

Comportamiento estructural de terraplenes compuestos compactados para el soporte de plateas sobre suelos colapsables

P. Arrúa y G. Aiassa

parrua@cbasicas.frc.utn.edu.ar; gaiassa@scdt.frc.utn.edu.ar

Universidad Tecnológica Nacional. Facultad Regional Córdoba. Grupo de Investigación y transferencia en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones. Departamento de Ingeniería Civil

M. Eberhardt y E. Redolfi

meberhardt@civil.frc.utn.edu.ar; eredolfi@civil.frc.utn.edu.ar

Universidad Tecnológica Nacional. Facultad Regional Córdoba. Grupo de Investigación y transferencia en Geotecnia, Estructuras y Fundaciones. Departamento de Ingeniería Civil

RESUMEN: Los suelos limosos del centro de Argentina en su estado natural son considerados como un estrato poco apto para fundaciones de estructuras civiles, independientemente del tipo de estructura o nivel de cargas a transmitir. Los fenómenos de colapso ante humedecimiento, han llevado a los consultores geotécnicos a evitar estos estratos, recomendando frecuentemente el empleo de fundaciones profundas o plateas. Cuando la solución adoptada corresponde a plateas, usualmente se indica que serán apoyadas sobre suelo limoso compactado de espesor variable, de forma tal que las tensiones inducidas en el terreno natural no superen las tensiones admisibles del loess en estados próximos a la saturación. No obstante, nada se indica sobre el nivel de deformaciones admitido por la construcción en relación a las cargas que son transferidas. En este trabajo se presentan los resultados experimentales de caracterización de suelo y resultados numéricos de paquetes estructurales típicos empleados en la construcción de terraplenes compactados. Se han ensayado materiales granular 0-20, limo loésico. Se evalúan las tensiones inducidas, en el estrato natural. Se cuantifican los asentamientos en relación a la geometría del paquete compactado. Se muestran curvas de diseño que vinculan aspectos constructivos del terraplén con el nivel de carga transferida.

Palabras clave: PLATEA – MEJORAMIENTO DE SUELO – TENSIONES INDUCIDAS – ASENTAMIENTO

ABSTRACT: Silt soils in natural state of central Argentina, are considered as instable for civil engineering structures independent of the loads level. The collapse behavior of loess soil is well known by the geotechnical consultants. Often the recommend solution is the use of deep foundations or plates foundations. When plate foundation are adopted, its construction is made over a silt material compacted with variable thickness. And the tension induced must be less than collapse pressure under saturated state. However, in literature review there is not information about allowable strain level in relation to the loads that are transferred. This paper presents experimental results of soil characterization and numerical results of typical embankment packages. Granular materials and silty loess have been tested. This work presents settlements related to geometry of embankment. The design curves for constructive purpose are shows.

KEY WORDS: RAFT FOUNDATION – SOIL IMPROVEMENT – STRESS INDUCED – SETTLEMENT

1. INTRODUCCION

1.1 Plateas

El diseño de estructuras sobre fundaciones mediante platea corresponde a uno de los aspectos técnicos de mayor complejidad incluso en estructuras de bajo porte. La disponibilidad de métodos de cálculo que emplean técnicas computacionales, han permitido el análisis de situaciones diversas. En general, se pretende llegar a modelar con mayor precisión, reduciendo las numerosas variables inherentes del problema que afectan directamente al desempeño de la construcción.

Las cimentaciones con platea requieren contemplar la interacción suelo-estructura, y son adoptadas cuando las zapatas se encuentran muy próximas entre sí, o cuando es necesario reducir los asentamientos diferenciales.

Generalmente, el cómputo de los esfuerzos y deformaciones en una platea se obtienen por dos alternativas correspondientes a (1) la hipótesis de Winkler y (2) medio continuo semi-infinito (Figura 1) [1] [2]. En la primera alternativa de cálculo, se asume que la presión en un punto de la base de la fundación es directamente proporcional a la magnitud del asentamiento. El coeficiente de proporcionalidad se denomina módulo de balasto. En la segunda alternativa de cálculo se emplean las soluciones cerradas de la teoría de la elasticidad. Los parámetros que caracterizan el problema son el módulo de elasticidad " E " y el módulo de Poisson " ν ". Cuando se considera una situación elastoplástica el problema resulta más complejo y actualmente este tipo de situaciones se aborda mediante técnicas numéricas como el método de elementos finitos [3] [4]. Se incorporan como parámetros en esta situación las condiciones del criterio de falla que son la resistencia al corte no drenada " c " y el ángulo de fricción " ϕ ". En el análisis resulta imprescindible cotejar los resultados con las condiciones de contorno, los niveles de desplazamiento, las tensiones inducidas y los esfuerzos flexores.

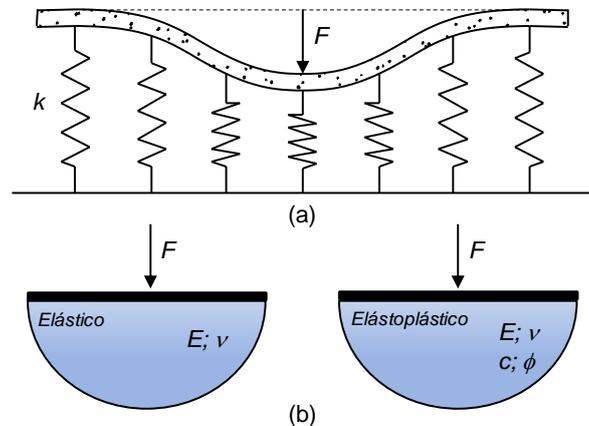


Figura 1. Modelos de comportamiento (a) Resortes - Winkler (b) Medio continuo elástico e inelástico

1.2 Modelaciones numéricas

Actualmente los métodos numéricos más empleados para el diseño de plateas corresponde al de diferencias finitas o el de elementos finitos. Los ingenieros que emplean el método de elementos finitos se enfrentan al problema de la definición de la geometría del problema, las características del suelo y la precisión de los datos disponibles [5].

Para plateas simples, pueden emplearse elementos de placa o viga soportadas por resortes (Figura 2a-b) o estados de deformación plana que contemple un análisis de tensiones inducidas en los estratos de suelo (Figura 2c).

