un factor importante en la determinación del comportamiento de las fundaciones. Cuando una zapata es ubicada en o cerca de la superficie del suelo y es cargada, las tensiones efectivas del suelo se ven incrementadas. En arenas no cohesivas el cambio en las tensiones efectivas es prácticamente inmediato.

Dado que la rigidez y la resistencia van de la mano con la tensión efectiva, los desplazamientos generados en un suelo por una zapata cargada no son fáciles de predecir.

Las arenas son quizá el caso más difícil de considerar porque, en éstas, el campo de presiones de la zapata causa un aumento inmediato de la tensión efectiva y en consecuencia, la rigidez y la resistencia cambian también en forma inmediata. Por lo general antes de ser cargada, las propiedades de la arena varían en forma lineal con la profundidad. Ensayos de laboratorio realizados con el fin de determinar la influencia de la presión de confinamiento en el módulo elástico de las arenas indican que el módulo aumenta en función de la presión de confinamiento elevada a una cierta potencia; frecuentemente se utiliza 0.5 en el análisis. Sin embargo, cuando se aplica la carga a la zapata las tensiones efectivas varían bajo ésta aumentando la rigidez y la

resistencia del suelo. Por lo tanto, las propiedades materiales de la arena aumentan con la profundidad pero tienen valores finitos en la base de la zapata. Podría ser razonable entonces postular que el asentamiento de una zapata, δ , en arena varía según la raíz cuadrada del ancho de la zapata (ASCE, 1965), B, es decir:

$$\delta = C \cdot I \cdot p \cdot (B)^{1/2} \quad \text{Ec. 2-1}$$

donde C es una constante de proporcionalidad que depende de la densidad relativa de la arena, I es un factor de influencia que depende de la forma de la zapata y p es la carga distribuida promedio en la base de la zapata.

La influencia de la profundidad en las propiedades de la arena se discute en mayor detalle en 2.5.

La relación entre las características de esfuerzo – deformación del suelo y la presión de contacto en la base de una zapata perfectamente rígida no es para nada simple. Si la zapata no es rígida, la relación se hace aún más complicada. Por lo tanto, incluso una evaluación aproximada de la distribución de la presión real de contacto es bastante compleja. Es por esto que sin algún conocimiento acerca de la presión de contacto, las zapatas o losas de fundación no pueden ser diseñadas. Por estos motivos se hace necesario estimar la presión de contacto en base a simplificaciones y compensar por el error debido a estas simplificaciones con un adecuado factor de seguridad. En 2.6 se presenta la teoría actualmente aceptada acerca de la distribución real de la presión de contacto en la base de zapatas rígidas.

Los procedimientos simplificados se basan en la arbitraria e incorrecta idea de que el asentamiento δ de cualquier elemento de un área cargada es enteramente independiente de la carga sobre los elementos adyacentes. Es además asumido, en discordancia con la realidad, que el radio K_s , calculado según la Ec.2-2,

$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad \text{(Ec.2-2)}$$

entre la intensidad q de la presión en el elemento y su correspondiente asentamiento δ es una constante K_s (gramos por centímetro cúbico). En contraste con la verdadera presión de contacto que actúa en la base de la zapata, la presión ficticia q que satisface la Ec.2-2 es conocida como la *reacción del suelo*. El coeficiente K_s es conocido como el *coeficiente de reacción del suelo*, y las teorías basadas en lo recién asumido son las *teorías de reacción del suelo*.

El coeficiente de reacción del suelo es una relación conceptual entre la presión sobre el suelo y el asentamiento, que es ampliamente utilizada en el análisis estructural de fundaciones. Un gráfico de q versus δ obtenido de ensayos de placa de carga luce cualitativamente como se muestra en la Fig. 2-5. Si este tipo de curva es utilizada para obtener K_s según la Ec. 2-2, es evidente que el valor depende de la localización de las coordenadas q y δ dentro del gráfico.

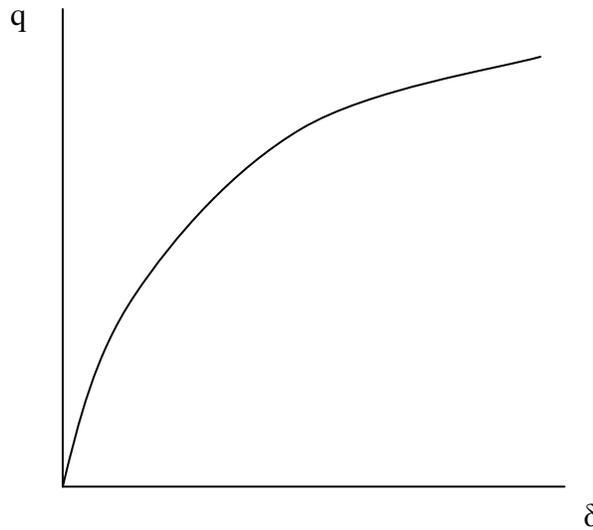


Fig.2-5 Forma cualitativa del resultado de un ensayo de placa de carga

Es difícil realizar ensayos de placa de carga excepto con placas de pequeñas dimensiones debido a la gran reacción requerida. Incluso con placas pequeñas, de alrededor de 45cm a 75 cm de lado es difícil obtener δ porque la placa no es perfectamente rígida, por lo que tiende a deformarse entregando resultados erróneos. Apilando placas de menor tamaño sobre las más grandes logra incrementar la rigidez, pero en cualquier caso el gráfico obtenido corresponde a la carga dividida por el área de contacto de la placa (Q/A) y el asentamiento promedio medido de la placa.

Bowles (1996), representa K_s como una constante hasta alcanzarse un asentamiento δ_{adm} (Fig. 2-6). A partir de δ_{adm} la presión del suelo es un valor constante definido por:

$$q_{adm} = K_s \times \delta_{adm}$$

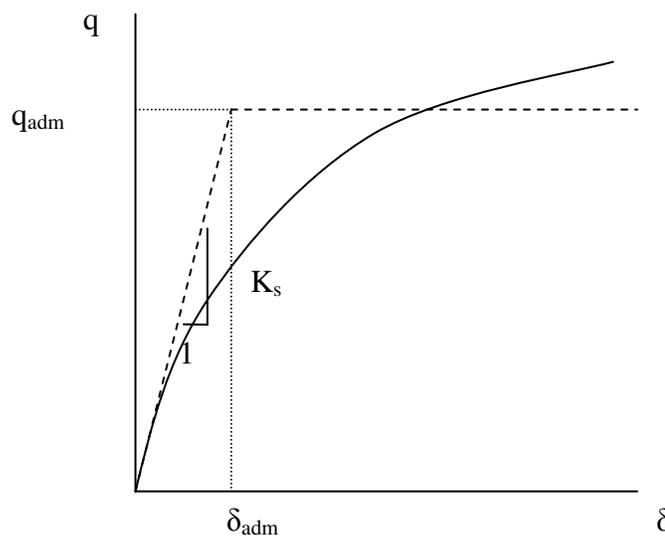


Fig.2-6 Determinación del coeficiente de reacción del suelo a partir del resultado de un ensayo de placa de carga según Bowles (1996)

Obviamente uno podría dividir la curva $q - \delta$ en varias partes de manera que K_s tomara el valor de la pendiente de la curva en cada región; sin embargo, este método incorporaría mucho refinamiento al problema pues la mayoría de los análisis se realizan en base a valores aproximados, o a lo más a un ensayo de carga aproximado.

A algunas personas no les agrada usar el concepto del coeficiente de reacción, sino que prefieren usar el módulo de elasticidad del suelo, E_s , en algún tipo de análisis de elementos finitos. Bowles (1996) indica que a partir de su experiencia utilizando ambos métodos, hasta que la precisión para obtener E_s sea mayor, el coeficiente de reacción es preferible debido a su facilidad de uso y el ahorro sustancial de tiempo de computación.

En la práctica, las oficinas de mecánica de suelos entregan valores del coeficiente de reacción para arenas a partir de ensayos de placa de carga calculándolos como la secante a la curva obtenida entre el origen y el punto de la curva correspondiente a el máximo asentamiento permitido para la estructura que se posará sobre el terreno en estudio (Fig. 2-7), es decir, el valor del coeficiente puede variar para un mismo terreno dependiendo del tipo de estructura que se va a ubicar en éste. A diferencia de la práctica recomendada por Bowles, este método permite que la estimación de las deformaciones que tendrán las fundaciones permanezca para todo estado de carga en el lado seguro de la curva.

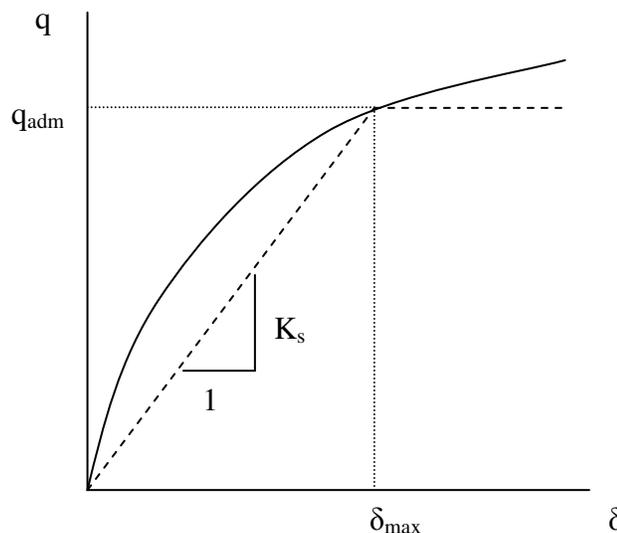


Fig.2-7 Determinación del coeficiente de reacción del suelo a partir del resultado de un ensayo de placa de carga utilizada comúnmente en la práctica de las oficinas de mecánica de suelos.

En lo que concierne a zapatas rígidas, la Ec.2-2 lleva a la conclusión que la distribución de la reacción del suelo, q , sobre la base de la zapata debe ser plana, porque las zapatas rígidas permanecen planas cuando se asientan. Por lo tanto, para diseñar una zapata rígida de acuerdo con la Ec.2-2, nosotros simplemente asumimos que la reacción del suelo tiene una distribución lineal. Además, debemos satisfacer los requerimientos de la estática que indican que (1) la reacción total del suelo es igual a la suma de cargas verticales que actúan sobre el suelo, y (2) el

momento de la carga resultante vertical sobre cualquier punto arbitrario es igual al momento de la reacción total del suelo sobre ese punto.

Es importante notar que la distribución de la reacción del suelo sobre la base de una zapata rígida es independiente del grado de compresibilidad del subsuelo. Este hecho hace fácil visualizar la diferencia entre la reacción del suelo y la presión real de contacto.

A pesar de estas obvias discrepancias entre teoría y realidad, las teorías de reacción del suelo pueden ser usadas en forma segura en conexión con las rutinas de diseño de zapatas, porque los errores están por debajo de los acostumbrados márgenes de seguridad y, como regla, están siempre por el lado seguro.

En todas las teorías de reacción del suelo, el coeficiente K_s , se asume constante y dependiente solo de las propiedades físicas del suelo. Sin embargo, el radio entre la intensidad promedio de la presión sobre la superficie de un sólido y su correspondiente asentamiento no es constante. Para una zapata de un determinado tamaño que se apoya en el suelo, éste decrece al aumentar la intensidad de la carga. Es más, éste es diferente para diferentes puntos en la base de la misma zapata. Por lo tanto, la evaluación de K_s conlleva muchas incertidumbres, y el procedimiento acostumbrado para determinar K_s en base a ensayos de carga de pequeña escala está sujeto a limitaciones fundamentadas en la experiencia.

Cuando se trata de zapatas solicitadas por cargas inclinadas o excéntricas la utilización del coeficiente de reacción del suelo se hace aún más complicada puesto que la distribución de la presión de contacto entre la zapata y el suelo no son ni siquiera aproximadamente constantes. En 2.7 se presenta un procedimiento teórico recomendado por la AASHTO para el diseño geotécnico de este tipo de zapatas y en el Capítulo 8 se propone además un método de estimación de asentamiento y giro de zapatas solicitadas por carga vertical y momento, basado en las simplificaciones recomendadas por la AASHTO y en los resultados obtenidos en este estudio. En el resto de los capítulos se estudia este problema y su relación con el coeficiente de reacción del suelo desde distintos enfoques, concluyendo con recomendaciones para el diseño geotécnico de este tipo de zapatas.

2.1 ORIGEN Y LIMITACIONES DE LAS TEORÍAS DE ASENTAMIENTOS

- Un poco de Historia:

El paso más importante en el diseño de una zapata de fundación es la evaluación de la mayor presión que podrá ser aplicada al suelo debajo de la zapata sin causar la falla del suelo ni asentamiento excesivo. Antes del advenimiento de la mecánica de suelos, los métodos para elegir esta presión estaban basados en la experiencia y en el conocimiento inadecuado de las propiedades y el comportamiento de los suelos. A pesar que los métodos tenían muchos errores, eran bastante convenientes. Como consecuencia, su forma general ha sido conservada y se han introducido modificaciones que toman en cuenta los descubrimientos y avances de la mecánica de suelos. Para utilizar en forma apropiada los procedimientos modificados es necesario estar familiarizados con los métodos que prevalecieron durante la primera mitad del siglo XIX.

Antes del siglo XIX los marcos de muchos de los grandes edificios consistían en muros principales de gran resistencia pero en parte flexibles interconectados por muros de partición igualmente flexibles intersectándose unos a otros en ángulos rectos. Debido a que este tipo de edificios podían soportar grandes asentamientos sin daño, sus constructores tomaban muy poco en consideración las fundaciones simplemente aumentando el grosor de los muros en la base. Si el suelo era obviamente muy blando como para soportar las cargas, los muros eran colocados sobre pilas. Cuando se empezaron a construir estructuras excepcionales con grandes domos, cámaras acorazadas, o columnas individuales de grandes dimensiones, los diseñadores tendieron a subdimensionar las fundaciones porque no tenían ni reglas ni gran experiencia que los guiara. Como consecuencia, muchos edificios importantes colapsaron o sufrieron deformaciones importantes que los dañaron, llevando a la necesidad de colocarles refuerzos que afectaron enormemente su estética original.

El desarrollo de la industria altamente competitiva durante el siglo XIX trajo consigo una gran demanda de edificios grandes y económicos. Los tipos que fueron desarrollados eran más sensitivos al asentamiento diferencial que sus predecesores. Es más, muchos de los lugares más deseables para emplazar edificios industriales se encontraban localizados en regiones que antes habían sido evitadas por las notorias malas características de sus suelos. Por lo tanto, los diseñadores se vieron en la necesidad de encontrar un procedimiento confiable, aplicable a todos los tipos de condiciones de suelos, para proporcionar las zapatas de un cierto edificio de manera tal que todas sufrieran casi los mismos asentamientos.

Para satisfacer esta necesidad el concepto de “presión admisible del suelo” se desarrolló durante los 1870’s en muchos países. El concepto se basaba en el hecho obvio que, bajo condiciones de suelo similares, las zapatas que transmitían las presiones de alta intensidad al suelo generalmente se asentaban más que aquellas que transmitían presiones de baja intensidad. Con este hecho en mente, los ingenieros empezaron a observar la condición de edificios soportados por zapatas que ejercían distintos tipos de presiones al suelo. Las presiones bajo las zapatas de todos aquellos edificios que mostraban daños debido al asentamiento fueron consideradas muy grandes para las condiciones de suelo dadas. La presión máxima no asociada con daños estructurales fue considerada una base satisfactoria para el diseño y fue aceptada como la “presión admisible del suelo”. Los valores obtenidos por este método meramente empírico para cada tipo de suelo en una cierta localidad fueron recolectados en una tabla de presiones admisibles del suelo que fue posteriormente incorporada al código de edificación de dicha localidad.

Aunque la mayoría de los códigos de edificación contenían tablas de presiones admisibles para suelos, éstos no ofrecían ninguna pista en cuanto al origen de los valores o ninguna explicación del significado del término “presión admisible del suelo”. Estas omisiones fomentaron la creencia que el asentamiento de un edificio sería uniforme si la presión del suelo bajo todas las zapatas era igual a la presión admisible del suelo. El tamaño del área cargada y el tipo de edificio se creían irrelevantes.

Muchas fundaciones diseñadas en base a las tablas de presiones admisibles del suelo fueron enteramente satisfactorias, pero de vez en cuando los resultados eran decepcionantes y las estructuras se asentaban en forma excesiva. Debido a que los ingenieros creían que las zapatas no se asentarían en forma notoria si no se sobrepasaba la presión admisible del suelo, éstos atribuían los daños a una defectuosa clasificación del suelo. Ellos asumían que las presiones admisibles habían sido mal elegidas debido a que los términos usados en terreno y los usados en los códigos

de edificación no tenían el mismo significado. Para evitar esta dificultad, se hizo gradualmente habitual seleccionar, o al menos verificar, la presión admisible del suelo en base a los resultados de pruebas de carga.

Una prueba de carga se realiza aumentando la carga sobre una placa en pequeños incrementos y midiendo los asentamientos correspondientes. La placa descansa sobre el fondo de un pozo al nivel donde se encontrarán las bases de las zapatas. Dependiendo de la preferencia del ingeniero que lleva a cabo la prueba, la placa puede estar rodeada por una caja y el pozo puede ser llenado hasta el nivel de superficie, o el pozo puede ser de tal tamaño que la placa se ubique en el medio de un área nivelada. Los resultados son representados por una curva esfuerzo – deformación.

Existen muchos métodos para realizar pruebas de carga y muchas reglas para interpretar los resultados. Cualquiera sea el método utilizado, los resultados de las pruebas de carga reflejan solamente las propiedades del suelo localizado a una profundidad de alrededor de dos veces el ancho de la placa de carga, sin embargo, el asentamiento de las zapatas dependerá de las propiedades de un estrato bastante más profundo. En consecuencia, si las propiedades del suelo cambian bajo la profundidad afectada por la prueba de carga, como comúnmente ocurre, los resultados no serán de gran ayuda para el diseño de las zapatas. En el pasado, era una práctica casi universal seleccionar la presión admisible del suelo sin importar el tamaño de las zapatas, el tipo de estructura, y otras características vitales de la fundación propuesta; por lo tanto, no es sorprendente que al incrementar el uso de las pruebas de carga no redujera significativamente la cantidad de zapatas mal diseñadas. De hecho, muchas fundaciones completas fallaron a pesar de la aplicación conciente de pruebas de carga. Para reducir el riesgo de diseños defectuosos, la presión admisible del suelo debe ser elegida, no solo en base a pruebas de carga, sino a partir de las características físicas y mecánicas del suelo además de las características de la fundación a ser colocada. Parte de la información necesaria puede ser obtenida a partir de las teorías conocidas. El resto deriva de las experiencias en construcción.

- Propósito de las Investigaciones Acerca del Asentamiento de Zapatas:

El diseño de los marcos de un edificio u otra estructura está, con raras excepciones, basado en asumir que la estructura se apoya en una superficie rígida. En realidad, el peso de cualquier estructura comprime y deforma el suelo bajo ésta y, como consecuencia, lo asumido para el diseño nunca es satisfecho por completo. Si la base de la estructura permanece plana, el asentamiento es irrelevante porque los esfuerzos en los marcos no se ven alterados. Por otro lado, si el peso de la estructura causa deformaciones diferenciales importantes, se distorsionan los esfuerzos en parte o en la totalidad de la estructura. Los esfuerzos en los que incurre la estructura no son considerados en el diseño de ésta. Es más, en algunos casos pueden ser lo suficientemente importantes como para afectar la apariencia de la estructura o causar daños irreparables.

Debido a la complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos, el asentamiento de los edificios puede ser predicho con gran precisión solo bajo condiciones excepcionales. De todas formas, un análisis teórico del fenómeno del asentamiento es indispensable porque los resultados permiten al ingeniero al menos reconocer los factores que determinan la magnitud y la distribución del asentamiento. El conocimiento de estos factores constituye el prerrequisito para convertir la experiencia de la construcción en reglas semi-empíricas para el diseño de fundaciones.

- Aproximación Teórica a los Problemas de Asentamiento:

Los métodos teóricos para tratar los problemas de asentamiento deben ser elegidos de acuerdo con las propiedades mecánicas del suelo y la naturaleza de la estratificación. Si una cierta estructura está localizada sobre una o más capas de suelo muy compresible, enterrada debajo y separada por capas de suelo relativamente incompresible como arena, el asentamiento depende solo de las propiedades físicas del estrato blando y en la distribución de la presión vertical en este estrato. La experiencia ha demostrado que las presiones verticales pueden ser calculadas con suficiente precisión asumiendo que el subsuelo del edificio es perfectamente elástico y homogéneo.

Similarmente, si una estructura descansa en un suelo bastante homogéneo, la distribución de las cargas verticales en secciones horizontales puede ser estimada tras asumir que el suelo es perfectamente elástico. Sin embargo, la intensidad y distribución de todos los otros tipos de esfuerzo probablemente serán bastante diferentes que aquellos en un suelo perfectamente elástico cargado de igual manera y, además, la determinación de las relaciones esfuerzo – deformación es comúnmente impracticable. Es más, en ese tipo de instancias podría ser necesario investigar la relación entre la intensidad de carga, deformación y tamaño del área cargada por medio de métodos semi-empíricos.

- Cálculo de la Presión de Contacto:

Después que el calculista ha diseñado la fundación de tal manera que los asentamientos diferenciales no sean lo suficientemente grandes como para dañar la superestructura, debe diseñar la fundación. El diseño requiere de calcular los esfuerzos de momento y corte en las zapatas que transmiten el peso de la zapata al suelo. La presión que actúa en la base de una zapata es conocida como presión de contacto.

La distribución de la presión de contacto en la base de algunas fundaciones se asemeja a aquella en la base de una fundación similar soportada por un material elástico isótropo, pero más comúnmente es completamente diferente. Para simplificar el diseño, el cálculo de los momentos en zapatas está comúnmente basado en asumir que las zapatas descansan sobre una cama de resortes uniformemente separados. La experiencia ha mostrado que usualmente es suficientemente preciso para fines prácticos. Sin embargo, el calculista debe estar familiarizado solo con las relaciones generales entre el tipo de suelo y el tipo de distribución de las presiones. Si la diferencia entre la distribución de presión calculada y la real se estima que será grande y en el lado inseguro del diseño, el riesgo es eliminado aumentando el factor de seguridad.

2.2 CAPACIDAD DE CARGA DE ZAPATAS SUPERFICIALES

Para calcular la capacidad de carga para zapatas cuadradas o circulares, solo algunos casos especiales han sido resueltos teóricamente; las soluciones requieren el uso de procedimientos numéricos. En base a los resultados de experimentos, una ecuación semi-empírica (Ec 2-3) fue entregada por Terzaghi (1967) para obtener la capacidad de carga q_{ult} para zapatas cuadradas, $B \times B$, en suelo denso o suelto.

$$q_{ult} = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Ec. 2-3})$$

Los valores de N se obtienen de la Fig. 2-8. a partir del valor del ángulo de fricción interna del suelo y c corresponde a la cohesividad del suelo.

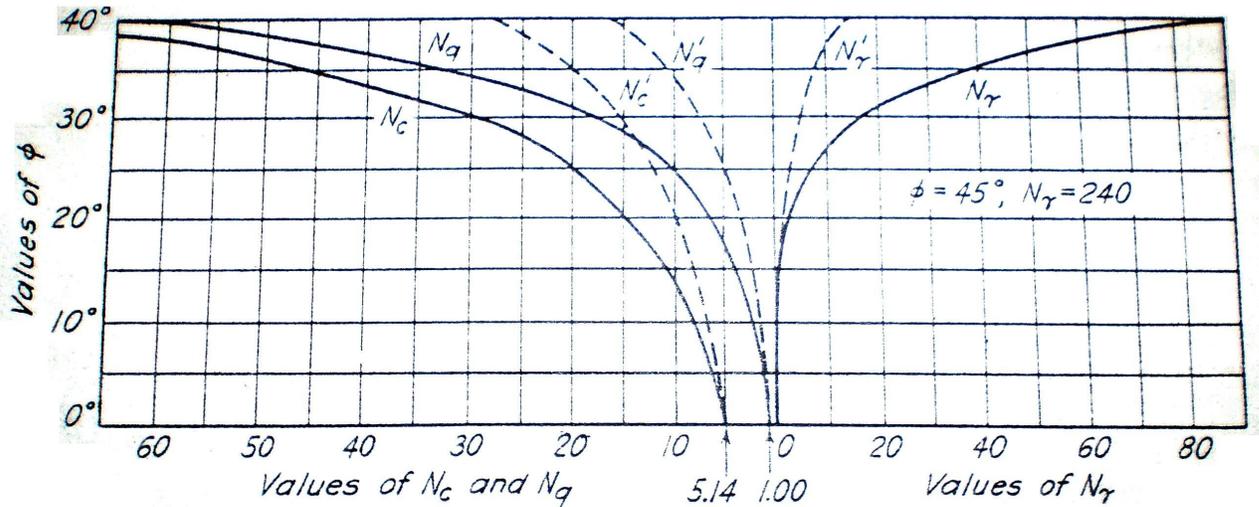


Fig. 2-8 Relación entre Φ y los factores de carga (valores de N_γ , después de Meyerhof 1955)

2.3 PRESIÓN VERTICAL EN EL SUELO BAJO AREAS CARGADAS

- Ecuaciones de Boussinesq y Westergaard:

La aplicación de una carga vertical concentrada a la superficie horizontal de un cuerpo sólido produce una cantidad de esfuerzos verticales en cada plano horizontal bajo el cuerpo. Es obvio, sin necesidad de realizar cálculos, que la intensidad de la presión vertical en cualquier sección horizontal bajo la superficie disminuye desde un máximo en el punto localizado bajo la carga hasta cero a una cierta distancia de este punto. Una distribución de presión de este tipo puede ser representada como una campana, como se indica en la Fig. 2-9. Ya que la presión introducida por la carga se esparce hacia abajo, la máxima presión vertical en cualquier sección horizontal, representada por la máxima altura de su correspondiente campana de distribución de presiones, disminuye con el aumento de profundidad bajo la superficie cargada. Es más, el equilibrio requiere que el aumento total de presión en cualquier sección horizontal debe ser igual a la carga aplicada. Por lo tanto, al aumentar la profundidad bajo la superficie, la campana de presiones disminuye en altura pero aumenta en ancho.

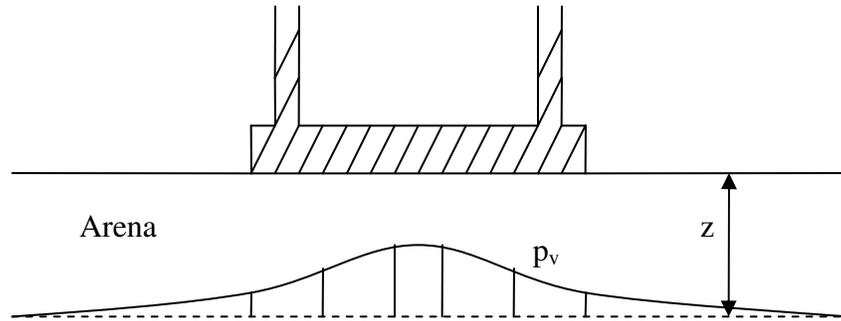


Fig. 2-9 Distribución de presión vertical en un plano horizontal de una capa de arena cargada por una fundación.

Tanto la teoría como la experiencia han mostrado que la forma de las campanas de carga es más o menos independiente de las propiedades físicas del suelo cargado. Por lo tanto, cuando se trata de problemas prácticos, es justificable calcular las presiones asumiendo que el material cargado es elástico, homogéneo e isótropo. Con lo anterior asumido, una carga vertical concentrada Q actuando sobre la superficie horizontal de una masa de gran tamaño produce, en un punto N dentro de la masa, una presión vertical de intensidad p_v , la que puede ser calculada según la Ec.2-4.

$$p_v = \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2} \quad (\text{Ec. 2-4})$$

En esta ecuación z representa la distancia vertical entre N y la superficie de la masa, y r la distancia horizontal desde N hasta la línea de acción de la carga.

La Ec. 2-4 es una de un grupo de ecuaciones de esfuerzo, conocida como *Ecuación de Boussinesq*, que determina por completo el estado de esfuerzo en el punto N (Fig. 2-10). Sin embargo, en contraste con la presión vertical p_v , la mayoría de las otras componentes de esfuerzo en el punto N dependen en gran parte de las características de esfuerzo – deformación del material cargado. Ya que los suelos no son siquiera aproximadamente elásticos y homogéneos, las otras ecuaciones de esfuerzo de Boussinesq no son generalmente válidas para el cálculo de esfuerzos en suelos.

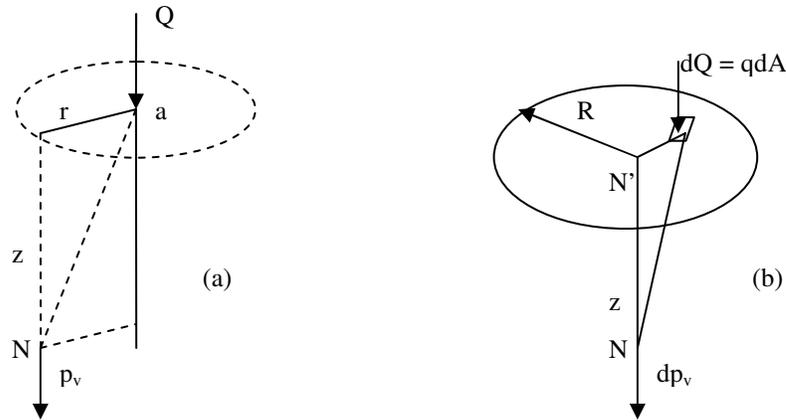


Fig. 2-10 (a) Intensidad de la presión vertical en un punto N en el interior de un sólido semi-infinito sobre el cual actúa una carga puntual Q. (b) Presión vertical en un punto N bajo el centro de un área vertical sobre la cual actúa una carga distribuida q.

Westergaard en 1938 publicó un análisis que representa en forma más precisa las condiciones elásticas de una masa de suelo estratificada. Él asumió una masa homogénea y elástica reforzada por finas láminas indeformables horizontales de espesor despreciable. La ecuación propuesta por Westergaard para calcular el aumento en las tensiones verticales producido por una carga concentrada en la superficie de un suelo compresible es:

$$p_v = \frac{Q}{\pi \cdot z^2} \left[\frac{1}{1 + 2 \cdot (r/z)^2} \right]^{3/2} \quad (\text{Ec. 2-5})$$

- Distribución de la Presión en las Secciones Horizontales Bajo Áreas cargadas:

Al calcular las presiones verticales en el suelo bajo un edificio, es comúnmente asumido que el edificio es perfectamente flexible. Si un área de gran masa en la superficie recibe una carga uniforme perfectamente flexible de intensidad q, la intensidad de la presión vertical en cualquier punto N (Fig 2-10(b)) bajo la superficie puede ser calculada dividiendo el área cargada en pequeñas partes dA, de las cuales cada una soporta una carga dQ, la relación se muestra en la Ec.2-6.

$$dQ = q \cdot dA \quad (\text{Ec.2-6})$$

Esta carga se considera concentrada en el centro de dA. De acuerdo con la Ec. 2-5, cada carga concentrada produce en un punto N una presión vertical, dp_v , definida según la Ec.2-7.

$$dp_v = \frac{q}{\pi \cdot z^2} \left[\frac{1}{1 + 2 \cdot (r/z)^2} \right]^{3/2} dA \quad (\text{Ec. 2-7})$$

La intensidad de la presión vertical en N debida a toda la carga es determinada integrando la Ec. 2-7 en el área cargada.

- Cambio de Presión Según la Profundidad:

La intensidad de la presión vertical a lo largo de cualquier línea vertical bajo una carga distribuida decrece al incrementar los valores de la profundidad z bajo la superficie. Por lo tanto, si la capa compresible es muy gruesa, la presión vertical en la capa decrece apreciablemente desde arriba hacia abajo.

En la Fig. 2-11 las abscisas de la curva C_a representan la intensidad de la presión vertical a diferentes profundidades bajo el centro de un área cuadrada $B \times B$, la cual recibe una carga uniformemente distribuida q . Si la carga total B^2q es representada por una carga concentrada $Q = B^2q$ actuando en el centro del área cuadrada, se obtiene la curva C_q en vez de C_a . La figura muestra que las curvas se vuelven casi idénticas a una profundidad de alrededor de $3B$. A cualquier profundidad mayor a $3B$, la presión en un plano horizontal producida por la carga distribuida en un área cuadrada es prácticamente la misma que la presión producida por una carga puntual equivalente actuando en el centro del área cargada. Por lo tanto, el esfuerzo p_v en las secciones horizontales ubicadas a una profundidad mayor a $3B$ puede ser calculada por medio de la Ec. 2-5.

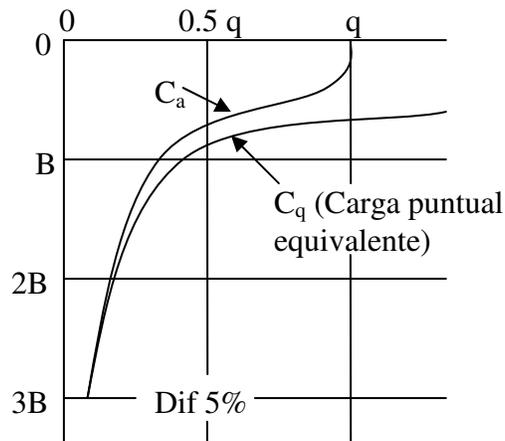


Fig. 2-11 Diagrama que ilustra el efecto sobre la presión vertical al reemplazar una carga uniformemente distribuida en un área cuadrada por una carga puntual equivalente ubicada en el centro del área cuadrada. Las curvas representan el esfuerzo a lo largo de una línea vertical bajo el centro del área cuadrada.

2.4 INFLUENCIA DEL TAMAÑO DEL AREA CARGADA

Si el subsuelo de una fundación es suficientemente homogéneo, el peso del edificio no solo causa una compresión en el suelo bajo él, sino que también una expansión del suelo hacia sus alrededores. Por lo tanto, una parte del asentamiento puede ser considerado como una reducción del espesor del estrato cargado debido a la reducción de su volumen, y la otra como una reducción adicional debido a la expansión hacia los lados.

Si el suelo fuese perfectamente elástico y homogéneo hasta una gran profundidad, el asentamiento debido a la expansión lateral sería considerablemente mayor que aquel debido a la reducción de volumen. A una cierta intensidad de carga, el asentamiento de áreas cargadas, que tengan la misma forma, aumentaría en proporción directa con la longitud de las áreas.

Con el fin de determinar la influencia del tamaño del área cargada, debemos considerar los factores que determinan las propiedades esfuerzo-deformación de la arena. Investigaciones teóricas de estas relaciones así como ensayos de laboratorio y observaciones en terreno (Kögler 1933) han llevado a la conclusión que para una carga dada por unidad de área de la base de una zapata, la profundidad del cuerpo de arena sujeto a compresión y deformación intensa aumenta con el ancho de la zapata. Por otro lado, la capacidad última de carga de la zapata y el módulo inicial tangente promedio de la arena también aumentan. Como consecuencia de estos factores, el asentamiento varía con el ancho de la zapata, aproximadamente como se muestra en la Fig. 2-3.

Un estudio de los antecedentes disponibles de asentamientos (Terzaghi 1967) lleva a la conclusión que el asentamiento diferencial de zapatas continuas uniformemente cargadas y de zapatas aisladas igualmente cargadas y de dimensiones similares será probablemente menor al 50% del máximo asentamiento. Sin embargo, en la práctica, el tamaño de las zapatas que soportan las diferentes columnas de un edificio podría ser bastante diferente porque las cargas en las columnas serán probablemente distintas. Esto es una fuente de asentamiento diferencial adicional.

En la construcción de la curva (a) Fig.2-4, el mayor peso ha sido asignado a los datos empíricos derivados de la observación de asentamientos diferenciales de estructuras fundadas sobre zapatas de diferentes tamaños en el mismo depósito de arena. Pequeños experimentos en terreno, incluyendo carga en placas cuadradas de 1 pie (30.48 cm) de lado, probablemente guiarían a la errónea conclusión de que deberían ocurrir asentamientos relativamente grandes al incrementar el ancho de la zapata porque la cohesión aparente debida a la capilaridad de la arena tiene una influencia desproporcionadamente grande en el asentamiento de pequeñas áreas cargadas en comparación con áreas grandes.

Para la curva (a), la relación entre δ , δ_1 y B_0 está dada aproximadamente por la Ec.2-8.

$$\delta = \delta_1 \left(\frac{2B_0}{B_0 + 1} \right)^2 \quad (\text{Ec.2-8})$$

en la cual δ y δ_1 están expresados en pulgadas y B_0 en pies. No hay una diferencia significativa entre los asentamientos de zapatas cuadradas y continuas con el mismo ancho B_0 , porque el efecto de provocar esfuerzos en la arena a mayor profundidad bajo zapatas continuas se compensa con la restricción que mantiene la arena sin desplazamientos en las direcciones paralelas a la zapata. De acuerdo con la curva (a) Fig.2-4, el asentamiento de una zapata grande, mayor a 20 pies² (1.86 m²), excede la de una zapata pequeña de 4 o 5 pies² (0.37 o 0.46 m²) por alrededor de un 30%, dadas presiones de suelo iguales. Con un cierto ancho de zapata B_0 , el asentamiento decrece un poco al incrementar los valores del radio de profundidad D_f/B_0 , donde D_f es la profundidad de la fundación. Sin embargo, incluso bajo condiciones extremas en zapatas de diferentes tamaños y radios de profundidad, es poco probable que el asentamiento diferencial exceda el 75% del asentamiento total. Normalmente es mucho menor.

Según Terzaghi (1967) la mayoría de las estructuras típicas, como edificios de oficinas, edificios de apartamentos, o fábricas, pueden aceptar un cierto asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de tres cuartos de pulgada (1.9 cm). Como se indica en el párrafo anterior, lo más probable es que este asentamiento no será excedido si la presión del suelo es elegida de tal manera que la zapata más grande se asiente un máximo de 1 pulgada (2.54 cm) incluso si esta se encontrara apoyada en la parte más compresible del depósito de arena. Por lo tanto, la presión admisible del suelo para el diseño de las zapatas de tales estructuras puede ser asumido igual a la presión que causaría que la zapata más grande se asiente 1 pulgada (2.54 cm) estando localizada en la parte de arena más suelta del depósito.

2.5 INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD EN LAS PROPIEDADES DE LA ARENA

Ha sido señalado por Parry (1978) que ninguna ecuación del tipo de la Ec.2-8 puede cubrir apropiadamente la relación del asentamiento de zapatas de dimensiones mayores a las de una placa cuadrada de lado igual a 1 pie (0.3 m) para todas las condiciones de variación de las propiedades del suelo. Pueden existir arenas con módulo de elasticidad constante, ascendente o arbitrariamente cambiante con la profundidad. El asentamiento de una zapata como función de su ancho, como lo hemos descrito, será diferente para cada tipo de arena mencionado.

Para describir numéricamente un valor del asentamiento, la Ec.2-1 indica que la presión admisible basada en el asentamiento, p_a^s , debe decrecer aproximadamente con el inverso de la raíz cuadrada del ancho de la zapata.

La presión requerida para causar la falla de una zapata en la superficie de una arena aumenta aproximadamente en forma lineal con el ancho de la zapata. Para propiedades típicas de la arena, se ha encontrado (Scott, 1981) que la presión admisible basada en la falla, es decir considerando un típico factor de seguridad igual a 3, p_a^f , es menor que la presión admisible basada en asentamiento, p_a^s , solo para zapatas de dimensiones menores a aproximadamente 4 pies (1.2 m). Para zapatas más grandes, el asentamiento es el criterio dominante.

En la práctica, obtener muestras de arena en terreno representativas de la densidad y otras propiedades consume mucho tiempo. Consecuentemente, es difícil obtener mediciones en laboratorio que reflejen las propiedades locales de la arena en terreno que puedan ser usadas en cálculos teóricos de asentamientos o de capacidad de carga. El tamaño de la mayoría de las zapatas utilizadas en arena no justifica, económicamente hablando, los esfuerzos de perforación que se requerirían para obtener muestras no perturbadas. Por esta razón, las propiedades de las arenas han sido relacionadas a un cierto número de técnicas de investigaciones en terreno, que son frecuentemente utilizadas. Por otro lado, los asentamientos de zapatas observados han sido correlacionados empíricamente con estas propiedades de manera de establecer criterios para obtener la presión admisible.

Investigaciones de laboratorio han mostrado que las propiedades de rigidez y resistencia de un amplio rango de materiales granulares son similares a una misma densidad relativa. En otras palabras, dos suelos granulares diferentes tendrán prácticamente el mismo módulo de elasticidad y ángulo de fricción si se encuentran a la misma densidad relativa. Esta aseveración solo es cercana a la realidad en la práctica. Mientras más propiedades locales de las arenas en terreno van siendo investigadas, más complejidades exhibe este material.

2.6 PRESIÓN DE CONTACTO EN LA BASE DE ZAPATAS RÍGIDAS

Debido a que el asentamiento de una zapata rígida solicitada por carga vertical centrada es necesariamente uniforme, la distribución de la presión en la base de este tipo de zapatas es idéntica a la distribución de carga requerida para producir asentamiento uniforme del área cargada. Si el suelo es un material perfectamente elástico, la zona uniformemente cargada toma la forma de un “bowl”. Para obtener asentamiento uniforme sería necesario traspasar parte de la carga desde el centro del área cargada hacia los bordes. Por lo tanto, la presión de contacto en la base de una zapata rígida que descansa sobre este tipo de suelo aumenta desde el centro de la base hacia los bordes. Por otro lado, si un área uniformemente cargada está apoyada en arena, el asentamiento es mayor en los bordes que en el centro. Un asentamiento uniforme puede ser obtenido solo si se distribuye la carga de manera que su intensidad disminuya desde un máximo al centro hasta un mínimo en el borde. Por lo tanto, la distribución de la presión de contacto en la base de una zapata rígida en arena tiene las mismas características.

La Fig. 2-12 muestra una sección que atraviesa una zapata rígida continua de ancho B_0 que descansa sobre un suelo perfectamente elástico y homogéneo de gran profundidad. La carga en la zapata es $q \times B_0$ por unidad de longitud. Cálculos basados en la teoría de la elasticidad han mostrado que la presión de contacto aumenta como se aprecia en la figura desde menos de $0.7q$ al centro hasta un valor infinito en los bordes. Si la zapata descansa en material realmente elástico, la presión a lo largo de los ejes no puede exceder un cierto valor finito q_c a partir del cual el material pasa de su estado elástico a un estado plástico. La distribución correspondiente de la presión de contacto se muestra en la Fig. 2-13(a) por la curva C_1 .

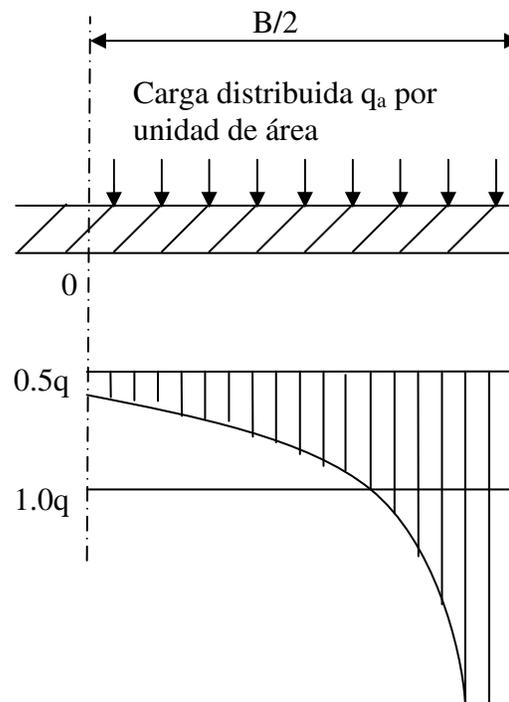


Fig. 2-12 Distribución de la presión de contacto en la base de una zapata rígida de gran longitud cargada uniformemente, que descansa en un suelo perfectamente elástico, homogéneo e isótropo.

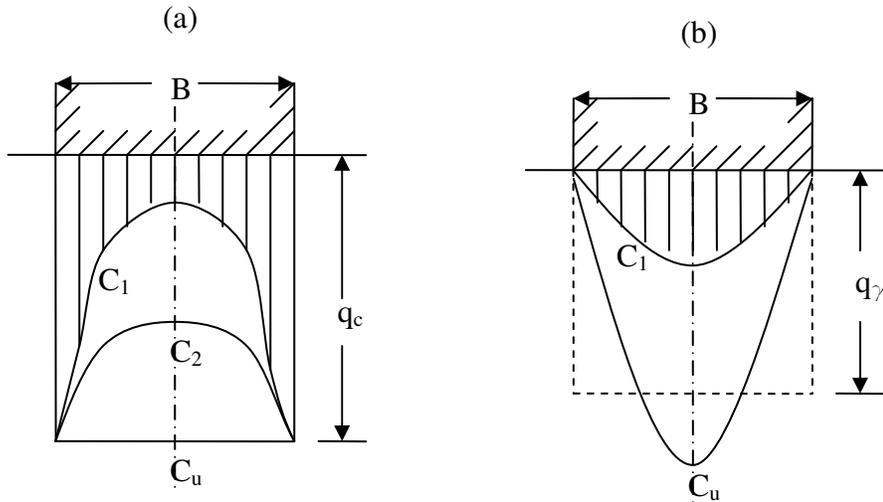


Fig. 2-13 Distribución de la presión de contacto en la base de zapatas rígidas soportadas por (a) Material Elástico; (b) Arena no cohesiva. Las curvas C_u se refieren a la presión de contacto cuando la zapata es cargada hasta su valor último.

Si la carga en la zapata de la Fig.2-13(a) es incrementada, el estado de equilibrio plástico se esparce desde los ejes y la distribución de la presión de contacto cambia. Si la base de la zapata es lisa, la distribución pasa a ser perfectamente uniforme al instante en que el suelo falla por fluencia plástica. La curva C_u representa la distribución en esta etapa, y la curva C_2 en una etapa intermedia.

Si una zapata rígida o flexible descansa en la superficie de una masa de arena no cohesiva seca, la teoría indica que la intensidad de la presión de contacto ante cualquier carga disminuye desde un máximo al centro hasta cero en los bordes, como se muestra en la Fig. 2-13(b). Investigaciones experimentales han llevado a la misma conclusión.

2.7 AASHTO LRFD – SECCIÓN 10 – FUNDACIONES (ZAPATAS)

De acuerdo con la AASHTO, el diseño de las fundaciones para el estado límite de servicio deberá incluir asentamientos y la capacidad de carga estimada usando la presunta presión de contacto.

En el estado límite de servicio se deberá investigar el movimiento de las fundaciones tanto en la dirección del asentamiento vertical como en la dirección del desplazamiento lateral. Se deberá evaluar el desplazamiento lateral de una estructura cuando haya cargas horizontales o inclinadas.

Los asentamientos de las fundaciones se deberían estimar usando análisis de deformaciones basados en los resultados de ensayos de laboratorio o ensayos in situ. Los parámetros del suelo usados en los análisis se deberían seleccionar de manera que reflejen el historial de carga del terreno, la secuencia de construcción y el efecto de la estratificación del suelo.

Se deberán considerar tanto los asentamientos totales como los diferenciales, incluyendo los efectos dependientes del tiempo.

El asentamiento total, incluyendo el asentamiento elástico, el asentamiento por consolidación y el asentamiento secundario, se puede tomar como:

$$\partial_t = \partial_e + \partial_c + \partial_s \quad (\text{Ec.2-9})$$

En todos los suelos se produce asentamiento por consolidación. En los suelos no cohesivos la consolidación ocurre rápidamente y en general no se puede distinguir de la deformación elástica.

Cuando corresponda, también se deberían considerar otros factores que pudieran afectar el asentamiento, como por ejemplo las cargas de terraplenes y las cargas laterales y/o excéntricas y, para las zapatas en suelos granulares, las cargas que originan las vibraciones debidas a las sobrecargas dinámicas o cargas sísmicas.

La distribución del aumento de la tensión vertical debajo de las zapatas cuadradas se puede estimar usando la Fig. 2-2.

Los asentamientos de las zapatas en suelos no cohesivos se pueden estimar utilizando procedimientos empíricos o la teoría de elasticidad.

El asentamiento elástico de las zapatas en suelos no cohesivos se puede estimar utilizando la Ec.2-10:

$$\partial_e = \frac{(q_0(1-\nu^2)\sqrt{A})}{E_s\beta_z} \quad (\text{Ec.2-10})$$

donde:

q_0 = intensidad de la carga (MPa)

A = area de la zapata (mm^2)

E_s = módulo de Young del suelo, considerado como se especifica en la Tabla 2-1 en lugar de los resultados de los ensayos en laboratorio (MPa)

β_z = factor de forma = 1.08 para zapatas cuadradas rígidas

ν = coeficiente de Poisson, considerado como se especifica en la Tabla 2-1 en lugar de los resultados de los ensayos en laboratorio (adimensional)

Arena	Es [MPa]	v []
Suelta	10-25	0.20-0.35
Medianamente Densa	25-50	
Densa	50-75	0.30-0.40

Tabla 2-1 Constantes elásticas en arenas modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)

Cuando las cargas son excéntricas respecto del baricentro de la zapata, en el diseño geotécnico para determinar el asentamiento se deberá utilizar un área efectiva reducida $B' \times L'$ comprendida dentro de los límites físicos de la zapata. La presión de contacto sobre el área efectiva se deberá suponer uniforme. El área efectiva reducida deberá ser concéntrica con la carga.

Las dimensiones reducidas para una zapata rectangular cargada de forma excéntrica se pueden tomar como:

$$B' = B - 2e_b \quad (\text{Ec. 2-11})$$

$$L' = L - 2e_l \quad (\text{Ec. 2-12})$$

En las Figs. 2-14 y 2-15 se muestra el área efectiva a considerar para una zapata cargada excéntricamente en una de sus direcciones principales.

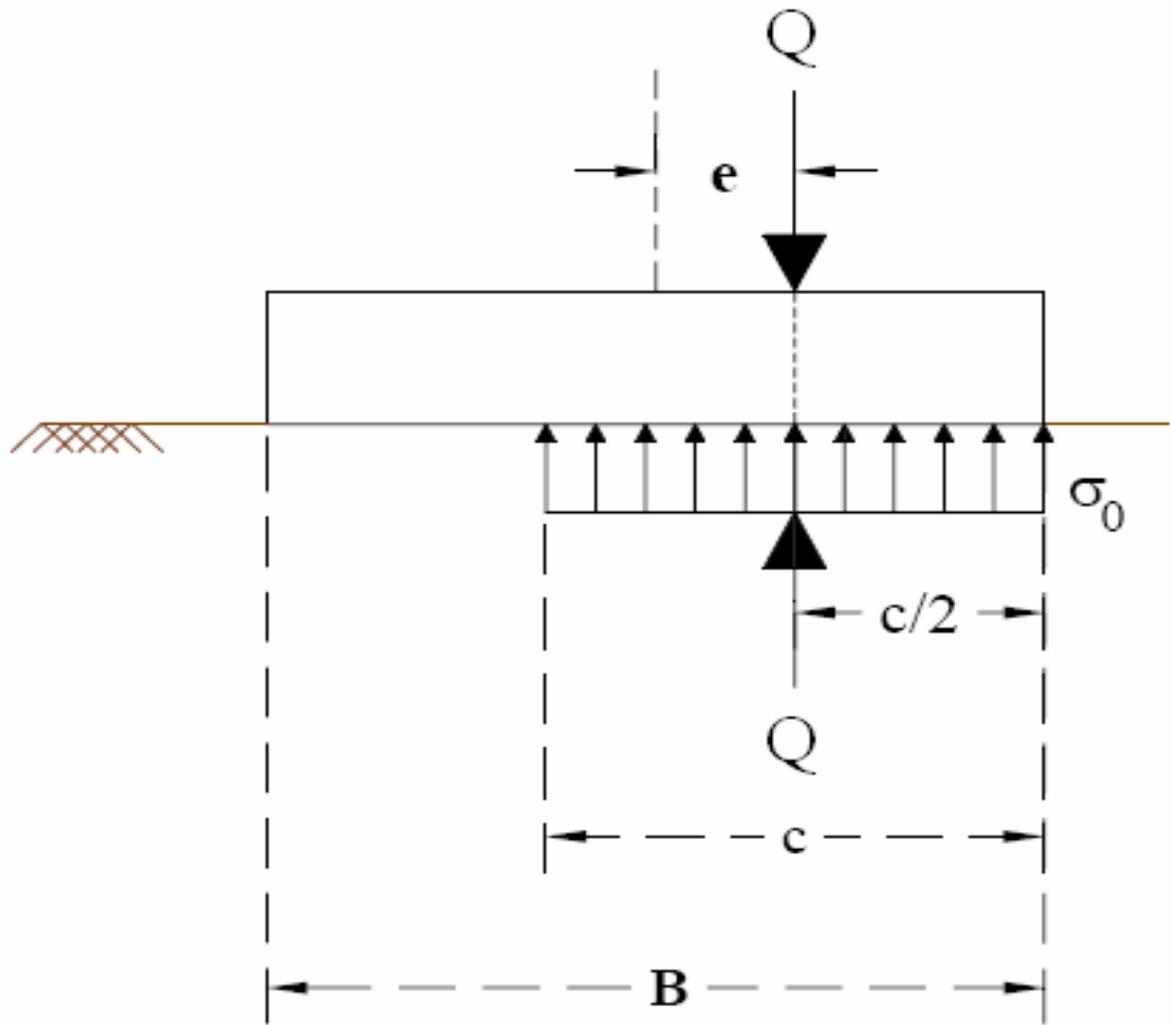


Fig.2-14 Vista lateral de la zapata equivalente para cargas excéntricas según AASHTO

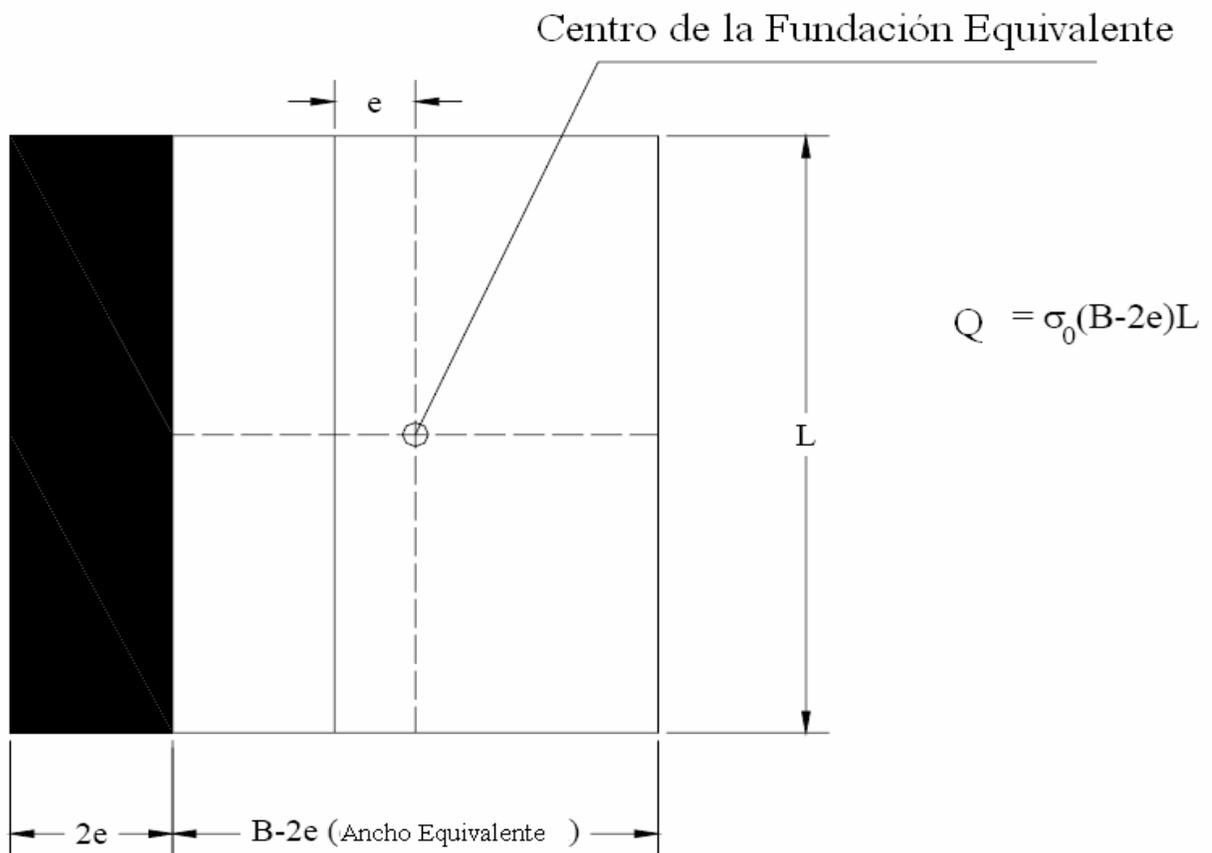


Fig.2-15 Vista en planta de la zapata equivalente para cargas excéntricas según AASHTO

CAPITULO 3 ESTUDIO BIBLIOGRÁFICO DE ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

3.1 ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

Georgiadis y Butterfield (1988) realizaron una serie de ensayos con placas de acero en arena de densidad media ($DR \sim 75\%$, densidad $\sim 1.7 \text{ g/cm}^3$) bajo carga vertical variable y excentricidad constante. Las placas tenían un lado $B = 2$ pulgadas (51 mm) y un largo $L = 16$ pulgadas (406 mm). Las relaciones esfuerzo-deformación y momento-rotación para los ensayos con excentricidad constante, $e = 0, B/24, B/12, \text{ y } B/6$ se presentan en las Figs.3-1 y 3-2.

