

Auscultación del terraplén de la nueva pista del aeropuerto de El Dorado de Bogotá (Colombia)

Fernando Román Buj

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

INTECSA

Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN: Se describen los antecedentes que motivaron la construcción de un terraplén de ensayo para el proyecto de la segunda pista del aeropuerto El Dorado, así como los resultados de la auscultación y las conclusiones relativas al tratamiento de la cimentación del terraplén de las pistas. Este terraplén de ensayo permitió matizar las conclusiones sacadas del análisis teórico y establecer una previsión de asientos durante los primeros años de servicio. Las previsiones de asientos han sido bastante acertadas y han permitido que las obras realizadas hayan supuesto no emprender inversiones que no se presentaban como justificadas.

1. - INTRODUCCIÓN.

Entre las ampliaciones que comenzó a desarrollar la sociedad concesionaria del aeropuerto de El Dorado (CODAD), figuraba la construcción de una segunda pista de vuelo y de la correspondiente de carreteo, paralela a la anterior.

La longitud de pista es 3.800 metros pero el movimiento de tierras afectaba a una longitud de más de 4 km.

En un tramo de casi 1 km situado en la cabecera de pista noroccidental, el proyecto contemplaba la construcción de un terraplén de hasta 4 metros de altura, que discurre por el centro del valle del río Bogotá, cuyo cauce se desviaría en la construcción.

Las anchuras de pistas son de 60 m en la de vuelo y de 45 m en la de carreteo. Dada la distancia entre los ejes de ambas pistas es de 240 metros y los sobreamanchos de las zonas de seguridad, el movimiento de tierras en este valle daba lugar a un relleno de más de 400 metros de anchura.

Como el terreno donde se apoyará las nuevas pistas, es un terreno muy blando de espesores importantes, se esperaban grandes asientos en la zona de cabecera de la pista. Por esta razón, el conocimiento de las características de resistencia y deformabilidad del terreno era fundamental para el diseño de medidas correctoras, que permitiesen garantizar el buen funcionamiento del aeropuerto.

En el Proyecto de Licitación, basado en campañas geotécnicas realizadas en los años 1982 y 1994, se previeron tratamientos de aceleración de

asientos mediante la instalación de drenes y de una precarga. La importancia de los asientos máximos esperados junto con el plazo de ejecución de las obras y la necesidad de conocer con la máxima precisión posible las posibles operaciones de mantenimiento futuras del aeropuerto motivaron que Dragados y Construcciones, empresa constructora de las obras, encargara un estudio geotécnico a INTECSA.

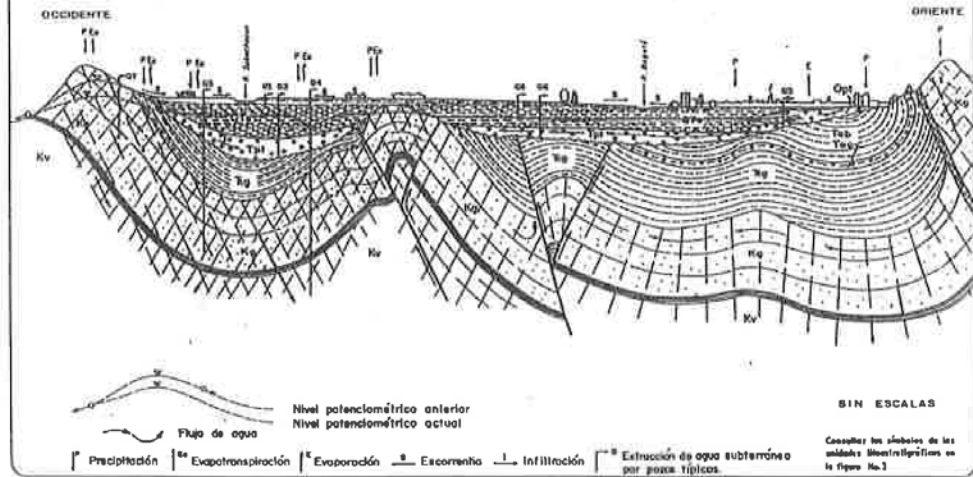
En este estudio geotécnico, además de la realización de una detallada campaña de reconocimientos geotécnicos con sondeos, piezoconos y ensayos de laboratorio, se planteó la necesidad de auscultar el comportamiento del cimiento del terraplén en las primeras etapas del movimiento de tierras. Para ello se inició la construcción del terraplén por una zona de prueba situada entre pistas.

En este documento se exponen los resultados más interesantes de esta auscultación la cual ha permitido verificar las conclusiones del estudio geotécnico, las recomendaciones constructivas realizadas y suponer un buen comportamiento del cimiento en un futuro.

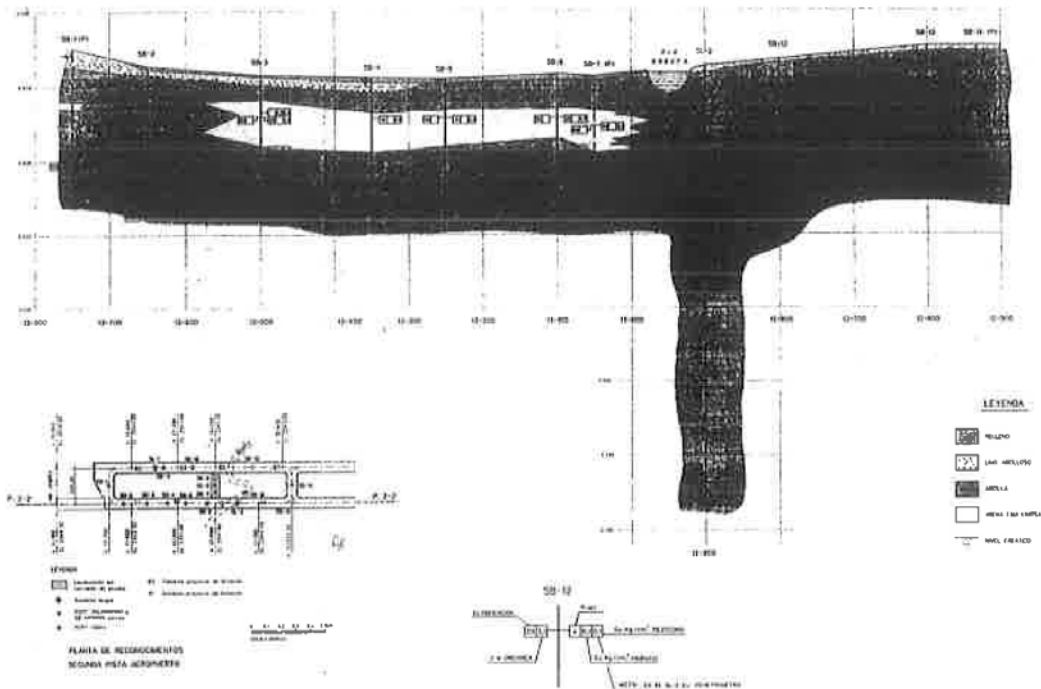
2. - MARCO GEOLÓGICO

La ciudad de Santa Fe de Bogotá se desarrolla, en su mayor parte, sobre los depósitos lacustres de un antiguo valle entre elevaciones de la Cordillera Oriental Andina. La Formación Sabana constituye la parte superior de dichos rellenos y está constituida fundamentalmente por capas horizontales poco

CORTE HIDROGEOLOGICO ESQUEMATICO DE LA CUENCA DEL RIO BOGOTA



PERFIL 3-3'



consolidadas de arcillas plásticas, y en menor proporción, por niveles de arcillas turbosas, turbas, limos, arenas finas y gruesas y hasta capas de cenizas volcánicas. Su potencia llega a alcanzar más de 300 metros. Los depósitos lacustres descansan sobre un sinclinatorio fallado que pliega estratos cretácicos y terciarios de naturaleza calcárea, arcillosa y areniscosa. Discordante sobre este pliegue, en la parte inferior de los depósitos lacustres aparece la formación Tiltatá, de 100 a 200 metros de espesor, constituida por gravas, arenas, limos, arcillas y turbas.