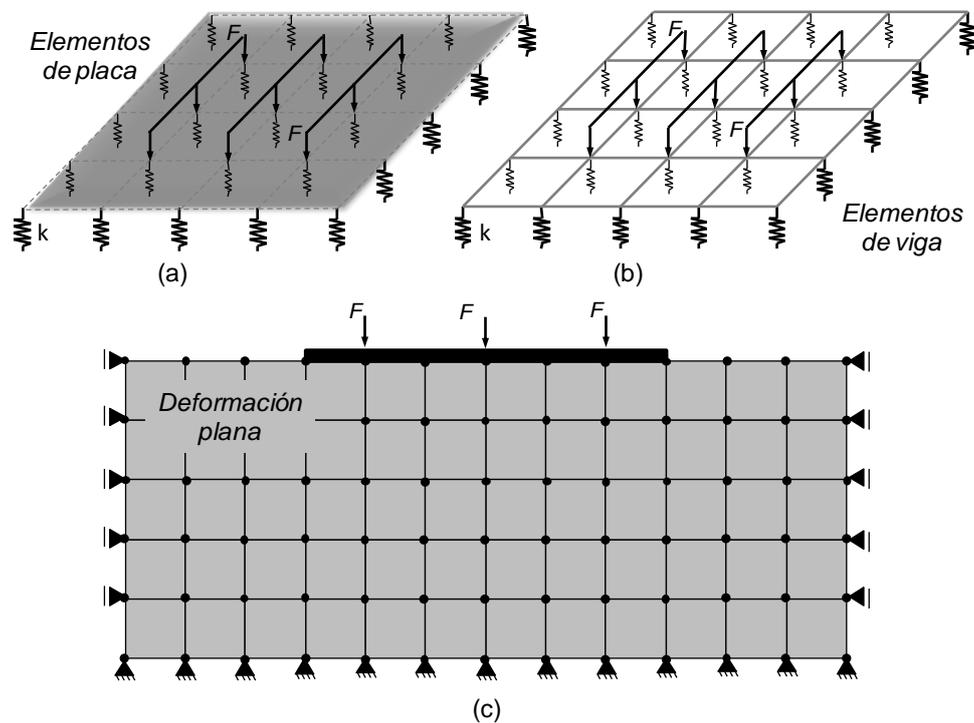


Figura 2. Modelos en elementos finitos. (a) placa sobre resortes (b) vigas sobre resortes (c) placa sobre medio finito

1.3 Suelos inestables

Cuando las construcciones se asientan sobre suelo limoso en su estado natural existe la posibilidad de colapso ante incremento de humedad o variación en el nivel tensional. Esto ha llevado a los ingenieros a considerar este material como no apto para fundaciones. En general, los consultores geotécnicos tienden a evitar los limos superiores, recomendando frecuentemente el empleo de fundaciones profundas o plateas sobre material compactado.

Cuando la solución adoptada por el proyectista corresponde a plateas, usualmente se indica que serán apoyadas sobre suelo limoso compactado de espesor variable, de forma tal que las tensiones inducidas en el terreno natural no superen las tensiones admisibles del loess en estados próximos a la saturación. No obstante, nada se indica sobre el nivel de deformaciones admitido por la construcción en relación a las cargas que son transferidas [6][7]. Es el ánimo de este trabajo, establecer una relación entre el nivel de carga transmitida a la fundación y los espesores de material limoso compactado para lograr optimización en el uso de la cimentación mediante cartas o ábacos de diseño.

Se presenta el procedimiento para el desarrollo de cartas de diseño para terraplenes compactados sometidos a diferentes niveles de sollicitación. En particular se hace énfasis en cargas propias de viviendas unifamiliares. Se emplea la teoría de la elasticidad por medio del método de los elementos finitos para el cómputo de las tensiones y deformaciones. La placa se modela como una placa delgada de 15 cm de espesor, el suelo se representa como un medio semi-infinito elasto-plástico. El procedimiento para el proceso consiste en establecer los niveles de sollicitación, definir las condiciones de los materiales empleados en el terraplén y el suelo natural y variar los espesores del terraplén compactado para los diversos estados de carga.

2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

2.1 Geometría del problema

Para el desarrollo del análisis se han propuesto las geometrías presentadas en la Figura 3. Se muestran dos alternativas de fundación, denominadas en la práctica profesional como (a) platea de fundación, (b) plantilla de fundación [8]. El modelo se representa mediante (1) el espesor de la platea y estratos del suelo, (2) los parámetros que caracterizan al suelo, (3) el nivel de sollicitación aplicado. El problema se modela mediante la teoría de la elasticidad bajo el criterio de falla de Mohr-Coulomb. La ventaja de esta metodología de análisis respecto a la del módulo de balasto radica en el significado físico que poseen los parámetros E y ν sumado a que son independientes de los efectos de escala (tamaño del plato de carga) [9][10].

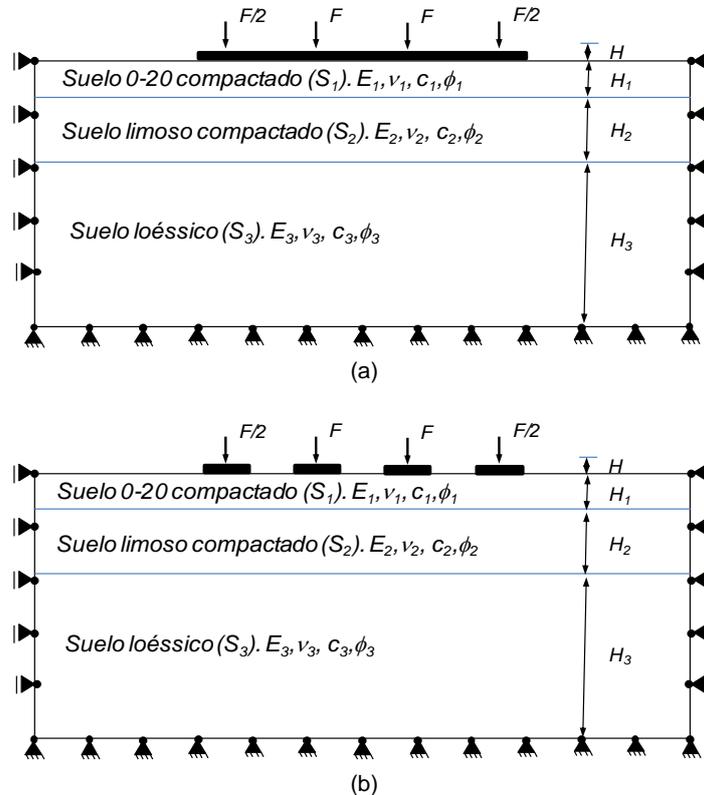


Figura 3. Situaciones analizadas. (a) Platea de fundación (b) Plantilla de fundación

2.2 Niveles de sollicitación

Se consideran 4 estados de sollicitación para las alternativas (a) y (b) presentadas en la Figura 3 aplicadas como carga uniformemente distribuida. “ F ” corresponde a la sollicitación por unidad de profundidad. Se establece mediante las cargas correspondientes al peso propio de losas, la sobrecarga por unidad de superficie, el peso unitario de la mampostería y la cantidad de plantas involucradas. Las cargas adoptadas para la construcción de gráficas y análisis corresponden a 20 kN/m; 40 kN/m, 100 kN/m; 160 kN/m. Para el diseño de paquetes estructurales se puede optar por los niveles de carga aplicada sobre las fundaciones.

