

Capítulo 1

Fenómeno de Licuación en Arenas

1.1 Licuación de arenas

1.1.1 Definición

La licuación describe el comportamiento de suelos blandos saturado no consolidados, es decir, arenas flojas que van de un estado sólido a tener la consistencia de un líquido pesado o alcanzar un estado licuado, como consecuencia del aumento de la presión de poro y así disminuir la tensión media llevada por la estructura del suelo (tensión eficaz), inducido por su tendencia a disminuir el volumen cuando está sujeto a carga no drenada. La licuación es más probable en suelos poco cohesivos para moderar suelos granulares con drenaje pobre, tal como arenas y limos contenidos en sedimentos impermeables. Los depósitos más susceptibles a la licuefacción son arenas jóvenes y limos de alta plasticidad, en estratos de por lo menos varios metros de profundidad y saturado con agua. Tales depósitos se encuentran a menudo a lo largo de las márgenes de los ríos, playas, dunas y de áreas donde el lúgamo y la arena se han acumulado. Algunos ejemplos de la licuefacción incluyen arena movediza, arcilla rápida (arcilla marina), y corrientes de la turbiedad (*Taylor & Francis, 2006*) *Soil Liquefaction*.

Dependiendo de la relación de vacíos, el material del suelo puede responder a cargas de tensión-dúctil o tensión-rigidez. Los suelos tensión-dúctil son arenas flojas, se pueden accionar para derrumbarse, si la tensión estática de la estructura del suelo es mayor que la fuerza de estado estacionario del suelo. En este caso la licuación ocurre, donde la deformación de suelo permite que la tensión estructural de las partículas baje. Si los suelos tensión-rigidez son arenas densas, la licuación no ocurrirá generalmente. Sin embargo, el ablandamiento del suelo puede ocurrir debido a la carga saturada ejercida sobre sí misma. La deformación durante la carga dependerá de la densidad del suelo, la magnitud y la duración de la carga de la tensión estructural del suelo mismo.

Aunque los efectos de la licuefacción se han entendido a lo largo de los años, fue estudiado más a fondo por ingenieros y sismólogos debido a los fenómenos de licuación de arenas que se suscitaban alrededor del mundo como en 1964 Niigata, Japón y Alaska así como en la República Mexicana tomando los eventos más representativos como el de Coatzacoalcos en 1961, Manzanillo 1996 sin olvidar mencionar el valle de Mexicali en 2010.

1.2 Licuación en suelos bajo acciones de carga

1.2.1 Carga en condiciones drenadas

Si se aplican esfuerzos cortantes a un suelo granular suelto saturado, experimentará una compresión y su volumen se reducirá. La reducción de volumen será mayor cuanto más suelto se encuentre el material, antes de la aplicación de esfuerzos. Si el material es medianamente denso, la reducción del volumen puede ser pequeña y puede ocurrir después de que se han generado deformaciones y esfuerzos cortantes suficientemente grandes, para que el volumen del material aumente. Los materiales densos o muy densos sólo aumentan de volumen al someterse a esfuerzos cortantes. Estos cambios de volumen son iguales a los volúmenes de agua que expulsa el suelo al contraerse o a los que absorbe cuando se dilata. Los suelos que se comprimen por el efecto de la aplicación de cargas se definen como contractivos; los que aumentan de volumen, como dilatantes. Los suelos granulares, saturados y sueltos son contractivos, y desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica son los más problemáticos, pues en ellos se puede presentar el fenómeno de licuación de arenas.

1.2.2 Carga en condiciones no drenadas

Si se impide el cambio de volumen durante la aplicación de esfuerzos cortantes, es decir, si estos se aplican bajo condiciones de drenaje nulo, el agua contenida en los poros del suelo experimentará cambios de presión. Si el suelo es contractivo, la presión de poro aumentará; si es dilatante ocurrirá lo contrario y el valor de la presión de poro disminuirá. Cuando el suelo se encuentra en un estado muy suelto, los aumentos de presión de poro pueden anular a los esfuerzos efectivos. En ese momento sobreviene la licuación pues el material habrá perdido toda su capacidad para resistir esfuerzos cortantes y se comportará como un fluido. La licuación es más frecuente en arenas finas y uniformes aun que también se han registrado casos de licuación en algunas gravas sueltas.