En el borde montañoso se intercalan entre la formación Sabana, depósitos fluvio-glaciares y coluviones constituidos por gravas y bloques envueltos en una matriz de arena y arcilla. Esta formación confina frecuentemente acuíferos alimentados por los relieves montañosos que son tradicionalmente explotados para el abastecimiento de la capital.

Asimismo, la formación Tiltatá y los niveles granulares de la formación Sabana, confinan otros acuíferos que están siendo explotados intensamente por las empresas dedicadas al cultivo de la flor, extensamente repartido por toda la sabana.

3. - INVESTIGACIÓN REALIZADA Y COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

En la investigación se utilizaron las técnicas de exploración más adecuadas para la caracterización de suelos blandos. En particular, se ha utilizado el piezocono que permite detectar la existencia o no de pequeñas capas de arena, y determinar el coeficiente de consolidación horizontal, además de la resistencia sin drenaje, c_u .

Se realizaron los siguientes trabajos:

- 15 perforaciones cortas de 20 metros de profundidad y dos sondeos largos de 60 metros, con recuperación de muestras tipo Shelby de 3" de diámetro, ensayos SPT, y ensayos de veleta in situ (molinete). Los sondeos fueron realizados por Maldonado Ingeniería, empresa local.
- 15 piezoconos de, al menos, 20 metros de profundidad, con ensayos de disipación de presión intersticial en cada localización para poder determinar el coeficiente de consolidación horizontal del suelo. Fueron realizados por Fugro.
- Ensayos de Laboratorio: Ensayos de Clasificación, ensayos de estado, de compresión triaxial UU y CU, ensayos edométricos con muestras Shelby de 3".

hidrómetros y ensayos de veleta de laboratorio.

Todos los ensayos se realizaron siguiendo la norma ASTM. En particular en el caso de los edómetros (ASTM D 2435-90), se tomó especial precaución para evitar el deterioro de las muestras. Dada la importancia de los ensayos edométricos, en su mayor parte fueron realizados por los Laboratorios de Fugro en Houston con el fin de poder cumplir estrictamente con las normas ASTM.

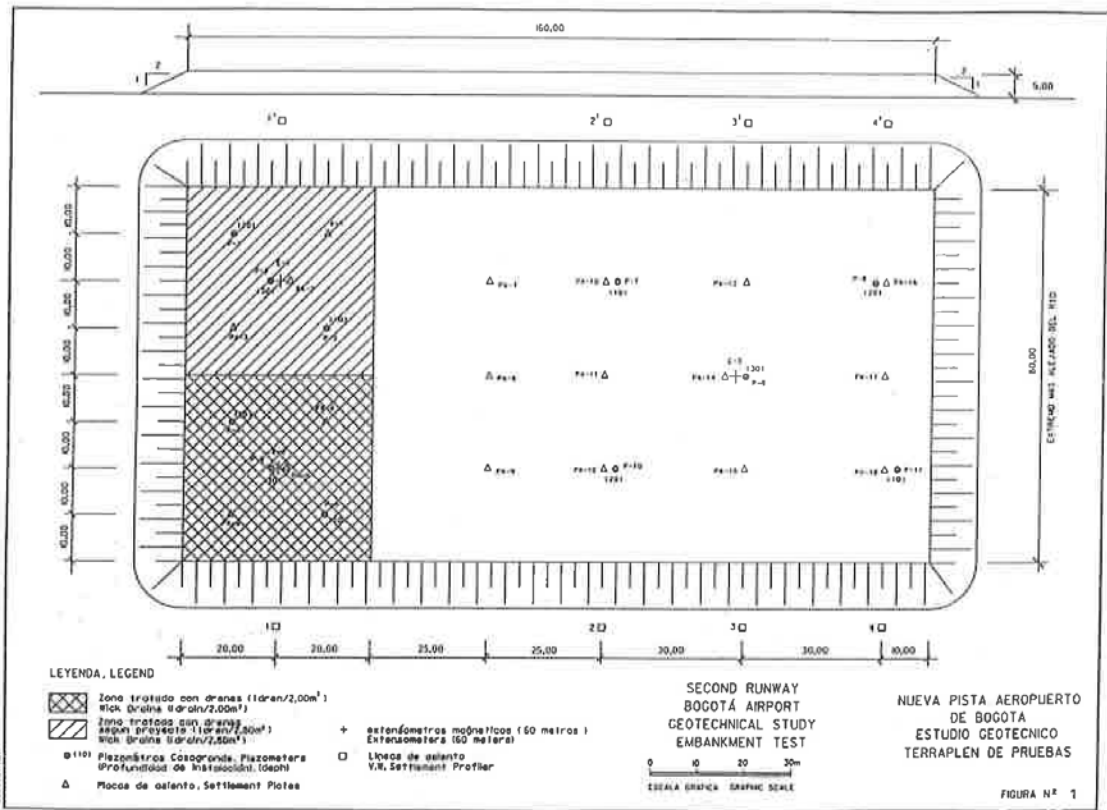
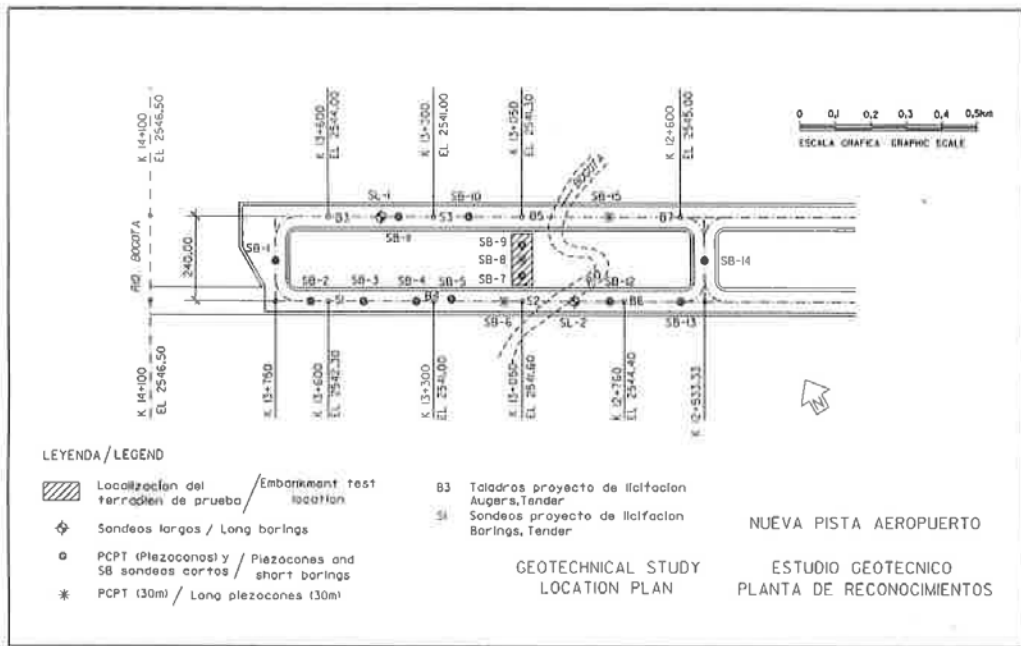
Los resultados de la investigación confirmaron la naturaleza del subsuelo. En el perfil adjunto se grafica parte de los resultados. Corresponde al valle del río Bogotá donde se desarrolla el extenso terraplén.

Se distinguen dos zonas, la de la derecha (que se denominó Zona 2) está constituida prácticamente por arcillas de alta plasticidad hasta la profundidad reconocida 60 metros (zonas grisáceas en la figura reproducida). En la de la izquierda (Zona 1), además de las arcillas, aparece una capa de arena a los 3.0 metros de profundidad extendiéndose hasta los 9,0 metros. (bolsada de color claro intercalada en la mancha grisácea). Los piezoconos identifican claramente esta capa.