Se observa de las Fig. 3-1 que a medida que la excentricidad aumenta, la carga máxima que puede ser aplicada a la fundación decrece. Esto es una consecuencia de la interacción entre la carga aplicada, P , y el momento inducido, $M = P \times e$. De la Fig. 3-2 se observa que la magnitud del momento máximo aumenta al aumentar la excentricidad. Sin embargo, para excentricidades mayores a $B/6$ se esperaría una disminución del momento máximo porque, en el límite, cuando la excentricidad se acerca a $B/2$, el momento máximo tiende a cero.

Montrasio y Nova (1997) reportaron resultados acerca del asentamiento y la rotación de placas de acero cargadas excéntricamente en arena densa (densidad seca = 1.7 g/cm^3). Las placas tenían un lado $B = 80\text{mm}$ en la dirección de aplicación del momento, y un largo $L = 80, 160, \text{ y } 240\text{mm}$ en la dirección perpendicular. Las Figs. 3-3 y 3-4 muestran las relaciones esfuerzo-desplazamiento y momento-rotación para todos los ensayos bajo carga vertical con una excentricidad $e=B/8$.

Una revisión de la literatura nos revela que muy pocos estudios han sido llevados a cabo acerca del asentamiento y rotación de fundaciones cargadas excéntricamente. Las placas cargadas sobre arena en los estudios realizados por Georgiadis y Butterfield, y Montrasio y Nova, fueron sometidas a cargas verticales con excentricidad constante. Sin embargo, una carga axial constante combinada con un momento creciente es una condición de carga más representativa de lo que ocurre con las fundaciones de edificios sometidos a cargas laterales. Este tipo de ensayos es también relevante debido a que cuando se le compara con los resultados de ensayos con excentricidad constante, se puede evaluar la dependencia de los desplazamientos y rotación de la fundación en la forma en que ésta fue cargada.

Smith (2004) realizó una serie de 17 ensayos con placas de carga cuadradas de acero sometidas a carga monotónica quasi-estática. En estos ensayos, las placas de acero fueron sometidas, además de al esquema tradicional de excentricidad constante en el cual la carga axial y el momento varían en forma proporcional, a carga axial constante y momento variable. La segunda forma de aplicación de la carga es más relevante para el análisis de edificios sometidos a cargas laterales o excitación sísmica, pues la variación de la carga axial en columnas y muros es comúnmente considerada despreciable en el análisis. De los ensayos realizados por Smith, solo se muestran los resultados de 7 de estos, de los cuales 4 fueron realizados con excentricidad constante y 3 fueron realizados con carga axial constante y momento variable.

En los 7 ensayos de interés realizados por Smith, las placas se encontraban en la superficie de la arena, la arena se compactó por capas de un espesor de 15 cm y su densidad se estimó en 1.762 g/cm^3 . La placa utilizada en los ensayos realizados por Smith eran cuadradas de lado $B = 305 \text{ mm}$.

Las Fig. 3-5 muestra las relaciones fuerza-desplazamiento medida para los ensayos con excentricidad constante. La Fig. 3-6 muestra la relación momento-rotación medida para los ensayos con excentricidad constante.

Las relaciones momento-rotación medidas en los ensayos con carga axial constante y momento variable se muestran en las Fig. 3-7. En esta figura se puede apreciar claramente que existe una dependencia entre la carga inicial y la relación momento – deformación, se aprecia que la arena resiste mayor momento para cargas iniciales mayores, al menos dentro del rango de carga ensayadas. La cercanía entre las curvas con cargas iniciales iguales a 13.3kN y 17.8 kN nos permite suponer que podría existir un límite de carga vertical inicial a partir del cual la relación entre ésta y la resistencia al momento podría pasar a ser decreciente o constante.

Briaud and Gibbens (1999) y posteriormente Smith (2004) concluyeron, usando los resultados obtenidos de ensayos de placa de carga vertical centrada, que se puede obtener una relación que puede ser considerada independiente del tamaño de la placa de carga. Las variables en dicha relación son el asentamiento normalizado por el tamaño de la placa, $\delta_n = \delta/B$, y la presión vertical media, $\sigma = P/A$. La pendiente de la recta tangente o secante a la curva obtenida con dichas variables ($K_s B$) puede ser asumida como una propiedad del suelo. Esta relación permite utilizar los resultados de ensayos de placa de carga vertical de un determinado tamaño en el diseño de zapatas de dimensiones mayores. Los resultados de los ensayos realizados por Briaud and Gibbens (1999) se pueden ver en la Fig. 3-8. Los resultados de los ensayos realizados por Smith (2004) se pueden ver en la Fig. 3-9.

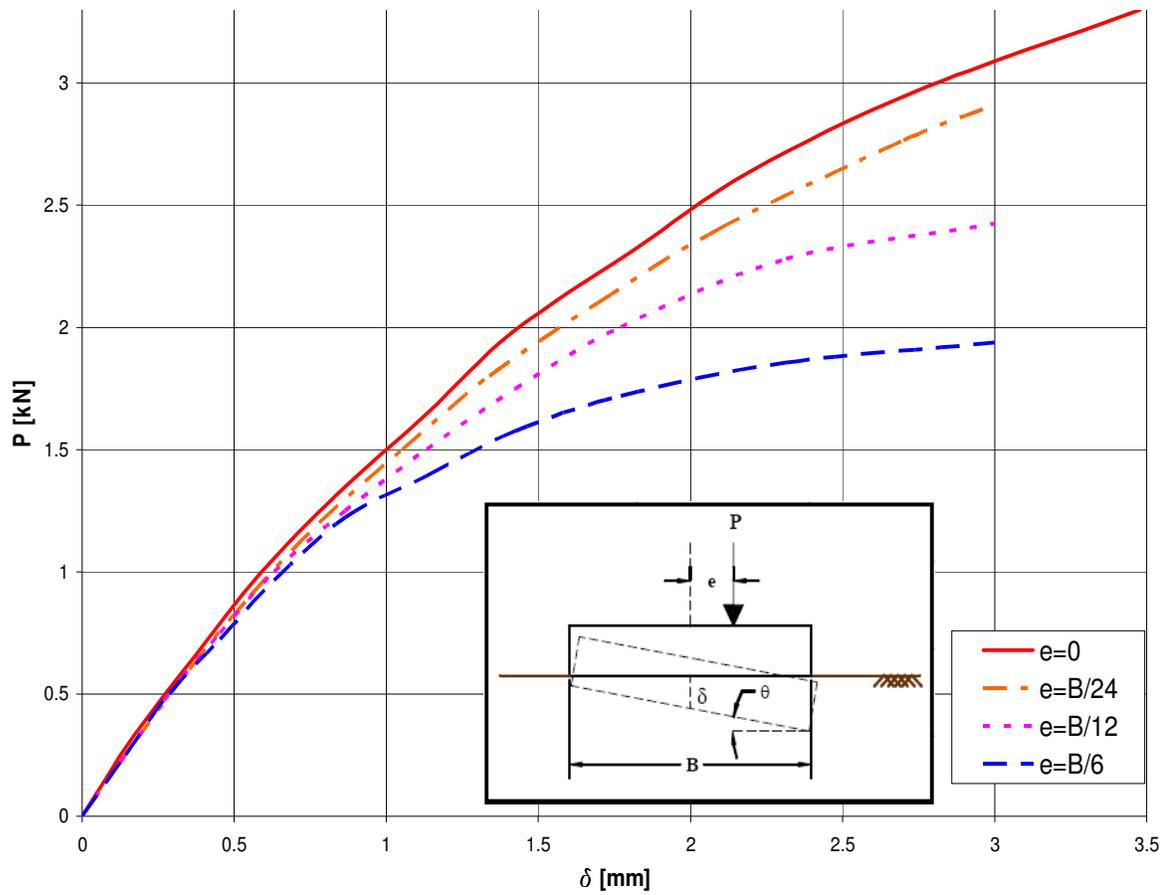


Fig.3-1 Relación Fuerza-Desplazamiento para una placa de carga en arena cargada excéntricamente (Georgiadis y Butterfield, 1988)

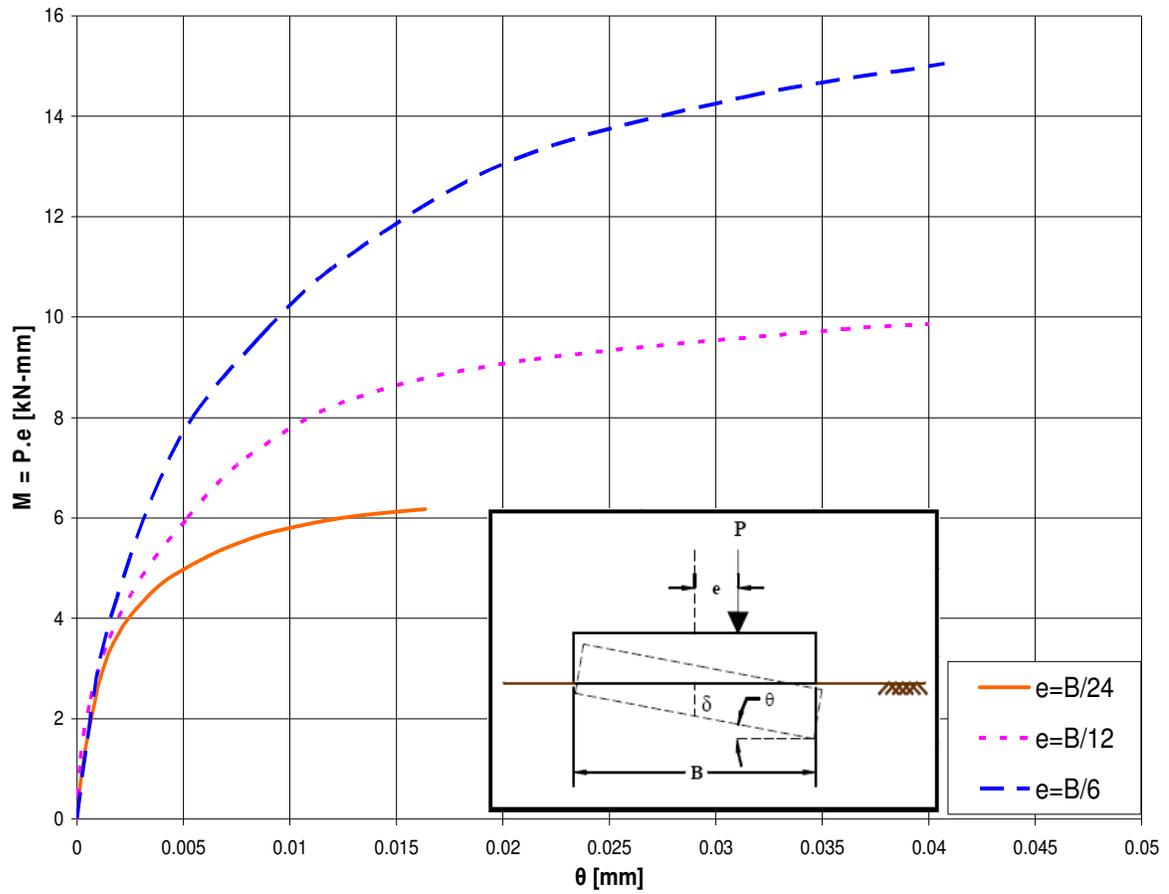


Fig.3-2 Relación Momento-Rotación para una placa excéntricamente cargada en arena (Georgiadis y Butterfield, 1988)

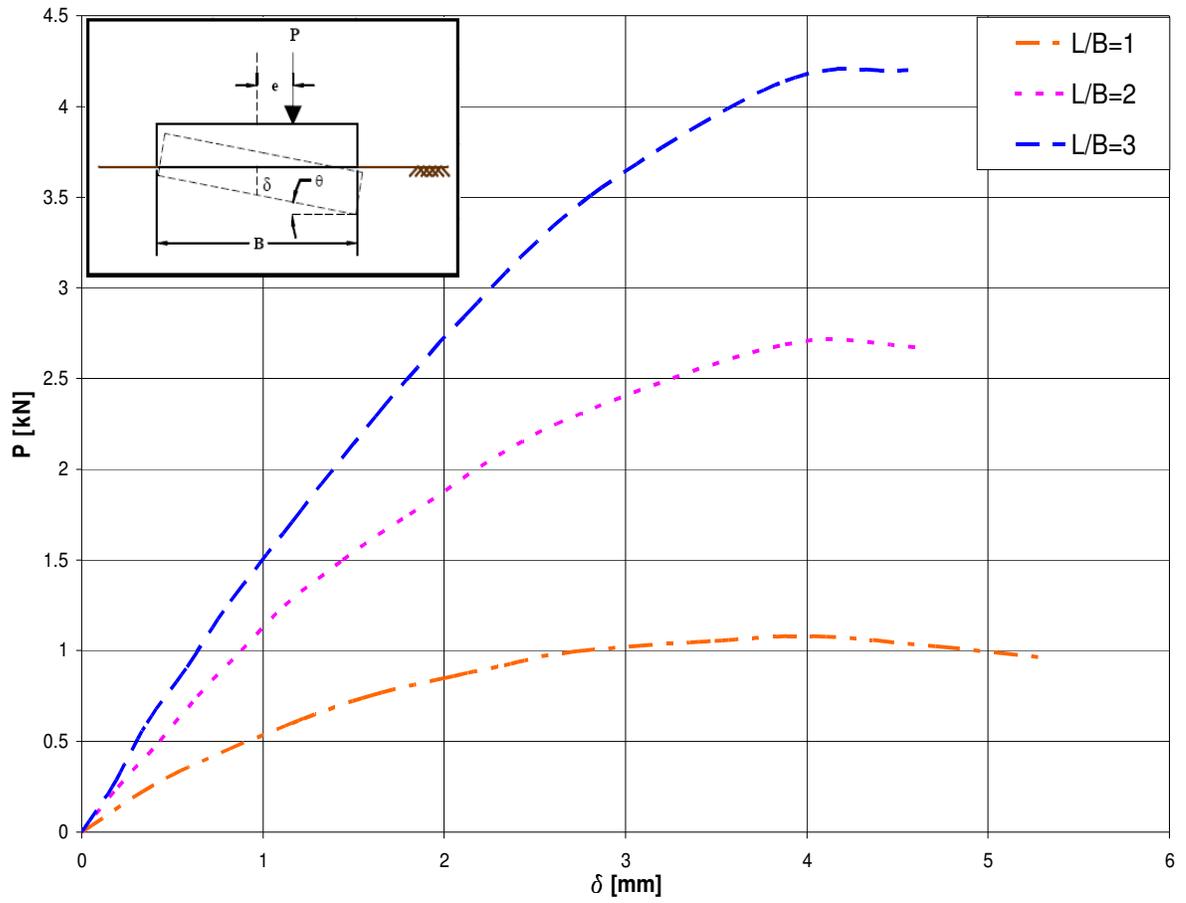


Fig.3-3 Relación Fuerza - Desplazamiento para una placa cargada excéntrica en arena, $e=B/8$ (Montrasio y Nova, 1997)

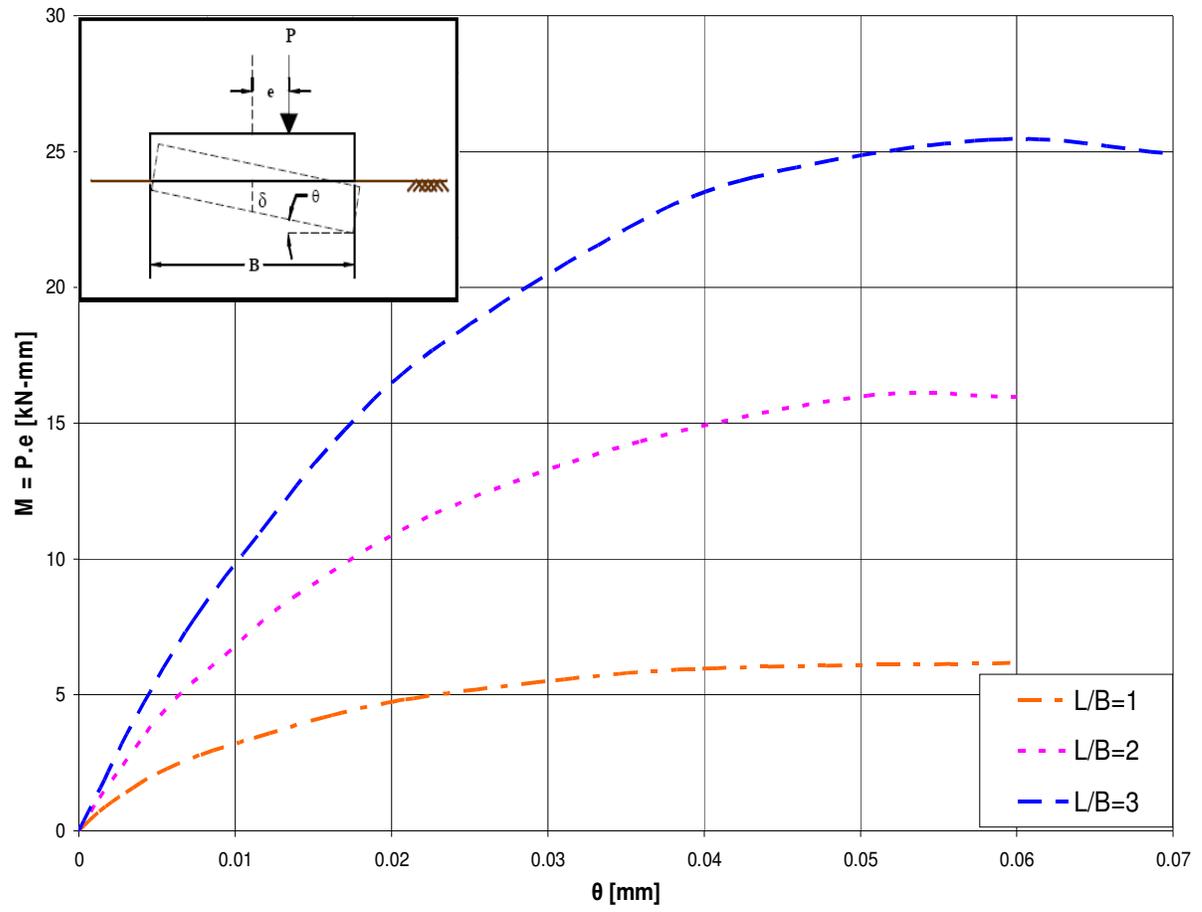


Fig.3-4 Relación Momento - Rotación para una placa excéntricamente cargada en arena, $e=B/8$ (Montrasio y Nova, 1997)

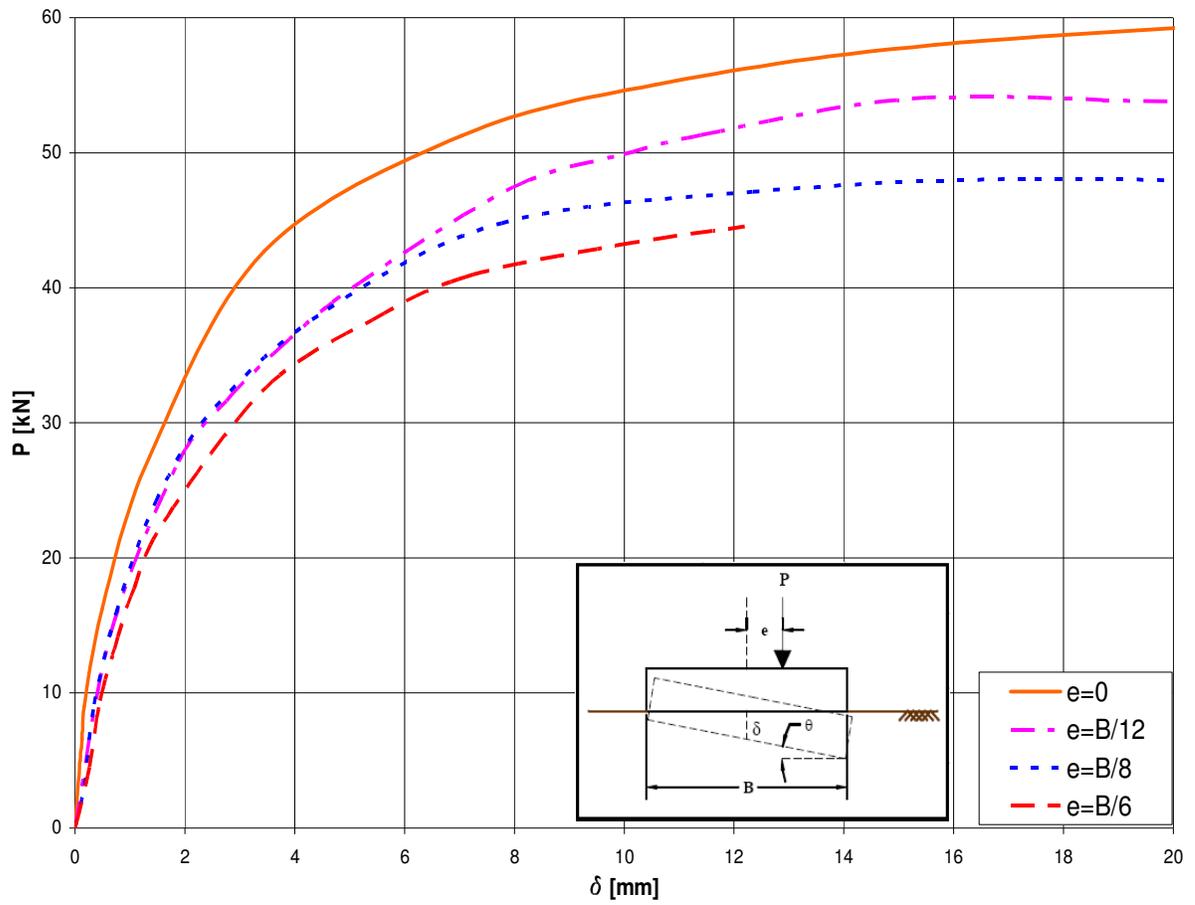


Fig.3-5 Relación Fuerza-Desplazamiento para una placa cargada excéntricamente en arena (Smith, 2004)

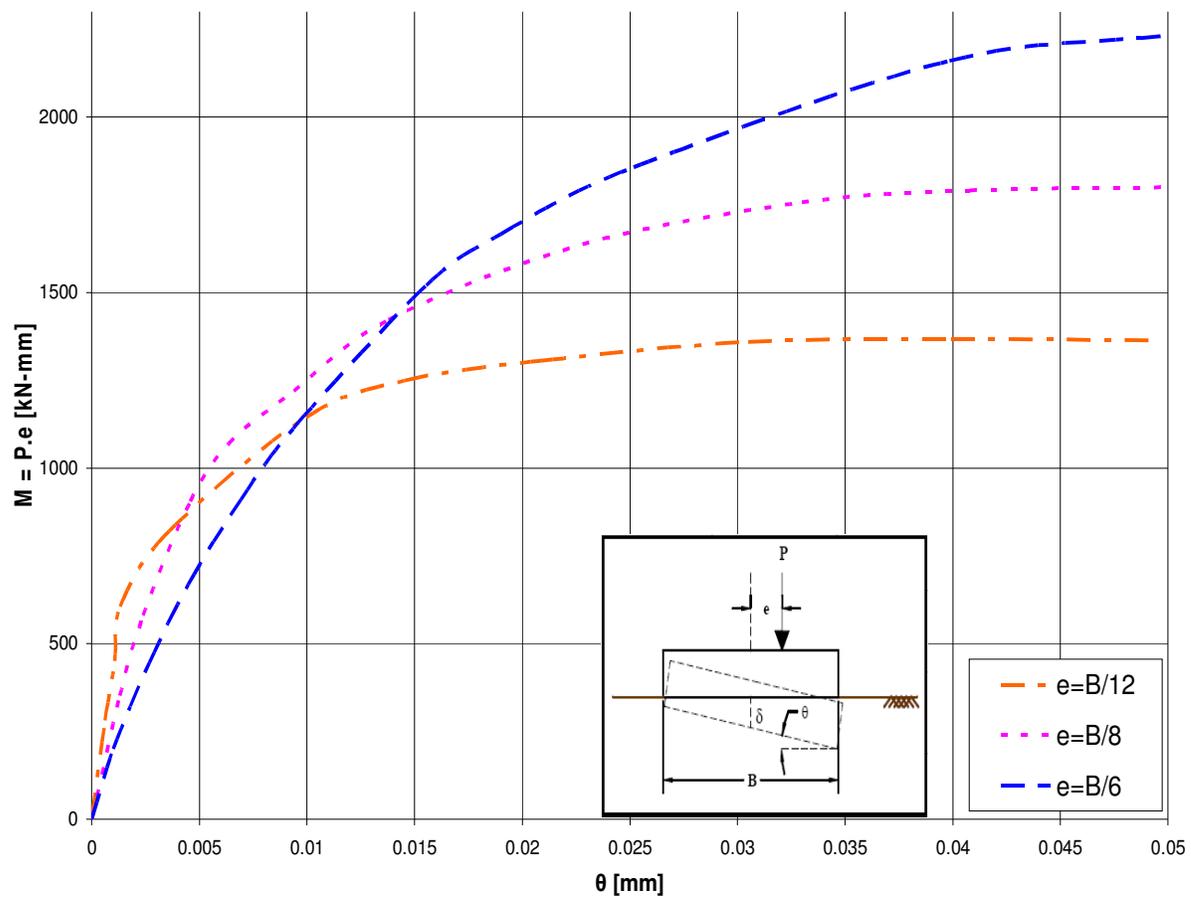


Fig.3-6 Relación Momento-Rotación para una placa cargada excéntricamente en arena (Smith, 2004)

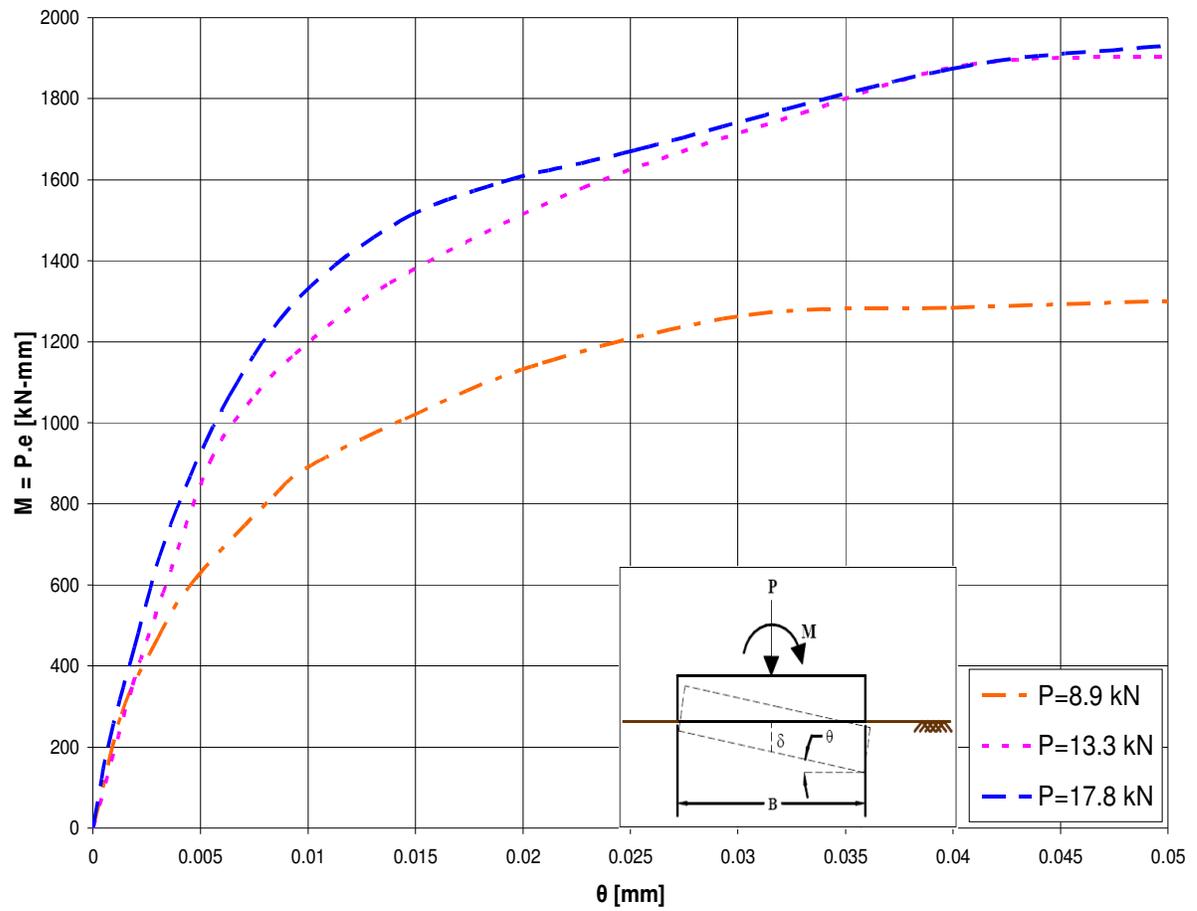


Fig.3-7 Relación Momento-Rotación para una placa con sollicitación vertical constante y momento variable (Smith, 2004)

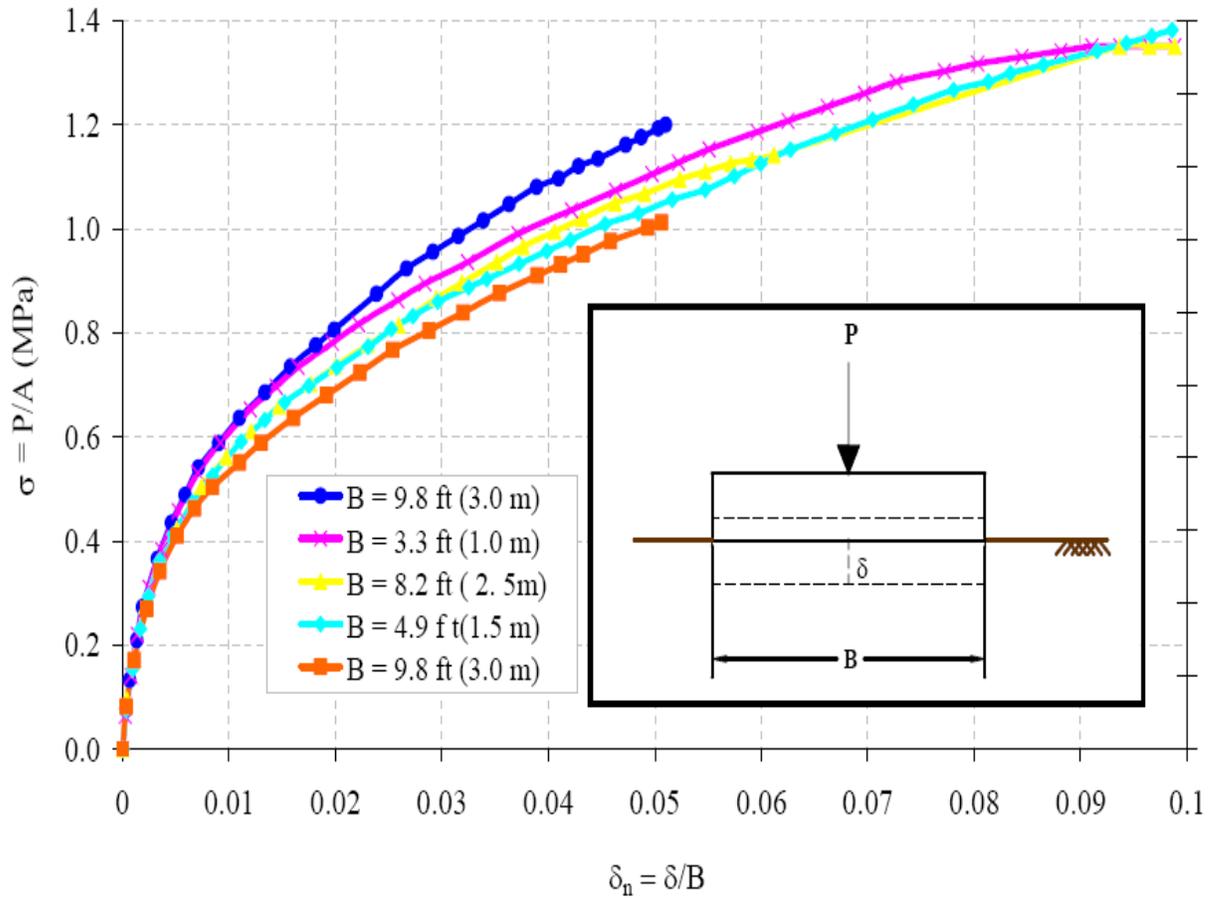


Fig.3-8 Resultados de ensayos con placa de carga vertical centrada en arena realizados por Briaud and Gibbens (1999)

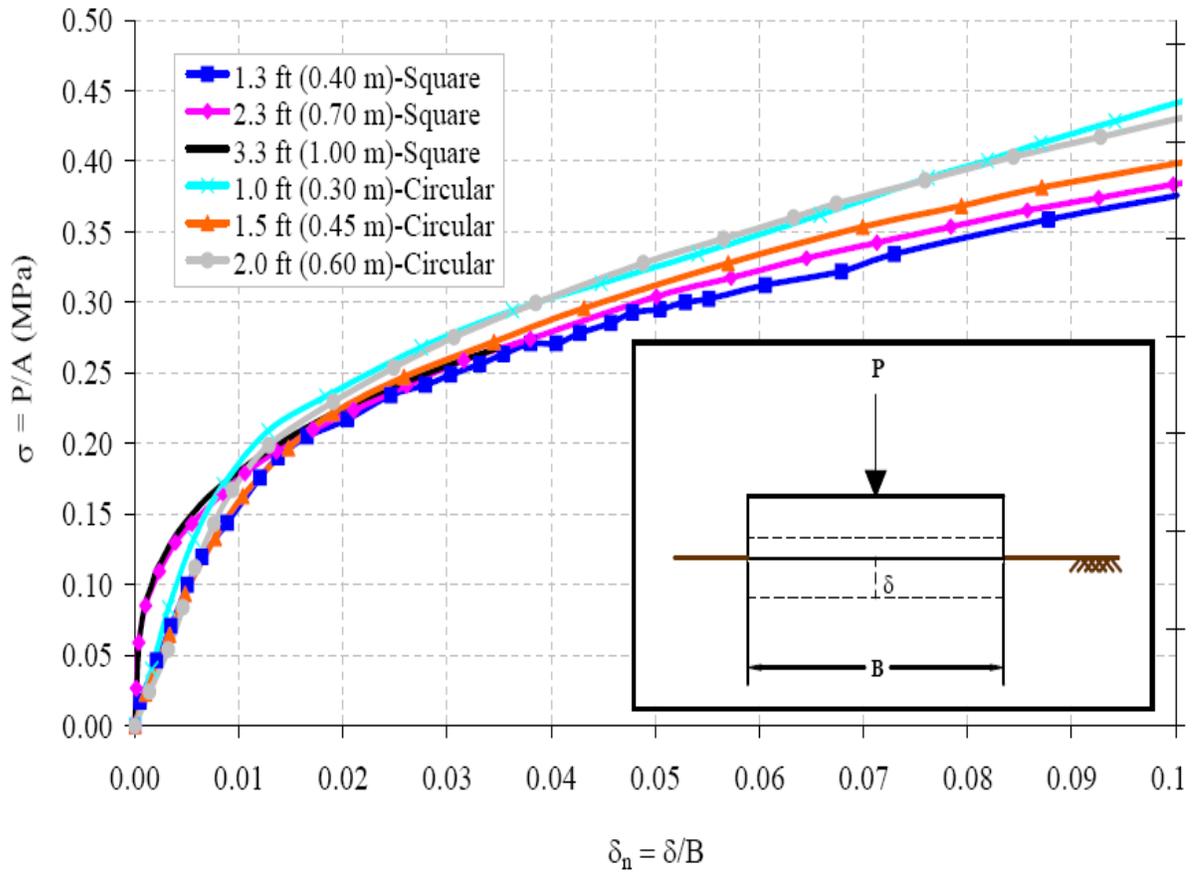
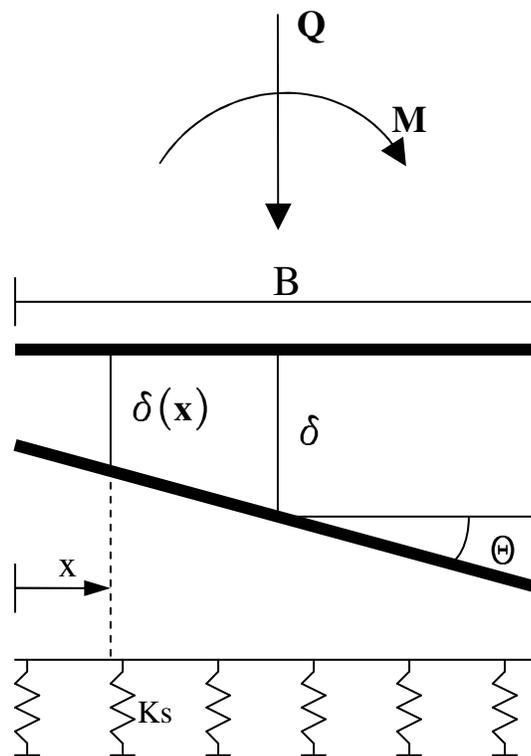


Fig.3-9 Resultados de ensayos con placa de carga vertical centrada en arena realizados por Smith (2004)

3.2 MODELO PROPUESTO POR SMITH (2004)

En este modelo se asume que el ensayo de placa de carga vertical centrada puede entregar la relación entre el asentamiento y la presión de contacto (y la rigidez) en cualquier sección, x , a lo largo del ancho, B , de la zapata solicitada por carga vertical y momento.

El modelo numérico propuesto es aplicable a zapatas rígidas rectangulares de dimensiones B y L (siendo B en la dirección de aplicación del momento) solicitadas por carga vertical, P , combinada con momento, M , (Fig. 3-18). Se asume que la forma deformada de la zapata, $\delta(x)$, está definida por la rotación, Θ , y el asentamiento en el centro, δ . El deslizamiento de la zapata es considerado despreciable. Estudios sobre la vibración en fundaciones (Richart (1970)) han indicado que el deslizamiento no contribuye en forma significativa a la distorsión de los edificios bajo cargas dinámicas en comparación con el giro de la fundación.



$$K_s B = (K_s B)_{\text{placa de carga}}$$

Fig.3-18 Modelo de la respuesta del suelo propuesto por Smith(2004)

Dados la rotación y asentamiento al centro de la zapata, el módulo tangente, $K_s(x)$, en cualquier sección, x , puede ser calculado en base a los resultados obtenidos a partir de un ensayo de placa de carga según la Ec.3-1.

$$K_s(x) = \frac{[K_s(x)B]_{placa}}{B} \quad (\text{Ec. 3-1})$$

El término $[K_s(x)B]_{placa}$ en la Ec. 3-1 corresponde a la pendiente tangencial de la presión de contacto promedio, σ , versus el asentamiento normalizado, δ_n , para un valor dado de $\delta_n = \delta(x)/B$. El levantamiento de la zapata puede ser tomado en cuenta en la formulación haciendo $K_s(x) = 0$ en la Ec. 3-1 en cualquier sección donde $\delta(x)$ sea menor o igual a cero.

La matriz de rigidez, K , que relaciona la carga vertical aplicada y el momento volcante con δ y Θ está dada por la Ec.3-2.

$$K = \begin{bmatrix} K_\delta & K_{\delta\theta} \\ K_{\theta\delta} & K_\theta \end{bmatrix} \quad (\text{Ec.3-2})$$

donde:

$$K_\delta = \int_0^B K_s(x)L dx \quad (\text{Ec.3-3})$$

$$K_\theta = \int_0^B K_s(x)L(x - B/2)^2 dx \quad (\text{Ec.3-4})$$

$$K_{\delta\theta} = K_{\theta\delta} = \int_0^B K_s(x)L(x - B/2) dx \quad (\text{Ec.3-5})$$

En las Ecs.3-2 a 3-5, K_δ y $K_{\theta\delta}$ son la fuerza de reacción vertical y el momento correspondientes a la combinación de asentamiento unitario y cero rotación de la zapata, mientras que $K_{\delta\theta}$ y K_θ son la fuerza y momento de reacción correspondientes a la combinación de rotación unitaria y cero asentamiento en el centro de la zapata.

La matriz K permite establecer una relación entre el desplazamiento de la zapata y la deformación del suelo soportante, por lo que podría ser definida como la matriz de interacción suelo – fundación. K puede ser escrita en coordenadas globales y sumada a la matriz de rigidez tangente de la estructura para la formulación de un análisis de interacción suelo-estructura de un edificio sometido cualquier estado arbitrario de carga.

La naturaleza no lineal de la formulación propuesta se hace evidente al notar que: (i) los términos de la matriz de rigidez K dependen de δ y Θ , y (ii) P y M (δ y Θ) interactúan. La solución del problema de interacción suelo-fundación requiere considerar el equilibrio en forma incremental como se muestra en la Ec.3-6.

$$\begin{Bmatrix} dP \\ dM \end{Bmatrix} = K \begin{Bmatrix} d\delta \\ d\theta \end{Bmatrix} \quad (\text{Ec.3-6})$$

CAPÍTULO 4 DISEÑO DE LOS ENSAYOS

4.1 CRITERIOS

En un modelo de aproximadamente medio metro cúbico de arena con distintas densidades relativas, se estudiaron los asentamientos que experimenta una placa rígida sometida a carga vertical y posteriormente solicitada por momento.

Se estimó a partir de la Fig. 2-2 que el bulbo de presiones correspondiente a un 4% de la presión de contacto en un área cargada por una placa cuadrada de lado B se encuentra aproximadamente a una profundidad igual a $3.5 B$, siendo el aporte al asentamiento despreciable a partir de esta profundidad. Es por esto que se eligió un espesor de las muestras de arena a ser ensayadas igual a $4 B$. En la misma figura podemos ver que al alejarse horizontalmente del centro del área cargada una distancia igual a $3 B$, el aumento de presión en la arena provocado por la carga se estima en menos de un 1% de la presión de contacto. A partir de esto, se decidió que las dimensiones en planta del recipiente que contendría la arena durante los ensayos fuera de $6 B \times 6 B$, con esto aseguramos que las condiciones de confinamiento de la arena no se vieran afectadas por las condiciones de borde impuestas por el recipiente.

Para alcanzar las distintas densidades relativas de la arena se utilizó un método de depositación que consiste en dejar caer libremente la arena desde distintas alturas, se determinó que cada altura de caída determina una distinta densidad relativa de la muestra.

Para la aplicación de carga vertical se utilizó una gata hidráulica conectada al centro de una placa de acero a través de una rótula lubricada de tal forma que la gata no generara resistencia al giro de la placa. En el caso de la aplicación de momento, se decidió hacerla mediante un vástago de acero soldado a la placa, al cual se le aplicó una fuerza horizontal en su extremo más alejado de la placa. Se le dio al vástago un largo suficiente que permitiera aplicar el momento deseado a la placa sin que se produjeran deslizamientos debido a la aplicación de la carga horizontal dentro del rango de esfuerzos de interés. El vástago se colocó con un pequeño ángulo de inclinación para que no se topara con el marco de reacción, sin embargo, dado que el vástago y la placa son elementos rígidos en el rango de fuerzas aplicadas, el ángulo de inclinación no afecta la resultante de momento en el centro de la placa.

Las principales hipótesis en este estudio son:

- El deslizamiento de la placa ante la carga horizontal impuesta es despreciable dentro del rango de fuerzas aplicadas.
- El suelo soportante es homogéneo, al menos, en la profundidad significativa para la placa cargada.
- Los resultados obtenidos son válidos para la respuesta de placas solicitadas por fuerzas estáticas o aplicadas en forma gradual, por lo que la aplicación de estos a análisis dinámicos deberá ser validada por estudios de ese tipo.

4.2 EQUIPO E INSTALACIONES

Se utilizó una placa de acero cuadrada de 15 cm de lado y un espesor de 10mm a la cual se le colocaron atiesadores en la parte superior de sus cuatro aristas, conformados por cuatro placas de 15 cm x 6 cm x 4mm que además actúan como barrera ante la potencial caída de arena sobre la placa al irse asentando. Por lo tanto, las dimensiones del modelo de arena ensayado fueron 90cm x 90cm x 60 cm. La arena se ubicó dentro de un recipiente de madera de 15mm de espesor. Para aumentar la rigidez del recipiente se le colocaron dos zunchos formados por perfiles de acero unidos y apretados contra la madera.

Para reaccionar verticalmente con la gata, se fabricó un marco con perfiles de acero con dimensiones tales que no sufrieran ninguna deformación significativa para el rango de fuerzas aplicadas. Se calculó que para la mayor carga aplicada al centro de la viga de reacción, ésta se deformaría 0.82 mm.

Se encontró que para transmitir momento a la placa sin que esta se deslizara, dentro del rango de esfuerzos de interés, la aplicación de fuerza horizontal a aplicarse al vástago de acero se debía realizar a una altura de 25 cm. Para la aplicación gradual de fuerza horizontal se utilizó una cuerda amarrada en un extremo a un recipiente y en el otro al vástago de acero, la que pasaba por una polea, el recipiente fue cargado gradualmente con placas de acero o arena.

Para la medición de la carga vertical aplicada a la placa se utilizó una celda de carga con capacidad para 2 toneladas y para la medición de los asentamientos se utilizaron diales con una precisión de 0.01mm.

El material utilizado en los ensayos corresponde a una arena de playa, de granulometría muy uniforme con muy bajo contenido de finos (< 1%). La curva granulométrica se muestra en el Anexo A.3.

En las Figs. 4-1 a 4-3 se puede ver la disposición de los elementos para los ensayos realizados.

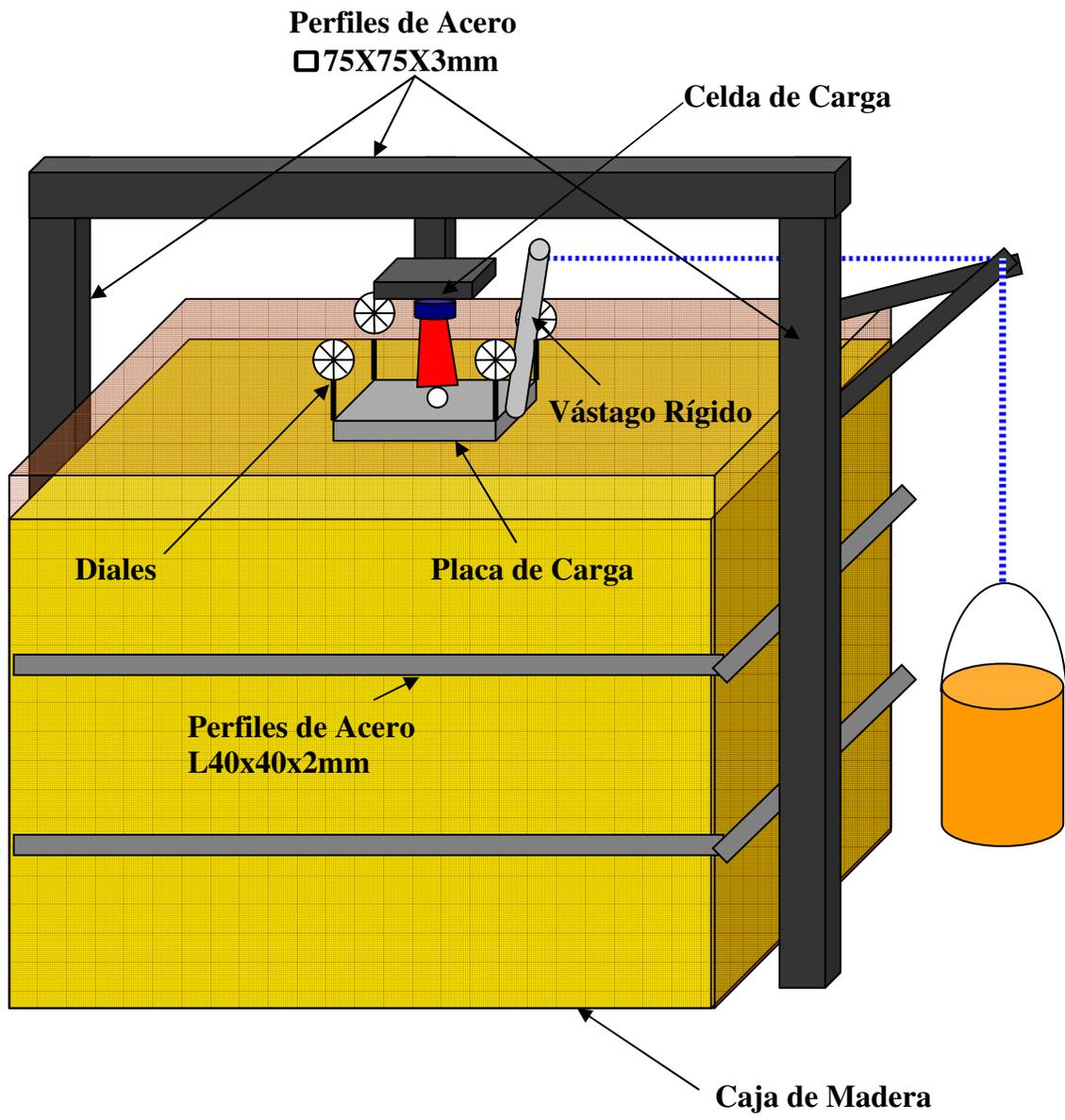


Fig.4-1 Instalación experimental

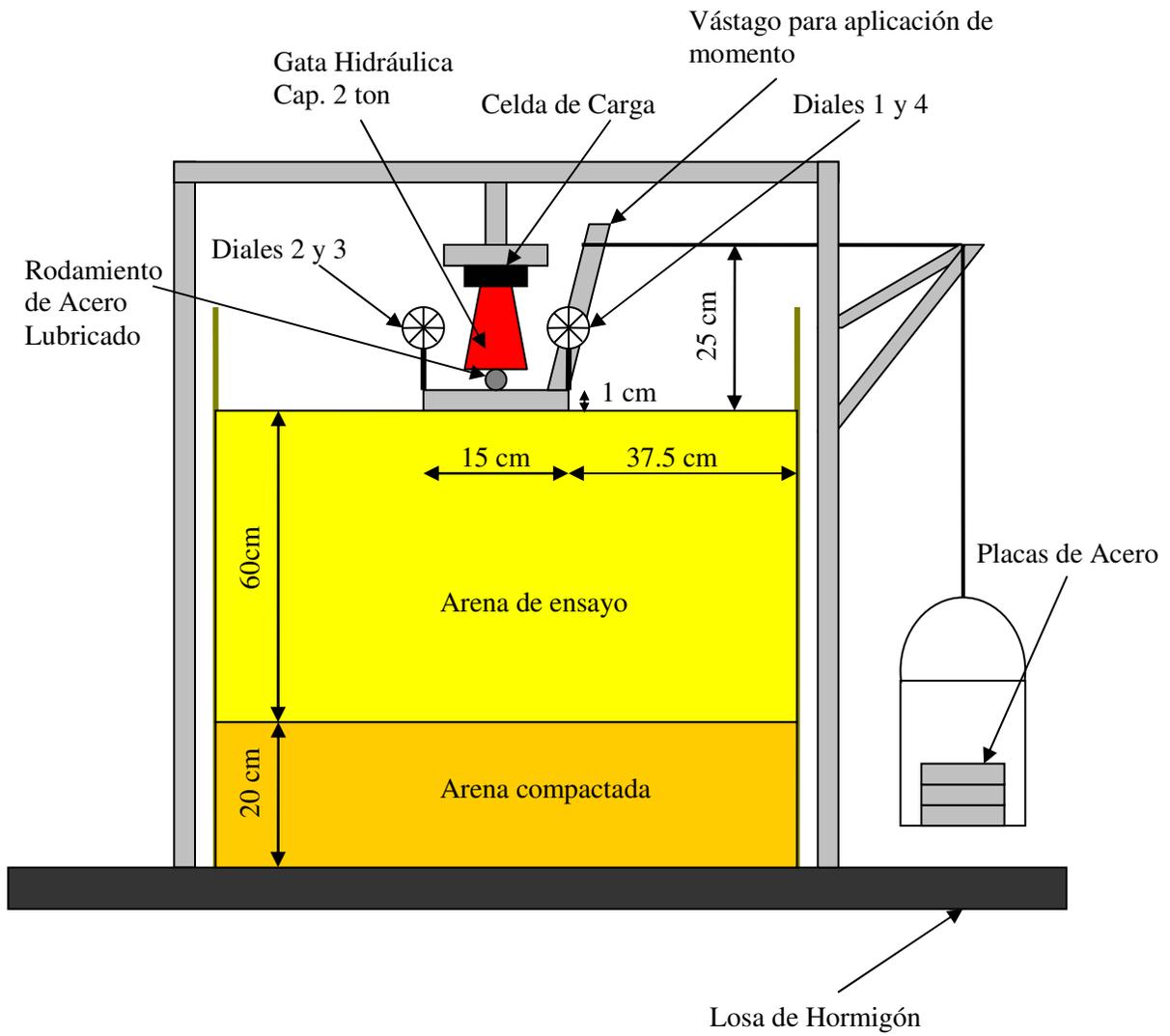


Fig.4-2 Esquema de la instalación experimental

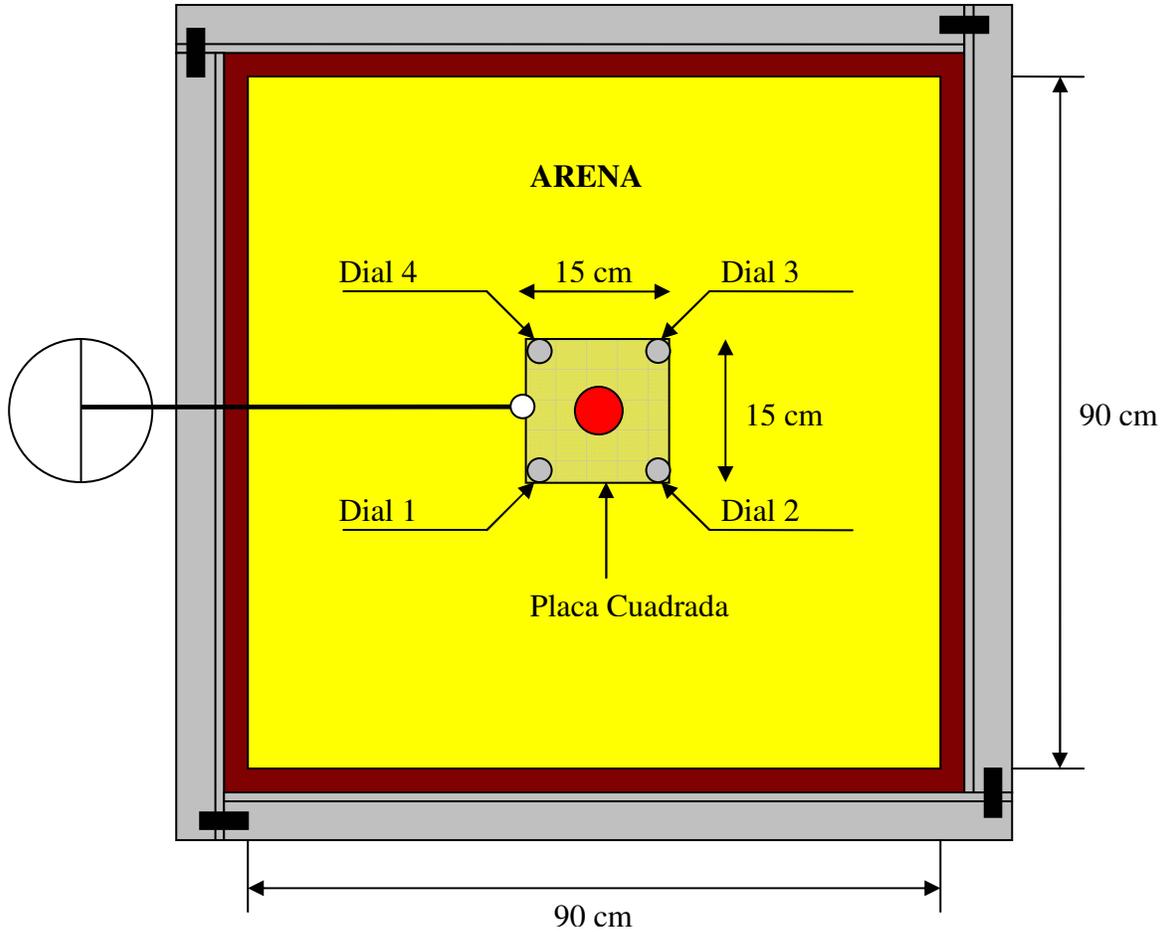


Fig. 4-3 Esquema en planta de la instalación experimental

4.3 METODOLOGÍA

Para la colocación de la arena en el recipiente se utilizó un balde al cual se le retiró el fondo, reemplazándolo por una malla ASTM#10, a partir de la cual se determinó, mediante el uso de un plomo, la altura de caída libre de la arena (Fig. 4-4). Las dimensiones del plomo fueron tales que no interfirieran en la caída libre de la arena. El balde se desplazó sobre la superficie horizontal del recipiente a velocidad constante, manteniendo en cada pasada una altura constante con respecto a la superficie de la arena depositada. La altura de caída libre de la arena h y velocidad del balde definieron las densidades relativas (DR) de la arena a ser ensayada (Fig.4-5). Se estudiaron 3 casos: $h=0\text{cm}$, $h=16\text{cm}$, $h=50\text{cm}$, para los cuales se estimó que se obtienen densidades relativas de 22%, 52% y 81% respectivamente. En el caso $h=0\text{cm}$, por motivos prácticos, no se utilizó el balde para la depositación de la arena, el llenado de la caja se realizó con una poruña metálica (Fig. 4-6). En la Fig. 4-14 se muestra una foto de toda la instalación esquematizada en la Fig. 4-5.