1.3 Comportamiento de los suelos

1.3.1 Descripción

Se describe mediante variables de esfuerzo-deformación apropiadas. El de las arenas, ensayadas en cámaras triaxiales, suelen hacerse mediante curvas de esfuerzo desviador o presión de poro contra deformación unitaria axial; asimismo, es muy útil contar con las trayectorias de esfuerzo. Estas últimas se representan con gráficas en las que en el eje de las abscisas se da el esfuerzo normal efectivo medio, y en las ordenadas, el esfuerzo cortante máximo; como se aprecia en las figuras 1.1 y 1.2 así como en las expresiones (1) y (2) respectivamente.

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} ; \quad t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (1)$$

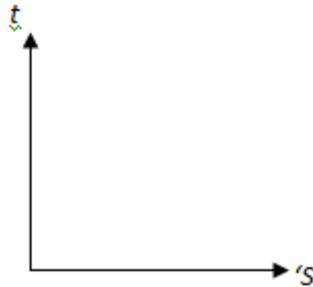


Figura 1.1 Esfuerzos normal y cortante.

Los subíndices denotan esfuerzos principales efectivos. Las trayectorias de esfuerzo también se pueden representar con diagramas p' - q , siendo p' el esfuerzo efectivo octaédrico y q el esfuerzo desviador.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} ; \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2)$$

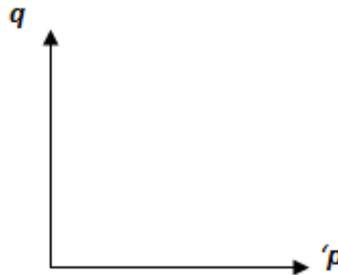


Figura 1.2 Esfuerzos principales efectivos.

Para ensayos triaxiales de compresión, el esfuerzo principal efectivo mayor es el vertical ($\sigma'_v = \sigma'_1$) y el menor, el horizontal ($\sigma'_h = \sigma'_3$).

1.3.2 Trayectorias drenadas

Cuando se aplican esfuerzos cortantes sin drenaje después de la consolidación, se genera presión de poro, y la trayectoria de esfuerzos se desvía de la que se obtiene para condiciones drenadas. La distancia horizontal entre la trayectoria de esfuerzos drenada y la no drenada es la presión de poro en exceso de la presión de consolidación o, simplemente, el exceso de presión de poro, Δu .

En la figura 1.3 se ejemplifican trayectorias de esfuerzos para pruebas triaxiales consolidadas y después llevadas a la falla con y sin drenaje (pruebas CD y CU).

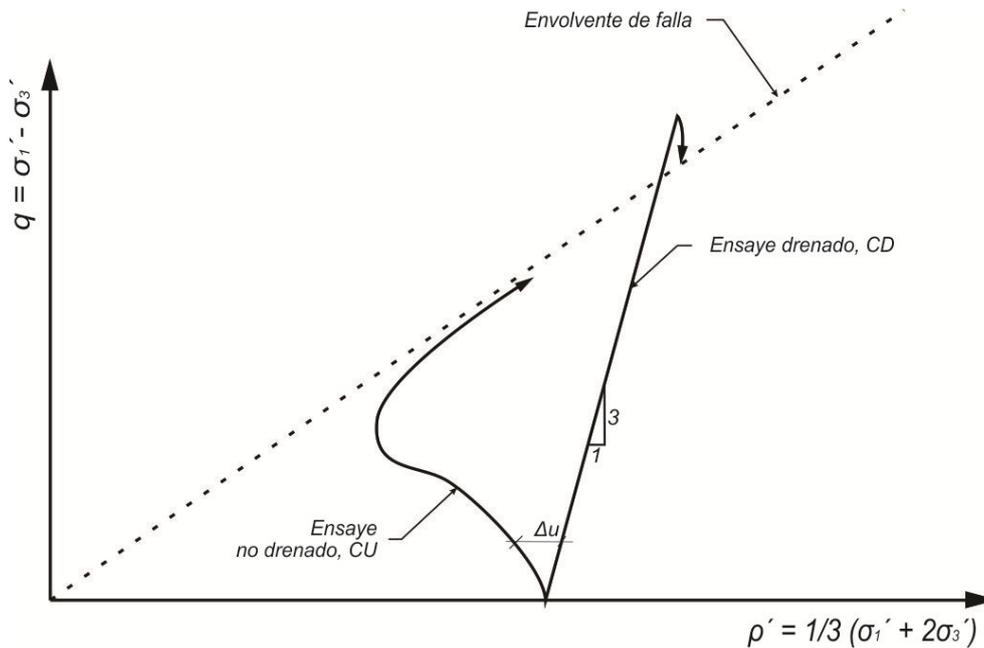


Figura 1.3 Trayectoria de esfuerzos efectivos de compresión triaxial, (pruebas CD y CU).