En el gráfico N° 1 se presenta la variación con la profundidad de la resistencia sin drenaje, (c_u) de las arcillas calculada con el ensayo de molinete (veleta in situ), a partir de la resistencia por punta del piezocono, y los ensayos triaxiales UU. Se observa claramente que, en la parte superior del subsuelo, la resistencia sin drenaje media varía desde los 0,70 kg/cm² en superficie hasta aproximadamente 0,35 kg/cm² a los 6,0 m, para luego aumentar hasta 0,45 kg/cm² a los 10,0 m y mantenerse prácticamente constante hasta los 20 metros. La resistencia sin drenaje máxima medida con el molinete fue de 0,9 kg/cm² en la superficie. Estos valores son semejantes a los valores típicos señalados para las arcillas blandas de Bogotá por Martínez y Prieto (1992).

La variación de la resistencia sin drenaje con la profundidad, y los resultados del piezocono indican una mayor resistencia por punta (q_c) en superficie, ambas disminuyendo hasta mantenerse prácticamente constante a partir de los 10,0 metros. Esto indica que, por lo menos hasta los 30 metros de profundidad, los suelos de la cimentación están sobreconsolidados.

En el gráfico N° 2 se presenta la variación con la profundidad de la humedad natural, el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad. Se observa que los límites líquidos son prácticamente superiores a 100 y alcanzan valores de hasta 350, con un valor promedio de 150. Se observa además cómo,



entre los 7,0 metros y los 11,0 metros de profundidad, los valores de la humedad y el límite líquido son sustancialmente mayores, indicando una menor consistencia. Esta zona coincide con los menores valores medidos de resistencia sin drenaje (gráfico N° 1).

En el gráfico N° 3 se ha querido representar la variación de la relación c_v/σ'_o , contra el índice de plasticidad. En el mismo gráfico se ha representado la correlación propuesta por Moya-Rodríguez (Martínez, y Prieto, 1992) para las arcillas de Bogotá ($c_v/\sigma'_p = 0,2687 + 0,00063IP$). Se puede ver claramente como los valores de c_v/σ'_p son mayores que los determinados mediante la fórmula de Moya-Rodríguez. Esto también indica el efecto de la sobreconsolidación.

Los ensayos edométricos realizados en los laboratorios de Fugro McClelland, fueron analizados en detalle por Intecsa y el Profesor J.M. Duncan de la Universidad Politécnica de Virginia.

En las tablas N° 2 y N° 3, se resumen los resultados de los principales parámetros derivados de los ensayos edométricos. Los valores medios de C_{ec} y C_{σ} (índice de recompresión) calculados son semejantes a los valores típicos señalados por Martínez y Prieto (1992) para las arcillas de Bogotá.

Los valores de la relación de sobreconsolidación, OCR, fueron calculados mediante el método de Casagrande. Esta variación de OCR con la profundidad indica que existe un efecto de sobreconsolidación por envejecimiento. Este efecto ha sido señalado en varias ocasiones en la literatura técnica (Duncan et al, 1996).

La lectura de apartados posteriores de esta comunicación permitirá ver la importancia que tiene verificar la variación de las presiones de preconsolidación, y por tanto el valor de OCR, a profundidades superiores a los 20 metros.

En la tabla N° 3 se presentan los resultados del cálculo del coeficiente de consolidación vertical, C_v , tanto por el método de Taylor como por el método de Casagrande, a partir de las curvas de asiento en el tiempo correspondientes a los incrementos de carga semejantes a los que sufrirá la cimentación de la nueva pista, bajo el peso del terraplén. También se incluyen los valores medios del coeficiente de consolidación horizontal C_h calculado con el piezocono a partir de los ensayos de disipación de presión intersticial, y su relación con los valores de C_v a partir de los ensayos edométricos.

En el gráfico N° 4, se presenta la variación de C_h ($m^2/año$) con la profundidad, de las arcillas.

Previo al cálculo de los asientos fue necesario establecer las presiones de preconsolidación de las arcillas, y las condiciones de drenaje.

En el gráfico N° 5 se presenta la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (p'_o), la presión de preconsolidación (p_p), y la presión final (p'_f) para 3 m y 4 m de altura de terraplén. La presión de preconsolidación por debajo de los 18 metros de profundidad se estimó de acuerdo con una relación de sobreconsolidación $OCR = 2$. El valor de p'_o se calculó suponiendo un nivel freático promedio a 1,0 metros de profundidad, y utilizando los valores de la densidad aparente calculados a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio, y que se muestran en la tabla N° 2.

En el citado gráfico N° 5 se puede ver cómo la presión final p'_f , no supera el valor de la presión de preconsolidación en ningún punto de la masa compresible. Únicamente entre los 10 m y los 15 m de profundidad, y para 4 m de altura de terraplén se supera el valor de p_p estimado. Como consecuencia de esto, era de esperar que la magnitud de los asientos será menor que si la arcilla estuviese normalmente consolidada, y que los asientos ocurrirán de forma más rápida. El valor del coeficiente de consolidación C_v , en la zona de recompresión de la curva de consolidación, es un orden de magnitud mayor que el valor de C_v determinado para la línea de consolidación virgen (Duncan, 1993).

Los asientos se calcularon para diversos valores del coeficiente C_v y del índice de recompresión C_{σ} . Asimismo se manejaron distintas hipótesis acerca de la presencia de un nivel arenoso drenante a 30 metros de profundidad. Finalmente se trabajó con precargas de 1 y 2 metros aplicadas durante 1 año.

El análisis de cada una de las hipótesis, fue realizado mediante el programa de ordenador CONSOL (Duncan et al, 1988). Se utilizó una versión que modifica la permeabilidad de las capas de suelo consideradas en función de la deformación. Se consideraron un total de 20 capas de suelo. El programa utiliza el método de las diferencias finitas, y permite calcular los asientos unidimensionales tomando en cuenta que la deformación no es constante en la masa compresible.

Los resultados de los análisis se resumen en la tabla N° 4.

Las conclusiones de los análisis de comportamiento de la cimentación del terraplén pueden resumirse como sigue:

- La dispersión existente en los parámetros del suelo que gobiernan la consolidación primaria, es tal que da origen a diferencias posibles en la magnitud de los asientos diferenciales, en 20 años del orden de los 20 cm.
- Los asientos estimados, y su velocidad de ocurrencia son de tal magnitud, que la aplicación

TABLA N° 2
RESULTADOS ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN

Sondeo	Profundidad (m)	LL	LP	C_u	C_w	C_s	P_u (t/m ²)	P'_u	OCR
5	18,1	198	50	0,58	0,045	0,009	17,8	9,2	2,0
11	2,1	89	34	0,59	0,015	0,0011	24,0	1,9	12,4
14	5,6	198	50	0,52	0,055	0,0176	13,8	4,3	3,2
12	8,1	147	45	0,43	0,050	0,018	12,2	6,2	2,0
9	11,6	125	45	0,38	0,040	0,011	12,2	6,2	2,0
Promedio				0,50	0,041	0,01			

Variación de la densidad y la humedad con la profundidad

Profundidad	w%	γ (t/m ³)
0 - 10	80	1,54
10 - 20	130	1,40
20 - 30	120	1,41
< 30	100	1,46

TABLA N° 3
RESULTADOS COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN C_v
ENSAYOS EDOMÉTRICOS

Sondeo	Profundidad	$\Delta\sigma'$ (kPa)	t_{50} (min)	t_{90} (min)	C_v (m ² /día)	
					Casagrande	Taylor
5	18,1	96	1,14	2,5	0,0220	0,0430
5	18,1	192	2,35	9,0	0,0100	0,0110
11	2,1	192	4,00	13,0	0,0065	0,0085
14	5,6	72	3,49	10,2	0,0074	0,0110
14	516	96	9,0	29,2	0,0026	0,0034