Fig. 4-4 Balde de descarga con malla ASTM#10

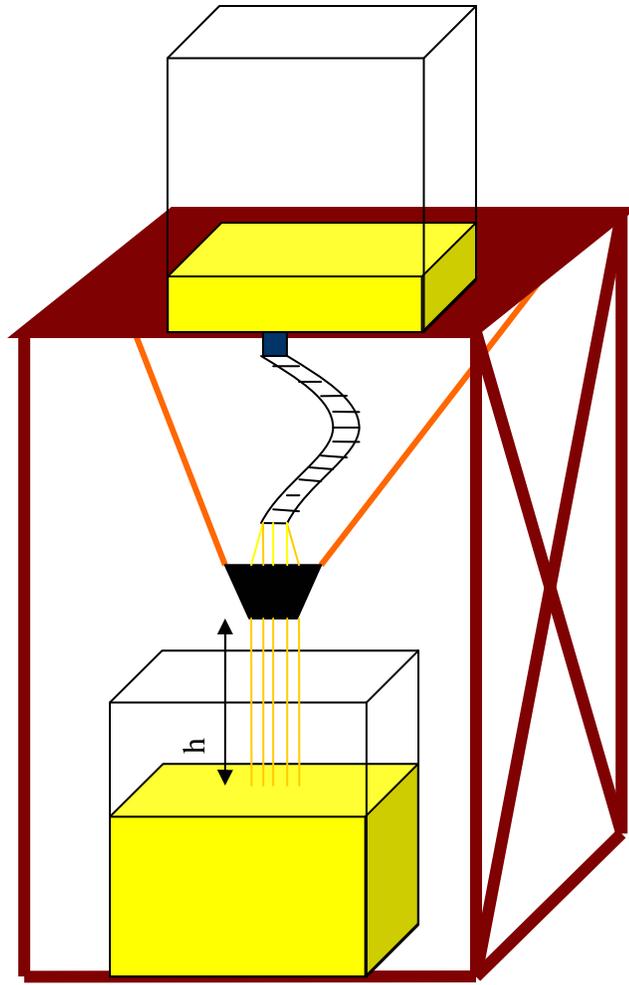


Fig. 4-5 Diagrama del proceso de llenado de la caja



Fig.4-6 Depositación de la arena más suelta

La aplicación de carga vertical se realizó en forma manual mediante una gata hidráulica, la cual se encontraba apoyada en su parte superior en una celda de carga dispuesta de tal forma que midiera la fuerza de reacción de ésta hacia la placa de carga como se puede apreciar en las Figs.4-8 y 4-9. Además en la Fig. 4-10 se puede ver la gata, los diales y la celda de carga dispuestos para uno de los ensayos de carga vertical centrada.

Los esfuerzos tomados por la celda de carga se pudieron leer en un computador permitiendo mantener en forma manual una carga vertical constante en los ensayos con momento.

La aplicación del momento se realizó a través de un vástago rígido solicitado horizontalmente por pesas ubicadas en el exterior del recipiente, actuando a través de un sistema de cuerda y polea. El esquema del sistema de aplicación de momento se puede ver en la Fig. 4-2.

Los asentamientos de las cuatro esquinas de la placa de carga fueron registrados en los diales ubicados sobre pequeñas placas metálicas adheridas a la placa de carga. Los puntos de contacto de los diales con la placa se ubicaron a una distancia de 8.5cm del centro de la placa en ambas direcciones perpendiculares a las aristas. En la Fig. 4-7 se pueden ver las placas dispuestas

para el apoyo de los diales, también se puede observar la rótula utilizada para evitar el traspaso del momento hacia la gata hidráulica.

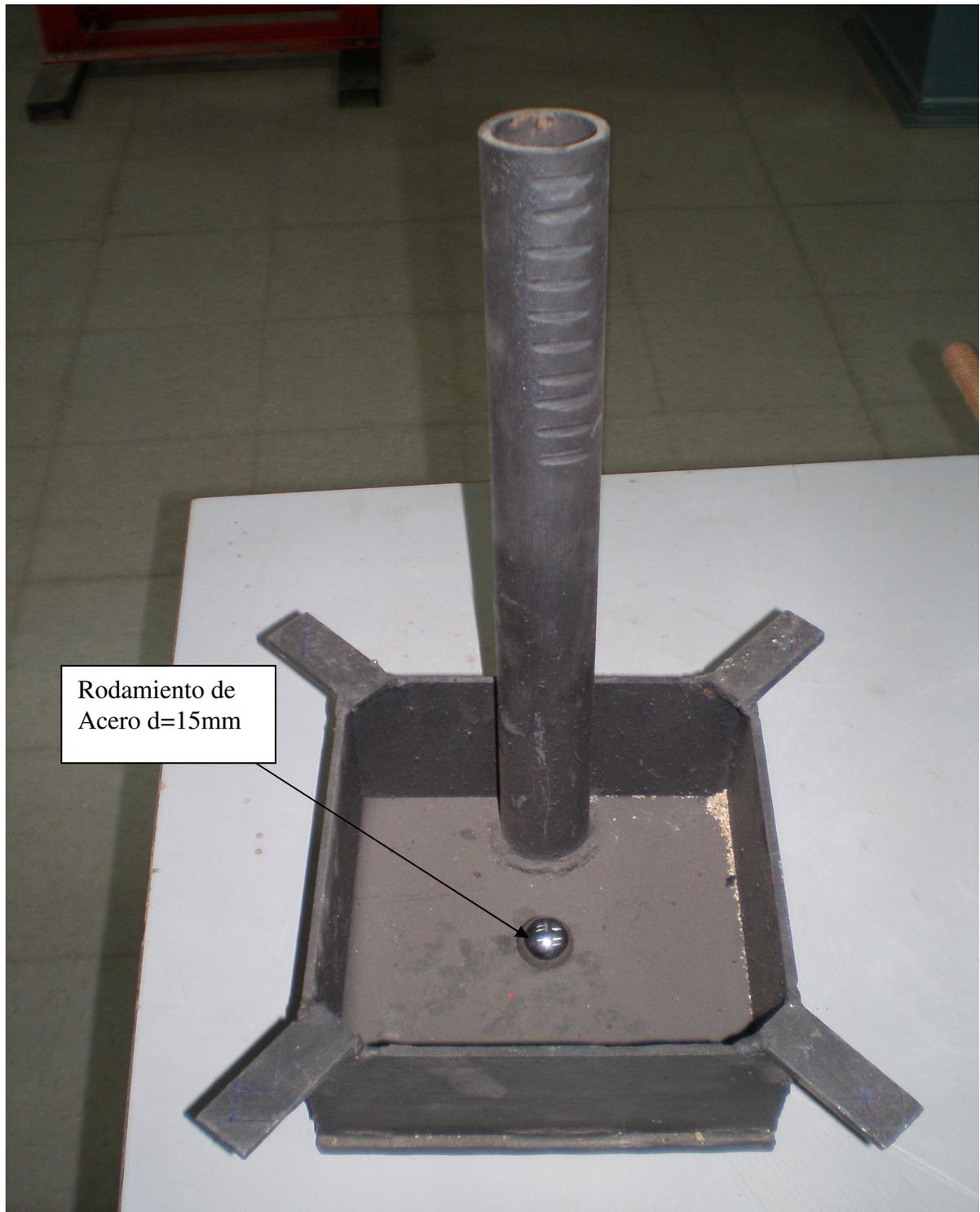


Fig.4-7 Rótula para aplicación de carga vertical

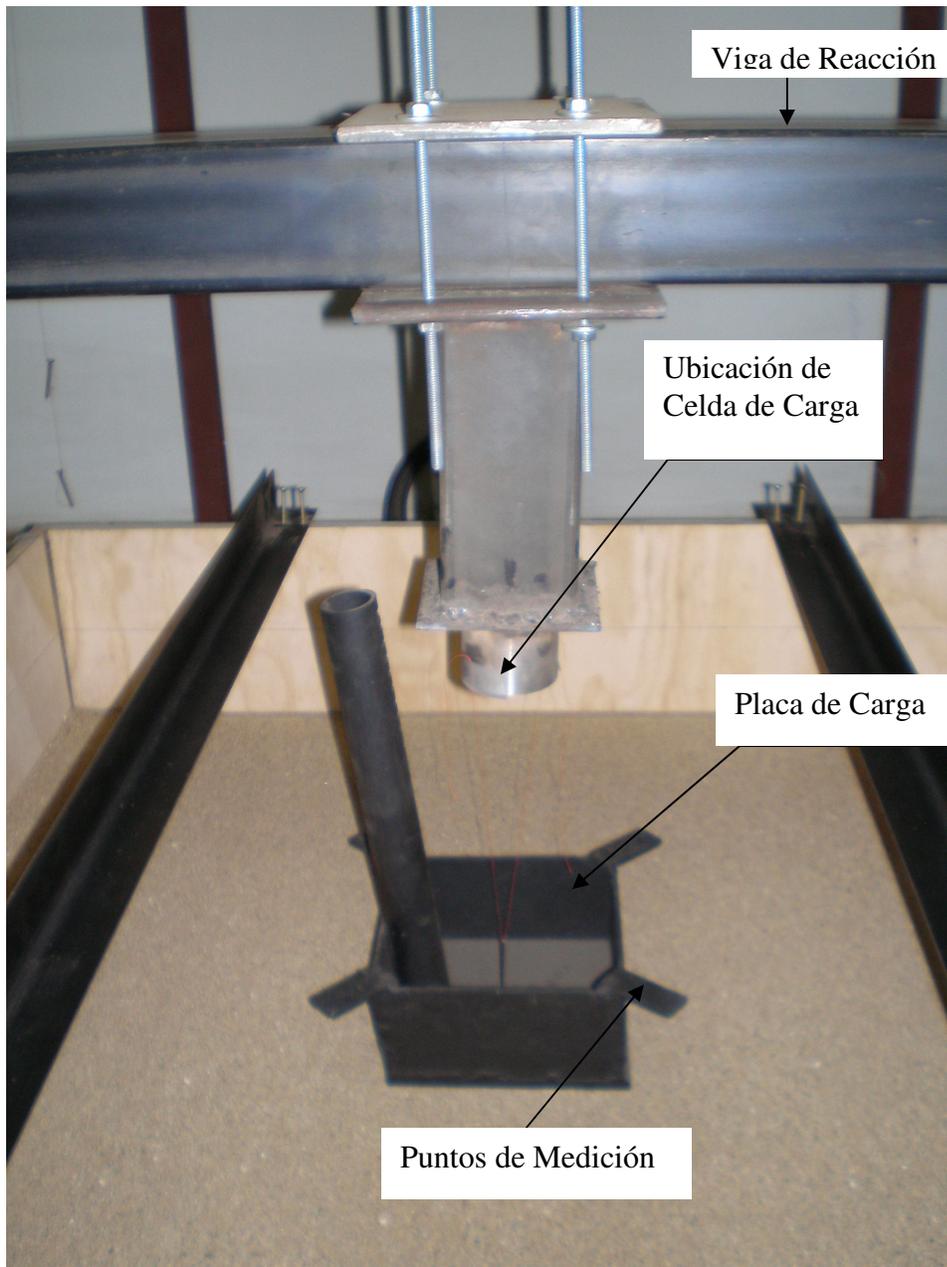


Fig. 4-8 Viga y placa de carga

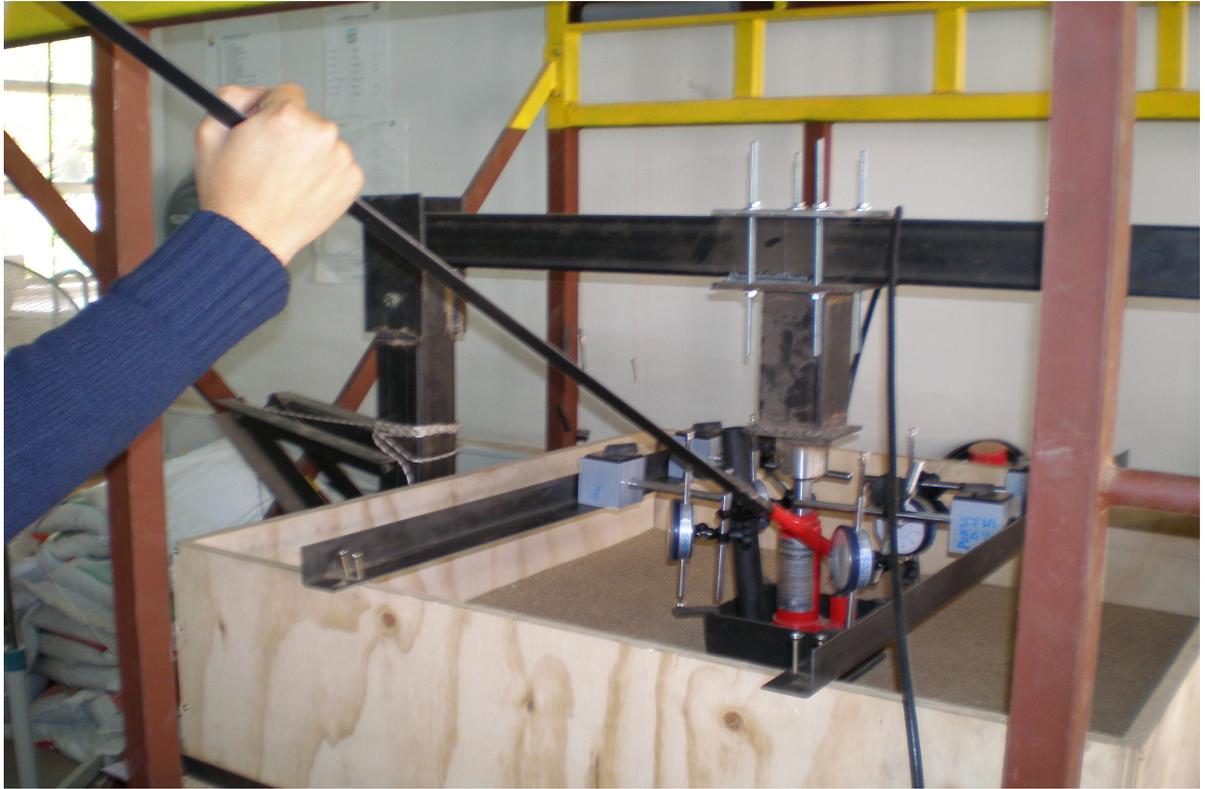


Fig. 4-9 Aplicación manual de carga vertical

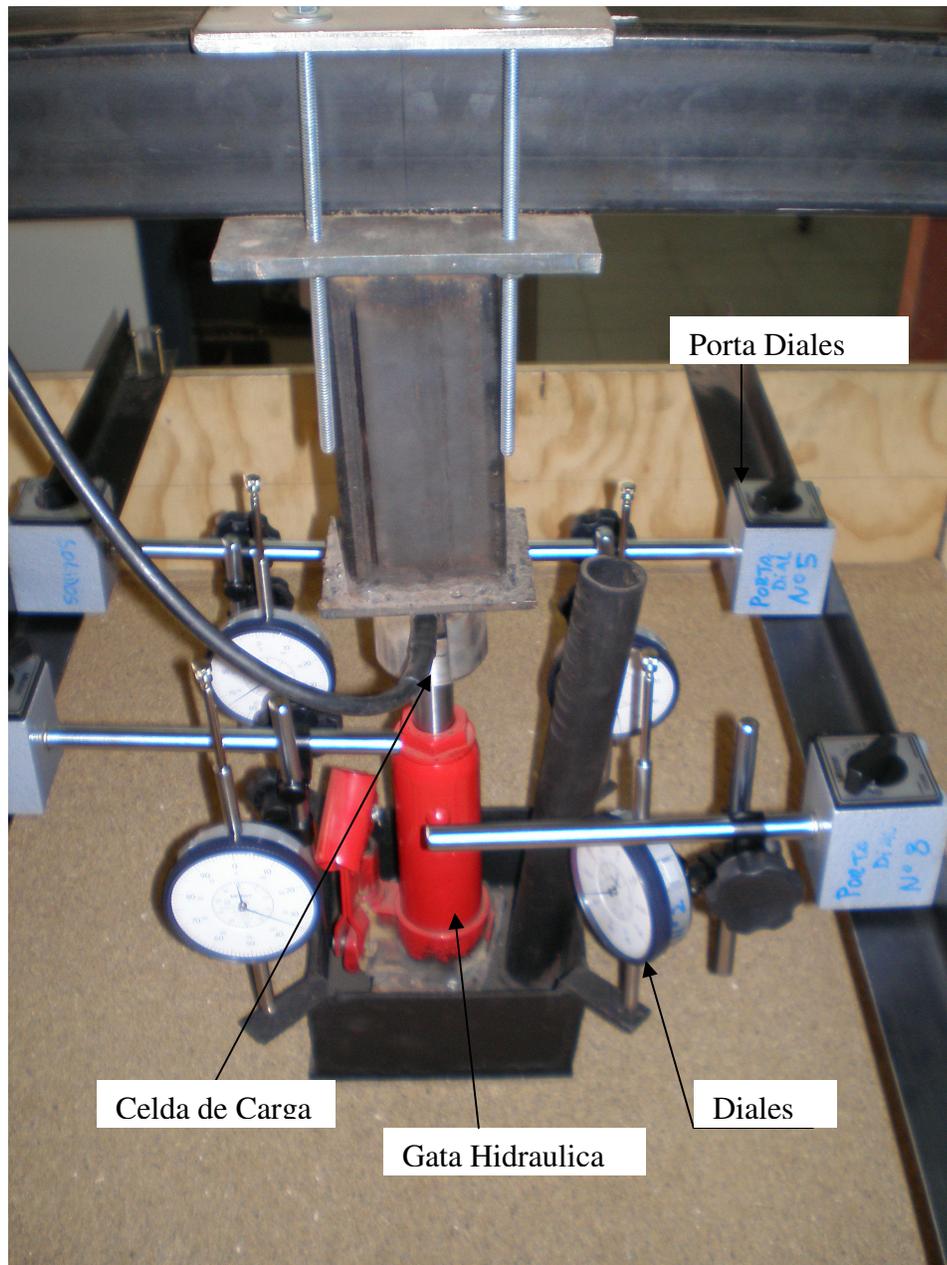


Fig. 4-10 Sistema de carga vertical y medición de deformaciones

Se realizaron 12 ensayos de placa de carga en arena distribuidos de la siguiente manera:

- Una serie de tres ensayos en los cuales se aplicó carga vertical centrada ascendente a la placa, midiendo los asentamientos. Cada uno de los tres ensayos se realizó sobre arena con distinta densidad relativa, DR = 22, 52, 81% respectivamente.
- Para cada una de las densidades relativas de la arena (DR = 22, 52, 81%) se realizó adicionalmente una serie de tres ensayos de placa de carga con carga vertical centrada constante y momento ascendente hasta la falla, volcamiento o deslizamiento significativo de la placa. Para cada DR se ensayó con tres distintas cargas verticales

constantes cuyos valores correspondieron a 1/2, 1/3 y 1/4 de la carga máxima obtenida en los ensayos de carga vertical centrada.

En las Figs. 4-11 y 4-12 se muestran los esquemas de solicitaciones a las cuales se sometió a la placa en los dos tipos de ensayo realizados sobre la arena. En la Fig. 4-13 se muestra la instalación utilizada para contener la arena previo a ser depositada en la caja de ensayo.

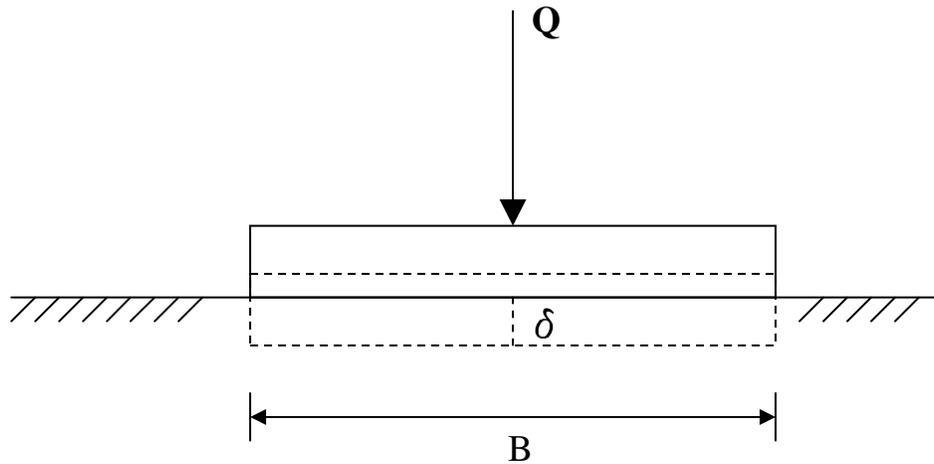


Fig.4-11 Diagrama de ensayo de placa de carga con solicitación vertical centrada creciente

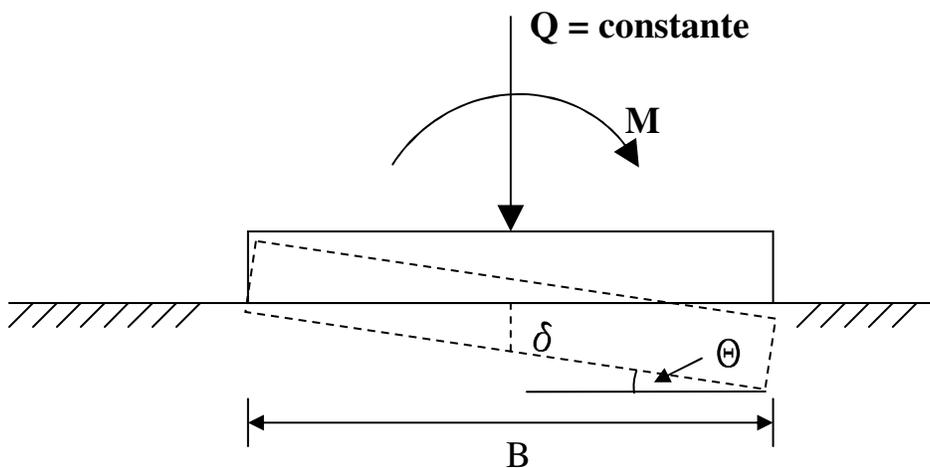


Fig. 4-12 Diagrama de placa de carga con solicitación vertical constante y momento ascendente



Fig. 4-13 Vista completa de la instalación experimental

4.4 ESTIMACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LAS MUESTRAS

Para estimar la densidad relativa que alcanza la arena, al ser depositada de cada una de las distintas alturas de las cuales se deja caer libremente, se fabricó una caja de madera a escala en proporción directa con las medidas de la caja donde se realizan los ensayos de placa de carga. El

volumen interior de la caja a escala es $V=70707.4 \text{ cm}^3$. En la Fig.4-14 se aprecia una fotografía de la caja destinada a la estimación de la densidad relativa.



Fig.4-14 Caja para estimación de densidad relativa

Para cada altura de caída libre de la arena se procedió a llenar la caja a escala siguiendo el mismo procedimiento que se llevó a cabo para el llenado de la caja principal en la cual se realizaron los ensayos, procediendo luego a rasar la arena sobresaliente del borde superior de la caja, dejando una superficie plana. Finalmente se determinó el peso de la arena depositada en la caja.

El procedimiento descrito se realizó 3 veces para cada altura de caída libre promediándose los pesos obtenidos, con una diferencia máxima entre mediciones de un 4%. Los promedios obtenidos, la densidad resultante y la densidad relativa correspondiente a cada altura de caída libre se presentan en la Tabla 4-1.

h [cm]	W [gr]	V [cm3]	ρ [gr/cm3]	DR [%]
0	105168	70707.4	1.487	22
16	112430	70707.4	1.590	52
50	120250	70707.4	1.701	81

Tabla 4-1 Densidad relativa estimada (DR) de las muestras de arena utilizadas en los ensayos de placa de carga

Para obtener la densidad relativa se utilizó la Ec.4-1:

$$DR = \left(\frac{\frac{1}{\rho_{\min}} - \frac{1}{\rho}}{\frac{1}{\rho_{\min}} - \frac{1}{\rho_{\max}}} \right) \times 100\% \quad (\text{Ec.4-1})$$

Donde los valores de ρ_{\min} y ρ_{\max} corresponden a la densidad mínima y máxima de la arena respectivamente. El método para obtener estas densidades y los valores obtenidos se presentan en el Anexo A.4.

CAPÍTULO 5 RESULTADOS DE ENSAYOS DE PLACA DE CARGA

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados de los ensayos con placa de carga realizados en arena con densidades relativas iguales a 22%, 52% y 81%. Los resultados para cada una de las densidades relativas corresponden a ensayos realizados con una placa cuadrada de acero en arena solicitada por carga vertical centrada y por combinación de carga vertical constante y momento ascendente. Los ensayos fueron realizados con una placa de 15cm x 15cm.

Las cargas y los asentamientos se consideraron positivos en el sentido de aplicación de la carga (hacia abajo). La rotación se consideró positiva en el sentido de aplicación del momento.

A lo largo de este capítulo el término asentamiento se refiere al desplazamiento vertical del centro de la placa a menos que se especifique de otra manera. El término rotación se refiere al giro de la placa que tiene lugar en el plano de aplicación del momento.

5.2 CARGA VERTICAL CENTRADA

En la Fig.5-1 se muestran los asentamientos medidos para los distintos estados de carga vertical distribuida aplicados en los ensayos con carga vertical centrada en un mismo tipo de arena con tres distintas densidades relativas. En el gráfico se indica la densidad relativa correspondiente a cada curva.

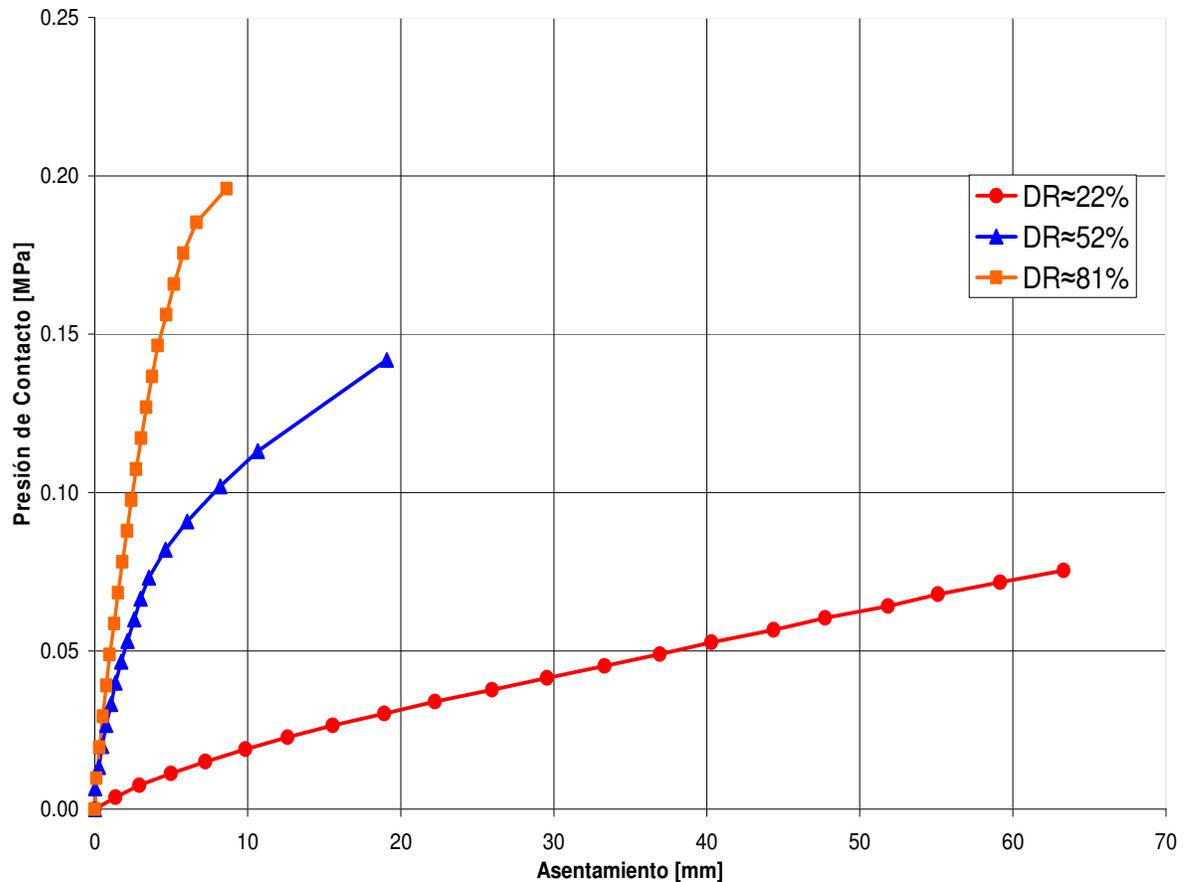


Fig. 5-1 Resultados de ensayos con placa de carga vertical centrada en arenas

5.3 CARGA VERTICAL Y MOMENTO

En las Figs.5-2 a 5-4 se muestra la rotación medida para los ensayos de placa de carga con sollicitación vertical constante y momento ascendente para las arenas de densidad relativa correspondiente a 22%, 52% y 81% respectivamente.

En las Figs.5-5 a 5-7 se presenta la rotación de la placa medida para los ensayos de placa de carga con sollicitación vertical constante y momento ascendente para las arenas solicitadas por una carga vertical constante, Q , correspondiente a $Q_{max}/4$, $Q_{max}/3$ y $Q_{max}/2$ respectivamente. Donde Q_{max} corresponde a la máxima carga vertical medida en cada uno de los ensayos con carga vertical centrada.

En las Figs.5-8 a 5-10 se presenta el asentamiento de la placa obtenido para los ensayos de placa de carga con sollicitación vertical constante y momento ascendente para las arenas de densidad relativa correspondiente a 22%, 52% y 81% respectivamente.

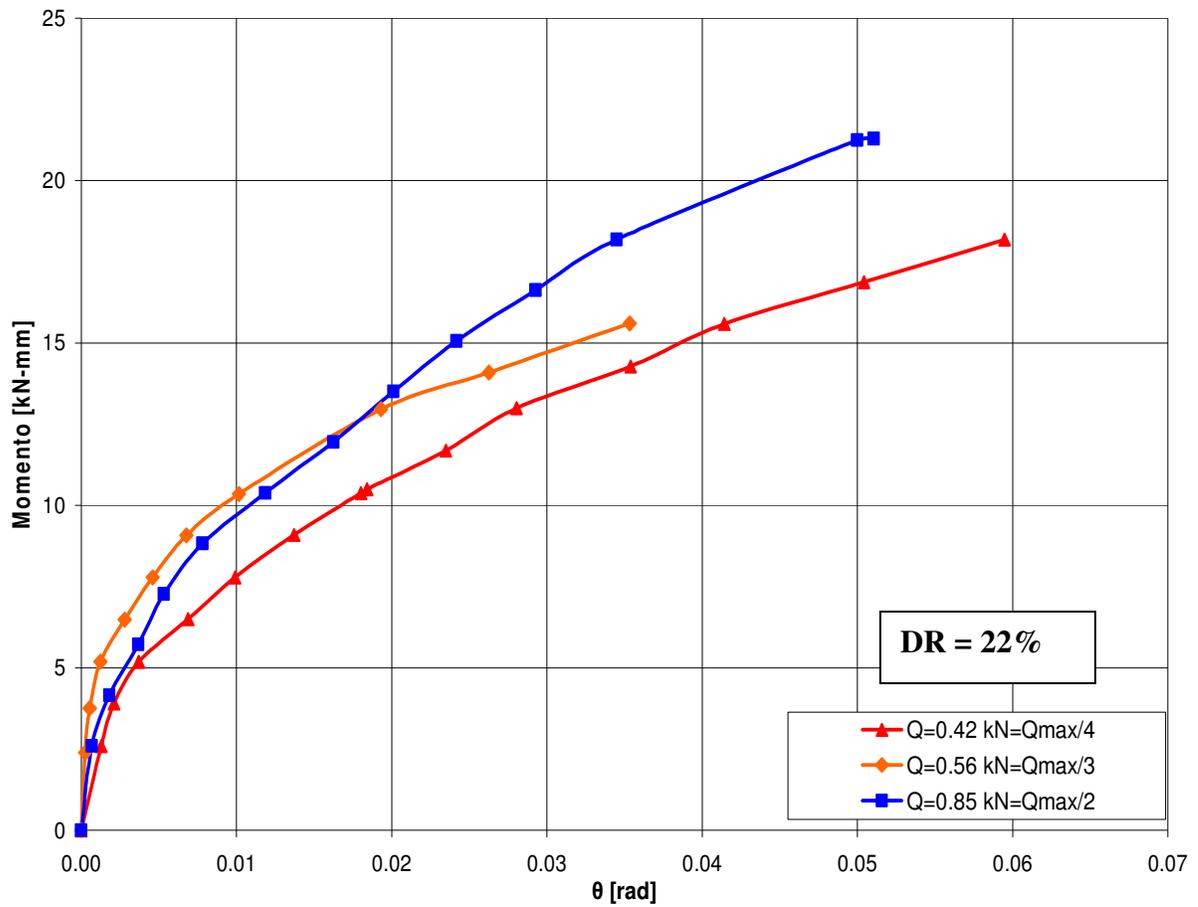


Fig.5-2 Rotación, θ , medida para placas solicitadas por carga vertical centrada constante, Q , en arena con $DR=22\%$

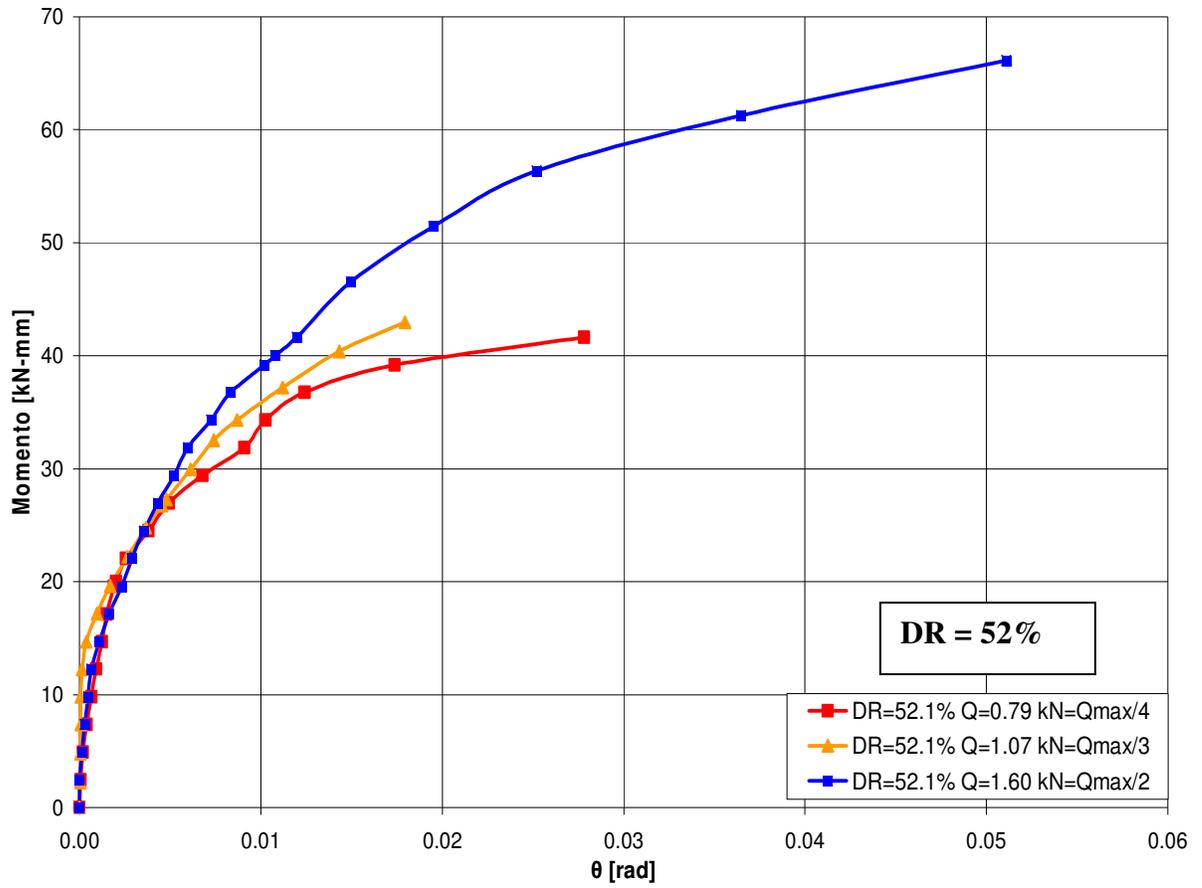


Fig.5-3 Rotación, θ , medida para placas solicitadas por carga vertical centrada constante, Q, y momento variable en arena con DR=52%

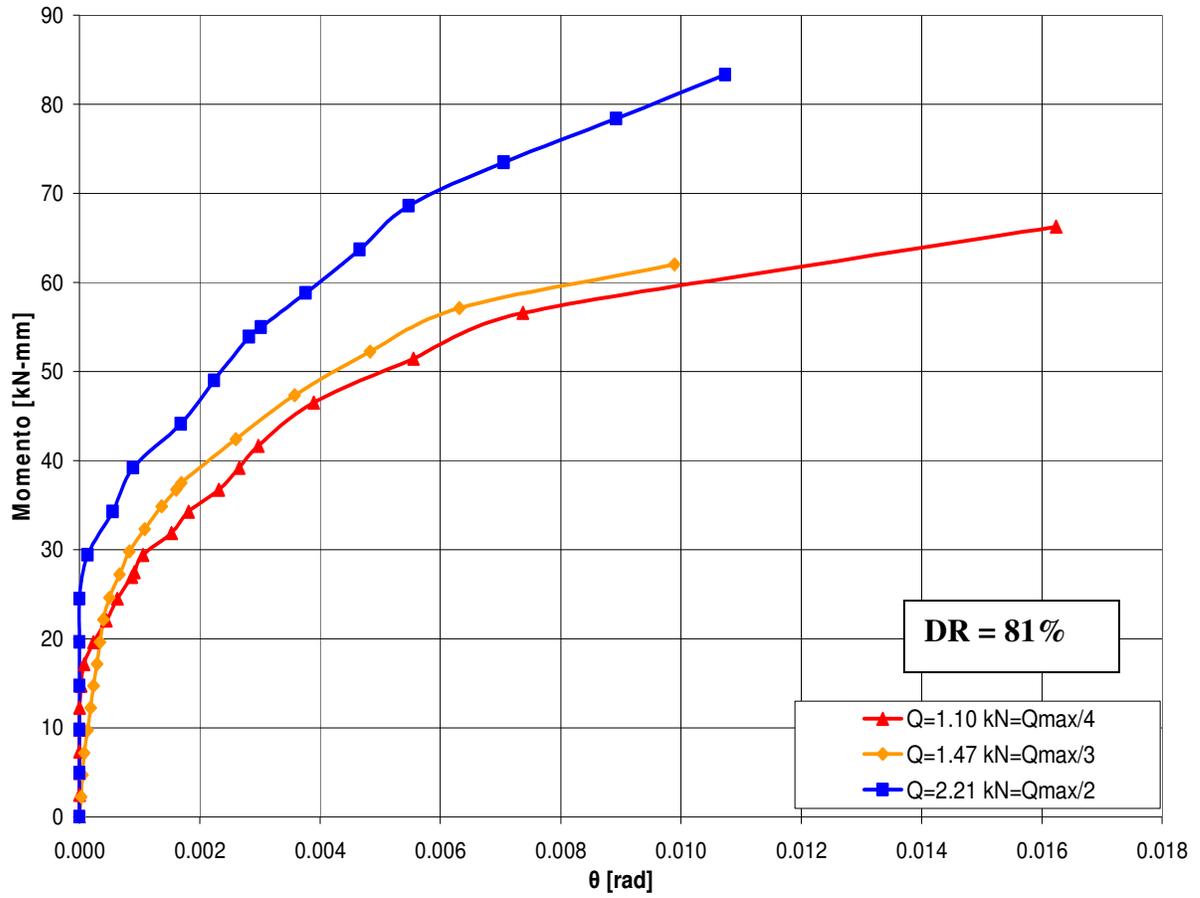


Fig.5-4 Rotación, θ , medida para placas solicitadas por carga vertical centrada constante, Q , y momento variable en arena con $DR=81\%$

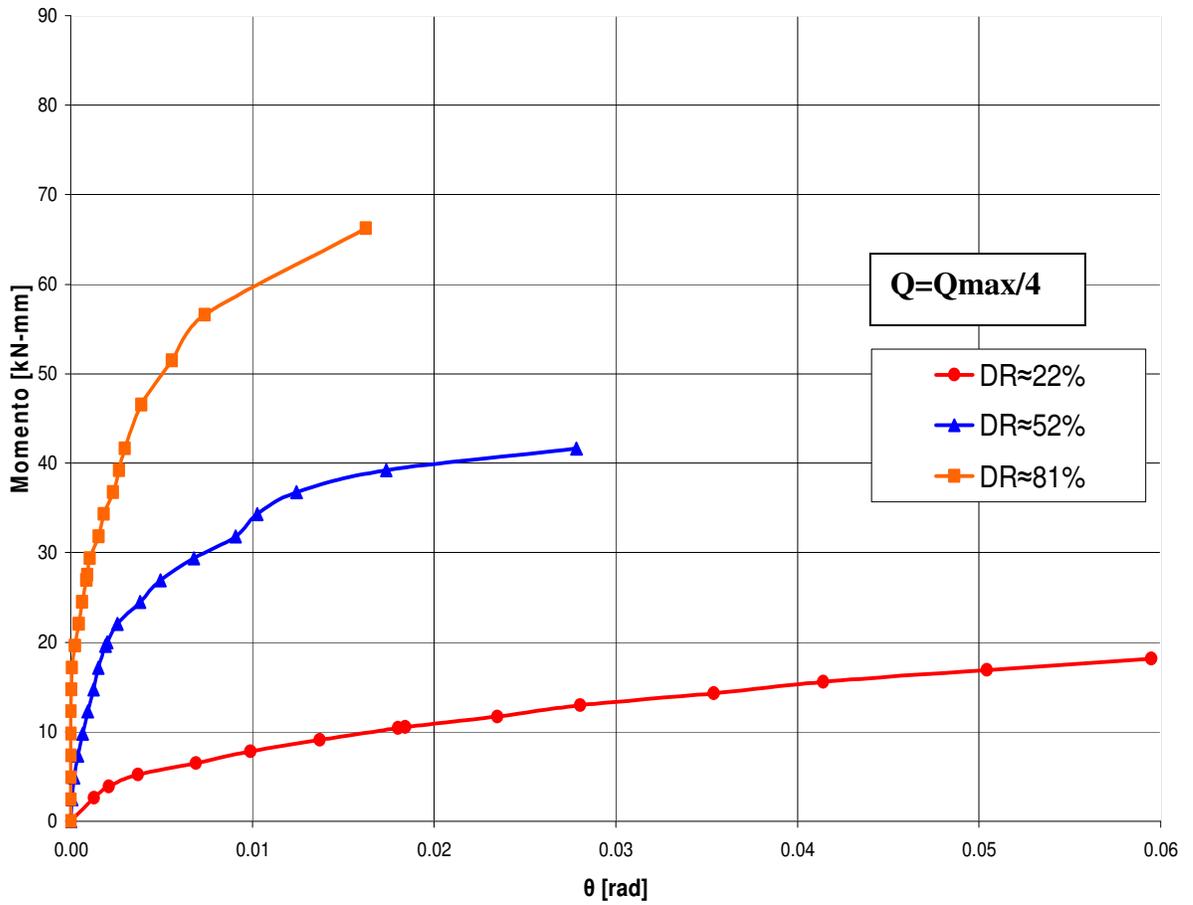


Fig.5-5 Rotación, θ , medida para placas solicitadas por carga vertical centrada constante, $Q=Q_{max}/4$ en arena con DR=22%,52% y 81%

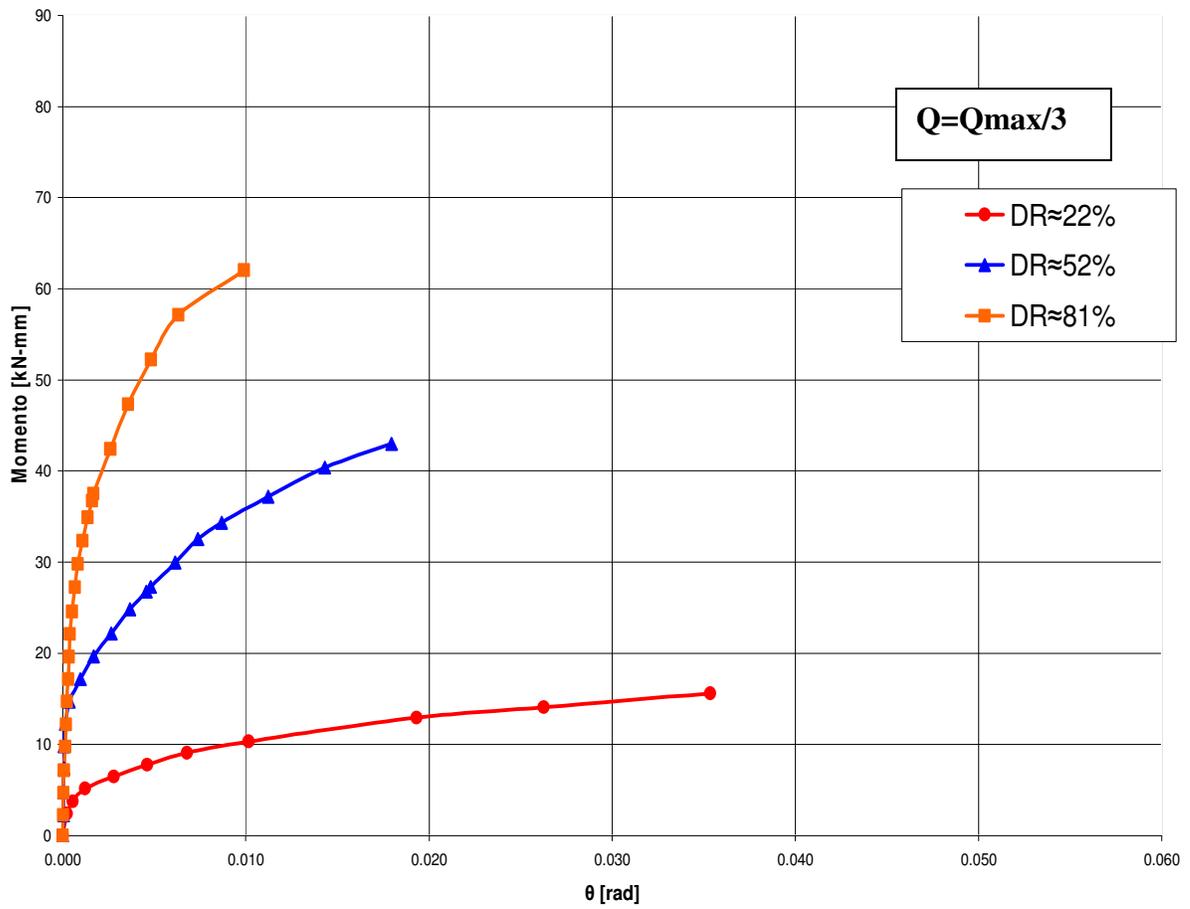


Fig.5-6 Rotación, θ , medida para placas solicitadas por carga vertical centrada constante, $Q=Q_{max}/3$ en arena con DR=22%,52% y 81%

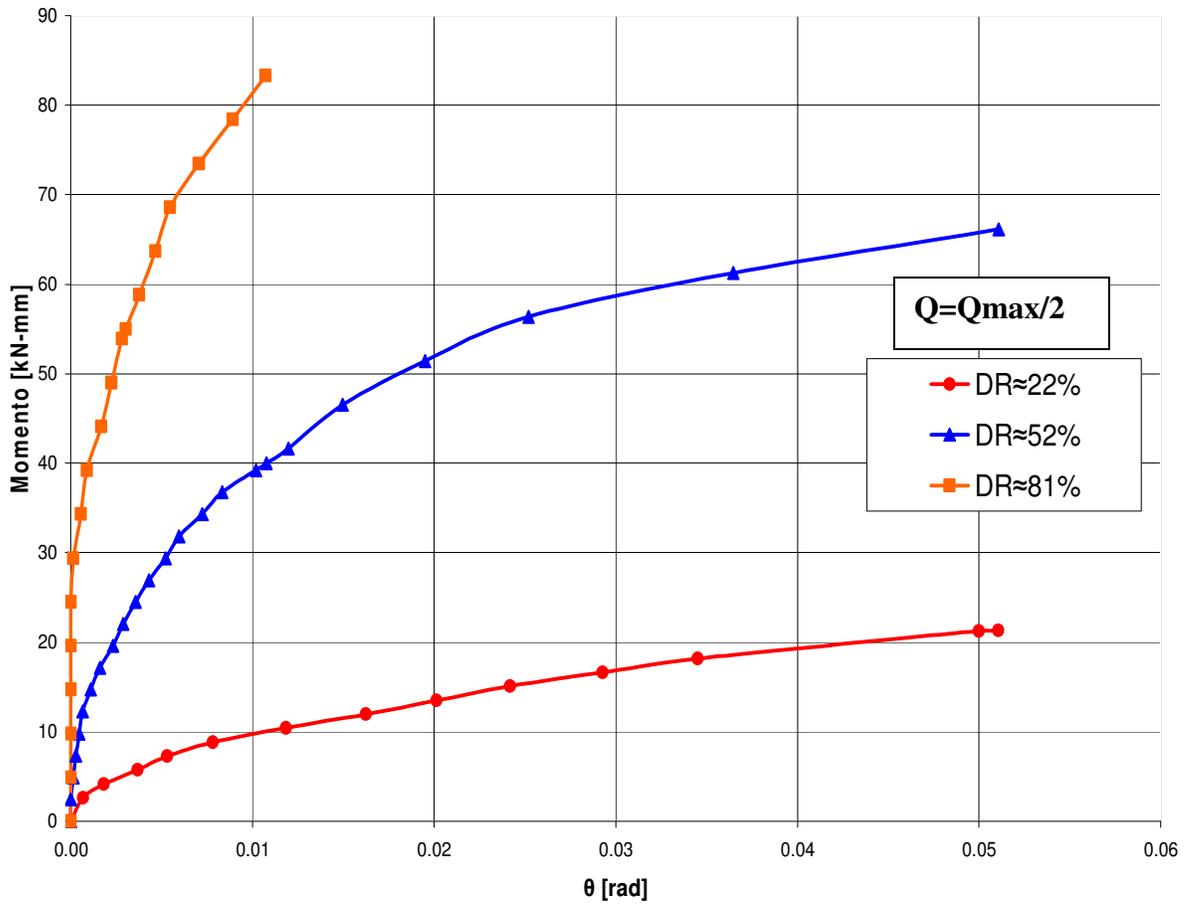


Fig.5-7 Rotación, θ , medida para placas solicitadas por carga vertical centrada constante, $Q=Q_{max}/2$ en arena con DR=22%,52% y 81%

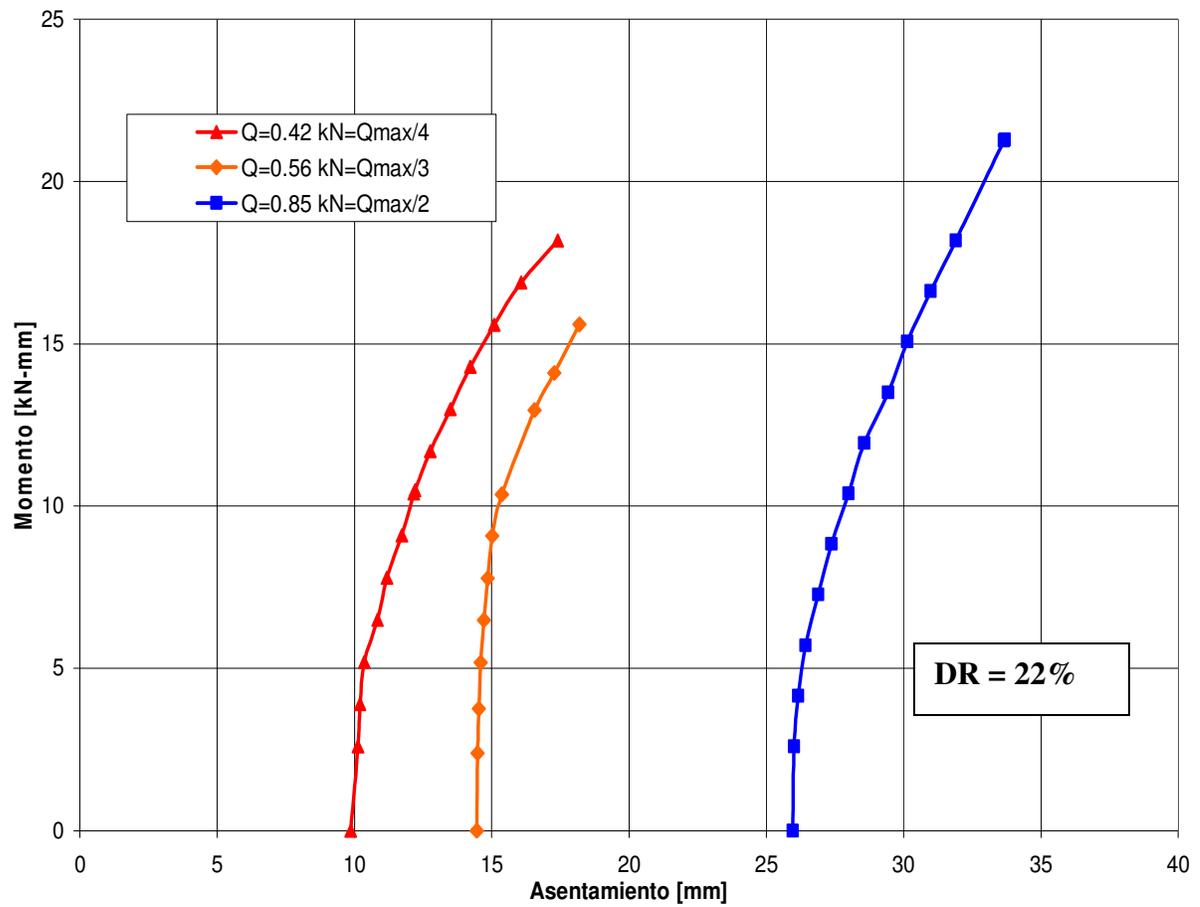


Fig.5-8 Asentamiento obtenido al centro de las placas solicitadas por carga vertical centrada constante, Q , y momento variable en arena con $DR=22\%$