1.3.3 Influencia del contenido de finos

En los análisis para predecir el potencial de licuación, generalmente se supone que la presencia de materia fina como limos y arcillas, aumenta la resistencia a la licuación. No obstante, se ha demostrado experimentalmente que la inclusión de porcentajes pequeños de arcillas o limos dentro de la masa arenosa tiene el efecto contrario (Ford, 1985; Ovando, 1986, Georgiou et al, 1990). Los materiales finos en pequeñas cantidades 3 a 7 u 8 % promueven la formación de estructuras granulares más sueltas pues su presencia disminuye el número de contactos intergranulares y además su contribución a la resistencia al esfuerzo cortante es muy poca. Cuantos más finos se agreguen, mayor será la capacidad de los materiales para generar presiones de poro bajo condiciones no drenadas y mayor su potencial de licuación. Eventualmente se alcanzará una cierta cantidad de finos en la que estos contribuirán a tomar esfuerzos cortantes y a partir de este porcentaje de umbral, el comportamiento del material se asemejará crecientemente al de las partículas finas y su licuabilidad disminuirá (Ovando y Meza, 1991). Es decir, el comportamiento del material dejará de ser “arenoso” para convertirse en “arcilloso”.

Para simplificar puede suponerse que los finos no contribuyen a resistir esfuerzos cortantes y por ello, en lugar de la definición usual de la relación de vacíos, conviene adoptar la siguiente que se refiere a los volúmenes que ocupan los vacíos y la materia fina en un volumen unitario de suelo, expresión (3).

$$e_{gf} = \frac{V_v + V_f}{V_s} \quad (3)$$

en donde e_{gf} es la relación de vacíos denominada intergranular, V_v , V_f y V_s son los volúmenes de vacíos, de materia fina y de arena, respectivamente. Utilizando esta definición para la relación de vacíos, también se pueden construir diagramas de estado.

1.4 Estados de Falla

1.4.1 Esfuerzos antes de la falla

Los estados de esfuerzos que se presentan en el campo generalmente incluyen la existencia de esfuerzos cortantes estáticos. Llamando K al cociente entre los esfuerzos efectivos horizontales y verticales ($K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$) se obtiene que las muestras ensayadas con valores de K pequeños son más inestables que las que se consolidan bajo estados de esfuerzos hidrostáticos o isotrópicos ($K = 1$), como se aprecia en las curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación de la figura 1.4 y en las trayectorias de esfuerzo de la figura 1.5

