

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS DEL CIMIENTO DE
FLEXIBODEGAS: LOSA DE CIMENTACIÓN**

Trabajo de investigación presentado por
Luis Gonzalo Zarceño Ruiz
para optar al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil

GUATEMALA
2,005

BIBLIOTECA
DE LA
UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS DEL CIMIENTO DE
FLEXIBODEGAS: LOSA DE CIMENTACIÓN**

GUATEMALA
2,005

**ANÁLISIS DEL CIMIENTO DE
FLEXIBODEGAS: LOSA DE CIMENTACIÓN**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS DEL CIMIENTO DE
FLEXIBODEGAS: LOSA DE CIMENTACIÓN**


Trabajo de investigación presentado por
Luis Gonzalo Zarceño Ruiz
para optar al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil

GUATEMALA
2,005

BIBLIOTECA
DE LA

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Vo. Bo.:


(f) 

Ing. Alberto José Pérez

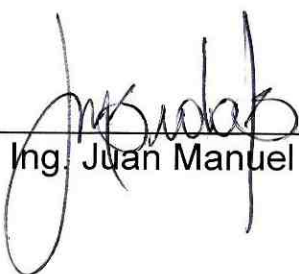
Tribunal:

(f) 

Ing. Alejandro Maldonado

(f) 

Ing. Alberto José Pérez

(f) 

Ing. Juan Manuel Brolo

Fecha de aprobación: 15 de diciembre del 2,005

AGRADECIMIENTOS

Al ALTÍSIMO DIOS, por haberme dado la vida, la oportunidad y la capacidad.

A mis padres, por haberme apoyado desde el principio hasta el final y por su amor incondicional.

A mis hermanos, por haberme animado a terminar mi carrera.

A mi abuela Carmen, por ser un pilar en mi vida desde mi infancia.

A la Universidad del Valle de Guatemala, por haber sido mi casa de estudios.

Al Ing. Franklin Matzdorf por haber colaborado en este trabajo.

Al Ing. Alberto José Pérez, por haberme asesorado.

A ICONSA, por haberme dado la oportunidad y la confianza.

A mis compañeros de trabajo, en especial a los Ings. Julio Palma y Carlos González, por haber sido mis mentores durante mi comienzo.

CONTENIDO

	Página
PREFACIO	v
LISTA DE ILUSTRACIONES	viii
LISTA DE GRÁFICOS	x
LISTA DE TABLAS	xi
RESUMEN	xii
Capítulos	
I. INTRODUCCIÓN	1
II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	2
A. Conceptos generales	2
B. Cimentaciones superficiales	3
1. Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales ...	3
2. Teoría de la capacidad de carga última	6
3. El factor de seguridad	10
4. Tipos de asentamientos en cimentaciones	11
5. Asentamiento inmediato	11
6. Zapata combinada y cimentación con losas	13
7. Tipos comunes de cimentaciones con losas	18
C. Losas de cimentación	19
D. Losas apoyadas sobre el terreno	20

1.	Conceptos generales	20
2.	Efectos de retracción de fraguado y la temperatura	21
3.	Análisis de Westergaard para cargas concentradas	23
4.	Ayuda de diseño para pavimentos	27
E.	Cargas vehiculares	30
III.	METODOLOGÍA	32
IV.	CÁLCULOS Y RESULTADOS	39
A.	Análisis de la losa como pavimento	39
1.	Efectos de retracción de fraguado y la temperatura	40
2.	Análisis de Westergaard para cargas concentradas	42
3.	Cálculo de esfuerzo mediante la gráfica de la PCA	48
B.	Análisis de la losa como cimiento de mampostería	49
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	56
VI.	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	57
VII.	ANEXOS	58

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración	Página
1. Tipos comunes de cimentaciones	3
2. Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos	5
3. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa	6
4. Perfil de un asentamiento inmediato y presión de contacto en arcilla	11
5. Asentamiento elástico de cimentaciones flexible y rígida	12
6. Zapatas combinadas	14
7. Zapata rectangular combinada	15
8. Zapata trapezoidal combinada	16
9. Zapata en voladizo	17
10. Tipos de losas de cimentación I	18
11. Tipos de losas de cimentación II	19
12. Plataformas con sus cotas	33
13. Elevación típica de las bodegas	35
14. Interior de una bodega	39
15. Detalle típico de la losa de cimentación a analizar	40

16. Detalle típico de muro de mampostería	49
17. Detalle de muro de mampostería de los baños	53

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfica	Página
1. Modos de falla en cimentaciones sobre arena	5
2. Valores de α_{prom} para varias razones L/B de la cimentación	13
3. Clasificación de los suelos y módulos de reacción de la subrasante	24
4. Gráfica de diseño para una carga producida por ejes de un remolque, aplicada sobre una losa apoyada sobre el terreno	28

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
1. Factores de capacidad de carga	8
2. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para usarse	9
3. Cargas axiales representativas y espaciamentos entre ruedas para varios tipos de camiones elevadores	30

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es el de analizar la cimentación del proyecto llamado "Flexibodegas", ubicado sobre la Calzada Aguilar Batres 57 – 51 zona 12, Villa Nueva. En dicho proyecto se usó una losa de cimentación, la cual a su vez funciona como cimiento de mampostería, así también como pavimento de tráfico pesado.

Para determinar si el cimiento es el adecuado se siguió una serie de pasos. Primero se analizó si el proyecto se diseñó en la forma que el ingeniero en suelos lo determinó. Como segundo paso se analizó que las plataformas donde están apoyadas las losas de cimentación se trabajaron de forma correcta; es decir, si se usó un material adecuado para el relleno, si se respetaron los grosores de las capas de suelo y si se compactó correctamente. Como tercer paso se procedió a hacerle los análisis necesarios a la losa para comprobar que ésta tuviera un grosor adecuado, que el concreto que se utilizó es de calidad, que la resistencia a compresión y a tensión de dicho concreto es la correcta tomando en cuenta el peso del tráfico pesado, que las juntas de dilatación se dejaron a una distancia permitida y que la losa funciona correctamente como cimiento de un muro pequeño de mampostería, que corresponde al muro que forman los baños de las bodegas.

Después de hacer toda esta serie de análisis al cimiento se demuestra que la losa de cimentación sí cumple con todos los requisitos y que es capaz de soportar todas las cargas que recibe.

I. INTRODUCCIÓN

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente *cimentación* y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobreesforzarlo. Sobreesforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla del suelo, provocando daños a la estructura. Por eso los ingenieros geotecnistas y estructurales que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos.

Guatemala es un país en vías de desarrollo y en proceso de industrialización. Una parte importante del proceso de industrialización y desarrollo es construir la infraestructura necesaria para lograr dicho objetivo. Tradicionalmente, en Guatemala la construcción en concreto reforzado es el método más empleado y más importante.

Debido al amplio conocimiento existente en la utilización del concreto como base estructural, se decide hacer el análisis de una losa de cimentación utilizada en un proyecto nacional, ubicado sobre la calzada Aguilar Batres 57 – 51 zona 12 Villa Nueva, llamado Flexibodegas. Flexibodegas es un condominio de 25 bodegas de diferentes áreas, con espacio para oficinas y con zona de descarga de transporte pesado.

Este trabajo tiene como objetivo, analizar la losa de cimentación de las bodegas. Determinar si el diseño de la losa es el adecuado para el peso del transporte; si el suelo es capaz de soportar las cargas transmitidas de la losa; si funciona como cimentación de mampostería.

La losa de cimentación es un cimiento económico cuando las condiciones del suelo son deficientes, pero ¿sería la losa una buena opción para este proyecto? Por este motivo se analizó la losa como pavimento y como cimiento. En ambos análisis se emplearon métodos necesarios y pertinentes.

II. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

A. Conceptos generales

Dependiendo de la estructura y suelo encontrados se usan varios tipos de cimentaciones. La figura A.1 muestra los tipos más comunes. Una *zapata aislada* o *corrida* es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas requeridas es grande y poco práctica. En tal caso, es más económico construir toda la estructura sobre un losa de concreto, denominada *losa de cimentación*.

Las *cimentaciones con pilotes y pilas perforadas* se usan para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero, que transmiten la carga de la superestructura a los estratos inferiores del suelo. Según como transmiten sus cargas al subsuelo, los pilotes se dividen en dos categorías: pilotes de fricción y pilotes de punta. En el caso de los pilotes de fricción, la carga de la superestructura es soportada por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie lateral del pilote. En los pilotes de punta, la carga soportada es transmitida por su punta a un estrato firme; de la misma manera existe la combinación de ambos, cuando el caso lo amerita.

En el caso de pilas perforadas, se taladra un agujero en el subsuelo y luego se rellena con concreto, debiéndose usar un ademe de metal mientras se taladra el agujero. El ademe se deja ahogado en el agujero o se retira durante la colocación del concreto. Generalmente, el diámetro de una pila perforada es mucho mayor que el de un pilote. La distinción entre pilotes y pilas perforadas deja de ser clara para un diámetro de aproximadamente 1 m, y luego las definiciones y la nomenclatura son inexactas.

Las zapatas corridas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales; y las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas, se clasifican como profundas. En un sentido más general, las cimentaciones superficiales son

aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor que cuatro. Cuando la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor, la cimentación se clasifica como profunda.

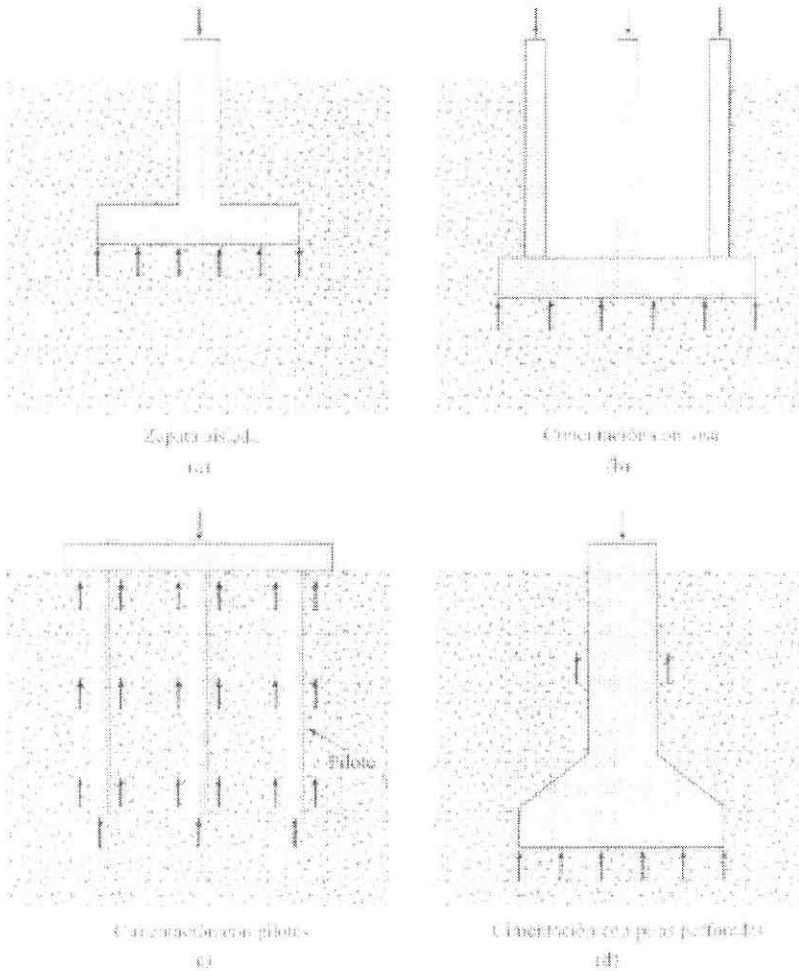


Figura A.1. Tipos comunes de cimentaciones

B. Cimentaciones superficiales

1. Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales (conceptos generales). Considerese una franja de cimentación (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) descansando sobre la superficie de una arena densa o de un suelo cohesivo firme, como muestra la figura B.1.a(a), con un ancho B . Ahora, si la carga es aplicada gradualmente a la cimentación, el

asentamiento aumentará. La variación de la carga por área unitaria sobre la cimentación q , junto con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la figura B.1.a(a). En un cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u , tiene lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación, y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria q_u se le denomina *capacidad última de carga de la cimentación*. A este tipo de falla repentina en el suelo se le llama *falla por cortante general*.

Si la cimentación bajo consideración descansa sobre arena o suelo arcilloso de compactación media (figura B.1.a(b)), un incremento de la carga sobre la cimentación también estará acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la figura B.1.a(b). Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda a la superficie del terreno (como se muestra por las líneas de rayas en la figura B.1.a(b)). La carga por área unitaria a la que esto ocurre es la *capacidad de carga última* q_u . Más allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran incremento de asentamiento de la cimentación. La carga por área unitaria de la cimentación, $q_{u(1)}$, se llama *carga primera de falla* (Vesic, 1963). Note que un valor pico de q no se alcanza en este tipo de falla, denominado *falla por cortante local* en el suelo.

Si la cimentación está soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la figura B.1.a(c). En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla, q_u , la gráfica carga-asentamiento será muy empinada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina *falla de cortante por punzonamiento*.

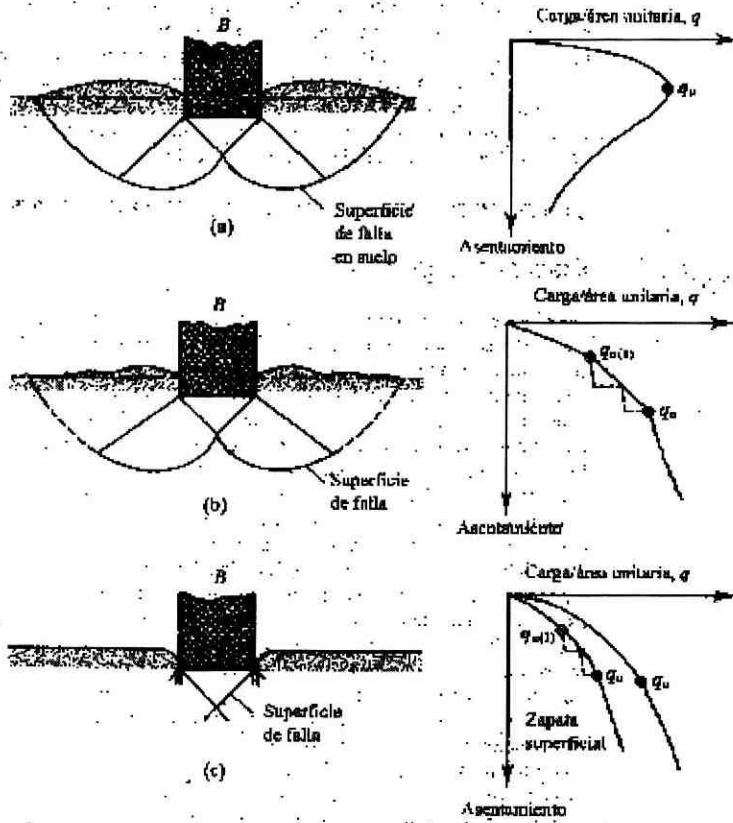
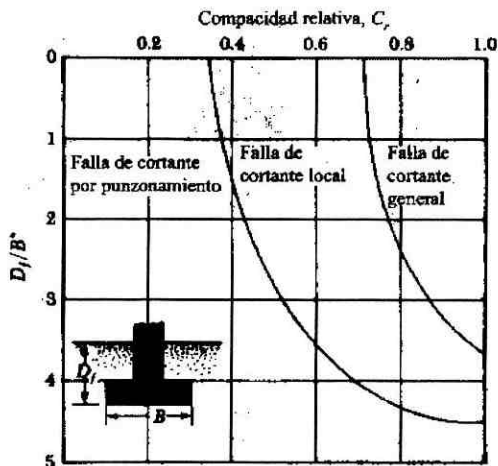


Figura B.1. Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos (a) falla de cortante general; (b) falla de cortante local; (c) falla de cortante por punzonamiento.

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones descansando en arenas. La gráfica B.1.c muestra esta relación.



Gráfica B.1.c. Modos de falla en cimentaciones sobre arena

Donde D_f es la profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno; B es el ancho de la cimentación; y C_r es la compacidad relativa de la arena.

2. Teoría de la capacidad de carga última. Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es *superficial* si la profundidad D_f (figura B.2) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma.

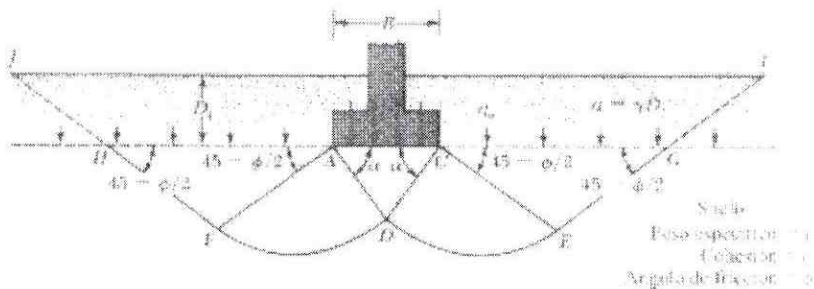


Figura B.2. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación continua* o *de franja* (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la figura B.2 (Notar que este es el caso de la falla cortante general como se definió en la figura B.1.a(a).) El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$. La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes (véase la figura B.2):

- 1.- La *zona triangular ACD* inmediatamente debajo de la cimentación.
- 2.- Las *zonas de corte radial ADF y CDE*, en que las curvas *DE* y *DF* son arcos de una espiral logarítmica.
- 3.- Dos zonas pasivas de *Rankine* triangulares *AFH* y *CEG*.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi$). Al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad última de carga en forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + (1/2)\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación en franja}) \quad (\text{B.1})$$

donde c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma Df$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo.

Con base en estudios de laboratorio y campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora se correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α mostrado en la figura B.2 es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ , como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Con $\alpha = 45 + \phi/2$, las relaciones para N_c y N_q se expresan como:

$$N_q = \tan^2 (45 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi} \quad (\text{B.2})$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi \quad (\text{B.3})$$

La ecuación para N_c dada por la ecuación B.3 fue derivada originalmente por Prandtl (1921), y la relación para N_q (ecuación B.2) fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron para N_γ , la relación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{B.4})$$

La tabla B.2.a muestra la variación de los factores de capacidad de carga precedentes con los ángulos de fricción del suelo.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.31	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

Tabla B.2.a. Factores de capacidad de carga

La expresión para la capacidad de carga última presentada en la ecuación B.1 es sólo para una cimentación continua y no se aplica en el caso de cimentaciones rectangulares. Además, la ecuación no toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada GI y HJ en la figura B.2), además la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos aspectos, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + (1/2)\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (B.5)$$

Las relaciones para los factores de forma, factores de profundidad y factores de inclinación recomendados para usarse, se dan en la tabla B.2.b.

Factor	Relación	Fuente
Forma*	$E_{cs} = 1 - \frac{B}{L} \frac{N_c}{N_c}$	De Beer (1970)
	$E_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$	
	$E_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)	
Profundidad [†]	Condición (a): $D_c/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$E_{cd} = 1 - 0.4 \frac{D_c}{B}$	
	$E_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_c}{B}$	
	$E_{yd} = 1$	
	Condición (b): $D_c/B > 1$	
	$E_{cd} = 1 - (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_c}{B} \right)$	
	$E_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_c}{B} \right)$	
	$E_{yd} = 1$	
Inclinación	$F_{cs} = F_{qs} = \begin{cases} 1 & \beta < 90^\circ \\ 0 & \beta = 90^\circ \end{cases}$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{ci} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	
*Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en amplias pruebas de laboratorio.		
†El factor $\tan^{-1}(\cdot)$ está en radianes.		

Tabla B.2.b. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para usarse.

donde

F_{cs} , F_{qs} , F_{ys} = factores de forma

F_{cd} , F_{qd} , F_{yd} = factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} , F_{yi} = factores de inclinación de la carga

3. El factor de seguridad. El cálculo de la capacidad de carga admisible total en cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga total última, o

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (B.6)$$

donde q_{adm} = capacidad de carga admisible total

FS = factor de seguridad

Sin embargo, algunos ingenieros en la práctica prefieren un factor de seguridad de

$$\text{Incremento del esfuerzo neto sobre el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS} \quad (B.7)$$

La capacidad de carga última neta se define como

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

donde $q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta

Sustituyendo esta ecuación en la ecuación B.7 se obtiene

Incremento del esfuerzo neto sobre el suelo

= carga por la superestructura por área unitaria de la cimentación

$$= \frac{q_{adm(neta)}}{FS} = \frac{q_u - q}{FS} \quad (B.8)$$

donde $q_{adm(neta)}$ = capacidad de carga admisible neta del suelo

El factor de seguridad definido por la ecuación B.8 debe de ser por lo menos 3 en todos los casos.

4. Tipos de asentamientos de cimentaciones. El asentamiento de una cimentación consta de un asentamiento *inmediato* (o elástico), S_e , y un asentamiento por consolidación, S_c . Una cimentación se considera totalmente flexible o totalmente rígida. Una cimentación uniformemente cargada, perfectamente flexible descansando sobre un material elástico como arcilla saturada, tendrá un perfil colgado, como muestra la figura B.5.a(a), debido al asentamiento elástico. Sin embargo, si la cimentación es rígida y está descansando sobre un material elástico como arcilla, sufrirá un asentamiento uniforme y la presión de contacto se redistribuirá (figura B.4.a(b)).

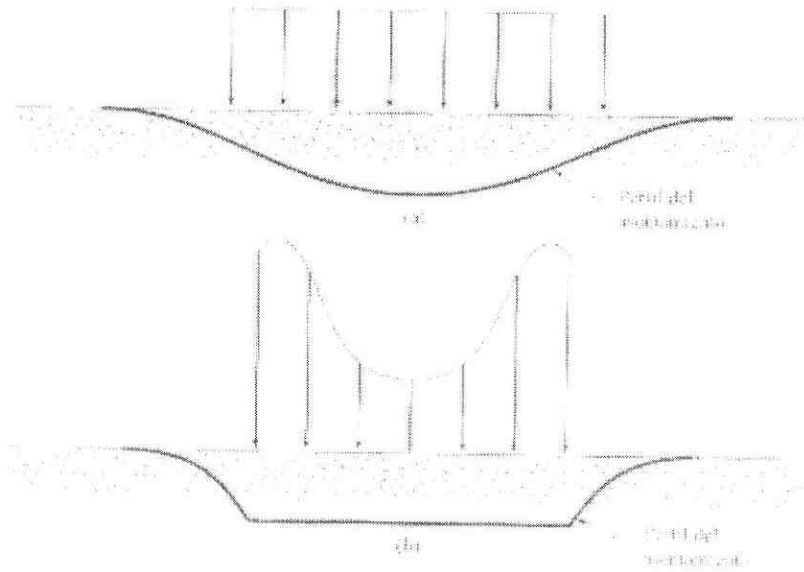


Figura B.4. Perfil de un asentamiento inmediato y presión de contacto en arcilla: a) cimentación flexible; b) cimentación rígida.

5. Asentamiento inmediato. La figura B.5.a muestra una cimentación superficial sometida a una fuerza neta por área unitaria igual a q_0 . Sea la relación de Poisson y el módulo de elasticidad del suelo soportante, μ_s y E_s , respectivamente. Teóricamente, si $D_f = 0$, $H = \text{infinito}$, y la cimentación es

perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966) el asentamiento se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{esquina de la cimentación flexible}) \quad (\text{B.9})$$

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible}) \quad (\text{B.10})$$

$$\text{Donde } \alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + m}{\sqrt{1 + m^2} - m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2} + 1}{\sqrt{1 + m^2} - 1} \right) \right] \quad (\text{B.11})$$

$$m = L / B$$

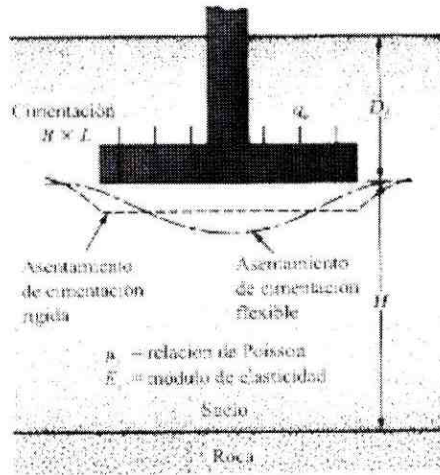
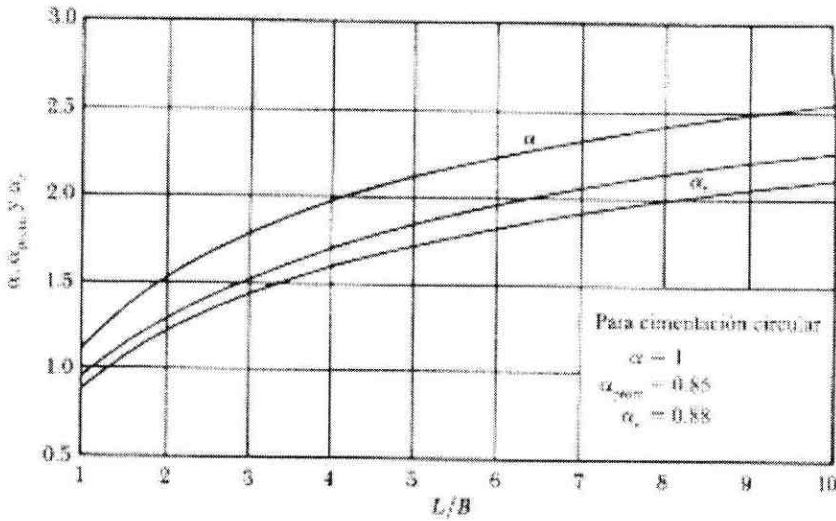


Figura B.5.a. Asentamiento elástico de cimentaciones flexible y rígida

Los valores de α para varias razones longitud a ancho (L/B) se muestran en la gráfica B.5. El asentamiento inmediato promedio para una cimentación flexible también se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{av} \quad (\text{promedio para una cimentación flexible}) \quad (\text{B.12})$$

La gráfica B.5 muestra también los valores de α_{prom} para varias razones L/B de la cimentación.



Gráfica B.5. valores de α_{prom} para varias razones L/B de la cimentación

Sin embargo, si la cimentación mostrada en la figura B.5.a es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (\text{cimentación rígida}) \quad (\text{B.13})$$

Los valores de α_r para varias razones L/B de la cimentación se muestran en la gráfica B.5.

Las ecuaciones anteriores para el asentamiento inmediato se obtuvieron integrando la deformación unitaria a varias profundidades debajo las cimentaciones para límites de $z = 0$ a $z = \text{infinito}$. Si un estrato incompresible de roca está localizado a una profundidad limitada, el asentamiento real puede ser menor que el calculado con las ecuaciones anteriores. Sin embargo, si la profundidad H en la figura B.5.a es mayor que aproximadamente $2B$ a $3B$, el asentamiento real no cambiará considerablemente. Note también que a mayor empotramiento D_f menor será el asentamiento elástico total.

6. Zapata combinada y cimentación con losas. Las cimentaciones con losas son básicamente cimentaciones superficiales, y son uno de los cuatro tipos principales de zapatas combinadas (ver figura B.7.a). A continuación se da un

breve panorama de las zapatas combinadas y de los métodos usados para calcular sus dimensiones.