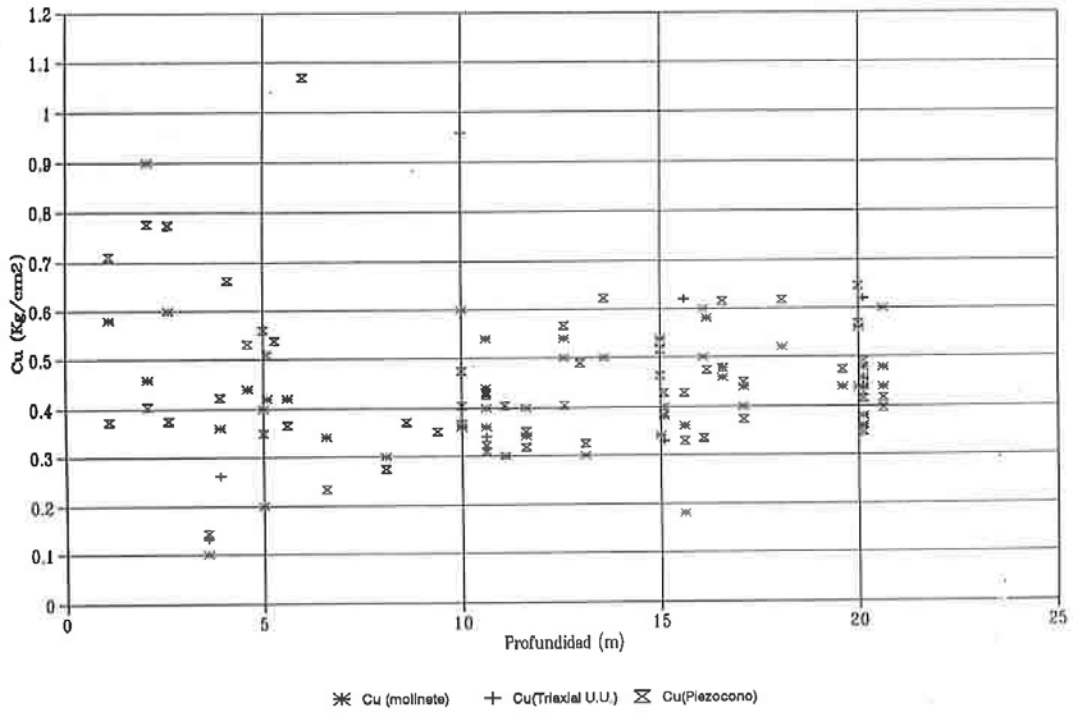
Resumen de resultados, C_v (m²/día)

	$C_{v,Casagrande}$	$C_{v,Taylor}$	$C_{v,Casagrande}$	C_{90}/C_{50}	C_{90}/C_{50}
Mínimo	0,0026	0,0034	0,0150	5,8	4,4
Máximo	0,0220	0,0430	0,2680	12,2	6,2
Media	0,0097	0,0150	0,0950	9,8	6,2
Media Geométrica	0,0077	0,0109	0,0691	9,0	6,3

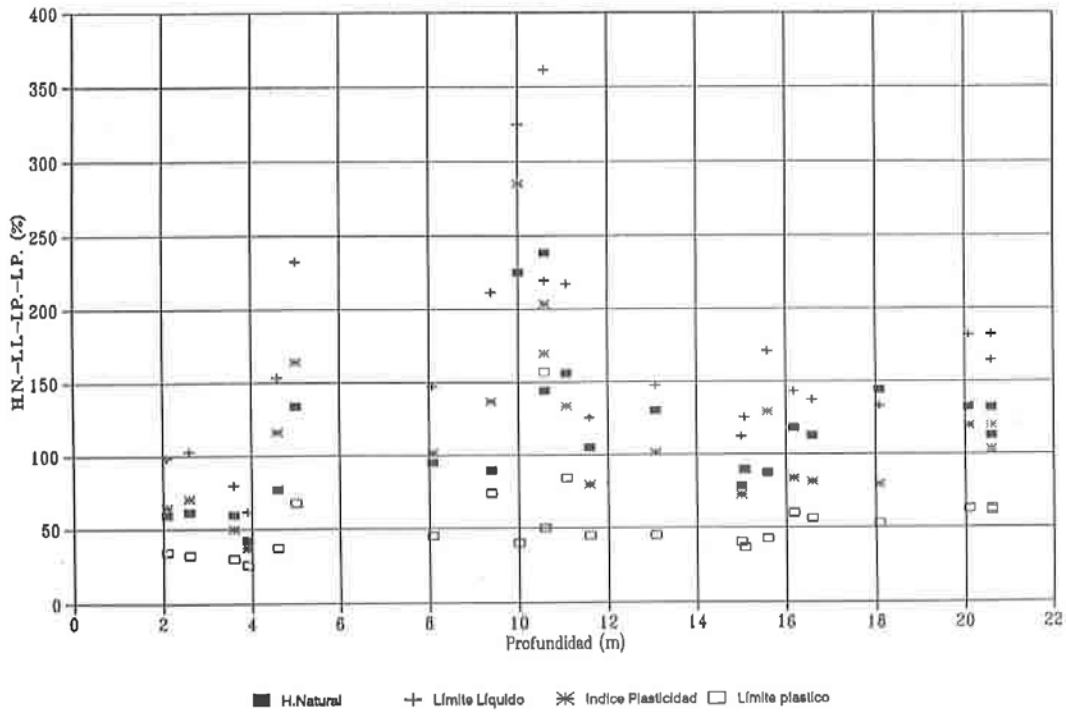
TABLA N° 4

Fichero de Salida (Apéndice 1)	Altura Terraplén (m)	Precarga (m)	Zona	Drenaje a 30 m	C_u	C_w	C_s m ² /año	Asientos (m)		
								1 año	20 años	Diferencial
Bogotá 01.DAT	4	-	2	No	0,5	0,05	2,75	0,20	0,52	0,32
10	4	-	2	Si	0,5	0,04	5,50	0,24	0,68	0,44
11	4	1	2	Si	0,5	0,04	5,50	0,24	0,68	0,44
12	4	2	2	Si	0,5	0,04	5,50	0,30	0,66	0,36
02	4	-	1	No	0,5	0,05	2,75	0,23	0,60	0,37
03	4	-	1	Si	0,5	0,05	2,75	0,26	0,73	0,47
04	4	-	1	Si	0,5	0,05	5,50	0,31	0,88	0,57
07	4	-	1	Si	0,5	0,04	5,50	0,27	0,77	0,50
08	4	1	1	Si	0,5	0,04	5,50	0,36	0,75	0,39
09	4	2	1	Si	0,5	0,04	5,50	0,43	0,77	0,32