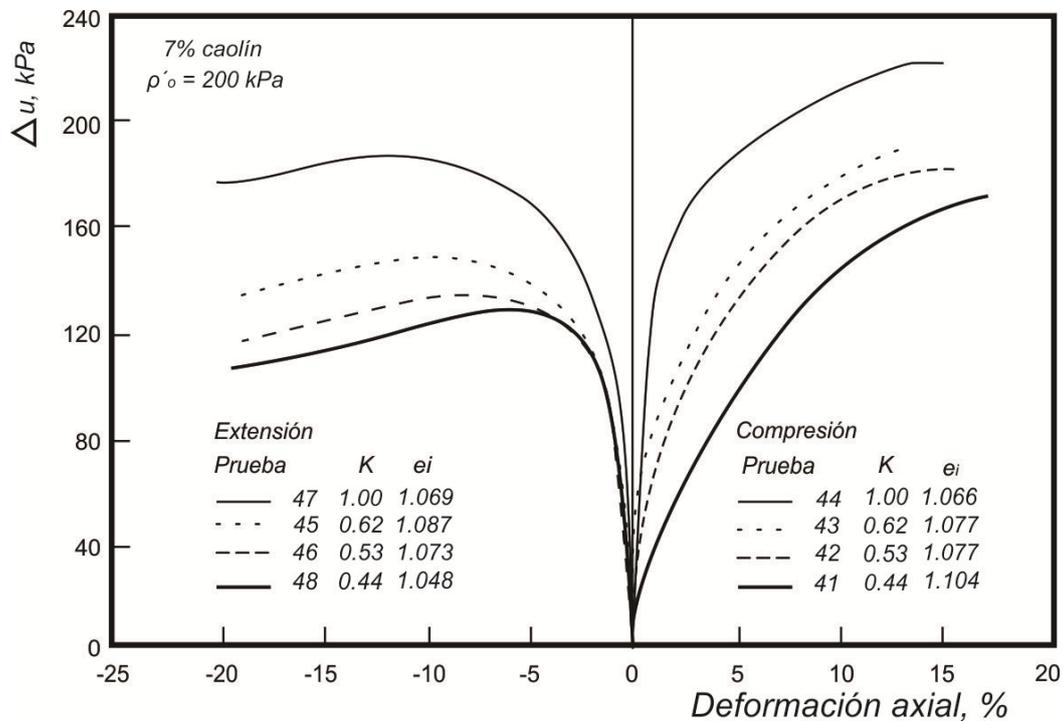


Figura 1.4 Curvas esfuerzo-deformación y presión de poro-deformación.

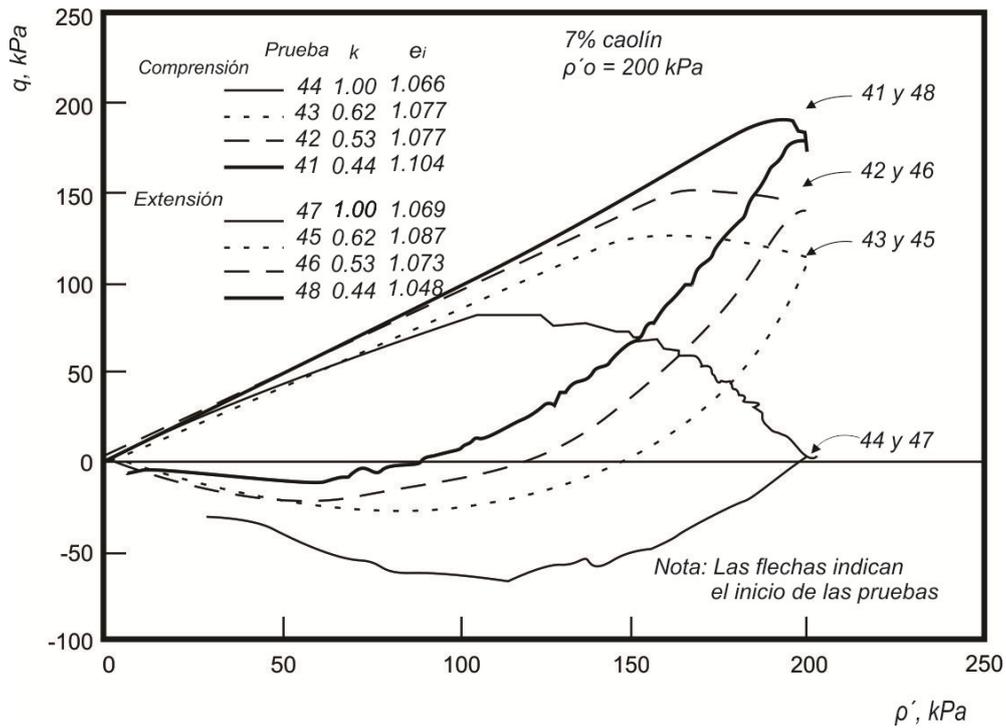


Figura 1.5 Trayectorias de esfuerzos correspondientes a las curvas de la figura anterior.

La influencia del valor de K en la licuabilidad de estas arenas es notable; a menor K , mayor propensión a sufrir deformaciones de flujo y licuación. Además, las muestras ensayadas en la extensión son más propensas a acumular presiones de poro bajo condiciones no drenadas que las que se ensayan en compresión; también son menos rígidas y resistentes. El interés de estos resultados dista de ser solamente académico, pues en muchas situaciones de carga cíclica en depósitos naturales de arena, durante un temblor o bajo la cimentación de una estructura fuera de la costa, por ejemplo ocurren rotaciones de las direcciones de esfuerzos principales en las que la dirección del esfuerzo principal mayor gira durante la aplicación de esfuerzos cortantes.