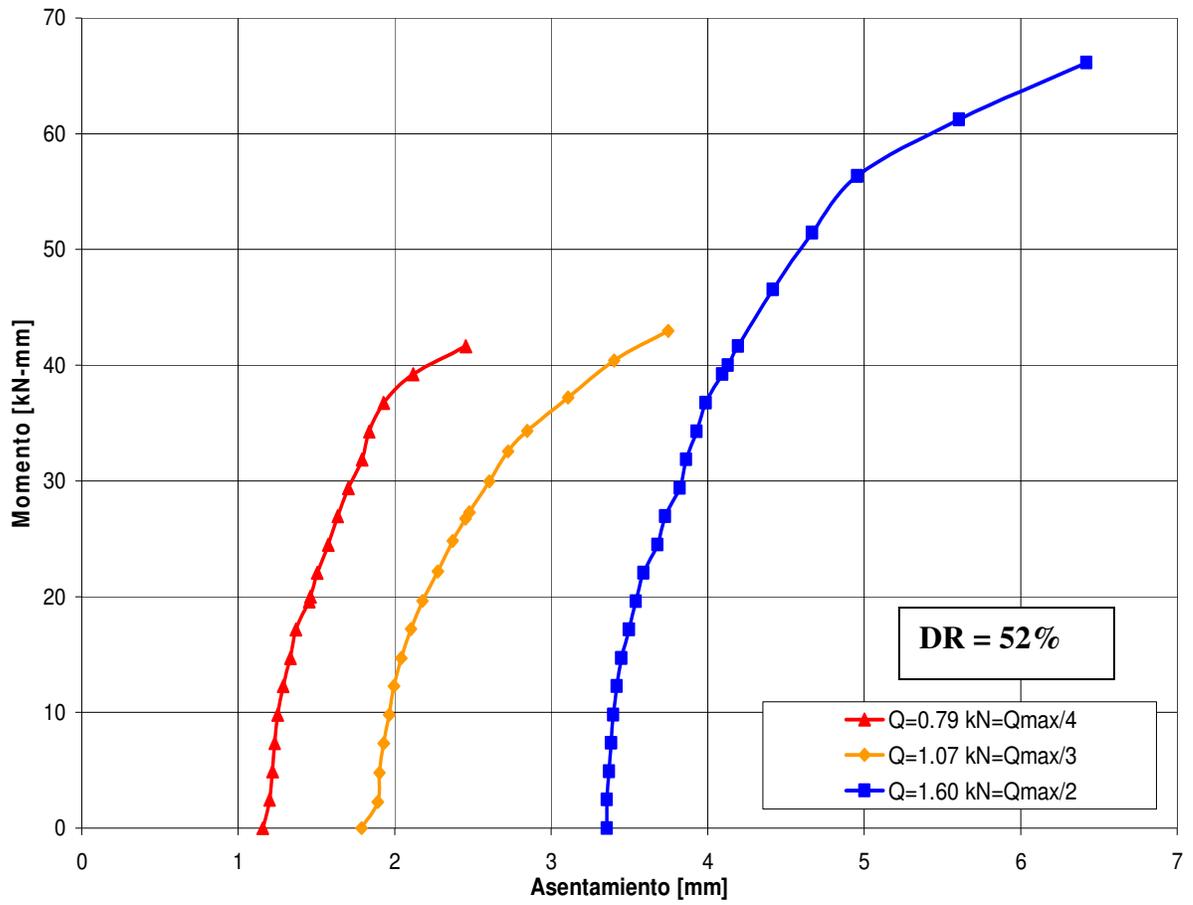


Fig.5-9 Asentamiento obtenido al centro de las placas solicitadas por carga vertical centrada constante, Q , y momento variable en arena con $DR=52\%$

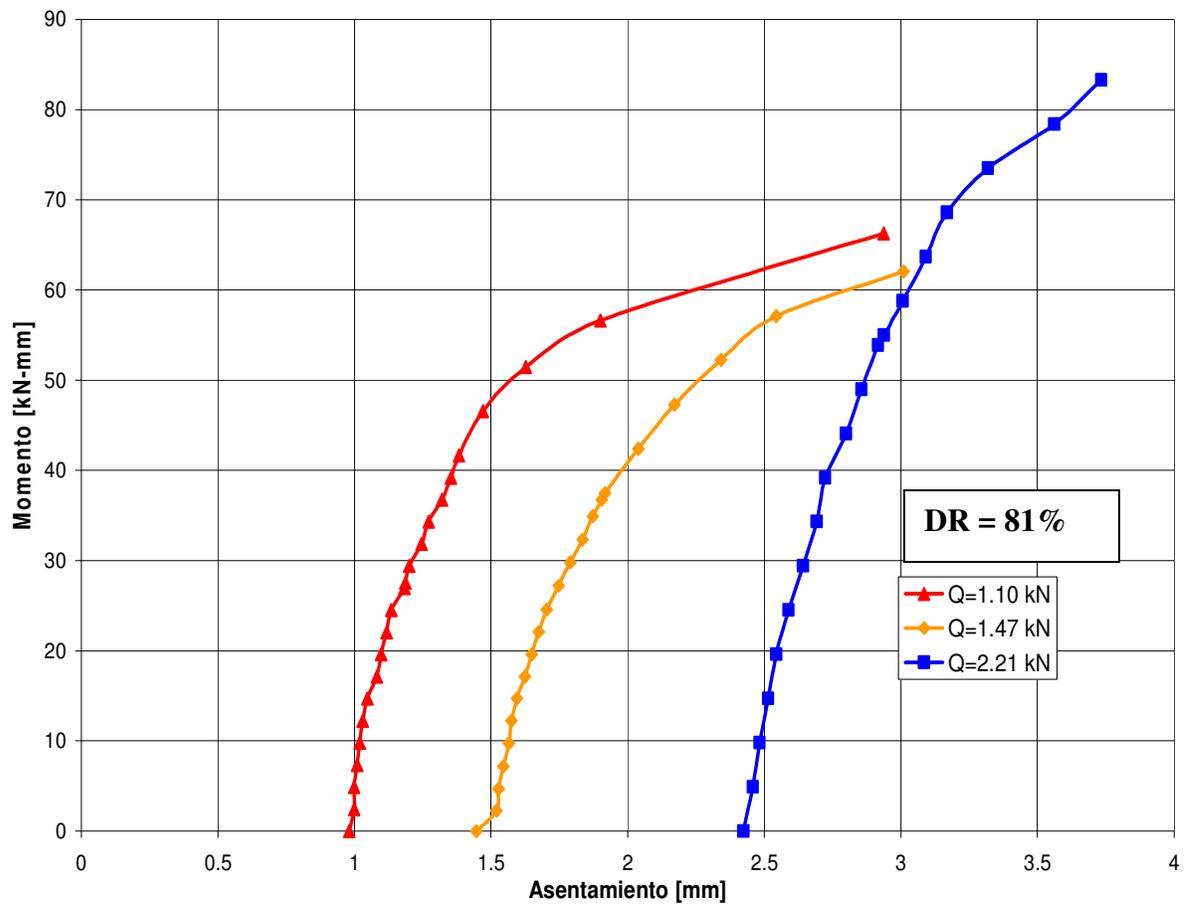


Fig.5-10 Asentamiento obtenido al centro de las placas solicitadas por carga vertical centrada constante, Q, y momento variable en arena con DR=81%

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS DEL ASENTAMIENTO Y REACCIÓN VERTICAL DE LA ARENA ANTE UNA PLACA SOLICITADA POR CARGA VERTICAL Y MOMENTO

6.1 ASENTAMIENTOS PROVOCADOS POR LA APLICACIÓN DE MOMENTO

Al representar el suelo bajo una zapata por resortes con una rigidez constante K_s , se tiene que si una zapata se encuentra solicitada por carga vertical y momento, el asentamiento de cada punto bajo la zapata estará relacionado en directa proporción con la presión de contacto existente en ese punto. Basándose en lo anterior, la distribución de asentamientos bajo una zapata rígida solicitada por una carga vertical, Q , y un momento, $M < Q \cdot B/6$, tendría la forma indicada en la Fig.6-1.

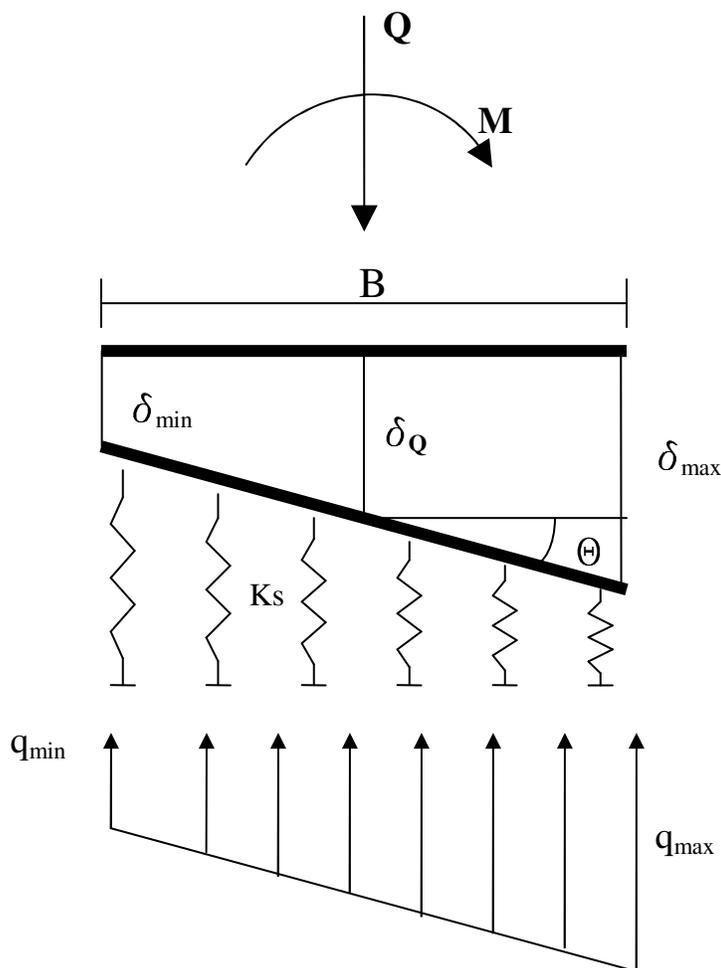


Fig.6-1 Esquema de la distribución de asentamiento bajo una zapata rígida solicitada por carga vertical y momento según la teoría del coeficiente de reacción del suelo.

En la Fig.6-1 δ_Q corresponde al asentamiento de la zapata producido por la carga vertical y δ_{\min} y δ_{\max} corresponden a los asentamientos resultantes de la redistribución de esfuerzos bajo

la zapata. Por lo tanto se tendría que el borde menos solicitado tendría un asentamiento final menor que el asentamiento provocado por la aplicación de carga vertical centrada. Sin embargo, en las Figs.5-8 a 5-10 se aprecia que para una placa solicitada inicialmente por una carga vertical y posteriormente por momento, el asentamiento del centro de gravedad no permanece constante durante la aplicación de momento, sino que se produce un asentamiento adicional en el centro de la placa. Además graficando δ_{\min} y δ_{\max} obtenidos en los ensayos con momento se encuentra que el borde menos comprimido de la placa, una vez que ha sufrido un asentamiento inicial por la aplicación de la carga vertical, no asciende al aplicarse el momento excepto en dos de los ensayos (Figs. 6-4 y 6-8) en los cuales se produce un ascenso casi despreciable. Con el fin de entender mejor las diferencias recién mencionadas, se grafican en las Figs. 6-3 a 6-11 el asentamiento del borde más comprimido y del borde menos comprimido obtenidos en los ensayos realizados con aplicación de momento posterior a la sollicitación vertical. Los resultados presentados corresponden solo a niveles de momento hasta alcanzar una excentricidad resultante igual a $B/6$, es decir, $M \leq Q \cdot B/6$.

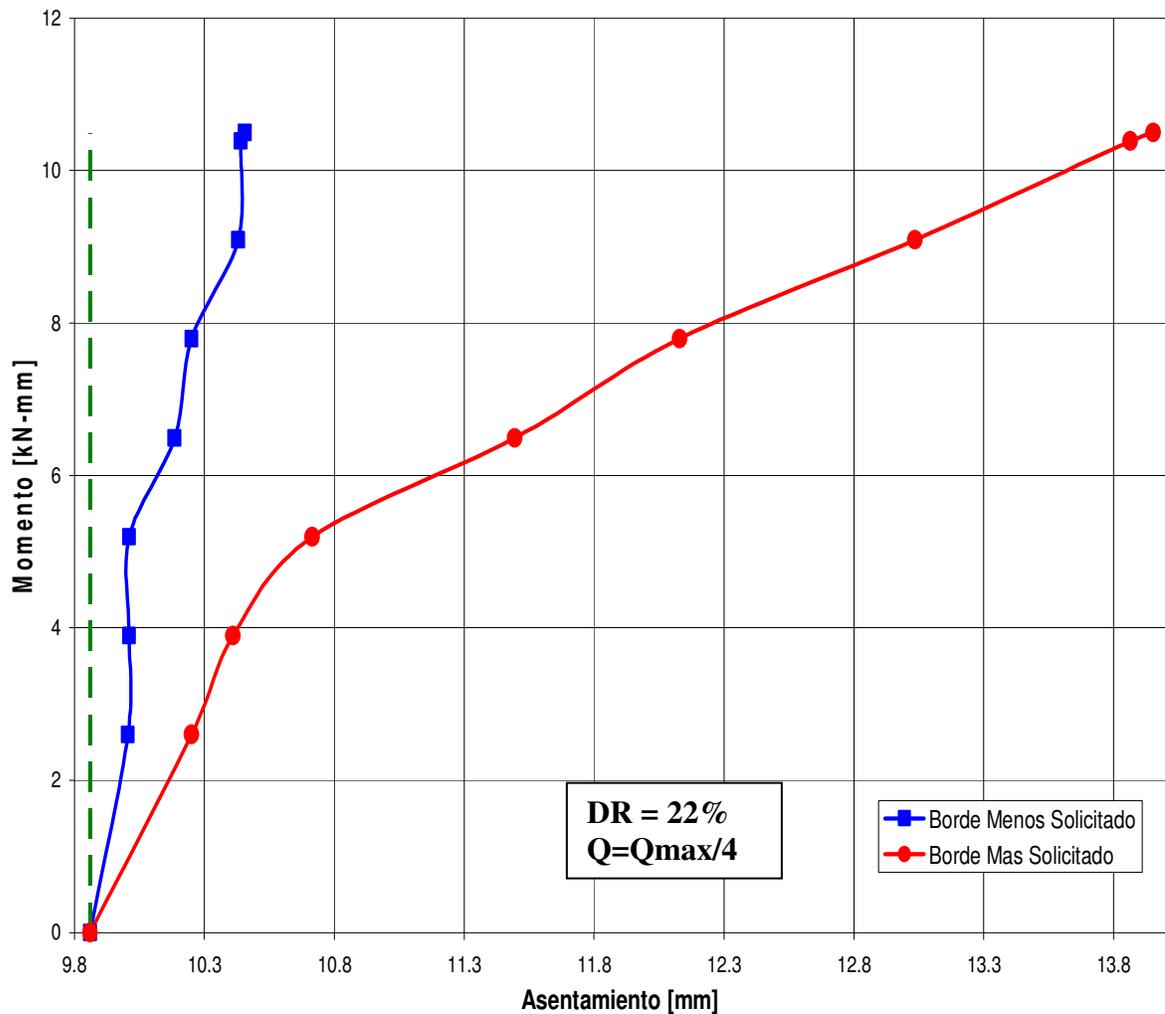


Fig. 6-3 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{\max}/4$, y momento variable en arena con $DR=22\%$

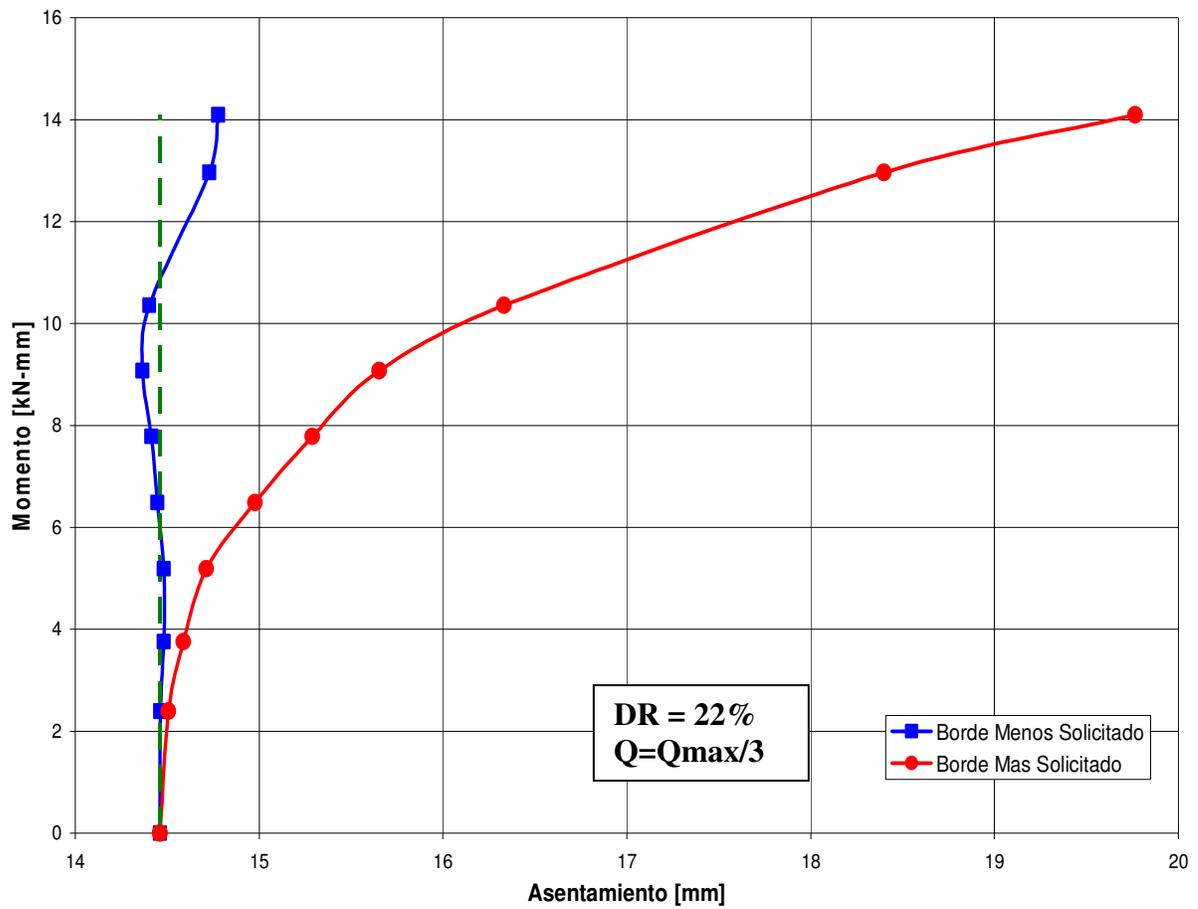


Fig. 6-4 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/3$, y momento variable en arena con $DR=22\%$

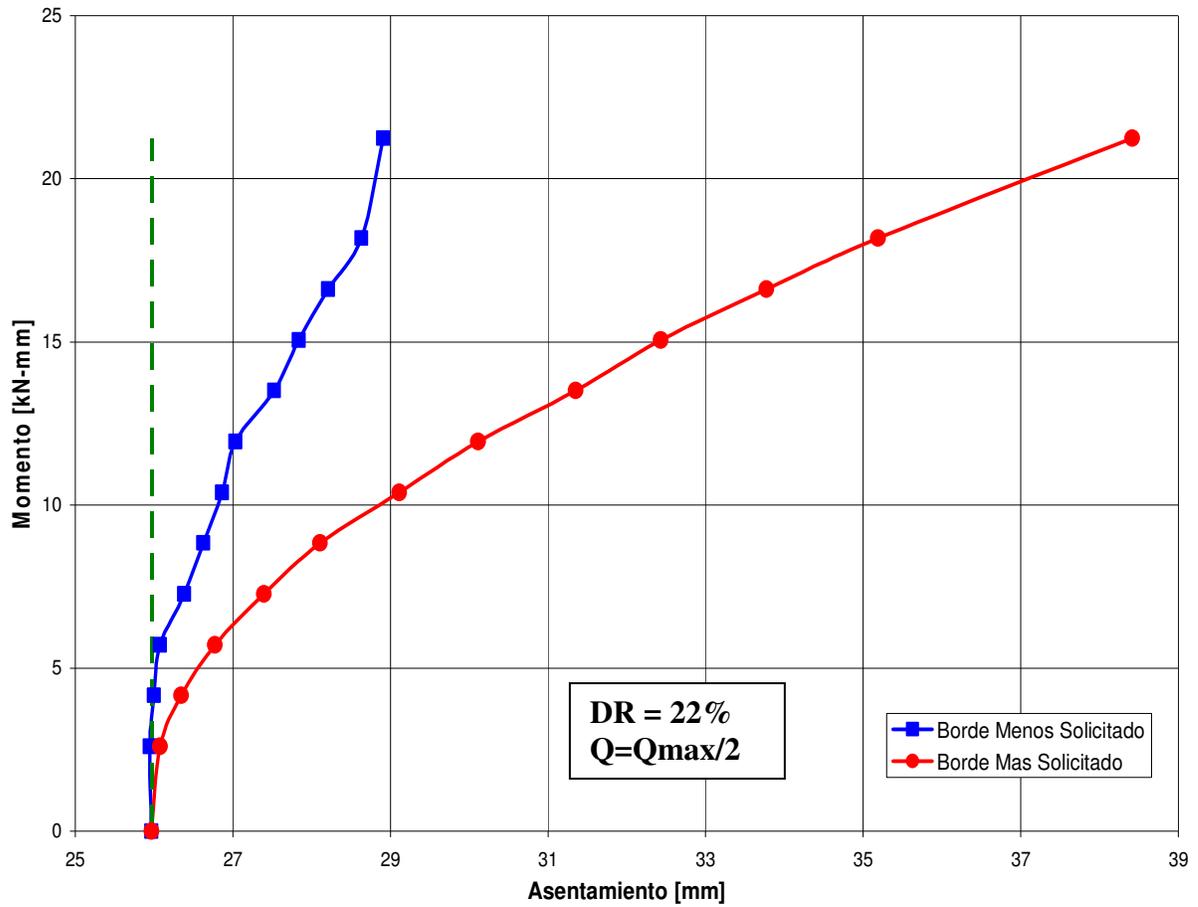


Fig. 6-5 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/2$, y momento variable en arena con $DR=22\%$

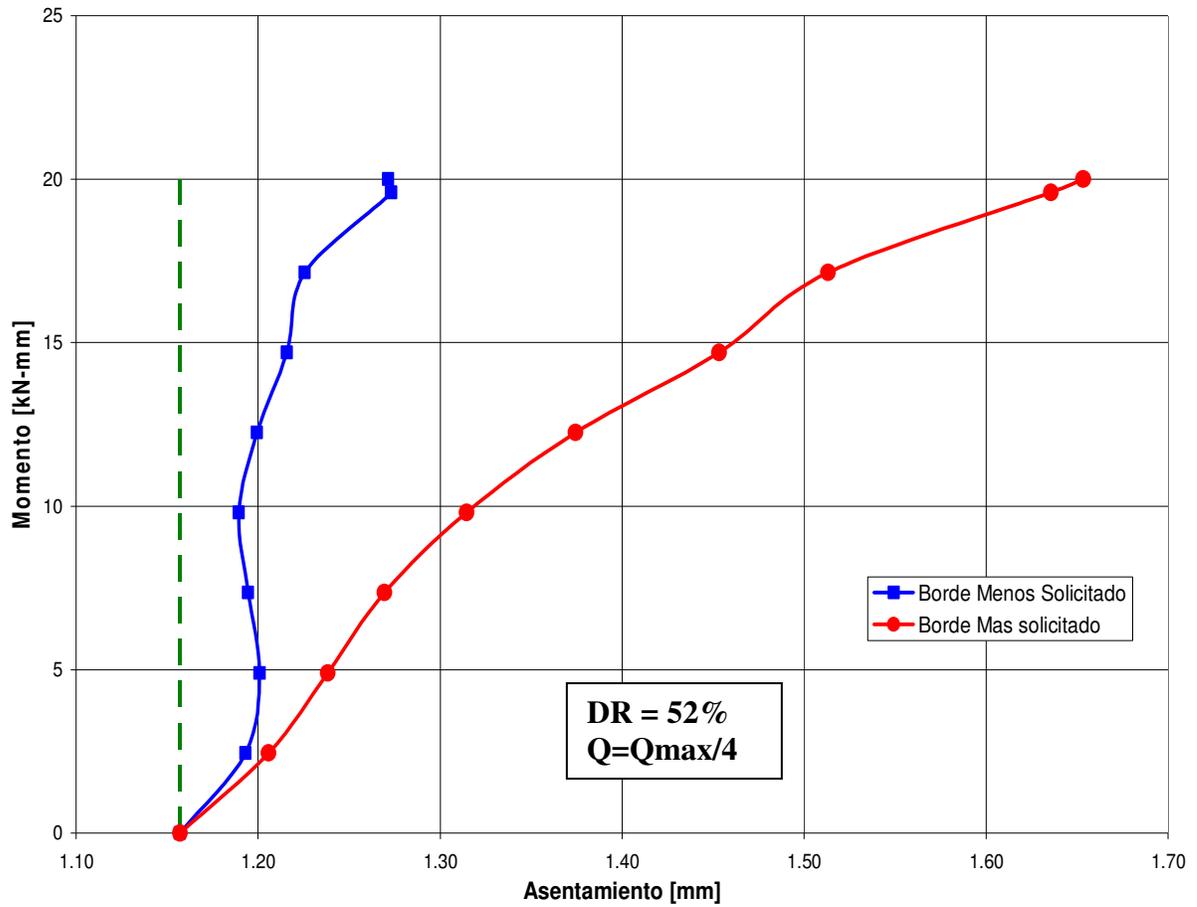


Fig. 6-6 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/4$, y momento variable en arena con $DR=52\%$

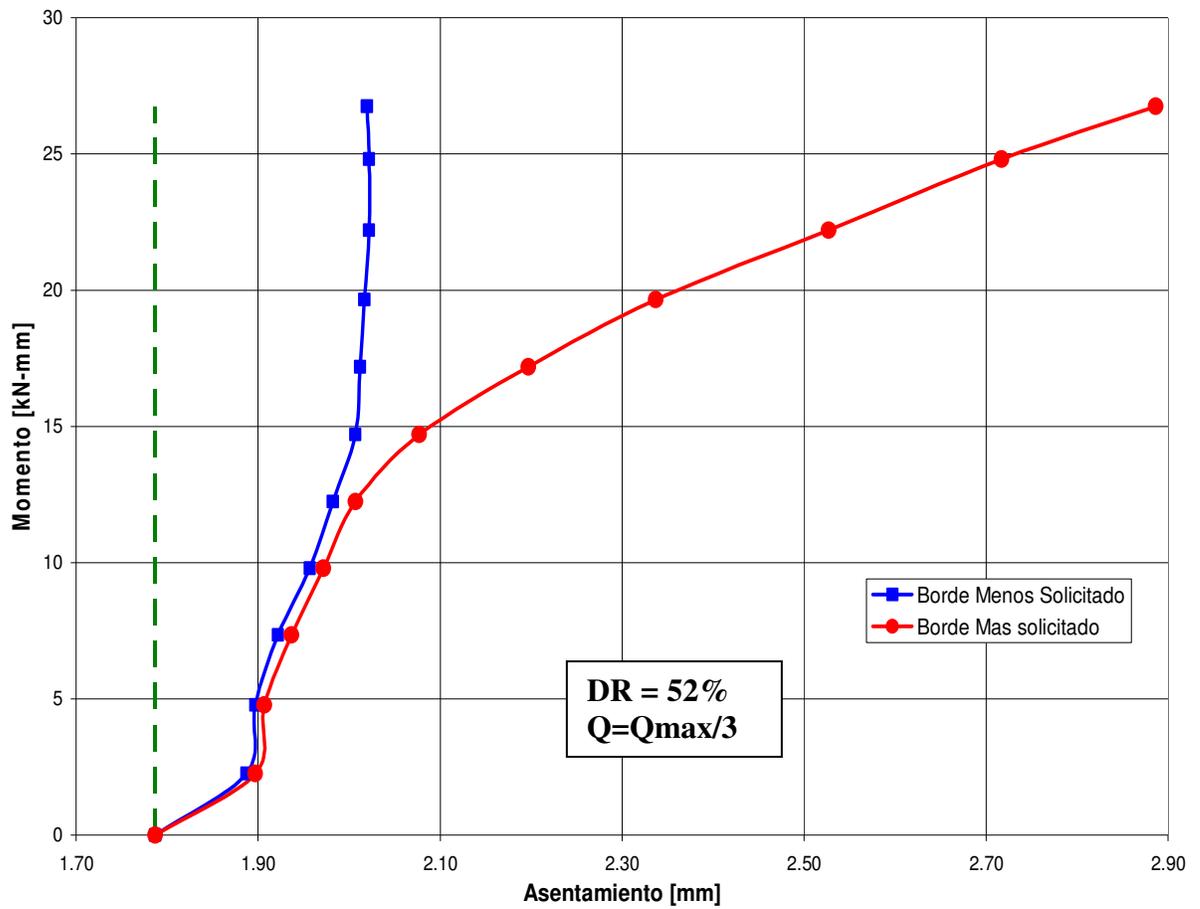


Fig. 6-7 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/3$, y momento variable en arena con $DR=52\%$

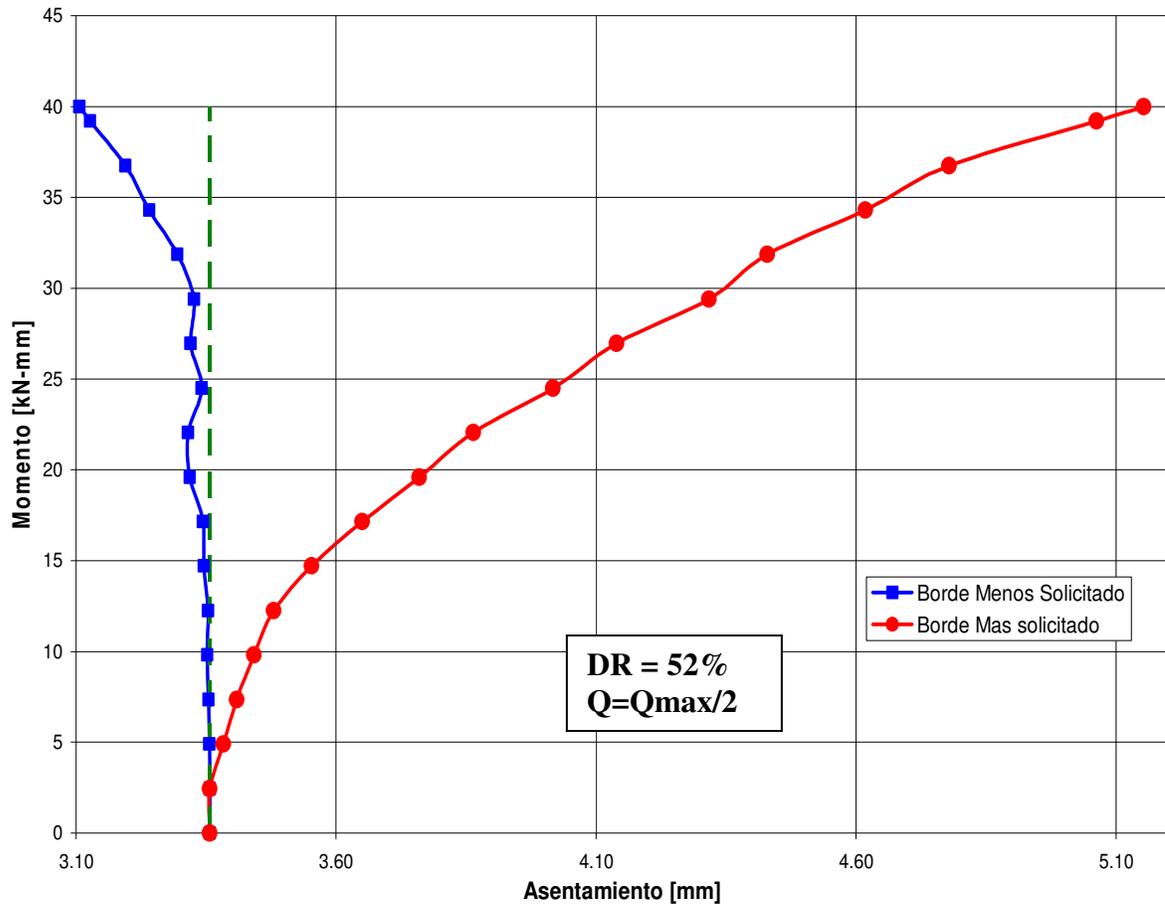


Fig. 6-8 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/2$, y momento variable en arena con $DR=52\%$

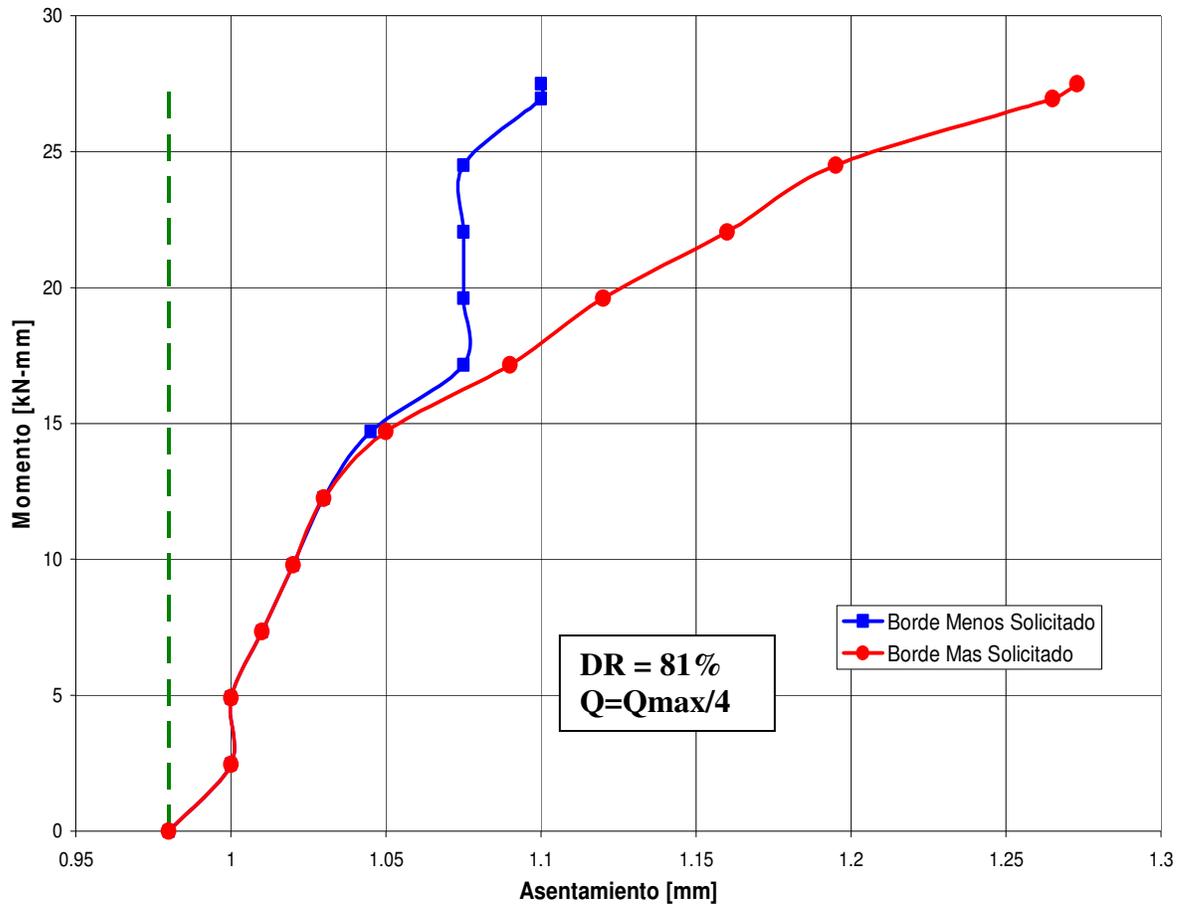


Fig. 6-9 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/4$, y momento variable en arena con $DR=81\%$

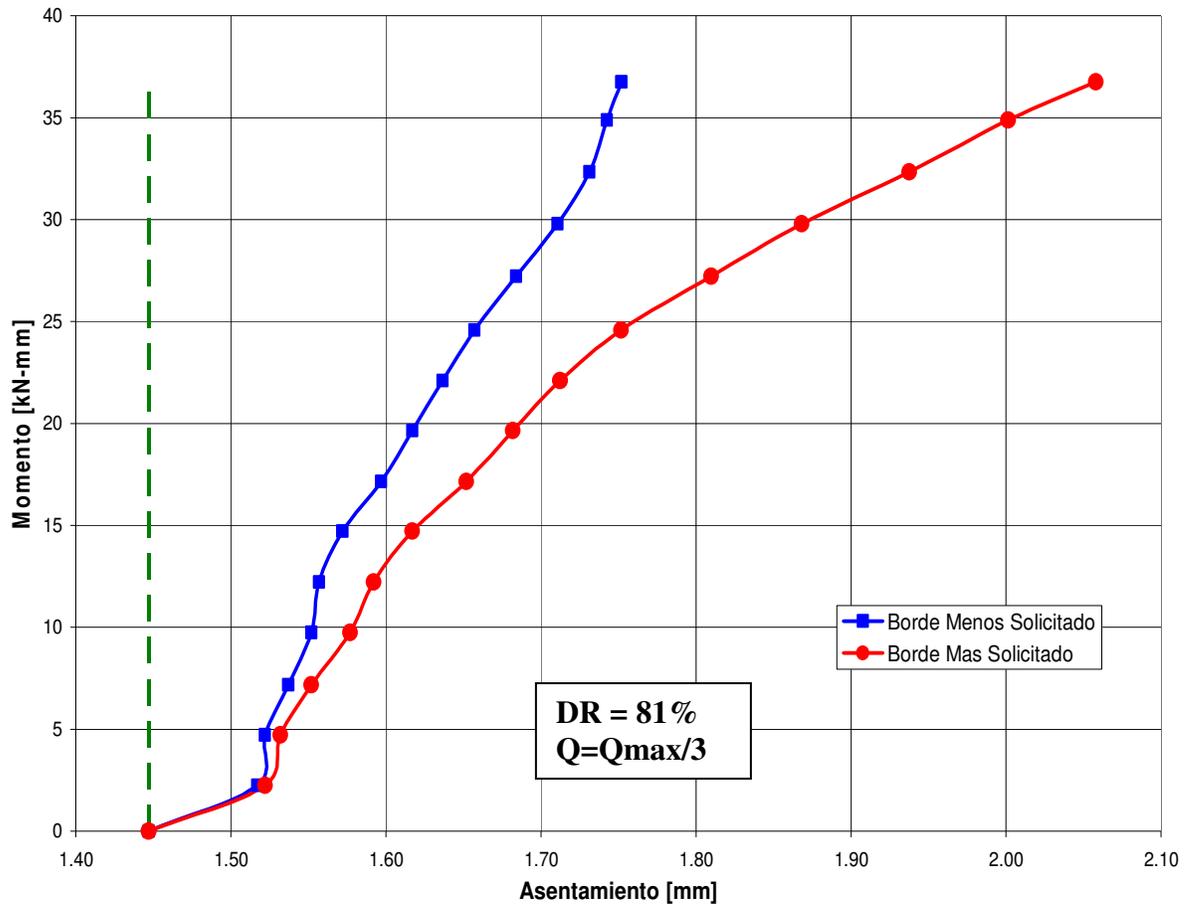


Fig. 6-10 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/3$, y momento variable en arena con $DR=81\%$

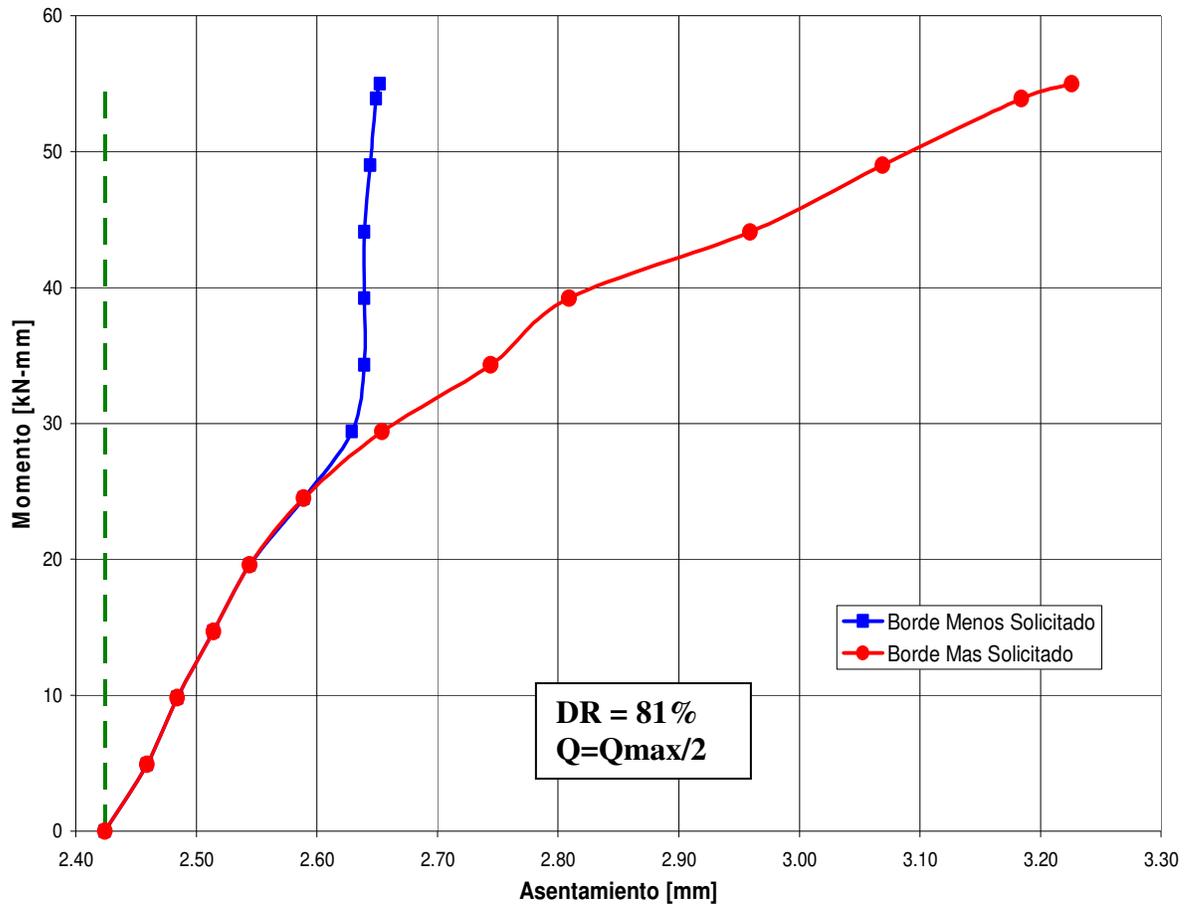


Fig. 6-11 Asentamiento de los bordes de la placa medido en el ensayo con carga vertical constante, $Q=Q_{max}/2$, y momento variable en arena con $DR=81\%$

A partir de las Figs. 6-3 a 6-11 se deduce que el comportamiento de la placa, cuando esta ha sido solicitada inicialmente por una carga vertical y posteriormente por momento, se puede ver mejor representado en la forma aproximada que se muestra en la Fig.6-12

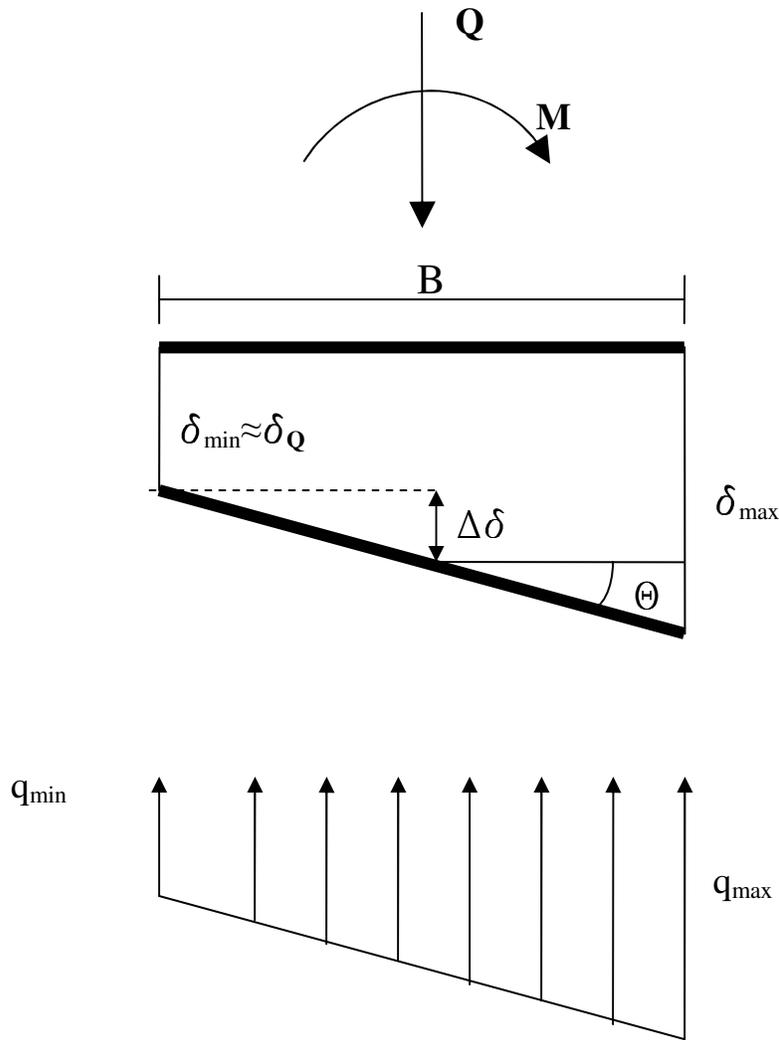


Fig.6-12 Esquema aproximado a partir de los asentamientos medidos bajo una placa solicitada por carga vertical y momento.

Es decir, a diferencia de lo mostrado en la Fig. 6-1, el comportamiento de la placa se puede ver mejor representado considerando el asentamiento del borde menos comprimido de la placa como constante durante la aplicación de momento. Tomando en cuenta esta representación se estaría aceptando que la placa gira en torno al borde que se descomprime por la aplicación de momento. Esta representación muestra en forma más cercana al comportamiento observado en los ensayos lo que ocurre con la placa al aplicar momento, a diferencia de lo que indica la teoría de resortes con rigidez constante donde se establece que la placa gira en torno a su centro de gravedad.

6.2 RELACIÓN ENTRE EL ASENTAMIENTO DEL BORDE MÁS SOLICITADO Y LA PRESIÓN DE CONTACTO

En las Figs.6-13 a 6-15 se muestran los resultados de los ensayos de carga vertical para cada una de las tres densidades relativas ensayadas acompañados de la relación entre el

asentamiento del borde más comprimido de la placa, δ_{\max} , y la presión de contacto en ese borde, q_{\max} . El asentamiento δ_{\max} se grafica solo hasta que la relación entre el momento, M , y la carga vertical, Q , es $M=Q \cdot B/6$.

Con el fin de contrastar la reacción de la arena ante la aplicación de momento con la reacción ante carga puramente vertical se ha trazado en cada una de las figuras una envolvente estimada a las curvas de aplicación de momento, las que serán analizadas más adelante.

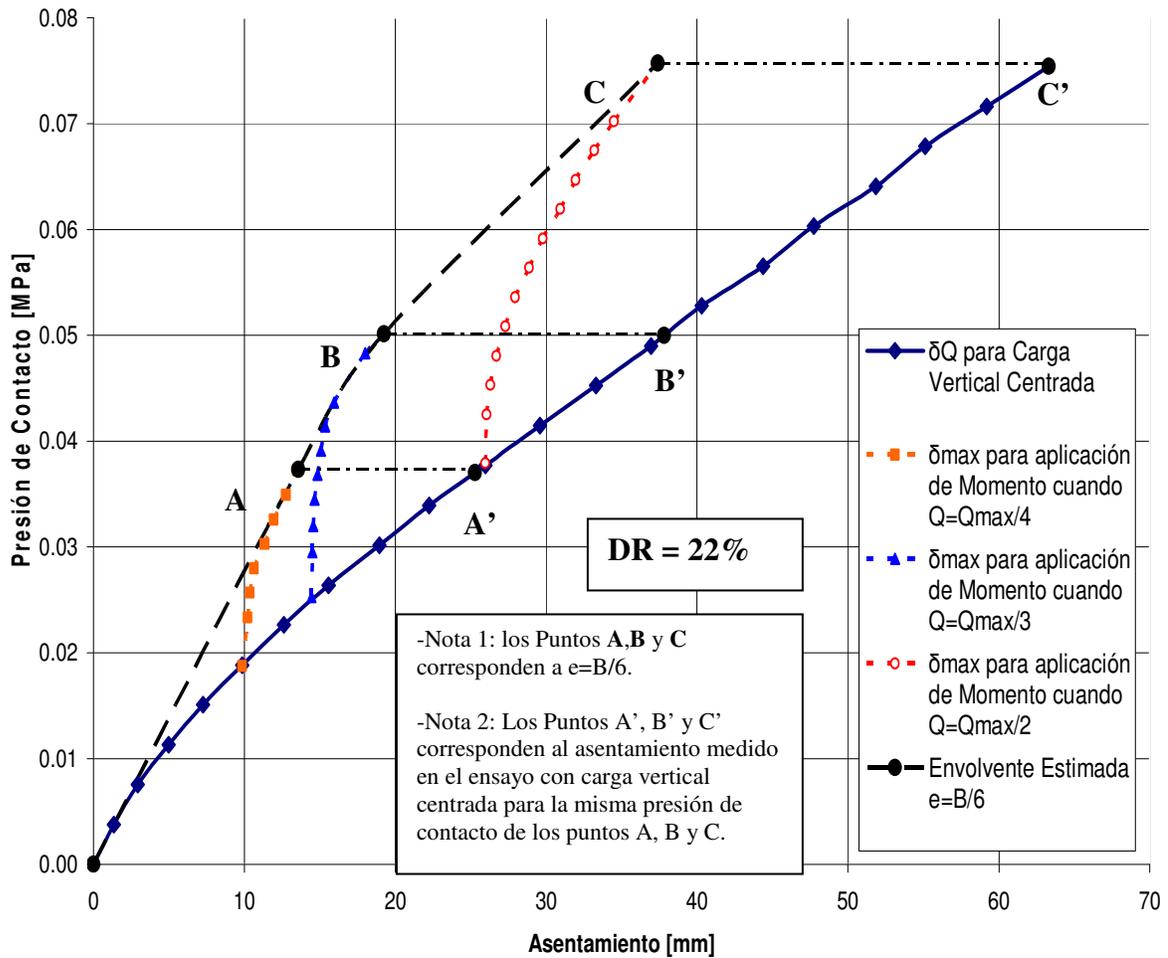


Fig.6-13 Comparación entre asentamiento del borde más solicitado, δ_{\max} , de la placa obtenido en los ensayos con momento y el asentamiento, δ_Q , obtenido en el ensayo con carga vertical en arena con $DR=22\%$

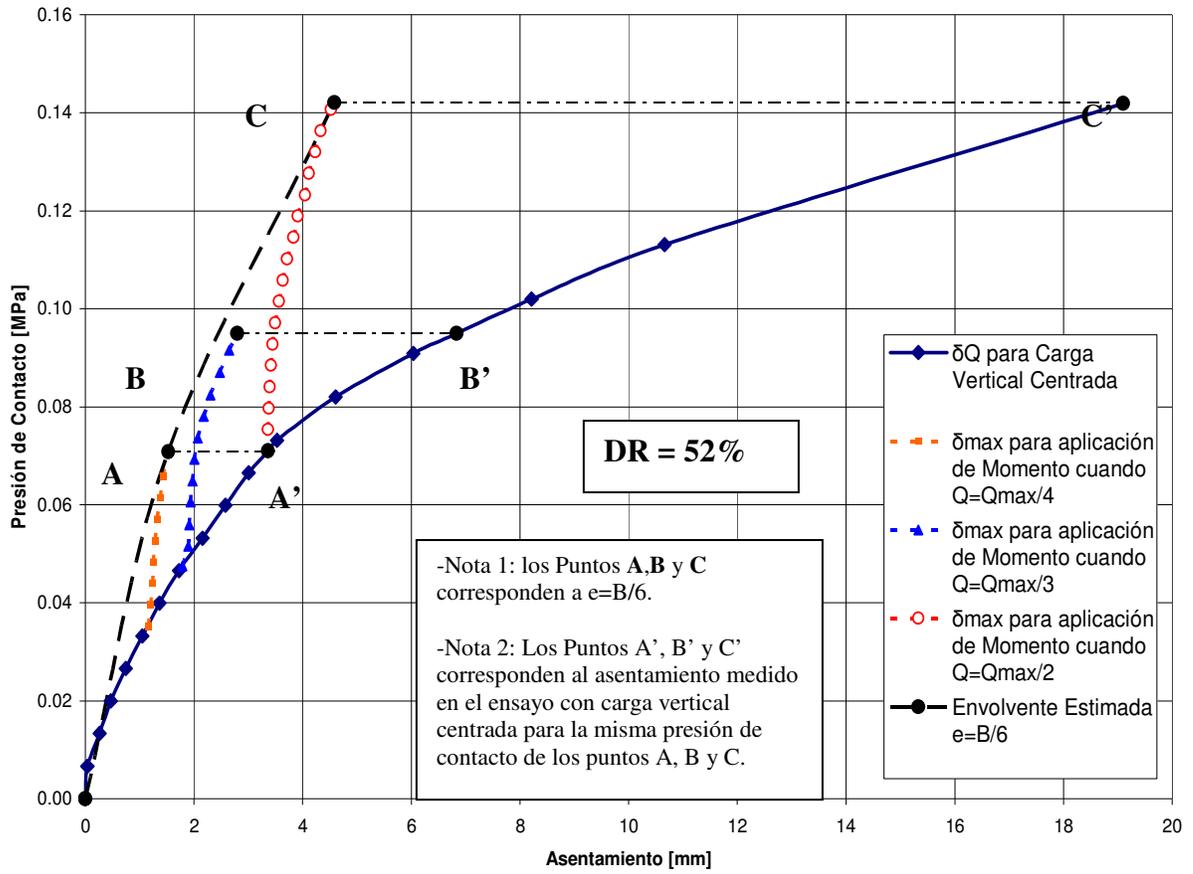


Fig.6-14 Comparación entre asentamiento del borde más solicitado, δ_{max} , de la placa obtenido en los ensayos con momento y el asentamiento, δ_Q , obtenido en el ensayo con carga vertical en arena con DR=52%

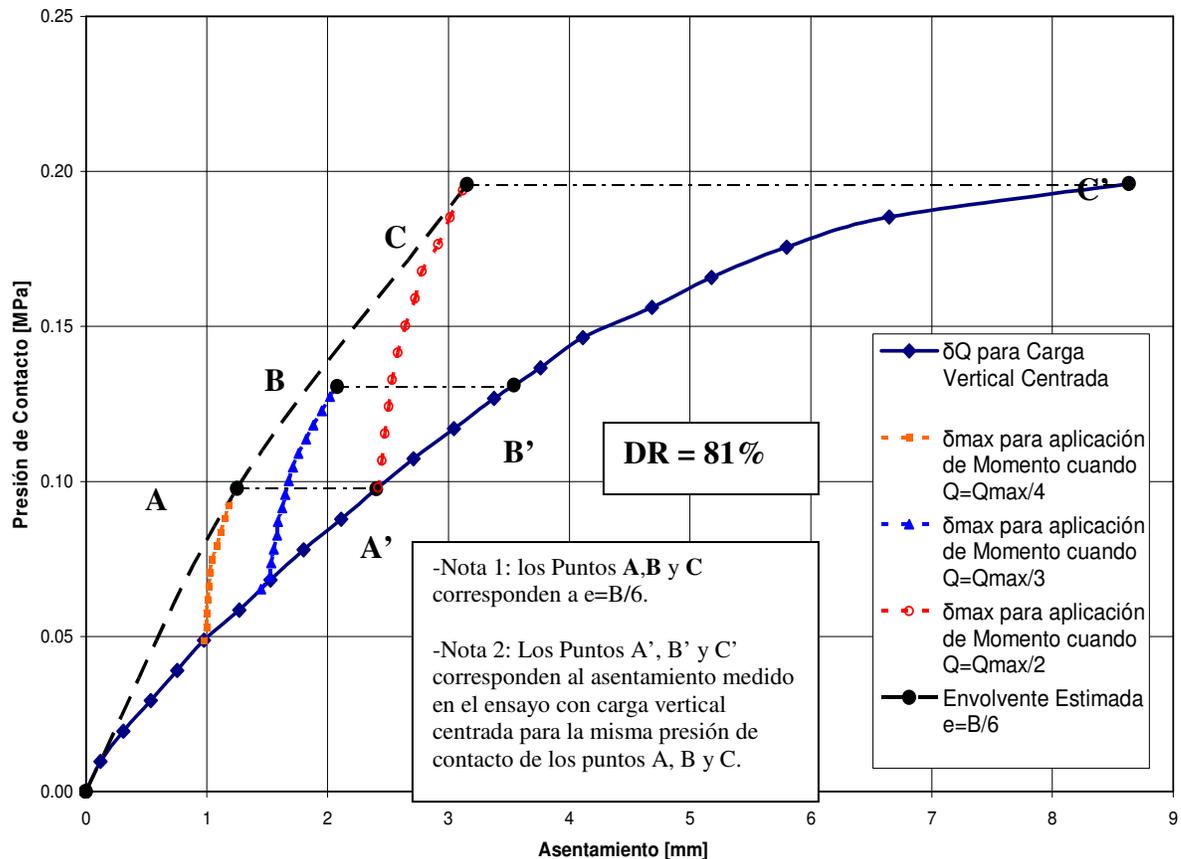


Fig.6-15 Comparación entre asentamiento del borde más solicitado, δ_{max} , de la placa obtenido en los ensayos con momento y el asentamiento, δ_Q , obtenido en el ensayo con carga vertical en arena con DR=81%

Se puede observar a partir de estos resultados que la arena durante la aplicación de momento, posterior a la carga vertical, muestra tener menores deformaciones en el borde más solicitado para mismos incrementos de carga que cuando cargada en forma centrada. En otras palabras, toda vez que se considere el asentamiento de este borde como limitante en el diseño, se tendrá que la carga admisible obtenida de ensayos de carga vertical subestima las tensiones de fundación admisibles ante solicitaciones de momento según se aprecia en los tres gráficos.