2.3 Material. Limo

Las muestras empleadas para la ejecución de los ensayos de laboratorio, y en campo, fueron obtenidas en la zona sur de la Ciudad de Córdoba, denominado como zona geomorfológica IV [11], sobre la planicie loésica. En general el perfil geotécnico de esta zona se compone de sedimentos depositados de forma eólica, no afectados por acciones hídricas. El complejo litológico que lo forma comprende capas de limos loésicos, limos arenosos y arcillosos, con capas cementadas por carbonatos de calcio. Con el objetivo de caracterizar globalmente el sitio, se realizó una perforación a cielo abierto de 16 metros de profundidad, tomando muestras inalteradas cada 1,0 metro. Sobre las muestras extraídas se efectuaron ensayos de identificación y caracterización física, correspondientes a humedad natural, peso unitario, límite líquido, límite plástico, gravedad específica y granulometría. La granulometría se realizó mediante tamizado por vía seca y húmeda a través del tamiz IRAM N°200. En la Tabla 1, se presenta la descripción geotécnica del sitio, y se resumen los resultados obtenidos en laboratorio. La profundidad se indica respecto al nivel de terreno natural.

Tabla 1. Descripción geotécnica del sitio en estudio [12]

z (m)	Descripción	C.U.	w (%)	w _l (%)	w _p (%)	IP (%)	T10	T200
1,0	Limo arcilloso, color marrón claro, blando	CL-ML	13,0	26,8	21,1	4,7	100	92,7
2,0		CL-ML	17,2	23,9	18,6	5,3	100	84,1
3,0		CL-ML	16,0	24,6	19,5	5,1	100	80,2
4,0		ML	25,2	28,6	23,1	5,5	100	75,8
5,0	Limo arcilloso con nódulos de cementación aislados	ML	25,5	31,3	25,5	5,8	100	58,7
6,0		CL-ML	15,8	24,9	20,4	4,5	100	75,2
7,0		CL-ML	18,5	25,0	20,4	4,6	100	78,6
8,0		ML	22,9	26,2	23,0	3,2	100	75,6
9,0		CL-ML	28,4	26,3	19,7	5,6	100	84,6
10,0		ML	32,1	26,8	22,3	4,5	100	87,2
11,0		ML	14,7	24,3	20,7	3,6	100	81,2
12,0		ML	25,0	28,1	22,6	5,5	100	68,9
13,0		ML	22,3	26,2	22,8	3,4	100	77,1
14,0		ML	20,0	29,8	24,8	5,0	100	86,8
15,0	ML	19,3	27,0	22,7	4,3	100	92,3	
16,0	Limo arenoso	ML	16,2	24,9	21,5	3,4	100	73,2

donde z = profundidad, C.U. = Clasificación Unificada (ASTM, 2002), w = humedad natural, w_l = límite líquido, w_p = límite plástico, IP = índice de plasticidad, T10 = % de partículas que pasan por el tamiz N°10 (<2,00 mm), T200 = % de partículas que pasan por el tamiz N°200 (< 0,075 mm)

Para la caracterización mecánica y para profundidades superficiales hasta los 1,70 metros se han ejecutado ensayos in situ, del tipo DCP (Dual Mass Dynamic Cone Penetrometer. ASTM D6951 [13]). El ensayo DCP permite establecer un coeficiente, que es indicador de la rigidez del material. La lectura indica la penetración en milímetros por golpe para un martillo de 8,00 kg. La Figura 5 muestra la gráfica de la correlación de la penetración frente al índice DCP.

Las muestras del suelo empleado en el estudio experimental, fueron tomadas en forma de bloques de suelo inalterado, a una profundidad aproximada de 1,00 metros. Las muestras se tomaron a ésta profundidad por ser éste un suelo representativo del empleado como apoyo del paquete estructural y/o encontrarse en las cercanías de la interface entre ellos. Los resultados de ensayos de identificación del suelo indican que el mismo corresponde a un suelo limoso de baja plasticidad. El suelo pertenece a la formación loésica del centro de Argentina y se designa como ML dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS). En la Tabla 2 y en las Figuras 5 y 6, se presentan las propiedades físicas de caracterización, determinadas sobre el suelo utilizado.

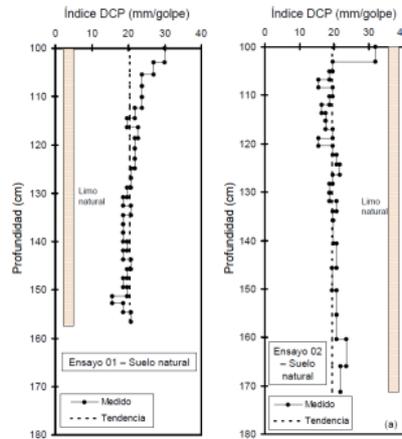


Figura 5. Valores de Índice DCP según la profundidad explorada del subsuelo

Tabla 2. Propiedades físicas del suelo limoso estudiado

Propiedad	Unidad	Valor
Humedad natural (w)	%	12,7 - 20,7
Peso unitario seco (γ_d)	kN/m ³	12,3
Gravedad específica (G_s)	---	2,68
Límite líquido (w_L)	%	24,4
Límite Plástico (w_p)	%	21,0
Índice plástico (IP)	%	3,4
Partículas < 0,250 mm	%	100,0
Finos < 0,075 mm	%	92,4
Arcilla < 0,002 mm	%	14,6
Clasificación USCS	---	ML