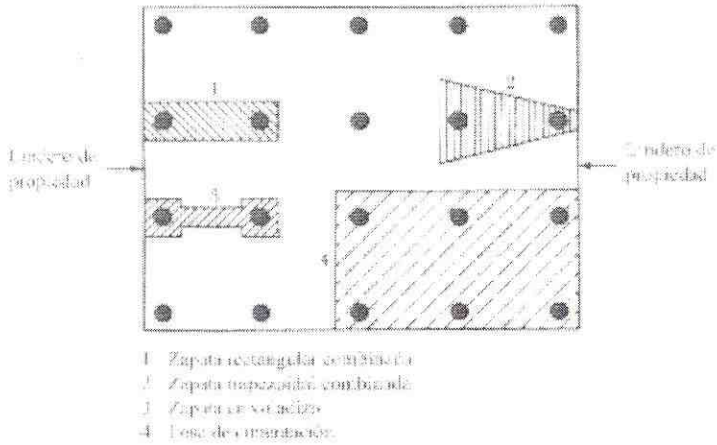


Figura B.7.a. Zapatas combinadas

a. Zapata rectangular combinada. En varios casos, la carga por ser soportada por una columna y la capacidad de carga del suelo son tales que el diseño estándar de las zapatas requiere la extensión de la cimentación de la columna más allá del lindero de propiedad. En tal caso, dos o más columnas se soportan sobre una simple cimentación rectangular, como muestra la figura B.7.b. Si se conoce la presión admisible neta del suelo, el tamaño de la cimentación ($B \times L$) se determina de la siguiente manera:

- 1) Determinar el área de la cimentación A :

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{adm(neta)}} \quad (B.14)$$

donde $Q_1, Q_2 =$ cargas de columna

- 2) Determinar la localización de la resultante de las cargas de columnas. De la siguiente figura B.7.b, se nota que:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} \quad (B.15)$$

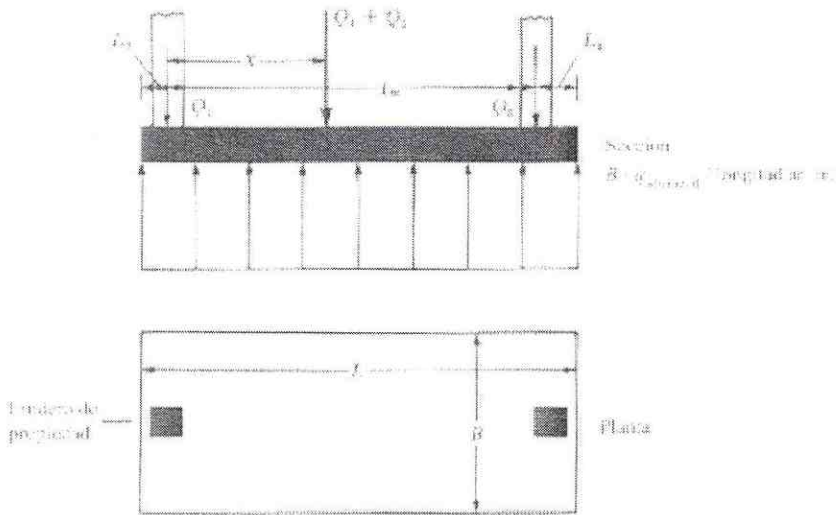


Figura B.7.b. Zapata rectangular combinada

- 3) Para una distribución uniforme de la presión del suelo bajo la cimentación, la resultante de las cargas debe pasar por el centroide de la cimentación. Así entonces,

$$L = 2(L_2 + X) \quad (\text{B.16})$$

- 4) Una vez determinada la longitud L , obtener el valor de L_1 :

$$L_1 = L - L_2 - L_3 \quad (\text{B.17})$$

Notar que la magnitud de L_2 será conocida y depende de la localización del lindero de propiedad.

- 5) El ancho de la cimentación es entonces:

$$B = \frac{A}{L} \quad (\text{B.18})$$

b. Zapata trapezoidal combinada. Este tipo de zapata combinada (figura B.7.c) es a veces usada como una cimentación aislada para una columna que soporta una gran carga y donde el espacio es escaso. El tamaño de la cimentación que distribuirá uniformemente la presión sobre el suelo se obtiene de la siguiente manera:

- 1) Si se conoce la presión admisible neta del suelo, determinar el área de la cimentación:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{adm(neta)}}$$

De la figura B.7.c, se nota que,

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L \quad (B.19)$$

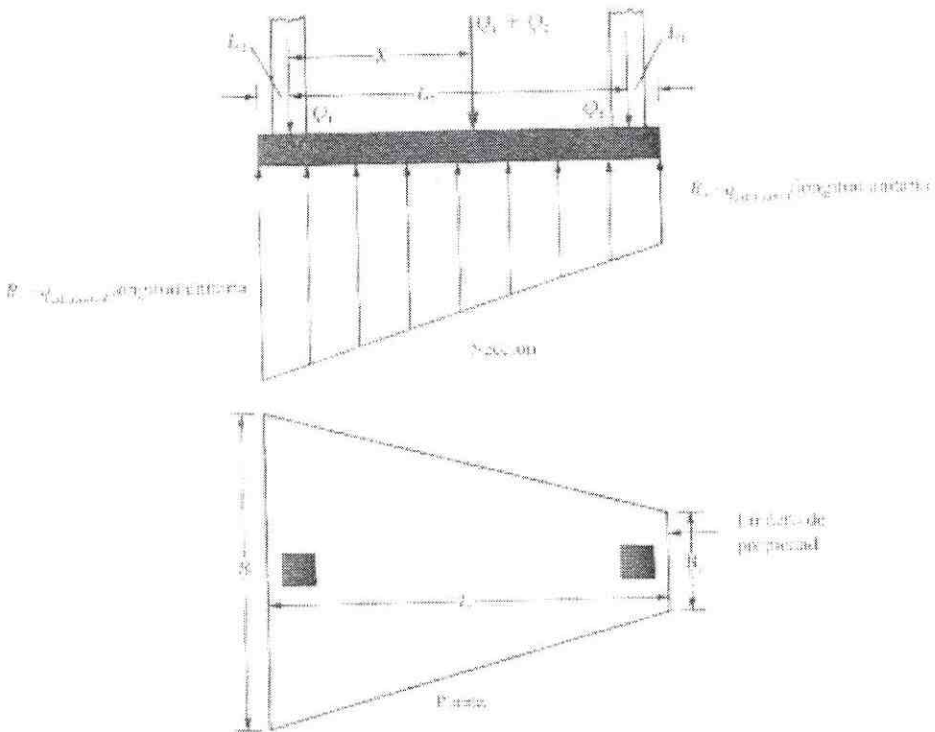


Figura B.7.c. Zapata trapezoidal combinada

- 2) Determinar la localización de la resultante para las cargas de columnas:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

- 3) De la propiedad de un trapecoide, se tiene:

$$X + L_2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2} \right) \frac{L}{3} \quad (B.20)$$

Con valores conocidos de A , L , X y L_2 , resolver las ecuaciones B.19 y B.20 para obtener B_1 y B_2 . Notar que para un trapecoide,

$$\frac{L}{3} < X + L_2 < \frac{L}{2}$$

c. Zapata en voladizo. Este tipo de construcción de zapata combinada usa una contratrabe para conectar una cimentación de columna cargada excéntricamente a la cimentación de una columna interior (figura B.7.d). Las zapatas en voladizo se usan en vez de zapatas combinadas trapezoidales o rectangulares cuando la capacidad de carga permisible de suelo es alta y las distancias entre columnas son grandes.

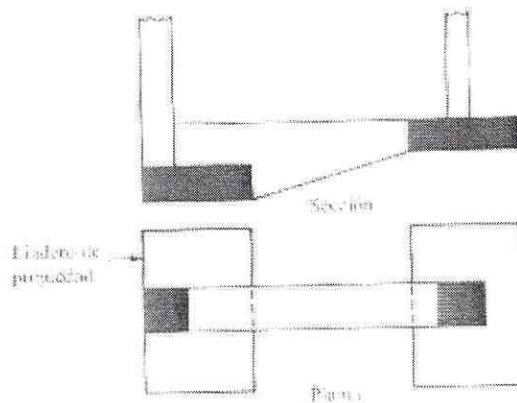


Figura B.7.d. Zapata en voladizo

d. Cimentación con losa. Este tipo de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área *bajo una estructura* que soporta varias columnas y muros (figura B.7.a). Las cimentaciones con losas son a veces preferidas en suelos que tienen bajas capacidades de carga pero que tienen que soportar cargas pesadas de columnas y/o muros. Bajo algunas condiciones, las zapatas aisladas tendrán que cubrir más de la mitad del área construida y entonces una cimentación con losa resulta más económica.

7. Tipos comunes de cimentaciones con losas. Varios tipos de cimentaciones con losas se usan regularmente en la práctica. Algunos de los tipos más comunes se muestran esquemáticamente en la figura B.8.a(a) y (b); y B.8.b(c) y (d) e incluyen:

- a. Losa plana (figura B.8.a(a)). La losa es de espesor uniforme.
- b. Losa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura B.8.a(b)).

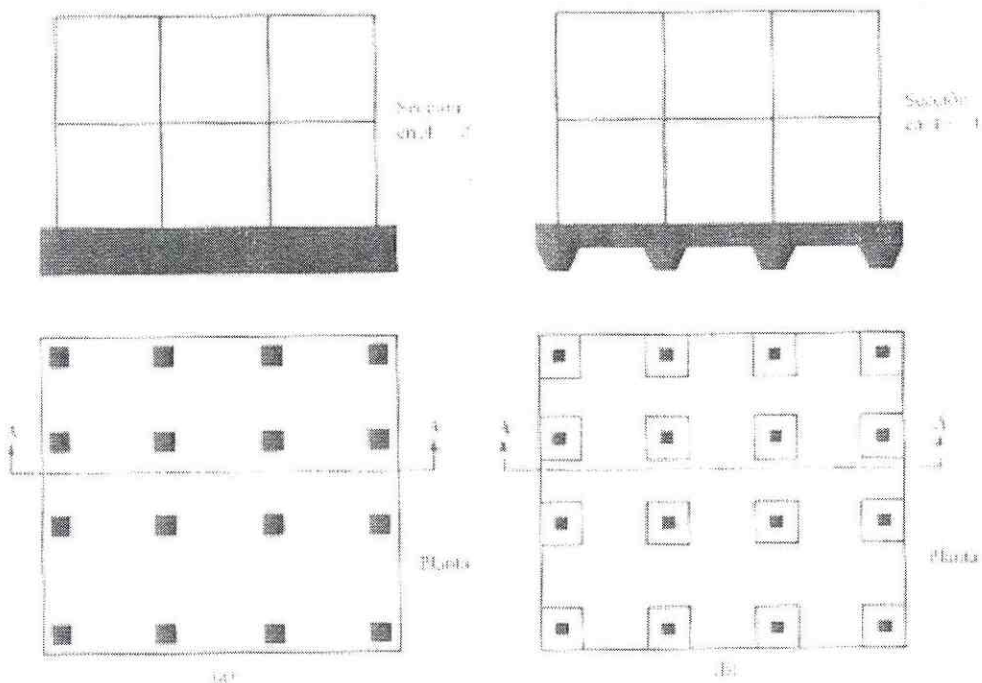


Figura B.8.a. Tipos de losas de cimentación I: (a) losa plana; (b) losa plana reforzada bajo columnas

- c. Vigas y losa (figura B.8.b(c)). Las vigas corren en ambas direcciones, y las columnas se localizan en la intersección de las vigas.
- d. Losa con muros de sótano como parte de la losa (figura B.8.b(d)). Los muros actúan como rigidizadores de la losa.

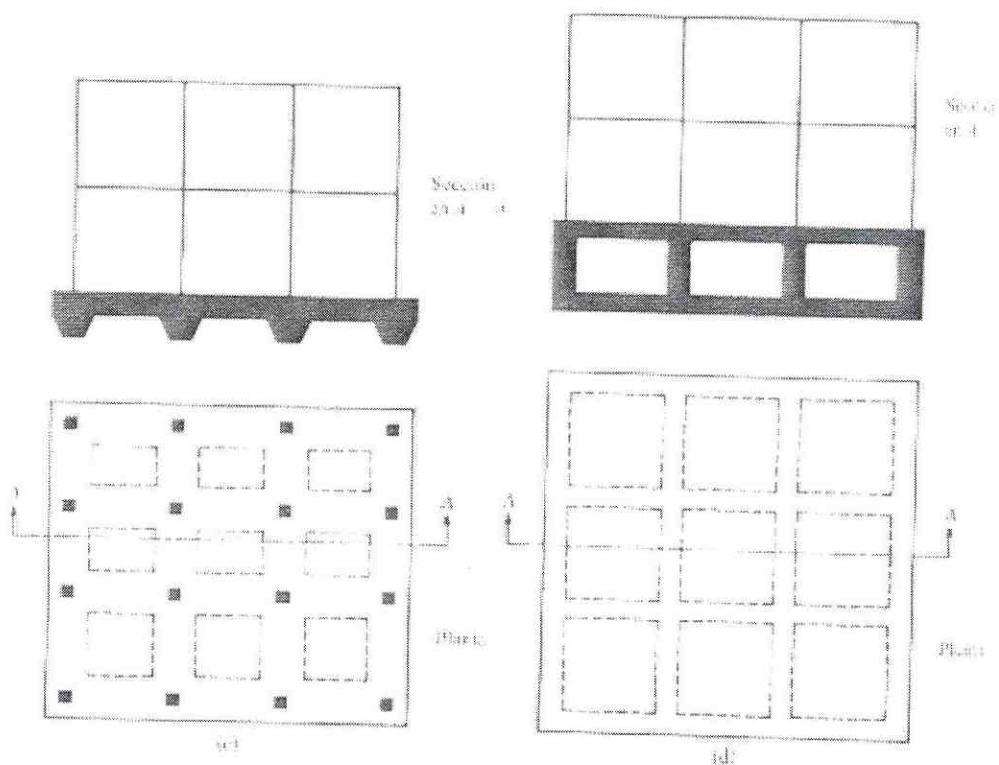


Figura B.8.b. Tipos de losas de cimentación II: (c) vigas y losa; (d) losas con muros de sótano

Las losas son soportadas por pilotes, los cuales ayudan a reducir el asentamiento de una estructura construida sobre suelo compresible. Donde el nivel freático es alto, las losas se colocan a menudo sobre pilotes para controlar el empuje hidrostático.

C. Losas de cimentación

Con frecuencia se utilizan losas de cimentación bajo las estructuras muy pesadas. Estas losas son continuas en ambas direcciones y, por tanto, ocupan una superficie muy amplia. Por lo común son gruesas, requieren de un gran volumen de concreto y tienen un peso considerable de acero de refuerzo, por lo que resultan costosas. Puede ser conveniente instalarlas donde haya una presión hidrostática ascendente, debido a un alto nivel freático.

Las losas de cimentación tienen ciertas ventajas ya que junto con los muros laterales de los edificios actúan como barcazas. El peso de la tierra excavada

antes del colado de la cimentación se puede restar del peso total del edificio, lo que puede hacer que se reduzca considerablemente el asentamiento. A veces las losas de cimentación se sitúan a tal profundidad que el peso de la tierra retirada es igual al peso bruto del edificio. En este caso, los asentamientos futuros de los edificios suelen ser muy pequeños, puesto que no se ejerce ningún peso nuevo sobre el suelo que está debajo de la cimentación.

Las losas de cimentación actúan como zapatas corridas, en ambas direcciones y, por consiguiente, pueden servir como puentes sobre las zonas blandas, con lo que se obtiene un apoyo más uniforme para las columnas de los edificios.

D. Losas apoyadas sobre el terreno

1. Conceptos generales. Con alguna frecuencia las losas estructurales están apoyadas directamente sobre la superficie del terreno natural o sobre una base preparada y compactada sobre la subrasante. Algunos ejemplos comunes son los pavimentos para carreteras, las pistas de aeropuertos y los pisos de bodegas. El refuerzo, que no se utiliza en todos los casos, puede constar de mallas electrosoldadas de alambón o de barras de refuerzo en dos direcciones.

Si este tipo de losa se sometiera a cargas uniformemente distribuidas sobre la totalidad de su superficie y se apoyara en una base perfectamente uniforme, los esfuerzos se deberían principalmente a la retracción de fraguado del concreto y a los cambios de temperatura. Estos solos esfuerzos pueden ser capaces de fisurar la losa. Sin embargo, muchos materiales de cimentación no tienen propiedades uniformes ideales y además la mayor parte de las losas están sometidas a cargas que tampoco son uniformes. Por ejemplo, las ruedas de los camiones producen grandes cargas concentradas sobre los pavimentos de carreteras. En bodegas, la necesidad de mantener pasillos libres para tener acceso al material almacenado produce, con frecuencia una distribución de cargas con un patrón de tablero de ajedrez. Las ruedas de los montacargas utilizados para manipular los materiales producen grandes concentraciones de cargas.

Las fallas de las losas apoyadas sobre el terreno son bastante frecuentes. Los asentamientos diferenciales, sobrecargas y desplazamientos restringidos por retracción de fraguado y temperatura todos tienden a producir agrietamientos. El paso de las cargas producidas por las ruedas sobre grietas existentes o sobre juntas terminadas inadecuadamente, conduce por lo general a una falla por desintegración progresiva del concreto. Las fallas de las losas, cuando ocurren, no son espectaculares y no generan colapso en el sentido usual, pero la utilidad de la losa puede afectarse en forma sustancial y las reparaciones son bastante costosas. Un ejemplo importante es el correspondiente al sistema de autopistas interestatales en los Estados Unidos; algunas secciones principales son casi intransitables como consecuencia de la rotura de pavimentos, menos de 25 años después de construcción.

Los métodos de diseño para losas apoyadas sobre el terreno varían considerablemente. Existen unas bases teóricas comunes que suponen unas condiciones altamente idealizadas, pero los resultados se modifican en reconocimiento a los datos de los ensayos y a la experiencia práctica. En general, el diseño se basa en las cargas reales de servicio (coeficientes de carga iguales a 1.0) y los esfuerzos en el concreto, calculados mediante análisis elástico, se comparan contra límites especificados. Cuando se utiliza el acero de refuerzo, se coloca principalmente para el control de grietas, aunque algunos métodos más modernos para el análisis y diseño tienen en cuenta su contribución desde el punto de vista estructural.

2. Efectos de retracción de fraguado y la temperatura. La retracción de fraguado del concreto o una disminución en la temperatura tienden a contraer la losa, pero esta contracción es resistida por una fuerza de arrastre por fricción entre la losa y la subrasante. Este efecto produce fuerzas de tensión en la losa. Si la longitud total de la losa entre las juntas de contracción es l , el equilibrio de las fuerzas horizontales para la mitad de la longitud y para una franja unitaria de losa, indica que la fuerza de tensión en una sección transversal en la mitad de la longitud es:

$$T = \frac{w_o \mu l}{2} \quad (D.1)$$

donde T = fuerza de tensión, lb por pie de ancho de losa
 l = longitud entre las juntas de contracción o de construcción, pies
 μ = coeficiente de fricción entre la losa y la subrasante
 w_o = peso propio de la losa de pavimento, lb por pie cuadrado

El coeficiente de fricción varía en forma sustancial puesto que depende principalmente de la rugosidad de la subrasante. Los ensayos han demostrado un intervalo aproximado a 1.0 y 2.5. El coeficiente puede ser menor que 1.0 si se utilizan películas plásticas entre la losa y la subrasante. Para diseño de pavimentos en carreteras, la *AASHTO Interim Guide* supone un valor de 1.5. Si la losa no se fisura entre las juntas de contracción, el esfuerzo de tensión que se produce en el concreto en lb/pulg², es

$$f_t = \frac{T}{12h} \quad (D.2)$$

donde h = grosor de la losa

En Estados Unidos es usual colocar un refuerzo ligero, por lo general en forma de mallas electrosoldadas de alambón, en las losas apoyadas sobre el terreno para controlar el agrietamiento asociado con la retracción de fraguado y la temperatura. La ecuación (D.1) suministra las bases para el diseño de este refuerzo (A_s). Si se supone que la losa está fisurada y que toda la fuerza de tensión la resiste el acero que trabaja a un esfuerzo admisible de f_s , entonces

$$T = A_s f_s \text{ y}$$

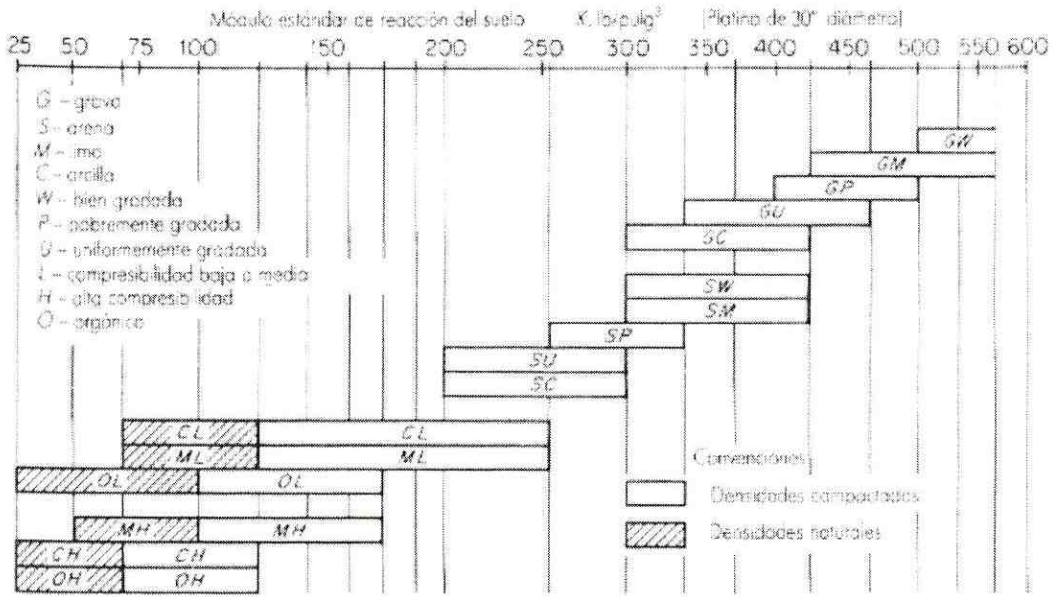
$$A_s = \frac{w_o \mu l}{2f_s} \quad (D.3)$$

por pie de ancho de la losa. Con frecuencia se utiliza un esfuerzo admisible de $f_s = 30,000$ psi. Con este método, la única función del refuerzo es limitar el ancho de las grietas mejorando, mediante el entrelazamiento de agregados, la

transferencia de cortantes verticales, como los producidos por cargas de ruedas, a través de las grietas. Los efectos de alabeo son insignificantes.

3. Análisis de Westergaard para cargas concentradas. Los pavimentos de carreteras y las pistas de aeropuertos, al igual que muchas otras losas apoyadas sobre el terreno, se someten a grandes cargas concentradas que transmiten las ruedas de camiones, el tren de aterrizaje de los aviones u otras causas. Los métodos de análisis de estas losas para tener en cuenta los efectos de cargas concentradas son similares a los desarrollados para vigas sobre cimentaciones elásticas y se fundamentan en el trabajo de H. M. Westergaard. La losa se supone homogénea, isotrópica y elástica; además se considera sin refuerzo ni fisuración. Con respecto a la subrasante, se adopta uno de dos supuestos. El primero, que se comporta como un líquido denso, equivale a suponer que la reacción de la subrasante es vertical, proporcional a la deflexión y que es en cada punto independiente de las fuerzas y desplazamientos en los otros puntos. La rigidez del suelo se expresa en términos del módulo de reacción de la subrasante k , por lo general en unidades de $\text{lb/pulg}^2/\text{pulg}$ o sencillamente lb/pulg^3 . El valor numérico de k varía ampliamente para diferentes tipos de suelo y grados de consolidación. Este se basa, en general, en ensayos. En la gráfica D.3 se presentan algunos valores comunes.

El supuesto alternativo consiste en que la subrasante se comporta como un sólido elástico semiinfinito, de manera que una carga concentrada en cualquier punto de la superficie produce desplazamientos verticales en los demás puntos, de acuerdo con la ecuación de Boussinesq. En este caso hay una interacción de todos los elementos en el sólido elástico para resistir las fuerzas y los desplazamientos.



Gráfica D.3. Clasificación de los suelos y módulos de reacción de la subrasante

Westergaard consideró tres casos independientes, diferenciados con base en la ubicación de la carga con respecto a los bordes de la losa.

De otra parte existen algunas correlaciones empíricas que correlacionan el valor del módulo de reacción de la subrasante (k) con el valor de CBR. La ecuaciones son las siguiente:

$$k = 2.55 + 52.5 * \log(CBR) \quad (\text{MPa/m}) \quad CBR \leq 10 \quad (\text{D.4})$$

$$k = 46 + 9.08 * [\log(CBR)]^{4.34} \quad (\text{MPa/m}) \quad CBR > 10 \quad (\text{D.5})$$

Caso 1. Carga de rueda cercana a la esquina de una losa grande.

Con una carga aplicada en la esquina de una losa, el esfuerzo crítico en el concreto a tensión es en la superficie superior de la losa. Una solución aproximada, propuesta por A. T. Goldbeck, supone una carga puntual (P) que actúa en la esquina de la losa. A pequeñas distancias de la esquina, la reacción hacia arriba del suelo tiene poco efecto y se considera que la losa actúa como un voladizo. A una distancia x de la esquina, el momento flector Px ; éste se supone uniformemente distribuido a través del ancho de la sección de losa y en dirección

perpendicular a la bisectriz del ángulo de la esquina. Para una esquina de 90° , el ancho de la sección es $2x$ y el momento flector por unidad de ancho de losa es:

$$\frac{Px}{2x} = \frac{P}{2}$$

Si h es el espesor de la losa (pulg) y P es la carga de servicio no mayorada (lb), el esfuerzo de tensión en el concreto (psi) en la superficie superior es:

$$f_t = \frac{M}{S} = \frac{P/2}{h^2/6} = \frac{3P}{h^2} \quad (\text{D.6})$$

donde P = carga de servicio no mayorada
 h = grosor de la losa

La ecuación (D.4) dará resultados aproximadamente correctos sólo en la vecindad inmediata de la esquina de la losa y exclusivamente si la carga se aplica sobre un área pequeña de contacto.

En un análisis que tenga en cuenta la reacción de la subrasante y la carga aplicada sobre un área de contacto con radio a , Westergaard desarrolló la expresión para tensión crítica en la parte superior de la losa, que ocurre a una distancia de $2\sqrt{a_l}$ desde la esquina de la losa:

$$f_t = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad (\text{D.7})$$

en la cual l es el *radio de rigidez relativa*, igual a:

$$l = 4 \sqrt{\frac{E_c h^3}{12(1-\nu^2)k}} \quad (\text{D.8})$$

donde

E_c = módulo elástico del concreto, psi

ν = relación de Poisson para el concreto

k = módulo de reacción de la subrasante, lb/pulg³

El valor de l refleja la rigidez relativa de la losa y de la subrasante. Será grande para una losa rígida sobre una base flexible y pequeño para una losa flexible sobre una base rígida.

Caso 2. Carga de rueda aplicada a una distancia considerable de los bordes de la losa.

Cuando la carga se aplica a cierta distancia de los bordes de la losa, el esfuerzo crítico en el concreto será de tensión en la superficie inferior. Esta tensión es máxima directamente bajo el centro del área cargada y la determina la expresión:

$$f_b = 0.316 \frac{P}{h^2} \left[\log h^3 - 4 \log \left(\sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 6.48 \right] \quad (D.9)$$

Donde los logaritmos están en base 10.

Caso 3. Carga de rueda en un borde de la losa pero a una distancia considerable desde las esquinas.

Cuando la carga se aplica en un punto a lo largo del borde de la losa, el esfuerzo de tensión crítico está en la parte inferior del concreto, directamente debajo de la carga, y es igual a:

$$f_b = 0.572 \frac{P}{h^2} \left[\log h^3 - 4 \log \left(\sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 5.77 \right] \quad (D.10)$$

En caso que el esfuerzo de tensión en la losa, calculado mediante las ecuaciones (D.5), (D.7) y (D.8), exceda el esfuerzo de tensión admisible en el concreto, es necesario incrementar el espesor de la losa o proporcionar refuerzo. Si se utiliza refuerzo, se supone generalmente que éste actúa a un *esfuerzo admisible* igual a la mitad de su resistencia a la fluencia, pero no mayor que 24,000 psi. En esta situación, se suministra acero suficiente para resistir toda la tensión en el concreto que resulta del análisis elástico de la losa supuestamente

homogénea. Su centroide no debe estar más cerca del eje neutro que el centroide del bloque de esfuerzos de tensión en el concreto que reemplaza.

4. Ayudas de diseño para pavimentos. Las ecuaciones de Westergaard permiten el cálculo de esfuerzos que produce una carga concentrada única aplicada sobre un área de pavimento definida mediante juntas o bordes. En la práctica, el diseño de la losa debe basarse generalmente en un *patrón* de cargas concentradas como las que generan las ruedas de un camión pesado o el tren de aterrizaje de un avión. En estos casos, la determinación de los momentos flectores y de los esfuerzos se facilita en forma considerable utilizando las gráficas de influencia desarrolladas en 1951 por Pickett y Ray. Con base en las ecuaciones de Westergaard, estas gráficas permiten el cálculo rápido de los momentos flectores que ocasionan cargas aplicadas en el interior y en los bordes del panel.