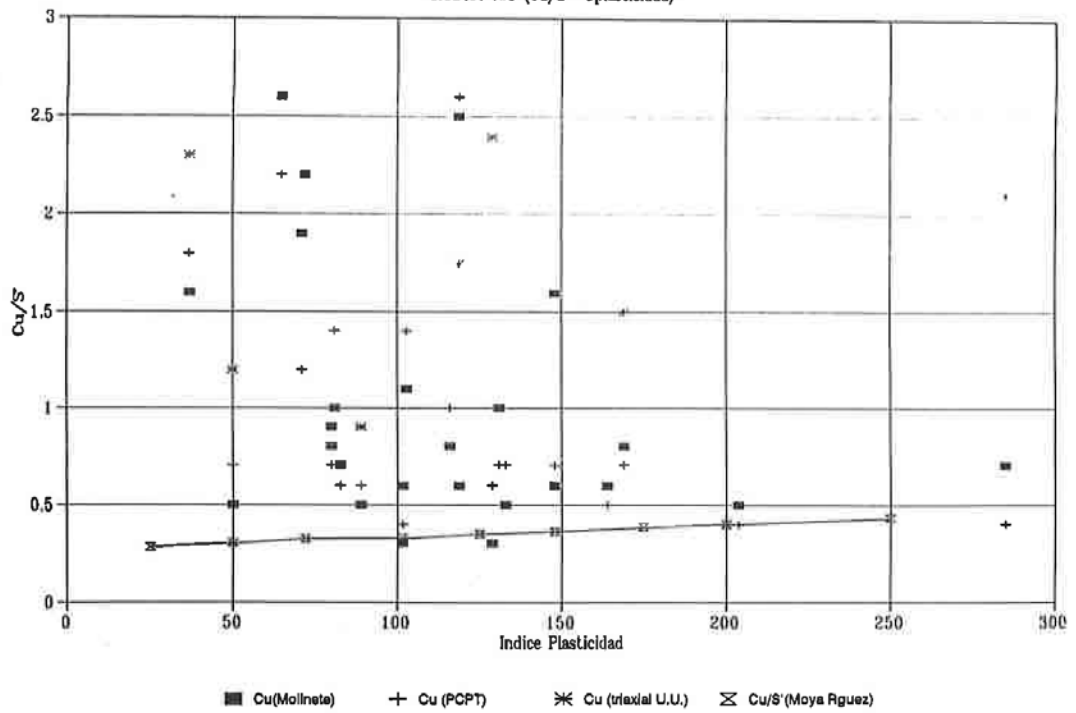
AEROPUERTO ELDORADO
 GRAFICO N.1 (Cu - Profundidad)



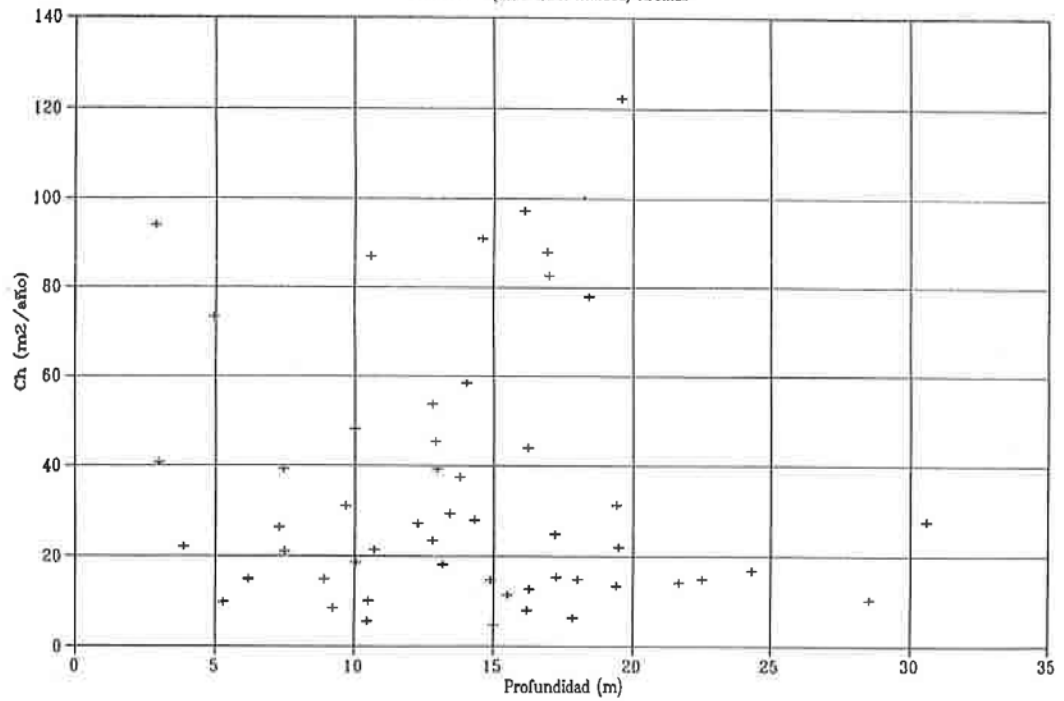
AEROPUERTO ELDORADO
 GRAFICO N.2 (H.N.-LL.-I.P.)-Profund.

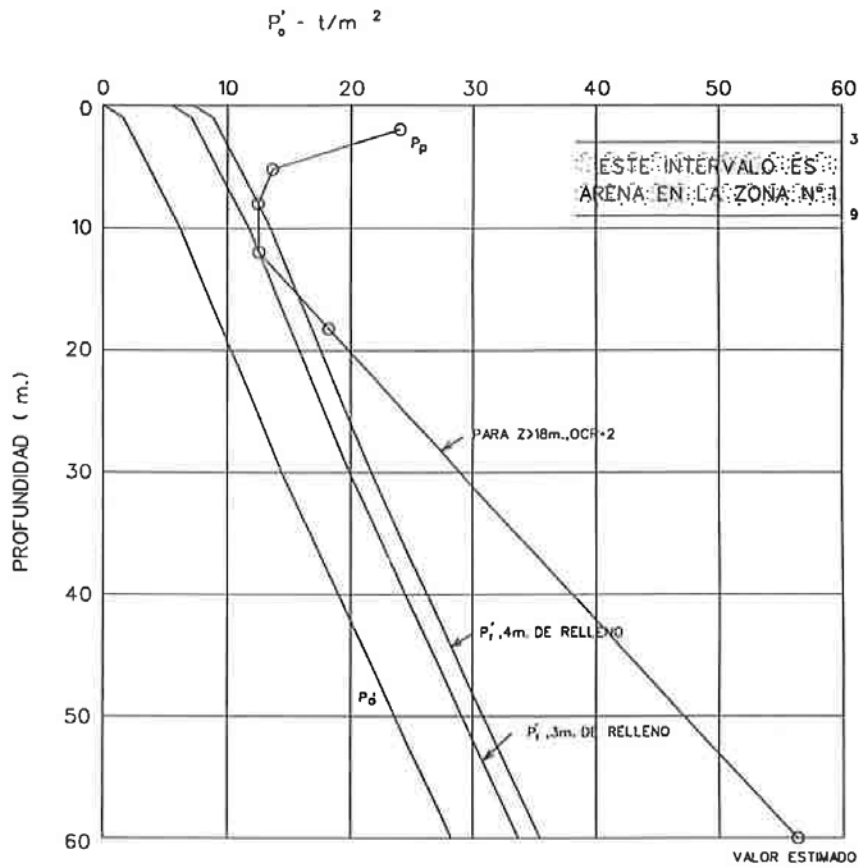


AEROPUERTO ELDORADO
 GRAFICO N.3 (Cu/S- Lplasticidad)



AEROPUERTO ELDORADO
 GRAFICO 4 (Ch - Profundidad) Arcillas





Profundidad (m.)	γ (t/m ³)	P_a (t/m ²)	P_o' (t/m ²)	P'_i (t/m ²)	
				3m.	4m.
0		0	0	5,40	7,20
1	1,54	1,54	1,54	6,94	8,74
10	1,40	15,4	6,4	11,8	13,6
20	1,41	29,4	10,4	15,8	17,6
30	1,41	43,5	14,5	19,9	21,7
60	1,46	87,3	28,3	33,7	35,5

VARIACION DE LA TENSION VERTICAL CON LA PROFUNDIDAD

GRAFICO N° 5

de una precarga no parece causar una mejora significativa que justifique la inversión económica.

- No era necesaria desde el punto de vista geotécnico ni práctico la realización del tratamiento de suelos de la cimentación mediante drenes verticales, al menos por las siguientes razones:

La magnitud de los asientos y sus velocidades, aún en las peores condiciones creíbles (peor aún que los resultados obtenidos en el terraplén de pruebas), eran los suficientemente pequeñas como para esperar que los posibles asientos diferenciales que se presentan en el tiempo, fueran corregidos con un mantenimiento semejante al de otros importantes aeropuertos.