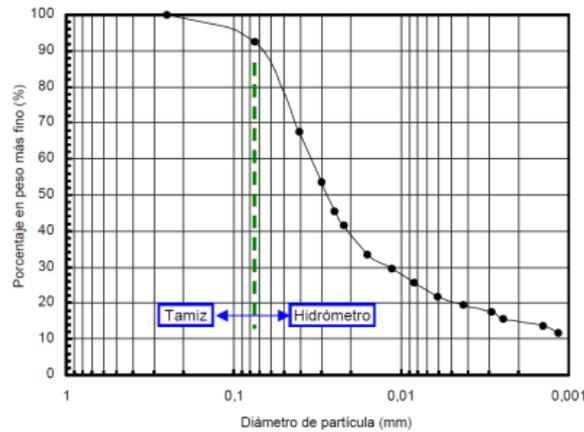


Figura 5. Curva de distribución granulométrica del suelo limoso estudiado

Se realizaron ensayos de compactación, mediante los cuales se obtuvo la relación entre humedad de compactación y peso unitario seco del suelo, para diferentes energías de compactación. Se utilizaron las energías de compactación correspondientes al ensayo Proctor Modificado, Estándar y Reducido. Para compactar el suelo se siguió el procedimiento especificado en D-698 para Proctor Estándar y D-1557 para Proctor Modificado (ASTM, 1991 [13]). Para obtener las curvas de compactación con energías reducidas,

se aplicó el 80% y 60% de la energía correspondiente al ensayo Proctor Estándar, y se las designa como Proctor Reducido. Para esto, se siguió el mismo procedimiento especificado para el ensayo Proctor Estándar, a excepción de que se aplicaron 20 y 15 golpes por capa respectivamente, en lugar de los 25 golpes establecidos para el ensayo estándar (Figura 7).

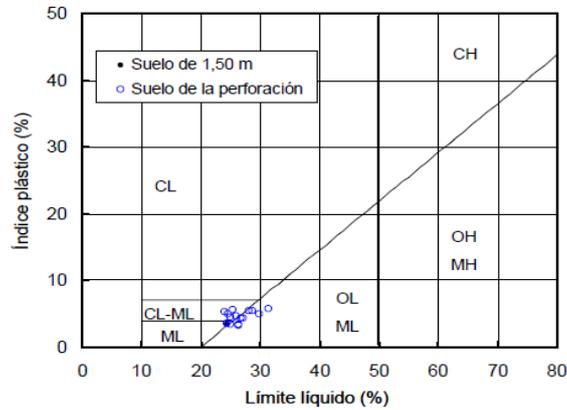


Figura 6. Carta de Plasticidad del suelo limoso

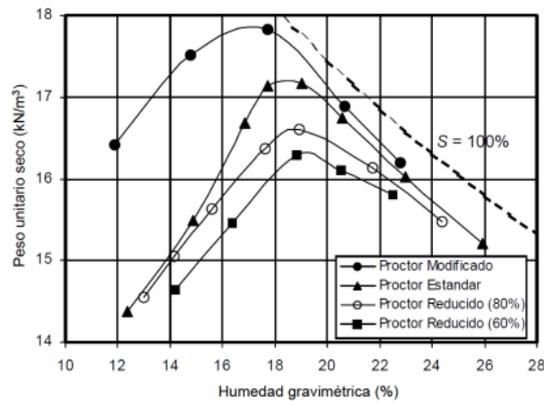


Figura 7. Curvas de compactación del suelo limoso para diferentes energías

El valor máximo de la curva de compactación define la humedad óptima de compactación (w_{opt}) y el máximo peso unitario seco (γ_{dmax}). Al reducir la energía de compactación, se observa una tendencia a incrementar la humedad óptima y disminuir el peso unitario seco máximo. En la Tabla 3 se resumen los resultados obtenidos.

Tabla 3. Resumen de resultados de ensayos de compactación del suelo limoso

Prueba (ASTM)	Energía (kJ/m ³)	w_{opt} (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)
Proctor Modificado (D-1557)	2696,0	17,3	17,35
Proctor Estándar (D-698)	591,3	18,6	17,20
Proctor Reducido (80% PE)	473,0	18,9	16,60
Proctor Reducido (60% PE)	354,8	19,1	16,30

Por otro lado se han realizado ensayos de capacidad soporte del suelo por medio del índice CBR (California Bearing Ratio. ASTM D1883 [13]), el cual es un índice empleado para expresar las

características de resistencia y deformación de un suelo, estableciéndose en él una relación entre la resistencia a la penetración de un suelo y la que corresponde a un material de referencia. El mismo se ha realizado sobre una muestra de suelo limoso generada a partir de los parámetros óptimos definidos anteriormente para este suelo, los resultados obtenidos por este medio han sido resumidos en la Figura 8.

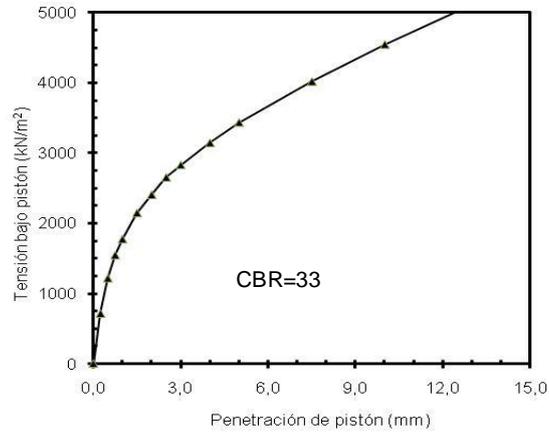


Figura 8. Tensión vs deformación del ensayos CBR

2.4 Material granular

Las muestras del material granular empleado en el estudio experimental, fueron obtenidas de canteras donde se procesa el material granular con el fin de lograr la mezcla de los elementos necesarios a fin de obtener una distribución granulométrica que se encuentre entre los tamaños 0 milímetros a 20 milímetros (comúnmente llamado 0-20). En la Figura 9, se presenta la curva de distribución granulométrica del material.