En la práctica habitual se considera un aumento de un 33% en la carga admisible del suelo cuando se trata de cargas de origen sísmico, sin embargo no se aplica este aumento a cargas excéntricas estáticas o cuasi-estáticas incluyendo casos como muros de contención de tierras sometidos a fuerzas horizontales adicionales.

Es necesario destacar que al comparar la presión de contacto para iguales asentamientos de la placa, se tiene que la presión necesaria para alcanzar el asentamiento del borde más cargado en los ensayos con momento al lograr una excentricidad igual a B/6, con la presión para el mismo asentamiento en el correspondiente ensayo con carga vertical centrada (Figs. 6-13 a 6-15) obtenemos que en promedio las presiones de los ensayos con momento superan a las de los

ensayos con carga vertical centrada en un 60%, teniéndose en el menor de los casos un exceso de un 48% ($Q=Q_{max}/3$, $DR=52\%$) y en el mayor de los casos un 73% ($Q=Q_{max}/2$, $DR=52\%$).

Analizando los resultados presentados en las Figs.6-13 a 6-15 se encuentra además que el asentamiento de la placa cargada verticalmente (Puntos A',B' y C') excede en promedio al del borde más comprimido de la placa solicitada por momento cuando la excentricidad de cargas es igual a $B/6$ (Puntos A, B y C) en un 126%, teniendo como mayor diferencia un 317% para $DR=52\%$ y $Q=Q_{max}/2$ (Puntos C y C', Fig. 6-14) y como menor diferencia un 69% para $DR=22\%$ y $Q=Q_{max}/2$ (Puntos C y C', Fig. 6-13).

La importancia de lo anterior es que, de acuerdo a los ensayos, existiría un margen significativo de aumento en los valores de la rigidez del suelo en el diseño de zapatas rígidas en arenas solicitadas por carga vertical y momento.

De acuerdo a los ensayos realizados, no solo el asentamiento del borde más solicitado de la placa sometida a momento resulta menor que el que se esperaría a partir de la representación de la arena con resortes con un valor de rigidez único obtenido de un ensayo de carga vertical, sino que igualmente la rotación de la placa será menor que la calculada a partir del coeficiente de reacción, tomando en cuenta que la placa gira aproximadamente en torno al borde menos solicitado.

Este comportamiento se puede explicar por el hecho que al aplicar momento en la placa, se produce una redistribución de esfuerzos bajo ésta, dejando de ser uniforme en toda el área, por lo que la consideración de una rigidez igual de los resortes bajo toda el área deja de ser válida, pues al imponerse la compatibilidad de deformaciones dada por la rigidez de la placa se tiene que el asentamiento de un punto de la placa se ve afectado por los distintos estados diferenciales de sollicitación de la arena bajo los diversos puntos de la placa. En la Fig. 6-16 se muestra un esquema de la redistribución de esfuerzos bajo la placa al aplicar momento.

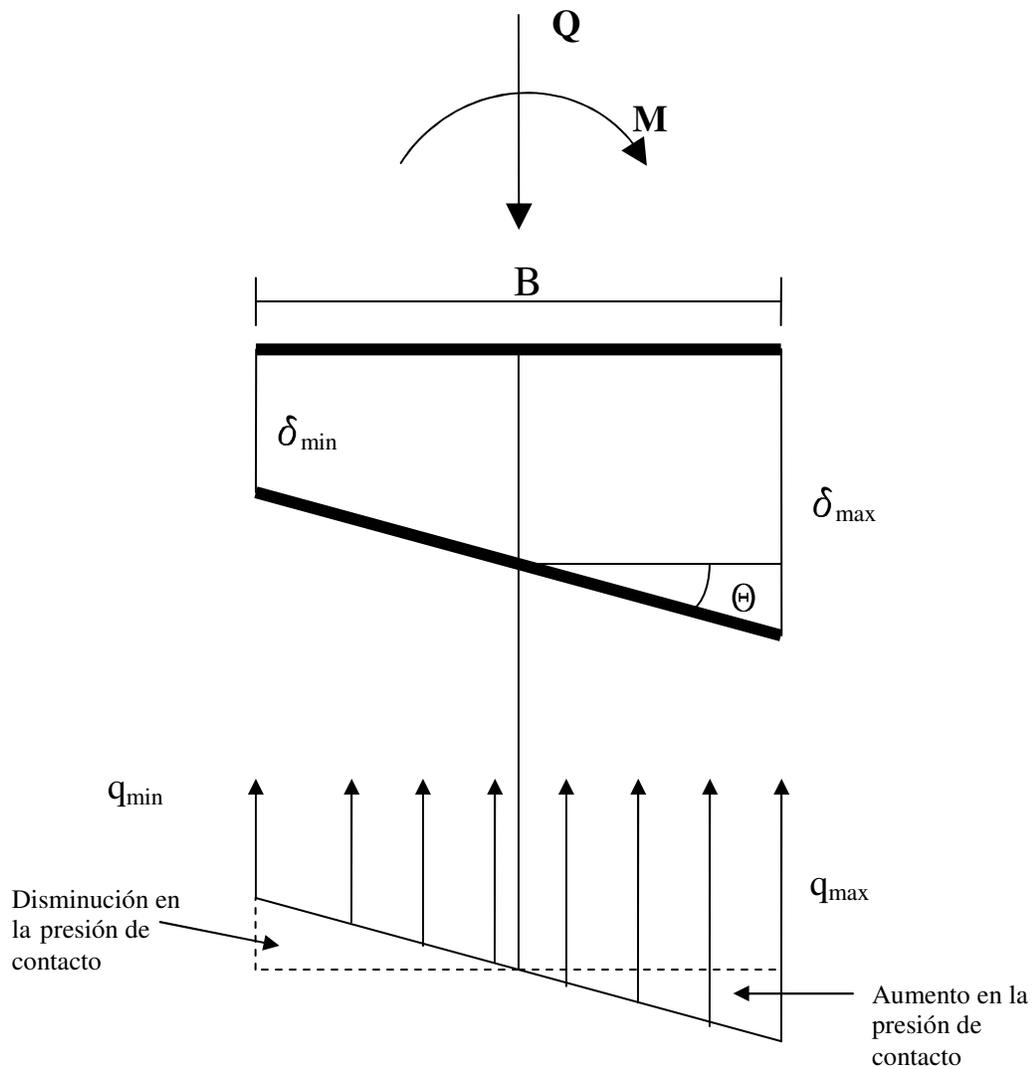


Fig. 6-16 Esquema de la redistribución de esfuerzos bajo la placa al aplicar momento

Por lo tanto, es intuitivo pensar que si se desea modelar el problema con resortes con una rigidez única, el área en que se encuentran éstos resortes debe disminuir hacia el borde más solicitado de la placa, al mismo tiempo que la rigidez de los mismos debe aumentar a medida que se aplica momento. En el Capítulo 8 se propone un método no lineal basado en las simplificaciones recomendadas por la AASHTO para el cálculo de asentamiento y rotación de zapatas rígidas apoyadas en arena y solicitadas por carga vertical y momento utilizando como datos de entrada los resultados de ensayos de placa de carga vertical. En este método se considera una reducción del área afectada por la redistribución de esfuerzo y un aumento de la rigidez de la arena en esta área, además de incorporar la fijación del borde menos solicitado de la placa en su posición alcanzada para la aplicación de carga inicial. Se compara además la respuesta del suelo calculada a partir del método propuesto con la respuesta medida en los ensayos realizados.

Con el fin de entregar una herramienta de fácil incorporación a los procedimientos utilizados en el cálculo de fundaciones, se propone en el Capítulo 7 un método lineal en el que se modela la resistencia de la arena ante la rotación de la placa con un resorte rotacional ubicado en

el borde menos solicitado de la placa durante la aplicación de momento. Se calcula una relación lineal, a partir de los resultados obtenidos en este estudio, entre el coeficiente de reacción de la arena obtenido de ensayos de placa de carga vertical y el coeficiente de reacción al giro del resorte rotacional.

CAPÍTULO 7 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE LA ARENA ANTE EL GIRO DE UNA PLACA SOLICITADA POR CARGA VERTICAL CONSTANTE Y MOMENTO VARIABLE

7.1 INTRODUCCIÓN

Basándose en lo discutido en el Capítulo 6, se reconoce que la representación de la arena como una cama de resortes de rigidez constante obtenida a partir de ensayos de placa de carga vertical lleva a erróneas estimaciones del giro que sufre una placa solicitada por carga vertical constante y momento variable. En 7.3 se compara el giro medido en los ensayos con momento, realizados en este estudio, con la estimación de estos resultados que se tendría a partir de la representación de la arena como una cama de resortes de rigidez constante.

Habiéndose demostrado que la representación de la arena como una cama de resortes de rigidez constante no es adecuada para problemas en los cuales se aplica momento a la placa posterior a la aplicación de la carga vertical surge la necesidad de separar el problema en dos partes: (1) Aplicación de carga vertical y (2) Aplicación de momento. En el presente capítulo se propone un método para modelar la resistencia de la arena ante el giro provocado por la aplicación de momento con un resorte rotacional. En 7.4 se Evalúa, a partir de los resultados de los ensayos realizados, una constante de reacción al giro del resorte rotacional tomando en cuenta la representación aproximada de la interacción placa - arena introducida en el Capítulo 6. Se calcula además para cada caso la relación entre esta constante y el coeficiente de reacción obtenido en los ensayos con carga vertical centrada.

7.1 CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE REACCIÓN DE LA ARENA CON DISTINTAS DENSIDADES RELATIVAS

Los coeficientes de reacción del suelo a ser utilizados se obtienen, a partir de los ensayos de placa de carga solicitada por carga vertical centrada, como la pendiente de la recta que une el origen con el punto de la curva correspondiente a la presión de contacto, $2 \cdot q^*$, alcanzada en el borde más solicitado de la placa al llegar a una excentricidad igual a $B/6$ en los ensayos con momento. El valor q^* corresponde a la presión de contacto de la placa al ser solicitada inicialmente por carga vertical centrada. La Fig.7-1 muestra un esquema de la recta considerada.

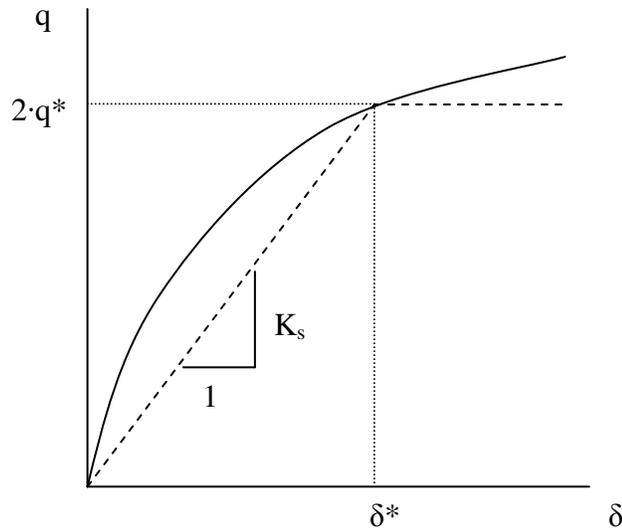


Fig.7-1 Determinación del coeficiente de reacción del suelo a partir del resultado de un ensayo de placa de carga.

A través de varios estudios (Georgiadis and Butterfield, 1988) se ha demostrado que para el caso de zapatas en arena los asentamientos admisibles imponen más restricciones en el diseño que la capacidad última de carga de la arena. Es por esto que para obtener un coeficiente de reacción a partir de los resultados de ensayos de placa de carga vertical centrada en arena, lo que se toma en consideración en la práctica habitual son los asentamientos máximos admisibles de las fundaciones que se apoyarán sobre la arena en estudio. Para este estudio seleccionamos tres distintos valores de presión de contacto, y por lo tanto de asentamiento a ser considerados en el cálculo de los coeficientes de reacción, para cada densidad relativa, de manera de desligar las relaciones obtenidas de los criterios utilizados en el diseño, pues estos pueden variar de un proyecto a otro para un mismo tipo de arena. De esta manera obtenemos para cada densidad relativa tres valores del coeficiente de reacción del suelo, K_s , según la Ec.7-1:

$$K_s = \frac{2 \cdot q^*}{\delta^*} \quad (\text{Ec.7-1})$$

donde δ^* se obtiene gráficamente para cada valor de $2 \cdot q^*$ a partir de los resultados del ensayo de carga vertical centrada como se muestra en la Fig.7-1.

Los tres valores de $2 \cdot q^*$ a ser considerados para cada densidad relativa se muestran en la Tabla 7-1:

DR [%]	2·q* [MPa]		
22	0.037	0.05	0.075
52	0.071	0.095	0.142
81	0.098	0.131	0.196

Tabla 7-1 Presiones de contacto para el cálculo de los coeficientes de reacción

Luego, a partir de las curvas obtenemos además los valores de δ^* para los valores de $2 \cdot q^*$ considerados. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 7-2:

DR [%]	δ^* [mm]		
22	25.04	37.78	63.31
52	3.36	6.82	19.10
81	2.41	3.53	8.64

Tabla 7-2 Asentamientos para el cálculo de los coeficientes de reacción

Finalmente, con los valores obtenidos calculamos a partir de los resultados de los ensayos de carga vertical centrada los valores de los coeficientes de reacción de la arena, que serán utilizados para representar el suelo como una cama de resortes y obtener los valores estimados del giro de la placa a ser comparados con los valores medidos en los ensayos con momento.

Los valores de los coeficientes de reacción obtenidos se muestran en la Tabla 7-3:

DR [%]	K_s [MPa/mm]		
22	0.00148	0.00132	0.00118
52	0.02113	0.01393	0.00743
81	0.04056	0.03709	0.02270

Tabla 7-3 Coeficientes de reacción considerados en el estudio.

En las Figs. 7-2 a 7-4 se presentan los resultados de los ensayos de carga vertical para cada densidad relativa. Además se muestran en cada gráfico las rectas consideradas para el cálculo de los coeficientes de reacción.

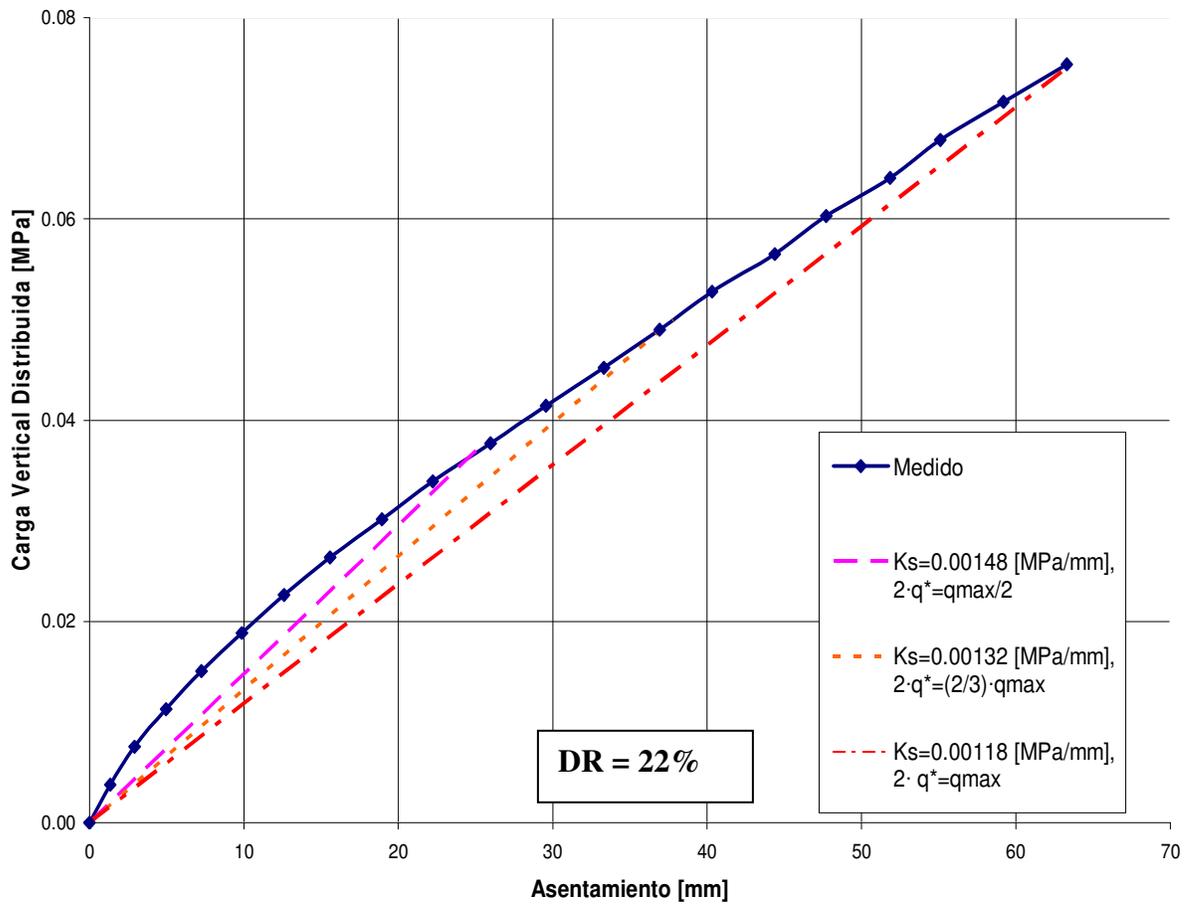


Fig.7-2 Resultados de ensayo de placa de carga vertical centrada en arena con DR=22% y rectas consideradas para el cálculo de los coeficientes de reacción

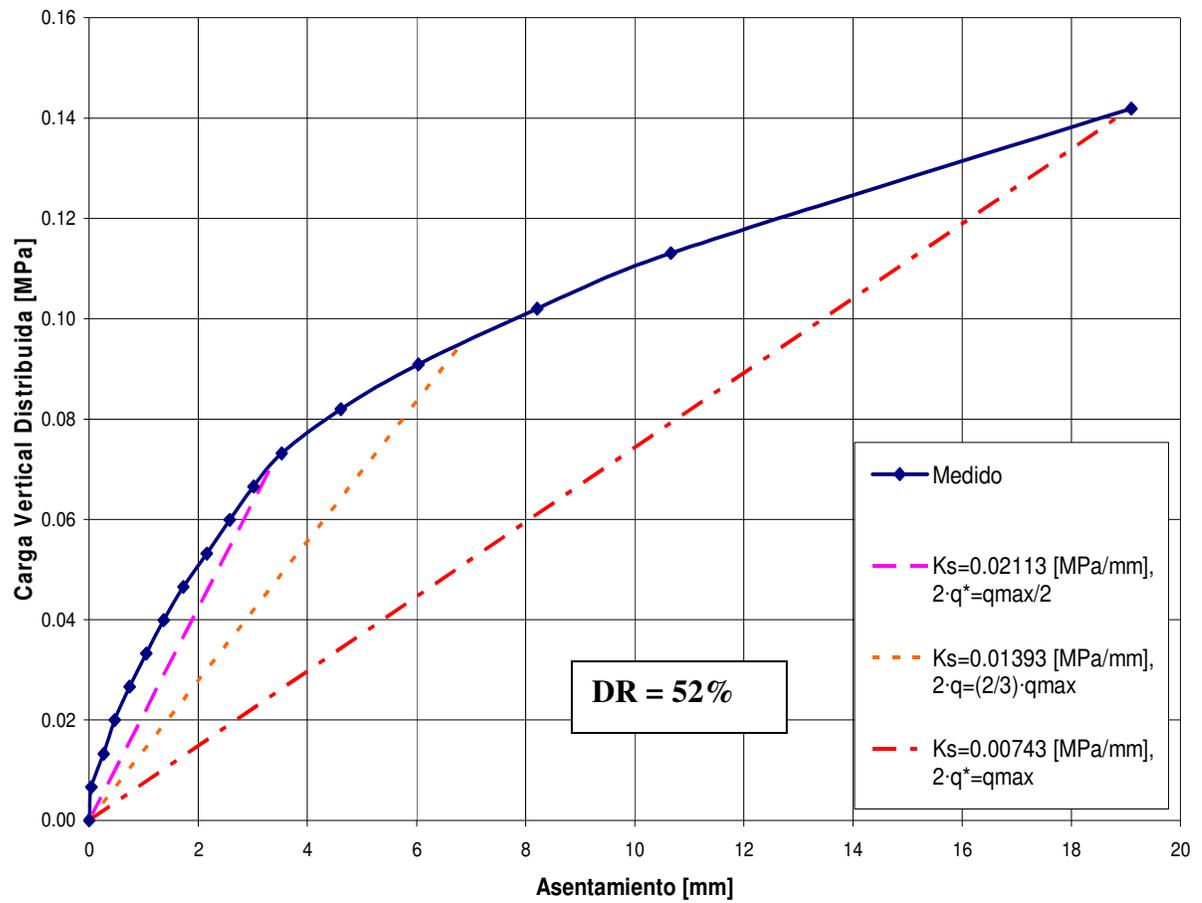


Fig.7-3 Resultados de ensayo de placa de carga vertical centrada en arena con DR=52% y rectas consideradas para el cálculo de los coeficientes de reacción

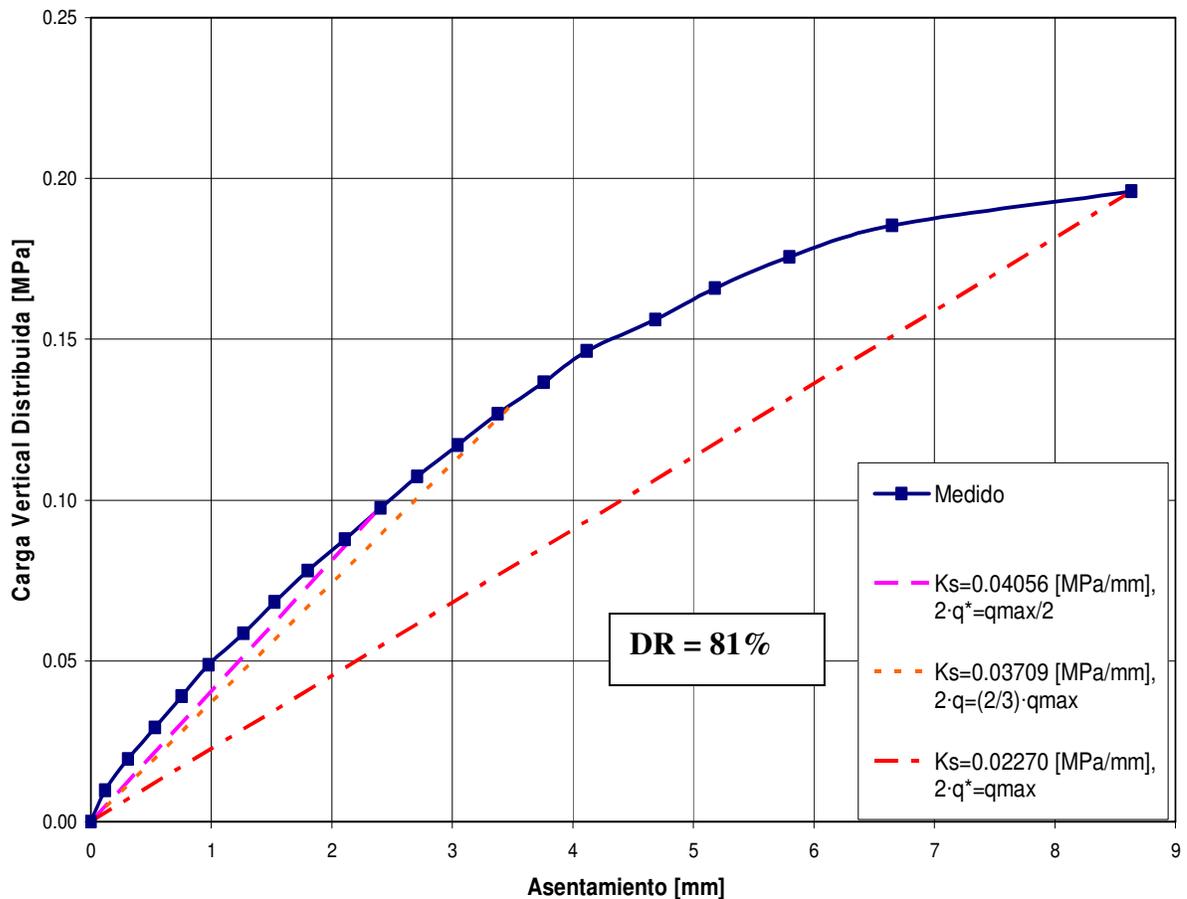


Fig.7-4 Resultados de ensayo de placa de carga vertical centrada en arena con DR=81% y rectas consideradas para el cálculo de los coeficientes de reacción

7.2 COMPARACIÓN ENTRE EL GIRO MEDIDO EN LOS ENSAYOS Y EL GIRO ESTIMADO A PARTIR DEL COEFICIENTE DE REACCIÓN DE LA ARENA

Investigaciones anteriores (Smith 2004) han llegado a la conclusión que el mayor momento de falla que se alcanza para una zapata cargada excéntrica se alcanza aproximadamente cuando la excentricidad es igual a 1/6 del largo de la zapata, B. El momento aplicado para el cual la excentricidad de carga corresponde a B/6 es además el máximo momento para el cual la superficie comprimida bajo la zapata es igual a su superficie total, es decir, el diseño óptimo de la zapata se logra cuando sus dimensiones están calculadas de manera de no permitir el levantamiento de ésta para el momento de diseño. Es por estos motivos que este estudio se centra en la estimación del asentamiento y rotación que sufre una placa rígida para combinaciones de carga vertical y momento que producen una excentricidad menor o igual a esta.

La carga vertical constante aplicada a la placa en cada ensayo con momento se eligió de tal forma que cuando la combinación de carga y momento alcanzara una excentricidad igual a B/6, la compresión bajo el borde más solicitado de la placa correspondiera a una de las presiones de contacto consideradas en el cálculo de los coeficientes de reacción, de manera de relacionar un

coeficiente de reacción a cada uno de los ensayos realizados con momento. La Fig. 7-5 muestra en forma esquemática esta condición.

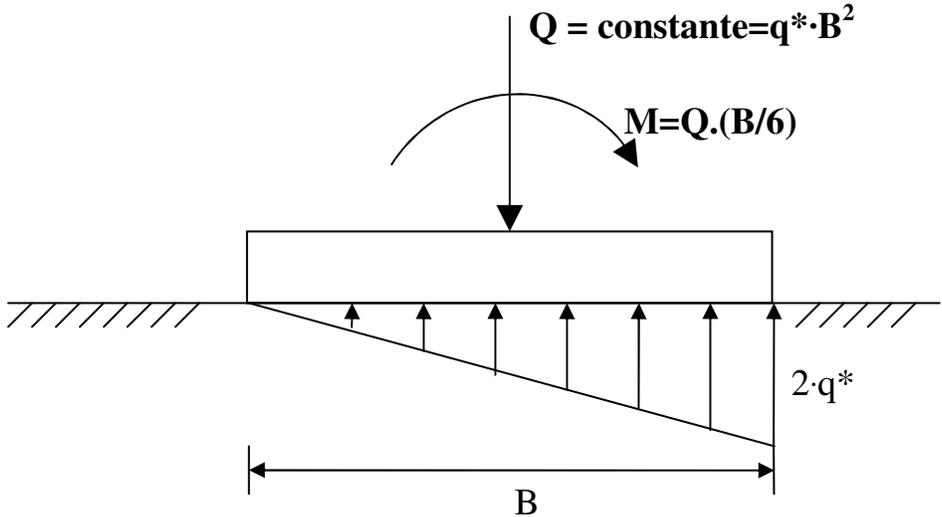


Fig.7-5 Esquema de la distribución de presiones bajo la placa solicitada por carga vertical y momento para una excentricidad igual a $B/6$ para los ensayos realizados.

Si se representa la arena ensayada como una cama de resortes con rigidez constante, se puede obtener el giro que tendría que tener la arena para un momento aplicado, $M \leq Q \cdot B/6$. La Fig. 7-6 muestra el sistema que se debe resolver para obtener el valor del giro.

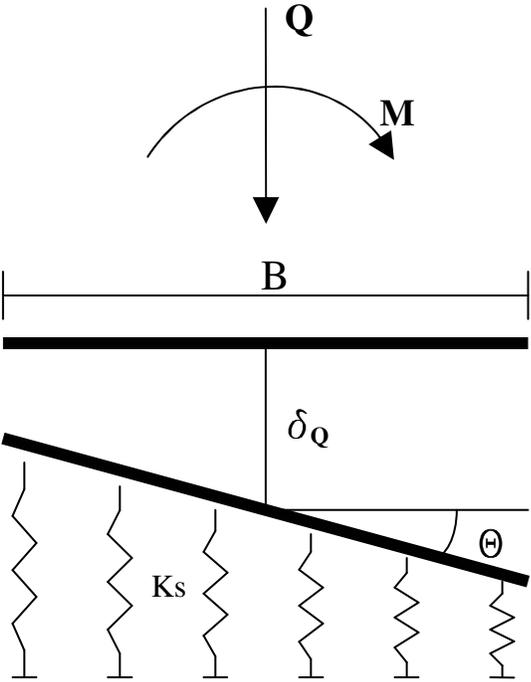


Fig.7-6 Modelo de la respuesta del suelo ante la aplicación de carga vertical y momento como una cama de resortes con rigidez constante

Resolviendo la sumatoria de momentos obtenemos el giro de la placa calculado a partir del coeficiente de reacción de la arena ante aplicación de momento:

$$\tan(\theta) = \frac{M}{K_s \cdot I} \quad (\text{Ec.7-2})$$

Para pequeños valores de giro se puede simplificar a:

$$\theta = \frac{M}{K_s \cdot I} \quad (\text{Ec.7-3})$$

Donde I corresponde a el momento de inercia de la placa, que para el caso de la placa cuadrada utilizada en los ensayos es $I = B^4/12$.

A continuación se presenta una comparación entre los resultados obtenidos en los ensayos con momento y la estimación de estos resultados modelando el suelo como una cama de resortes con rigidez constante.

7.2.1 CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 22%

En las Figs.7-7 a 7-9 se presentan los resultados en términos de Momento vs Rotación de los ensayos con momento sobre la arena con densidad relativa igual a 22%. Se comparan con la respuesta de la arena calculada a partir del coeficiente de reacción obtenido de los ensayos de carga vertical. Los resultados de los ensayos con momento están graficados solo hasta alcanzarse una excentricidad igual a B/6.

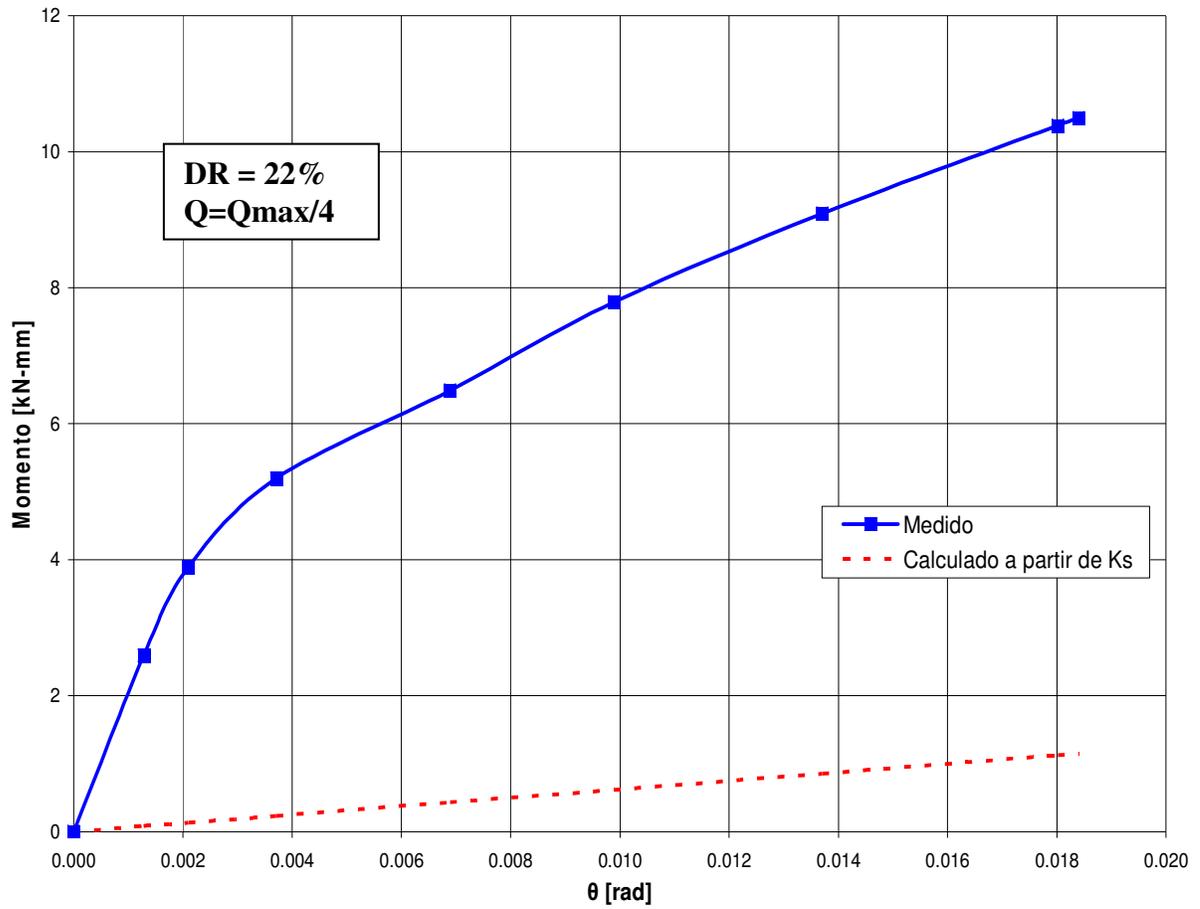


Fig.7-7 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=0.42$ kN ($Q_{max}/4$) y momento ascendente sobre arena con $DR=22\%$

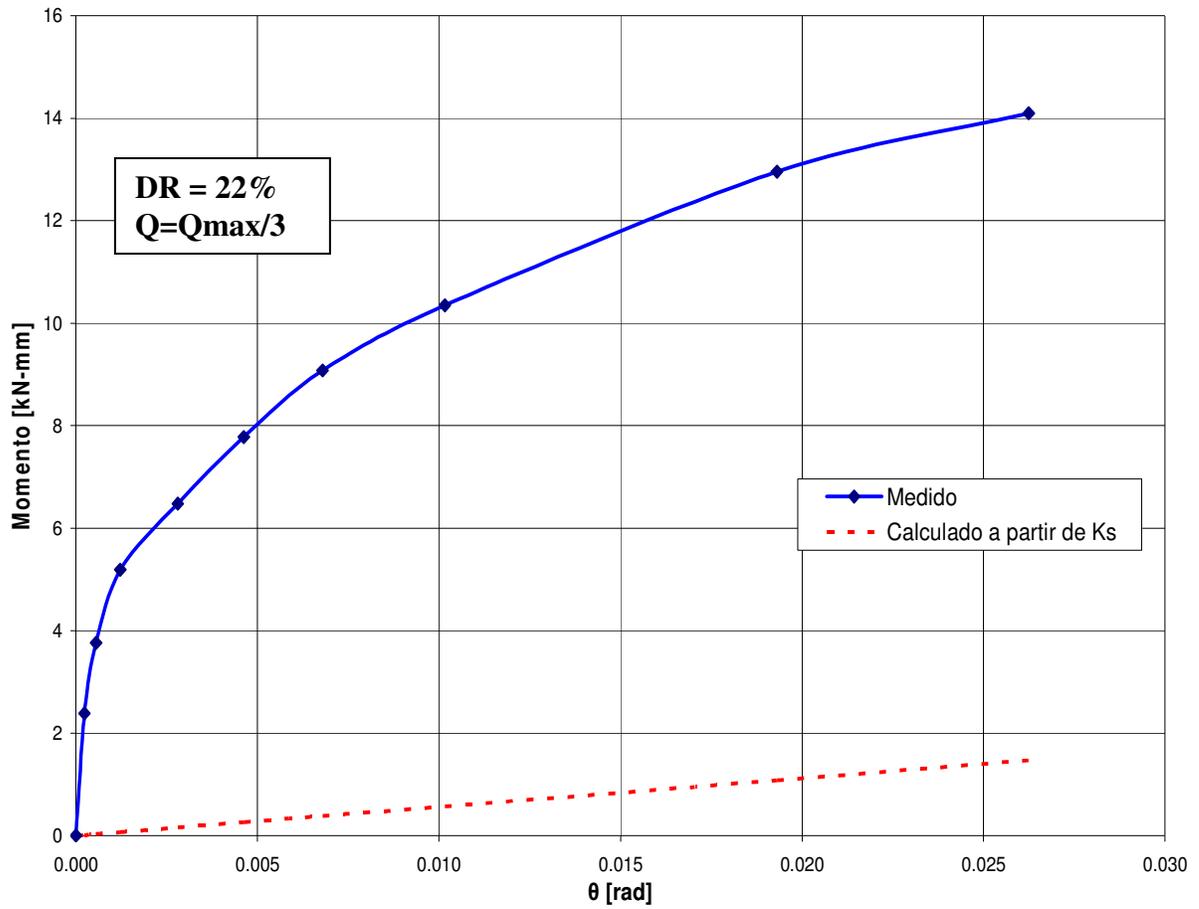


Fig.7-8 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.56 kN (Q_{max}/3) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

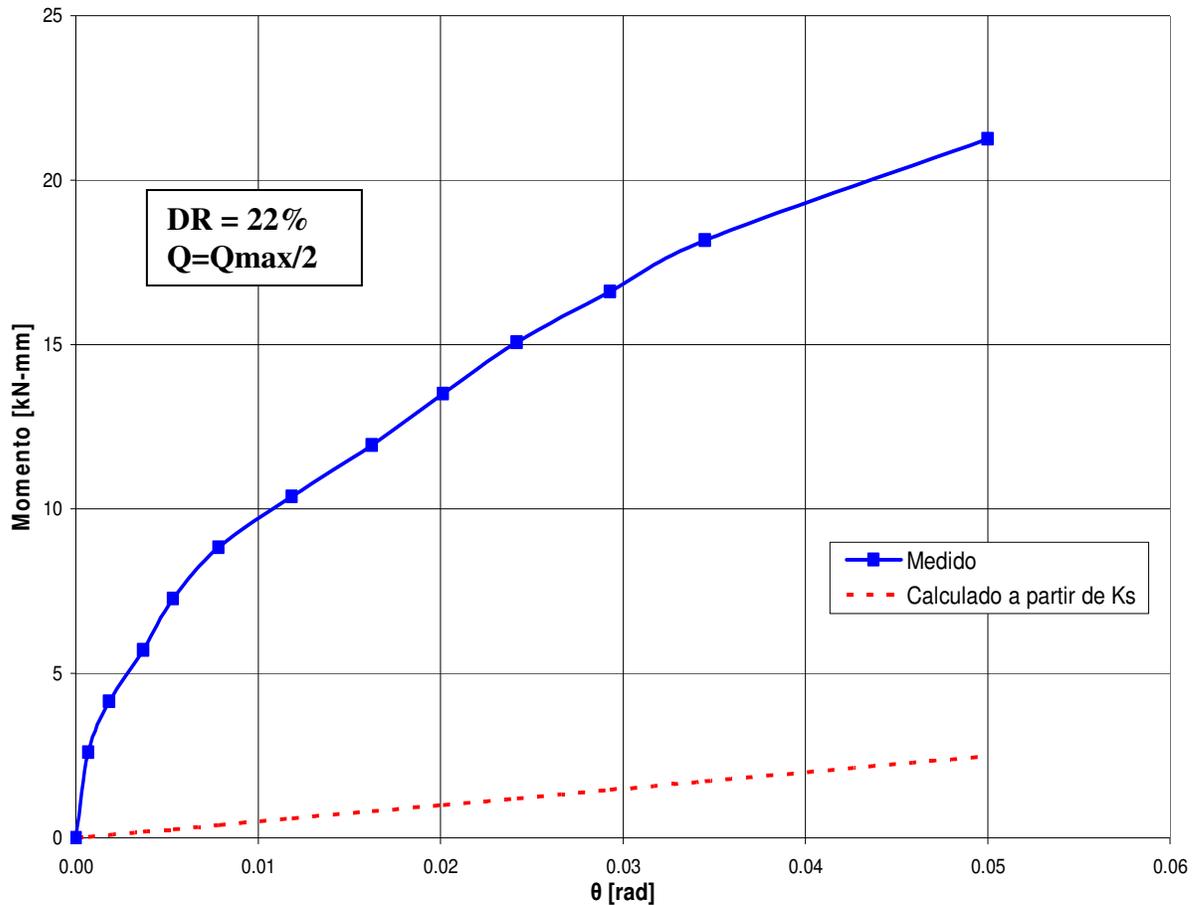


Fig.7-9 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.85 kN (Qmax/2) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

7.2.2 CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 52%

En las Figs.7-10 a 7-12 se presentan los resultados en términos de Momento vs Rotación de los ensayos con momento sobre la arena con densidad relativa igual a 52%. Se comparan con la respuesta de la placa calculada a partir del coeficiente de reacción obtenido de los ensayos de carga vertical. Los resultados de los ensayos con momento están graficados solo hasta alcanzarse una excentricidad igual a B/6.

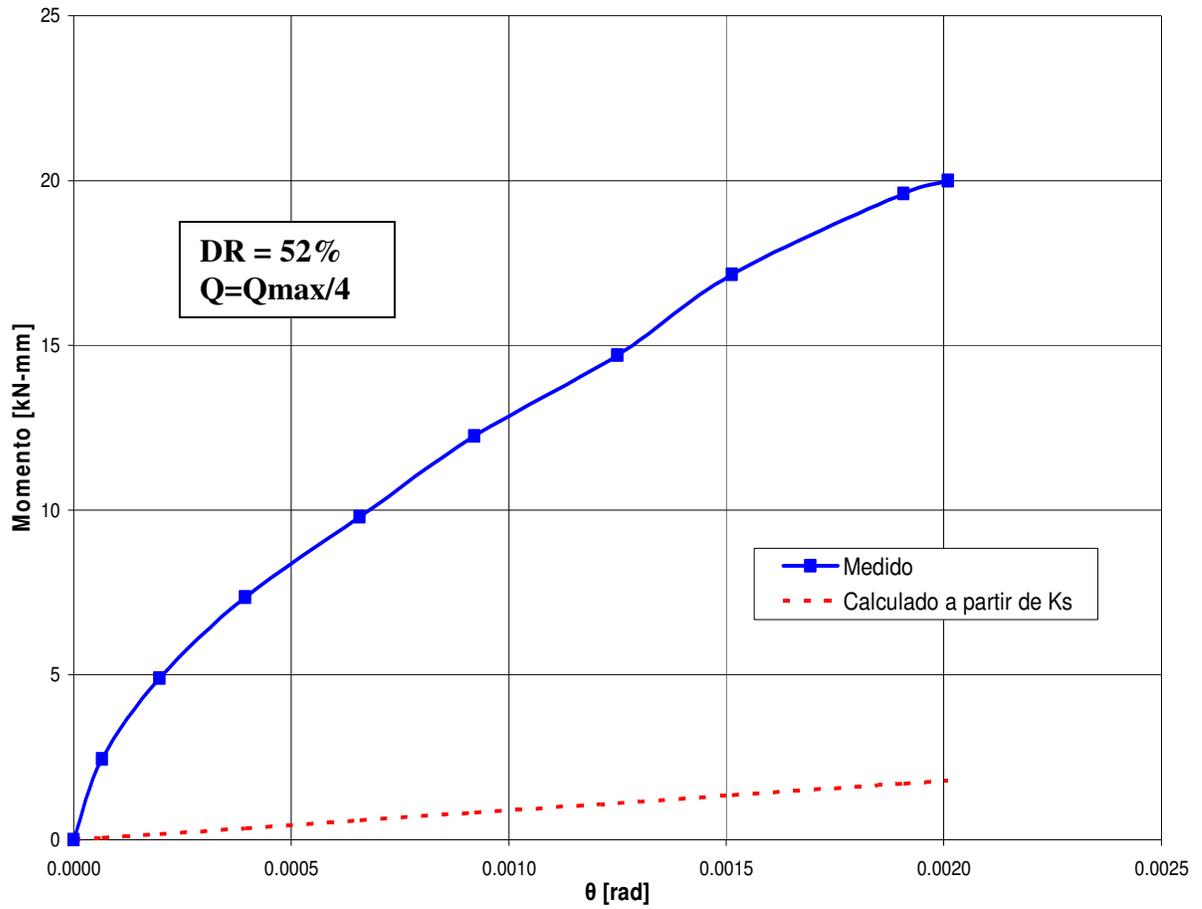


Fig.7-10 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.79 kN (Q_{max}/4) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

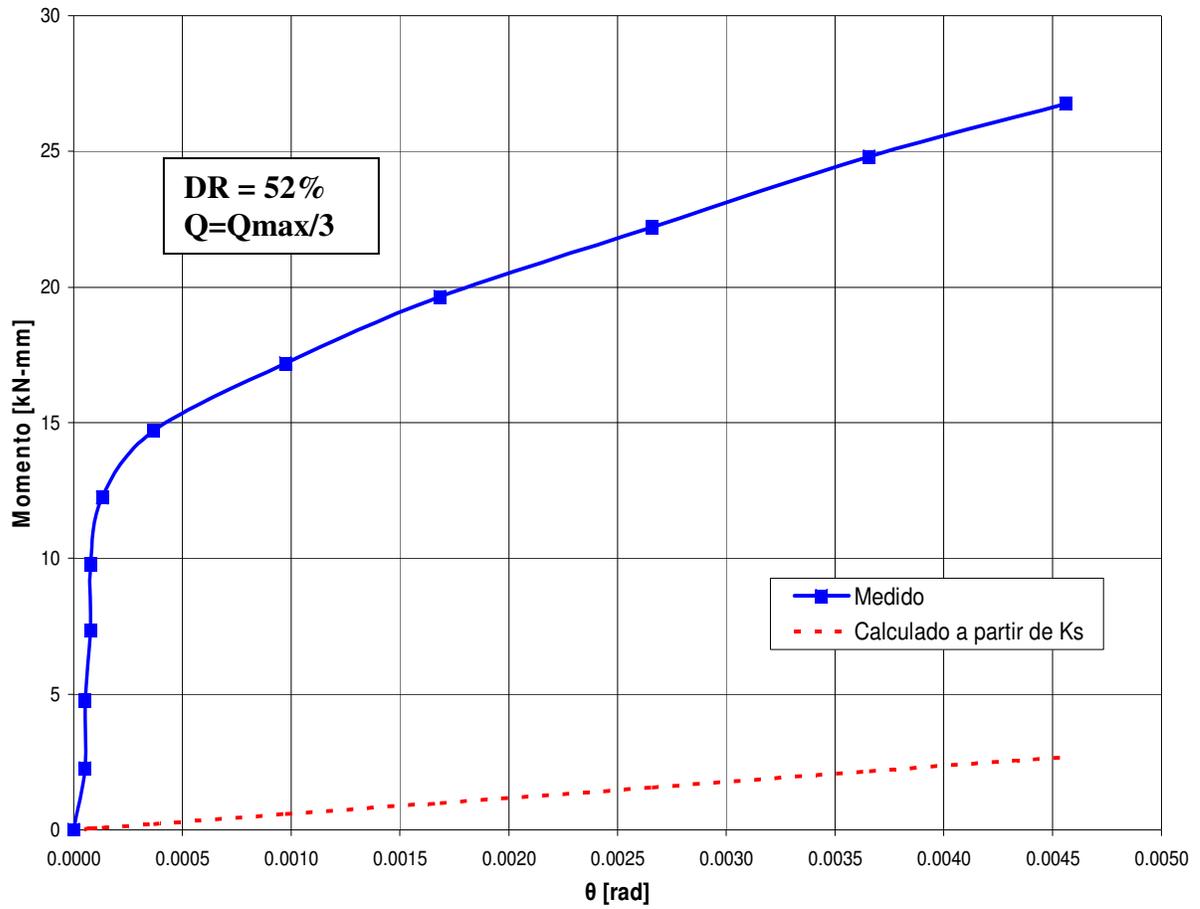


Fig. 7-11 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=1.07 kN (Q_{max}/3) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

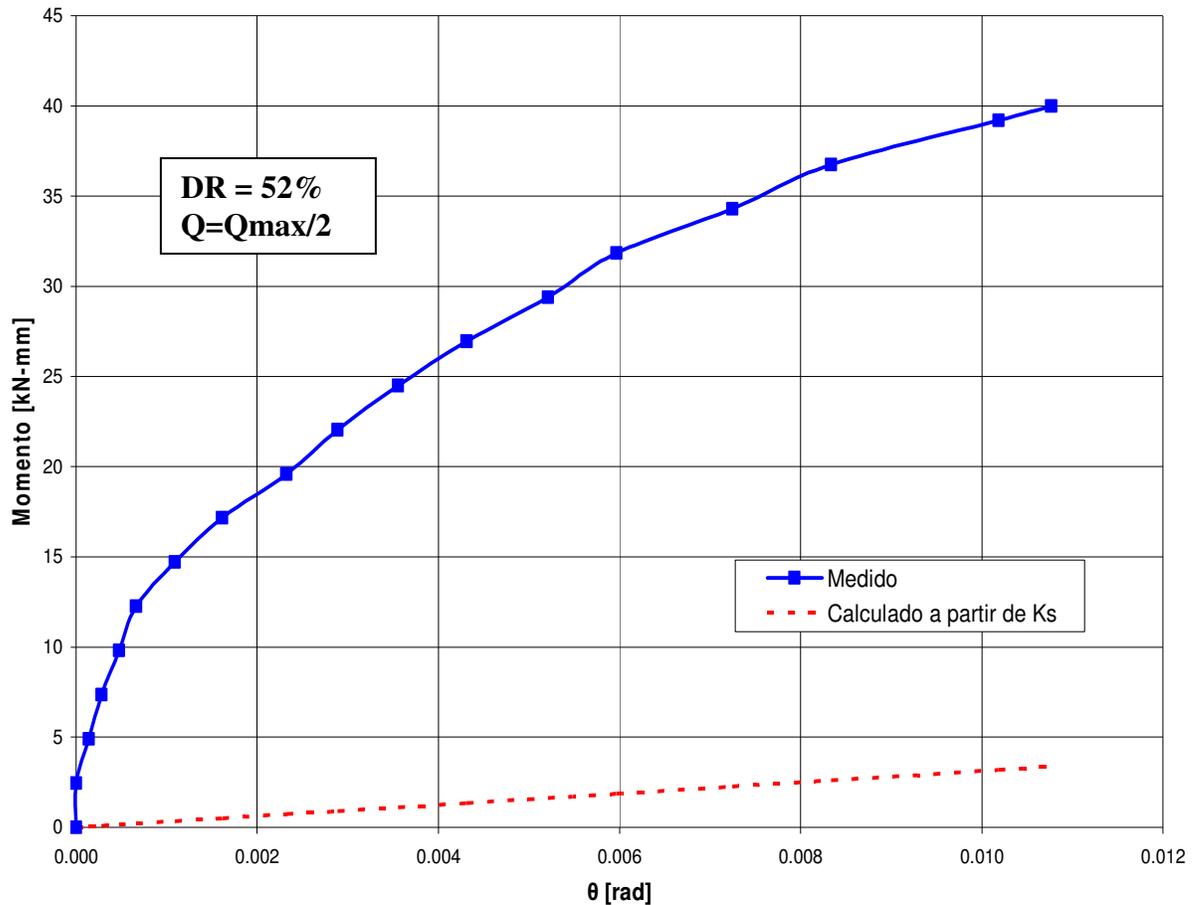


Fig. 7-12 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.60$ kN ($Q_{max}/2$) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

7.2.3 CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 81%

En las Figs.7-13 a 7-15 se presentan los resultados en términos de Momento vs Rotación de los ensayos con momento sobre la arena con densidad relativa igual a 81%. Se comparan con la respuesta de la arena calculada a partir del coeficiente de reacción obtenido de los ensayos de carga vertical. Los resultados de los ensayos con momento están graficados solo hasta alcanzarse una excentricidad igual a B/6.