Los asientos calculados son inferiores o de una magnitud semejante a los ocurridos en el aeropuerto de Ciudad de México y en el aeropuerto Internacional de San Francisco. En este último, donde las labores de mantenimiento de rasante se realizan solo cuando se superan las deformaciones indicadas por la FAA, los asientos varían de 12 mm a 25 mm al año, y las labores de sustitución de rasantes se realizan en intervalos de 8 a 10 años.

Para contribuir a uniformizar los asientos espacialmente, se recomendó la utilización de un geotextil de alta resistencia.

Estas conclusiones se confirmarían con los resultados de la auscultación de una parte central del relleno que podría así constituir un terraplén de ensayo, que a continuación se describe:

4. - CARACTERÍSTICAS DEL TERRAPLÉN DE ENSAYO Y DE SU INSTRUMENTACIÓN

En la figura N° 1 se presenta una planta donde se aprecian las dimensiones del terraplén auscultado y donde se señala la localización de cada uno de los instrumentos. Es importante resaltar las dimensiones del relleno, 80 m x 160 m, impuestas por la necesidad de llegar a afectar el estado tensional de capas profundas de tal forma que fuera lo más representativo posible de la situación futura.

La auscultación del terraplén conlleva los siguientes instrumentos:

- Piezómetros Casagrande: se instalaron 11, a las profundidades indicadas en la figura.
- Placas de asiento. Se instalaron un total de 18 placas de asiento. Las seis primeras en la zona tratada con drenes, y el resto en la zona sin tratamiento. Estos instrumentos permiten medir el asiento al nivel de la cimentación del terraplén.
- Extensómetros: Se instalaron 3 extensómetros de 60 metros de profundidad, con 8 puntos de medición (arañas) a diferentes profundidades. Estos instrumentos permiten medir el asiento al nivel de la cimentación, y además los asientos a diferentes profundidades.
- Líneas de asiento continuo: Se instalaron 4 líneas de asiento continuo. Una en la zona tratada con drenes, y tres en la zona sin tratamientos. Estos instrumentos, además de medir el asiento al nivel de la cimentación, permiten evaluar la variación espacial de estos asientos de forma continua.

5. - RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN.

El terraplén objeto de la auscultación, de 4.5 metros de altura, se construyó prácticamente sin interrupciones prolongadas, en aproximadamente 100 días.

En los gráficos adjuntos se expresan resultados representativos de la auscultación de piezómetros, placas de asiento, extensómetros, y líneas de asiento.

En los piezómetros se adjuntan dos ejemplos correspondientes a un nivel de arcillas a 20 m de profundidad y al nivel superior de arenas.

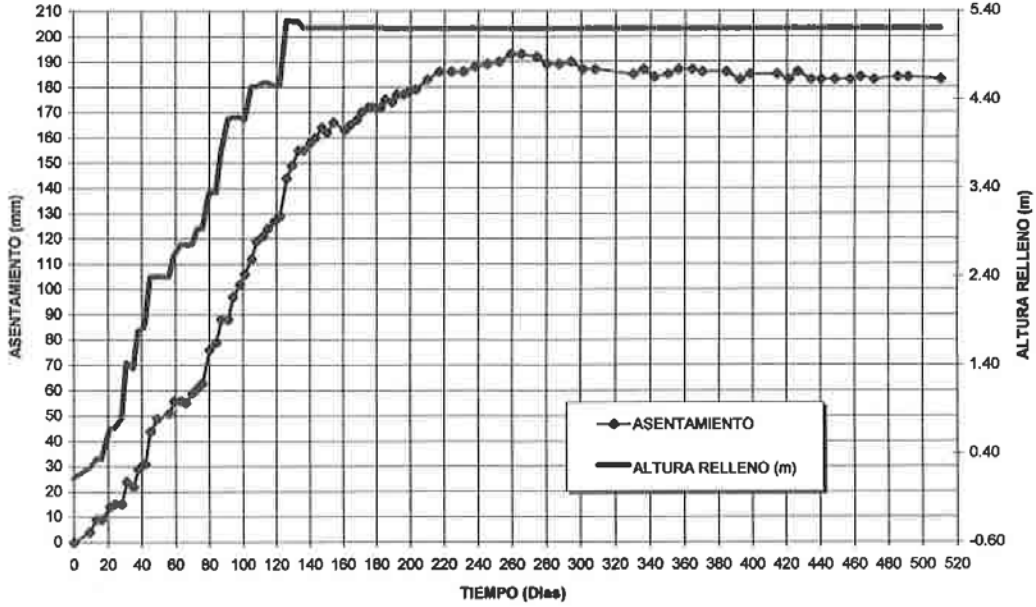
El comportamiento de los piezómetros en el tiempo, indica que a medida que se aumenta la altura del terraplén, las presiones aumentan, y además que no existe una diferencia muy clara entre la zona tratada con drenes, y la zona sin tratamiento. A los 10 metros de profundidad prácticamente todos los piezómetros registran un valor muy bajo de exceso de presión intersticial.

También se observa que en todos los piezómetros se alcanzó la máxima lectura, y que después de finalizar la construcción comenzaba un lento descenso de las presiones intersticiales a los 20 y 30 metros de profundidad.

Si comparamos los excesos de presión intersticial registrados, con el peso del terraplén (densidad de compactación total = 1,45 t/m³), observamos que estos alcanzan un valor equivalente entre un 30% y un 50% de este último a los 20 y 30 m de profundidad. Una señal inequívoca de que los suelos son más permeables que lo supuesto en los estudios realizados en la primera parte.

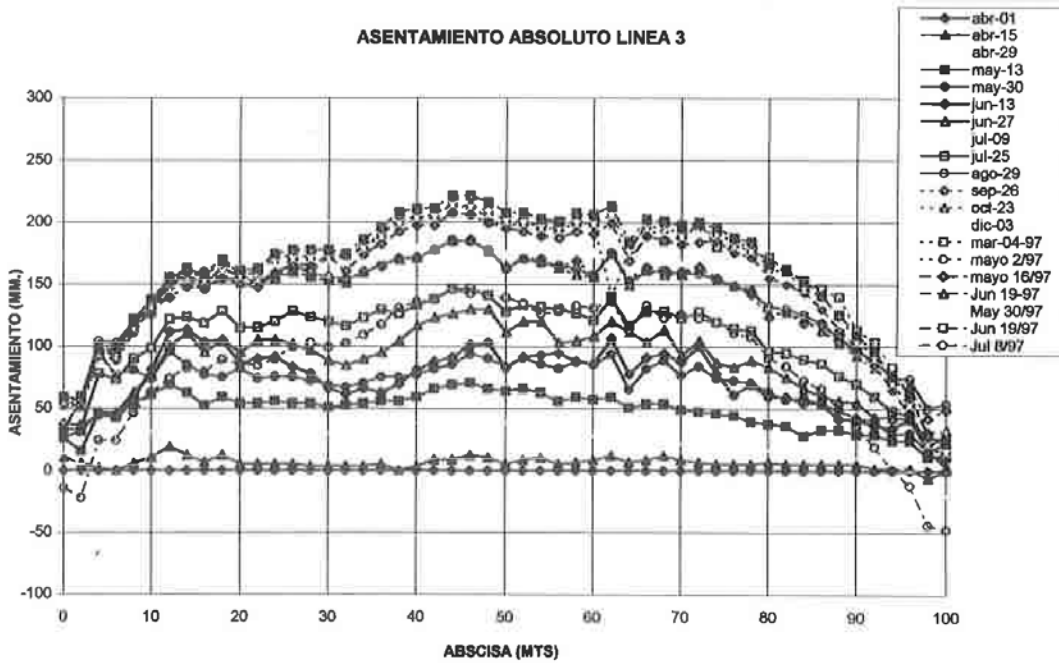
Los extensómetros profundos tuvieron un comportamiento dispar mientras que los resultados de