1.4.2 Esfuerzos durante la falla

El comportamiento de probetas ensayadas en compresión difiere notablemente del que se observa cuando se llevan a las fallas en extensión, como también se aprecia en las figuras 1.4 y 1.5; esta diferencia se le ha atribuido a la anisotropía – orientación preferencial de los contactos intergranulares – de las arenas (Alberro, 1992). En una cámara triaxial sólo es posible efectuar ensayos de compresión, en donde el esfuerzo principal mayor es vertical, o ensayos de extensión – donde el esfuerzo principal mayor es horizontal-. Existen dispositivos en los que es posible controlar las direcciones principales durante la falla de los especímenes y en los que se han demostrado que la resistencia, rigidez y la capacidad para generar presiones de poro de las arenas, depende de la dirección del esfuerzo principal mayor durante la etapa de falla (Shibuya, 1985). Para materiales anisótropos, como las arenas reconstituidas que generalmente se ensayan en el laboratorio, los ensayos de compresión y extensión efectuados

en cámaras triaxiales permiten estudiar condiciones límite del comportamiento en lo que se refiere a los efectos de la anisotropía.

1.4.3 Colapso

Definen los esfuerzos cortantes máximos que se presentan antes de que sobrevenga la pérdida de resistencia que conduce a la licuación (total o parcial) y a la aparición de deformaciones de flujo. Al alcanzar el estado de colapso, las muestras ensayadas se vuelven inestables y en la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación la estructura del material arenoso sufre un reordenamiento generalizado, que es la causa de la aparición de incrementos substanciales de presión de poro que pueden conducir a la licuación. Desde el punto de vista práctico, es importante definir las condiciones que conducen a la inestabilidad de los materiales arenosos y por ello, los esfuerzos que los definen constituyen las envolventes de colapso en el espacio $p'-q$. En la figura 1.6 se presenta una gráfica en la que las ordenadas son los esfuerzos desviadores en el estado de colapso, normalizados con respecto al esfuerzo efectivo normal octaédrico y las abscisas son las relaciones de vacíos intergranulares.. Las curvas de esta figura se construyeron con ensayos triaxiales de compresión y extensión efectuados en arenas de Jáltipan mezclada con pequeñas cantidades de caolín (3, 5 y 7%). Como se aprecia en la figura, se definen curvas que sólo dependen del valor del cociente de esfuerzos utilizado para consolidarlas, K y de la dirección con la que se aplicaron los esfuerzos cortantes para llevarlas a la falla (compresión y extensión); además, esas curvas son geoméricamente similares y por ello susceptibles de normalizarse con respecto a un parámetro que depende del estado de esfuerzos al final de la consolidación. Este parámetro es $\beta_c = K$ para las probetas ensayadas en compresión y $\beta_e = 1/K$ para las que se fallaron en extensión. Las curvas normalizadas se presentan en la figura 1.7 y de estas últimas se concluye que el factor determinante para definir las curvas es la dirección de la aplicación de la carga.