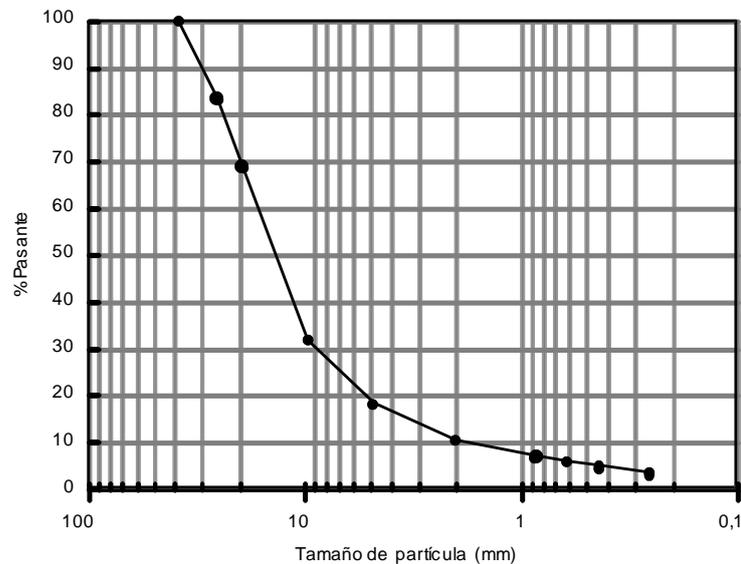


Figura 9. Curva de distribución granulométrica del material 0-20

Se realizaron ensayos de compactación, mediante los cuales se obtuvo la relación entre humedad de compactación y peso unitario seco del suelo, para diferentes energías de compactación. Se utilizaron las energías de compactación correspondientes al ensayo Proctor Modificado (ASTM, 1991 [13]). Para obtener la curva de compactación se aplicó el 100% de la energía correspondiente al ensayo (Figura 10).

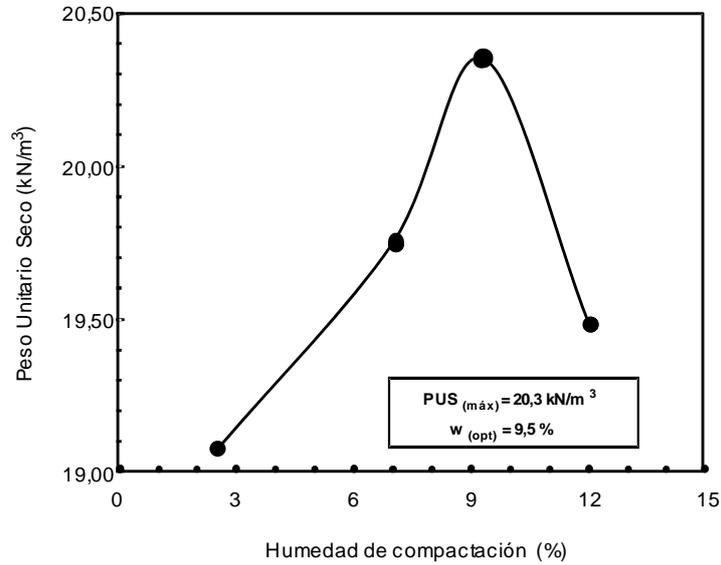


Figura 10. Curva de compactación del suelo granular 0-20 para energía Proctor Modificado

Para la caracterización tensión deformación en laboratorio se realizaron ensayos de capacidad el suelo mediante el índice CBR (California Bearing Ratio. ASTM D1883 [13]). El mismo se ha realizado sobre una muestra de suelo granular generada a partir de los parámetros óptimos indicados en la Figura 10 bajo condiciones de inundación. Los resultados obtenidos se han sido resumidos en la curva presentada en la Figura 11.

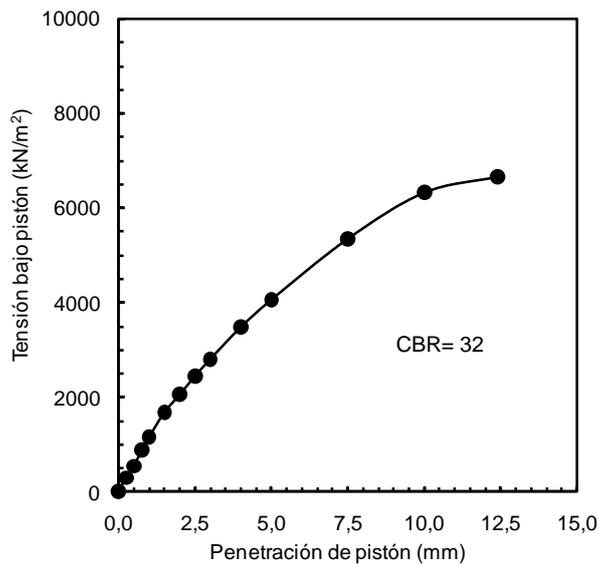


Figura 11. Tensión vs deformación del ensayos CBR

A los fines establecer una correlación entre los ensayos de campo y laboratorio, para definir los parámetros resistentes del suelo granular compactado, se han ejecutado ensayos tipo DCP en un terraplén. La caracterización mecánica in situ, se ha realizado mediante prospección sobre un terraplén con cuerpo de material granular 0-20, cuya compactación se ha desarrollado por medios mecánicos. Previo a las actividades de compactación, se efectuó un destape de material natural de 0,40 metros. El terraplén se ejecuto en tres capas consecutivas de 20 centímetros de material granular suelto cada una. Lo que conformó un paquete estructural de aproximadamente 55 centímetros luego de la compactación progresiva. En la Figura 12 presenta dos prospecciones, donde se han destacado cada una de las zonas que conforman el paquete y remarcado la interfase donde existe el cambio de estratos.

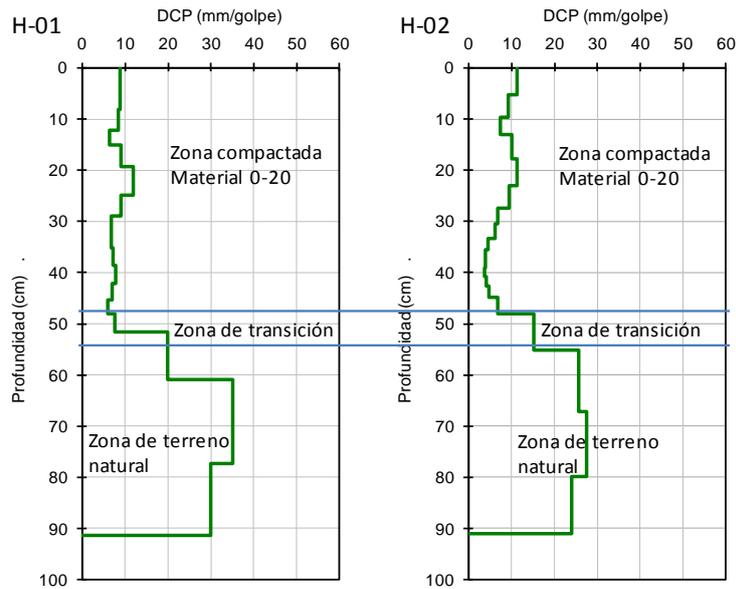


Figura 12. Valores de Índice DCP en dos sondeos sobre suelo granular compactado

2.5 Parámetros de modelado

A partir de los resultados obtenidos y presentados en la sección 2.3 y 2.4 de este trabajo se han seleccionado los parámetros indicados en la Tabla 4 para el cálculo de las tensiones y deformaciones inducidas en el terreno natural a la profundidad H_2 , según la geometría indicada en la Figura 3.