Aún más convenientes para el diseño práctico son las gráficas publicadas por la Portland Cement Association, como la que aparece en la gráfica D.4. Las gráficas de diseño de la PCA permiten una evaluación rápida de los esfuerzos de tensión por flexión para cargas especificadas de ejes de camiones. Estudios comparativos llevados a cabo en la PCA indican que en casi todos los casos el máximo esfuerzo ocurre cuando las ruedas de un camión están en el extremo (junta transversal) de una sección de pavimento, obteniéndose la máxima tensión en la parte inferior de la losa en dirección paralela al borde con junta. La gráfica D.4 se basa en la aplicación de las cargas transmitidas a la losa por dos ejes poco espaciados con cuatro ruedas por eje, con ese patrón de ruedas localizado cerca del borde transversal con junta. Para ilustrar la utilización de la gráfica, como lo indican las líneas punteadas con flechas, una carga de ejes de un remolque que totaliza 42 klb y aplicada a una losa de 8 pulg de espesor que descansa sobre una subrasante con un módulo k de 100 lb/pulg³, producirá un esfuerzo de tensión en la parte inferior de la losa de 325 psi. De acuerdo con el método de la PCA, el esfuerzo de tensión admisible se basa en la

$$G_t = \beta(\log W_t - \log \rho) \quad (D.11)$$

donde,

G_t = una función que mide el deterioro en funcionamiento

β = una función de las variables de diseño y de carga

W_t = cantidad de aplicaciones de las cargas de ejes al final del período

ρ = una función de las variables de diseño y de carga

Es necesario modificar las ecuaciones básicas para tener en cuenta condiciones diferentes de las que existían en las pruebas de carreteras que realizó la AASHTO. Esto se lleva a cabo utilizando lo que se conoce como la ecuación de Spangler:

$$f_t = \frac{JP}{h^2} \left[1 - \frac{a\sqrt{2}}{l} \right] \quad (D.12)$$

donde,

f_t = esfuerzo de tensión en la losa de concreto, psi

P = carga de la rueda, lb

h = espesor de la losa, pulg

a = radio del área de contacto de la carga

l = radio de rigidez relativa

J = coeficiente de transferencia de carga

La comparación de la ecuación (D.12) con la ecuación (D.7) que se fundamenta en el trabajo previo de Westergaard, confirmará que las dos son idénticas excepto por una pequeña diferencia en el coeficiente y un aumento en el exponente a 1.0.

E. Cargas vehiculares

La mayor parte del tráfico vehicular sobre pisos industriales consiste en camiones montacargas y cargadores con capacidades de hasta 70,000 lb. Los cargadores y gran parte de los pesos de los camiones son generalmente transmitidos por las ruedas del eje cargado. La Asociación Industrial de Camiones, ha compilado datos sobre las cargas y geometrías representativas de camiones montacargas de hasta 20,000 libras de capacidad (tabla E.1). Para montacargas más grandes con neumáticos o llantas compuestas deben incluirse en los análisis el área de contacto entre las llantas y la losa.

Las variables de los vehículos que afectan la selección del espesor y el diseño de la losa sobre el terreno incluyen:

- Carga axial máxima.
- Distancia entre ruedas cargadas.
- Área de contacto de la llanta.
- Repeticiones de cargas durante la vida de servicio.

Capacidad del camión evaluado, lb	Reacción de la carga axial total estática, lb	Distancia centro a centro de las llantas opuestas, plg
2.000	5.600-7.200	24-32
3.000	7.800-9.400	26-34
4.000	9.800-11.600	30-36
5.000	11.600-13.800	30-36
6.000	13.600-15.500	30-36
7.000	15.300-18.100	34-37
8.000	16.700-20.400	34-38
10.000	20.200-23.800	37-45
12.000	23.800-27.500	38-40
15.000	30.000-35.300	34-43
20.000	39.700-43.700	36-53

Tabla E.1. Cargas axiales representativas y espaciamentos entre ruedas para varios tipos de camiones elevadores.

La reacción concentrada por rueda se calcula dividiendo la reacción axial total, por el número de llantas en ese eje.

La carga axial, el espaciamiento entre llantas y el área de contacto, son función de las especificaciones del vehículo o montacargas. Si los detalles del vehículo son desconocidos pueden adoptarse los valores de la tabla E.1.

III. METODOLOGÍA

El análisis de la losa de cimentación de Flexibodegas comenzó desde el estudio de suelos. Se analizó los resultados del estudio, y se consideraron las propuestas del Ing. Federico Koose, el ingeniero que realizó dicho estudio.

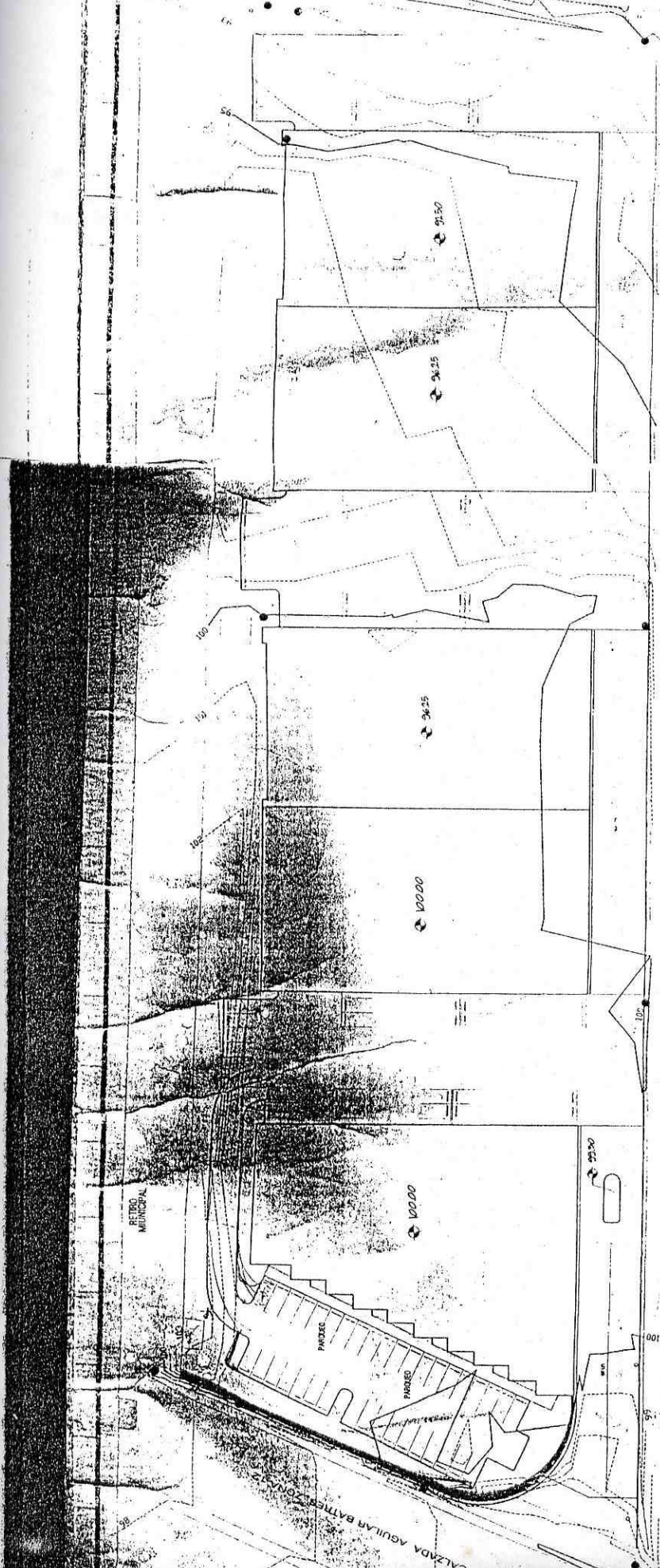
El estudio fue hecho en abril de 1,995, desde entonces el suelo no sufrió ninguna alteración, por lo que todos los resultados y recomendaciones siguen siendo válidas en la actualidad.

El Ing. Federico Koose sugirió en la subsección **b.1** "Opción No. 1.- Cimentación directa sobre terreno natural" de la sección **b** "Análisis de la cimentación" del punto No. **4** "Estudio de la cimentación" del reporte de suelos hecho en el terreno (adjunto al trabajo en la sección de Anexos) lo siguiente:

«En esta Opción posiblemente la mejor solución sería escalonar el terreno en 2 ó 3 niveles, abajo del indicado para las plataformas, para construir en cada uno de ellas los edificios. Esta situación obligaría a construir muros de contención y posiblemente a construir rellenos, en cada plataforma para dejarlas al mismo nivel. La entrada a las mismas se haría por medio de rampas que posiblemente dificultarían las maniobras de los vehículos, especialmente si los edificios que se construyen fueron bodegas.»

Esto fue justo lo que se hizo en el proyecto. Se trabajaron tres niveles de plataformas cada nivel dividido por su muro de contención respectivo. En la primera plataforma que tiene la cota = 100.00 m hay diez bodegas; luego viene la 2ª. plataforma que tiene la cota = 96.25 m donde hay otras diez bodegas; y por último está la 3ª. plataforma que tiene la cota = 92.50 m donde hay cinco bodegas. Se construyó también la rampa de acceso para las veinticinco bodegas, que está en el sur de las bodegas, donde también está la entrada al proyecto.

En la figura III.1 se puede apreciar una vista de las plataformas con sus cotas:



A large, stylized handwritten mark, possibly a signature or initials, is located in the upper right quadrant of the page.

PLANTA DE CURVAS DE NIVEL ORIGINALES

ESCALA 1:500



En lo que respecta a los rellenos controlados el Ing. Federico Koose sugirió en el punto No. 5 "Excavación y relleno" del reporte de los estudios hechos en el terreno (adjunto al trabajo en la sección de Anexos) lo siguiente:

«Ninguno de los materiales resultantes de la excavación y remoción de los suelos de los estratos servirán para la construcción de los rellenos estructurales para la cimentación de edificios sobre los mismos, razón por la cual, los materiales selectos para construir estos rellenos deberán importarse de Bancos de Préstamo adecuados situados fuera del área de construcción de los edificios.

Los materiales selectos a utilizarse en los rellenos estructurales deberán tener un CBR no menor de 40 a un grado de compactación de 95% según el método AASHTO T-180 (AASHTO Modificado).

Los rellenos estructurales para soportar edificios deberán construirse en capas de espesor uniforme suelto no mayor de 25 cm., con materiales homogeneizados y humedecidos previamente, los cuales deberán esparcirse, conformarse y compactarse hasta alcanzar cada capa un grado de compactación no menor de 90% según el Método AASHTO T-180 (AASHTO Modificado).»

Las plataformas se trabajaron como lo indicó el Ing. Koose. En ninguna de ellas se usó el material resultante de la excavación como construcción de rellenos estructurales para la cimentación de las bodegas. En esa misma sección sugirió el uso de equipo adecuado para la preparación de la plataformas. La excavación y remoción se realizó con mano de mica y con cargador frontal. La compactación y preparación de la plataforma se hizo con el patrol, el compactador vibratorio y el compactador de neumáticos; haciendo para cada capa de suelo su respectiva prueba de laboratorio.

Los rellenos estructurales realizados se construyeron en capas de espesor uniforme suelto de 20 cm., no excediendo las condiciones del Ing. Koose.

El porcentaje de compactación obtenido de los estudios realizados en los rellenos trabajados fue satisfactorio. El porcentaje de compactación mínimo de la sub-rasante y base trabajados fue de 95.8 y 95.9%, respectivamente. El Ing. Rubén De León expone en su informe de resultados de porcentajes de compactación (adjunto al trabajo en la sección de Anexos) lo siguiente:

«El porcentaje de compactación mínimo últimamente convenido y especificado para Sub-rasante fue de 90% de la densidad máxima del

proctor modificado AASHTO T-180 del material que se está usando en la sub-rasante; por lo que los cuatro resultados anteriores que corresponden a esa estructura se consideran aprobados.

El porcentaje de compactación mínimo convenido y especificado para la capa de base es de 95% de la densidad máxima del proctor modificado AASHTO T-180 del material usado en dicha capa; por lo que los resultados obtenidos en esa capa y con ese mínimo se consideran aceptables.»

Con lo expuesto anteriormente por el Ing. De León en su informe, queda claro que sí se cumplió con las condiciones establecidas por el Ing. Koose en su estudio.

Después de haber comprobado que el diseño se realizó conforme a los resultados del estudio del Ing. Koose, y que constructivamente la base preparada cumplió con los parámetros establecidos por la norma AASHTO T-180; se procedió a analizar el diseño de la losa de cimentación. Las bodegas tienen dos niveles: el primero que es el de acceso del transporte pesado, es la zona de descarga; el segundo nivel es un mezanine con espacio para oficinas; y por último el techo, que está formado por laminas de aluzinc, una aleación de aluminio y zinc que dentro de sus ventajas se encuentra la reducción de calor en el interior de las bodegas. La figura IV.1 en la sección IV. CÁLCULOS Y RESULTADOS muestra una planta de las bodegas donde se aprecia bien la zona de descarga. La figura III.2 muestra una elevación típica de las bodegas:

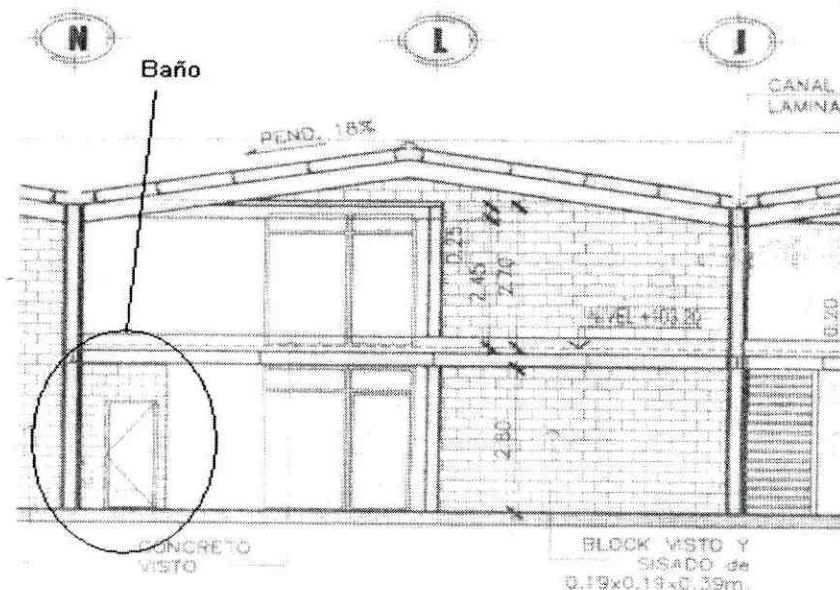


Figura III.2. Elevación típica de las bodegas

El trabajo consiste básicamente, en analizar si la losa de cimentación cumple con las condiciones de un pavimento; ya que sobre ella pasarán camiones de carga pesada. Analizar si su grosor es suficiente y si el tipo de concreto es el adecuado. Como un agregado al trabajo, se analizó si la losa de cimentación es adecuada para soportar un muro de mampostería que conforma el baño. No se analizó el resto de la estructura porque el objetivo principal de este trabajo es determinar si como pavimento de tráfico pesado la losa funcionará.

El ingeniero estructural propuso una losa de cimentación con un grosor de 15 cm y un concreto de 3,500 psi de resistencia a la compresión, con fibra sintética de nylon.

Como primer paso se analizó si la losa de cimentación era capaz de funcionar como pavimento. Las resistencias de los concretos usados para pavimentos varían desde los 3,000 a 5,000 psi de resistencia a compresión. El concreto que se usó para la losa fue de 3,500 psi de resistencia a compresión. Dicho concreto, según la norma ASTM C78, debe de tener una resistencia a flexión de 525 psi. Se calculó si los efectos de la retracción de fraguado y la temperatura del concreto podían llegar a causar problemas en la losa, pero se comprobó que no. En la sección IV. CÁLCULOS Y RESULTADOS se encuentran dichos análisis. El esfuerzo producido por tales efectos fue de 0.77 psi, que no llegó a superar los 525 que puede resistir el concreto. Después se calculó el área de refuerzo requerida. Se determinó que como al concreto se le agregó en este proyecto una fibra sintética de nylon, que funciona como refuerzo contra temperatura, no era necesario agregarle ningún refuerzo de acero, ya que dicha área de refuerzo fue mínima.

Posteriormente se hizo el análisis de Westergaard para cargas concentradas. Mediante el uso de la tabla E.1, se obtuvo el peso de una llanta de un montacargas; y por medio de la tabla D.3 se obtuvo el módulo estándar de reacción del suelo k . Para esto se usaron dos métodos: 1º. El de la tabla D.3 y el 2º. usando una fórmula empírica que correlaciona el valor del CBR para

obtener dicha constante. Se determinó que el módulo de reacción de la subrasante (k) crítico fue el obtenido mediante la tabla D.3 Después se procedió a analizar los tres casos descritos por Westergaard. Se tomo como base un camión de 20 kips de peso, cuya reacción de la carga axial total estática es de 43,700 lbs = 44 kips . Para el caso 1 (carga de rueda cercana a la esquina de una losa grande) se concluyó que la losa puede resistir dichas cargas sin ser llevada a sus límites. Se determinó que el esfuerzo a tensión para este caso fue de 305 psi para un análisis que tenga en cuenta la reacción de la subrasante y la carga aplicada sobre un área de contacto.

Para el caso 2 (carga de rueda aplicada a una distancia considerable de los bordes de la losa) se determinó que el esfuerzo a tensión permisible fue de 275 psi; mientras que para el caso 3 (carga de rueda en un borde de la losa pero a una distancia considerable desde las esquinas) el valor del esfuerzo a tensión permisible fue de 374.50 psi. De esta forma se comprobó que la losa cumple con el análisis de Westergaard para cargas concentradas.

Por último, a través de gráfica D.4 utilizada por la Portland Cement Association (PCA), usando los valores del peso, el k y el grosor de la losa se determinó que el esfuerzo producido en la losa fue de 390 psi lo que esta debajo de lo permitido.

A pesar que se determinó que la losa de cimentación cumple con las condiciones de pavimento, se computó un factor de seguridad de 1.35 lo que está debajo del 1.7 usado comúnmente. Para obtener un factor de seguridad igual 1.70, la losa se tuvo que haber diseñado para soportar como carga máxima, la del peso de un camión de 15,000 lbs que produce una reacción de la carga axial total estática de 30,000 lbs. Con esto si se logra un factor de 1.70. Pero como se desconoce el tipo de camión que entrará a la bodega se escogió el descrito con anterioridad.

Para el análisis de la losa como cimiento de muro de mampostería se tienen las figuras IV.3 y IV.4 en la sección IV. CÁLCULOS Y RESULTADOS. Se analizó, primero, la distancia de la junta de dilatación; segundo, el espesor de

concreto a compresión d ; y tercero, el refuerzo a temperatura en la losa, en el área donde van los muros de mampostería. El valor de la distancia requerida de la junta de dilatación fue de 15 cm y se tiene una distancia de 3.6 m lo que certifica que si cumple. El espesor del concreto a compresión d , cumplió con lo requerido. Se necesitaba un grosor mínimo de 3.06 pulg y se usó uno de 4 pulg. Lo que sí varió con los cálculos que con lo establecido por el ingeniero estructural fueron los pasadores debajo del muro de mampostería. Él sugirió usar pasadores No. 3 a cada 60 cm por 75 cm de largo. El resultado de los cálculos hechos sugiere el uso de pasadores No. 3 a cada 40 cm por 75 cm de largo. Hubo una variación de 20 cm de separación.

Varios resultados parecen ser muy pequeños comparándolos al diseño estructural pero hay que tomar en cuenta que no se analizó toda la estructura de las bodegas, porque no era el propósito de dicho trabajo. Pero es posible que los factores de seguridad empicen a disminuir al analizar toda la estructura.

IV. CÁLCULOS Y RESULTADOS

La resistencia del concreto a compresión con el que se diseñó la losa de cimentación fue de 3,500 psi, con fibra sintética de nylon y de 15 cm de grosor. La losa también cumple las funciones de pavimento, ya que sobre la misma forma el área de paso de los camiones. Este concreto según la norma ASTM C78 tiene una resistencia a la flexión (módulo de rotura) de 525 psi.

La siguiente figura muestra la planta de una bodega típica en Flexibodegas:

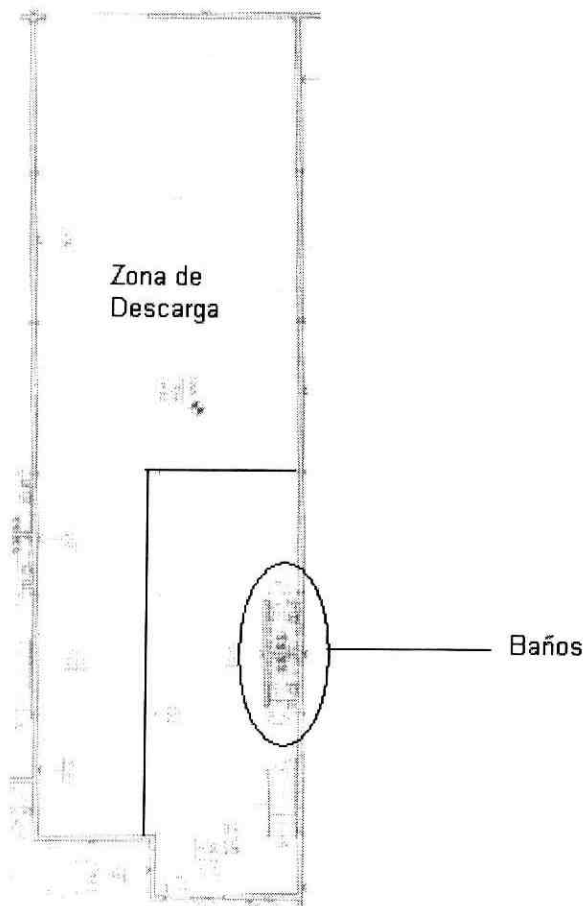


Figura IV.1 Interior de una bodega.

A. Análisis de la losa como pavimento

El siguiente esquema muestra un detalle típico de la losa de cimentación a analizar:

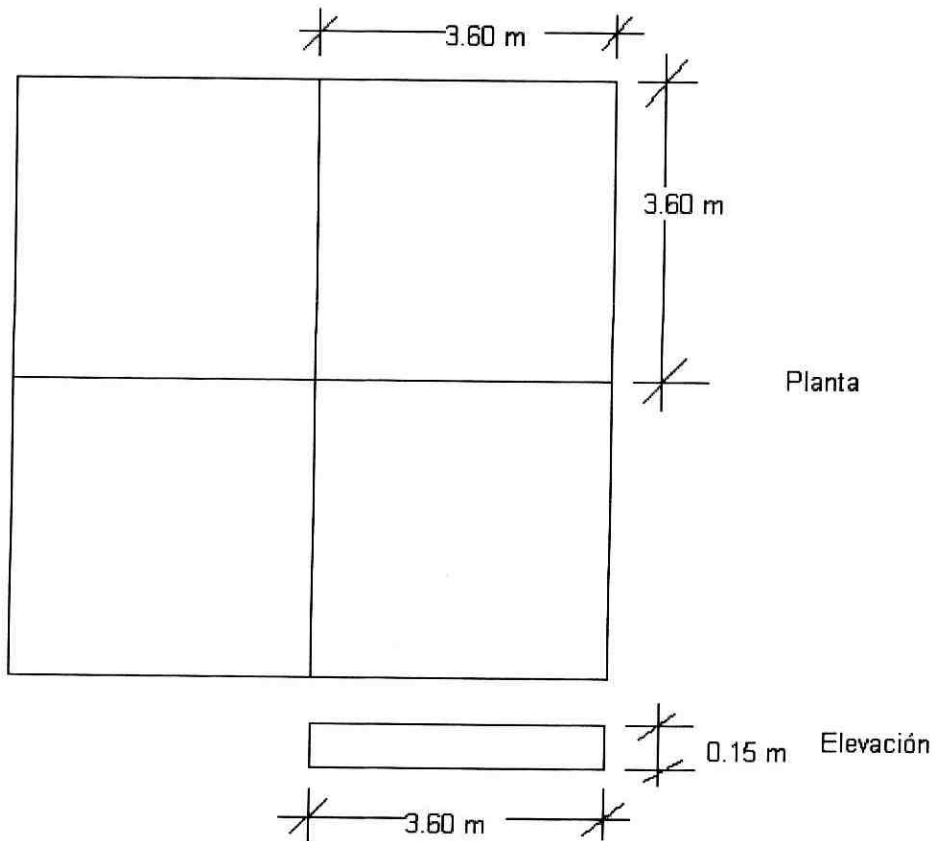


Figura IV.2. Detalle típico de la losa de cimentación a analizar

Este detalle se aplica únicamente a la zona de descarga dentro de las bodegas. En el código ACI se definen los espaciamientos mínimos y máximos entre juntas de construcción en las losas de cimentación y pavimentos. El rango es de 24-36 veces el grosor de la losa. Para este caso en que el grosor de la losa es de 15 cm se tiene que el rango de espaciamiento entre juntas va de 3.60 – 5.40 m. En este caso se tiene que el espaciamiento entre las juntas son de 3.60 lo que indica que chequea con las normas. El espaciamiento de las juntas no lo determinó el ingeniero estructural sino que se determinó en el campo.

Lo anterior quiere decir que cada plancha de concreto mide 3.60 m de largo y 3.60 m de ancho, y que tiene 15 cm de grosor.

1. Efectos de la retracción de fraguado y la temperatura. De la ecuación (D.1) en la página 22, se tiene que la fuerza de tensión en una sección transversal en la mitad de la longitud es:

$$T = \frac{w_o \times \mu \times l}{2}$$

Donde l = longitud entre las juntas de contracción o de construcción, pies
 μ = coeficiente de fricción entre la losa y la subrasante
 w_o = peso propio de la losa de pavimento, lb por pie cuadrado

De la figura IV.2 se tiene que la longitud entre las juntas de contracción o de construcción (l) es de 3.60; mientras que el grosor de la losa es de 15 cm. Se tiene que el peso del concreto es de 2,400 kg/m³ = 150 lb/ft³. De la página 22 se tiene que la *AASHTO Interim Guide* supone un valor de 1.5 para μ .

$$15 \text{ cm} = 0.50 \text{ ft}$$

$$w_o = 150 \text{ lb/ft}^3 \times 0.50 \text{ ft} = 75 \text{ psf}$$

$$\mu = 1.5$$

$$l = 3.60 \text{ m} \times 3.28 = 11.81 \text{ ft}$$

$$T = \frac{75 \times 1.5 \times 11.81}{2} = 664.20 \text{ lb/ft}$$

Ahora se calcula f_t (esfuerzo a tensión de la losa) para determinar si esta dentro de los parámetros establecidos. De la ecuación D.2 en la página 22 se tiene que:

$$f_t = \frac{T}{12 \times h}$$

Donde T = resultado obtenido de la ecuación D.1

h = grosor de la losa. De la figura IV.2 se tiene que es igual a 15 cm = 0.50 ft

De modo que,

$$f_t = \frac{664.20}{12 \times 0.5} = 110.70 \text{ psf}$$

$$110.70 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} \times \frac{1 \text{ ft}^2}{144 \text{ in}^2} = 0.77 \text{ psi} < 525 \text{ psi}$$

OK

REFUERZO:

De la ecuación D.3 en la página 22 se tiene que el área de refuerzo (A_s) es igual a:

$$A_s = \frac{w_o \times \mu \times l}{2 \times f_s}$$

Donde l = longitud entre las juntas de contracción o de construcción, pies
 μ = coeficiente de fricción entre la losa y la subrasante
 w_o = peso propio de la losa de pavimento, lb por pie cuadrado
 f_s = esfuerzo admisible.

$$15 \text{ cm} = 0.50 \text{ ft}$$

$$w_o = 150 \text{ lb/ft}^2 \times 0.50 \text{ ft} = 75 \text{ psf}$$

$$\mu = 1.5$$

$$l = 3.60 \text{ m} \times 3.28 = 11.81 \text{ ft}$$

f_s = De la página 23 se tiene que se usa comúnmente un valor de 30,000 psi.

$$A_s = \frac{75 \times 1.5 \times 11.81}{2 \times 4.32 \times 10^6} = 1.54 \times 10^{-4} \text{ ft}^2$$

$$2 \times 4.32 \times 10^6$$

$$1.54 \times 10^{-4} \text{ ft}^2 \times \frac{144 \text{ in}^2}{1 \text{ ft}^2} = 0.02 \text{ in}^2$$

$$1 \text{ ft}^2$$

Como el porcentaje de acero en relación al área de concreto es mínimo no se le agregó refuerzo de acero a la losa; antes bien, al concreto se le agregó la fibra sintética de nylon que actúa como un pequeño refuerzo a temperatura y que cumple con el área obtenida.