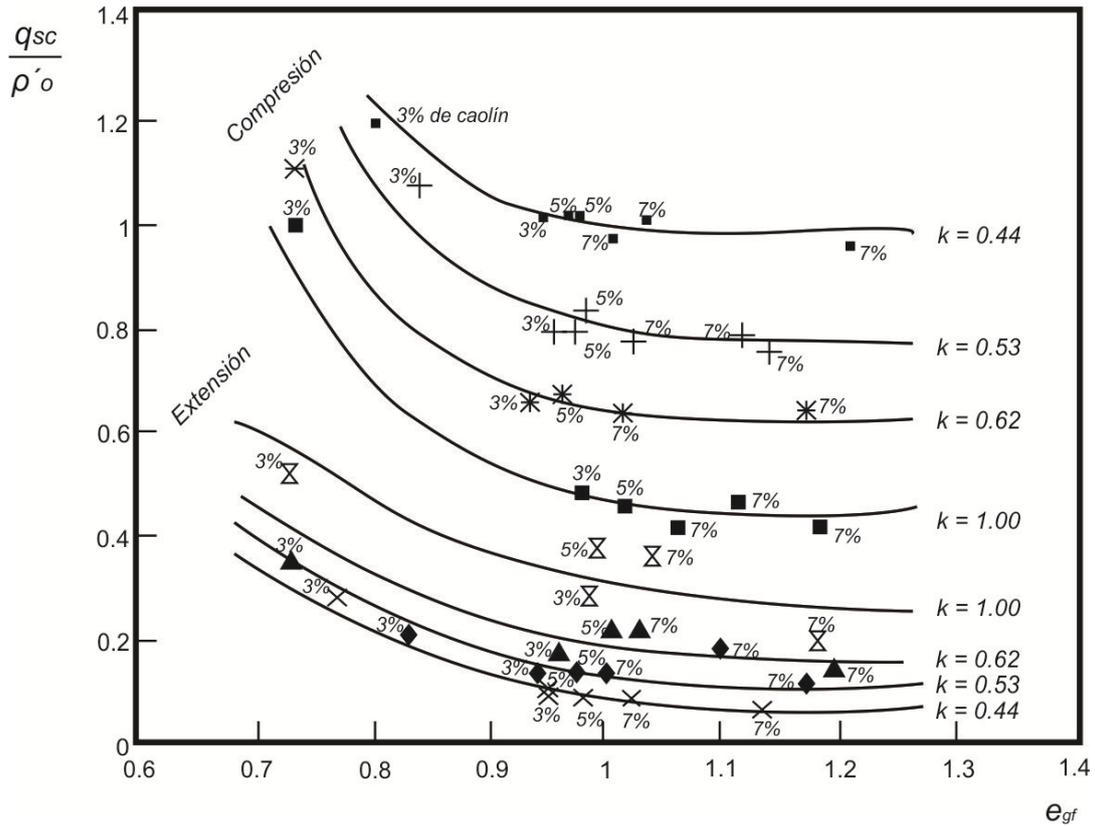


Figura 1.6 Líneas de resistencia mínima.

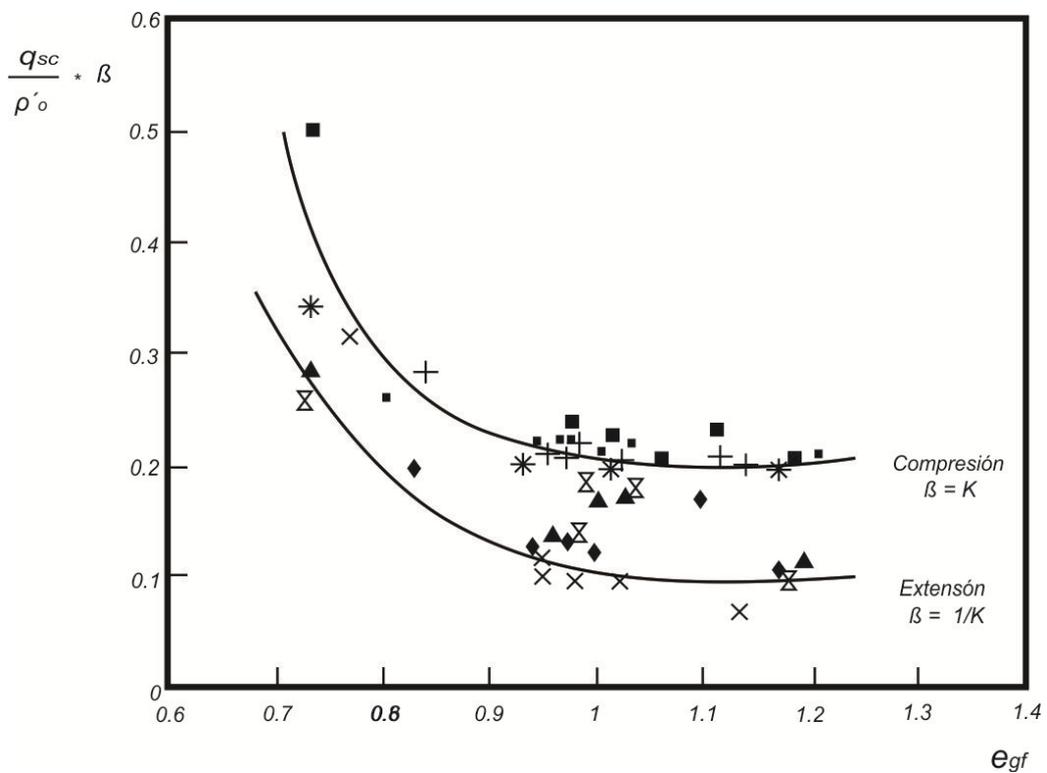


Figura 1.7 Líneas de resistencia mínima normalizadas.