Tabla 4. Parámetros empleados en el modelo

	Hormigón	Suelos S1	Suelo S2	Suelo S3
Descripción	H-17	0-20 compactado	Limo compactado	Limo loésico en estado natural
Peso unitario seco γ_d (kN/m ³)	---	20 - 22	16 - 17	12 - 14
Peso unitario húmedo γ (kN/m ³)	24	21 - 23	19 - 20	14 - 17
Permeabilidad k (m/s)	---	1×10^{-2} - 1×10^{-6}	1×10^{-8} - 1×10^{-9}	1×10^{-6} - 1×10^{-7}
Módulo de elasticidad E (MPa)	2480	100 - 300	5 - 8	1 - 5
Coefficiente de Poisson ν	0,20	0,15 - 0,30	0,30	0,29-0,31
Cohesión c (kPa)	---	0	25-35	1-10
Ángulo de fricción ϕ (°)	---	35-45	30-34	28-35

3. RESULTADOS

3.1 Tensiones inducidas en el material de base

En este apartado se presenta la relación entre la carga aplicada sobre la estructura de los paquetes estructurales y las tensiones inducidas en el estrato de terreno natural que corresponde al suelo debajo de la platea (0,15m), 0,20 metros de material granular identificado como 0-20 y suelo compactado de espesor variable (Figura 13). Para las plantillas se han tenido iguales consideraciones Figura 14.

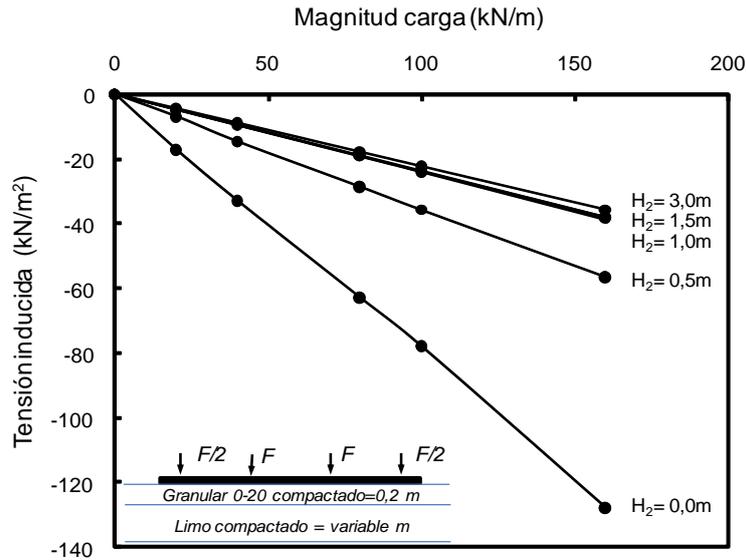


Figura 13. Distribución de tensiones a nivel de terreno natural en plateas

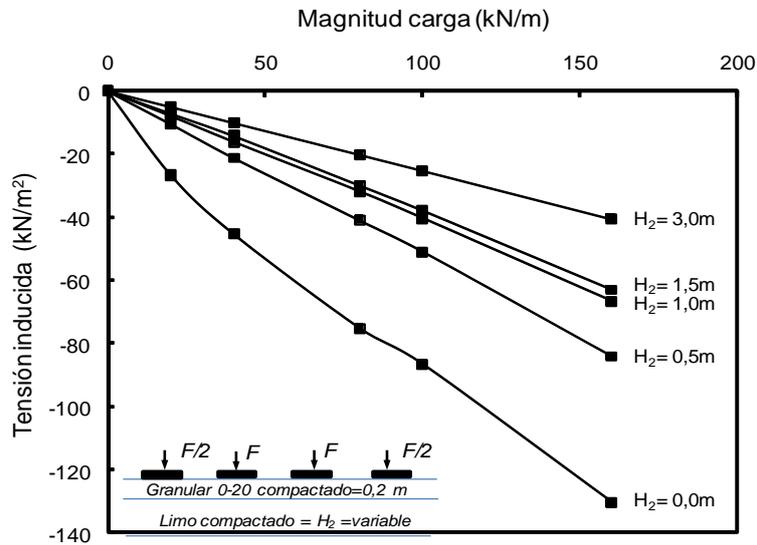


Figura 14. Distribución de tensiones a nivel de terreno natural en plantillas

En la Figura 13 se puede apreciar que la disminución del espesor de suelo compactado (limo) provoca un incremento en las tensiones sobre el terreno natural, desde 35 kN/m^2 hasta 130 kN/m^2 aproximadamente. Al mismo tiempo se observan dos características diferenciales entre ambos modelos, (a) existe una marcada diferencia en el comportamiento del paquete estructural con suelo compactado (limo) y el que no posee esa capa; (b) el nivel de tensiones inducidas es menor en el caso de platea que en el uso de plantilla, esto es de esperar ya que la superficie de apoyo es mayor en la primera opción.

La Figura 13 muestra que la variación en la Tensión inducida respecto al espesor de suelo compactado (en el paquete estructural) bajo una carga de referencia de 150 kN/m^2 , se pueden obtener las siguientes relaciones: A) Espesor de $0,00\text{m}$, la Tensión inducida es 118 kN/m^2 . B) Espesor de $0,50\text{m}$, la Tensión inducida es 51 kN/m^2 . C) Espesor de $1,00\text{m}$, Tensión inducida es 38 kN/m^2 . D) Espesor de $1,50 \text{ m}$, Tensión inducida es 37 kN/m^2 . E) Espesor de $3,00\text{m}$, la Tensión inducida es 36 kN/m^2 .

La Figura 14 muestra la disminución de suelo compactado provoca un incremento en las tensiones inducidas, desde 40 kN/m^2 hasta 135 kN/m^2 .