2. Análisis de Westergaard para cargas concentradas. De la tabla E.1 se tomó como peso crítico el de un camión de 20,000 lbs. La reacción de la carga axial total estática del mismo varía de 39,700 a 43,700 lbs. Se tomó la reacción más crítica, la de 43,700 lbs. Para obtener la reacción concentrada por rueda, se divide la reacción de la carga axial total estática, por el número de llantas en ese

eje. Para un eje de 4 llantas, la reacción concentrada por rueda es de 43,700 lbs / 4 llantas; lo que da como resultado una carga puntual (P) = 10,925 lbs.

a. Carga de rueda cercana a la esquina de una losa grande. De la ecuación D.6 en la página 25, se tiene que el esfuerzo a tensión (f_t) para una carga de rueda cercana a la esquina de una losa es de:

$$f_t = \frac{3 \times P}{h^2}$$

donde P = carga de servicio no mayorada = 10,925 lbs

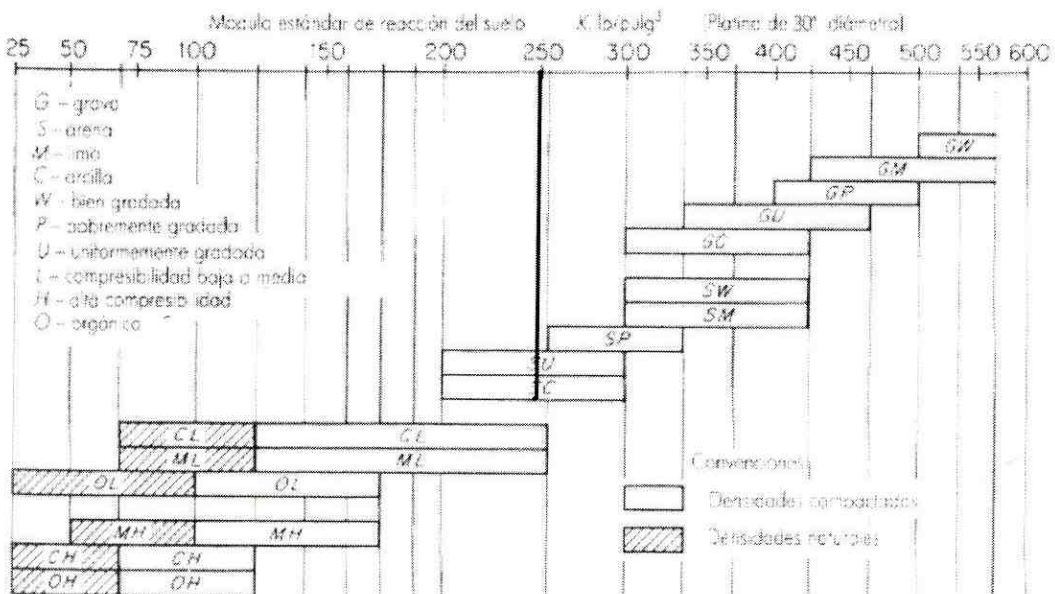
h = grosor de la losa. De la figura IV.2 se tiene que el grosor de la losa es de 15 cm = 0.50 ft = 6 pulg.

$$f_t = \frac{3 \times 10,925}{6^2} = 910.42 \text{ psi} > 525 \text{ psi}$$

NO

Como esta ecuación da resultados correctos sólo en la vecindad inmediata de la losa y **exclusivamente si la carga se aplica sobre un área pequeña de contacto entonces se procede a usar la ecuación D.7**

Determinación del k:



Nota: La comparación del tipo de suelo con el valor de k, particularmente en los grupos L y H, debe realizarse generalmente en el intervalo inferior del tipo de suelo.

Mediante el uso de la gráfica D.3 se determino un k igual a 250 pulg/in³.

El material que se utilizó para tratar la subrasante, según el informe de compactación en capa de subrasante y base del Ing. Rubén de León en la sección de Anexos, fue limo arcilloso – arenoso; o sea un suelo SC con área vacía, según la gráfica por ser una densidad compactada.

De las ecuaciones D.4 y D.5 en la página 24 se obtiene de otro método el módulo de reacción de la subrasante (k). El Ing. Koose sugirió en su estudio un CBR mínimo de 20 para la subrasante. Con esto la ecuación a utilizar es la D.5 ya que $CBR > 10$. De modo que el valor k es igual a:

$$k = 46 + 9.08 * [\log(CBR)]^{4.34}$$

$$k = 46 + 9.08 * [\log(20)]^{4.34}$$

$$k = 74.45 \text{ MPa/m}$$

$$74.45 \frac{\text{MPa}}{\text{m}} = 74.45 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} \times \frac{0.225 \text{ lb}}{1 \text{ N}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{(39.37 \text{ pulg})^3}$$

$$k = 275 \text{ lb/pulg}^3$$

k gráfica < k ecuación

De modo que el módulo de reacción de la subrasante (k) crítico es el obtenido mediante la gráfica D.3.

Por tanto el k que se usará para el análisis es de:

$$k = 250 \text{ lb/pulg}^3$$

Una vez obtenido el módulo de reacción de la subrasante (k), se procede a analizar la carga de rueda cercana a la esquina de la losa.

Analizando la reacción de la subrasante y la carga aplicada sobre un área de contacto con radio a se tiene que de la ecuación D.8 en la página 25, el radio de rigidez relativa (explicado en esa misma página) es igual a:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_c h^3}{12(1 - \nu^2)k}}$$

Donde, E_c = módulo elástico del concreto, psi

ν = relación de Poisson para el concreto

k = módulo de reacción de la subrasante, lb/pulg³

h = grosor de la losa de cimentación

$$E_c = 57,000\sqrt{f'_c} = 57,000\sqrt{3,500} = 3.372 \times 10^6 \text{ psi}$$

$$\nu = 0.15$$

$$k = 250 \text{ lb/pulg}^3$$

h = De la figura IV.2 se tiene que es igual a 15 cm = 6 pulg

De modo que,

$$l = \sqrt[4]{\frac{3.372 \times 10^6 \times 6^3}{12(1 - 0.15^2)250}} = 22.32$$

Una vez obtenido el valor del radio de rigidez relativa, se procede a calcular el esfuerzo a tensión (f_t) en el concreto.

De la ecuación D.7 en la página 25, se tiene que el esfuerzo a tensión en la losa de concreto (f_t) es igual a:

$$f_t = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right]$$

Donde, P = Carga de servicio no mayorada

h = Grosor de la losa de cimentación

a = radio del área de contacto de una llanta

l = radio de rigidez relativa

Entonces,

$$P = 10,925 \text{ lb}$$

h = De la figura IV.2 se tiene que el grosor de la losa de cimentación es de 15 cm = 6 pulg.

a = Para una llanta de 40 cm de un camión montacargas con una capacidad de 20,000 lbs, el radio $a = 40 / 2 = 20 \text{ cm} = 8 \text{ pulg}$.

$l = 22.32$ que es el resultado de la ecuación D.8

De modo que,

$$f_t = \frac{3 \times 10,925}{6^2} \left[1 - \left(\frac{8\sqrt{2}}{22.32} \right)^{0.6} \right]$$

$$f_t = 305 < 525 \text{ psi}$$

OK

b. Carga de rueda aplicada a una distancia considerable de los bordes de la losa. De la ecuación D.9 en la página 26, el valor del esfuerzo a tensión (f_t) en la losa de concreto es igual a:

$$f_b = 0.316 \frac{P}{h^2} \left[\log h^3 - 4 \log \left(\sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 6.48 \right]$$

Donde, P = Carga de servicio no mayorada.
 h = Grosor de la losa de cimentación.
 a = Radio del área de contacto de una llanta
 k = módulo de reacción de la subrasante.

Entonces,

$$P = 10,925 \text{ lbs}$$

h = De la figura IV.2 se tiene que el grosor de la losa de cimentación es de 15 cm = 6 pulg.

a = Para una llanta de 40 cm de un camión montacargas con una capacidad de 20,000 lbs, el radio $a = 40 / 2 = 20 \text{ cm} = 8 \text{ pulg.}$

$$k = 250 \text{ lbs/pulg}^3$$

De modo que,

$$f_b = 0.316 \frac{10,925}{6^2} \left[\log 6^3 - 4 \log \left(\sqrt{1.6 \times 8^2 + 6^2} - 0.675 \times 6 \right) - \log 250 + 6.48 \right]$$

$$f_b = 275 \text{ psi} < 525 \text{ psi}$$

OK

c. **Carga de rueda en un borde de la losa pero a una distancia considerable desde las esquinas.** De la ecuación D.10 en la página 26, el valor del esfuerzo a tensión (f_t) en la losa de concreto es igual a:

$$f_b = 0.572 \frac{P}{h^2} \left[\log h^3 - 4 \log \left(\sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 5.77 \right]$$

Donde, P = Carga de servicio no mayorada.
 h = Grosor de la losa de cimentación.
 a = Radio del área de contacto de una llanta
 k = módulo de reacción de la subrasante.

Entonces,

$$P = 10,925 \text{ lbs}$$

h = De la figura IV.2 se tiene que el grosor de la losa de cimentación es de 15 cm = 6 pulg.

a = Para una llanta de 40 cm de un camión montacargas con una capacidad de 20,000 lbs, el radio $a = 40 / 2 = 20 \text{ cm} = 8 \text{ pulg.}$

$$k = 250 \text{ lbs/pulg}^3$$

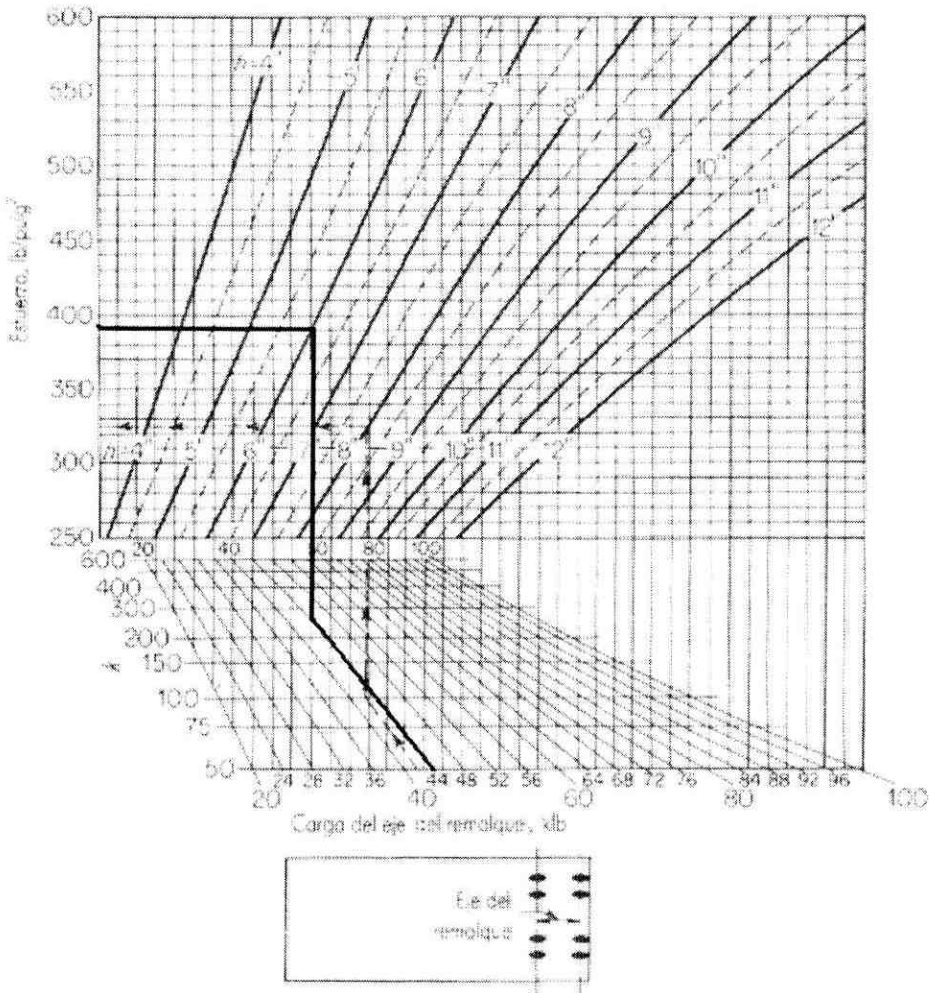
De modo que,

$$f_b = 0.572 \frac{10,925}{6^2} \left[\log 6^3 - 4 \log \left(\sqrt{1.6 \times 8^2 + 6^2} - 0.675 \times 6 \right) - \log 250 + 5.77 \right]$$

$$f_b = 374.50 \text{ psi} < 525.00 \text{ psi}$$

OK

3. Cálculo del esfuerzo mediante la gráfica publicada por Portland Cement Association. Para calcular el esfuerzo en esta sección, se utiliza la gráfica D.4. Gráfica de diseño para una carga producida por ejes de un remolque, aplicada sobre una losa apoyada sobre el terreno, en la página 28.



Gráfica D.4. Gráfica de diseño para una carga producida por ejes de un remolque, aplicada sobre una losa apoyada sobre el terreno.

Tomando la carga del eje del remolque de 43,700 libras, un k estimado de 250 pulg/in³ y un grosor de losa de 6", el esfuerzo a tensión (f_t) en la losa de cimentación producido según esta gráfica fue de:

390 psi < 525 psi

OK

B. Análisis de losa como cimiento de mampostería

Por último se procede a analizar si la losa es capaz de soportar la carga de la mampostería.

La siguiente figura ilustra el caso típico que se tiene en Flexibodegas con la mampostería referente a los baños:

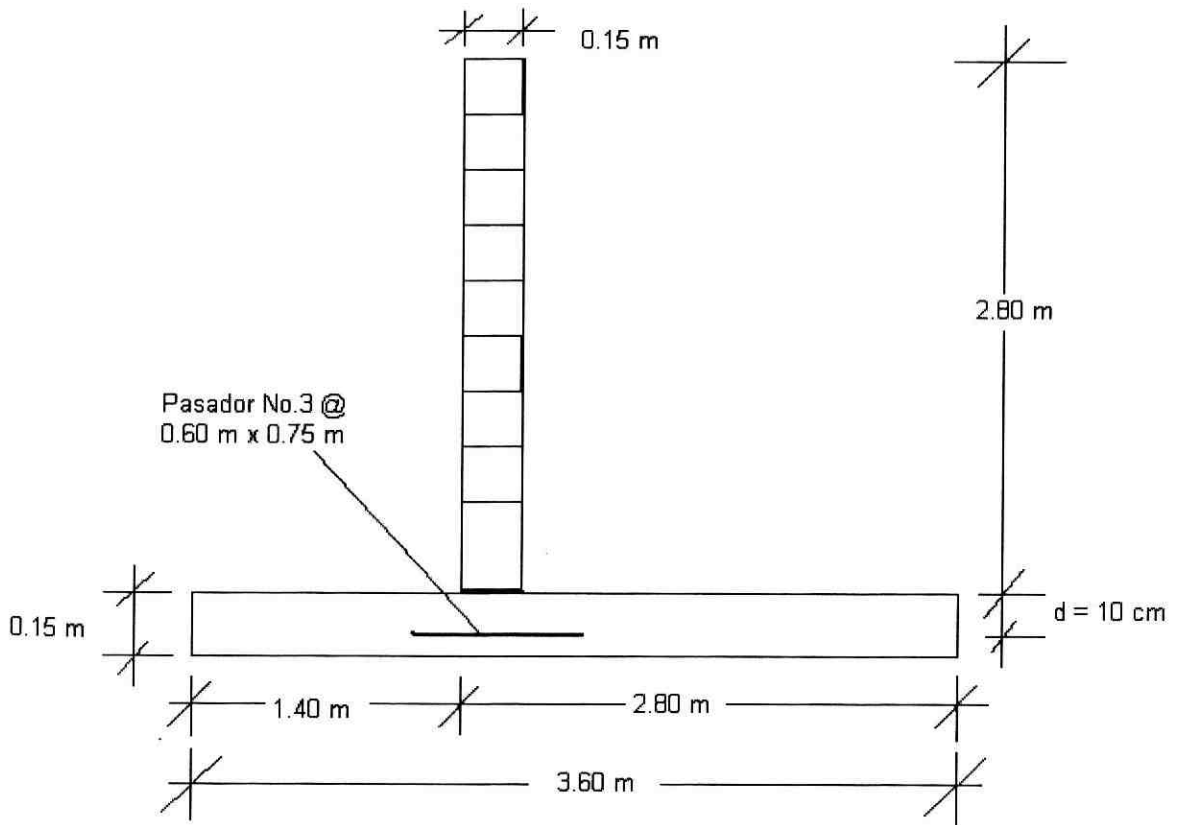


Figura IV.3 Detalle típico de muro de mampostería

De la figura IV.1 se tiene la planta de una bodega. En esa misma figura hay un área rectangular delimitada. Esa área corresponde al mezanine que va arriba, donde están las oficinas. Se aprecia que debajo del mezanine están dos baños. Lo que se tiene en la figura IV.3 es un detalle típico del muro de mampostería del baño. Únicamente se analizó el muro de mampostería del baño porque este muro no va conectado con los demás muros perimetrales y divisorios que a su vez están amarrados a la estructura metálica y que están sujetos a otro tipo de cargas y análisis. Los baños no llevan sobre sí ningún tipo de estructura

ya que la losa de la oficina los cubre, dejando así una pequeña luz entre la losa y la solera de corona del baño.

Las cargas de diseño para mampostería se conseraron de la siguiente manera:

De las normas AGIES, se tiene que la carga viva y la carga muerta para un muro de mampostería es de:

$$CV = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 500 \text{ kg/m}^2$$

Haciendo las combinaciones de cargas se tiene:

$$W_u = 1.0CM + 0.5CV$$

$$W_u = 1.0 \times 500 + 0.5 \times 40 = 520.00 \text{ kg/m}^2$$

ó

$$W_u = 1.4 \times 500 + 1.7 \times 40$$

$$W_u = 768.00 \text{ kg/m}^2$$

Se usa la crítica 768 kg/m^2 y se le introduce un factor de sismo

De los resultados del estudio de suelos, el Ing. Koose sugirió un aumento del 33% de las cargas verticales como factor de sismo. Entonces la carga última es:

$$W_{us} = 1.33W_u$$

$$W_{us} = 1.33 \times 768 = 1,022 \text{ kg/m}^2$$

Ahora se procede a convertir la carga por unidad de área, en carga por unidad longitudinal. Para esto se usa:

$$w_u = W_{us} \times H$$

Donde, W_{us} = La carga última por unidad de área

H = La altura del muro de mampostería.

Entonces,

$$W_{us} = 1,022 \text{ kg/m}^2$$

H = De la figura IV.3 se tiene que la altura del muro de mampostería es de 2.80 m

De modo que,

$$w_u = 1,022 \times 2.80 = 2,865 \text{ kg/m}$$

$$2,865 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \frac{1\text{m}}{3.28 \text{ ft}} \times \frac{2.2 \text{ lb}}{1\text{kg}} = 1,920 \text{ lb/ft}$$

De los resultados del estudio de suelos, se tiene que la capacidad permisible del suelo (q_e) = 20 Ton/m².

$$20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times \frac{2,200 \text{ lb}}{1\text{Ton}} \times \frac{1\text{m}^2}{10.76 \text{ ft}^2} = 4,090 \text{ psf}$$

Ahora se procede a calcular la longitud del cimiento de mampostería, para comprobar si chequea con la dada en campo. Para esto se usa:

$$L_{req} = \frac{w_u}{q_e}$$

Donde, L_{req} = Longitud requerida del cimiento

w_u = Carga última por unidad de longitud

q_e = Capacidad permisible del suelo

Entonces,

$$w_u = 1,920 \text{ lb/ft}$$

q_e = Del estudio de suelos se tiene que es 4,090 psf

De modo que,

$$L_{req} = \frac{1,920}{4,090}$$

$$L_{req} = 0.47 \text{ ft}$$

$$0.47 \text{ ft} \times \frac{1\text{m}}{3.28 \text{ ft}} = 0.14 \text{ m}$$

$$L_{req} = 0.14 \text{ m} < 3.60 \text{ m}$$

OK

Ahora se procede a calcular el esfuerzo último (q_u) que se produce sobre el suelo, debido a las cargas. Para esto se usa:

$$q_u = \frac{w_u}{L}$$

Donde, w_u = Carga última por unidad de longitud

L = Longitud de la plancha de concreto.

Entonces,

$$w_u = 1,920 \text{ lb/ft}$$

L = De la figura IV.3 se tiene que la longitud de la plancha es de 3.60 m, pero para efectos de seguridad se tomará 2.95 m, que es dos veces la longitud más corta de un extremo al baño (2 x 1.40) más el grosor del block, que es de 0.15 m.

$$2.95 \text{ m} \times \frac{3.28 \text{ ft}}{1 \text{ m}} = 9.68 \text{ ft}$$

De modo que,

$$q_u = \frac{1,920}{9.68} = 200 \text{ psf}$$

Se analiza primero si el resultado cumple con el factor de seguridad que debe de ser mayor que 3. Para esto se usa:

$$FS = \frac{q_e}{q_u}$$

Donde, q_e = Capacidad permisible del suelo

q_u = Capacidad de carga última

Entonces,

q_e = Del estudio de suelos se tiene que es 4,090 psf

q_u = 200 psf

De modo que,

$$FS = \frac{4,090}{200}$$

$$FS = 20 > 3.0$$

OK

El factor de seguridad es muy alto debido a que este muro de mampostería es pequeño y liviano, pero al analizar el resto de la estructura donde los muros perimetrales tienen alturas de 7.20 m y son de mampostería reforzada, que transmiten y reciben cargas del resto de la estructura, el factor de seguridad (FS) disminuiría considerablemente.

Para analizar la fuerza cortante que produce el muro hay que observar la figura IV.4:

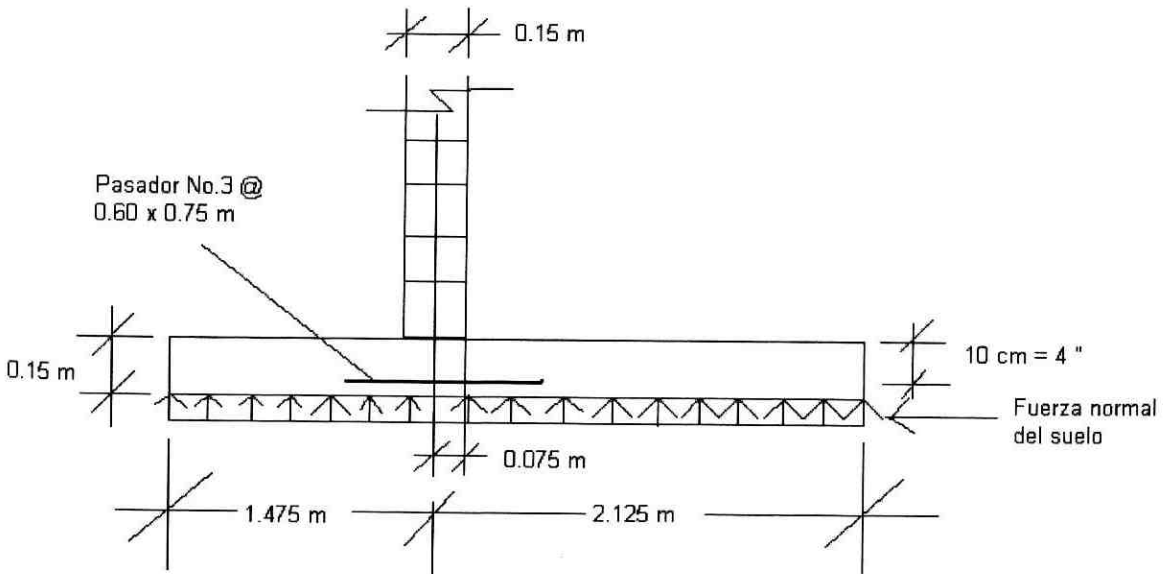


Figura IV.4. Detalle de muro de mampostería de los baños

La figura IV.4 es útil para entender el cálculo de la fuerza cortante (V_u) sobre la plancha e concreto. La fuerza cortante última (V_u) se calcula de la siguiente manera:

$$V_u = L_{\text{efectivo}} \times q_u$$

Donde, L_{efectivo} = Es la longitud efectiva crítica del cimiento

q_u = La capacidad de carga última.

Entonces,

Para la longitud efectiva crítica del cimiento se toma la más grande, en este caso es de 2.125 m x 3.28 = 6.97 ft. La distancia del centro del muro de mampostería a a la orilla del muro es de 0.075 m x 3.28 = 0.25 ft.

$$L_{\text{efectivo}} = 6.97 - 0.25 - \frac{4}{12} = 6.39 \text{ ft}$$

$$q_u = 200 \text{ psf}$$

De modo que,

$$V_u = 6.39 \times 200 = 1,280 \text{ lb}$$

Una vez computada la fuerza cortante última (V_u) se procede a calcular si el grosor de la losa de cimentación es el adecuado para resistir el corte. Para esto se usa:

$$d = \frac{V_u}{\phi(2\sqrt{f'c})b}$$

Donde, V_u = Es la fuerza cortante última

ϕ = Factor de reducción

$f'c$ = Resistencia del concreto a la compresión

b = Ancho de la base

Entonces,

$$V_u = 1,280 \text{ lb}$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'c = 3,500 \text{ psi}$$

b = Para el ancho de la base siempre se estima 1 ft = 12 pulg

De modo que,

$$d = \frac{1,280}{0.85(2\sqrt{3,500})12}$$

$$d = 1.06'' + 2'' \text{ (recubrimiento)} = 3.06'' < 4''$$

OK

El grosor de la losa cumple.

Como la fuerza cortante para el muro de mampostería del baño es muy pequeño; la losa de cimentación no necesita refuerzo a tensión, pero sí por temperatura el cual se calcula de la siguiente manera:

El área de refuerzo a temperatura es igual a:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

Donde, A_s = Área de refuerzo

ρ = Porcentaje del área de concreto

b = Base de concreto

d = Grosor de la losa menos recubrimiento de concreto

Entonces,

$\rho = 0.0018$ Según el código ACI para refuerzo a temperatura

$$b = 12' '$$

$$d = 10 \text{ cm} = 4' '$$

De modo que,

$$A_s = 0.0018 \times 12 \times 4 = 0.09 \text{ in}^2/\text{ft}$$

Para calcular la distancia que debe de haber entre pasadores se hace lo siguiente:

$$\text{distancia} = \frac{A_s (\text{pulg}^2/\text{ft})}{A_{\text{transversal de la varilla}}}$$

Donde, $A_s =$ El área de refuerzo

$A_{\text{transversal de la varilla}} =$ Es el área transversal de una varilla.

Entonces,

$$A_s = 0.09 \text{ pulg}^2/\text{ft}$$

$A_{\text{transversal de la varilla}} =$ Para una varilla No. 3 el área transversal es 0.11 pulg^2

De modo que,

$$\text{distancia} = \frac{0.11}{0.09} = 1.22 \text{ ft} \times \frac{1 \text{ m}}{3.28 \text{ ft}}$$

Distancia = 0.37 m

Los pasadores pueden quedar más espaciados, una distancia de 40 cm estaría bien.

Usar pasadores No. 3 @ 0.40 m x 0.75 m

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La losa de cimentación sí cumple con los requisitos necesarios para funcionar como pavimento.
- La losa de cimentación también cumple con los requisitos necesarios para funcionar como cimentación de mampostería.
- Se pudo haber usado para la losa de cimentación un concreto de resistencia a la compresión de 3,000 psi, pero por su durabilidad y funcionamiento es preferible que sea de 3,500 psi.
- Las juntas permitidas en una plancha de concreto se hacen de 24-36 veces el espesor de la misma. En el proyecto se hicieron juntas a cada dos metros debido a las cargas de transporte pesado.
- Constructivamente el proyecto y las plataformas (subrasante y base) se hicieron conforme a lo estipulado en el estudio de suelos hecho por el Ing. Koose en abril de 1,995.
- Los pasadores que deben ir debajo de cada muro de mampostería según el ingeniero estructural, deben de ser No. 3 @ 0.60 m x 0.75m. En los análisis hechos, se determinó que deberían ser No. 3 @ 0.40 m x 0.75 m. Esa fue la variación que hubo, en cuanto a resultados.
- El grosor de la losa de cimentación pudo haber sido de 12 cm, pero por normas y durabilidad se utilizó una de 15 cm.