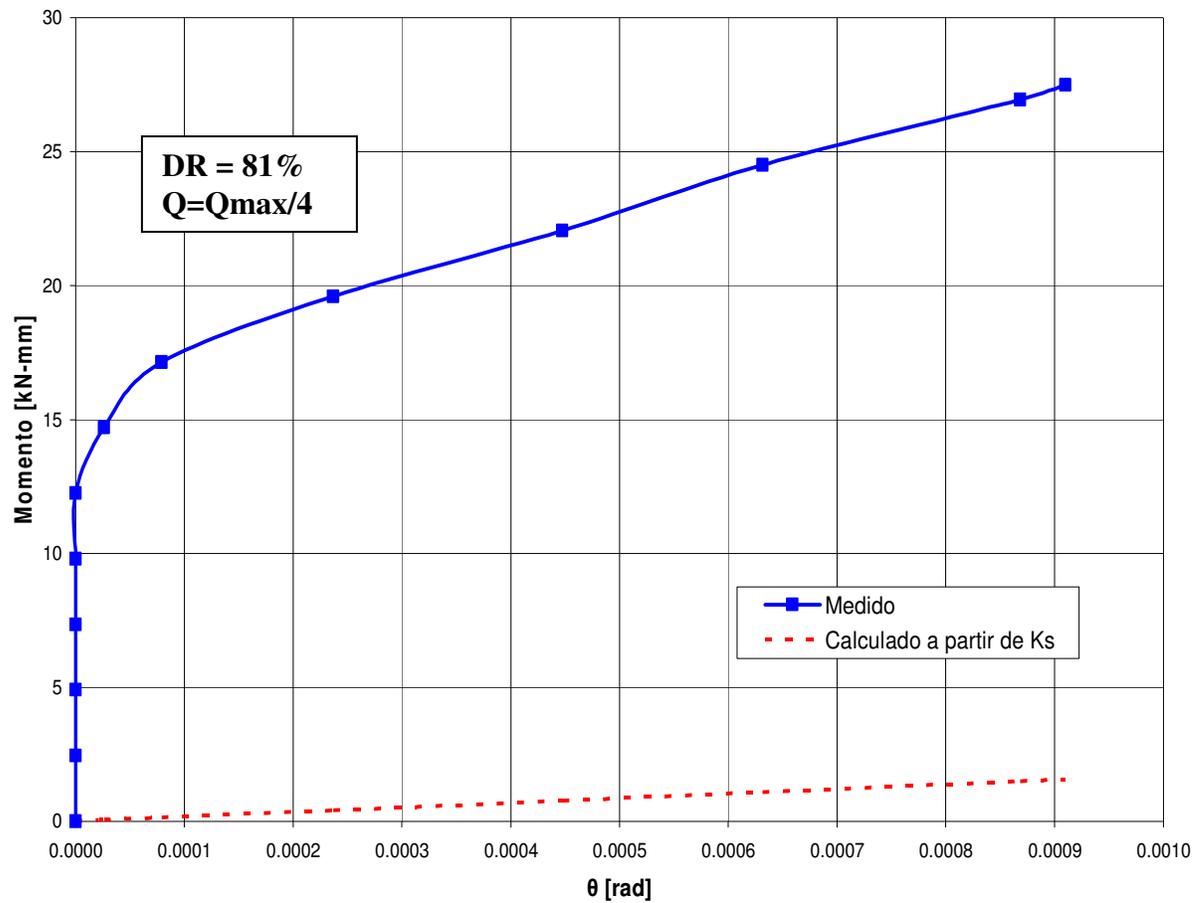


Fig. 7-13 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=1.10 kN (Q_{max}/4) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

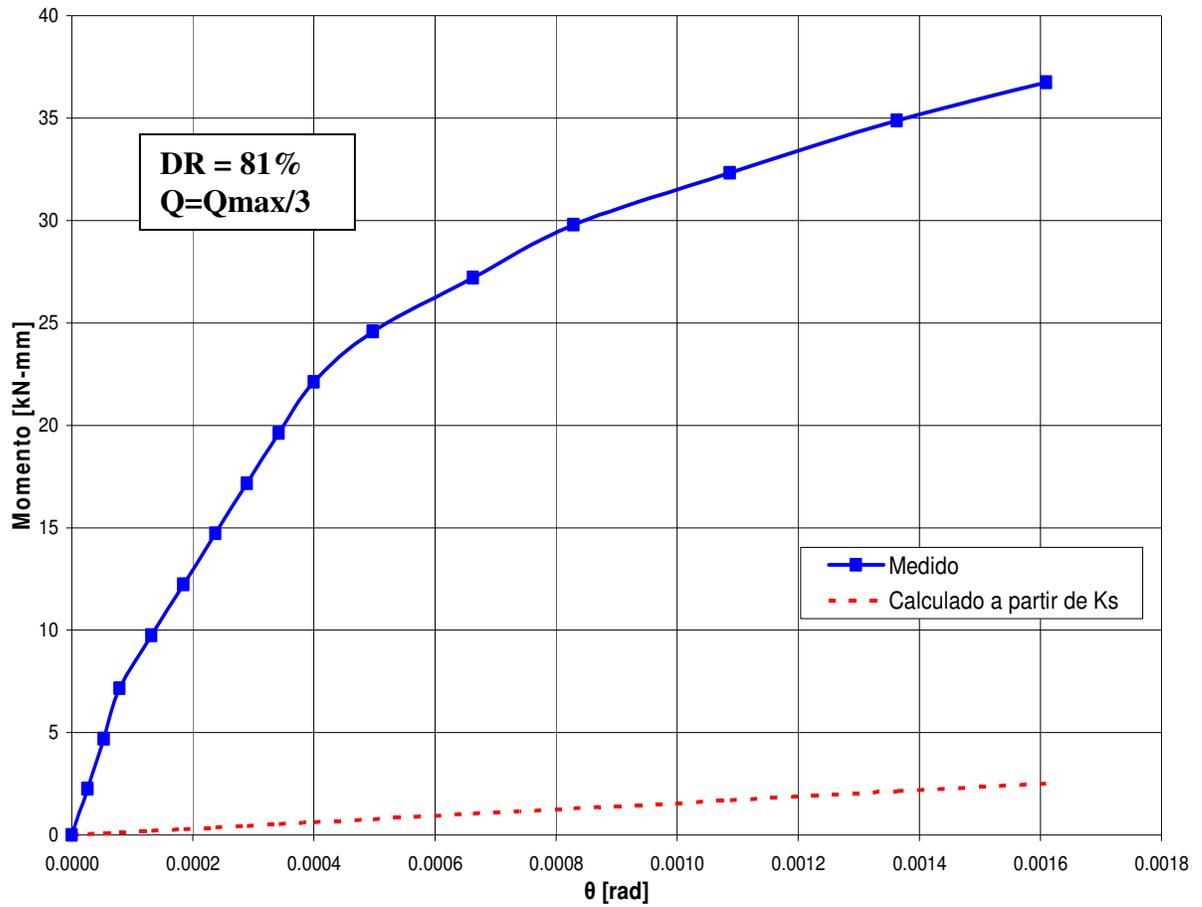


Fig. 7-14 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=1.47 kN (Q_{max}/3) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

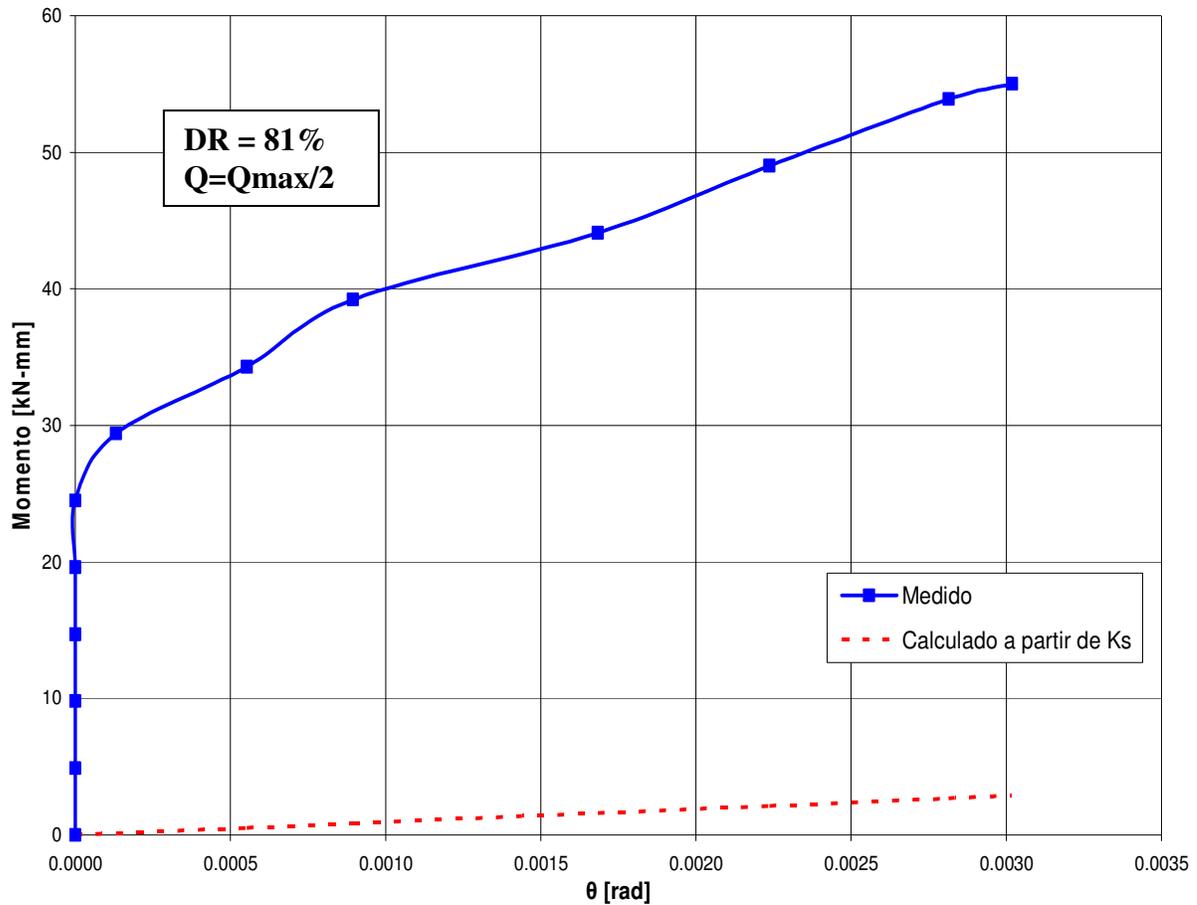


Fig. 7-15 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, $B=15\text{cm}$, solicitada por carga vertical constante, $Q=2.21\text{ kN}$ ($Q_{\text{max}}/2$) y momento ascendente sobre arena con $DR=81\%$

En los gráficos se puede apreciar que la rotación calculada con el coeficiente de reacción, obtenido a partir de ensayos de carga vertical, representan en forma excesivamente conservadora el giro de la placa ante sollicitaciones de momento. Cabe destacar que los ensayos realizados en este estudio no incluyeron variables como tamaño de la placa, humedad del suelo, variación en la velocidad de carga, tipo de arena, densidades relativas distintas a 22%, 52% y 80.9%, profundidad de embebimiento de la placa y otras. Por lo tanto, las diferencias mostradas no representan a todos los casos que se pueden presentar en un problema de este tipo en arenas.

7.3 EVALUACIÓN DE LA CONSTANTE DE REACCIÓN AL GIRO DE LA ARENA

Si se considera la representación de la arena presentada en la Fig-6.12 se puede separar el problema en dos partes, representando la arena, para la aplicación inicial de carga vertical, como una cama de resortes con una rigidez igual a la constante de reacción del suelo y luego, para la aplicación de momento, representando la resistencia de la arena al giro con un resorte rotacional

con una constante de reacción al giro, K_θ , ubicado en el extremo que se ve descargado con la aplicación de momento. En la Fig. 7-16 se muestra un esquema de este modelo.

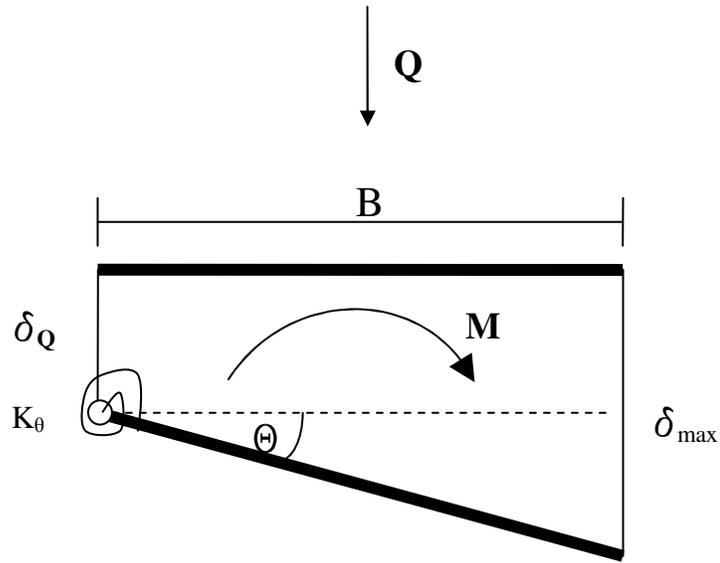


Fig.7-16 Esquema de la representación propuesta de la respuesta al giro de la arena ante una placa solicitada por carga vertical constante y momento

En la Fig. 7-16 δ_Q corresponde al asentamiento inicial de la placa provocado por la aplicación de carga vertical y θ corresponde al giro provocado por la posterior aplicación de momento. Es decir, para la aplicación de momento el giro se puede calcular según la Ec. 7-4.

$$\theta = \frac{M}{K_\theta} \quad (\text{Ec. 7-4})$$

A partir de los resultados de los ensayos realizados con momento calculamos la constante K_θ que tendría que tener el resorte de momento para cada caso ensayado de manera que el modelo reproduzca el giro $\theta_{e=B/6}$ alcanzado para el momento $M_{e=B/6}$ cuando la excentricidad resultante de cargas es igual a $B/6$. En la Fig. 7-17 se esquematiza la forma en que se calcula la constante del resorte rotacional.

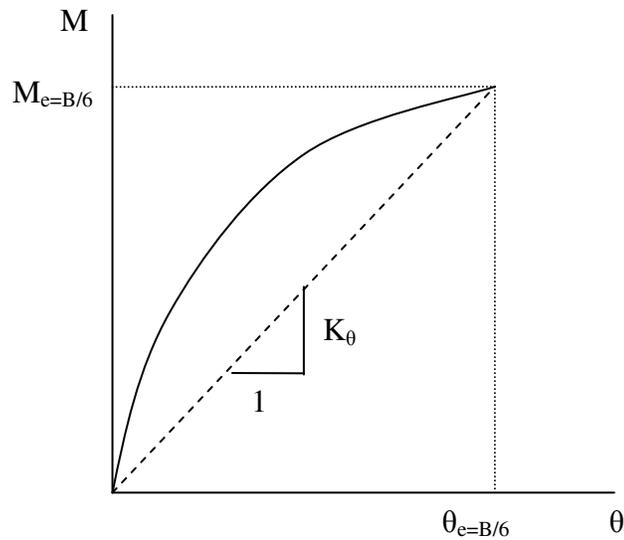


Fig. 7-17 Método para obtener la constante de reacción al giro del resorte de rotacional a partir de los resultados de los ensayos con momento

Al obtener de esta forma los valores de la constante del resorte de momento se garantiza que los valores del giro estimados a partir de ésta permanezcan siempre por el lado seguro de la curva de resultados del correspondiente ensayo. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla. 7-4.

DR [%]	K_{θ} [kN-mm]		
	$Q=Q_{\max}/4$	$Q=Q_{\max}/3$	$Q=Q_{\max}/2$
22	570.47	537.07	425.06
52	9950.25	5866.23	3714.02
81	30219.78	22826.09	18211.92

Tabla 7-4 Constantes de reacción al giro obtenidas de los ensayos con momento.

En la Fig. 7-18 se muestran graficados los resultados presentados en la Tabla 7-4 en función de la densidad relativa de la arena.

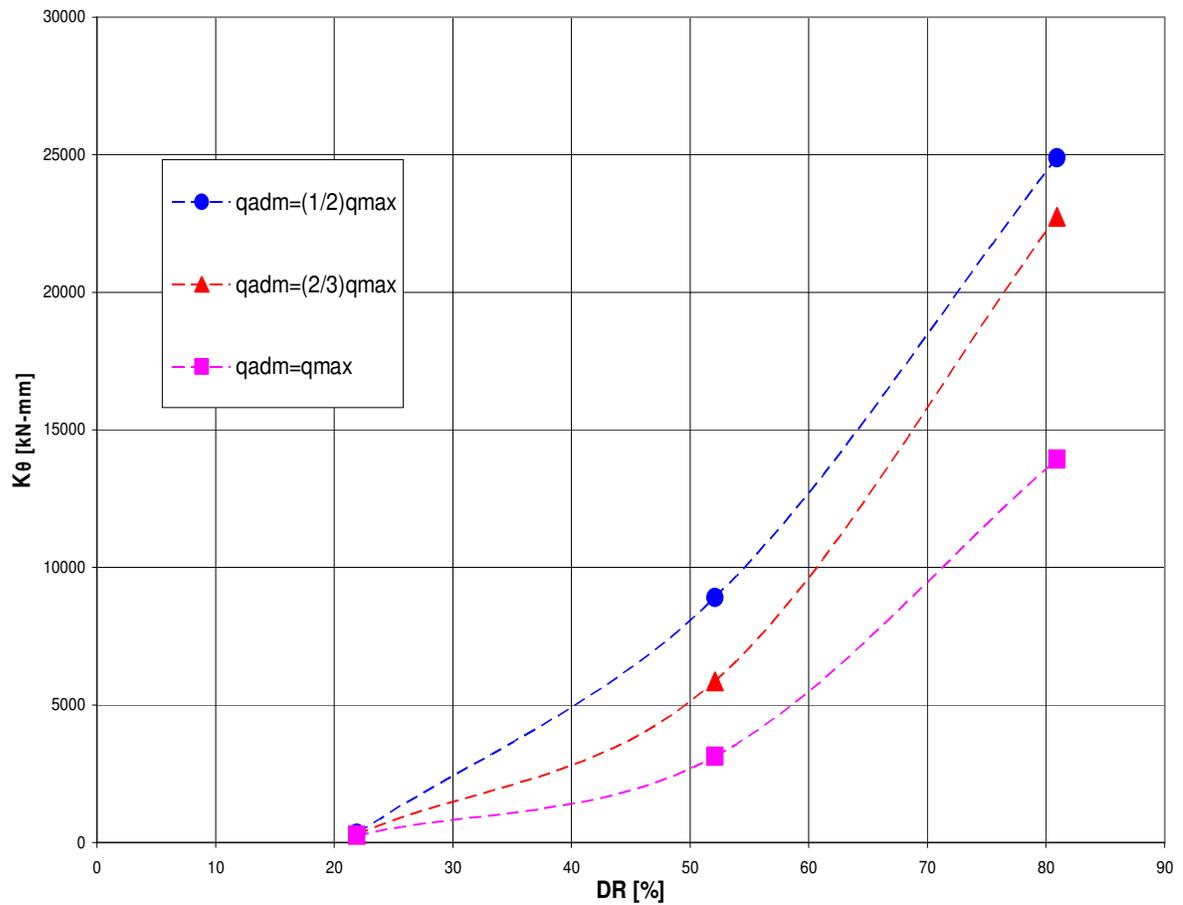


Fig. 7-18 Coeficientes de rigidez del resorte rotacional calculados a partir de los ensayos realizados con aplicación de momento

Luego, al comparar la representación de la arena como una cama de resortes con su representación mediante el uso de un resorte rotacional se puede ver que el equivalente de la constante rotacional K_{θ} en la Ec. 7-3 es $(K_s \cdot I)$, se grafica la relación adimensional entre K_{θ} y $(K_s \cdot I)$. En la Fig. 7-19 se grafica $K_{\theta}/(K_s \cdot I)$ [] vs DR [%]. Dado que la cantidad de valores obtenidos no es suficiente para obtener una relación matemática compleja en forma confiable, se propone una relación lineal entre $K_{\theta}/(K_s \cdot I)$ y la densidad relativa, DR, de la arena ensayada. Esta relación lineal se elige de manera que vaya siempre por el lado seguro de los valores obtenidos. Los valores de K_s utilizados en el cálculo son los obtenidos para cada caso en 7.2.

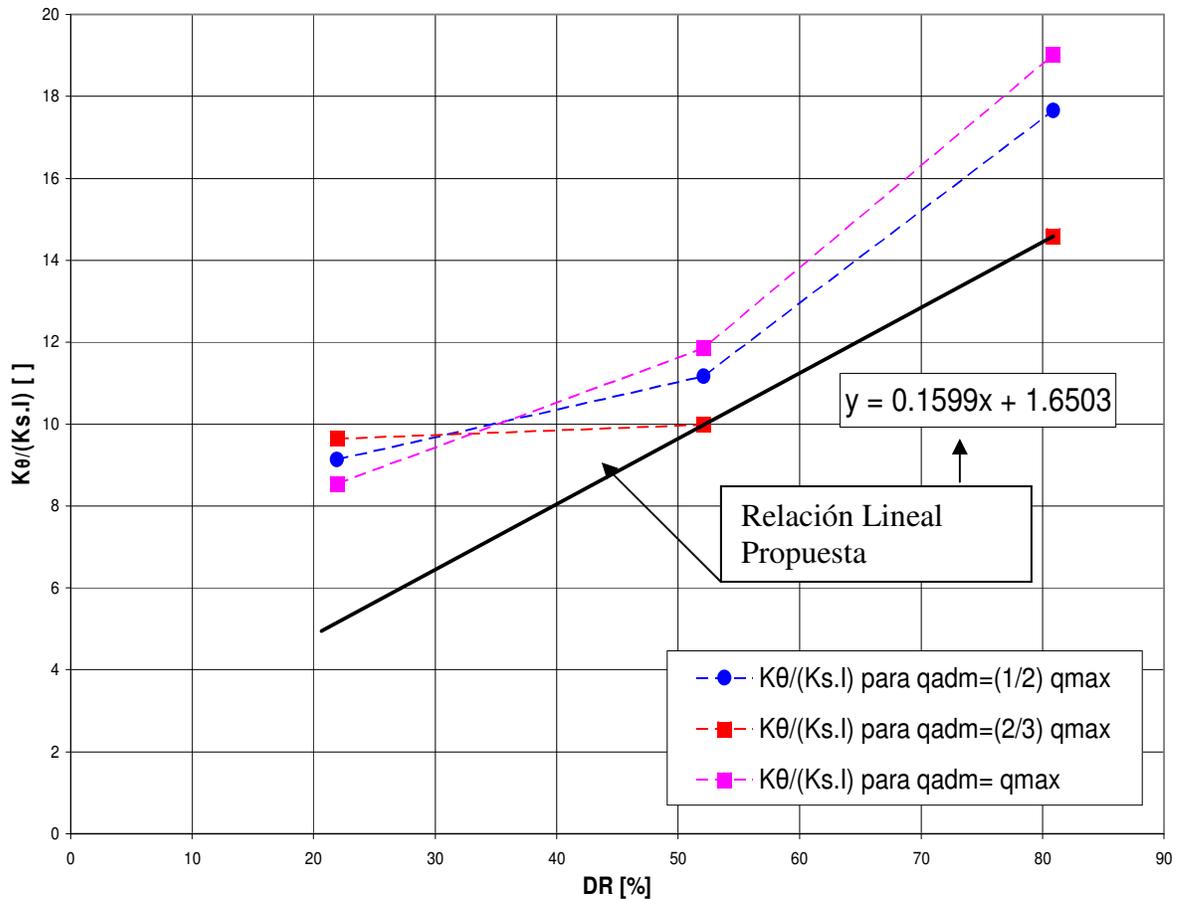


Fig. 7-19 Relación medida y propuesta entre el radio $K_{\theta}/(K_s \cdot I)$ y la densidad relativa, DR, de la arena ensayada.

Es decir, se propone calcular el coeficiente de rigidez al giro del resorte rotacional como:

$$K_{\theta} = [0.1599 \cdot (\% DR) + 1.6503] \cdot (K_s \cdot I) \quad \text{Ec. 7-5}$$

En 7.4.1, 7.4.2, y 7.4.3, se comparan los resultados de los ensayos con momento con la estimación del giro de la placa calculada para cada caso con el valor de K_{θ} obtenido utilizando la Ec. 7-5. Además se muestran los valores del giro calculados a partir de la representación de la arena como una cama de resortes con rigidez constante.

7.3.1 CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 22%

En las Figs.7-20 a 7-22 se presentan los resultados en términos de Momento vs Rotación de los ensayos con momento sobre la arena con densidad relativa igual a 22%. Se comparan con la respuesta de la arena obtenida a partir del coeficiente de rigidez al giro, K_{θ} , calculado según la Ec. 7-5 y la respuesta obtenida utilizando el coeficiente de reacción de la arena calculado a partir

de los ensayos de carga vertical. Los resultados de los ensayos con momento están graficados solo hasta alcanzarse una excentricidad igual a $B/6$.

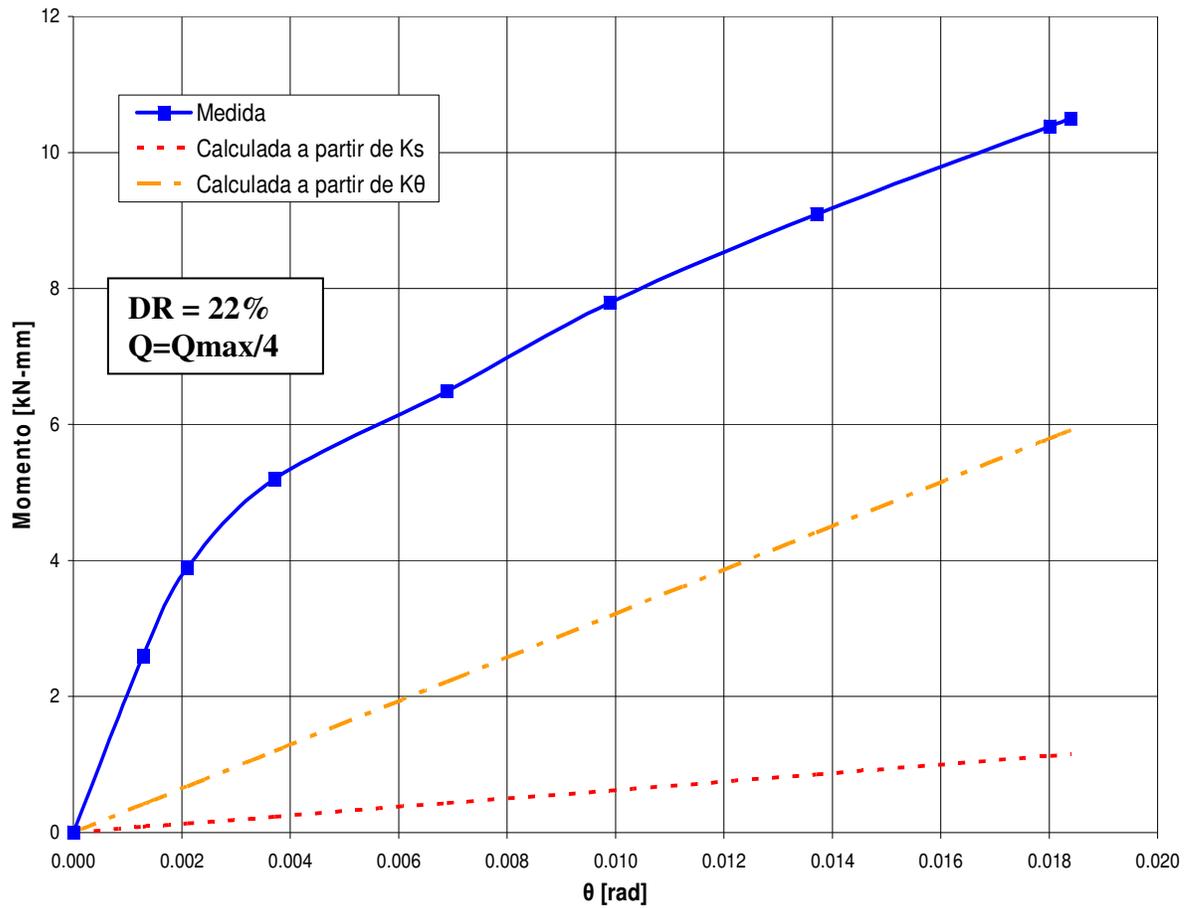


Fig.7-20 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, $B=15\text{cm}$, solicitada por carga vertical constante, $Q=0.42\text{ kN}$ ($Q_{\text{max}}/4$) y momento ascendente sobre arena con $DR=22\%$

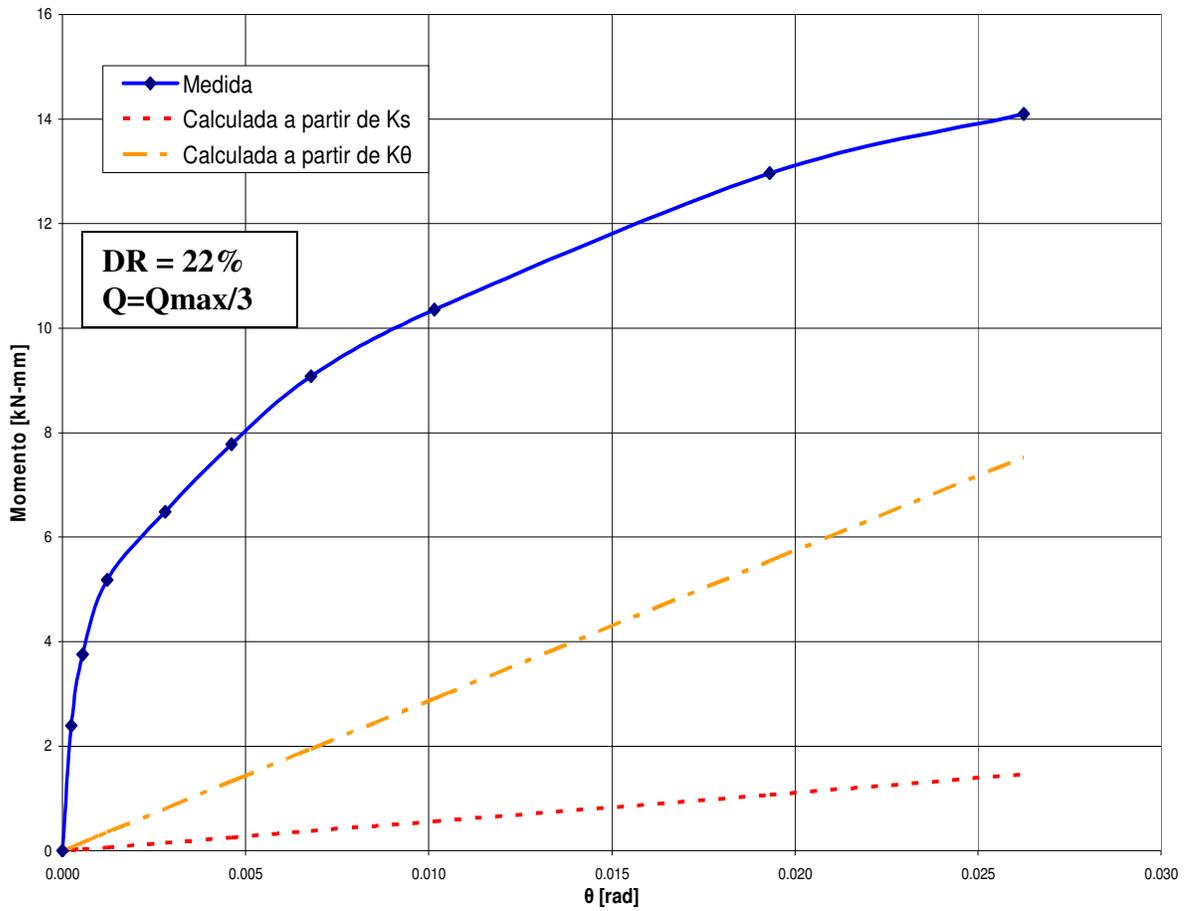


Fig.7-21 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.56 kN (Qmax/3) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

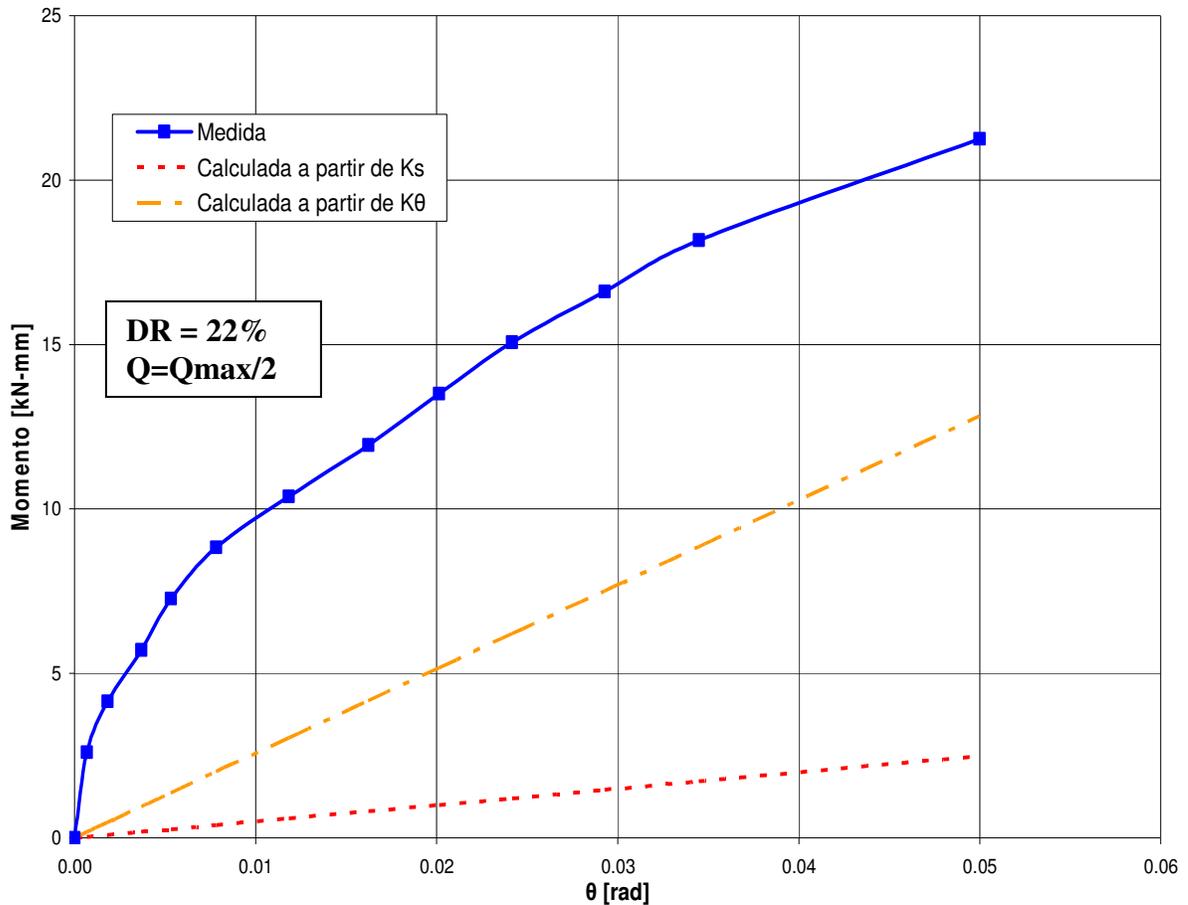


Fig.7-22 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.85 kN (Qmax/2) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

7.3.2 CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 52%

En las Figs.7-23 a 7-25 se presentan los resultados en términos de Momento vs Rotación de los ensayos con momento sobre la arena con densidad relativa igual a 52%. Se comparan con la respuesta de la arena obtenida a partir del coeficiente de rigidez al giro, K_{θ} , calculado según la Ec. 7-5 y la respuesta obtenida utilizando el coeficiente de reacción de la arena calculado a partir de los ensayos de carga vertical. Los resultados de los ensayos con momento están graficados solo hasta alcanzarse una excentricidad igual a B/6.

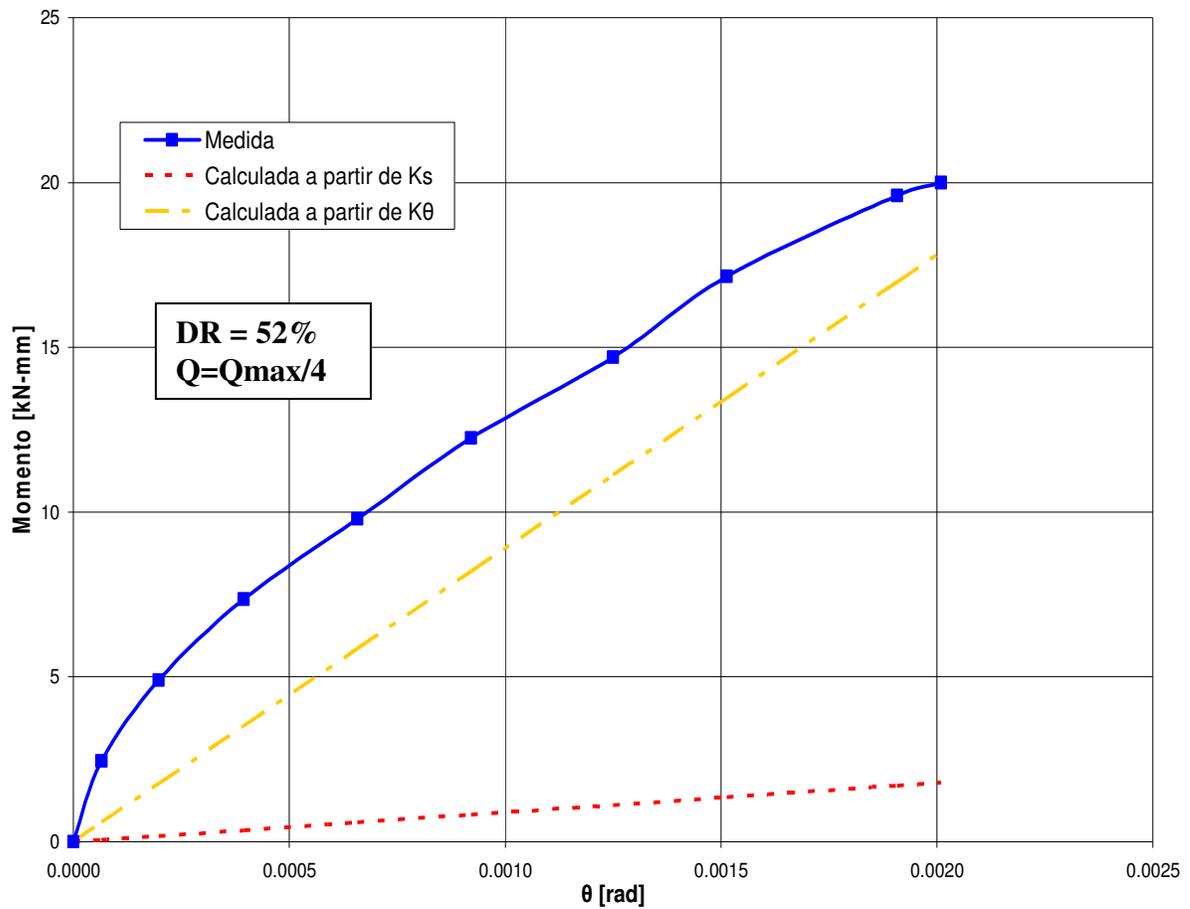


Fig.7-23 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.79 kN (Q_{max}/4) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

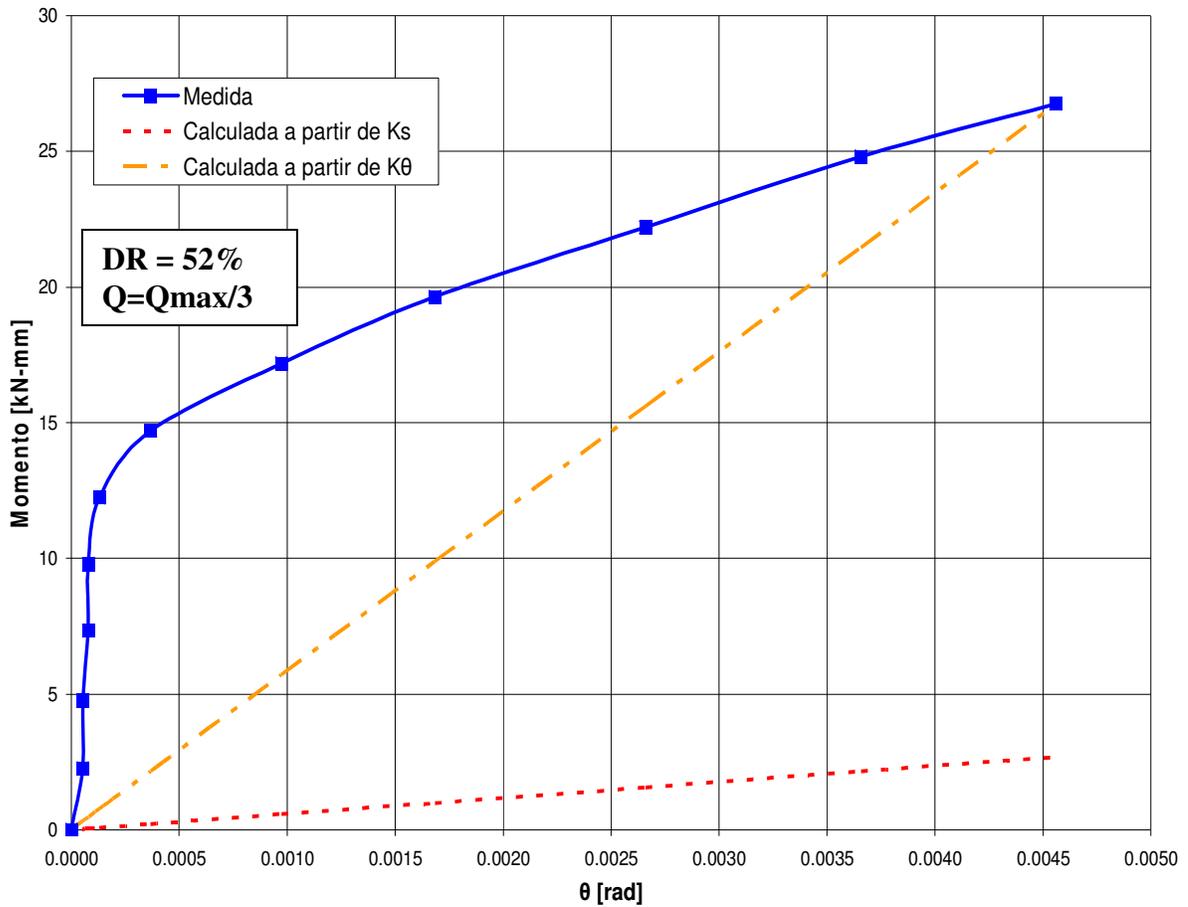


Fig. 7-24 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=1.07 kN (Qmax/3) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

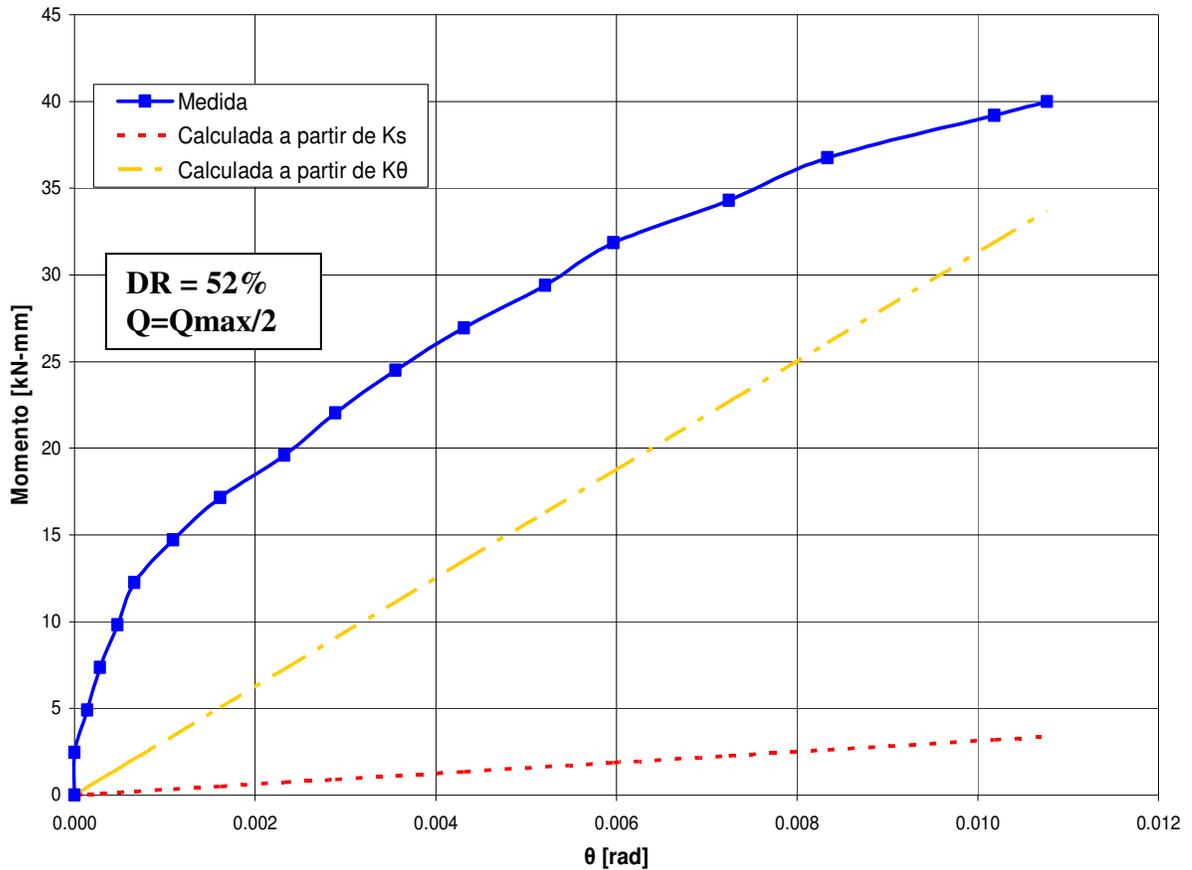


Fig. 7-25 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, $B=15\text{cm}$, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.60\text{ kN}$ ($Q_{\text{max}}/2$) y momento ascendente sobre arena con $DR=52\%$

7.3.3 CASO DE DENSIDAD RELATIVA = 81%

En las Figs.7-26 a 7-28 se presentan los resultados en términos de Momento vs Rotación de los ensayos con momento sobre la arena con densidad relativa igual a 81%. Se comparan con la respuesta de la arena obtenida a partir del coeficiente de rigidez al giro, K_θ , calculado según la Ec. 7-5 y la respuesta obtenida utilizando el coeficiente de reacción de la arena calculado a partir de los ensayos de carga vertical. Los resultados de los ensayos con momento están graficados solo hasta alcanzarse una excentricidad igual a $B/6$.

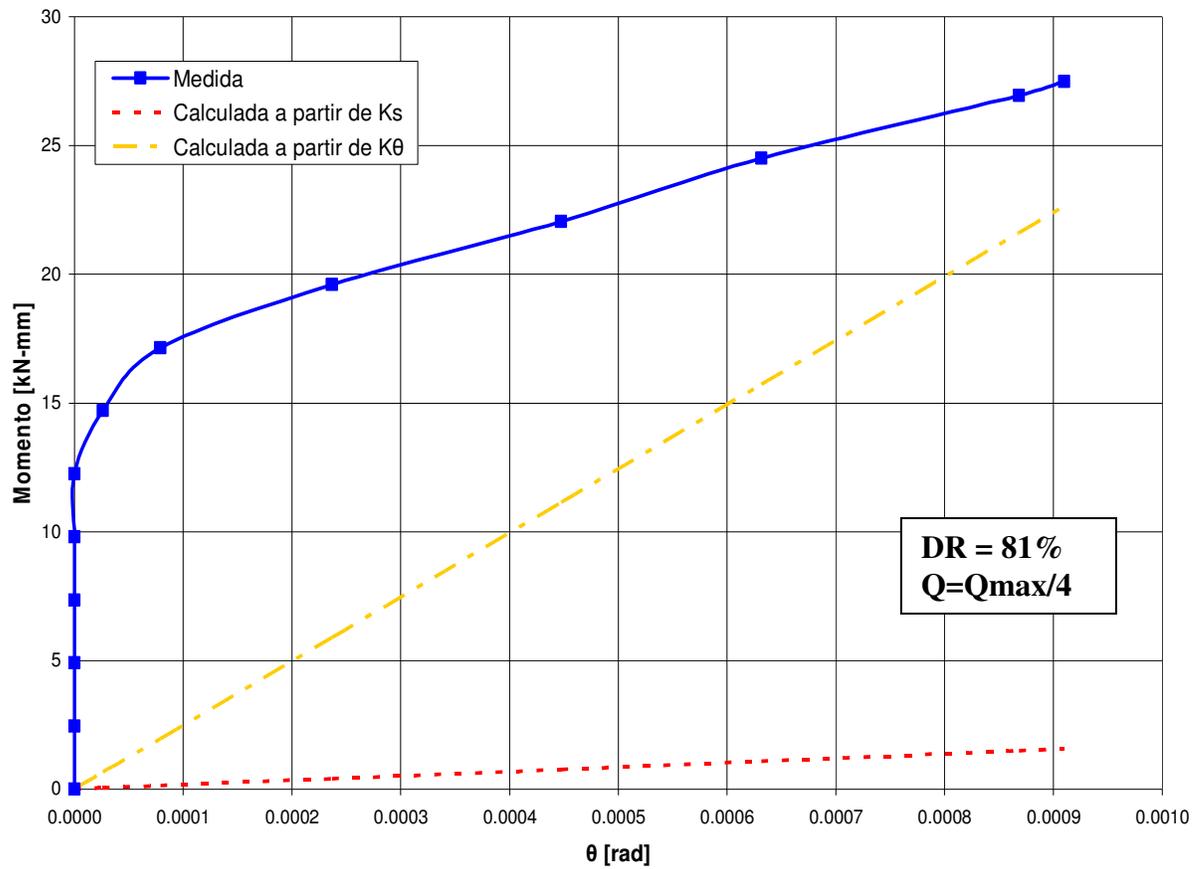


Fig. 7-26 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=1.10 kN (Q_{max}/4) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

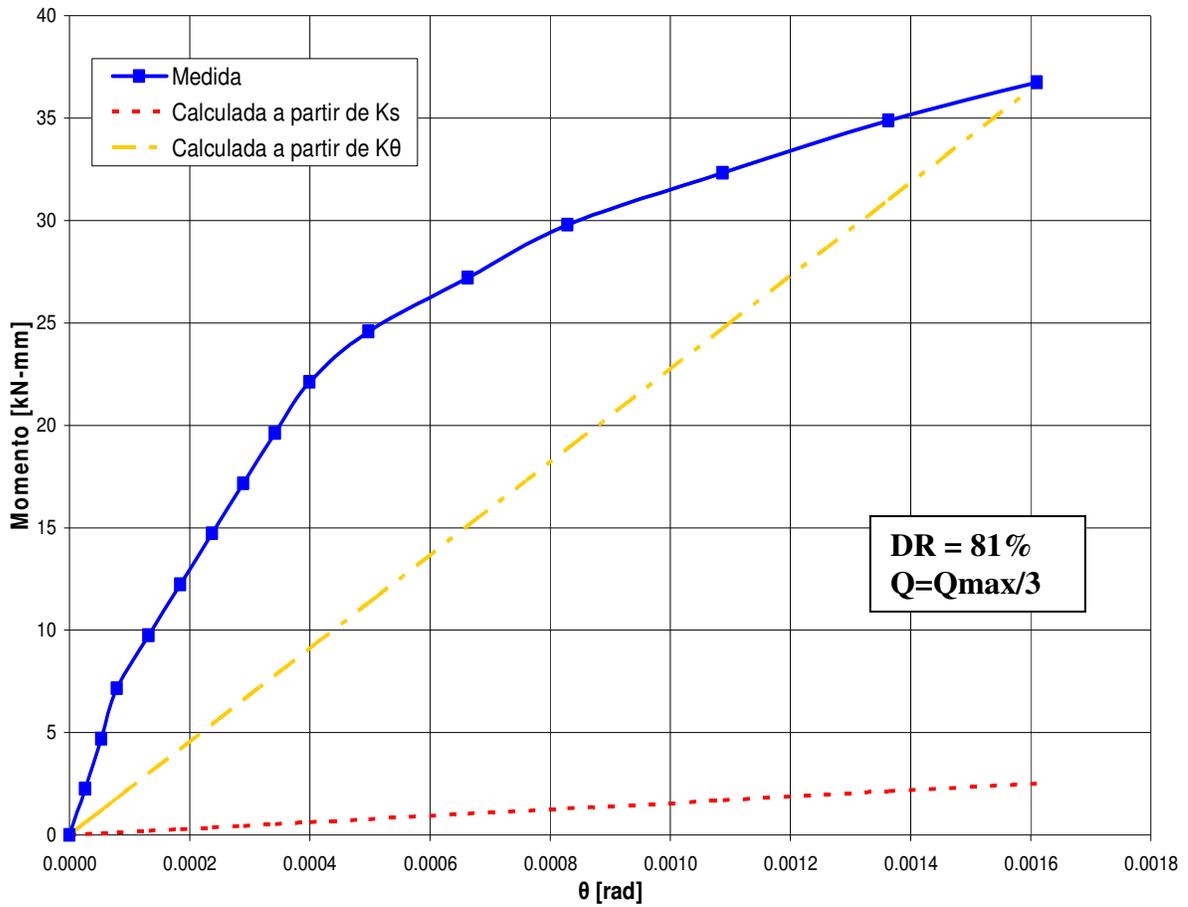


Fig. 7-27 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=1.47 kN (Qmax/3) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

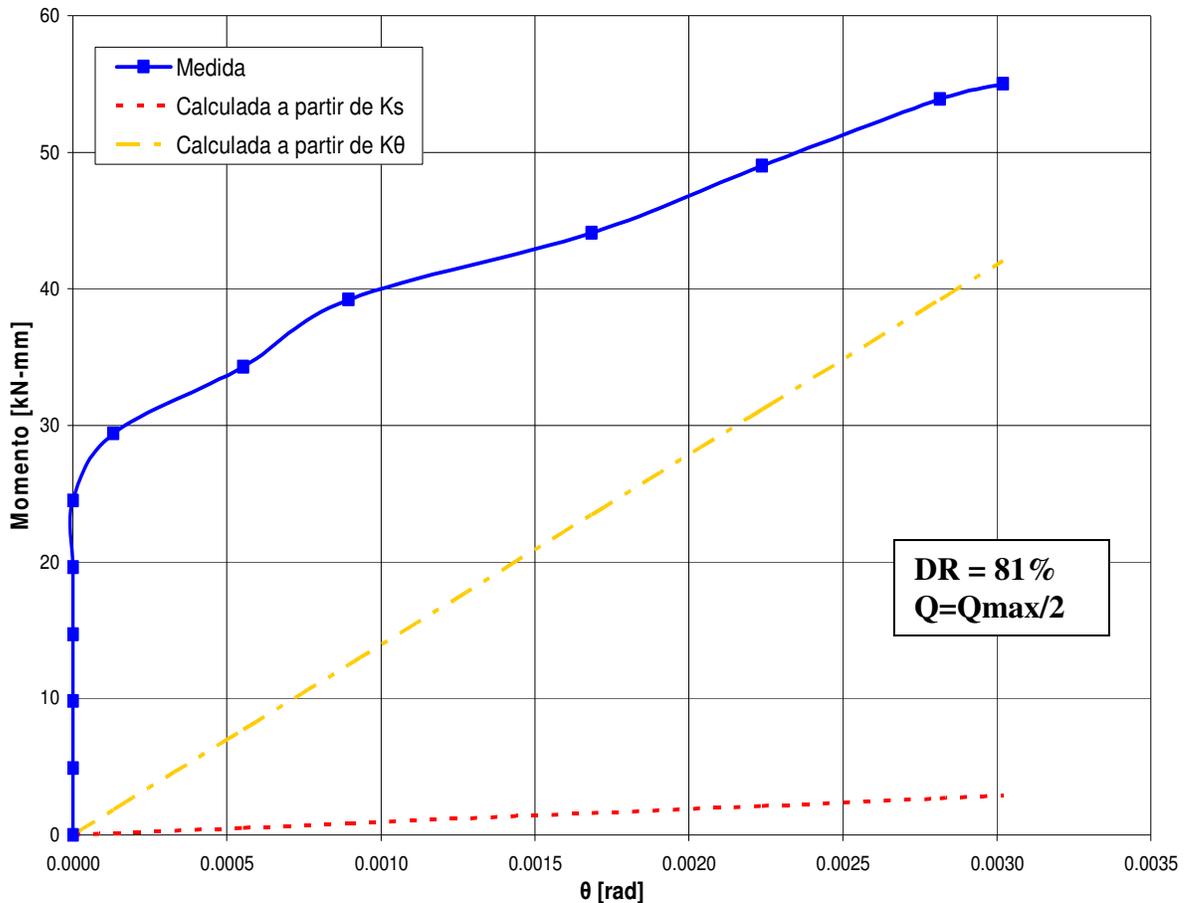


Fig. 7-28 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, $B=15\text{cm}$, solicitada por carga vertical constante, $Q=2.21\text{ kN}$ ($Q_{\text{max}}/2$) y momento ascendente sobre arena con $DR=81\%$

En estos gráficos se puede apreciar que la rotación calculada con el coeficiente de reacción al giro, K_θ , obtenido según la Ec. 7-5 representa en forma mucho menos conservadora la rotación real medida en los ensayos en comparación con la rotación calculada a partir de la representación del suelo como una cama de resortes de rigidez constante ante solicitaciones de momento.