Realizando el análisis de las distintas configuraciones, se puede ver una tendencia unificada para ambos casos, que se puede resumir como la disminución de la Tensión inducida con el aumento del espesor de suelo compactado (limo), para una cierta Magnitud de carga.

Se puede observar que la tendencia es una marcada disminución de la tensión inducida a medida que aumenta la capa de suelo compactado, hasta un valor de $1,00$ metros de espesor y luego se hace rápidamente asintótica a una Tensión inducida de 36 kN/m^2 aproximadamente.

La Figura 14, permite identificar que la tensión inducida vs. espesor de suelo compactado (en el paquete estructural) bajo una carga de referencia de 150 kN/m^2 , se pueden obtener las siguientes relaciones: A) Espesor de $0,00\text{m}$, la Tensión inducida es 122 kN/m^2 . B) Espesor de $0,50\text{m}$, la Tensión inducida es 79 kN/m^2 . C) Espesor de $1,00\text{m}$, Tensión inducida es 62 kN/m^2 . D) Espesor de $1,50 \text{ m}$, Tensión inducida es 58 kN/m^2 . E) Espesor de $3,00\text{m}$, la Tensión inducida es 39 kN/m^2 .

3.2 Deformaciones

Con el fin de expresar y representar el nivel de las deformaciones verticales inducidas bajo el desarrollo del paquete estructural, se ha graficado una curva para cada nivel de carga distribuida "F". Entonces dentro del espacio de Deformaciones verticales (m) vs. Longitud (m) se relacionan las deformaciones para cada uno de las configuraciones estudiadas.

El desarrollo de la platea de apoyo es de $13,20$ metros, ubicada sobre el material granular y centrada sobre el eje de abscisas de la Figura 15.

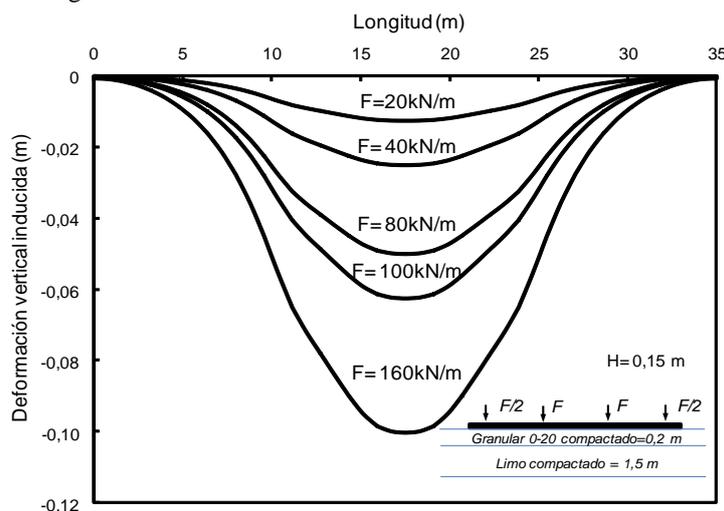


Figura 15. Distribución de deformaciones a nivel de terreno natural en plateas

Se muestra que el nivel de Deformación vertical inducido al suelo una deformación simétrica y con distribución uniforme, esto es debido a que la configuración con platea distribuye las cargas concentradas

(F) de forma efectiva, evitando cualquier concentración de tensiones, las cuales se verían traducidas a deformaciones verticales poco uniformes.

La plantilla se configura por cuatro partes iguales de 1,00 metros de ancho, donde efectivamente se aplican las cargas F, estos elementos apoyan sobre el material granular. Y se encuentran a 10, 15, 20 y 25 metros sobre el eje de abscisas de la Figura 16. Se muestra que el nivel de Deformación vertical inducida al suelo en el espacio de influencia es poco uniforme incluso para valores pequeños de cargas.

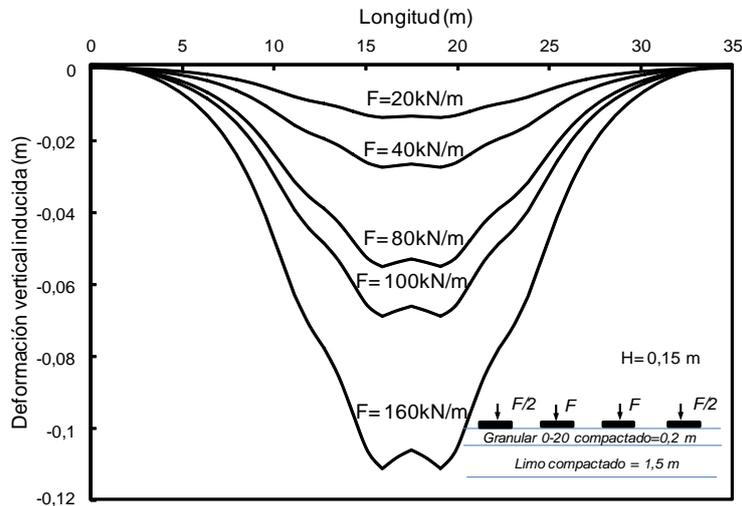


Figura 16. Distribución de deformaciones a nivel de terreno natural en plantillas

Esta configuración estructural arroja como resultado deformaciones similares para el rango de cargas bajas respecto de la configuración con platea. Y mayores niveles de deformación, alrededor de un 15% superior para los rangos altos de carga comparado con el anterior esquema.

4. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

En las Figuras 17 y 18, se puede ver la tensión inducida (eje de ordenadas) respecto del espesor de suelo compactado (limo) en abscisas, para el caso de platea y plantilla respectivamente.

La característica fundamental de estos gráficos son líneas continuas de igual fuerza de actuación sobre el elemento estructural, con la variable del espesor de suelo compactado, cuyo rango es desde 0 a 3,00 metros, el cual coincide con los análisis a realizados. Con esta forma de expresar los resultados obtenidos del modelo matemático, se puede identificar que existe una zona de franca estabilidad en la tensión inducida, y desde un valor característico (alrededor de 0,90 a 1,00m) el espesor compactado incide con poca magnitud en el valor de la tensión inducida.

Aquí podemos separar la característica en los dos casos de estudio, es decir para la platea, en la Figura 17, el espesor de suelo compactado mayor que 1,00 metros no incide en la tensión inducida, es decir que allí se lograría hacer independiente esta relación que se estudia.