VI. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

1. Capítulo Peruano ACI. 2,005. *Diseño y construcción de pavimentos y pisos de concreto*. 2ª. ed. Guatemala. 211 págs.
2. Das, Braja M. 2,001. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Traducción de José de la Cera. México, D. F. International Thomson Editores, S. A. de C. V. 594 págs.
3. Fletcher, Gordon A.; Vernon A. Smoots. 1,978. *Estudio de suelos y cimentaciones en la industria de la construcción*. 2ª. Reimpresión. Versión de Hortensia Corona Rodríguez. México, D. F. Editorial Limusa, S. A. de C. V. 474 págs.
4. McCormac, Jack C. 2,001. *Design of reinforced concrete*. 5ª. ed. Estados Unidos, Nueva Jersey. John Wiley & Sons, Inc. 738 págs.
5. Nilson, Arthur H.; George Winter. 1,994. *Diseño de estructuras de concreto*. 11ª. ed. Traducción de Luis Eduardo Yamin L. México, D. F. McGraw-Hill Interamericana, S. A. 770 págs.

VII. ANEXOS

FEDERICO D. KOOSE S.
INGENIERO CIVIL

3a. CALLE 9-80 ZONA 15. COL. TRINIDAD.
GUATEMALA C.A. 01015
TEL.: (502-2) 691771.
TELEFAX: (502-2) 357661

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

R E P O R T E No. 1-94

ESTUDIO E INVESTIGACION DE SUELOS

INMOBILIARIA LAS MAJADAS S.A.

BODEGAS VILLALOBOS, S.A.

Calzada Aguilar Batres, No. 57-51, Zona 12

Ciudad de Guatemala

Guatemala, Abril de 1995
Guatemala, C.A.

Federico D. Koose S.
Ingeniero Civil

- 2 -

C O N T E N I D O

	HOJA No.
1) INTRODUCCION	4
2) PERFORACIONES Y OBTENCION DE MUESTRAS	4
3) ENSAYOS DE LABORATORIO	6
4) ESTUDIO DE LA CIMENTACION	7
a) Aspectos fisicos del predio, condiciones y características del relleno existente	7
b) Análisis de la cimentación	8
b.1) Opción No. 1.- Cimentación directa sobre Terreno Natural	9
b.2) Opción No. 2.- Cimentación directa sobre Terreno Estructural	9
b.3) Opción No. 3.- Cimentación sobre pilotes de gran diámetro de concreto fundidos en el lugar.	10
c) Capacidad Soporte Permisible para la cimentación directa y para los pilotes de concreto de gran diámetro	12
d) Cotas del fondo de la cimentación directa y sobre pilotes	14
5) EXCAVACION Y RELLENO	15
6) ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DEL BARRRANCO	17
7) APENDICE No. 1	20
a) Hojas Nos. 1 a 4.- Descripción de Perforaciones	

- 3 -

C O N T E N I D O

8)	APENDICE No. 2		21
a)	Plano No. 1.-	Planta del predio Localización de perforaciones Localización de perfiles estratigráficos y del límite de riesgo sísmico Localización de las plataformas de excavación	
b)	Plano No. 2.-	Perfiles estratigráficos Nos. 2, 3 y 7 Cotas máximas del fondo de la excavación de las plataformas	
c)	Plano No. 3.-	Perfiles estratigráficos Nos. 1, 4, 5 y 6 Cotas máximas del fondo de la excavación de las plataformas	
9)	APENDICE No. 3		22
a)	Hoja No. 1.-	Curva de Capacidad Soporte Permisible para cimentación directa sobre relleno controlado y para cimentación directa sobre terreno natural.	
b)	Hojas Nos. 2 y 3.-	Cargas permisibles de pilotes y detalle de la cimentación sobre pilotes.	
10)	APENDICE No. 4		23
a)	Hoja No. 1.-	Resumen de Resultados y resultados de los ensayos de corte directo	

1) INTRODUCCION

Este trabajo comprende la Investigación y Estudio de Suelos efectuados en el predio situado en la Calzada Aguilar Batres, No. 57-51, Zona 12 de la Ciudad de Guatemala, propiedad de la Inmobiliaria "Las Majadas, S.A.", donde se ha proyectado construir el proyecto "Bodegas Villalobos".

El estudio tiene por objeto establecer las distintas opciones factibles para la cimentación de construcciones futuras a efectuarse en el predio, e incluye el análisis de esas opciones, y la determinación de la capacidad soporte permisible del suelo de fundación para cimentación directa sobre suelo natural o sobre relleno estructural, y para cimentación sobre pilotes de concreto de gran diámetro fundidos en el lugar.

De momento no existe ningún proyecto definido a construirse en el predio. La investigación de Suelos, sin embargo, se hizo en toda el área del predio, con el objetivo de investigar qué tipo de construcción y de cimentación podría utilizarse favorable y económicamente en dicho predio, al aplicarse las recomendaciones que se hacen en este estudio.

Al contarse con un proyecto definitivo, las recomendaciones hechas en este estudio siempre seguirán siendo válidas, haciendo ver que en ese caso, si necesario, Inmobiliaria "Las Majadas, S.A." puede contar con la colaboración del suscrito para el desarrollo de dicho proyecto en lo que se refiere a la selección del tipo de cimentación para los edificios que se diseñen.

Los niveles a que se hace mención en este estudio se han referido al Banco de Marca que se utilizó para la construcción del Proyecto SACOTEX, S.A., también propiedad de Inmobiliaria "Las Majadas, S.A.", ubicado en el predio vecino a la fábrica VECESA.

2) PERFORACIONES Y OBTENCION DE MUESTRAS

Para determinar las características del suelo de fundación se hicieron 12 perforaciones de entre 7.00 y 9.00 metros de profundidad cada una, localizadas como se indica en el Plano No. 1 del Apéndice No. 2. Las perforaciones fueron hechas a mano con un diámetro de 80 cm., y su localización en el terreno, en planta y en nivel, fue efectuada por personal de la Inmobiliaria "Las Majadas, S.A.". La identificación visual de los suelos de cada

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 5 -

una de las perforaciones se muestra en las Hojas Nos. 1 a 4 del Apéndice No. 1.

El nivel freático no fue localizado a las profundidades perforadas, y se estima que se encuentra a una profundidad tal que no afectará el comportamiento de la cimentación del edificio o edificios que se construyan en el predio. El contenido de humedad natural en equilibrio de los estratos de fundación será igual al contenido natural de humedad encontrado en los mismos durante la extracción de las muestras.

De la identificación visual efectuada en los suelos encontrados en cada una de las perforaciones ha sido posible establecer la distribución de los mismos en la estructura estratigráfica del subsuelo, obteniéndose 7 perfiles como se muestran en los Planos Nos. 2 y 3 del Apéndice No. 2, y que corresponden a las secciones localizadas como se indica en el Plano No. 1 de dicho Apéndice.

La descripción general de los suelos de los diferentes estratos se indica a continuación:

- Estrato No. 1.- Limo arenoso con poca arcilla, café, con piedra pómez pequeña a media, poco plástico; y limo arcilloso con arena fina, café y café amarillento, algunas veces con residuos de materiales de construcción, medio plástico, medio compacto a suave (Relleno). Este relleno proviene de la excavación que se hizo en el lote vecino localizado al norte, propiedad del laboratorio farmacéutico SQUIBB, S.A.
- Estrato No. 2.- Limo arcilloso con arena fina, café oscuro y café oscuro-negro, medio plástico, medio compacto (Humus).
- Estrato No. 3.- Arcilla limosa con trazas de arena fina, café, plástico, medio compacto a compacto, quebradizo; y limo arcilloso con arena fina, café, medio plástico, medio compacto.
- Estrato No. 4.- Arena gruesa a media, alterada, con trazas de limo arcilloso, con piedra pómez pequeña a media, café amarillento y beige amarillento, medio denso a denso (Arena pómez).

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 6 -

- Estrato No. 5.- Arena gruesa a media parcialmente y no alterada, con trazas de limo, blanco y blanco beige, con piedra pómez pequeña a media, medio denso (Arena pómez).
- Estrato No. 6.- Limo arenoso con poca arcilla, café amarillento, poco plástico, medio compacto a compacto (Talpetate).
- Estrato No. 7.- Arena gruesa a media alterada, con trazas de limo arcilloso, café amarillento y beige amarillento, con piedra pómez pequeña a media, medio denso a denso (Arena pómez).
- Estrato No. 8.- Arena gruesa a media parcialmente y no alterada, con trazas de limo, blanco y blanco beige, con piedra pómez pequeña a media, medio denso (Arena pómez).
- Estrato No. 9.- Limo arenoso con poca arcilla, café amarillento, poco plástico, medio compacto (Talpetate).

Por referencias previas a efectuar las perforaciones y por investigaciones de suelos efectuadas en predios vecinos, se tenía conocimiento de la existencia de un relleno superficial en el predio (Estrato No. 1). Esa situación se confirmó con los resultados de las perforaciones.

De las paredes de las perforaciones se extrajeron muestras inalteradas representativas de los estratos de suelo natural factibles para cimentar cualquier estructura a construir en el predio y varias muestras alteradas para fines de identificación visual de los suelos de los diferentes estratos. Las muestras inalteradas obtenidas fueron recubiertas de parafina y enviadas al Laboratorio de Suelos del suscrito para su análisis. La profundidad a la cual fueron obtenidas esas muestras se indica en las Hojas Nos. 1 a 4 del Apéndice No. 1.

3) ENSAYOS DE LABORATORIO

Se efectuaron únicamente ensayos de corte directo rápido, no drenado y no consolidado, en número de 12, en las muestras inalteradas más representativas del suelo superior de fundación, en estado natural, para su posible utilización en cimentaciones

directas o sobre pilotes. No se consideró necesario efectuar ensayos de identificación ni de consolidación o compresibilidad.

El resumen de resultados y los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio de corte directo se adjuntan en el Apéndice No. 4.

4) ESTUDIO DE LA CIMENTACION

a) Aspectos físicos del predio, condiciones y características del relleno existente.

Las 12 perforaciones efectuadas en el predio mostraron que, sobre la superficie del terreno natural original, en toda el área del predio, hay un relleno de variable espesor, cuyos materiales limos arcillosos y limos arcillosos con arcilla, son de mala calidad en lo que respecta a su valor soporte y compresibilidad por las condiciones de compactación en que actualmente se encuentran, fueron simplemente depositados sobre dicha superficie. Este relleno tiene un espesor aproximado promedio de 2.50 metros en toda el área, a excepción de las perforaciones Nos. 1, 4 y 12 en las que el espesor varía entre 0.50, 0.85 y 1.00 metro, respectivamente.

Este relleno se construyó con los materiales existentes, también de relleno, removidos en el predio situado al norte, propiedad de la Compañía SQUIBE, S.A., en el área este de los edificios existentes de dicha Compañía, en la cual se construyó la plataforma actual con un relleno estructural de materiales selectos con compactación controlada. Esta plataforma estaba destinada a la construcción de más edificios para la ampliación de las instalaciones proyectada por dicha Compañía. La Investigación de Suelos y la Supervisión de la construcción de ese relleno estructural estuvo a cargo del suscrito en el año de 1987. En consecuencia, la construcción del relleno existente en el predio objeto de esta Investigación de Suelos, donde se ha proyectado construir las Bodegas Villalobos de la Inmobiliaria "LAS MAJADAS", se hizo con materiales simplemente depositados y vertidos sin compactación alguna sobre la superficie del terreno original, hasta conformar la superficie actual, tal como se muestra en los perfiles estratigráficos obtenidos de las perforaciones efectuadas.

Por el proceso que antes se menciona y que se supone se

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 3 -

utilizó para construir el relleno actual en el predio propiedad de Inmobiliaria "LAS MAJADAS" se deduce que el mismo no es de la calidad adecuada para construir sobre él ningún tipo de construcción, no obstante que después de 8 años éste se haya consolidado en parte, pero que todavía está en proceso de consolidación. Consecuentemente cualquier tipo de edificios, pisos, pavimentos, etc. que se construyan sobre él, como antes se indica, estarán sujetos a sufrir asentamientos totales y diferenciales, (cuyos valores son difíciles de predecir debido a la falta de homogeneidad y grado de compactación de los materiales y al espesor variable de dicho relleno), los cuales dañarán tanto a la estructura como a los pisos de cualquier edificio o bodega.

Al sureste del predio, se encuentra un barranco. En nuestro caso, los taludes del barranco, en términos generales, se presentan estables y están cubiertos de maleza baja y algunos árboles, cuando la pendiente lo permite.

En los bordes superiores de los taludes del barranco en el predio, no se presentan grietas ni evidencias que puedan atribuirse a movimientos recientes de masas de tierra de los taludes, inducidos por sismos o por causas estáticas.

La actividad sísmica, cuando se presenta, generalmente tiende a afectar más a las zonas situadas cerca de los taludes de los barrancos. Los edificios a construirse en el predio estarán sujetos a los mismos riesgos sísmicos que el resto de los edificios y viviendas ya construidas en esa zona, la cual se recomienda se considere con un grado de peligrosidad sísmica de IV. Para el diseño sísmico, el valor del factor interacción suelo-estructura podría considerarse de 1.5.

b) Análisis de la Cimentación.

Como resultado de las características de la estructura estratigráfica del subsuelo y de los ensayos de laboratorio, se considera que, para cimentar cualquier edificio a construirse en el predio, puede utilizarse cualquiera de las siguientes tres Opciones, siendo la segunda posiblemente la más conveniente y la más recomendable, no por seguridad o estabilidad que podrían tener las estructuras, sino por que además de ser posiblemente la más económica, es la más rápida de construir.

Las Opciones factibles de utilizar para la cimentación de

los edificios, se describen a continuación:

b.1) Opción No. 1.- Cimentación Directa sobre Terreno Natural.

Se consideró, como parte de esta opción, remover en su totalidad o dejar el mínimo necesario, hasta las cotas máximas indicadas en los Planos Nos. 2 y 3 del Apéndice No. 2, los suelos de los Estratos Nos. 1 (Relleno) y 2 (Horus) y cimentar cualquier estructura sobre terreno natural. Esta opción presenta la desventaja de que, al remover los suelos de mala calidad, la pendiente descendente hacia el barranco del terreno sería relativamente alta. Así mismo, si no se remueve en su totalidad los suelos de los Estratos Nos. 1 y 2, se podrían presentar problemas de asentamientos, especialmente en los pisos de los edificios.

En esta Opción posiblemente la mejor solución sería escalonar el terreno en 2 ó 3 niveles, abajo del indicado para las plataformas, para construir en cada uno de ellas los edificios. Esta situación obligaría a construir muros de contención y posiblemente a construir rellenos, en cada plataforma para dejarlas al mismo nivel. La entrada a las mismas se haría por medio de rampas que posiblemente dificultarían las maniobras de los vehículos, especialmente si los edificios que se construyan fueran bodegas.

Para el dimensionamiento de los cimientos de los edificios, apoyados sobre el terreno natural, (Estratos Nos. 4 e inferiores), o sobre relleno estructural se utilizaría la curva de capacidad soporte permisible que se indica en la Hoja No. 1 del Apéndice No. 3.

b.2) Opción No. 2.- Cimentación Directa sobre Relleno Estructural.

En esta segunda opción, los suelos de los Estratos Nos. 1 y 2, serían excavados y removidos totalmente en forma de plataformas y hasta las cotas máximas que se indican para ellas en los Planos Nos. 2 y 3 del Apéndice No. 2. Los materiales excavados serían reemplazados por un relleno estructural construido con materiales selectos y con compactación controlada, en la forma y con las especificaciones que se indican en el Numeral 5) de este Reporte.

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 10 -

La cota máxima de cimentación seleccionada para cualquier edificio estaría condicionada a que el espesor del relleno estructural abajo de esta cota tuviera un espesor no menor de 0.80 metros, y que la profundidad del fondo de la cimentación abajo de la superficie del relleno terminado o del piso de los edificios, cual sea más bajo, no fuera menor de 1.00 metro. En ciertos casos se podría colocar el fondo de la cimentación, parte en terreno natural y parte en relleno, media vez la cimentación sobre el relleno se coloque como antes se indica. Esto implicaría una diferencia en la zona del cambio suelo natural - relleno de 0.80 m. sobre el nivel del suelo removido.

Para cimentar las estructuras sobre este relleno, se utilizaría cualquier tipo de cimentación directa, con cimientos aislados, continuos o corridos y combinados. De acuerdo con el tipo de estructura de los edificios, es de suponerse que ésta se apoyaría en su mayoría en cimientos aislados.

Para el dimensionamiento de los cimientos de los edificios, apoyados sobre el relleno estructural controlado y construido como adelante se indica, se utilizaría la curva de capacidad soporte permisible que se indica en la Hoja No. 1 del Apéndice No. 3.

b.3) Opción No. 3.- Cimentación sobre pilotes de concreto.

En esta opción, los cimientos del edificio o edificios a construirse se apoyarían sobre pilotes de concreto de gran diámetro fundidos en el lugar y con acero de refuerzo, sin remover el relleno actual media vez se cumpla con las condiciones que adelante se indican. Estos pilotes se apoyarían en el suelo del Estrato No. 6, o en inferiores es decir que la longitud mínima de los pilotes sería del orden de 6.0 metros. Esta opción es aplicable sólo en el caso de que se construyan edificios sobre el predio sin remover el relleno existente, media vez el piso de la planta baja de esos edificios, si se apoya sobre el relleno, sea una losa estructural apoyada en las vigas del edificio para evitar que ocurran asentamientos en el piso. En el caso de la construcción de edificios para bodegas esta opción no sería recomendable, debido a que los módulos entre las columnas generalmente son mayores de 10.00 metros. Para evitar asentamientos en los pisos esta opción implicaría construir pisos con losas estructurales, sujetas a fuertes cargas, que implicaría a su vez que estas losas no fueran económicas de construir a no ser que se coloquen pilotes intermedios para reducir las luces a

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 11 -

nivel de piso.

Los pilotes de concreto fundidos en el lugar para esta Opción no son más que excavaciones (pozos) hechas a mano y a cielo abierto hasta las profundidades especificadas, las cuales posteriormente se llenan de concreto de cemento hidráulico, reforzado con varillas de acero en una cantidad no menor del 1.0% del área del concreto, tal como se indica en la Hoja No. 2 del Apéndice No. 3. La excavación para los pilotes se haría a mano por poceros profesionales, con un diámetro de 0.80 m mínimo.

La capacidad soportante de los pilotes podrá aumentarse al aumentar el diámetro de los mismos por medio de "campanas" que se hacen en el fondo, con la forma que se indica en la Hoja No. 2 del Apéndice No. 3. En la excavación de los pozos podrían ocurrir derrumbes, por lo que deberán tomarse las debidas precauciones para proteger a las personas que los ejecuten, inclusive durante el vaciado del concreto.

Se ha previsto que la longitud de los pilotes varíe entre 6.00 y 8.00 metros a partir de la parte inferior de los cimientos o de las vigas estructurales. El fondo de estos pilotes se apoyaría a la cota máxima que seleccione el Ing. Estructural siempre en los suelos de los Estratos Nos. 6 e inferiores.

En los dos metros y medio superiores de los pilotes los estribos de 3/8" se colocarían con una separación mínima de 0.15 m, y de 0.30 m en el resto de los mismos, tal como se indica en la Hoja No. 2 del Apéndice No. 3.

El concreto, con un "slump" de 4.0 a 4.5 pulgadas, incrementado a 6.0 ó 6.5 pulgadas con un fluidificante que será necesario agregar al mismo tendrá, a la ruptura una resistencia a la compresión de 3,000 Lbs/pulg² como mínimo a los 28 días de curado. Deberá asegurarse durante la construcción de los pilotes que el concreto no se segreque y que se compacte lo mejor posible sin vibración. Para la fundición de los pilotes deberá usarse "trompa de elefante" o un método similar para evitar la segregación del concreto. Ese "slump" entre 6.0 y 6.5 pulg. con fluidificante se considera adecuado para una fundición satisfactoria. Los esfuerzos de trabajo estructural a la compresión del concreto para este tipo de pilotes se recomienda no excedan de 0.25 f'c.

La capacidad soporte permisible de pilotes de 6.00 a 11

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 12 -

metros de longitud se indican en la Hoja No. 4 del apéndice No. 3. Para obtener la carga final del pilote en el fondo del mismo, a las cargas transmitidas por la estructura del edificio deberá agregarse el peso propio del pilote, incluyendo el de la campana en el fondo.

Si durante la excavación de la cimentación directa o de los pilotes para la cimentación de los edificios se observan condiciones en el suelo diferentes a las encontradas en las perforaciones e indicadas en los perfiles estratigráficos o en esta investigación, o se hacen cambios en las condiciones analizadas para la cimentación o construcción de la obra que modifiquen los conceptos y recomendaciones de este Estudio, deberá inmediatamente notificarse al suscrito para que se hagan los nuevos análisis y las recomendaciones necesarias y pertinentes que el caso amerite, para asegurar con responsabilidad, la estabilidad de la obra objeto de este trabajo.

En los Planos no se indica ninguna dimensión de cimientos y ningún tipo de cimentación. El estudio estructural y económico de cualquier solución decidirá en definitiva la más adecuada.

c) Capacidad Soporte Permisible para la cimentación directa y para los pilotes de concreto de gran diámetro.

Todos los estratos factibles de ser utilizados para cimentar cualquier tipo de edificio, con cimentación directa o con pilotes, fueron analizados independientemente. Sin embargo, para el análisis de la cimentación directa, se contempló que los cimientos se apoyarían en un relleno estructural construido como adelante se indica o sobre terreno natural. Los Estratos Nos. 1 a 3 no fueron considerados para el análisis de capacidad soporte del suelo de fundación, pero sí para la estimación de la presión activa del suelo en muros de contención.

Para la estimación de la carga permisible que podría soportar el terreno natural en la Opción No. 1, o el relleno y el suelo abajo del mismo en la Opción No. 2, transmitida a los mismos por cimientos de diversos tamaños en las cimentaciones directas y por pilotes con campanas de diferentes diámetros en el fondo en las cimentaciones con pilotes de gran diámetro (Opción No. 3), se han considerado 2 criterios. El primero considera la máxima carga que el suelo es capaz de soportar sin ruptura en forma estable, y para esto se utilizaron las fórmulas de K. Terzaghi y los parámetros de resistencia al corte obtenidos de

los ensayos de corte directo para la Opción No. 1 y los parámetros de resistencia al corte obtenidos de experiencias anteriores en rellenos controlados y construidos con las especificaciones que adelante se indican para la Opción No. 2

El segundo criterio considera la máxima carga que el suelo es capaz de soportar sin deformarse un determinado valor que podría causar daño a la estructura, y se utilizaron las propiedades de compresibilidad obtenidas de ensayos de laboratorio hechos en suelos similares a los suelos naturales encontrados en el predio para la Opción No. 1 y en suelos similares a los de rellenos construidos en forma similar al que se recomienda en este Reporte para la Opción No. 2

En la Hoja No. 1 del Apéndice No. 3 se muestran las curvas de capacidad soporte permisible, para el dimensionamiento de los cimientos en la Opción No. 1 y No. 2, con factor de seguridad de 3. Estas curvas fueron obtenidas de la aplicación de los criterios antes mencionados, para cargas verticales unitarias que producirían en cimientos de diferentes anchos, asentamientos totales no mayores de 0.6 pulgadas, (1.50 cm) al estar colocados a diferentes profundidades.

Por el método constructivo de los pilotes de concreto de gran diámetro, se ha considerado que éstos sólo trabajarán de punta y sin fricción que aumente su capacidad de carga.

En la Hoja No. 2 del Apéndice No. 3 se muestra la capacidad soportante o carga permisible, con factor de seguridad de 3.0, de los pilotes de gran diámetro de concreto fundidos en el lugar, para longitudes de 5.0, 7.0, 9.0 y 11.0 metros y para varios diámetros de las campanas en el fondo de dichos pilotes, a construirse en la Opción No. 3.

La curva de capacidad soporte permisible tanto para la cimentación directa como para la cimentación sobre pilotes, está calculada en tal forma que el peso del suelo sobre los cimientos sea adicionado a las cargas de las columnas o muros y al peso propio del cimiento. El peso del suelo sobre los cimientos puede considerarse de 80.0 Lbs/pie².

Para cargas verticales y accidentales combinadas (sismos) los esfuerzos permisibles del suelo para cargas verticales permanentes podrán incrementarse en 33%.

- 14 -

Para la determinación de la presión activa del suelo en muros de contención pueden utilizarse los siguientes valores: Un ángulo de fricción interna de 32 grados y un peso del suelo de 110.0 Lbs/pie³. El suelo de atrás de los muros de contención, si necesario, deberá drenarse adecuadamente. Para el diseño de los muros de contención, deberán contemplarse también las cargas producidas por sismos.

La capacidad soporte permisible del suelo de fundación para el dimensionamiento de cimientos de tabiques, muros o paredes no estructurales apoyados en el relleno controlado o en el suelo natural de los Estratos Nos. 4 e inferiores no debe exceder de 1.0 Ton/pie².

d) Cotas del Fondo de la cimentación directa y sobre pilotes

Las cotas máximas estimadas para apoyar el fondo de las cimentaciones directas y el fondo de los cimientos o vigas para la cimentación sobre pilotes y la cota del fondo de los pilotes no se indican en este Reporte pues se desconoce el tipo y característica de los edificios a construir.

Se recomienda colocar el fondo de los cimientos en las cimentaciones directas a una profundidad no menor de 1.20 m en edificios y no menor de 1.00 metros en edificios livianos de una a dos plantas, abajo del piso interior de las construcciones o del terreno o piso afuera de las mismas, cualquiera sea más bajo. Para los muros de contención, 1.20 m de profundidad mínima sería también lo más recomendable. En muros o tabiques no estructurales entre 0.70 y 0.80 m de profundidad sería lo recomendable.

En el caso de la cimentación con pilotes de concreto fundidos en el lugar (Opción No. 3), el fondo de los cimientos o vigas se colocarían también a una profundidad no menor de 1.00 y 1.20 m. respectivamente, abajo del piso de los edificios o del terreno afuera de los mismos, cual sea más bajo. La longitud mínima de los pilotes sería de 6.00 metros.

Las profundidades para colocar el fondo de los cimientos y de las vigas y pilotes que antes se mencionan, en este caso deberán estimarse por el Ing. Estructural de acuerdo con lo que se indica en este Reporte. Sin embargo, el fondo de los mismos podría profundizarse más a juicio del Ingeniero Estructural o por requerimiento de las instalaciones.

- 15 -

Si se hace necesario un escalonamiento en la profundidad de los cimientos aislados en las cimentaciones directas, la pendiente máxima recomendada entre los extremos más cercanos del fondo de las excavaciones sería de 1:2.5 (2.5 Horizontal).

5) EXCAVACION Y RELLENO

Debido a la topografía del predio y a las condiciones y características del relleno existente, al utilizar la Opción No. 2, e inclusive en parte de la Opción No. 1, para la cimentación de cualquier edificio, será necesario efectuar un movimiento de tierras consistente en la excavación, remoción y transporte fuera del predio, de todos los materiales del relleno existente (Estrato No. 1) y del Estrato No. 2, y en la construcción de un relleno estructural de materiales selectos con compactación controlada.

✓ Ninguno de los materiales resultantes de la excavación y remoción de los suelos de esos Estratos servirán para la construcción de los rellenos estructurales para la cimentación de edificios sobre los mismos, razón por la cual, los materiales selectos para construir estos rellenos deberán importarse de Bancos de Préstamo adecuados situados fuera del área de construcción de los edificios. Los suelos del Estrato No. 2 podrán ser utilizados para jardinería.

✓ Los materiales selectos a utilizarse en los rellenos estructurales deberán tener un CBR no menor de 40 a un grado de compactación de 95% según el método AASHTO T-150 (AASHTO Modificado).

La superficie de las plataformas donde se apoyarán los rellenos estructurales en la Opción No. 2, e inclusive en la parte de la Opción No. 1, si el caso se presenta, deberá ser preparada adecuadamente, antes de la colocación de los rellenos estructurales como a continuación se indica. Después de completada la excavación hasta las cotas especificadas en los planos, esta superficie deberá escarificarse en un espesor de 15 cm. y el suelo de la misma deberá ser homogeneizado, humedecido, tendido y compactado hasta alcanzar un grado de compactación no menor de 90% según el Método AASHTO T-150 (AASHTO Modificado).