SEGUNDA PISTA AEROPUERTO ELDORADO
PLACA DE ASENTAMIENTO No 17



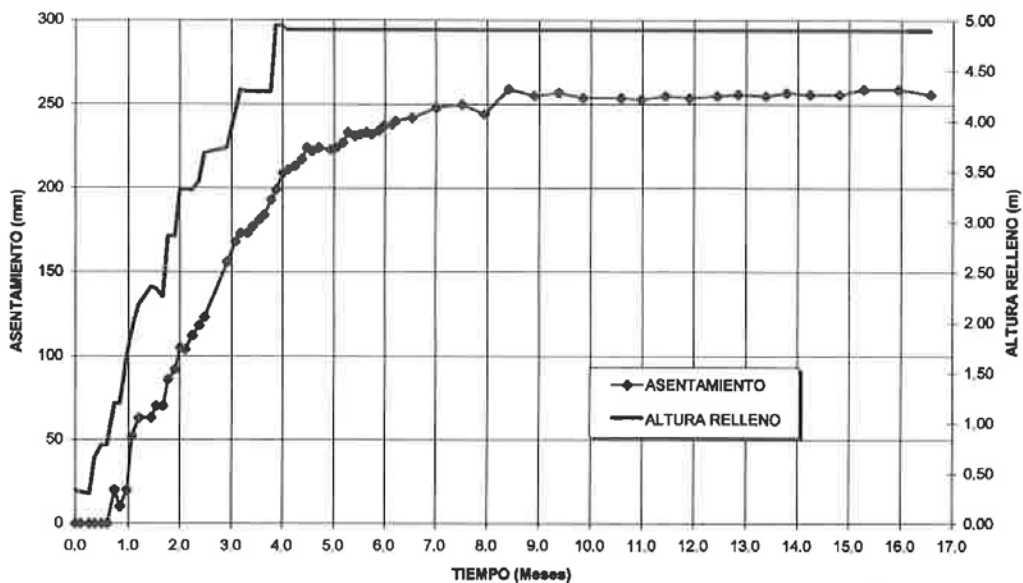
SEGUNDA PISTA AEROPUERTO ELDORADO

ASENTAMIENTO ABSOLUTO LINEA 3



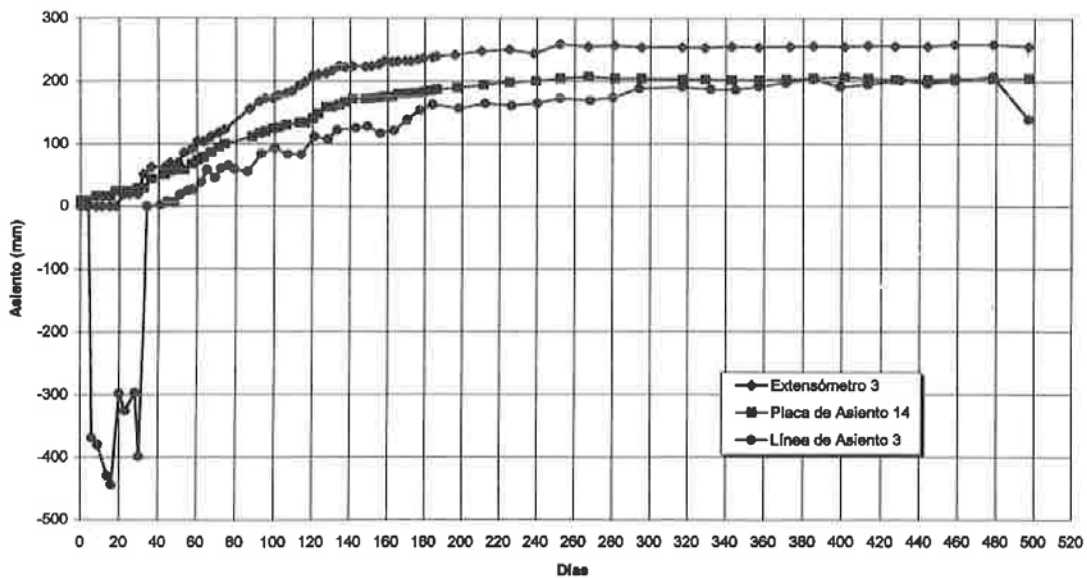
SEGUNDA PISTA AEROPUERTO ELDORADO

EXTENSOMETRO No 3



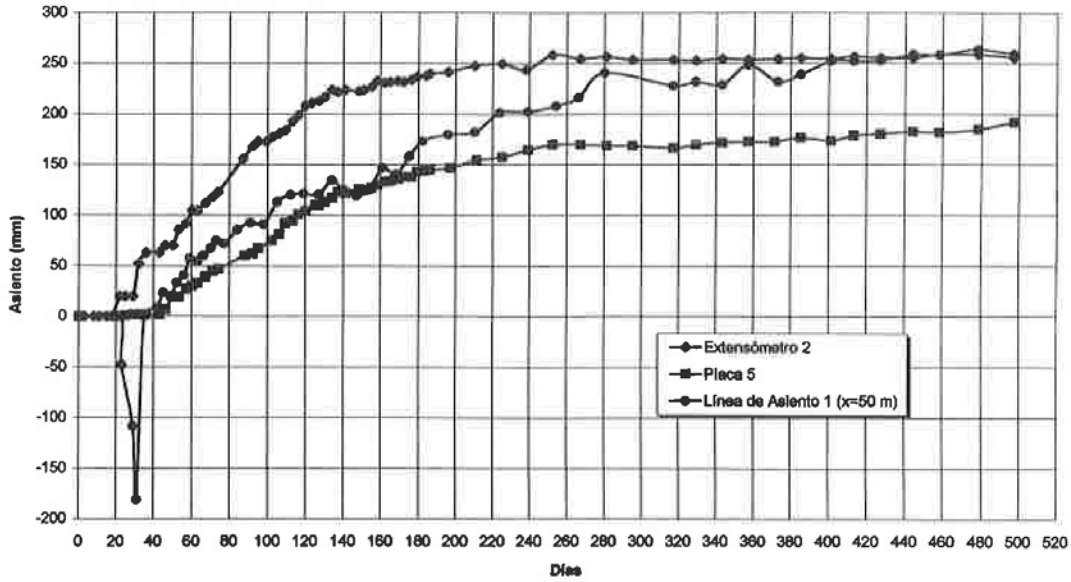
SEGUNDA PISTA AEROPUERTO ELDORADO

COMPARACIÓN ASIENTOS LÍNEA 3



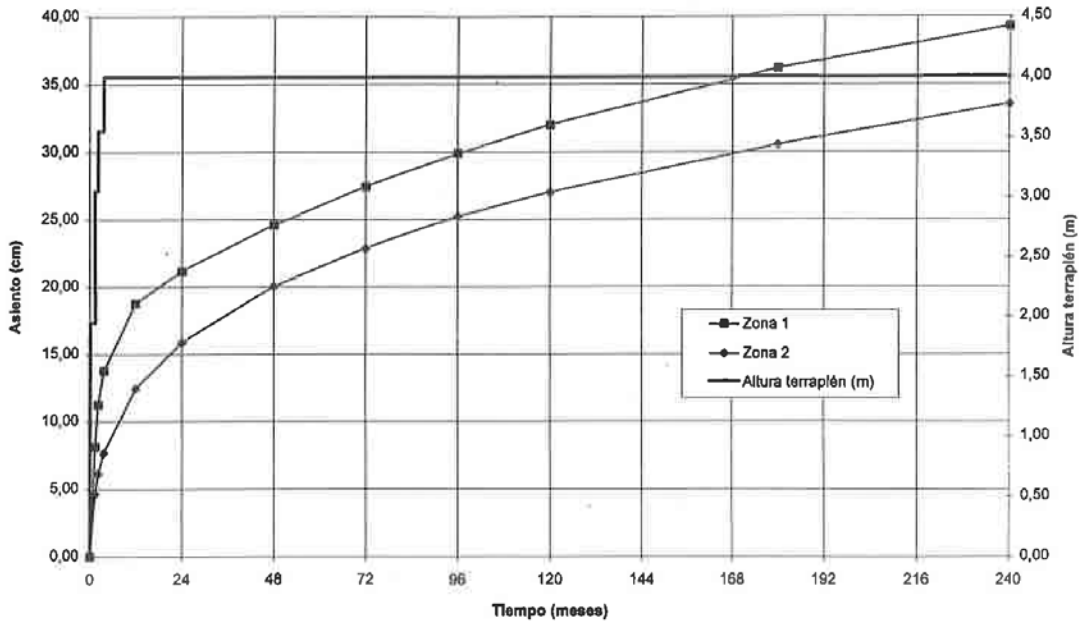
SEGUNDA PISTA AEROPUERTO ELDORADO

COMPARACIÓN ASIENTOS LÍNEA 1



PREVISIÓN DE ASIENTOS EN PISTA PRINCIPAL. PRIMEROS 20 AÑOS

Asientos Teóricos (CONSOL)



los más superficiales son coherentes con la instrumentación restante.

Las placas de asiento y las líneas reflejaban bien el comportamiento del cemento.

El asiento medido en la fase de auscultación, podría compararse con el asiento estimado en la primera parte de este estudio para la zona N° 1, en el caso donde se produce el mayor asiento para un metro de precarga (Caso N° 8, tabla N° 4).

Previamente fue necesario corregir el asiento medido para la altura de terraplén y precarga, y la densidad utilizada en el cálculo de la estimación realizada en la primera parte de este estudio. Esta corrección se hace mediante la ecuación 3.1.

$$\rho_c = \rho_m \frac{\gamma_p}{\gamma_m} \times \frac{H_p}{H_m} \quad (3.1.)$$

donde:

ρ_c = asiento corregido

ρ_m = asiento medido (15,8 cm)

γ_p = densidad del terraplén de la pista (1,8 t/m³)

γ_m = densidad del terraplén de prueba (1,45 t/m³)

H_p = altura del terraplén de la pista más precarga (5,0 m)

H_m = altura terraplén de pruebas (4,5 m)

Sustituyendo los valores obtenemos:

$$\rho_c = 21,7 \text{ cm}$$

Este valor es 60% del asiento estimado para el primer año del terraplén de la pista (36 cm). Además, de acuerdo a las mediciones de presión intersticial, al menos un 40% de la consolidación primaria se ha producido durante la construcción del terraplén. Como el asiento estimado en la primera parte del estudio es menor de un 40% del asiento total, queda claro que el asiento medido del terraplén auscultado es menor al previsto y ocurre más rápidamente.

Los extensómetros indicaron que en los primeros 20 metros de la cimentación se producen la mayor parte de los asientos.

El análisis de las líneas de asiento (ver asientos absolutos), indicó lo siguiente:

- Línea de asiento N° 1: La zona tratada con un dren cada 2/m² asienta más que la zona tratada con un dren cada 2,8/m². Las diferencias son del orden de un 50%.
- Línea de asientos N° 2 a N° 4: Las líneas muestran que el asiento diferencial máximo era del orden de unos 7 cm.

Finalmente se simuló la construcción del resto del terraplén de la nueva pista, considerando los resultados obtenidos en el terraplén auscultado. Como resultado de esta simulación, la previsión de los asientos que pudieran aparecer a lo largo de la vida de la pista en la hipótesis de que exista o no la capa drenante a 30m de profundidad se dibujó en el gráfico adjunto.

6. - CONCLUSIONES

Resumiendo, los resultados de la auscultación del terraplén auscultado permitieron afirmar lo siguiente:

- Los asientos medidos eran menores a los previstos y ocurrían a una velocidad semejante a la estimada.
- La mayor parte de los asientos, durante la construcción, se producen en los primeros 20 metros del substrato.
- No parecía haber una influencia importante de los drenes en los asientos.
- La distribución espacial de los asientos hacía suponer que en el terraplén de la pista se producirían asientos diferenciales de importancia (superiores a los 5 cm) confirmando la recomendación de colocar un geotextil de alta resistencia para ayudar a uniformizar los asientos.