El método propuesto entrega una herramienta de fácil incorporación a las prácticas de diseño estructurales, en las que la representación con resortes lineales es ampliamente utilizada para modelar la resistencia del suelo antes diversas solicitaciones. Sin embargo, puede darse el caso que para proyectos de gran importancia los ingenieros prefieran la utilización de métodos más complejos pero de mayor precisión para el cálculo del asentamiento y rotación de zapatas rígidas sometidas a carga vertical y momento. Con este fin, se propone en el Capítulo 8 un método basado en los resultados obtenidos en este estudio y en las recomendaciones de la AASHTO para el cálculo de zapatas sometidas a carga vertical y momento. La ventaja de este último método es que considera la no linealidad del comportamiento de los suelos ante este tipo de solicitaciones.

Cabe destacar que los ensayos realizados en este estudio, aunque fueron realizados para diferentes densidades relativas no han incluido variables tales como tamaño de la placa, humedad del suelo, tipo de arena, densidades relativas distintas a 22%, 52% y 81%, y profundidad de embebimiento de la placa y por ello los valores numéricos propuestos deben considerarse con cautela en su aplicación a problemas de ingeniería civil y de preferencia apoyados por resultados de ensayos que incluyan las variables mencionadas.

CAPÍTULO 8 METODO PROPUESTO PARA OBTENER EL ASENTAMIENTO Y ROTACIÓN DE ZAPATAS RÍGIDAS EN ARENA SOLICITADAS POR CARGA VERTICAL Y MOMENTO

Para una zapata rectangular, de lado B_0 en la dirección de aplicación del momento y lado L_0 en la dirección perpendicular a la aplicación del momento, ubicada sobre arena, solicitada inicialmente por una carga vertical centrada constante, Q , y posteriormente por un momento, M , se propone aquí un modelo para estimar el asentamiento que sufrirá la zapata en su centro de gravedad y la rotación de esta respecto de la horizontal. El procedimiento propuesto consta de dos pasos:

- (1) Estimación del asentamiento inicial provocado por la aplicación de la carga vertical centrada.
- (2) Estimación del asentamiento final del centro de gravedad de la zapata y de la rotación, como resultado de la aplicación de momento.

Dado que los resultados obtenidos a partir del método son comparados solo con los resultados obtenidos en los ensayos realizados en este estudio, éste debe ser considerado solo como una recomendación cuya validez para el diseño geotécnico de zapatas dependerá de más estudios que incluyan factores como el tamaño y forma de la zapata, además de una mayor gama de tipos de arenas y densidades relativas.

8.1 ESTIMACIÓN DEL ASENTAMIENTO INICIAL

A partir de los resultados obtenidos de ensayos de placa de carga, realizados con una placa cuadrada de lado B , se puede estimar el asentamiento inicial, δ_i , que sufrirá la zapata a partir de los resultados de un ensayo de placa de carga cuadrada realizado in-situ siguiendo los siguientes pasos:

- 1.- Ajustar una curva hiperbólica del tipo:

$$q(\delta) = \frac{a \times \delta}{b + \delta} \quad (\text{Ec. 8-1})$$

donde,

q = carga vertical uniformemente distribuida de la placa de carga

δ = asentamiento medido de la placa de carga

- 2.- Para $q_0 = P/(B_0 \times L_0)$ se procede a evaluar la función obtenida en el paso 1, despejando δ .
- 3.- Finalmente se obtiene el valor estimado del asentamiento de la zapata, δ_i , como:

$$\delta_i = \delta \times \frac{B_o \times L_o}{B^2} \quad (\text{Ec.8-2})$$

La relación anterior se basa en los resultados de los estudios realizados por Briaud and Gibbens (1999) y Smith (2004), mencionados en 3.1, donde concluyeron, usando los resultados obtenidos de ensayos de placa de carga vertical centrada, que se puede obtener una relación que puede ser considerada independiente del tamaño de la placa de carga. Dicha relación nos permite utilizar los resultados de ensayos de placa de carga vertical de un determinado tamaño para calcular, en forma aproximada, los asentamientos en el diseño de zapatas de dimensiones mayores sin necesidad de conocer las propiedades elásticas de la arena (E_s y μ).

8.2 ESTIMACIÓN DEL ASENTAMIENTO FINAL Y LA ROTACIÓN

A partir de la reducción del área efectiva de la zapata considerada por la AASHTO descrita en 2.7 se propone el siguiente método para calcular el asentamiento final del centro de gravedad de la zapata y la rotación de ésta respecto de la horizontal:

1.- Según la AASHTO, en el diseño geotécnico de la zapata solicitada por carga vertical centrada y momento en una de sus direcciones, debemos considerar un área efectiva de lados B_o' y L_o (Fig. 8-1), donde:

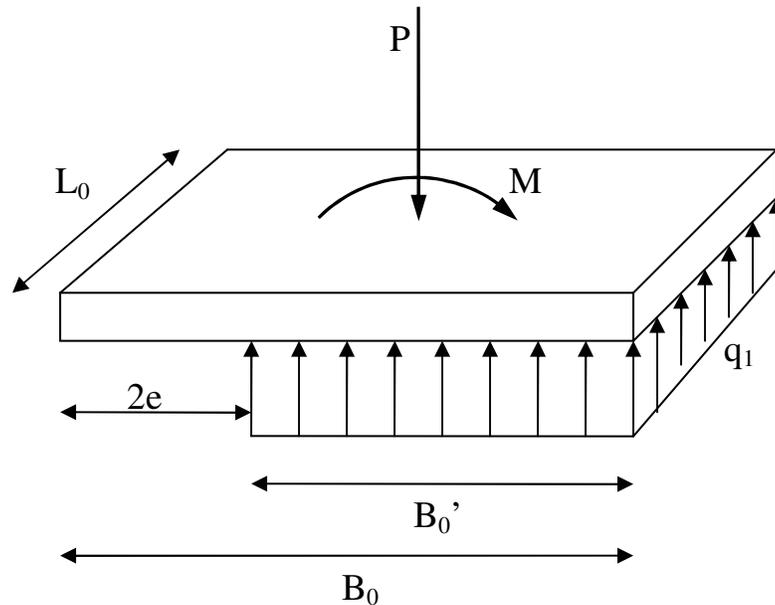


Fig.8-1 Área efectiva a ser considerada en el diseño geotécnico de la zapata

$$B_o' = B_o - 2e \quad (\text{Ec.8-3})$$

$$e = M / P \quad (\text{Ec.8-4})$$

$$q_1 = q_0 \times (B_o/B_o') \quad (\text{Ec.8-5})$$

2.- A partir del área de la zapata equivalente calculamos el asentamiento correspondiente a la zapata equivalente, δ_1 , en forma análoga a lo realizado para la estimación del asentamiento inicial, resultando:

$$\delta_1 = \delta \times \frac{B_0 \times L_0}{B^2} \quad (\text{Ec.8-6})$$

3.- Para la estimación del asentamiento final, δ_f y la rotación de la zapata, θ_f , se supondrá que, una vez cargada verticalmente, la zapata responderá al momento rotando con respecto al punto de contacto menos comprimido de la zapata, considerando así lo revelado por los ensayos realizados en este estudio. El asentamiento δ_1 calculado en el paso 2, se supondrá que toma lugar en el punto de la zapata ubicado a una distancia igual a 2 veces la excentricidad resultante de la carga, e , del borde más solicitado (Fig. 8-2).

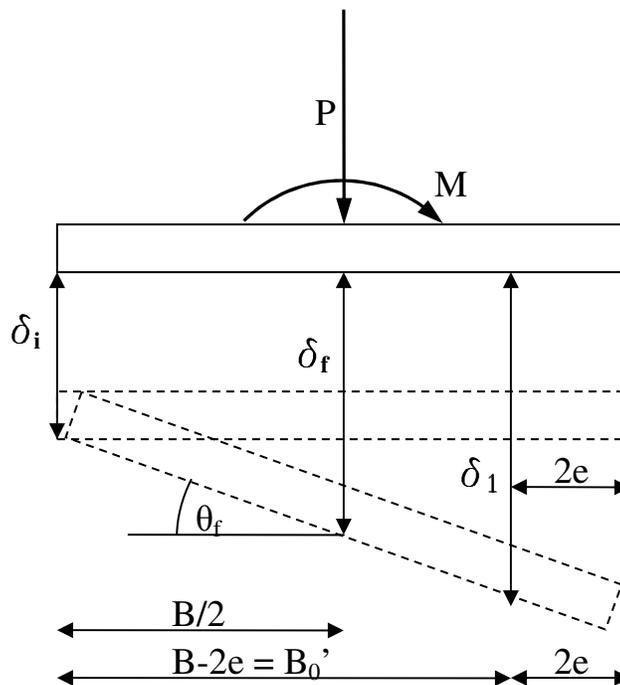


Fig.8-2 Esquema de la respuesta estimada, usando el método propuesto, de una zapata rectangular o cuadrada solicitada por carga vertical y momento.

Con esto, podemos calcular el asentamiento final y la rotación de la zapata Según las Ecs.8-7 y 8-8 respectivamente:

$$\delta_f = \delta_i + (\delta_1 - \delta_i) \times \frac{B_0 / 2}{B_0 - 2e} \quad (\text{Ec.8-7})$$

$$\theta_f = \arctg\left(\frac{\delta_1 - \delta_i}{B_0 - 2e}\right) \quad (\text{Ec.8-8})$$

8.3 COMPARACIÓN CON ENSAYOS

8.3.1 CARGA VERTICAL CENTRADA

En las Figs.8-3 a 8-5 se presentan los resultados de los ensayos de placa de carga vertical para las arenas de densidad relativa igual a 22%, 52% y 81% respectivamente. Adicionalmente se muestra en cada gráfico una curva hiperbólica ajustada a los datos obtenidos del ensayo, la cual es utilizada en el método propuesto. La ecuación correspondiente a cada curva se muestra también en los gráficos.

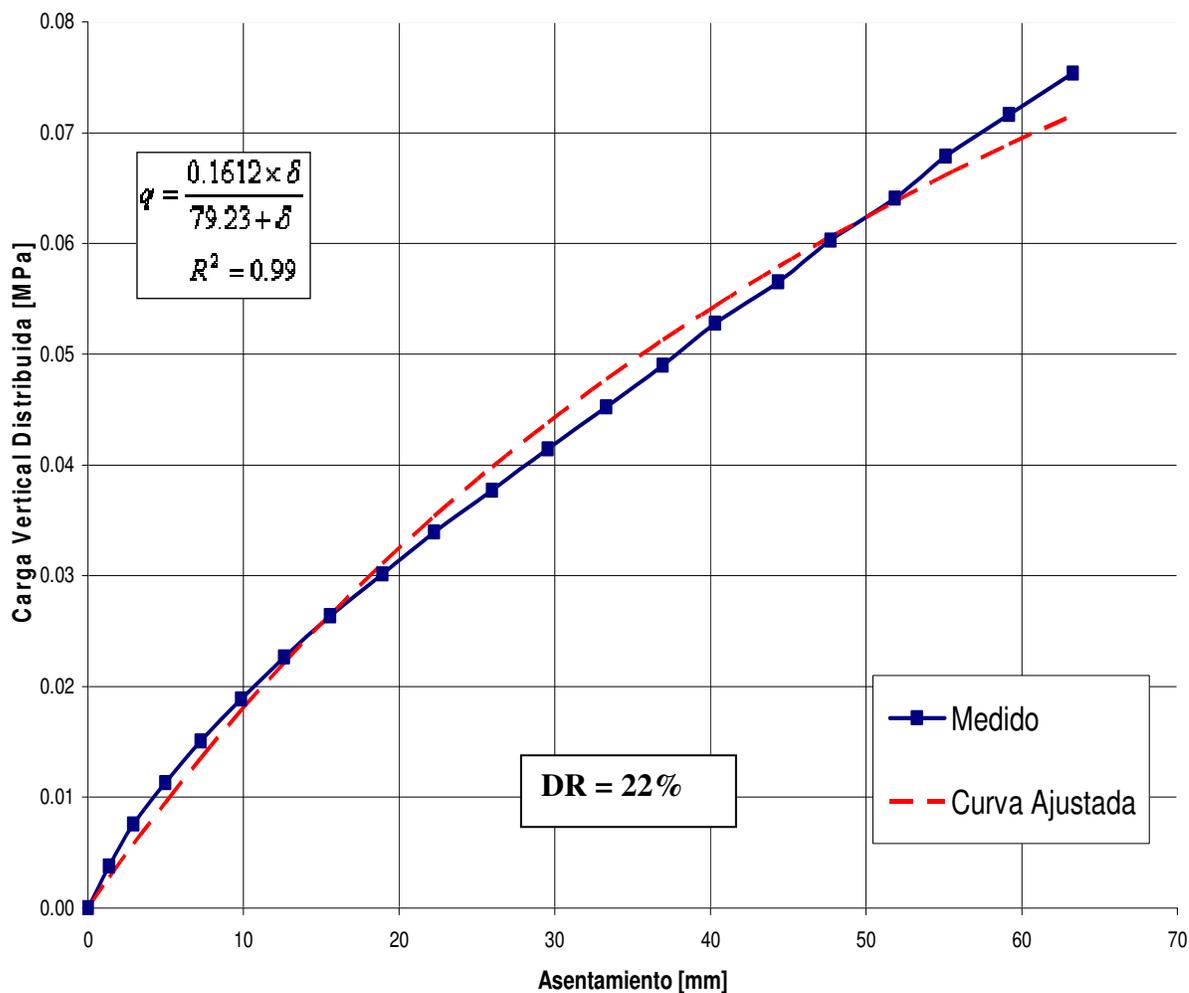


Fig. 8-3 Resultados de ensayo de placa de carga vertical centrada en arena con DR=22%

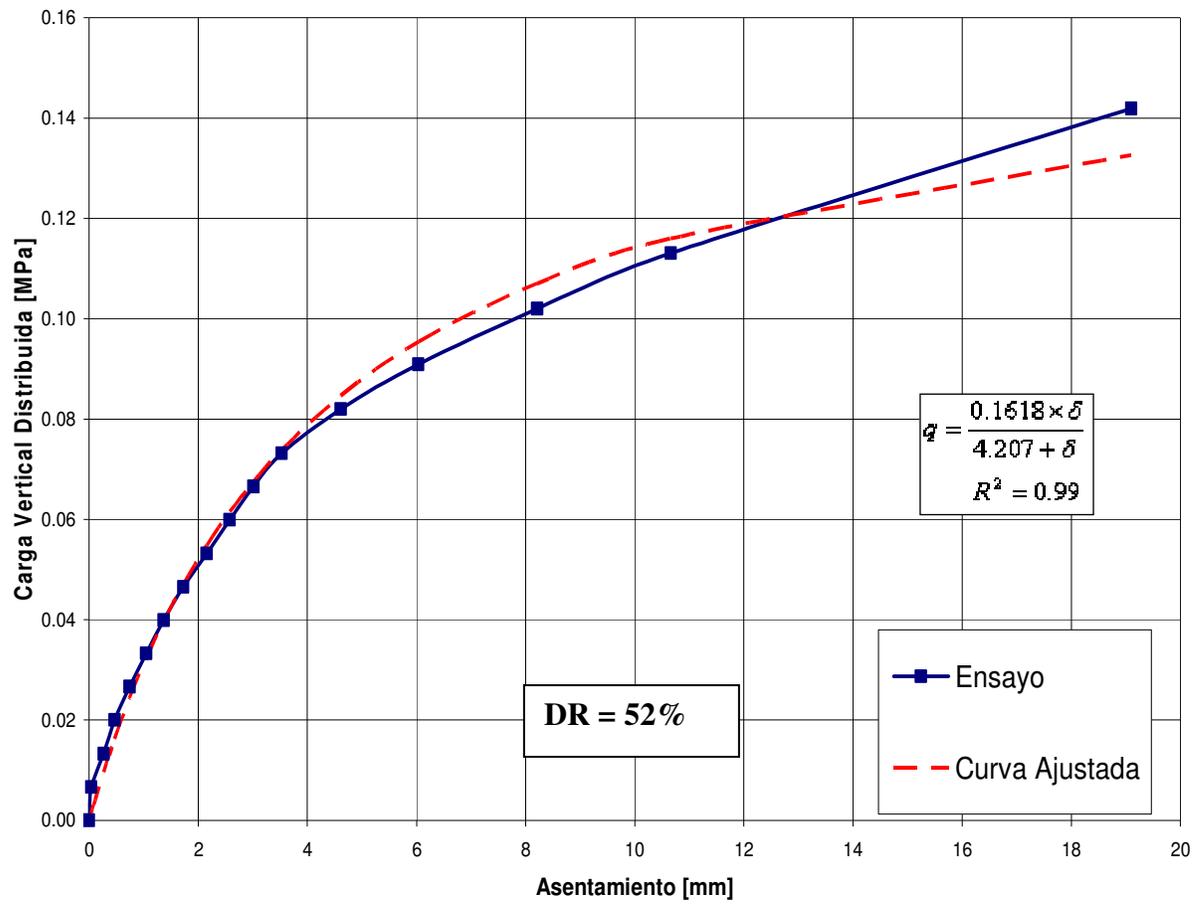


Fig.8-4 Resultados de ensayo de placa de carga vertical centrada en arena con DR=52%

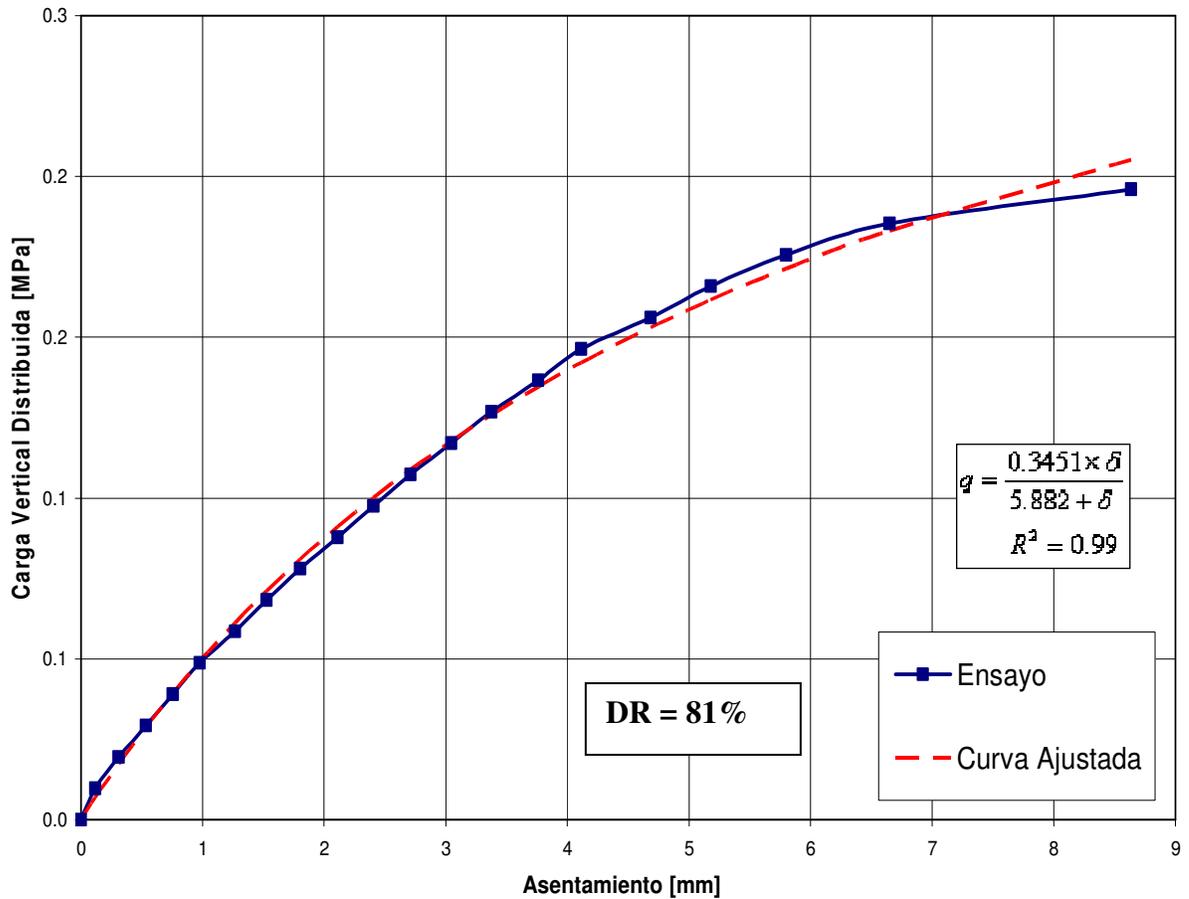


Fig.8-5 Resultados de ensayo de placa de carga vertical centrada en arena con DR=81%

8.3.2 CARGA VERTICAL Y MOMENTO

ANGULO DE ROTACIÓN

En las Figs.8-6 a 8-14 se presentan los resultados en términos de Momento vs Rotación de los ensayos de placa de carga con momento sobre la arena con distintas densidades relativas. Además se muestra en los gráficos la respuesta calculada a partir del método propuesto. Los gráficos corresponden solo a los niveles de momento hasta alcanzar una excentricidad igual a B/6.

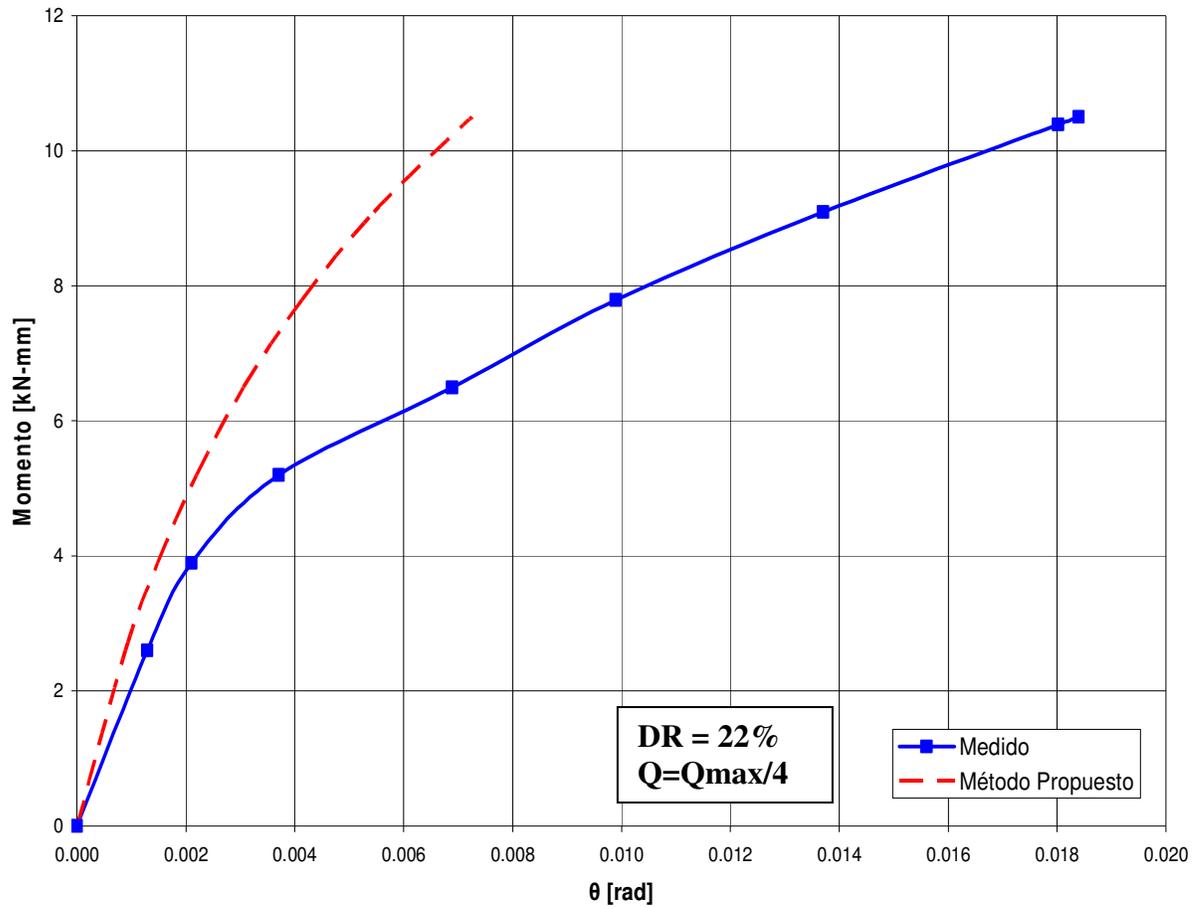


Fig.8-6 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=0.42$ kN ($Q_{max}/4$) y momento ascendente sobre arena con $DR=22\%$

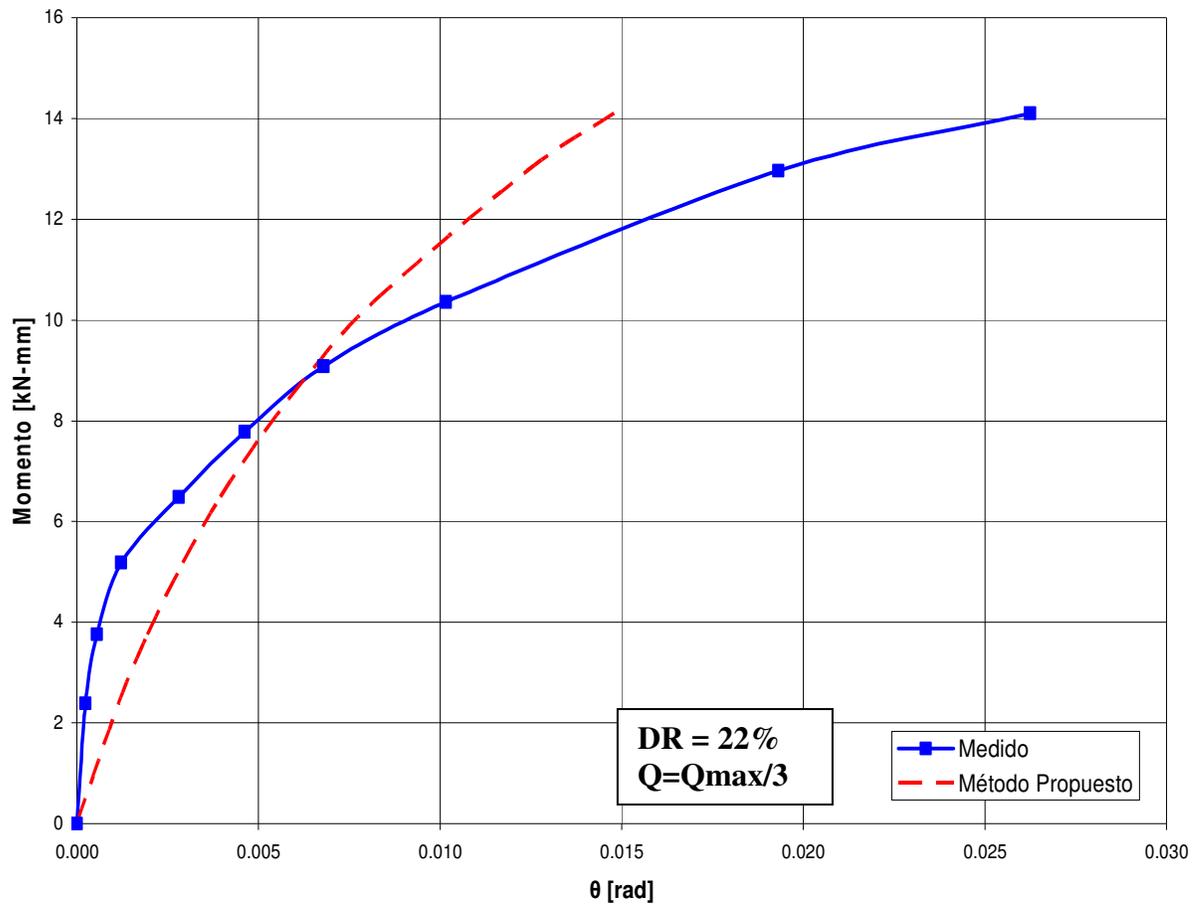


Fig.8-7 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=0.56$ kN ($Q_{max}/3$) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

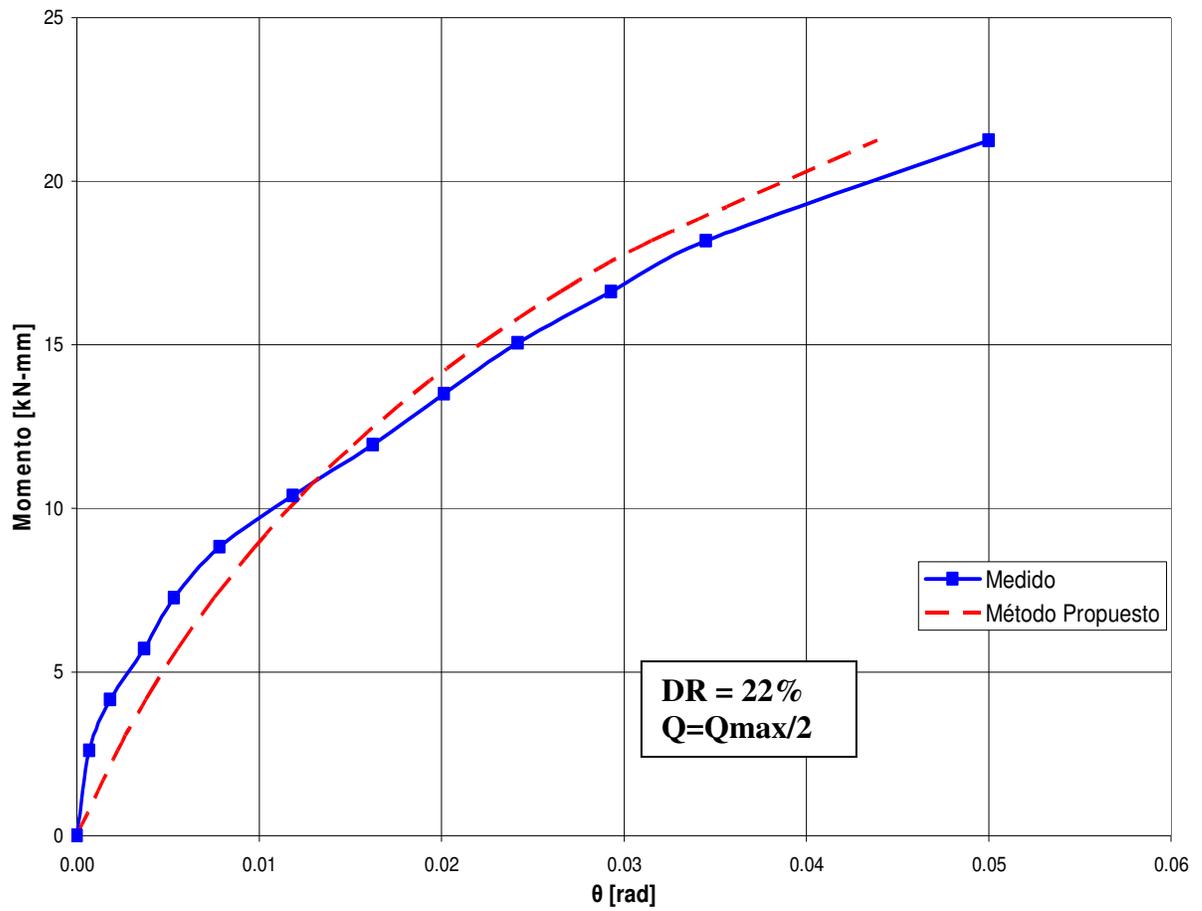


Fig.8-8 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.85 kN (Q_{max}/2) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

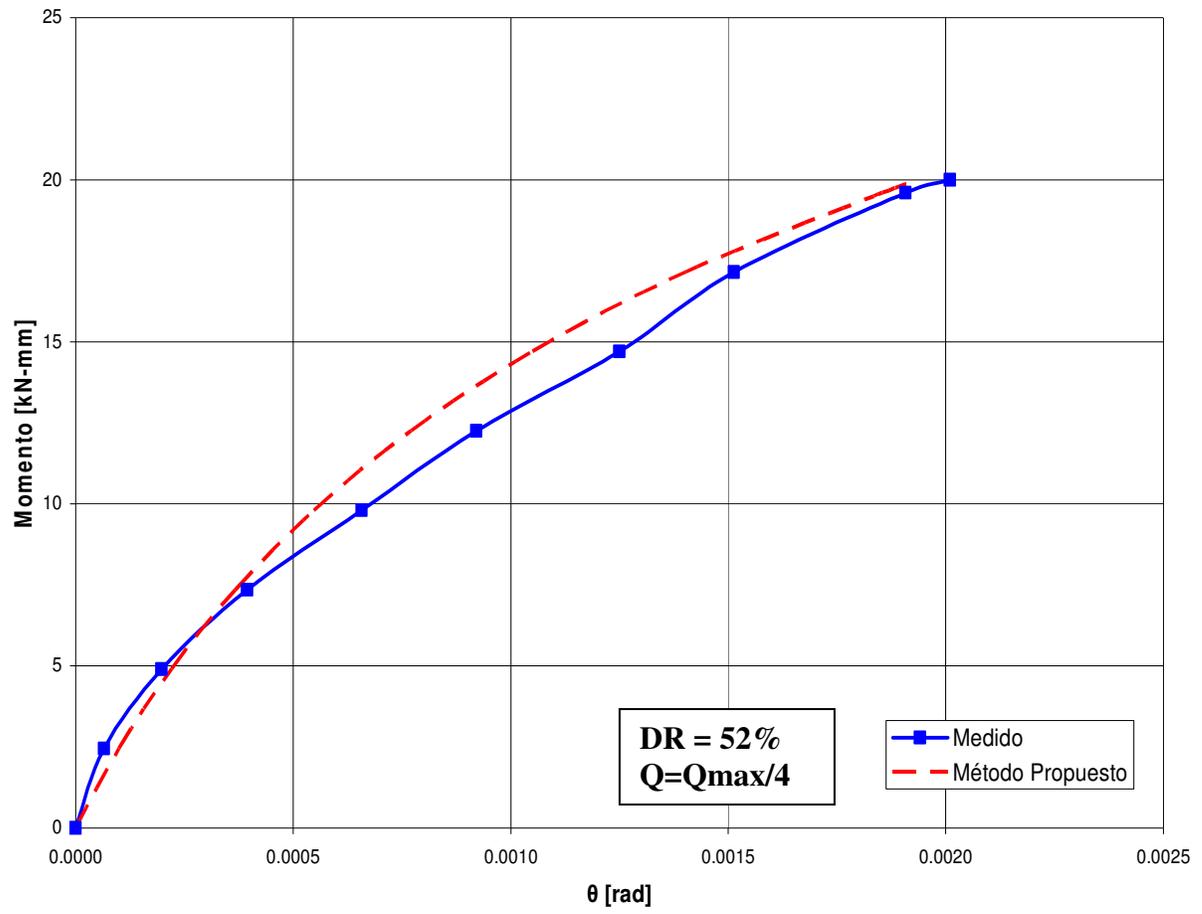


Fig. 8-9 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=0.79$ kN ($Q=Q_{max}/4$) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

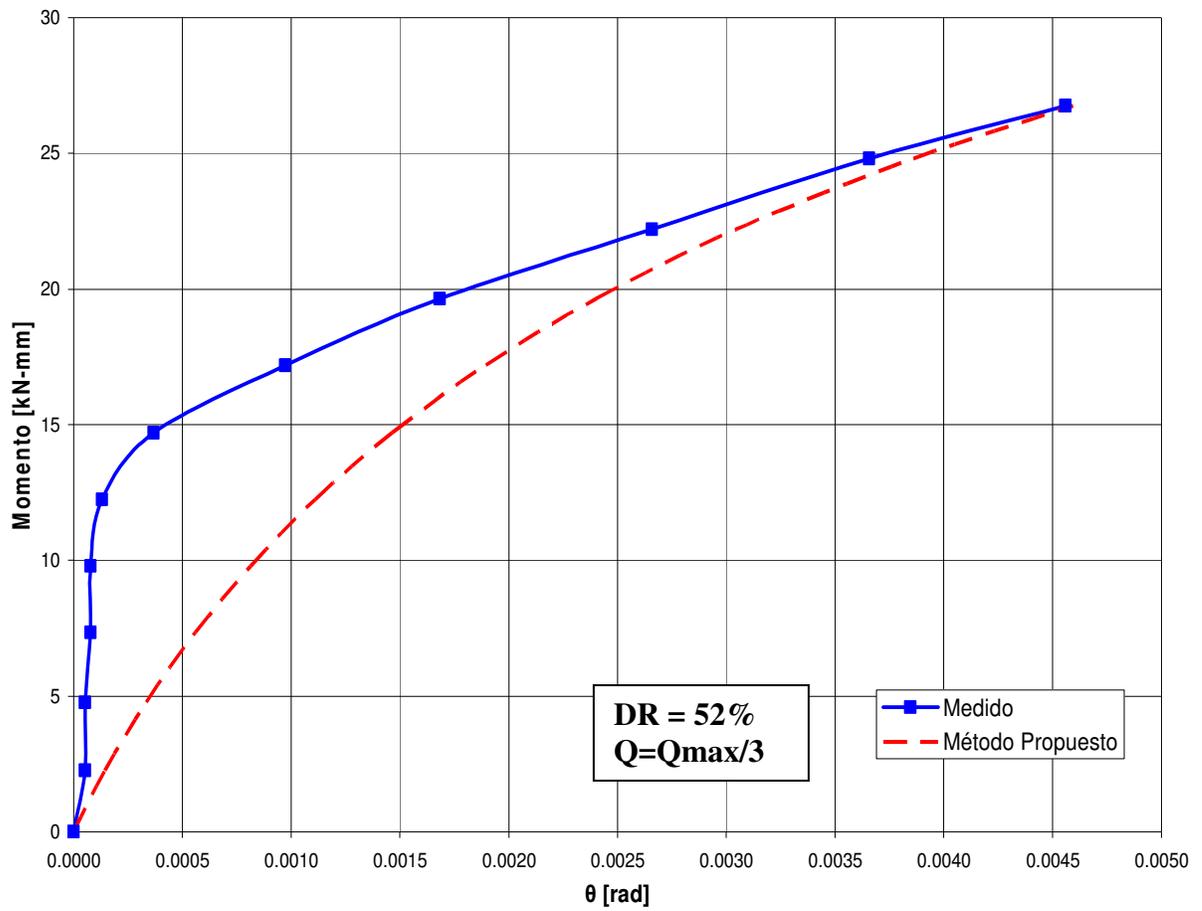


Fig. 8-10 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.07$ kN ($Q_{max}/3$) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

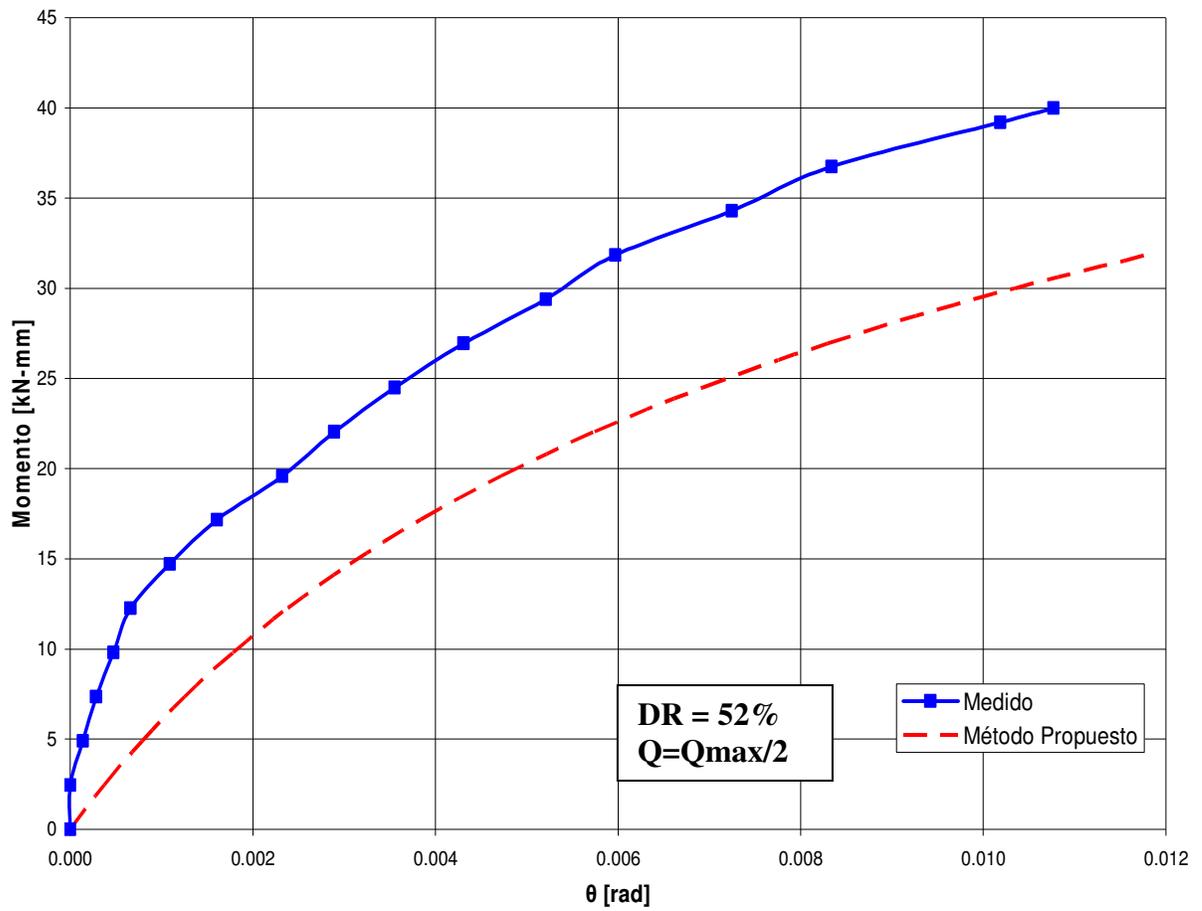


Fig. 8-11 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, $B=15\text{cm}$, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.60\text{ kN}$ ($Q_{max}/2$) y momento ascendente sobre arena con $DR=52\%$

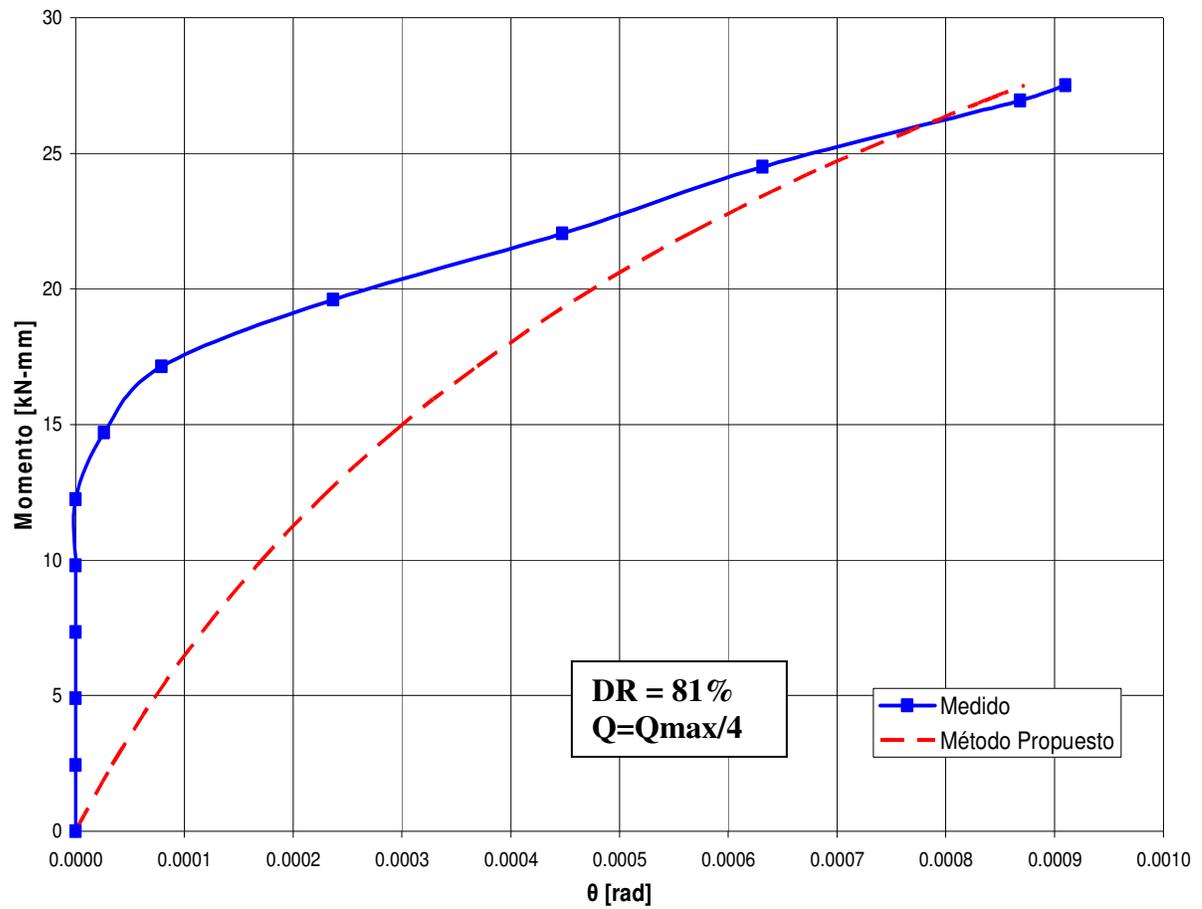


Fig. 8-12 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.10$ kN ($Q_{max}/4$) y momento ascendente sobre arena con $DR=81\%$

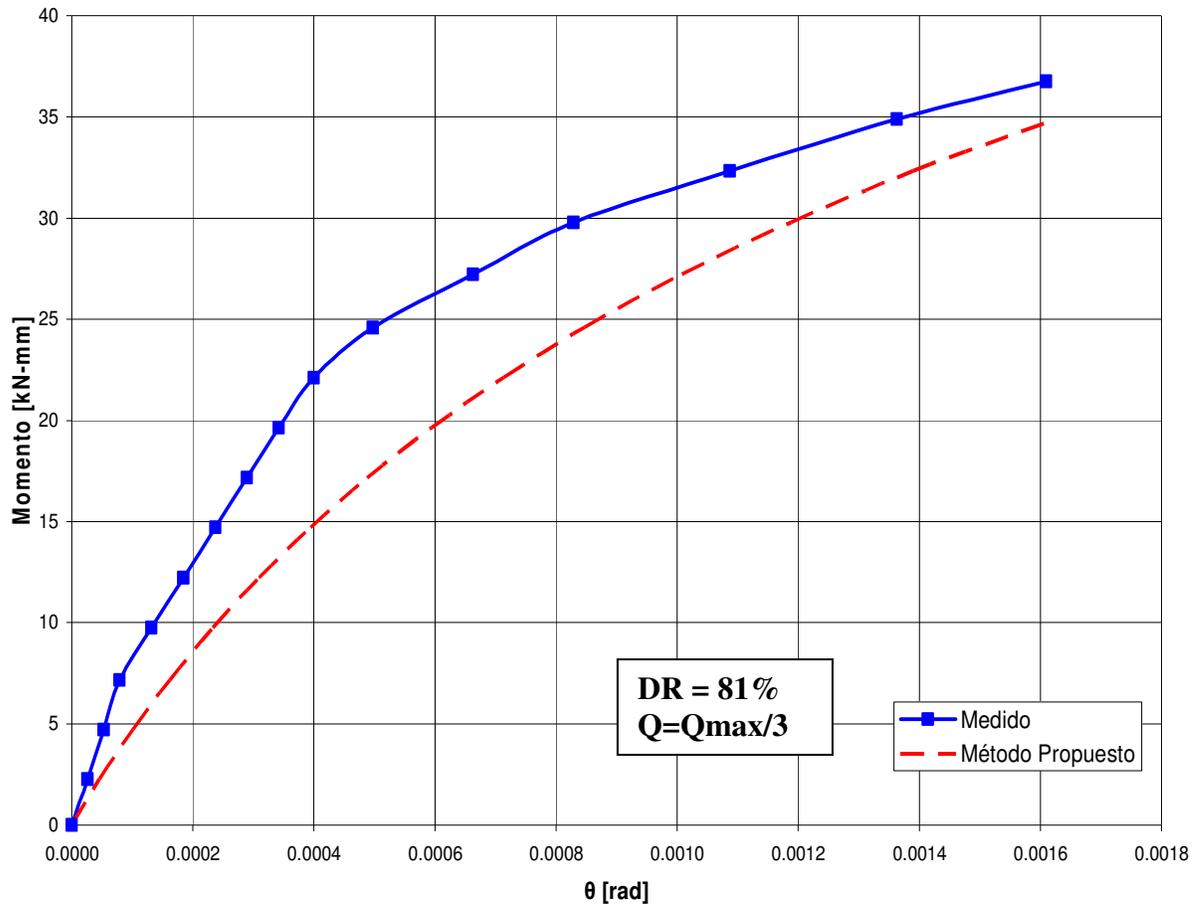


Fig. 8-13 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.47$ kN ($Q_{max}/3$) y momento ascendente sobre arena con $DR=81\%$

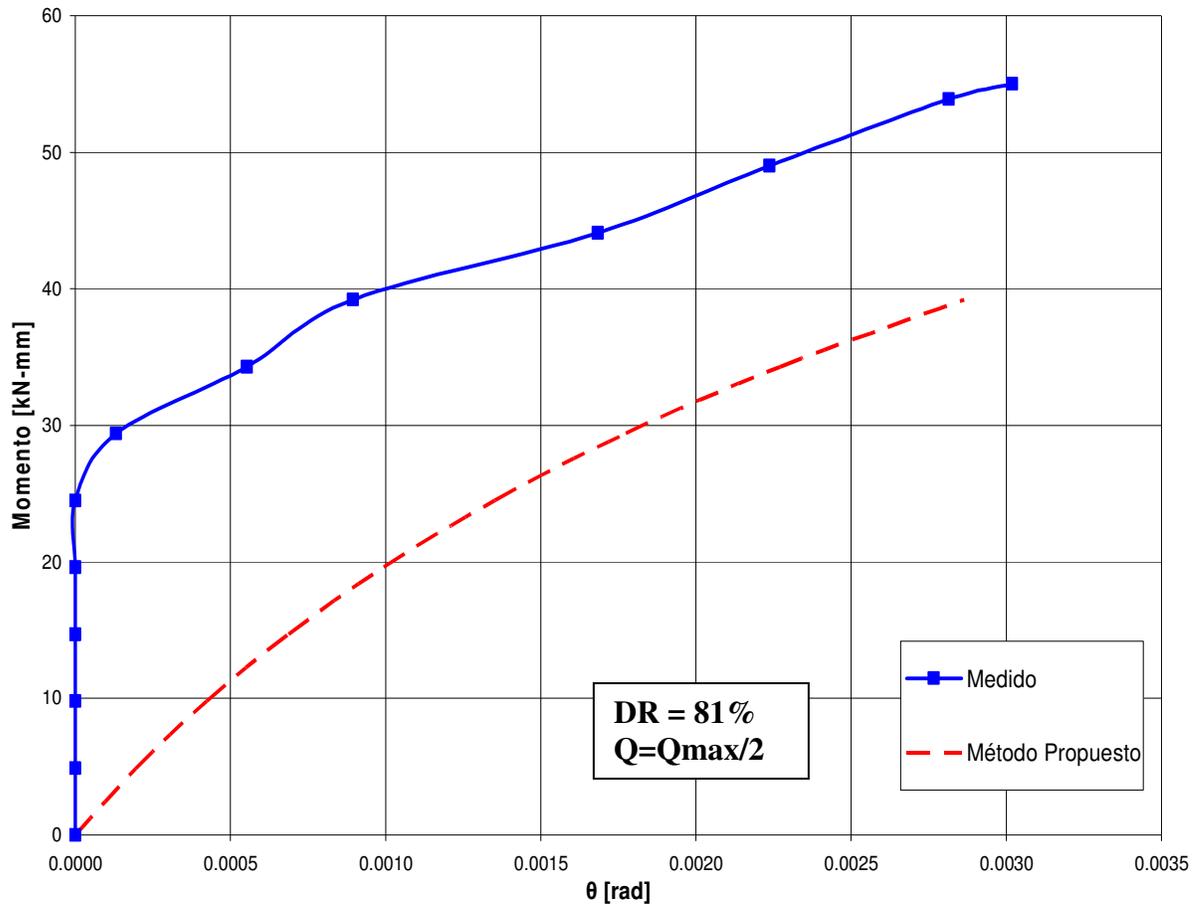


Fig. 8-14 Relación Momento – Rotación de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=2.21$ kN ($Q_{max}/2$) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

ASENTAMIENTO DEL CENTRO DE LA PLACA

En las Figs.8-15 a 8-23 se presentan los resultados en términos de Momento vs Asentamiento del centro de la placa de los ensayos de placa de carga con momento sobre la arena con distintas densidades relativas. Además se muestra en los gráficos el asentamiento calculado a partir del método propuesto. Los gráficos corresponden solo a los niveles de momento hasta alcanzar una excentricidad igual a $B/6$.