Los rellenos estructurales para soportar edificios deberán construirse en capas de espesor uniforme suelto no mayor de 25

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 16 -

cm., con materiales homogeneizados y humedecidos previamente, los cuales deberán esparcirse, conformarse y compactarse hasta alcanzar cada capa un grado de compactación no menor de 90% según el Método AASHTO T-180 (AASHTO Modificado).

Se hace notar que es muy importante que la compactación de los rellenos estructurales se efectúe en forma uniforme y controlada, con materiales homogéneos en calidad y contenido de humedad, y con equipo de compactación adecuado. Este control deberá hacerse con determinaciones periódicas del grado de compactación obtenido en cada capa, por medio de ensayos de laboratorio y campo efectuados con personal de Laboratorios especializados.

Debido a lo difícil de obtener una compactación uniforme y eficiente durante la estación lluviosa, se recomendaría que las excavaciones y especialmente los rellenos, se hagan durante la estación seca.

Parte del fondo de la cimentación de los edificios podría apoyarse sobre los suelos arenosos de los Estratos Nos. 5, 7 y 8 y es posible que en algunos casos éstos se presenten sin cohesión y deleznable. Si ocurre esta condición, después de la compactación (sin escarificación) del fondo de la excavación, se recomienda echar agua de cemento en el fondo de la excavación en forma tal de obtener la mayor penetración del cemento dentro de la arena. Adicional al tratamiento mencionado se recomendaría colocar una capa delgada de concreto pobre sobre el fondo de la excavación, con un espesor no menor de 5 cm.

Como parte del tratamiento del suelo de fundación para los pisos de los edificios, se recomendaría que arriba del relleno de buena calidad y abajo del piso propiamente dicho se coloque una capa de concreto pobre de 5.0 cm. de espesor mínimo. Esta capa de concreto pobre podría tener un agregado pétreo de tamaño máximo de 1/2", arena de río y arena amarilla en iguales proporciones, y cemento y cal hidratada en proporciones de 3 a 2.

La forma y cotas del fondo de las excavaciones a efectuarse en las plataformas se indica en los Planos Nos. 1 a 3 del Apéndice No. 1. El relleno de las plataformas deberá iniciarse en la que tenga menor cota a fin de subir el relleno en forma uniforme. Si la diferencia entre los niveles de las plataformas vecinas excede de 0.75 m en la plataforma más alta, se deberá hacer gradas en forma tal que la superficie final de la

plataforma con nivel más bajo se interne dentro del corte vertical de la más alta una distancia mínima de 0.75 m con el objeto de que todas las plataformas queden engrampadas entre sí.

6) ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL BARRANCO

Para establecer la seguridad de las futuras instalaciones y edificios con relación a la proximidad de éstas al barranco situado al este del predio se hicieron análisis de la estabilidad de los taludes del mismo contra deslizamientos, especialmente durante sismos.

Con el objeto de determinar las condiciones de borde (altura y pendiente de los taludes) para esos análisis se utilizaron los levantamientos topográficos que se hicieron para ese objeto en el predio vecino al norte, cuyo barranco es el mismo y de forma similar al del predio objeto de este estudio.

El límite que define la zona de riesgo sísmico, es decir, el límite afuera del cual estarían seguros los edificios o instalaciones al ocurrir deslizamientos en los taludes del barranco provocados por terremotos, se determinó haciendo análisis teóricos de estabilidad de taludes de acuerdo con las teorías y métodos de la Mecánica de Suelos.

Para la determinación de las distancias entre el borde superior o inicio de los taludes y el Límite de riesgo sísmico, las cuales definen la zona de riesgo sísmico, en este estudio se tomaron en cuenta no sólo los resultados de los análisis teóricos antes mencionados, sino también las condiciones prácticas o reales en que actualmente se encuentran gran cantidad de viviendas construidas a las orillas de los barrancos de la Ciudad de Guatemala, las cuales, no sufrieron daño alguno durante el terremoto del 4 de febrero de 1976. Sin embargo, también varias viviendas construidas a las orillas de los barrancos que circundan la Ciudad de Guatemala sufrieron serios daños como consecuencia del deslizamiento de los taludes de los barrancos durante el terremoto del 4 de febrero de 1976.

La estabilidad de los edificios, en el sentido de que éstos no sufran daños en el caso de que ocurran deslizamientos en los taludes del barranco cercano al mismo, especialmente durante fuerte sismos, puede asegurarse colocando dichos edificios a una distancia tal del inicio o borde superior del talud, que asegure que la grieta de ruptura se encuentre, cuando éste ocurra, lo más

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 18 -

lejos posible del edificio.

Con el criterio anterior, se hicieron análisis de estabilidad de taludes para las diferentes condiciones de los mismos, con el objeto de definir la posición más crítica, a partir del inicio del talud, de la grieta de ruptura que define la parte superior del deslizamiento, y para establecer consecuentemente la distancia segura entre el inicio del talud y el edificio.

Los parámetros de resistencia al corte utilizados para estos análisis fueron similares a los obtenidos de experiencia y ensayos de laboratorio adquirida y hechos por el suscrito en suelos similares, respectivamente. Para el ángulo de fricción interna ϕ se consideraron valores de 35, 40 y 45 grados, para la cohesión entre 1.10 y 1.30 Ton/pie² y para el peso unitario del suelo un valor promedio de 90.0 Lbs/pie³. Los valores de la cohesión, bastante mayores que los de laboratorio, fueron tomados de experiencias obtenidas de deslizamientos ocurridos en 1976.

Para el análisis de la estabilidad de los taludes del barranco y del edificio se usaron los siguientes procedimientos: a) El método de Fellenius con superficie de ruptura de forma circular, b) la fórmula de E.G. Meyerhof de su publicación, - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes". - publicada en el Tomo I de los "Proceedings" de la Cuarta Conferencia de Mecánica de Suelos y Fundaciones de Ingeniería, sostenida en Londres, Inglaterra, en 1957, y c) el método de deslizamiento de una masa de tierra sobre una superficie planar con cierta inclinación. Los procedimientos a) y c), y b), se utilizaron cuando el talud del barranco tenía pendientes mayores y menores de 45 grados, respectivamente.

Como condición crítica para el análisis de estabilidad de los taludes en el primer y tercer métodos, se consideró que el círculo o superficie de ruptura, especialmente en taludes con pendientes fuertes, pase arriba del pie del talud, ya que este tipo de ruptura fue el que más se presentó durante el terremoto de 1976.

El resumen de los resultados de los análisis de estabilidad de taludes, utilizando las condiciones anteriormente mencionadas, y que se expresan como las distancias mínimas seguras entre el inicio de la parte superior del talud y el Límite de riesgo sísmico, afuera del cual los edificios no serían afectados por la

- 19 -

grieta de ruptura de la parte superior de un posible deslizamiento, se indican en el Plano No. 1. Dicho límite deberá tomarse a una distancia del borde del inicio del talud no menor de 13.0 metros.

Como parte de este análisis, se recomienda, y esto se considera muy importante, que los materiales resultantes de la excavación que se hará para la construcción de un nuevo relleno si se utiliza la Opción No. 2, o cualquier otra Opción no se vierta sobre los taludes del barranco, pues con esto se destruirá la vegetación existente y se agravará el problema de la erosión.

Asimismo, deberá diseñarse y asegurarse un drenaje superficial suficiente y eficiente en las áreas de los taludes y de la zona de riesgo sísmico para evitar la erosión por la escorrentía del agua de lluvia. La arborización de los taludes también se considera de importancia para proteger éstos de la erosión del agua de lluvia.



Ing. Federico D. Koose S.

Raquel Ramos.
Branch Manager
Intl. Bank of Miami
USA.

- 20 -

7) APENDICE No. 1

a) Hojas Nos. 1 a 4.- Descripción de Perforaciones

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 1 -

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A. LUGAR: CARRETERA CA-9
BODEGAS VILLALOBOS SUR KM 11+800

Hoja No. 1

DESCRIPCION DE PERFORACIONES

Profundidad metros	Estrato	Cota	Muestra inalterada y profundidad en m
-----------------------	---------	------	--

PERFORACION No. 1

0.00 - 0.50	1	111.30	
0.50 - 3.35	4	"	
3.35 - 5.40	5	"	M-1-4, 2.30
5.40 - 8.20	6	"	
8.20 - 9.00	8	"	M-1-8, 7.10

PERFORACION No. 2

0.00 - 2.20	1	109.66	
2.20 - 2.50	2	"	
2.50 - 3.85	3	"	
3.85 - 5.70	6	"	M-2-6, 3.60
5.70 - 8.00	8	"	

PERFORACION No. 3

0.00 - 2.60	1	109.61	
2.60 - 2.95	2	"	
2.95 - 3.45	3	"	
3.45 - 4.60	6	"	
4.60 - 6.00	7	"	
6.00 - 7.00	8	"	M-3-9, 5.30

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 2 -

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A. LUGAR: CARRETERA CA-9
BODEGAS VILLALOBOS. SUR KM 11+800

Hoja No. 2

Profundidad Estrato Cota Muestra inalterada
metros y profundidad en m

PERFORACION No. 4

0.00 - 0.85	1	104.94	
0.85 - 1.75	6	"	
1.75 - 2.85	7	"	
2.85 - 7.00	8	"	

PERFORACION No. 5

0.00 - 2.15	1	109.32	
2.15 - 2.65	2	"	
2.65 - 4.60	4	"	
4.60 - 5.35	5	"	
5.35 - 7.00	6	"	M-5-10, 6.00

PERFORACION No. 6

0.00 - 2.65	1	109.06	
2.65 - 3.10	2	"	
3.10 - 5.50	3	"	M-6-6, 3.50
5.50 - 5.90	6	"	
5.90 - 7.00	7	"	M-6-9, 6.50

PERFORACION No. 7

0.00 - 2.70	1	108.70	
2.70 - 3.00	2	"	
3.00 - 3.50	3	"	
3.50 - 5.85	6	"	M-7-7, 3.70
5.85 - 7.00	8	"	M-7-9, 5.55

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 3 -

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A. LUGAR: CARRETERA CA-9
BUDEGAS VILLALOBOS SUR KM 11+800

Hoja No. 3

DESCRIPCION DE PERFORACIONES

Profundidad metros	Estrato	Cota	Muestra inalterada y profundidad en m
-----------------------	---------	------	--

PERFORACION No. 8

0.00 - 2.00	1	103.69	
2.00 - 2.55	6	"	
2.55 - 3.60	7	"	
3.60 - 6.80	8	"	
6.80 - 7.00	9	"	

PERFORACION No. 9

0.00 - 2.90	1	112.57	
2.90 - 3.90	4	"	
3.90 - 5.30	6	"	M-9-8, 4.85
5.30 - 6.50	7	"	
6.50 - 9.00	8	"	

PERFORACION No. 10

0.00 - 2.70	1	108.29	
2.70 - 3.45	2	"	
3.45 - 5.40	3	"	M-10-8, 4.65
5.40 - 8.00	6	"	M-10-9, 6.20

- 21 -

B) APENDICE No. 2

- a) Plano No. 1.-
 - Planta del predio
 - Localización de perforaciones
 - Localización de perfiles estratigráficos y del límite de riesgo sísmico
 - Localización de las plataformas de excavación

- b) Plano No. 2.-
 - Perfiles estratigráficos Nos. 2, 3 y 7
 - Cotas máximas del fondo de la excavación de las plataformas

- c) Plano No. 3.-
 - Perfiles estratigráficos Nos. 1, 4, 5 y 6
 - Cotas máximas del fondo de la excavación de las plataformas

- 22 -

9) APENDICE No. 3

- a) Hoja No. 1.- Curva de Capacidad Soporte Permisible para cimentación directa sobre relleno controlado y para cimentación directa sobre terreno natural.
- b) Hojas Nos. 2 y 3.- Cargas permisibles de pilotes y detalle de la cimentación sobre pilotes.

CAPACIDAD SOPORTE PERMISIBLE EN FUNCION DEL ANCHO MINIMO DEL CIMENTO

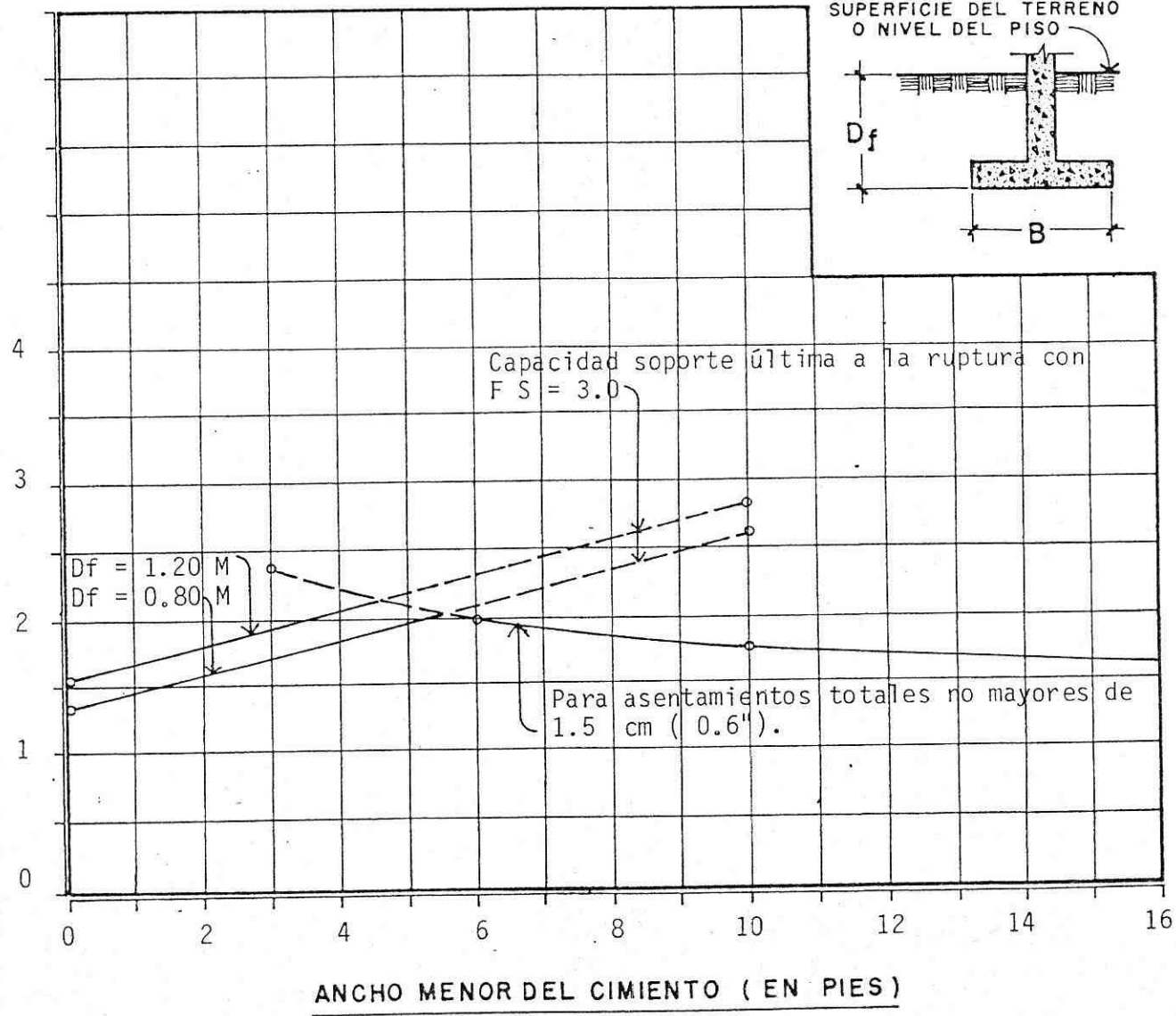
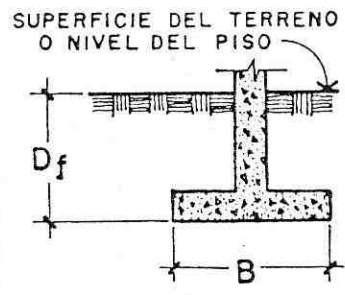
TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR KM 11+800 FECHA: 5-4-94

No.	ESTRATOS No.	COTA FONDO CIMENTOS	TIPO CIMENTO	C TON/PIE ²	φ EN GRADOS	γ _m LBS/PIE ³	D _f
1	Relleno		Cuadrado	0.15	32°00'	ARRIBA: 80.0	0.80 M Mínimo
	contro-					ABAJO: 80.0	

tado y Estratos
Nos. 4 e inferiores.

CAPACIDAD SOPORTE PERMISIBLE (EN TON/PIE² ≈ Kg/cm²), FS=3



OBSERVACIONES: Para cimientos continuos, largo mayor que 2 veces el ancho, disminuir la capacidad soporte de las curvas en 0.25 Ton/pie².

CAPACIDAD SÓPORTE PERMISIBLE ESTIMADA

PILOTES DE CONCRETO FUNDIDOS EN EL LUGAR

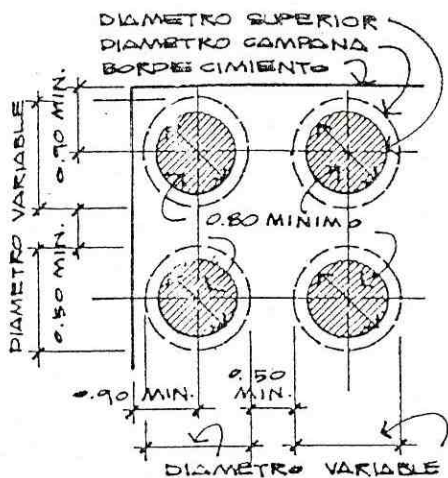
INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.

TRABAJO: BODEGAS VILLALOBOS

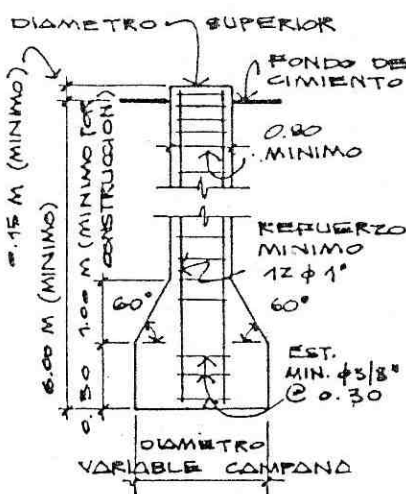
HOJA No 2

LUGAR: CARRETERA CA-9, SUR, KM 11+800

FECHA: 5-4-94

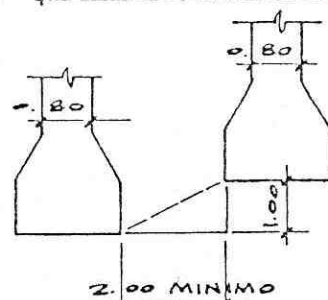


DETALLE DE ESPACIAMIENTO DE PILOTES



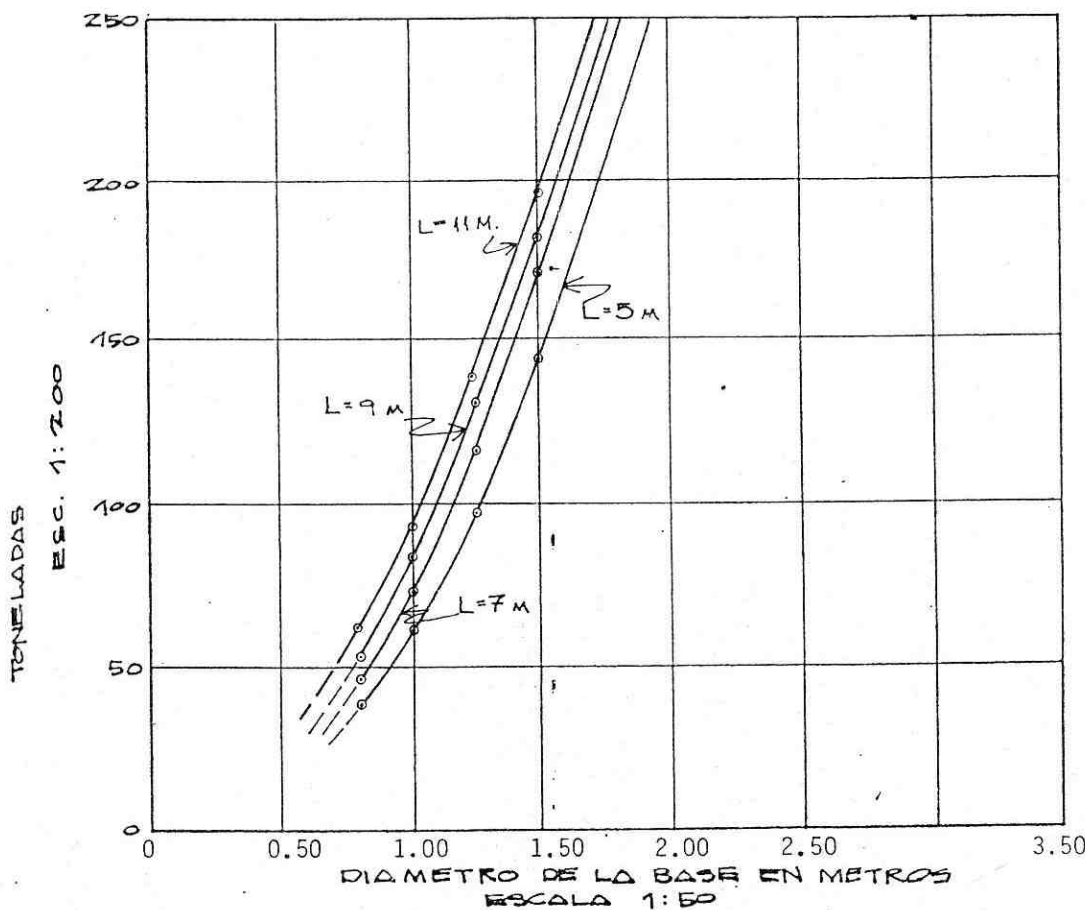
DETALLE DEL PILOTE

CARACTERISTICAS SUELO
$\phi = 36^{\circ}00'$
$c = 0.30 \text{ T/pie}^2$
$\gamma_{ab} = 85.0 \text{ Lb/pie}^3$
$\gamma_{arr.} = 85.0 \text{ Lb/pie}^3$



ESCALONAMIENTO PILOTES EN CIMIENTOS VECINOS

CARGA PERMISIBLE ESTIMADA POR PILOTES (FS=3)



OBSERVACIONES

- A) DIAMETRO MINIMO DEL PILOTE = 0.80 M
- B) LONGITUD MINIMA DEL PILOTE = 5.00 M (VER REPORTE)
- C) REFUERZO MINIMO RECOMENDADO = 1% AREA DE CONCRETO
- D) f'_c MINIMO CONCRETO = 3,000 #/PULG² (210 Kg/cm²)
- E) ESTRIBOS ESPIRALES MINIMO ϕ 3/8" @ 0.15 M. PARTE SUPERIOR (2.00 M.)
 ϕ 3/8" @ 0.30 M. EN RESTO PILOTE.
 (VER REPORTE).

LABORATORIO DE SUELOS
INGENIEROS Y KAROL E

FEDERICO D. KOOSE S.

INGENIERO CIVIL

3a. CALLE 9-80 ZONA 15. COL. TRINIDAD.

GUATEMALA C.A. 01015

TEL.: (502-2) 691771.

TELEFAX: (502-2) 357661

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

- 25 -

10) APENDICE No. 4

a) Hoja No. 1.-

Resumen de Resultados y resultados de
los ensayos de corte directo

GEOTECNIA — LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS — CONSULTORIA Y SUPERVISION

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS.

LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

RESUMEN DE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO NO CONSOLIDADO NO DRENADO

Estrato	Muestra	Profundidad en metros	Contenido Natural de humedad en %	Densidad Húmeda ³ Lbs/pie ³	Cohesión ² Ton/pie ²	Ø en Grados
3	M-2-6	3.60	32.6	111.2	0.56	51°20'
	M-6-6	3.50	37.8	99.2	1.10	46°40'
	M-10-8	4.65	34.7	100.4	0.40	27°00'
4	M-1-4	2.30	51.5	70.9	0.11	40°00'
	M-1-8	7.10	30.6	86.3	0.63	24°30'
6	M-5-10	6.00	38.1	91.9	0.75	35°00'
	M-7-7	3.70	27.7	109.4	0.90	42°55'
	M-7-9	5.55	38.2	88.0	0.85	37°00'
	M-10-9	6.20	24.4	110.5	1.20	47°04'
7	M-3-9	5.30	34.3	81.7	0.46	49°57'
	M-6-9	6.50	37.3	83.9	0.23	45°00'
	M-9-8	4.85	51.4	89.5	0.40	44°00'

Guatemala, 5 de abril de 1994

PRUEBA DE CORTE DIRECTO

INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.

CARRETERA CA-9 SUR

TRABAJO: BODEGAS VILLALOBOS

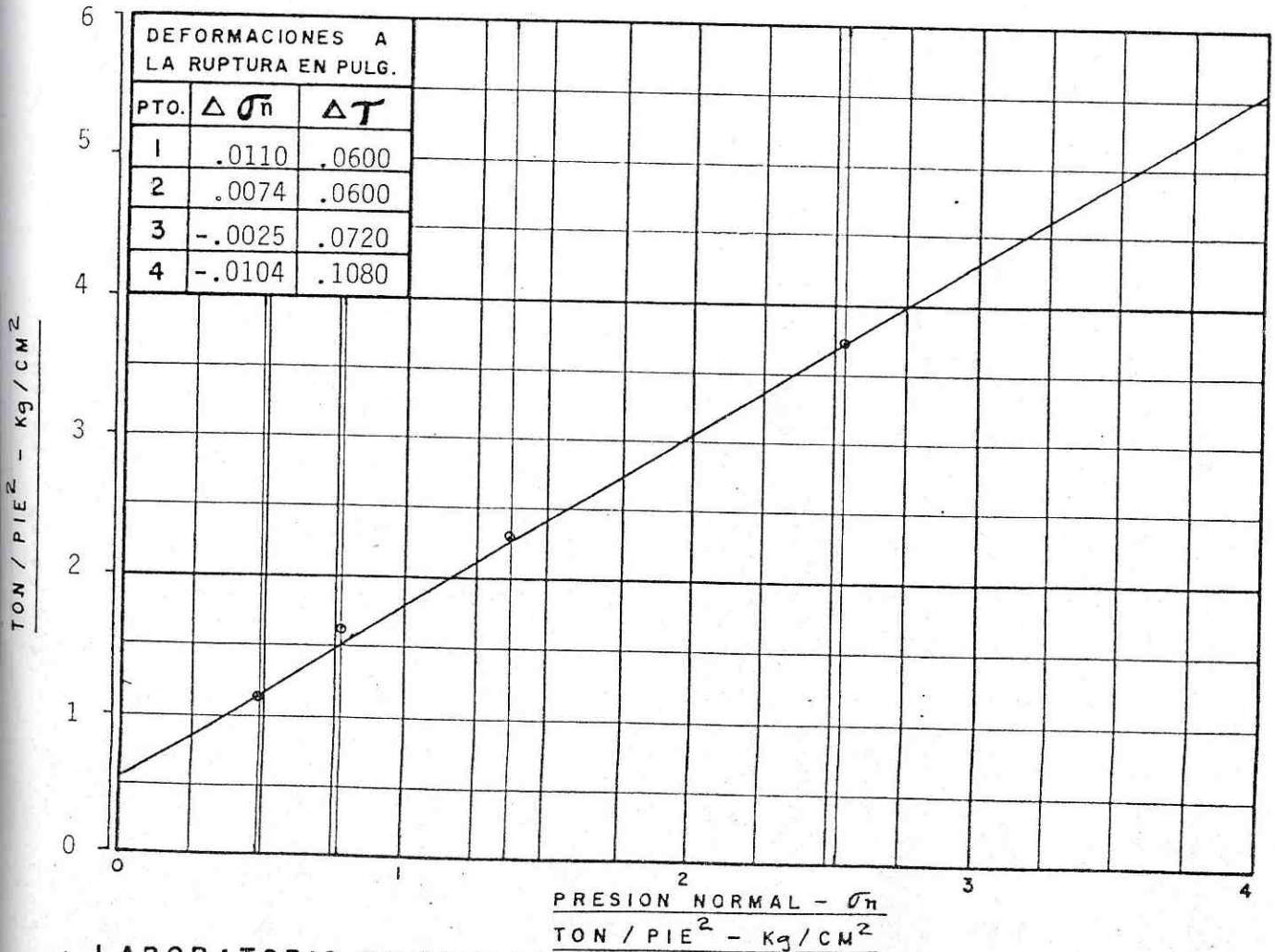
LUGAR: KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_o) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_o) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	φ EN GRADOS
1	7264	17-3-94	2	2-6	3.60	32.6	111.2	0.56	51°20'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 3, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.

CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

TRABAJO: BODEGAS VILLALOBOS

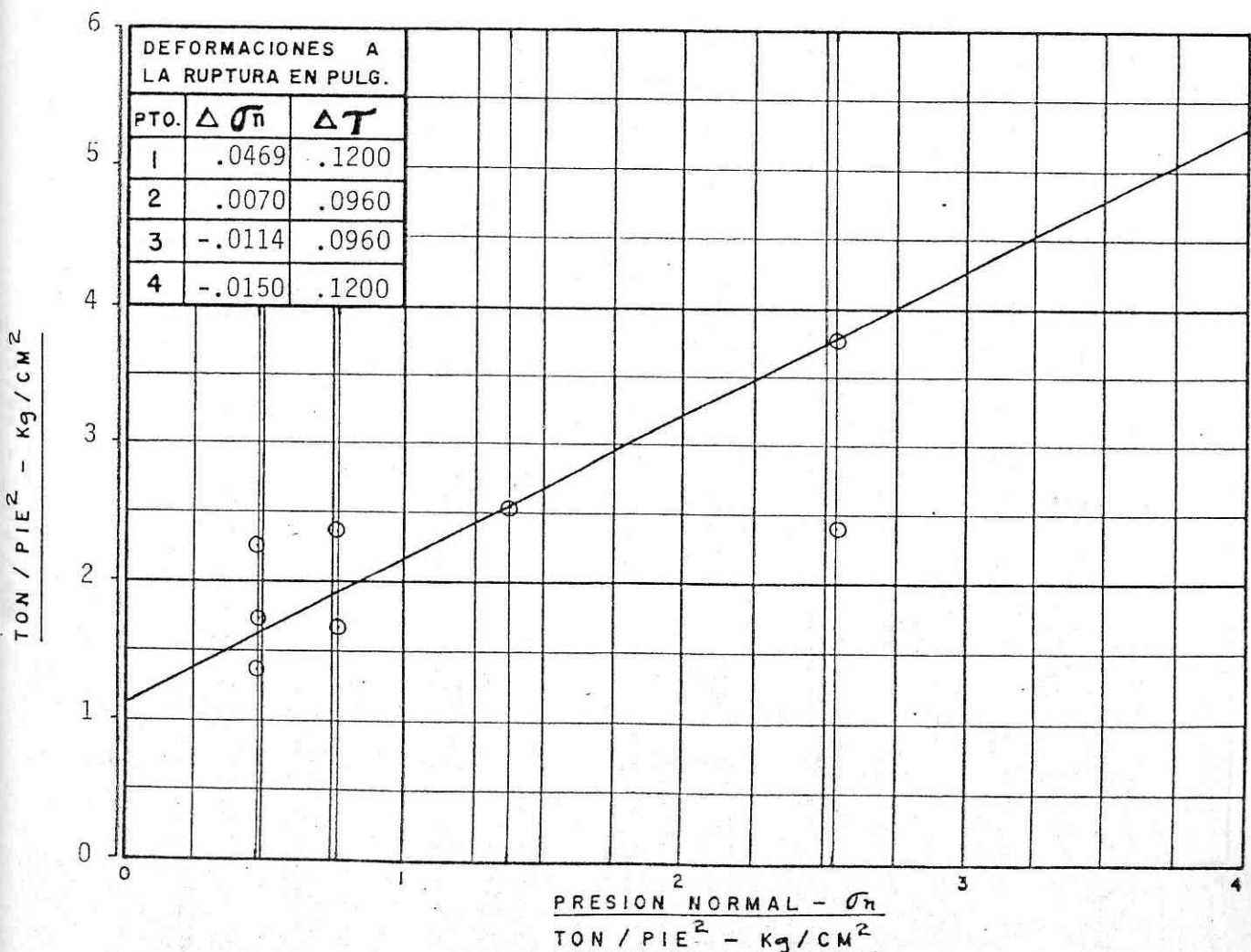
LUGAR: _____

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_o) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_o) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	φ EN GRADOS
1	7265	25-3-94	6	6-6	3.50	37.8	99.2	1.10	46°40'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 3, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

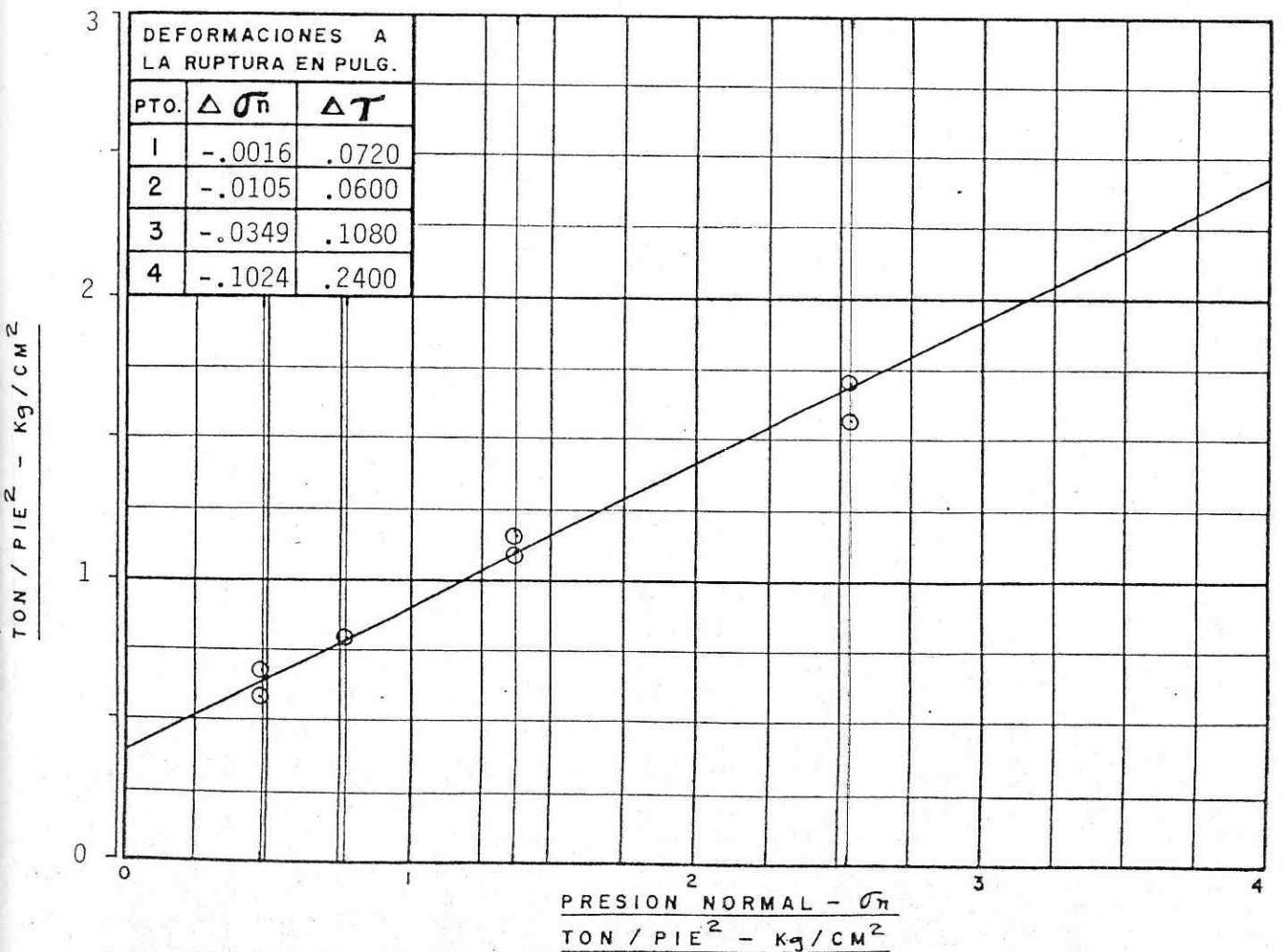
LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D₀) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H₀) = 1.00 PULGADAS

NO	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	φ EN GRADOS
1	7265	19-3-94	10	10-8	4.65	34.7	100.4	0.40	27°00'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 3, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

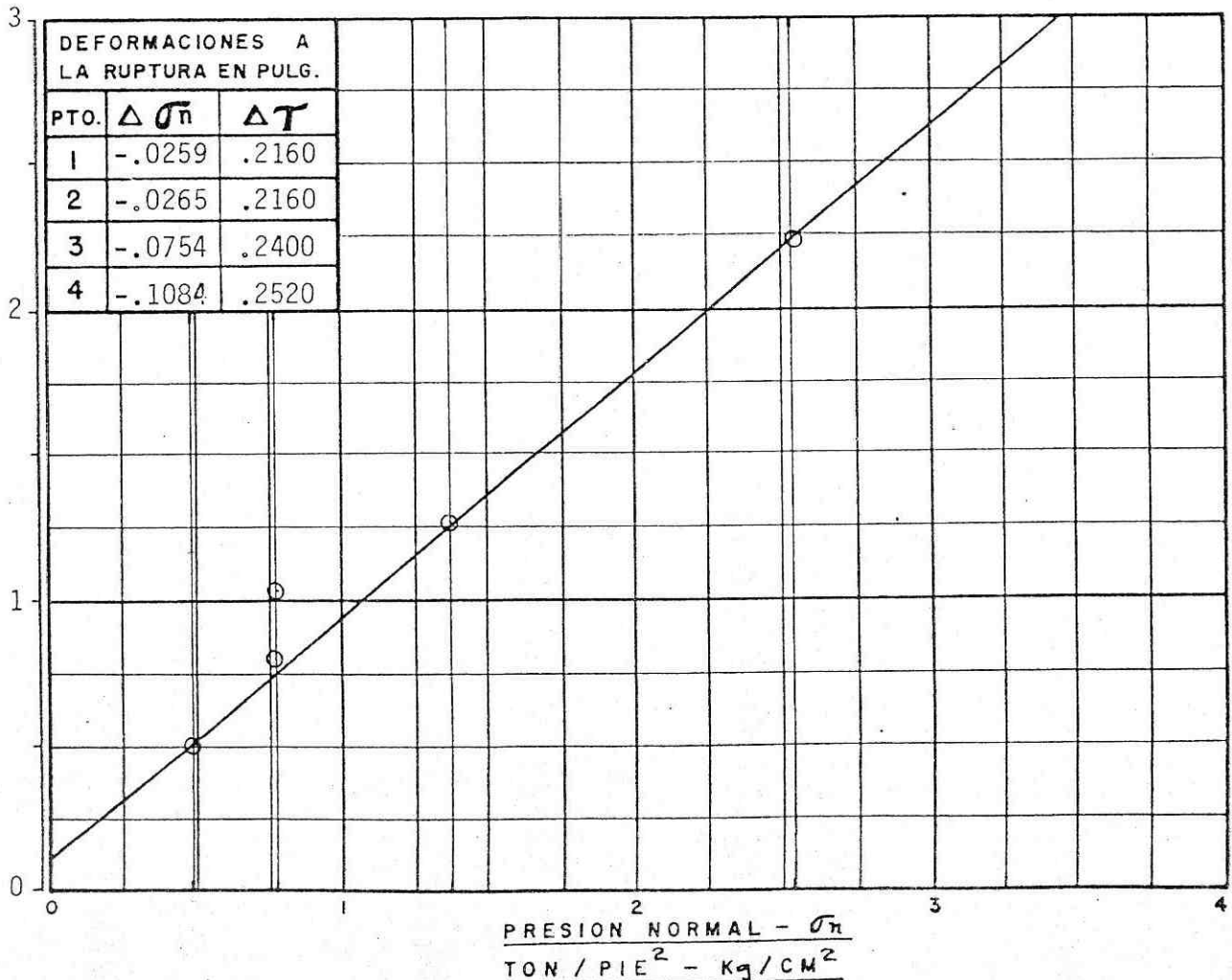
LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_0) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_0) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	ϕ EN GRADOS
1	7267	26-3-94	1	1-4	2.30	51.5	70.9	0.11	40°00'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 4, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

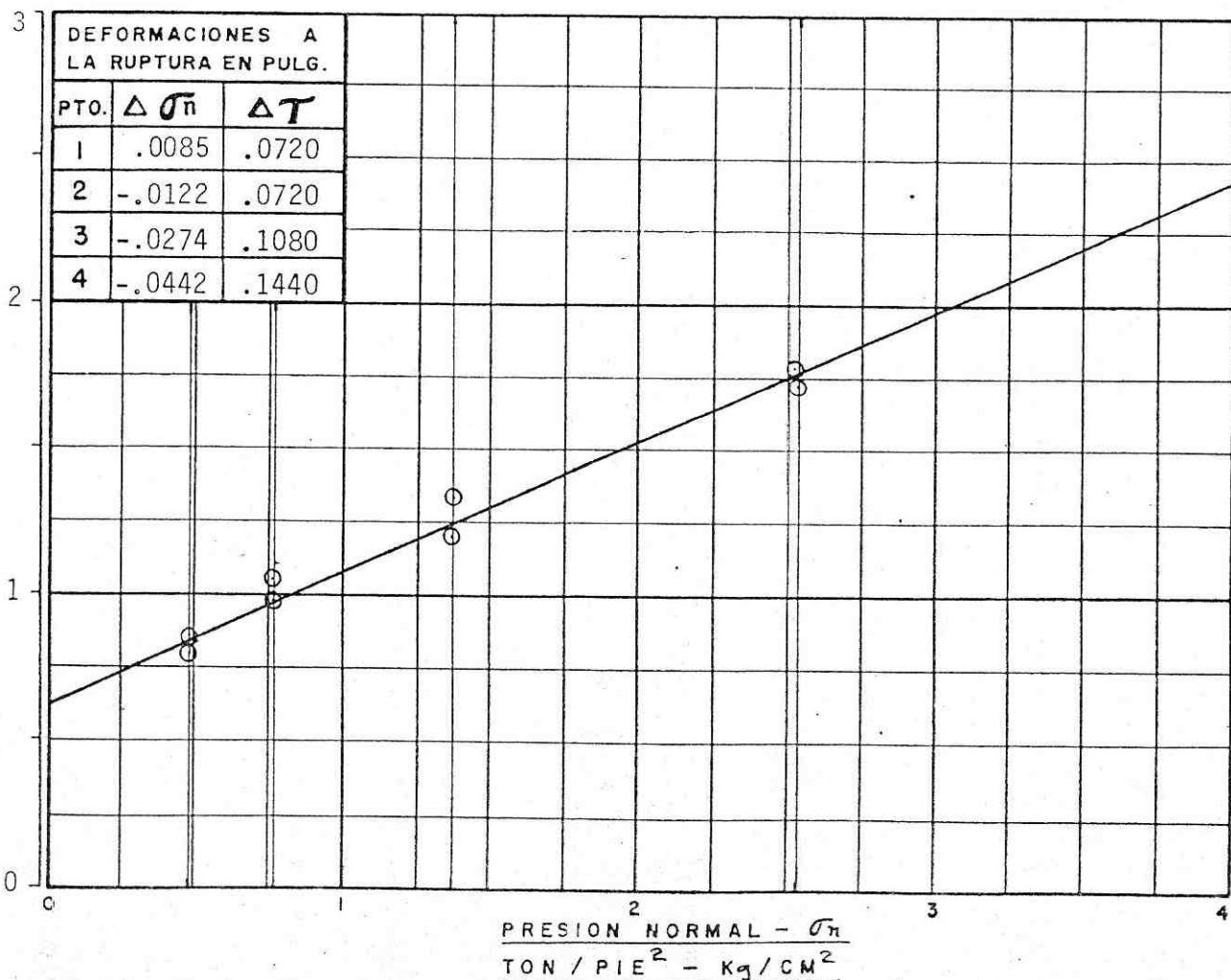
LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_o) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_o) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	φ EN GRADOS
1	7268	25-3-94	1	1-8	7.10	30.6	86.3	0.63	24°30'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 6, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

INMOBILIARIAS LAS MAJADAS, S.A.

CARRETERA CA-9 SUR

TRABAJO: BODEGAS VILLALOBOS

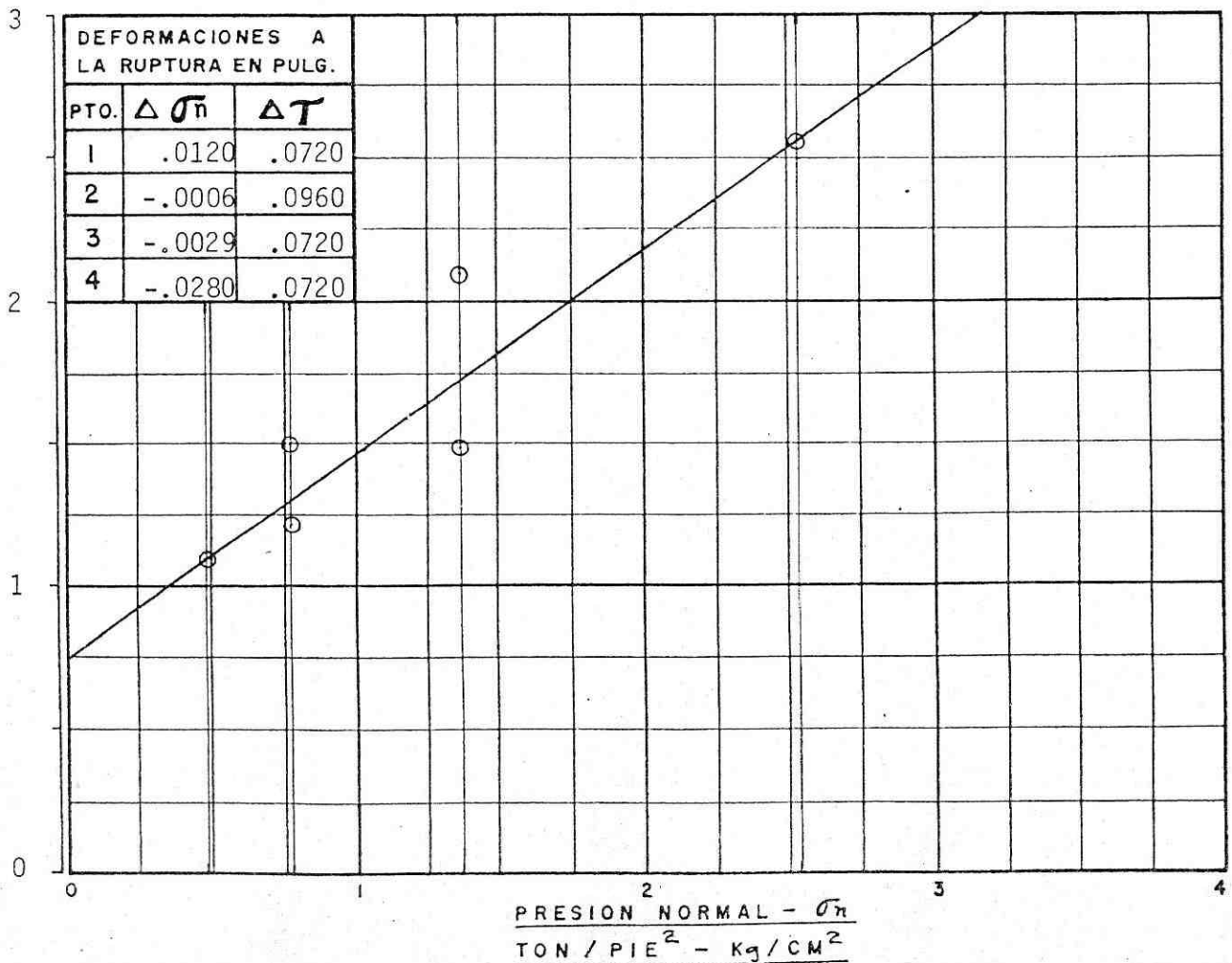
LUGAR: KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_0) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_0) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	ϕ EN GRADOS
1	7269	21-3-94	5	5-10	6.00	38.1	91.9	0.75	35°00'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 6, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

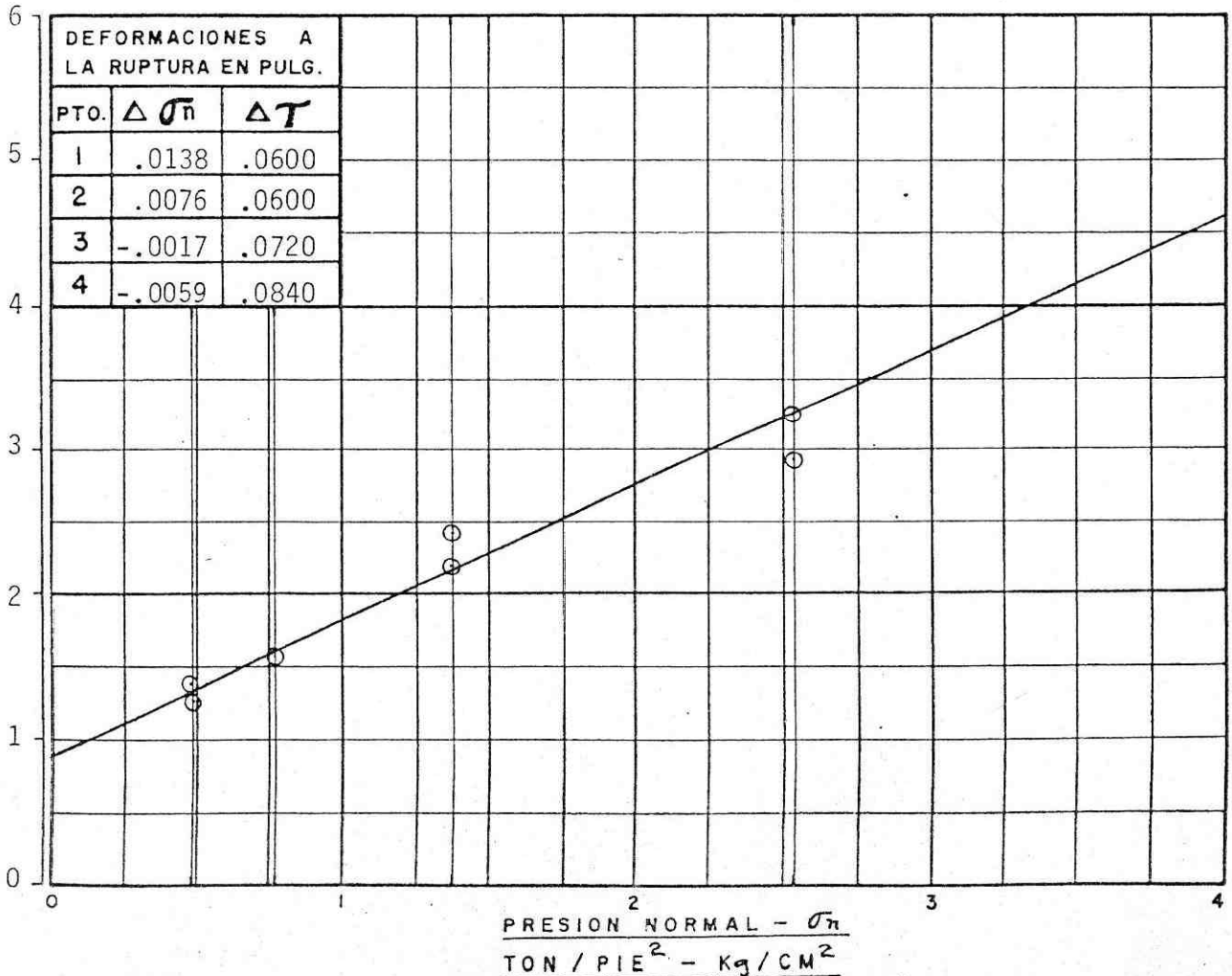
LUGAR: CARRETERACA CA-9 SUR
KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
 NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_0) = 2.50 PULGADAS
 ALTURA (H_0) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	ϕ EN GRADOS
1	7270	26-3-94	7	7-7	3.70	27.7	109.4	0.90	42°55'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 6, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.