Es importante destacar la eficacia de la auscultación de este primer terraplén que permitió verificar y ajustar los cálculos iniciales y ayudar a la toma de decisiones en el posible tratamiento de la cimentación de la pista.

La auscultación de la pista construida ha permitido confirmar las hipótesis lanzadas tras la auscultación. La toma de datos para controlar los asientos ha sido más complicada dado el denso tráfico de esta segunda pista. No obstante puede decirse que a los 18 meses de abrirse al tráfico se han constatado asientos absolutos del orden de 12 a 18 cm, repartidos de manera uniforme sin que hayan perturbado el funcionamiento de la pista. Un extendido de una segunda capa de aglomerado como refuerzo y rasanteo (contemplada tras los resultados de la auscultación) ha permitido seguir manteniendo la pista en óptimas condiciones.

Podemos afirmar que como resultado final de toda esta intervención geotécnica las medidas constructivas tomadas en cuanto a la cimentación de las pistas se están mostrando como acertadas y supusieron no realizar una inversión económica muy importante en tratamientos del terreno cuya finalidad podría haber sido, incluso, desfavorable.

7. - AGRADECIMIENTOS

El autor agradece la autorización de Dragados y Construcciones, S.A y a la concesionaria Codad, para la publicación de esta comunicación. Asimismo debe destacarse que esta comunicación es el resumen parcial de la intervención de Intecsa en los estudios geotécnicos del aeropuerto de El Dorado, a cargo de un grupo de técnicos entre los que debe destacarse la participación del Ing. de Caminos F. Bolinaga, prácticamente como coautor de esta comunicación.

8. - REFERENCIAS

- Akagi, T (1989), "*Settlement and strength of soft ground stabilized by driven vertical drains*". The Art and Science of Geotechnical Engineering at the Dawn of the Twenty-First Century, Prentice Hall, NJ, pp 596-612.
- Duncan, J.M, (1993), "*Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement*", 27th Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, Volume 119, N° 9, Septiembre 1993, ASCE, pp 1331-1359.
- Duncan, J.M. y Buchignani A.L. (1987) "*An Engineering Manual for Settlement Studies*" Geotechnical Engineering Report, Univ of California. Berkeley, 1976. Revised 1987 Virginia Tech. 94 páginas.
- Duncan, J.M, Rajot J.P y Perrone V. (1996) "*Coupled Analysis of Consolidation and Secondary Compression*", Artículo a ser presentado en el Second International Conference of Soft Soil Engineering, Nanjing, Mayo 27-30, 1996, 25 páginas.
- Holtz, R.D., Lancellotta, R., Jamiolkowski M, and Pedroni, S. (1991), "*Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance*", Construction Industry Research and Information Association. Butterworth-Heinemann.
- Levadoux J y Baligh, H (1986) "*Consolidation After Undrained Piezocone Penetration I: Prediction*". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, N° 7, ASCE, Julio 1986, pp 707 a 726.
- Martínez, J.M y Prieto, J.C (1992) "*Características de las arcillas blandas de Santafé de Bogotá*" VII Jornadas Geotécnicas. Geotecnia en la Infraestructura. I Foro sobre Geotecnia en la Sabana de Bogotá, Tomo II.

Octubre 28 al 30 1992, Sociedad Colombina de Ingenieros, pp 93-112.

- Robertson, P.K y Campanella R.G (1989) "*Guidelines for Geotechnical Design Using CPT and CPTU*". Soil Mechanics Series N° 120. Department of Civil Engineering. University of British Columbia Vancouver. Canadá, Noviembre 1989. 193 páginas.