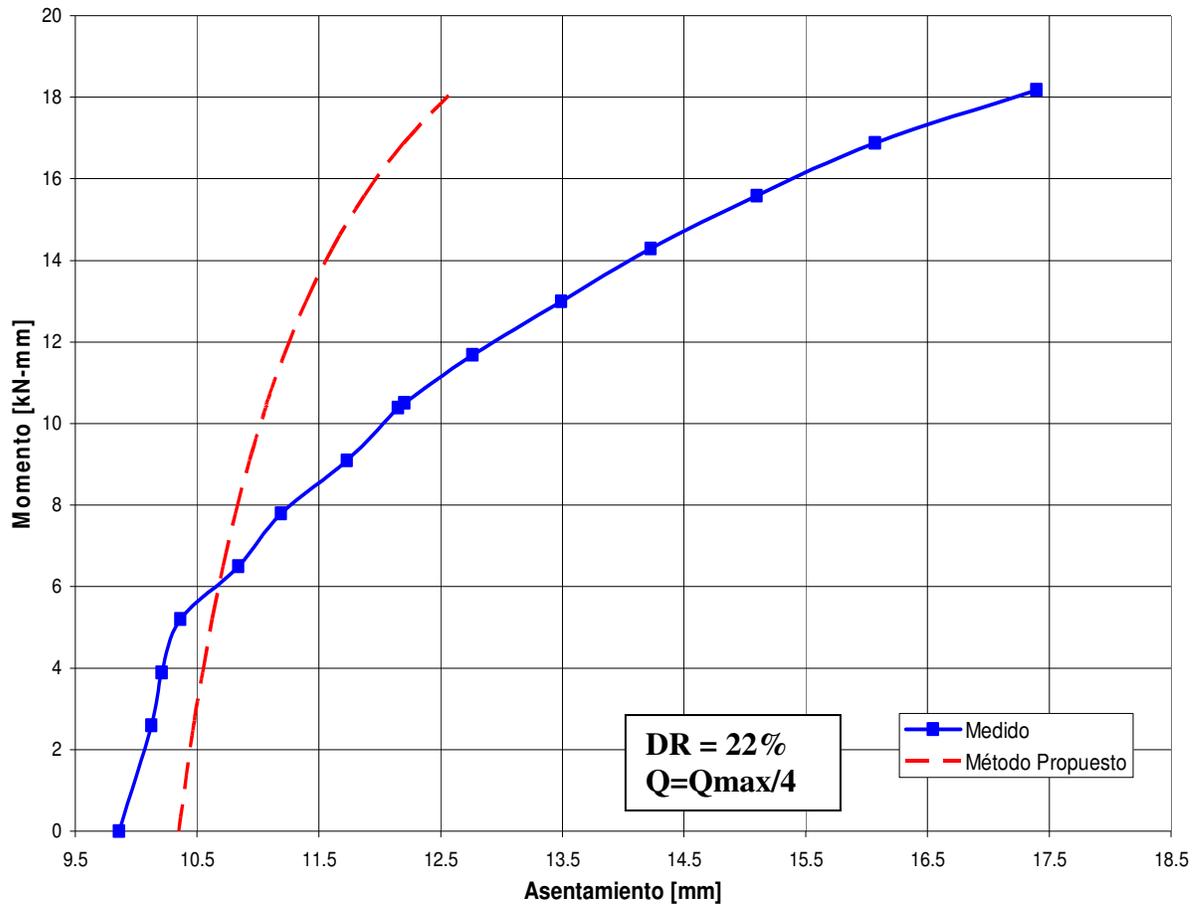


Fig.8-15 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.42 kN (Qmax/4) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

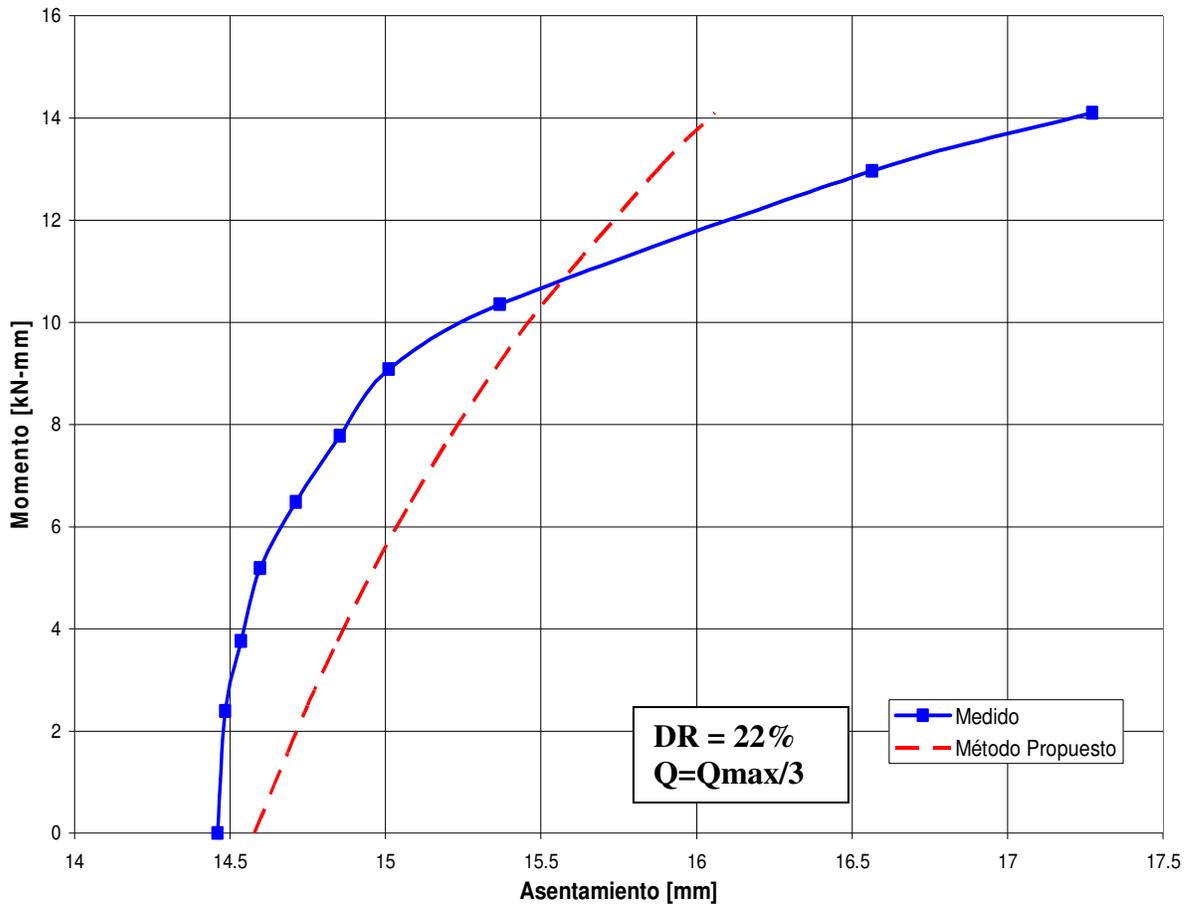


Fig.8-16 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=0.56 kN (Qmax/3) y momento ascendente sobre arena con DR=22%

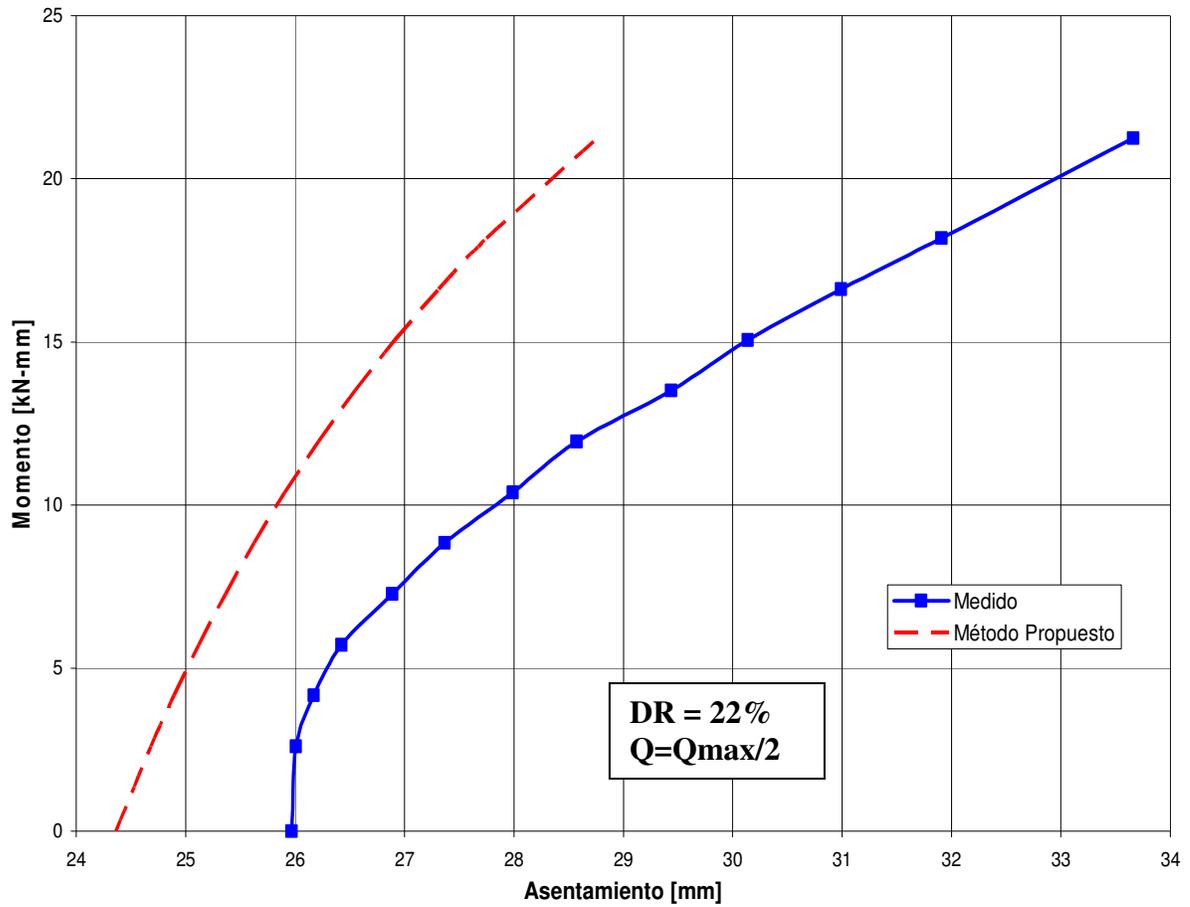


Fig.8-17 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=0.85$ kN ($Q_{max}/2$) y momento ascendente sobre arena con $DR=22\%$

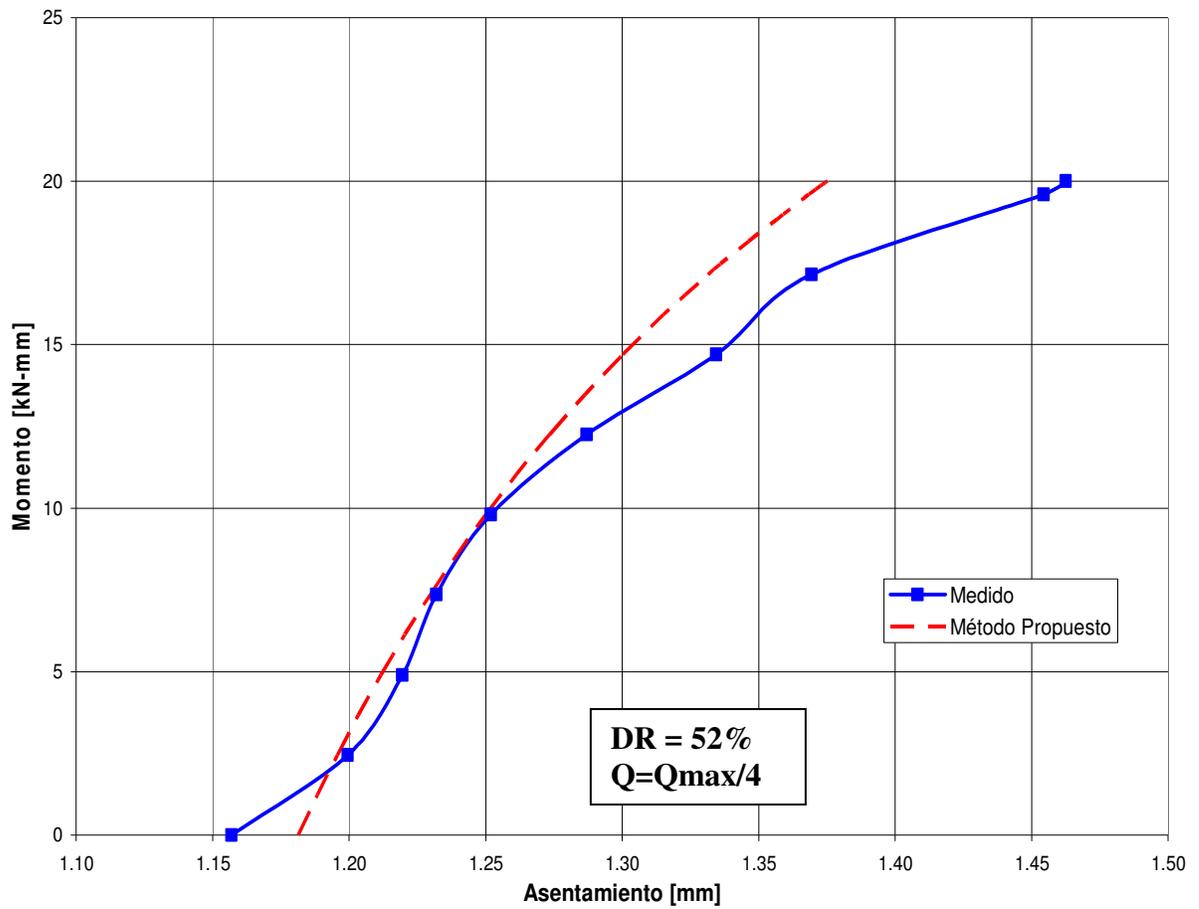


Fig. 8-18 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=0.79$ kN ($Q_{max}/4$) y momento ascendente sobre arena con DR=52%

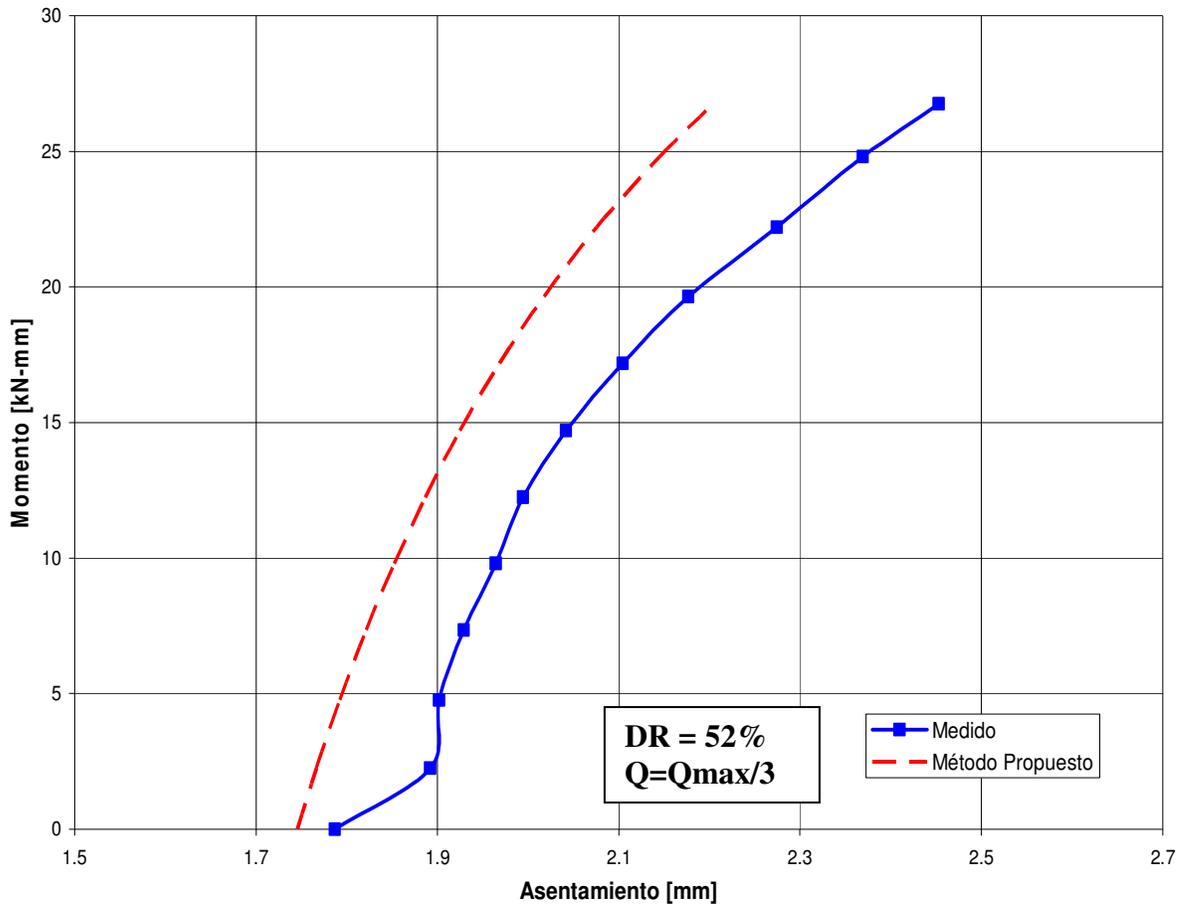


Fig. 8-19 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, $B=15\text{cm}$, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.07\text{ kN}$ ($Q_{max}/3$) y momento ascendente sobre arena con $DR=52\%$

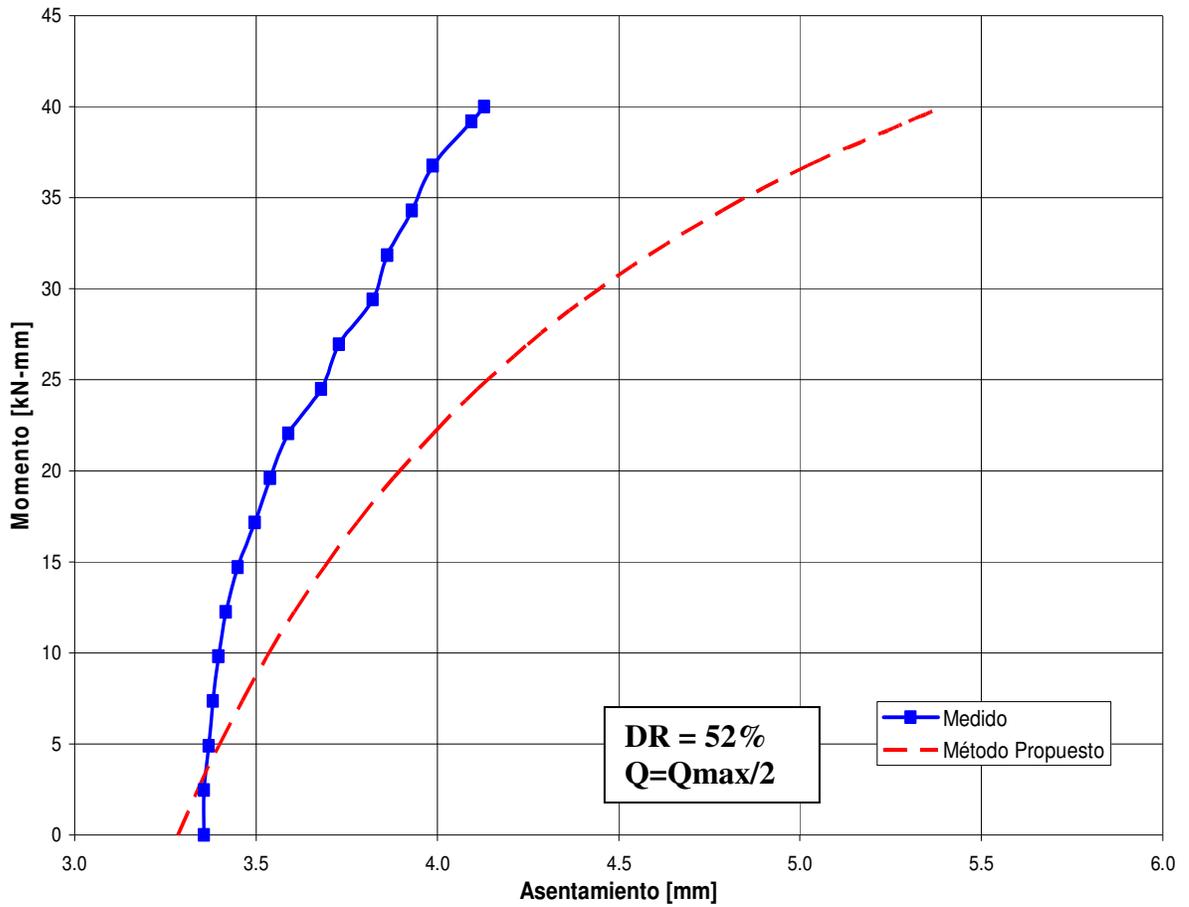


Fig. 8-20 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, $B=15\text{cm}$, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.60\text{ kN}$ ($Q_{max}/2$) y momento ascendente sobre arena con $DR=52\%$

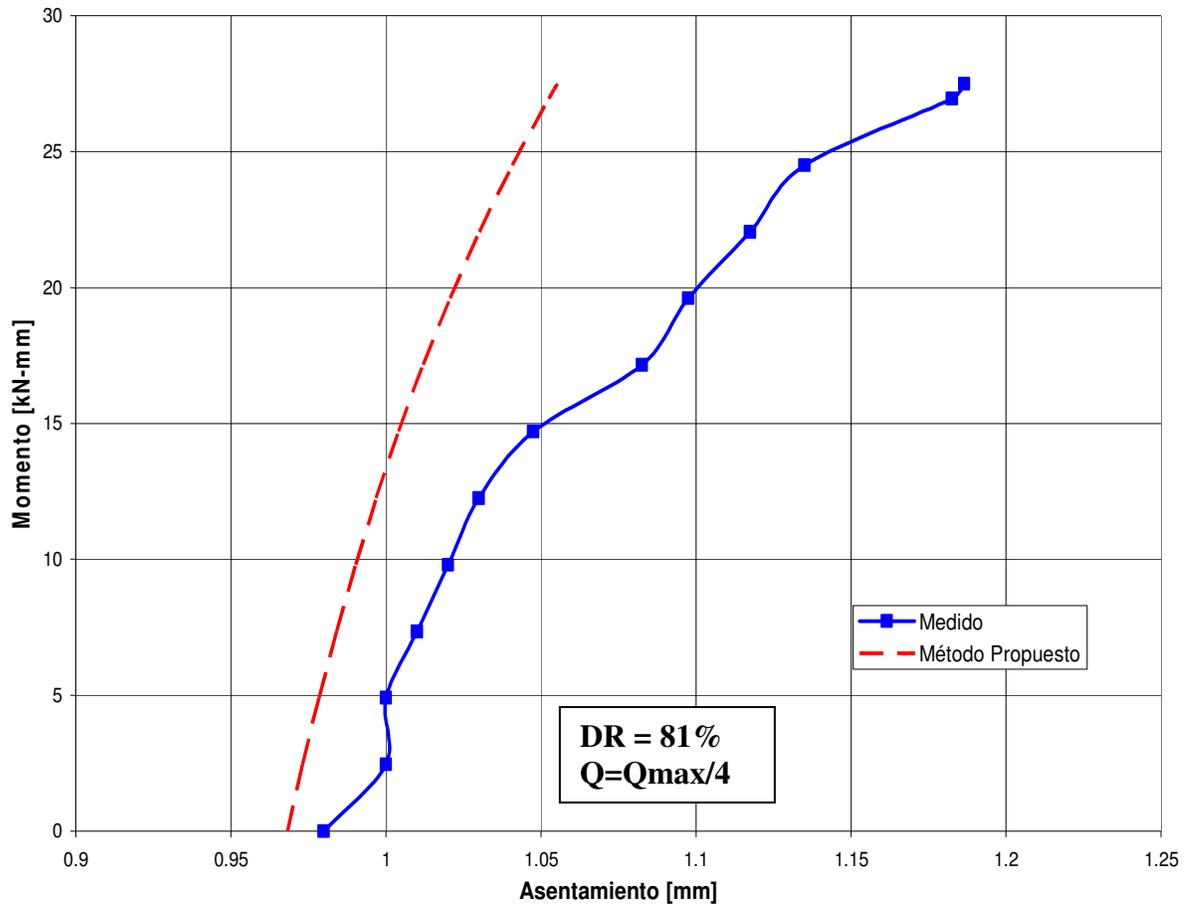


Fig. 8-21 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, Q=1.10 kN (Qmax/4) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

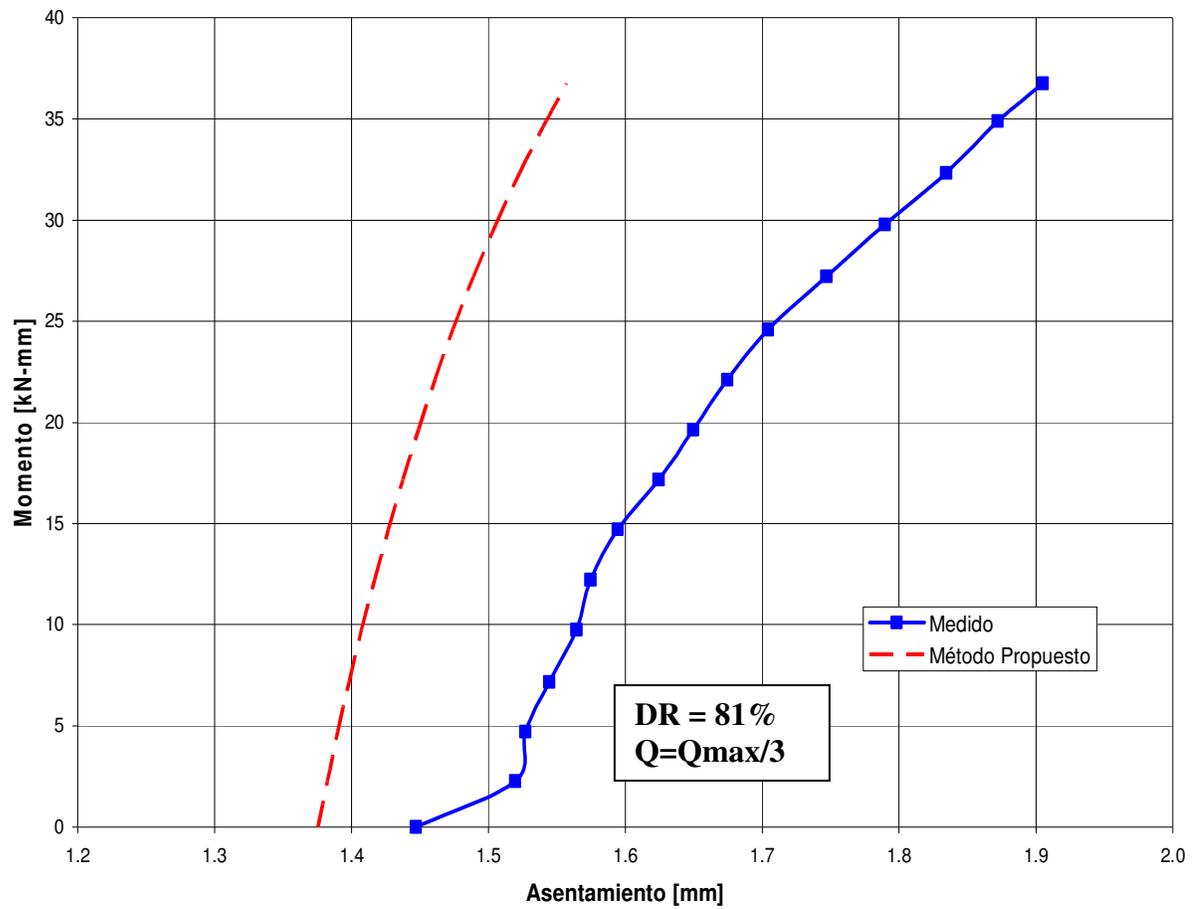


Fig. 8-22 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=1.47$ kN ($Q_{max}/3$) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

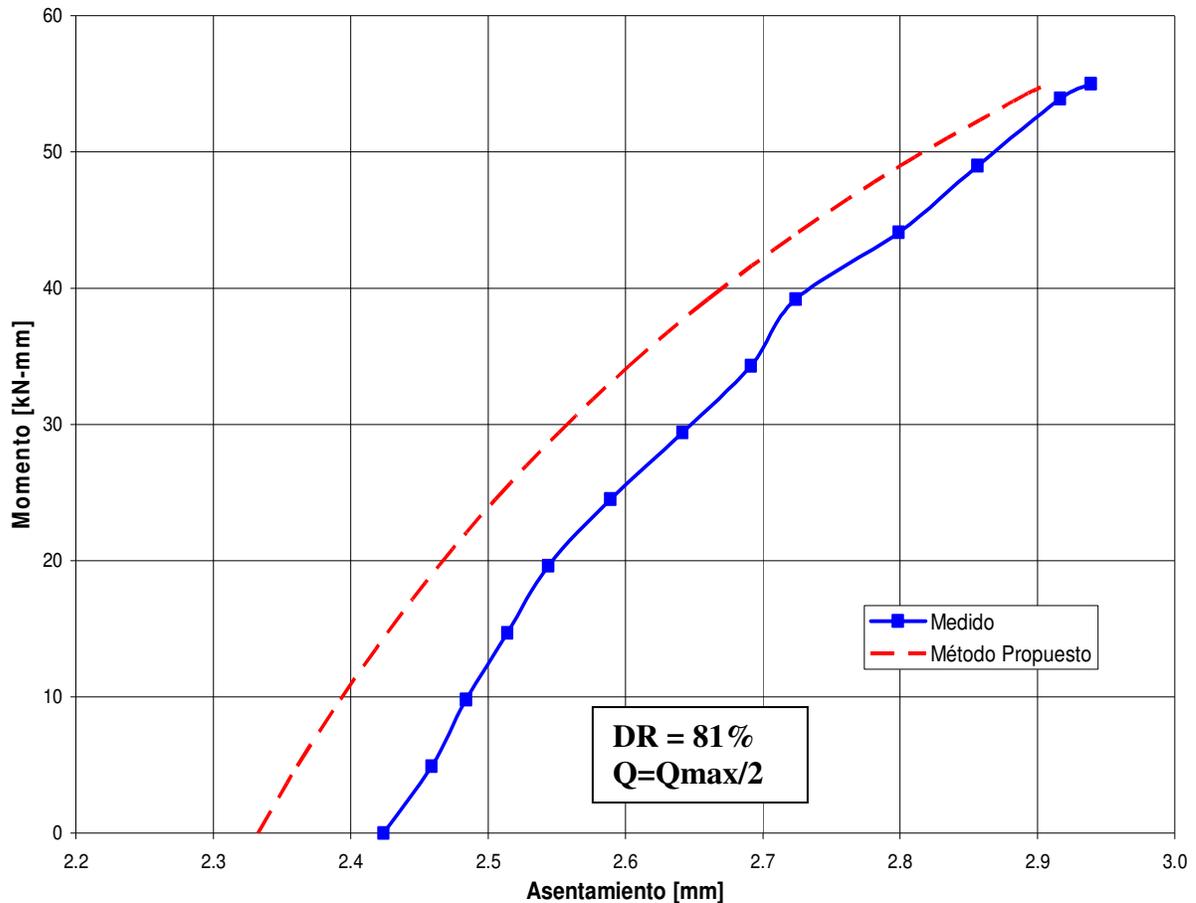


Fig. 8-23 Relación Momento – Asentamiento de una la placa de carga cuadrada, B=15cm, solicitada por carga vertical constante, $Q=2.21$ kN ($Q_{max}/2$) y momento ascendente sobre arena con DR=81%

A partir de los gráficos Momento vs Rotación se puede apreciar que la rotación calculada por el método propuesto se hace relativamente más conservadora a medida que aumenta la densidad relativa, entregando valores bastante cercanos a los reales en todos los casos estudiados, los cuales en caso de ser aplicados en el diseño geotécnico igualmente tendrían que ser utilizados con un cierto factor de seguridad pues no siempre van por el lado seguro respecto de los valores medidos.

En el caso de los gráficos Momento vs Asentamiento la mayoría de las respuestas calculadas subestiman el asentamiento final, esto se debe principalmente a que el supuesto que el extremo menos solicitado de la placa no sufre asentamientos no es completamente cierto, sino que efectivamente ese extremo si sufre asentamientos relativamente pequeños durante la aplicación de momento. Por todo lo anterior, se tendría que utilizar en este caso un factor de seguridad al aplicar este método. Cabe destacar en todo caso que en los gráficos Momento vs Asentamiento, el eje de los Asentamientos no se encuentra graficado desde el origen por lo que los gráficos no reflejan las diferencias porcentuales entre los asentamientos finales medidos y calculados, las que son en promedio de un 16.2%, teniendo para el peor de los casos un 39% de diferencia y en el mejor de los casos un 1%. Tomando esto en cuenta se puede decir que el

método, ha mostrado ser satisfactorio en su comparación con los ensayos realizados en este estudio.

CAPÍTULO 9 DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO

9.1 DISCUSIÓN

En el cálculo de fundaciones se opta generalmente por simplificar el complejo comportamiento de los suelos a través del uso del coeficiente de balasto, también llamado coeficiente de reacción del suelo. Esta simplificación incluye la consideración de un valor constante de este parámetro obtenido como un valor medio para el nivel de solicitación en la curva esfuerzo-deformación de un ensayo de placa de carga.

Por otra parte, se sabe que el coeficiente de balasto, K_s , de un suelo varía con el ancho de la fundación, debido a que la profundidad de suelo afectado por el incremento de carga aumenta proporcionalmente con el tamaño de la fundación. A esto hay que agregar que el módulo de deformación del suelo, E_s , aumenta igualmente con la profundidad ya que depende de la presión de confinamiento.

Este estudio experimental se centra en el análisis del comportamiento de una placa rígida cuando sometida a solicitación vertical centrada, comparándolo con el comportamiento de la placa cuando solicitada por la combinación de carga centrada y momento.

Los ensayos realizados muestran que no existe constancia del coeficiente de balasto para los casos de solicitaciones por carga centrada y por momento y que el giro considerado en los cálculos de fundaciones no se produce en torno al centro de la fundación – que es la hipótesis considerada en el cálculo de zapatas - sino que gira aproximadamente en torno a la arista menos cargada, de acuerdo a lo planteado en 6.1. Es necesario mencionar que los ensayos se realizaron sobre una arena en tres bien diferenciados estados de compacidad: suelto, medio y denso.

En este estudio se han medido las deformaciones del suelo bajo una placa rígida de sección cuadrada, apoyada en la superficie de una arena uniforme y limpia, cuando solicitada por carga vertical centrada y posteriormente por momento, el que se aplica en forma gradual en dirección normal a una de las aristas de la placa. El propósito principal del estudio es analizar la respuesta de la arena en términos de deformación a fin de compararla con la respuesta que se tendría a partir de la representación del suelo como un una cama de resortes de coeficiente de balasto constante.

El primer análisis de resultados realizado se concentra en la deformación que sufre la arena al encontrarse bajo una carga vertical centrada, comparándola con la solicitación combinada de carga vertical constante y momento creciente. Se esperaba, considerando la teoría de reacción del suelo, que la arena sometida a una cierta carga por unidad de área sufriera un mismo asentamiento para un mismo estado tensional en el contacto placa - suelo, independientemente de la forma en que se alcanzara dicho estado. Sin embargo, se encontró que al ser previamente solicitada por una carga vertical constante por unidad de área, la arena sufrió asentamientos significativamente menores bajo el borde más solicitado de la placa al ser solicitada por momento, en comparación con los que se esperaban a partir de los resultados de los ensayos de placa de carga vertical centrada. El comportamiento recién descrito se repitió en todos los ensayos realizados con distintas cargas verticales mantenidas constantes y para distintas densidades relativas de la arena. Este comportamiento se debe a que al aplicar momento a una

placa cargada, la presión de contacto bajo la placa se redistribuye, dejando de ser uniforme en toda el área, lo que invalida la consideración de una rigidez igual de los resortes en toda el área. Lo anterior se confirma ya que en las curvas carga – deformación de los suelos la rigidez del suelo depende directamente del estado de deformación y por lo tanto del estado tensional, y al ser éste distinto para distintos puntos de la superficie bajo la placa, también será distinta la rigidez del suelo en cada punto. Por lo tanto, al imponerse la compatibilidad de deformaciones dada por la rigidez de la placa, se tiene que el asentamiento de un punto de la placa se ve afectado por los distintos estados diferenciales de rigidez de la arena en todos los puntos bajo la placa. Las diferencias descritas se pueden observar en 6.2.

Como era de esperarse a partir de lo anterior, se encontró que al comparar la rotación de la placa en los ensayos realizados con los valores de rotación estimados a partir de la representación de la arena como una cama de resortes con rigidez constante se observó que el modelo de representación de la arena con resortes es excesivamente conservador. La comparación gráfica de estos valores se puede ver en las figuras del acápite 7.3.

Con todo lo anteriormente mencionado se reconoce que si se desea calcular el asentamiento y la rotación que sufrirá una placa rígida solicitada inicialmente por carga vertical y posteriormente por momento, se debe separar el problema en dos partes, obteniendo el asentamiento inicial a partir de los resultados de un ensayo de placa de carga y corrigiéndolo según el tamaño de la zapata, y luego representando la resistencia de la arena ante el giro de la placa utilizando uno de los dos métodos propuestos en los Capítulos 7 y 8 de este estudio, los que permiten representar la respuesta de la placa ante la sollicitación de momento.

El método presentado en el Capítulo 7 propone representar la resistencia de la arena ante el giro de la placa utilizando un resorte rotacional ubicado en aquel extremo de la placa que se ve descargado por la aplicación de momento. En 7.4 se procedió a evaluar la constante del resorte rotacional para cada ensayo y se comparó su valor con el correspondiente valor del coeficiente de reacción de la arena obtenido para dicho caso, aceptándose de forma simplificada una relación lineal entre ambas constantes. Se encontró que existe una relación creciente entre el radio ($K_{\theta}/(K_s \cdot I)$) y la densidad relativa de la arena, donde K_{θ} corresponde a la constante de rigidez del resorte rotacional, I es el momento de inercia de la placa y K_s es el coeficiente de reacción de la arena. El hecho que la relación propuesta sea lineal se debe únicamente a que la cantidad de ensayos realizados no permite definir una relación más compleja entre ambos coeficientes, pero no se descarta que con la realización de una mayor cantidad de ensayos se podría llegar a una relación mas compleja al menos para una cierta variedad de arenas de similares características y diferentes compacidades. La principal ventaja de este método es que resulta de fácil incorporación a los procedimientos utilizados comúnmente en el cálculo de fundaciones por parte de los ingenieros estructurales, sin embargo, tiene la desventaja que no considera la no linealidad de las curvas esfuerzo-deformación y momento-rotación del suelo.

Con el fin de entregar una herramienta que permita calcular el asentamiento y rotación de zapatas rígidas sometidas a carga vertical y momento considerando la no linealidad del comportamiento del suelo se propone en el Capítulo 8 un método no lineal que obtiene la información necesaria a partir de la curva carga-deformación de un ensayo de placa de carga convencional. El procedimiento considera la ubicación del centro de giro de la placa en el borde menos solicitado de ésta y se basa en el concepto de área equivalente recomendado por la AASHTO para el diseño geotécnico de fundaciones. Se encontró que este método, a pesar de realizar predicciones que no van siempre por el lado seguro en su comparación con los resultados

de los ensayos realizados, describe en forma bastante cercana a la realidad el comportamiento de la placa ante las sollicitaciones aplicadas. La desventaja de este método respecto del anterior es que su incorporación a los métodos convencionales de cálculo es de mayor dificultad que el uso de coeficientes constantes.

9.2 CONCLUSIONES

Los ensayos realizados en este estudio revelan importantes diferencias con la práctica convencional utilizada en ingeniería cuando las fundaciones son sollicitadas por carga centrada y momento.

Entre las diferencias de la práctica convencional y los resultados de los ensayos destacan:

1. La placa no gira en torno a su centro de gravedad sino que lo hace aproximadamente en torno a la arista menos sollicitada.
2. El uso de un mismo valor del coeficiente de balasto para las sollicitaciones de carga centrada y momento resulta excesivamente conservador ya que al redistribuirse la presión de contacto de la zapata por la aplicación de momento, la rigidez del suelo en cada punto bajo la placa varía, provocando que la resistencia al giro mostrada por la arena cuando la sollicitación de momento se superpone a un nivel constante de carga centrada sea mucho mayor que la que se esperaría a partir del uso de un coeficiente constante.
3. Estas dos conclusiones justifican el inicio de una línea de investigación que permita realizar cambios en los criterios y cálculos de los proyectos de fundaciones actualmente utilizados en la ingeniería civil estructural.

A partir de lo anterior se propone un método simplificado de cálculo que consiste en separar el efecto de la carga centrada de la rotación de la zapata provocada por la aplicación de momento, utilizando el coeficiente de balasto para la carga vertical y un coeficiente rotacional para el momento. Al comparar los resultados obtenidos en el diseño geotécnico de una zapata sollicitada por carga centrada y momento, utilizando por una parte el método convencional, y por otra, el método que incorpora las modificaciones resultantes de estos ensayos, se destaca lo siguiente:

1. El uso de un resorte rotacional ubicado en la arista de la placa que se ve descargada por la aplicación de momento podría representar de mejor manera que el método convencional el giro de la placa ante una aplicación de momento superpuesto a una carga vertical centrada constante.
2. Existe una relación creciente entre el radio $K_{\theta}/(K_s \cdot I)$ y la densidad relativa de la arena, donde K_{θ} es el coeficiente de reacción al giro del resorte rotacional, K_s es el coeficiente de balasto e I es el momento de inercia de la placa. Esta relación es descrita como lineal, pero no se descarta que con la realización de una mayor cantidad de ensayos se pueda obtener una relación más representativa.

Se propone además un método no lineal para calcular el asentamiento y rotación de una placa solicitada por momento superpuesto a una carga vertical constante. El método se basa por una parte en los resultados obtenidos en los ensayos y por otra en las recomendaciones de la AASHTO para el diseño geotécnico de zapatas. Al comparar los resultados de los ensayos con las estimaciones realizadas utilizando el método se puede resaltar lo siguiente:

1. El comportamiento de la arena ante solicitaciones de momento superpuestas a una carga vertical constante podría verse mejor representado considerando un área equivalente uniformemente cargada de la zapata, la que se reduce a medida que se aplica momento.
2. Al considerar que la zapata gira en torno a su borde menos cargado, el método entrega resultados satisfactorios en su comparación con los resultados de los ensayos realizados en este estudio.

9.3 TRABAJO FUTURO

El modelo momento-rotación utilizado en los métodos propuestos para representar el comportamiento de las zapatas se basa en ensayos realizados con una placa rígida solicitada por carga vertical y momento en forma cuasi estática y no pretende representar el comportamiento de las fundaciones ante solicitaciones sísmicas, por lo que se recomienda estudiar el problema a través de ensayos con solicitaciones de momento cíclico.

Los efectos del tamaño de la placa deben ser investigados, especialmente en relación a la respuesta del suelo ante solicitaciones de momento aplicadas a la placa.

Se ha analizado en esta investigación el comportamiento de zapatas cuadradas superficiales en arena a humedad ambiente variando la densidad relativa de la arena y las condiciones de carga inicial. Se recomienda la extensión de estos estudios a profundidades variables de embebimiento de la placa y a otros tipos de suelos tanto granulares como cohesivos bajo diferentes condiciones de humedad.

Hay que hacer notar que la instalación experimental montada para este estudio permitirá continuar con algunos de los ensayos futuros aquí mencionados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1996. *Foundations*, “AASHTO LRFD”, Section 10.
2. Proc. ASCE, 91. *Shallow Foundations*, “Journal of Soil Mechanics and Foundations”. Div., SM2, pp. 21-31 (Marzo 1965).
3. Bowles, J. E., 1996. “*Foundation Analysis and Design*”, Mc-Graw-Hill, 5th Ed.
4. Briaud, J-L., and Gibbens, R., *Behavior of Five Large Spread Footings on Sand*, “Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE”, Vol. 125, N° 9, Septiembre 1999, pp. 787-796.
5. Georgiadis, M. and Butterfield, R., 1988. *Displacements of Footings on Sand under Eccentric and Inclined Loads*, “Canadian Geotechnical Journal”, Vol. 25, pp. 199-211.
6. Kögler, F., 1933. *Discussion: Soil Mechanics Research*, “Trans. ASCE, 98”, pp 299-301.
7. Meyerhof, G., 1950. “The Bearing Capacity of Sands”.
8. Montrasio, L. and Nova, R., 1997, *Settlement of Shallow Foundations on Sand: Geometrical Effects*, “Geotechnique”, Vol. 47, N° 1, pp. 49-60.
9. Parry, R. H. G., 1978. *Estimating Foundation Settlements in Sand from Plate Bearing Tests*, “Geotechnique”, Vol. 28, N° 1, pp. 107-118.
10. Scott, R. F., 1981. “Foundation Analysis”, Prentice-Hall, Inc, pp. 223-231.
11. Sowers, G., 1979. “Introductory soil mechanics and foundations”, 4ta Edición.
12. Terzaghi, K., 1967. “Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley and Sons, 2da edición, pp 216-490.
13. Terzaghi, K., 1955. *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*, “Geotechnique”, Vol 5, N°4, pp 297-326.
14. Smith, J. P., 2004. “Wall-Frame Structures With Vulnerable Foundations”, Thesis Submitted to the Faculty of Purdue University.

ANEXOS

ANEXO A: DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LA ARENA

A.1 IDENTIFICACIÓN VISUAL

La arena ensayada es arena de playa marca GASPAR GREEN. Ésta fue pasada por la malla ASTM #10 antes de ser utilizada para los ensayos, por lo tanto, no contiene partículas mayores a 2 mm. Se trata de una arena mal graduada (Ver A.3), de color amarillo claro, a humedad ambiente, formada por partículas angulares y sub-angulares, contiene muy bajo contenido de finos, menos del 1%.

A.2 GRAVEDAD ESPECÍFICA

La gravedad específica de un suelo se usa para calcular las relaciones de fase de los suelos, es decir, los volúmenes relativos entre sólidos y agua o aire en un volumen dado de suelo. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla A-1.

DATOS DE CONFECCIÓN	VALOR	UNIDAD
Peso Picnómetro + Agua + Suelo, W_1	371.28	[gr/cm ³]
Peso Picnómetro + Agua, W_2	346.36	[gr]
Peso Suelo Seco, W_3	40.00	[gr]
Temperatura del Agua	18.50	[°C]
Densidad del agua, γ (agua a 18.5°C)	1.00	[gr/cm ³]
Volumen del Sólido, V_s	15.10	[cm ³]
Gravedad Específica del Sólido, G_s	2.65	[]

Tabla A-1 Resultados del ensayo de gravedad específica

Donde,

$$V_s = \frac{W_2 + W_3 - W_1}{\gamma_{\text{Agua}(18.5^\circ)}} \quad G_s = \frac{W_3}{V_s} \quad (\text{Ecs.A-1, A-2})$$

A.3 DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

DEFINICIÓN

El análisis granulométrico de una muestra de suelo consiste en determinar la proporción relativa en peso de los diferentes tamaños de granos, definidos por las aperturas de las mallas utilizadas.

EQUIPO

1. Serie de mallas ASTM
2. Balanzas de diferente sensibilidad

PROCEDIMIENTO Y CÁLCULOS

- 1) pasar la muestra seca de suelo por la malla 3/8" y separar el material que pasa esta malla, a fin de determinar el porcentaje de finos de forma confiable posteriormente,
- 2) pasar el material retenido en la malla 3/8" por las mallas 3", 2 1/2", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2" y 3/8" y pesar las porciones de material retenido en cada una de ellas,
- 3) mezclar homogéneamente el material que pasó por la malla 3/8" y tomar una muestra representativa,
- 4) colocar la muestra obtenida en etapa (3) sobre la malla #200 y lavar el material, utilizando agua común, de tal manera que el agua arrastre los finos haciéndolos pasar por esta malla, hasta que el agua que pasa a través de la malla mantenga su transparencia,
- 5) verter cuidadosamente el residuo, en un recipiente desecador y permitirle sedimentar por un período de tiempo suficiente hasta lograr que el agua en la parte superficial de la suspensión se vuelva transparente, eliminar esta agua transparente y colocar el recipiente con la suspensión suelo y agua remanentes en el horno para secado,
- 6) al día siguiente, regresar al laboratorio y pesar el residuo secado al horno,
- 7) finalmente, pasar la muestra (lavada y seca) por las mallas #4 a la #200, registrando el peso retenido en cada malla.

La información obtenida del análisis granulométrico se presenta a continuación en la Tabla A-2 y está graficada en la Fig.A-1 que consiste en un gráfico semi-logarítmico donde en abscisas se indican los diámetros de partículas y en ordenadas el porcentaje en peso que pasa.

Tamiz N°	Diámetro [mm]	Pesos [g]	% Retenido	% que Pasa
2 1/2"	63.0	0.0	0.0	100.0
2"	50.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	37.5	0.0	0.0	100.0
1"	25.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.5	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.5	0.0	0.0	100.0
4	4.8	0.0	0.0	100.0
8	2.4	0.0	0.0	100.0
10	2.0	2.5	0.3	99.8
30	0.6	507.6	50.8	49.0
40	0.4	301.5	30.2	18.8
50	0.3	131.5	13.2	5.7
100	0.2	49.7	5.0	0.7
200	0.1	2.4	0.2	0.5
Lavado		4.8	0.5	0.0

Tabla A-2 Distribución granulométrica de la arena de ensayo

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

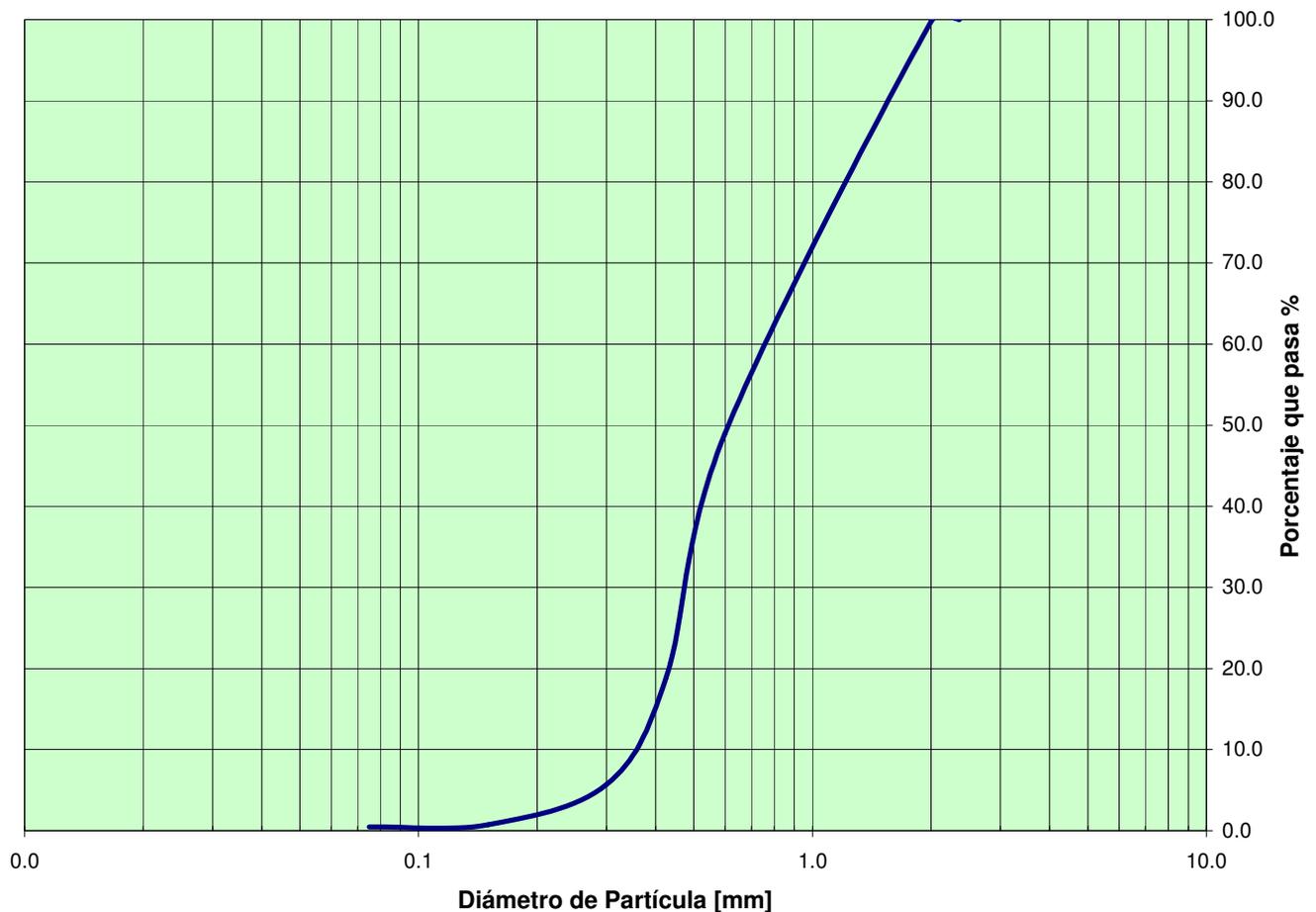


Fig.A-1 Curva de distribución granulométrica de la arena de ensayo

A partir de la curva de distribución granulométrica, se pueden obtener diámetros característicos tales como el D_{10} , D_{30} , D_{60} . El diámetro D se refiere al tamaño de partículas y el subíndice denota el porcentaje de material que pasa. Por ejemplo $D_{10} = 0.15$ mm significa que el 10 % de los granos de la muestra son menores en diámetro que 0.15 mm. El diámetro D_{10} es también llamado diámetro efectivo del suelo.

Una indicación de la variación o rango del tamaño de los granos presentes en una muestra se obtiene mediante el coeficiente de uniformidad C_U , utilizado en la Clasificación Unificada, USCS, el que está definido como:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Ec.A-3})$$

Existe otro parámetro llamado coeficiente de curvatura C_C , el cual mide la forma de la curva entre el D_{60} y el D_{10} , definiéndose de la siguiente manera:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (\text{Ec.A-4})$$

Valores de C_c muy diferentes de la unidad indican la falta de una serie de diámetros entre los tamaños correspondientes al D_{10} y el D_{60} . Gráficamente obtenemos para el suelo en estudio:

$$D_{10} = 0.34 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0.45 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0.75 \text{ mm}$$

Con esto calculamos:

$$C_u = 2.2$$

$$C_c = 0.79$$

Finalmente según la tabla de clasificación unificada de suelos clasificamos nuestro suelo a partir de los resultados obtenidos como:

“SP: Arena limpia pobremente graduada”

A.4 DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

Las densidades máxima y mínima de un suelo son aquellas densidades que alcanza el suelo en sus estados más denso y más suelto respectivamente. Son de gran utilidad en el cálculo de la densidad relativa de un suelo, correspondiente al estado de compacidad de un suelo con respecto a los dos estados extremos de compacidad de éste.

Se calcularon la densidad máxima y la mínima de la arena en estudio según la norma NCh1726, utilizándose, para el caso de la densidad máxima, el método húmedo. Se realizaron tres repeticiones para obtener cada densidad. Obteniéndose los siguientes resultados finales:

Para el caso de la densidad máxima, el ensayo en que se produjo la mayor densidad arrojó como resultado:

$$\rho_{\max} = \frac{W}{V} = \frac{3854 \text{ g}}{2158.97 \text{ cm}^3} = 1.785 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

En el ensayo que nos entregó la menor densidad para la arena en estudio se obtuvo lo siguiente:

$$\rho_{\min} = \frac{W}{V} = \frac{3979 \text{ g}}{2800 \text{ cm}^3} = 1.421 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

A.5 ÁNGULO DE FRICCIÓN EN REPOSO

La determinación del ángulo de fricción en reposo resulta útil en la caracterización de un suelo arenoso, ya que es una propiedad del suelo independiente de la densidad relativa o condiciones locales de éste. El ángulo obtenido se puede interpretar como el mínimo ángulo de fricción interna que tendrá este suelo para su estado más suelto.

Para determinar el ángulo de fricción en reposo de la arena en estudio, seguimos el siguiente procedimiento:

- 1- Se coloca una muestra representativa de arena en un molde plástico cilíndrico de 19 cm. de largo y con un diámetro interior de 14 cm. El molde se encuentra apoyado sobre una superficie nivelada y lisa.
- 2- Se debe llenar el molde por completo y luego rasar con una regla metálica.
- 3- Se procede a levantar el molde lentamente de manera que la arena fluya en forma pareja en todas las direcciones.
- 4- Se toman las medidas del cono que se forma con la arena de manera de determinar el ángulo α que forman las paredes de dicho cono con la horizontal (Fig. A-2):

$$\alpha = \arctg \left[\frac{H}{\left(\frac{Lx + Ly}{2} \right)} \right] \quad (\text{Ec.A-5})$$

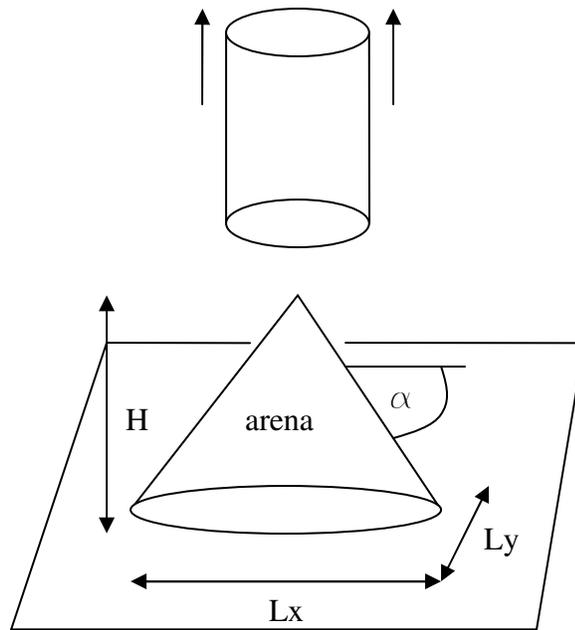


Fig.A-2 Determinación de el ángulo de fricción en reposo.

5- Se repite el procedimiento tres veces, tomando como resultado el mayor ángulo obtenido.

Para la arena en estudio los valores finales medidos fueron:

$$L_x = 33.3 \text{ cm}$$

$$L_y = 31.7 \text{ cm}$$

$$H = 9.9 \text{ cm}$$

Con lo que se obtiene:

$$a = \arctg \left[\frac{H}{\left(\frac{L_x + L_y}{4} \right)} \right] = 31.4^\circ$$