Para el caso de la plantilla, lo podemos observar en la Figura 18, para espesores mayores de 1,00 metro existe todavía una disminución residual de la tensión inducida, la cual ronda una 25% de la máxima.

En ambos casos se identifica que desde un espesor de 0,50 metros de suelo limoso compactado, se logra una importante disminución de las tensiones inducidas al suelo (alrededor de un 50%), existiendo una pendiente mayor para el caso de platea respecto de la plantilla.

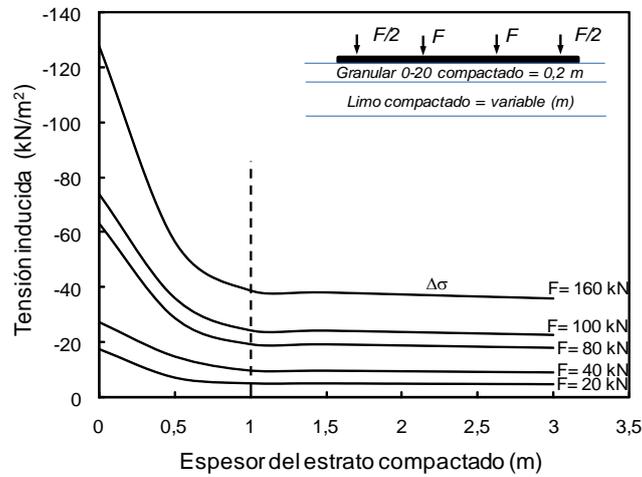


Figura 17. Tensiones a nivel de terreno natural en plateas

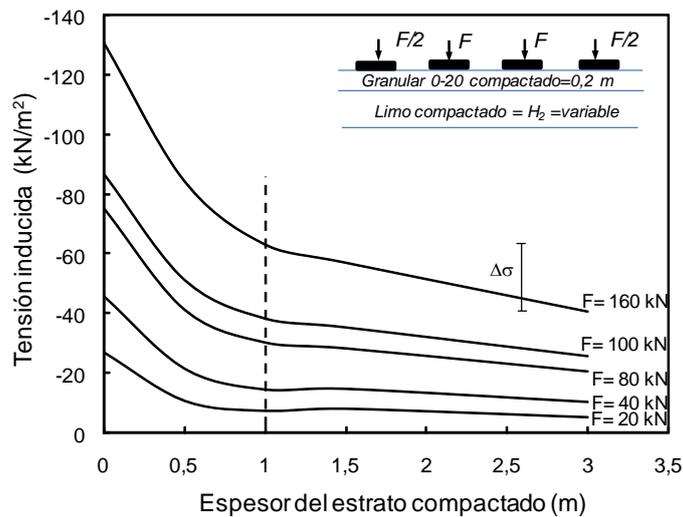


Figura 18. Tensiones a nivel de terreno natural en plantillas

5. CONCLUSIONES

Se han realizado ensayos de caracterización de los materiales frecuentemente empleados en la Ciudad de Córdoba para la construcción de plateas. Se han planteado modelos matemáticos para la evaluación de las tensiones inducidas bajo los estratos compactados. Se ha computado el nivel de deformaciones y tensiones inducidas en el estrato de suelo natural. A partir de los resultados obtenidos en este trabajo se han podido formular las siguientes conclusiones:

- (1) Los paquetes estructurales tipo plateas, logra una mejor uniformidad en la transmisión de las cargas al estrato natural, manteniendo como resultado final niveles de deformaciones menores que para paquetes formado por plantillas, aún para idénticos espesor de compactación de limo y de material granular (0-20).
- (2) Desde un espesor de los 0,50 metros hasta 1,00 metros se produce una disminución de entre el 50 al 90 % de la transmisión de tensiones al terreno natural. Por lo tanto es un dato fundamental para el diseño y cálculo de este tipo de configuraciones estructurales.

(3) En espesores de suelo limoso compactado menores a 0,50 metros, las tensiones transferidas al terreno natural son importantes respecto a la sollicitación aplicada sobre la estructura.

Los autores indican que los resultados presentados deben ser tomados con precaución en la etapa de proyecto si serán empleados para la construcción de plateas.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue parcialmente financiado por la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica FONCYT y el Ministerio de Ciencia Tecnología (Gobierno de Córdoba). Los autores agradecen al personal del Grupo GIGEF y al Departamento de Ingeniería Civil.

REFERENCIAS

- [1] Hemsley J. A. Design applications of raft foundation. 1° Ed. London UK, Thomas Telford 2000.
- [2] Hetenyi M. (1961) 'Beams on Elastic Foundations', University of Michigan Press, Ann Arbor, Mich.
- [3] Der-Guey Lin and Zheng-Yi Feng. A numerical study of piled raft foundation. Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 29, No. 6, pp. 1091-1097 (2006)
- [4] Witt M. (1984) 'Solutions of Plates on a Heterogeneous Elastic Foundation, Computers and Structures', Vol. 18, No. 1, pp. 41-45.
- [5] Kumar Venkatesh, N.K. Samadhiya, and A.D. Pandey. Response of Raft Foundation on Varying Stratum. International Journal of Recent Trends in Engineering, Vol. 1, No. 6, May 2009
- [6] Eden W. J. Contact pressure under a raft foundation. National research council of Canada, Division of building research. 1971.
- [7] Allen D.N. and Severn R.T. (1961) 'The stresses in foundation rafts', Proc. ICE., Vol.20, pp.293-304.
- [8] J.E. Bowles, Foundation Analysis and Design. McGraw. Hill, New York, 1982.
- [9] G. S. Kame, S. K. Ukarande, K. Borgaonkar, V. A. Sawant; A Parametric Study on Raft Foundation. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics 2008
- [10] Wang C.M. and How Y.C. (2001), 'Analysis of Rectangular thick rafts on an elastic halfspace', Computer and Geotechnics, Vol.28, Issue 3, pp. 161-184.
- [11] Reginatto, A. *Suelos colapsibles - Predicción de la Susceptibilidad al Colapso*. 2° Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina. 1970.
- [12] Arrúa P., Aiassa G.; Eberhardt M. and Alercia Biga C. *Behavior of Collapsible Loessic Soil After Interparticle Cementation* Int. J. of GEOMATE, Geotec., Const. Mat. and Env., Dec. 2011, Vol. 1, No. 2 (Sl. No. 2), pp. 130-135
- [13] ASTM. American standard test materials. Committee D-18 on sampling and related field testing for soil investigation.