CARRETERA CA-9 SUR

TRABAJO: BODEGAS VILLALOBOS

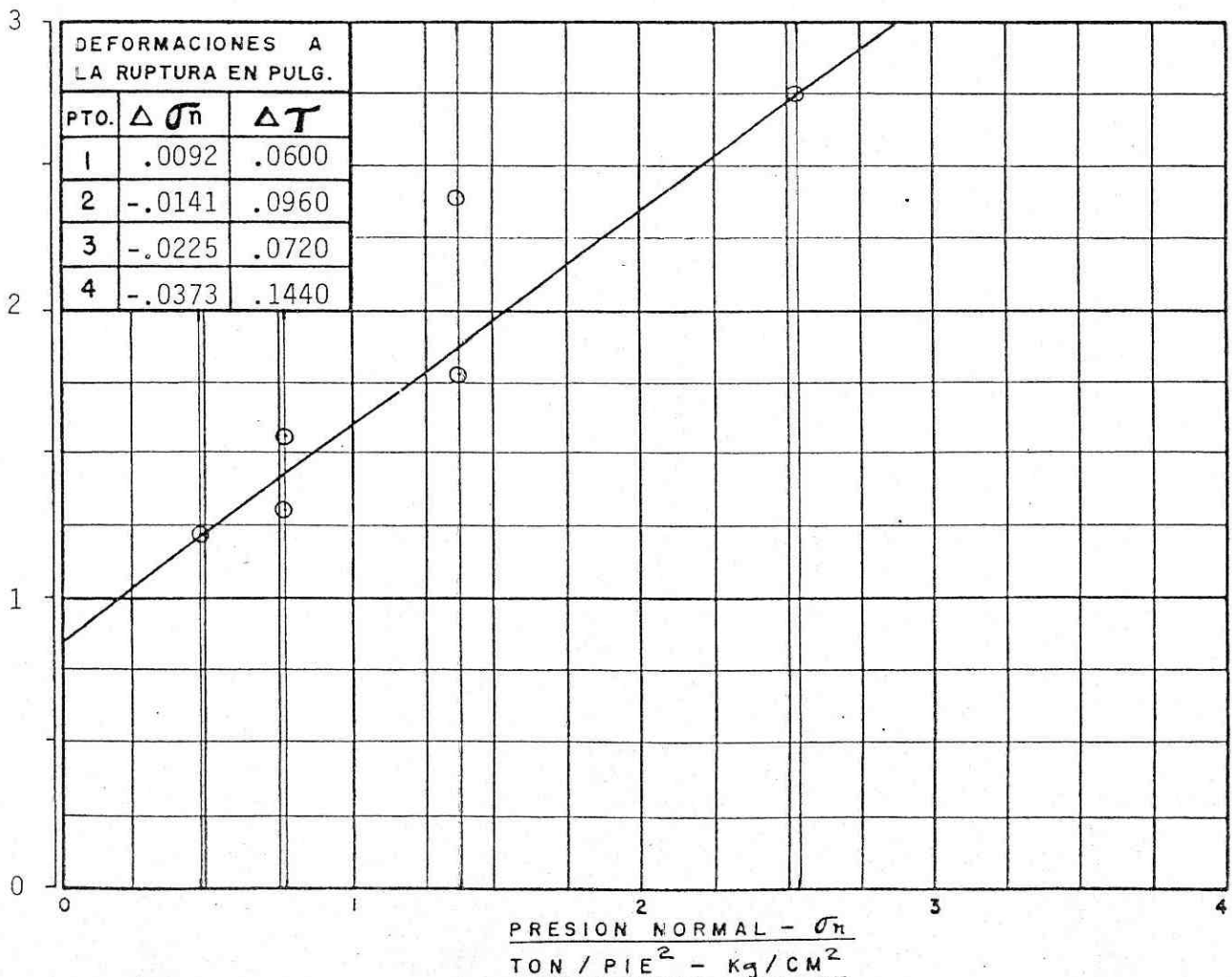
LUGAR: KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_0) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_0) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	ϕ EN GRADOS
1	7271	14-3-94	7	7-9	5.55	38.2	88.0	0.85	37°00'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 6, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

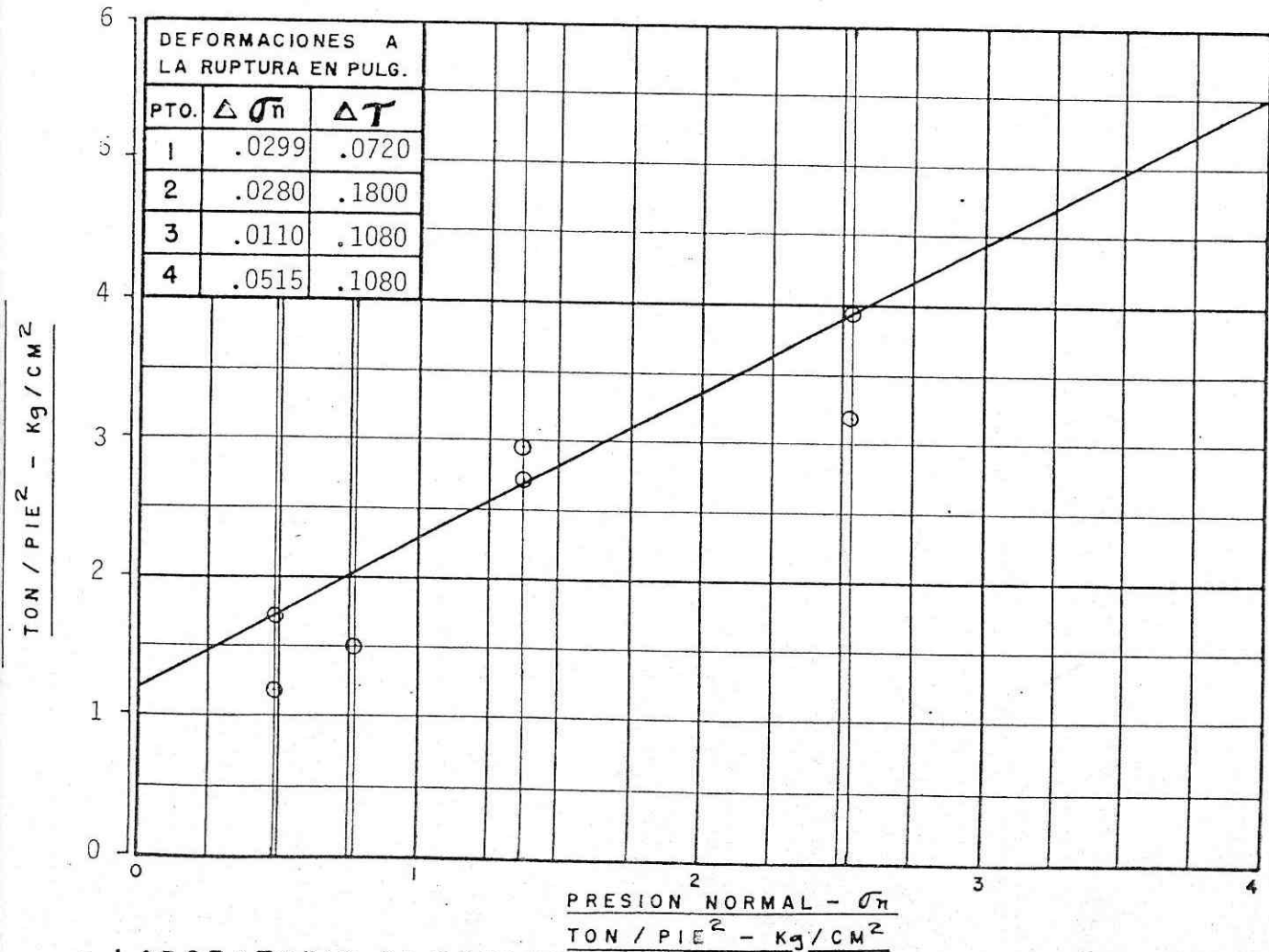
LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
 NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_0) = 2.50 PULGADAS
 ALTURA (H_0) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	ϕ EN GRADOS
1	7272	18-3-93	10	10-9	6.20	24.4	110.5	1.20	47°04'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 6, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.

CARRETERA CA-9 SUR

BODEGAS VILLALOBOS

KM 11+800

TRABAJO: _____

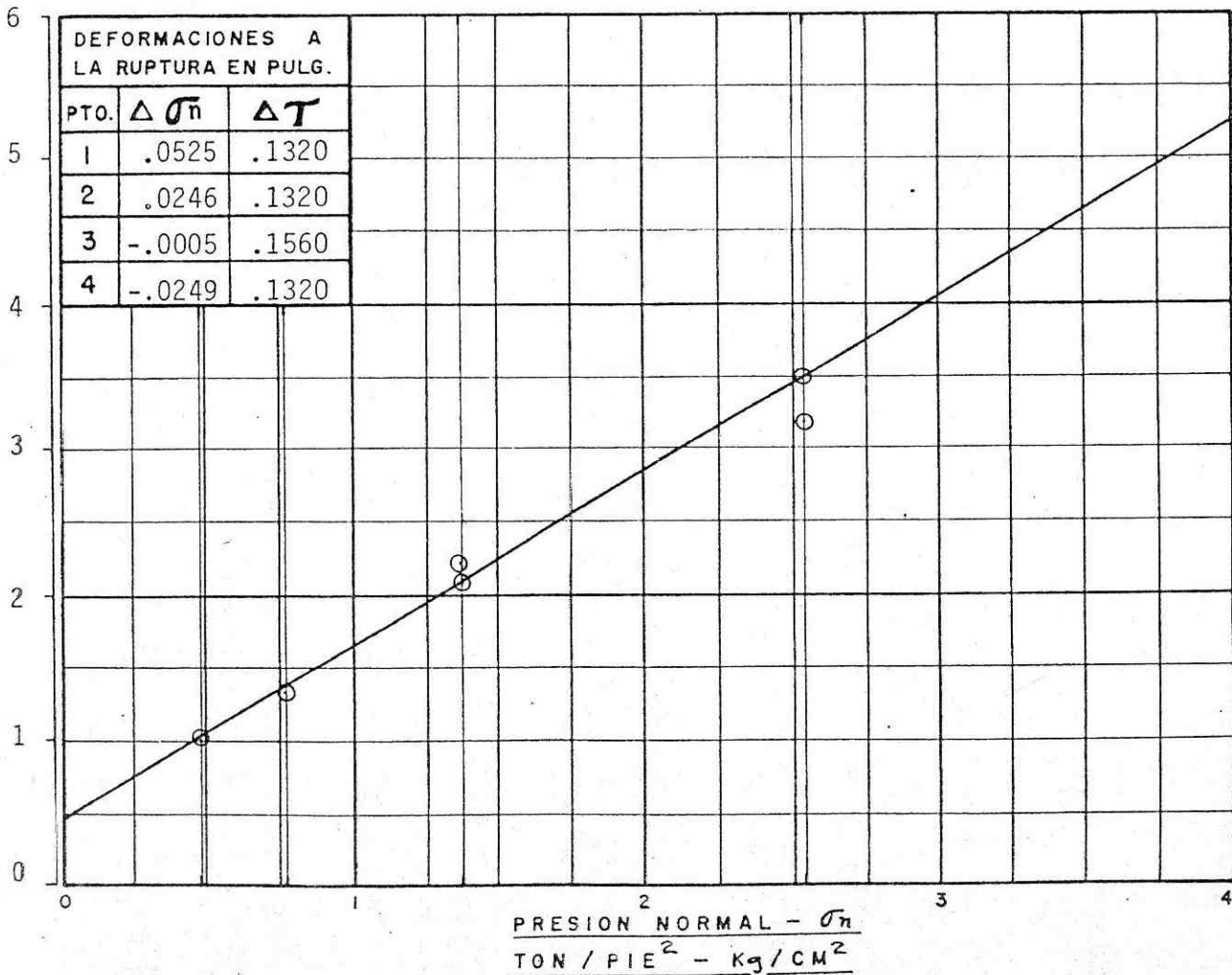
LUGAR: _____

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_o) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_o) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	φ EN GRADOS
1	7273	18-3-94	3	3-9	5.30	34.3	81.7	0.46	49°57'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 7, VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

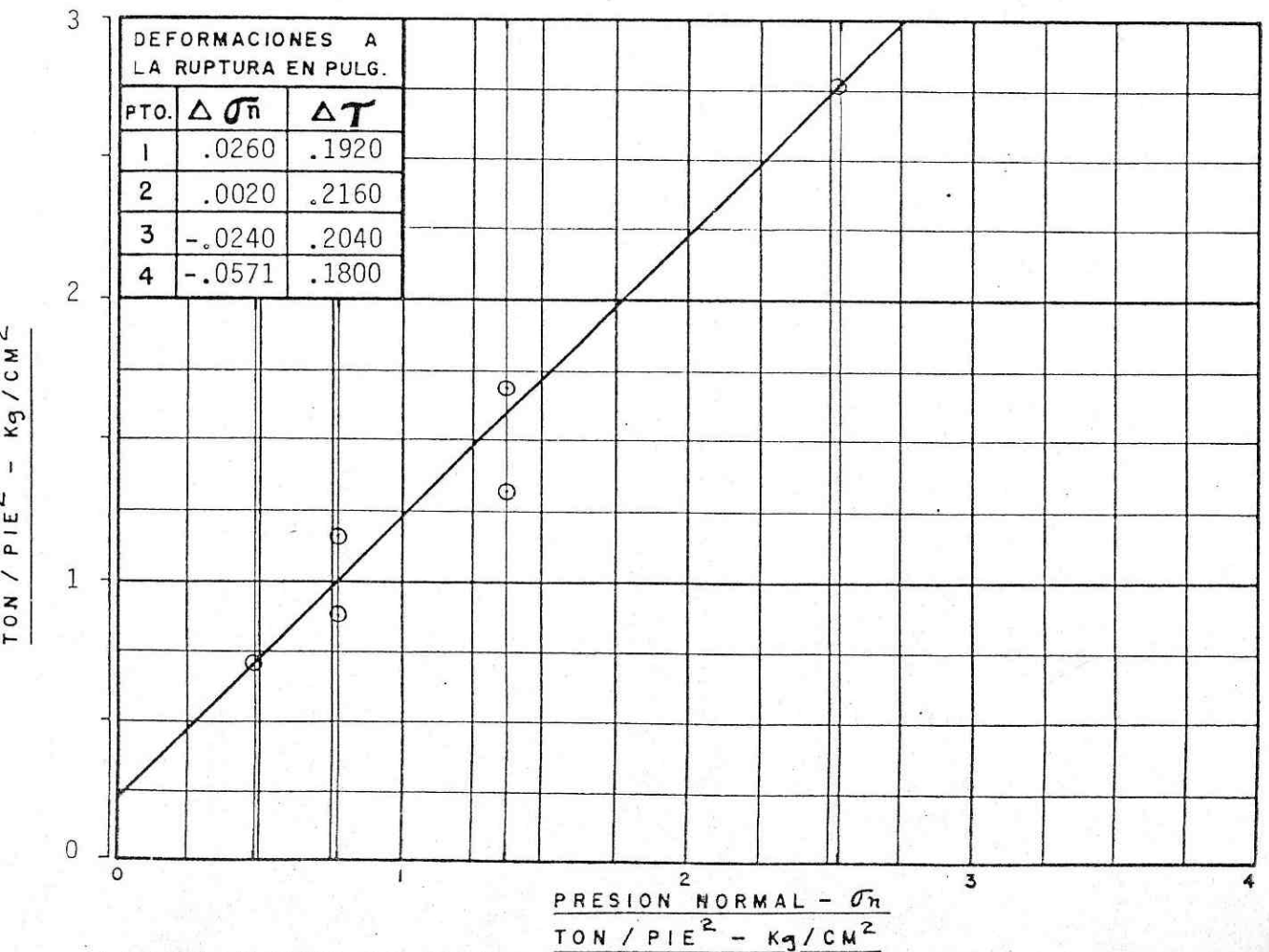
LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

SPECIMEN: DIAMETRO (D_o) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_o) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	φ EN GRADOS
1	7274	21-3-94	6	6-9	6.50	37.3	83.9	0.23	45°00'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 7 VER REPORTE.



PRUEBA DE CORTE DIRECTO

TRABAJO: INMOBILIARIA LAS MAJADAS, S.A.
BODEGAS VILLALOBOS

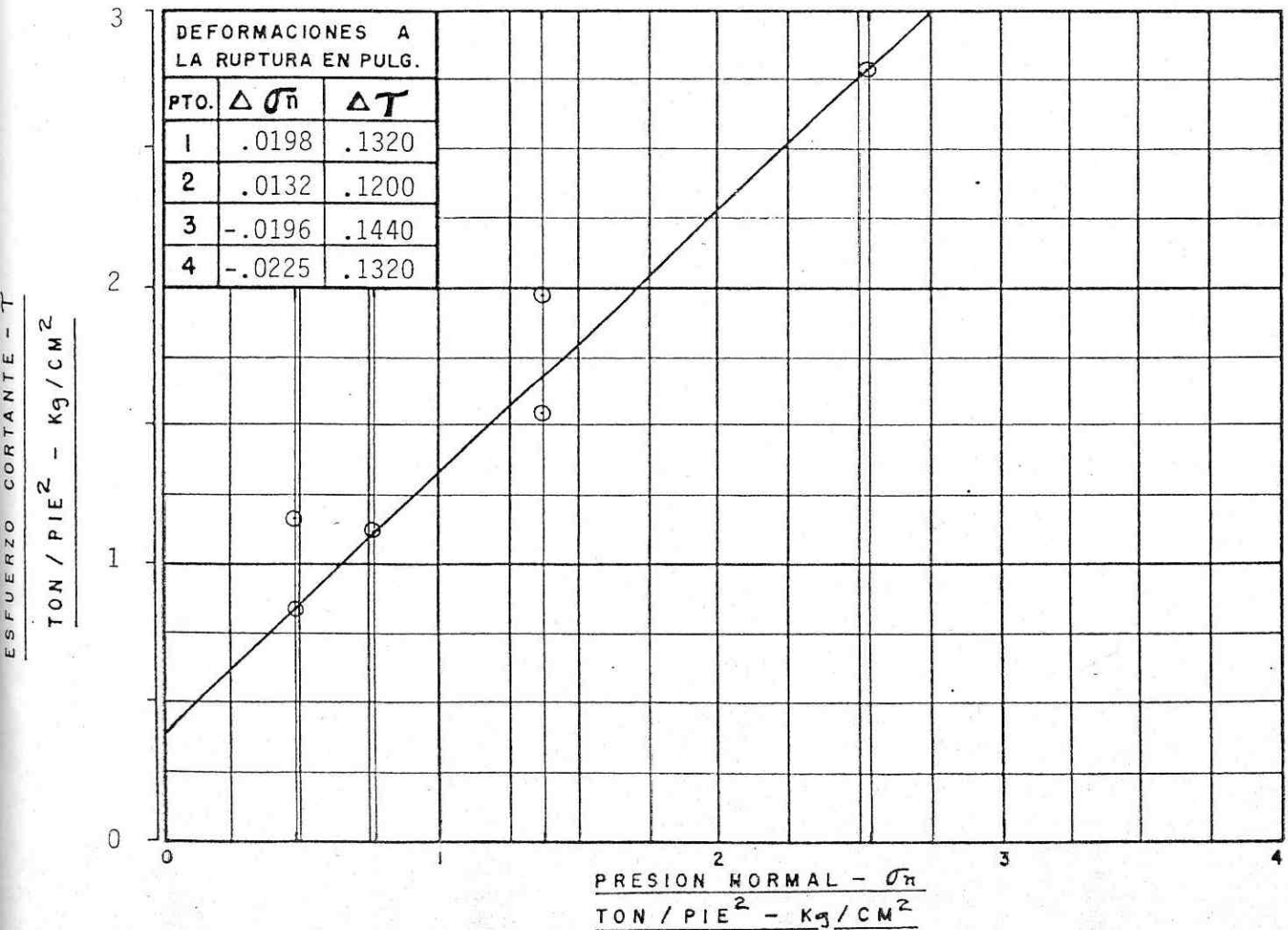
LUGAR: CARRETERA CA-9 SUR
KM 11+800

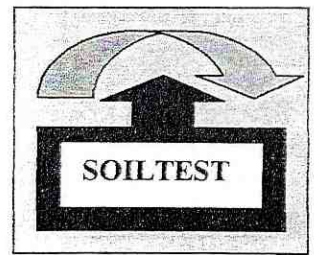
TIPO DE CORTE: NO CONSOLIDADO
NO DRENADO

ESPECIMEN: DIAMETRO (D_o) = 2.50 PULGADAS
ALTURA (H_o) = 1.00 PULGADAS

No	REGISTRO	FECHA	PERFORACION No.	MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN METROS	CONT. HUMEDAD EN %	DENSIDAD HUMEDA LBS/PIE ³	COHESION TON/PIE ²	φ EN GRADOS
1	7275	21-3-94	9	9-8	4.85	51.4	89.5	0.40	44°00'

IDENTIFICACION: DE ESTRATO No. 7, VER REPORTE.

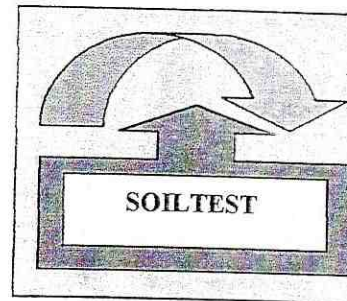




PROYECTO: Construcción segunda bodega en urbanización de Flexibodegas en Calzada Aguilar Batres Zona 12.

INFORME 7 DE: Porcentajes de compactación en capa de subrasante y base en sector B de bodegas.

RUBEN DE LEON
Ingeniero Consultor

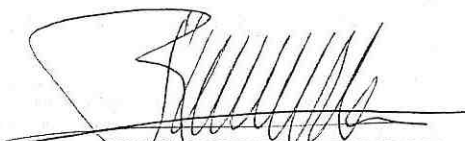


El porcentaje de compactación mínimo convenido y especificado para la capa de base es de 95 % de la densidad máxima del proctor modificado AASHTO T-180 del material usado en dicha capa; por lo que los resultados obtenidos en esa capa y con ese mínimo se consideraran aceptables.

Recomendaciones:

- 1) Inmediatamente después de recibir la sub-rasante a entera satisfacción tanto en niveles como en porcentajes de compactación deben echar material selecto para proteger su superficie por la resequedad que produce el sol durante el día.
- 2) Normalmente después de recibir a entera satisfacción la capa de base, tanto en topografía como en pruebas de laboratorio de suelos, ocurren varios días entre la solicitud del concreto o pavimento asfáltico y el suministro del mismo; por lo que la superficie de la base se queda descubierta y se presenta la necesidad de mantener la humedad óptima de dicha superficie; por lo que se recomienda que, mientras el concreto o asfalto es colocado hay que hacer riegos continuos de agua ya sea con pichacha o regadera de mano, pero debe mantenerse durante todo el día la humedad óptima superficial para evitar deformaciones y consumo de más concreto o asfalto del normalmente requerido. También debe evitarse la contaminación de la superficie con materiales objeccionables de excavación y que cambien los niveles.

Deferentemente:



ING. RUBÉN DE LEÓN

Rubén de León
INGENIERO CIVIL
COLEGIO NO. 2454

Hoja 2 de 2

SOILTEST

ENSAYO DE DENSIDADES DE CAMPO

Estacion								
Profundidad	4"	4"	4"	4"	4"	4"	4"	4"
Peso Pic.1	14.07	14.05	14.05	14.01	12.50	12.30	12.28	12.25
Peso Pic.2	8.6	13.05	13.04	13.01	11.50	11.32	11.27	11.25
P.Embudo	1.01	1. -	1.01	1. -	1. -	0.98	1.01	1. -
Peso Pic.2	13.06	13.05	13.04	13.01	11.50	11.32	11.27	11.25
Peso Pic.3	9.58	7.59	9.54	9.51	8.03	7.6	7.77	7.76
Peso Ar. Tot.	3.48	3.46	3.50	3.50	3.47	3.46	3.50	3.49
P.Embudo	1.01	1. -	1.01	1. -	1. -	0.98	1.01	1. -
P. Arena Ag	2.47	2.46	2.49	2.50	2.47	2.48	2.49	2.49
Dens. Arena	83.1	83.1	83.1	83.1	83.1	83.1	83.1	83.1
Voi. Agugero	0.0297	0.0295	0.0299	0.03	0.0297	0.0298	0.0299	0.0299
Capa. No.	Rasante	Rasante	Rasante	Rasante	Base	Base	Base	Base
Peso B. Mat	3.52	3.51	3.54	3.76	3.53	3.54	3.55	3.55
Tara	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Peso N. Mat	3.32	3.31	3.34	3.56	3.33	3.34	3.35	3.35
P. Unit. Hum.	111.8	112.2	112.3	118.6	112.1	112.1	112.1	112.1
% H. Campo	21.3	21.4	21.4	21.9	21.9	19.4	19.3	19.3
P. U. S. Camp.	92.2	92.3	92.3	97.3	97.5	93.8	93.8	93.9
P. U. S. Lab	96.1	96.1	101.3	101.3	97.8	97.8	97.8	97.8
% H. Optima	21.9	21.9	21.4	21.4	18.1	18.1	18.1	18.1
% Compact.	95.8	96	96.1	96	96.2	95.9	95.9	96.1
P. B. H.								
P. B. S.								
Diferencia								
Tara								
P. N. S.								
% H. Campo								
Chequeo No.	83	84	85	86	87	88	89	90
Observac.								
Responsable								
Estructura								
FECHA	13-6-05	14-6-05	15-6-05	16-6-05	16-6-05	17-6-05	17-6-05	18-6-05


NOMBRE DEL PROYECTO
 Clase de Material de Sub-rasante
 Clase de Material de Sub-base
 Clase de Material de Base.

Flexibodegas
Lina Orillero - arenero
servicio fino y talpote.

Sector B
 Bodegas.

Responsable del Chequeo Wilsson Lopez

Ingeniero Civil
 Colegiado No. 2344

Visto Bueno 

CONCRETO PARA PAVIMENTOS

DESCRIPCIÓN

Concreto que fue diseñado para la construcción de pavimentos durables, para tráfico vehicular liviano o pesado.

Usos

Pavimentos (3000 a 5000 psi [210 a 350 kg/cm²])

- Construcción de pavimentos residenciales de tráfico liviano (espesor mínimo de 12 cm) f'c 3000 psi
- Construcción de pavimentos con tráfico pesado (espesor mínimo de 15 cm) f'c 4000 psi
- Construcción de pavimentos con tráfico pesado de cargas variables (espesor mínimo de 20 cm) f'c 5000 psi

VENTAJAS

- Alta durabilidad y resistencia al desgaste
- Bajo costo de mantenimiento
- Utilización de aditivos que incrementan la durabilidad del concreto en comparación con las mezclas tradicionales elaboradas a mano o con mezcladoras portátiles.

DATOS TÉCNICOS

DESCRIPCIÓN	NORMATIVA EMPLEADA	VALOR
Resistencia a la compresión	ASTM C39	<ul style="list-style-type: none">• De 3000 a 5000 psi a los 28 días [210 a 350 kg/cm²]
Resistencia a la Flexión Modulo de rotura	ASTM C78	<ul style="list-style-type: none">• Resistencia a la flexión a 28 días.• De 525 psi [37 kg/cm²] (Compresión f'c 3000 psi)• De 570 psi [40 kg/cm²] (Compresión f'c 4000 psi)• De 640 psi [45 kg/cm²] (Compresión f'c 5000 psi)
Tamaño Máximo del Agregado	ASTM C33	<ul style="list-style-type: none">• 1.5 pulg. (38 mm)
Tipo de Colocación		<ul style="list-style-type: none">• Directo
Aditivos empleados	ASTM C494	<ul style="list-style-type: none">• Retardante y reductor de agua Tipo B y D, se utiliza por el transporte de concreto a obra.
Contenido de aire	ASTM C231	<ul style="list-style-type: none">• Menor del 3%
Resistencia al Desgaste (método Los angeles)	ASTM C131	<ul style="list-style-type: none">• Menor del 30%

Opciones disponibles	Asentamiento en Obra Pulg." (cm)	± Tolerancia ASTM C 94
Revenimiento Bajo	2" (5)	± 1/2" (1.3)
Revenimiento Normal	4" (10)	± 1" (2.5)
Revenimiento Bajo con fibra	1.25" (3)	± 1/2" (1.3)
Revenimiento alto con fibra	3.25" (8)	± 1" (2.5)

RECOMENDACIONES DEL PRODUCTO

PARA OBTENER MEJORES RESULTADOS

- Al realizar su pedido debe de indicar claramente el asentamiento y el tipo de colocación requerido así como el uso que desea darle.
- Es importante el diseño de la estructura del pavimento, para utilizar el modulo de rotura apropiado.
- Para obtener los resultados deseados debe seguir las recomendaciones de la ACI 318 "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary" y de la ACI 308 "Standard Practice for Curing Concrete" donde se recomienda un curado no menor de 7 días.
- Las juntas de construcción deben diseñarse de acuerdo al código ACI 302.1 "Guide for Concrete Floor and Slab Construction" y/o las prácticas recomendadas por la PCA "Joint Design for Concrete Highway and Street Pavements"
- El uso de este producto está limitado a las características expuestas en esta hoja técnica, cualquier uso distinto al mismo puede variar los resultados expuestos.
- No se recomienda realizar adiciones al concreto puesto que pueden alterar las características del mismo.
- Este producto cumple con las especificaciones expuestas en la norma ASTM C94.



15 AV. 17-01, ZONA 6 TEL.: 289-4689-97
 FAX: 289-4687 Y 289-4680

RESISTENCIA DE PRUEBAS DE CONCRETO A COMPRESIÓN

OBRA: PLEXIBODEBAS

DIRECCIÓN: DIAB. 5, 10-01 ZONA 10 TORRE II OF 1401

LOS CILINDROS ENSAYADOS SON DE 6" DE DIÁMETRO X 12" DE ALTURA

NÚMERO DE CILINDRO	121, 720		
LABORATORISTA	ENIO HERNANDE		
FECHA HECHURA	19/07/2005		
FECHA ROTURA	13/09/2005		
EDAD EN DÍAS	56		
PESO DEL CILINDRO EN LIBRAS	28.48		
ÁREA DEL CILINDRO EN PULGADAS CUADRADAS	28.23		
CARGA MÁXIMA EN LIBRAS	113,000		
CARGA UNITARIA EN PSI	4,002		
RESISTENCIA ESPECIFICADA PSI O TIPO	3503		
AMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO EN PULGADAS	3/4"		
ASENTAMIENTO EN PULGADAS	7.0"		
TIPO DE FUNDICIÓN	PISOS		
CAMIÓN NÚMERO	56		
VOLUMEN DE LA CARGA EN METROS CÚBICOS	5.50		

OBSERVACIONES:

FECHA: 14/Sep/2005

LABORATORIO:



MIXTO LISTO®

15 AV. 17-01, ZONA 6 TEL: 289-4689-97
FAX: 289-4687 Y 289-4680

LABORATORIO DE MIXTO LISTO

RESISTENCIA DE PRUEBAS DE CONCRETO A COMPRESIÓN

015515

CLIENTE:

OBRA: PLEXIBODEGAS

DIRECCIÓN: DIAS. 6, 10-01 ZONA 10 TORRE II OF 1401

LOS CILINDROS ENSAYADOS SON DE 6" DE DIÁMETRO X 12" DE ALTURA

NÚMERO DE CILINDRO	144, 170		
LABORATORISTA	ENIO HERNANDE		
FECHA HECHURA	24/08/2005		
FECHA ROTURA	21/09/2005		
EDAD EN DÍAS	28		
PESO DEL CILINDRO EN LIBRAS	20.97		
ÁREA DEL CILINDRO EN PULGADAS CUADRADAS	20.27		
CARGA MÁXIMA EN LIBRAS	112,560		
CARGA UNITARIA EN PSI	3,901		
RESISTENCIA ESPECIFICADA PSI O TIPO	3503		
TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO EN PULGADAS	3/4"		
ASENTAMIENTO EN PULGADAS	7.0"		
TIPO DE FUNDICIÓN	D150S		
CAMIÓN NÚMERO	20		
VOLUMEN DE LA CARGA EN METROS CÚBICOS	5.50		

OBSERVACIONES:

FECHA: 22/SEP/2005

LABORATORIO: