



Reporte de Investigación

LM-PI-PV-IN-20D-05

LIMONAL – TEMPISQUE

Informe de Avance

Investigadora Principal

Ing. Tracy Gutiérrez Ruiz

Investigador asociado

Ing. Mario Arce

Agosto 2005

PATOLOGÍA DEL PROYECTO

LIMONAL - TEMPISQUE

1 INTRODUCCIÓN

En el año 2000 se finalizó el proyecto: Limonal – Tempisque (25.2 km), en la provincia de Guanacaste, Costa Rica. Este proyecto consistió en la escarificación del material de base existente, para reconformar una base estabilizada; sobre la cual se colocó concreto hidráulico en el primer tramo, y concreto asfáltico en el segundo tramo.

En el corto plazo, año 2002, aparecieron las primeras grietas en el proyecto, en zonas localizadas. Debido a esta falla prematura del pavimento y al compromiso del LANAMME (establecido en la Ley 8114 de Simplificación Tributaria y Eficiencia Tributaria) de desarrollar proyectos de investigación, es que se plantea este estudio.

El objetivo principal es determinar la(s) causa que provocó este fallamiento, para lo cual se va a realizar la caracterización de los materiales de construcción, evaluación visual del proyecto, ensayos no destructivos con el deflectómetro de impacto (Falling Weight Deflectometer, FWD) y ensayos destructivos: extracción de núcleos, ensayo de penetración estándar SPT.

2 EVALUACIÓN PAVIMENTO RÍGIDO

El pavimento rígido del proyecto Limonal - Tempisque (Ruta 18), tiene una extensión de 19.2 kilómetros. Inicia en Limonal (0+000), en la intersección con la Ruta 1, y finaliza en la intersección a CEMEX (Cementos Mexicanos) en el estacionamiento 19+200.

El proyecto Limonal –Tempisque (pavimento rígido) inició en el año 1999 y se finalizó en el año 2000. Consistió en un trabajo de rehabilitación: escarificación del material de base existente, que en algunos casos era base granular y en otros, base estabilizada. Al material escarificado se le adicionó el material necesario para conformar una base estabilizada BE-25 (30 kg/cm² a los 7 días) de 25 cm.

Finalmente, se colocó una losa de concreto de 23.0 cm, con resistencia a la flexión de 48 kg/cm² a los 28 días.

2.1 Patrones de falla

Para este estudio se realizaron dos evaluaciones visuales. La primera se llevó a cabo en octubre del 2002, y la segunda en octubre del 2003.

En ambas evaluaciones se detectaron tres tipos de fallas predominantes:

- Fallas por problemas geotécnicos.
- Agrietamiento en las esquinas, transversal y longitudinal.
- Fallas en las juntas.

En puntos localizados se observan defectos superficiales: agrietamiento en el concreto, desprendimiento de agregados. En la Figura N°1 se muestran fotografías con los tipos de falla mencionados.



Figura N°1a: Agrietamiento por problemas geotécnicos



Figura N°1b: Agrietamiento en las esquinas, transversal y longitudinal.

En la Figura N°2 se resumen los resultados de la segunda evaluación visual. En ella se muestran los estacionamientos donde se presentan los patrones de falla predominantes. En la Tabla N°1 se resume la misma información.

Se nota como en el kilómetro 11 y 17, es donde predominan las fallas asociadas a problemas geotécnicos.



Doble junta



Falla en la junta



Deterioro en la junta

Figura N°1c: Fallas en las juntas



Desprendimiento de agregados



Agrietamiento en el concreto

Figura N°1d: Defectos superficiales

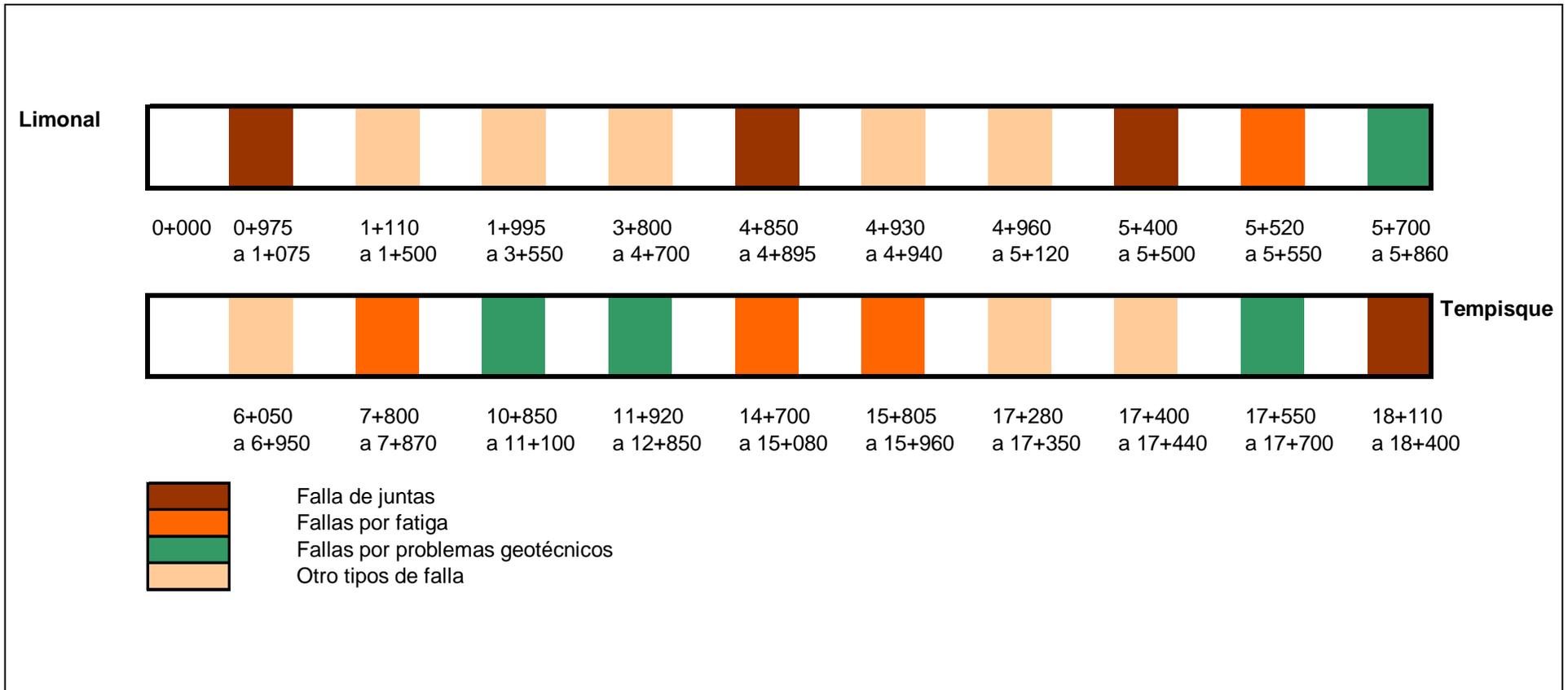


Figura N°2: Patrones de falla predominantes en pavimento rígido (evaluación octubre 2003)

Tabla N°1: Resumen de levantamiento de daños, octubre 2003.

Tipo de falla	Cantidad de ocurrencias	Porcentaje de ocurrencias (%)	Ubicación
Fallas por problemas geotécnicos	30	15.3	5+700 - 5+860, 10+850 - 11+100, 11+920 - 12+850, 17+550 - 17+700
Agrietamiento en las esquinas, transversal y longitudinal	36	18.4	5+520 - 5+550, 7+800 - 7+870, 14+700 - 15+080, 15+805 - 15+960
Fallas de junta	57	29.1	0+975 - 1+075, 4+850 - 4+895, 5+400 - 5+500, 18+110 - 18+400,
Otros tipos de falla	73	37.2	1+110 - 1+500, 1+995 - 3+550, 3+800 - 4+700, 4+930 - 4+940, 4+960 - 5+120, 6+050 - 6+950, 17+280 - 17+350, 17+400 - 17+440

2.2 Sondeos

Para este estudio se realizaron tres tipos de sondeos: excavaciones en el pavimento, sondeos con SPT (ensayo de penetración normal) y trincheras en el espaldón de la carretera. El objetivo de estos sondeos, fue obtener la caracterización de los materiales que componen las capas del pavimento.

2.2.1 Excavaciones en el pavimento

En el pavimento rígido se realizaron tres excavaciones o sondeos (octubre 2002), cuya ubicación se seleccionó con base en la primer evaluación visual del proyecto. En la Tabla N°2 se anota la ubicación de estos sondeos.

Tabla N°2: Ubicación de los sondeos

N° Sondeo (excavación)	Estacionamiento	Sentido
1	6+000	Tempisque - Limonal
2	17+800	Limonal - Tempisque
3	18+900	Tempisque - Limonal

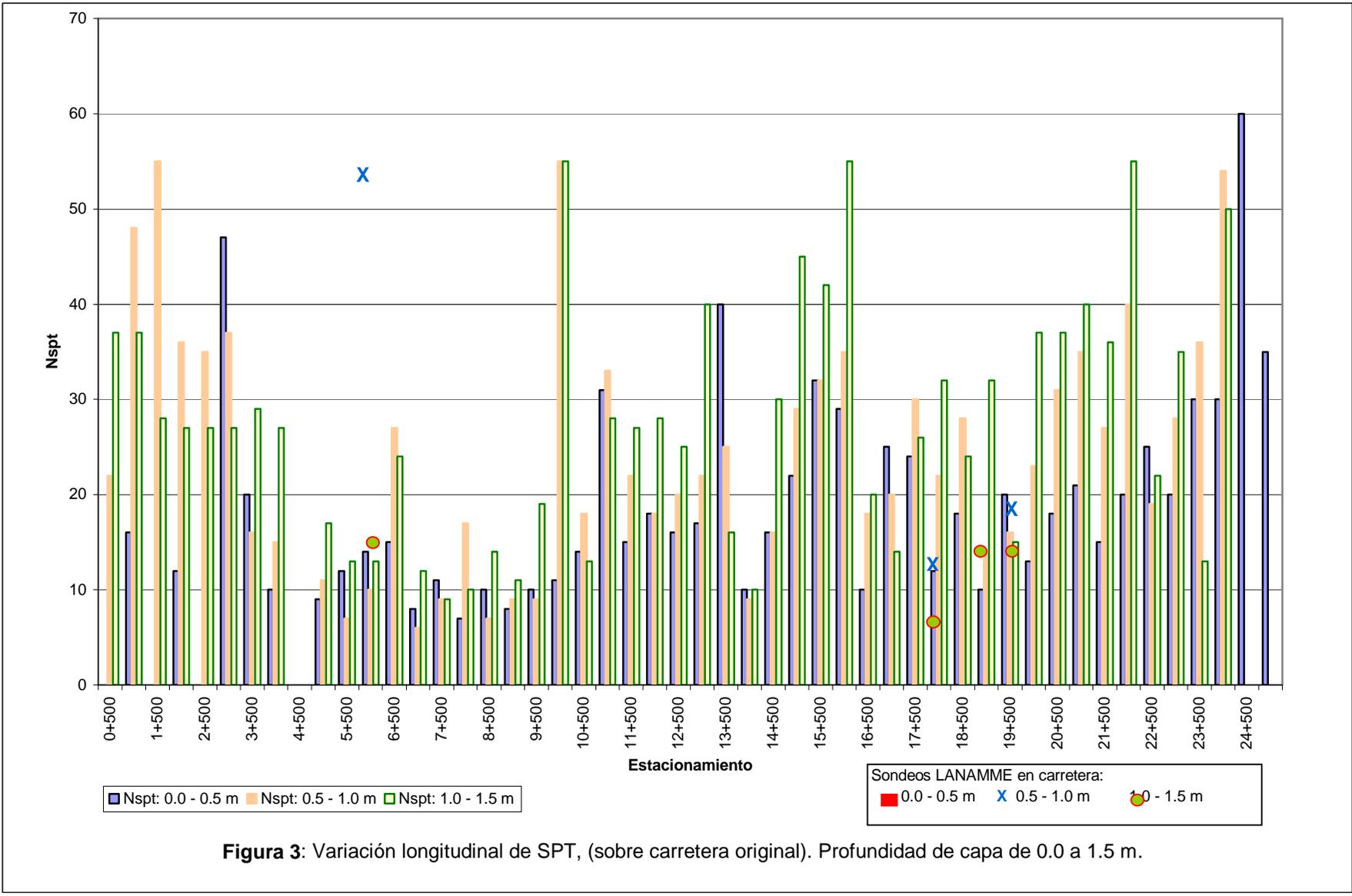
En el Anexo 1 se presentan los resultados de cada sondeo: espesores y caracterización del material.

2.2.2 Sondeos con SPT (Ensayo de Penetración Normal)

Los sondeos con SPT se hicieron (enero 2003) en los mismos puntos donde se llevaron a cabo las excavaciones. En cada uno de estos puntos se realizaron dos perforaciones, una en la carretera y otra en el espaldón. En el Anexo 2 se muestra la información completa de cada sondeo: espesores, número de golpes de penetración y caracterización del material.

Antes de que se iniciaran los trabajos de rehabilitación, se hicieron ensayos con el SPT, a lo largo del proyecto, cada 500 metros. Estos resultados se muestran en la Figura N°3. En esta figura, también se observan los valores de SPT obtenidos después de la rehabilitación, en los tres puntos de estudio antes citados.

Además, en las Figuras N°4 y N°5, se presentan los resultados de plasticidad y humedad asociados con los ensayos de SPT, antes de la rehabilitación.



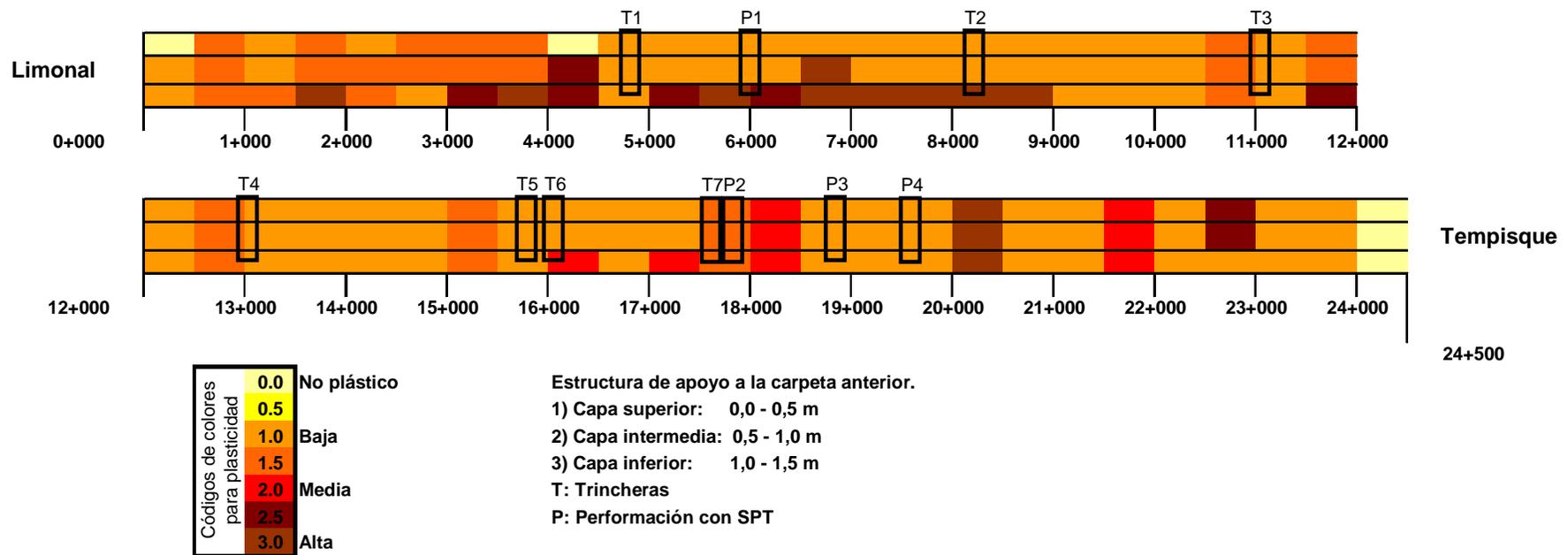


Figura N°4: Variación de la plasticidad (antes de la rehabilitación) a diferentes profundidades.

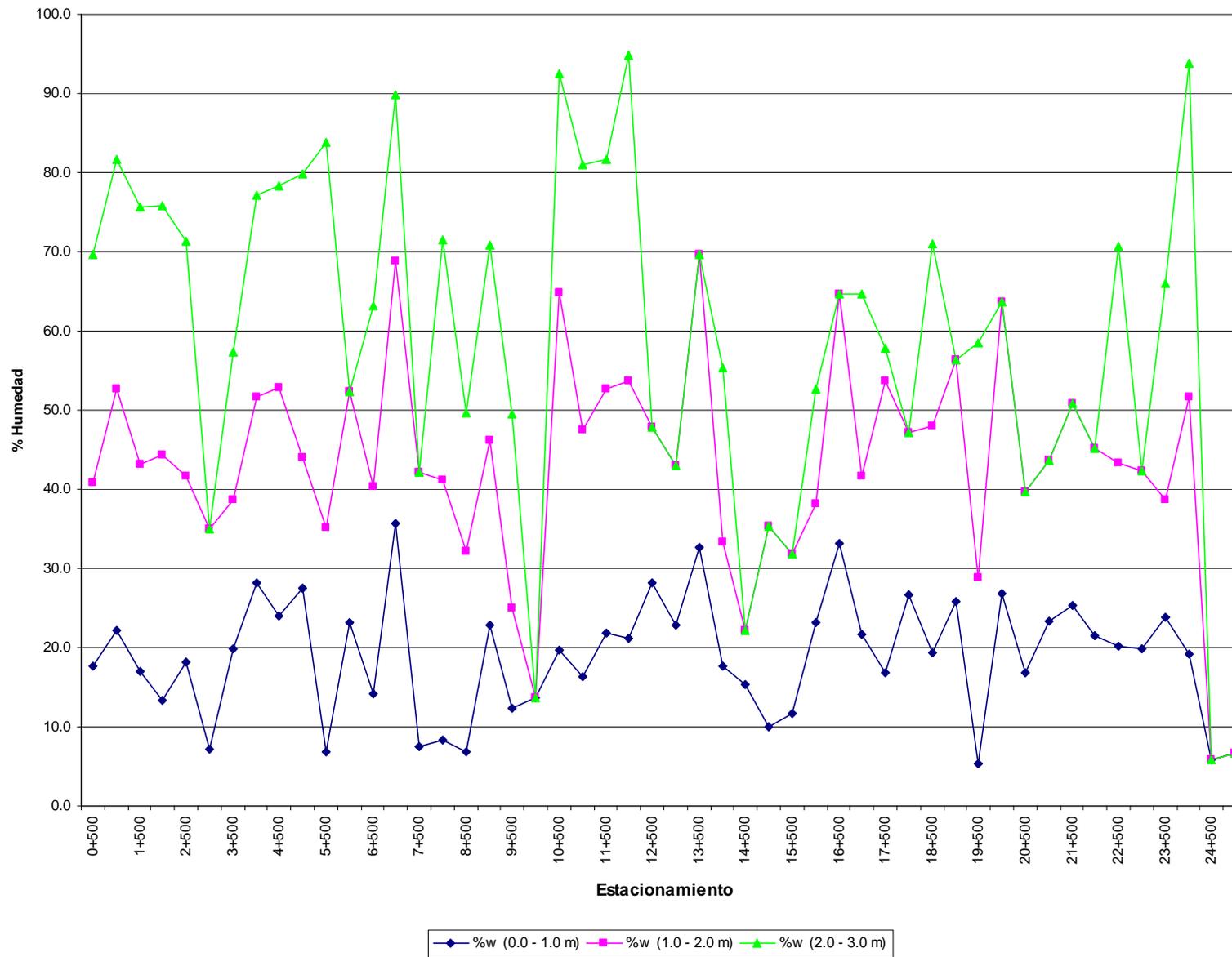


Figura N°5: Variación de la humedad (antes de la rehabilitación) a diferentes profundidades.

2.2.3 Trincheras

Con base en la información de las evaluaciones visuales, caracterización de los materiales y con los datos de deflectometría; se seleccionaron 7 puntos para realizar trincheras en el espaldón de la carretera y obtener de esta manera, mayor información sobre las capas que constituyen el pavimento. En la Tabla N°3 se presenta la ubicación de las trincheras, con una breve descripción de cada punto por evaluar.

Tabla N°3: Ubicación de las trincheras

Trinchera	Estación	Sentido	Observaciones
1	4+800	Limonal - Tempisque	En este tramo la totalidad del proyecto se encuentra en relleno. La losa donde se realizó la trinchera, presenta rellenos entre 1.2 m y 1.5 m. Esta losa tiene una grieta transversal. En este punto se realizaron ensayos con el deflectómetro de impacto y se obtuvieron deflexiones bajas, de aproximadamente 15 mm^{-2} para una carga de 80 KN.
2	8+185	Limonal - Tempisque	Esta trinchera se realizó sobre una losa sana, con deflexiones de aproximadamente 15 mm^{-2} para una carga de 80 KN. La sección se encuentra en relleno, mayor a 1.5 m en ambos lados de la carretera.
3	11+090	Limonal - Tempisque	El tramo donde se realizó el ensayo es una recta de aproximadamente 1.5 km, en el cruce hacia Colorado. Cerca de este estacionamiento se encuentran aproximadamente 6 losas con agrietamiento circular (grietas en forma de "C") y precisamente la losa donde se realizó la trinchera fue la que presentó mayor deflexión, 110 mm^{-2} para una carga de 80 KN. La sección se encuentra en relleno (oscilan entre 1.0 m y 1.2 m).
4	13+055	Tempisque - Limonal	Esta trinchera se realizó sobre una losa sana, con deflexiones de 20 mm^{-2} para una carga de 80 KN. La sección se encuentra en corte, mayor a 1.0 m en un lado y superior a los 2.0 m en el otro.
5	15+875	Tempisque - Limonal	Esta trinchera se realizó al inicio de la zona del proyecto que presenta la mayor cantidad grietas. En este punto se realizaron ensayos con el deflectómetro de impacto, obteniéndose deflexiones muy altas, de 135 mm^{-2} con una carga de 80.0 KN. La sección en este punto se encuentra en relleno, muy pequeño (alrededor de 70.0 cm) en un lado y de 2.0 m en el otro (al terreno natural).

6	16+075	Tempisque - Limonal	Esta trinchera se realizó al inicio de la zona del proyecto que presenta la mayor cantidad de grietas. En este punto se realizaron ensayos con el deflectómetro de impacto, obteniéndose deflexiones muy bajas, (de 15 mm ⁻² con una carga de 80.0 KN) a pesar de que la losa evaluada se encontraba agrietada. La sección en este punto se encuentra en corte de poca altura.
7	17+700	Tempisque - Limonal	El tramo donde se realizó el ensayo es una recta de aproximadamente 400 m, que corresponde a la zona del proyecto donde las losas presentan mayor cantidad de grietas. Además, los rellenos en este tramo oscilan entre 1.8 m y 0.6 m de altura. En esta recta se encuentran tres alcantarillas.

En el Anexo 3 se observa el perfil del pavimento encontrado en cada trinchera y la caracterización de los materiales. En el Anexo 4, se presenta una descripción detallada (con fotografías) de cada punto.

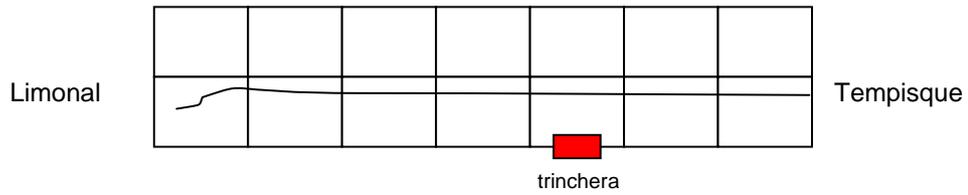
Es importante indicar que debajo del espaldón no se encontró base estabilizada, sino un material granular, tal como se aprecia en los perfiles. A raíz de este hallazgo, se realizaron dos trincheras adicionales con el objetivo de determinar a qué distancia del borde se encontraba la base estabilizada, sin embargo no se encontró.

En los siguientes esquemas se resume la información recabada con estas dos trincheras adicionales

Trinchera Adicional N°1

Estacionamiento: 17+400

Sentido: Limonal - Tempisque



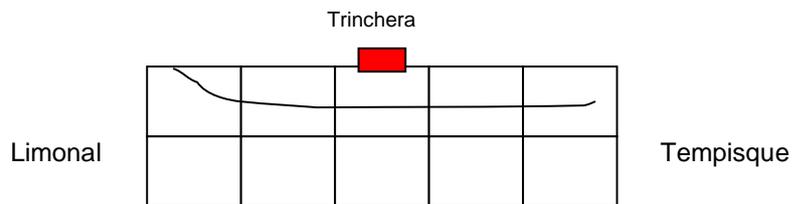
En este punto se excavó hasta 60.0 cm y no se encontró la base estabilizada.



Trinchera Adicional N°2

Estacionamiento: 17+700

Sentido: Tempisque – Limonal



En este punto se excavó hasta 50.0 cm y no se encontró la base estabilizada.



2.3 Caracterización de materiales existentes

2.3.1 Losa de concreto hidráulico.

En cada una de las excavaciones realizadas en el pavimento (octubre 2002), se tomaron tres núcleos de la losa, los cuales fueron ensayados por resistencia a la compresión simple. Posteriormente, en enero del 2003, cuando se llevaron a cabo los ensayos con SPT, se tomó un núcleo de cada uno y también se evaluó la resistencia a la compresión simple. En la Tabla N°4 se muestran los resultados.

Tabla N°4: Resultados a la compresión simple.

N° Sondeo (excavación)	Estacionamiento	Octubre 2002		Enero 2003
		Esfuerzo promedio (kg/cm ²)	Desviación (kg/cm ²)	Esfuerzo (kg/cm ²)
1	6+000	352	35	306
2	17+800	279	14	270
3	18+900	291	17	254

Nota: En el proyecto se pedía una resistencia a la flexión de 48 kg/cm² a los 28 días.

En la Figura N°6 se muestra un gráfico con los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión simple a los 28 días, que se realizaron durante la ejecución del proyecto.

2.3.2 Base estabilizada

En el estacionamiento 6+000 (excavación N°1), se tomaron núcleos de la base estabilizada, sin embargo, sólo los primeros 6.0 se obtuvieron íntegros, el resto se desintegraba. Por esta razón, no se le aplicaron ensayos directos.

2.3.3 Materiales granulares y suelos

La caracterización completa de los materiales, se llevó a cabo mediante sondeos. La información completa se presentó en el apartado 2.2 de este documento.

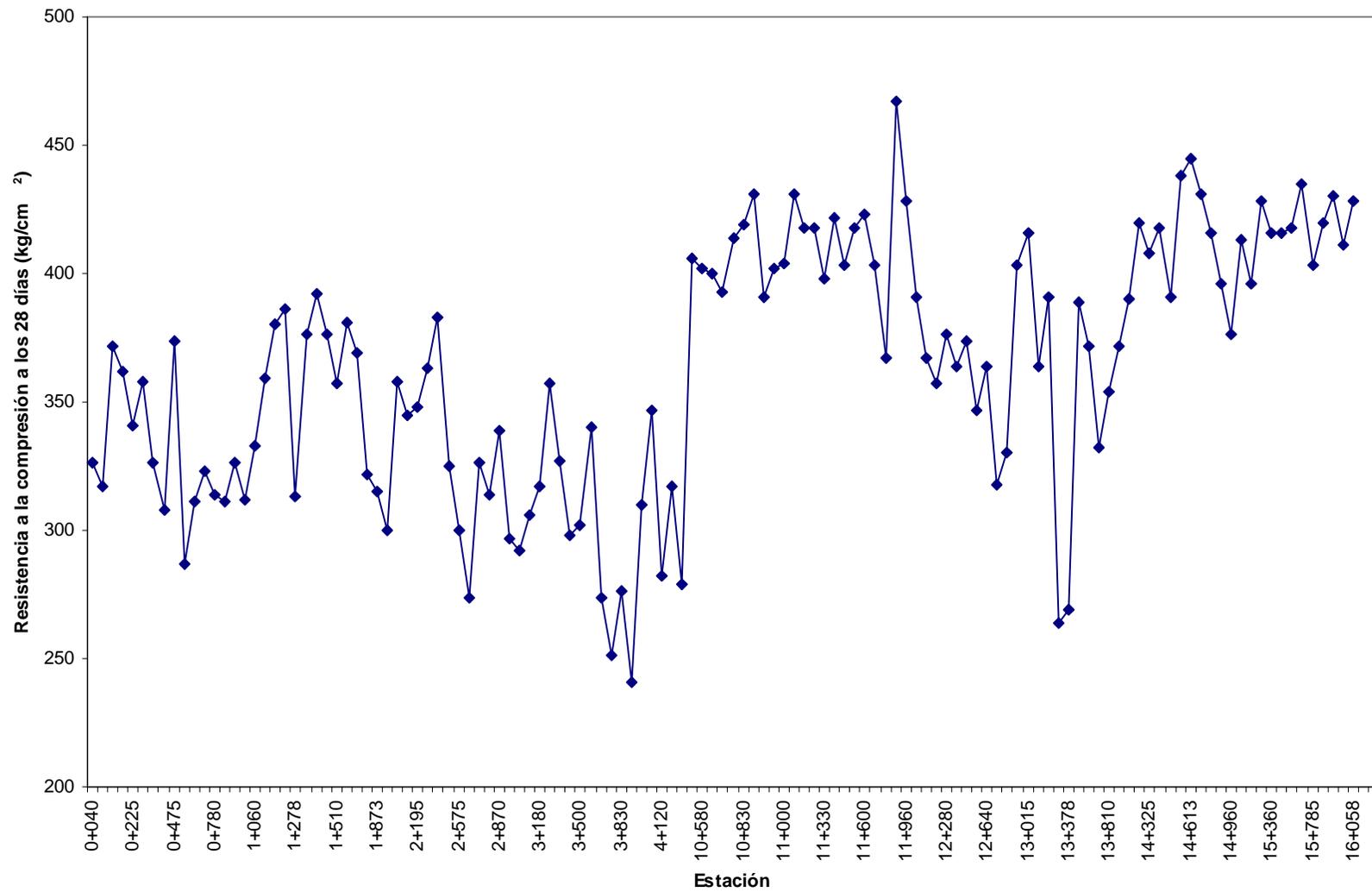


Figura N°6: Variación longitudinal de la resistencia a la compresión axial simple, durante la ejecución del proyecto.

2.4 Evaluación de capacidad estructural existente

2.4.1 Sección típica

Con base en las excavaciones realizadas en el pavimento, se tienen los siguientes espesores de capa, ver Tabla N°4.

Tabla N°4: Espesores de capa

Excavación	Estación	Capa		
		Losa (cm)	Base estabilizada (cm)	Relleno (cm)
N°1	6+000	23.5	25.0	75.0
N°2	17+800	24.0	No determinado	75.0
N°3	18+900	22.0	No determinado	75.0
Promedio		23.2	25.0	75.0
Desviación estándar		1.0	0.0	0.0

Nota: El espesor del material de relleno, se determinó a partir de los sondeos realizados con SPT.

De esta manera se define la sección típica para los análisis: 23.0 cm de losa, 25.0 cm de base estabilizada, 75.0 cm de material de relleno y el resto de los materiales subyacentes, se consideran como capa de soporte.

2.4.2 Módulos de rigidez

Se realizaron ensayos con el Defletómetro de Impacto, FWD, en los tres puntos donde se hicieron las excavaciones en el pavimento: 6+000, 17+800 y 18+900.

Los ensayos se hicieron en 15 losas antes del punto de la excavación, y 15 losas después. Cada losa se ensayó en tres puntos, tal como se muestra en la Figura N°7.

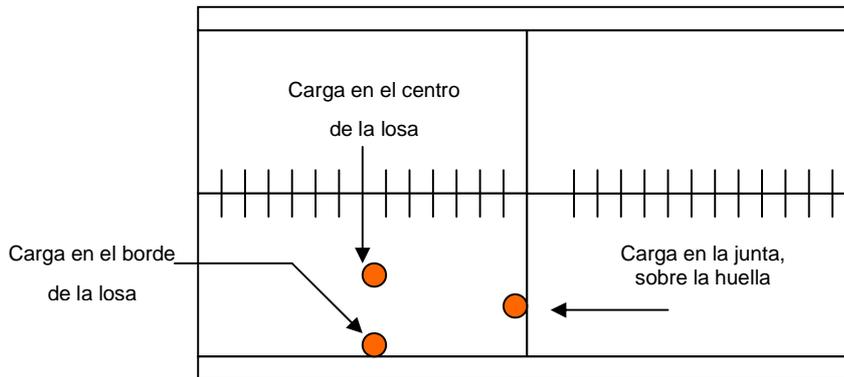


Figura N°7: Esquema de evaluación de las losas con FWD.

En la Tabla N°5, aparece un resumen de las deflexiones (centro y borde de la losa) utilizadas para el retrocálculo de módulos. Estas deflexiones corresponden a una carga de 80 KN.

El retrocálculo de módulos se hizo con el programa de elemento finito EverFe2.21. Los resultados se muestran en la Tabla N°6. Ver Anexo 5.

2.4.3 Capacidad estructural en capas de soporte

A partir de los datos de deflexión en las juntas, se determina el módulo de reacción en la losa (k_1) y en la base estabilizada (k_2). En la Tabla N°7 se muestran los valores de los módulos de rigidez retrocalculados en las juntas, el detalle se presenta en el Anexo 5.

Tabla N°5: Resultado de deflexiones (mm⁻²), Carga de 80 KN.

Estación	Parámetro	Número de sensor								
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
6+000 Excavación N°1 Centro de la losa	Promedio	13.78	13.08	12.59	11.82	11.20	9.70	8.29	6.96	5.80
	Desv. Est.	4.93	4.86	4.75	4.50	4.28	3.70	3.10	2.66	2.21
	Percentil 70	16.24	15.51	14.96	14.07	13.34	11.55	9.84	8.29	6.91
	Percentil 85	18.70	17.94	17.34	16.32	15.48	13.40	11.40	9.62	8.01
6+000 Excavación N°1 Borde de la losa	Promedio	13.83	13.18	12.71	11.95	11.28	9.72	8.30	6.99	5.85
	Desv. Est.	3.90	3.98	3.84	3.51	3.21	2.70	2.25	1.96	1.70
	Percentil 70	15.77	15.17	14.63	13.70	12.88	11.07	9.43	7.97	6.69
	Percentil 85	17.72	17.16	16.55	15.46	14.49	12.42	10.55	8.96	7.54
17+800 * Excavación N°2 Centro de la losa	Promedio	5.77	5.46	5.20	4.91	4.67	4.11	3.67	3.21	2.77
	Desv. Est.	0.50	0.52	0.49	0.46	0.50	0.40	0.36	0.37	0.34
	Percentil 70	6.02	5.72	5.45	5.14	4.92	4.31	3.85	3.39	2.94
	Percentil 85	6.27	5.98	5.69	5.37	5.18	4.51	4.02	3.58	3.11
17+800 * Excavación N°2 Borde de la losa	Promedio	7.40	7.14	6.78	6.45	6.09	5.33	4.65	4.07	3.42
	Desv. Est.	0.82	0.79	0.77	0.73	0.70	0.65	0.67	0.61	0.68
	Percentil 70	7.81	7.54	7.16	6.82	6.44	5.66	4.99	4.37	3.76
	Percentil 85	8.22	7.94	7.54	7.18	6.79	5.98	5.32	4.68	4.10
18+900 Excavación N°3 Centro de la losa	Promedio	13.77	12.97	12.42	11.55	10.80	9.30	8.02	6.97	5.59
	Desv. Est.	1.65	1.61	1.55	1.49	1.39	1.25	1.11	1.05	0.75
	Percentil 70	14.60	13.77	13.19	12.29	11.49	9.93	8.58	7.50	5.96
	Percentil 85	15.43	14.57	13.97	13.04	12.18	10.55	9.13	8.02	6.34
18+900 Excavación N°3 Borde de la losa	Promedio	15.55	14.82	14.23	13.34	12.60	10.87	9.21	7.74	6.39
	Desv. Est.	1.70	1.66	1.60	1.53	1.42	1.25	1.11	1.00	0.74
	Percentil 70	16.39	15.65	15.03	14.11	13.31	11.50	9.76	8.24	6.76
	Percentil 85	17.24	16.48	15.83	14.88	14.02	12.12	10.31	8.75	7.13

* Deflexiones para una carga de 40 KN

Tabla N°6: Módulos de rigidez retrocalculados.

Estación	Percentil	Módulos de rigidez (MPa)							
		centro de losa				borde de losa			
		losa	base estab.	relleno	Módulo de reacción (Mpa/mm)	losa	base estab.	relleno	Módulo de reacción (Mpa/mm)
6+000	70	38000	12000	350	0.065	55000	15000	350	0.091
	85	35000	12000	300	0.060	50000	10000	300	0.091
17+800	70	55000	15000	300	0.085	55000	15000	300	0.095
	85	55000	15000	300	0.080	55000	15000	300	0.090
18+900	70	55000	15000	300	0.081	55000	15000	350	0.091
	85	55000	15000	300	0.075	53000	13000	300	0.091

Nota: 1 MPa = 145 psi ; 1 MPa/mm = 3684 pci.

Tabla N°7: Módulos de rigidez, en la junta.

Estación	Ubicación	Carga (kN)	Módulos (MPa) Percentil 70			
			losa	base estabilizada	relleno	módulo de reacción
6+000	junta	40	48000	15000	300	0.075
		60	50000	15000	325	0.070
		80	53000	15000	350	0.074
17+800	junta	40	47000	12000	275	0.110
		60	47000	12000	275	0.110
		80	47000	12000	275	0.110
18+900	junta	40	39000	8000	190	0.055
		60	39000	8000	190	0.055
		80	39000	8000	190	0.055
Estación	Ubicación	Carga (kN)	Módulos (MPa) Percentil 85			
			losa	base estabilizada	relleno	módulo de reacción
6+000	junta	40	50000	15000	300	0.065
		60	48000	15000	300	0.060
		80	50000	15000	350	0.066
17+800	junta	40	45000	11500	250	0.095
		60	45000	11500	250	0.095
		80	45000	11500	250	0.095
18+900	junta	40	38000	7500	190	0.046
		60	38000	7500	190	0.046
		80	38000	7500	190	0.046

2.4.4 Evaluación de transferencia de carga en juntas transversales

Para determinar la eficiencia en la transferencia de carga a través de las juntas transversales, se aplica la ecuación:

$$\text{Eficiencia en la transferencia de carga} = \frac{d_2}{d_1} 100$$

Donde:

d_2 : deflexión en la junta de la losa no cargada

d_1 : deflexión en la junta de la losa cargada

En las Tablas N°8, N°9 y N°10 se presentan los resultados de eficiencia para los mismos puntos donde se llevaron a cabo las excavaciones en el pavimento.

Tabla N°8: Transferencia de carga en juntas transversales, excavación N°1 (6+000).

15 losas antes	Temperatura (°C)		Eficiencia (%)			15 losas después	Temperatura (°C)		Eficiencia (%)		
			Rango de carga						Rango de carga		
	Sup.	Aire	20 kN	40 kN	80 kN		Sup.	Aire	20 kN	40 kN	80 kN
1	47.1	34.3	69.2	73.3	77.1	1	47.3	34.4	84.0	81.2	83.5
2	47.1	34.3	78.5	77.9	80.1	2	47.3	34.5	28.3	28.8	30.3
3	46.2	34.1	65.0	67.0	70.9	3	47.5	35.9	75.1	75.3	77.9
4	46.9	33.8	72.3	70.5	73.0	4	47.6	35.6	80.0	79.4	82.1
5	46.3	34.4	73.6	77.6	79.5	5	47.7	35.5	68.0	69.1	71.4
6	46.7	34.0	79.1	79.6	81.0	6	48.0	35.1	73.1	73.4	75.3
7	47.2	34.4	82.8	80.3	81.6	7	48.4	34.2	71.3	71.1	72.9
8	47.2	36.0	75.5	75.8	77.4	8	48.5	35.4	77.1	81.5	82.3
9	48.1	35.2	80.2	78.2	78.7	9	48.1	35.5	46.2	52.6	57.6
10	46.4	34.5	75.6	75.9	78.6	10	48.0	34.6	62.5	65.2	68.7
11	47.2	34.9	87.6	84.2	84.3	11	46.8	34.6	77.8	79.5	82.4
12	47.9	34.5	21.7	23.0	25.3	12	47.6	35.4	80.3	79.6	82.2
13	47.8	34.9	54.2	51.1	53.0	13	47.4	34.0	64.5	65.0	68.0
14	47.6	34.1	78.7	77.6	80.2	14	47.6	35.1	63.6	66.5	69.0
15	47.0	34.5	68.2	72.8	76.8	15	47.3	34.2	56.8	60.2	65.0

Nota: Las celdas sombreadas fueron seleccionadas para la detección de vacíos en la losa. Ver apartado 2.4.5.

Tabla N°9: Transferencia de carga en juntas transversales, excavación N°2 (17+800).

15 losas antes	Temperatura (°C)		Eficiencia (%)			15 losas después	Temperatura (°C)		Eficiencia (%)		
	Sup.	Aire	Rango de carga				Sup.	Aire	Rango de carga		
			20 kN	40 kN	80 kN				20 kN	40 kN	80 kN
1	42.4	31.9	86.9	93.5	92.2	1	44.0	31.6	87.1	90.6	89.5
2	41.5	32.2	93.5	94.4	94.3	2	41.8	31.8	89.0	90.6	90.9
3	42.0	31.4	93.4	95.2	95.5	3	41.5	31.1	89.2	88.9	90.4
4	41.3	31.3	95.8	94.2	95.4	4	41.5	30.8	85.6	89.3	88.9
5	41.9	31.0	85.1	91.2	91.2	5	40.4	30.5	91.9	91.8	90.0
6	44.6	31.7	89.4	94.8	94.2	6	37.0	30.1	86.1	92.3	91.7
7	44.3	32.0	88.1	90.6	90.6	7	33.4	29.5	84.1	86.8	86.5
8	44.5	32.1	86.6	91.5	90.6	8	34.5	29.5	84.8	88.1	88.4
9	44.6	32.9	87.9	90.6	89.5	9	41.5	29.8	90.6	91.0	90.0
10	44.3	32.3	87.7	88.8	87.5	10	42.7	30.8	92.3	94.6	95.5
11	42.9	31.9	86.8	91.0	90.3	11	43.2	31.0	92.7	94.7	92.2
12	43.7	31.3	94.5	94.3	92.2	12	43.0	31.1	93.9	94.3	94.8
13	43.3	31.3	90.5	94.4	93.3	13	41.8	30.4	96.5	97.6	96.4
14	44.9	32.0	93.9	92.4	90.0	14	40.6	29.4	94.9	95.2	95.3
15	42.8	31.4	93.0	95.2	93.7	15	42.2	29.2	88.7	89.4	92.8

Nota: Las celdas sombreadas fueron seleccionadas para la detección de vacíos en la losa. Ver apartado 2.4.5.

Tabla N°10: Transferencia de carga en juntas transversales, excavación N°3, (18+900)

15 losas antes	Temperatura (°C)		Eficiencia (%)			15 losas después	Temperatura (°C)		Eficiencia (%)		
			Rango de carga						Rango de carga		
	Sup.	Aire	20 kN	40 kN	80 kN		Sup.	Aire	20 kN	40 kN	80 kN
1	47.1	34.3	95.9	97.2	96.3	1	47.3	34.4	95.5	98.1	96.8
2	47.1	34.3	93.8	95.1	96.0	2	47.3	34.5	98.4	97.0	96.5
3	46.2	34.1	94.6	96.6	96.9	3	47.5	35.9	95.0	96.8	96.6
4	46.9	33.8	96.3	98.9	98.6	4	47.6	35.6	92.4	94.7	95.4
5	46.3	34.4	95.7	98.2	96.5	5	47.7	35.5	98.4	94.1	95.8
6	46.7	34.0	102.2	96.9	96.7	6	48.0	35.1	101.5	95.5	95.5
7	47.2	34.4	93.9	98.4	97.6	7	48.4	34.2	91.3	91.1	92.7
8	47.2	36.0	97.2	97.0	96.1	8	48.5	35.4	94.4	97.4	94.6
9	48.1	35.2	99.3	96.9	96.7	9	48.1	35.5	97.7	95.2	95.4
10	46.4	34.5	94.4	94.4	94.6	10	48.0	34.6	98.0	96.7	96.2
11	47.2	34.9	94.4	94.4	95.1	11	46.8	34.6	90.9	94.8	95.6
12	47.9	34.5	95.1	95.3	94.4	12	47.6	35.4	95.8	92.1	93.2
13	47.8	34.9	98.6	96.4	96.5	13	47.4	34.0	98.4	96.6	95.2
14	47.6	34.1	97.0	95.6	96.1	14	47.6	35.1	96.6	99.6	99.2
15	47.0	34.5	96.1	97.0	96.3	15	47.3	34.2	101.0	101.2	101.7

Nota: Las celdas sombreadas fueron seleccionadas para la detección de vacíos en la losa. Ver apartado 2.4.5.

2.4.5 Evaluación de pérdida de capacidad de soporte

Para cada uno de los puntos en estudio (estacionamientos donde se hicieron excavaciones en el pavimento), se valoró la existencia de cavidades bajo las juntas transversales. La evaluación se hace trazando gráficas de carga contra deflexión, y considerando que una recta de mejor ajuste que interseca el eje de abscisas, a una distancia grande del origen (mayor a 5.1 mm^{-2}), es evidencia de cavidades inferiores y pérdida en capacidad de soporte.

Para cada estacionamiento en estudio (6+000, 17+800 y 18+900), se seleccionaron los puntos de análisis. Ver Figuras N°8, N°9 y N°10.

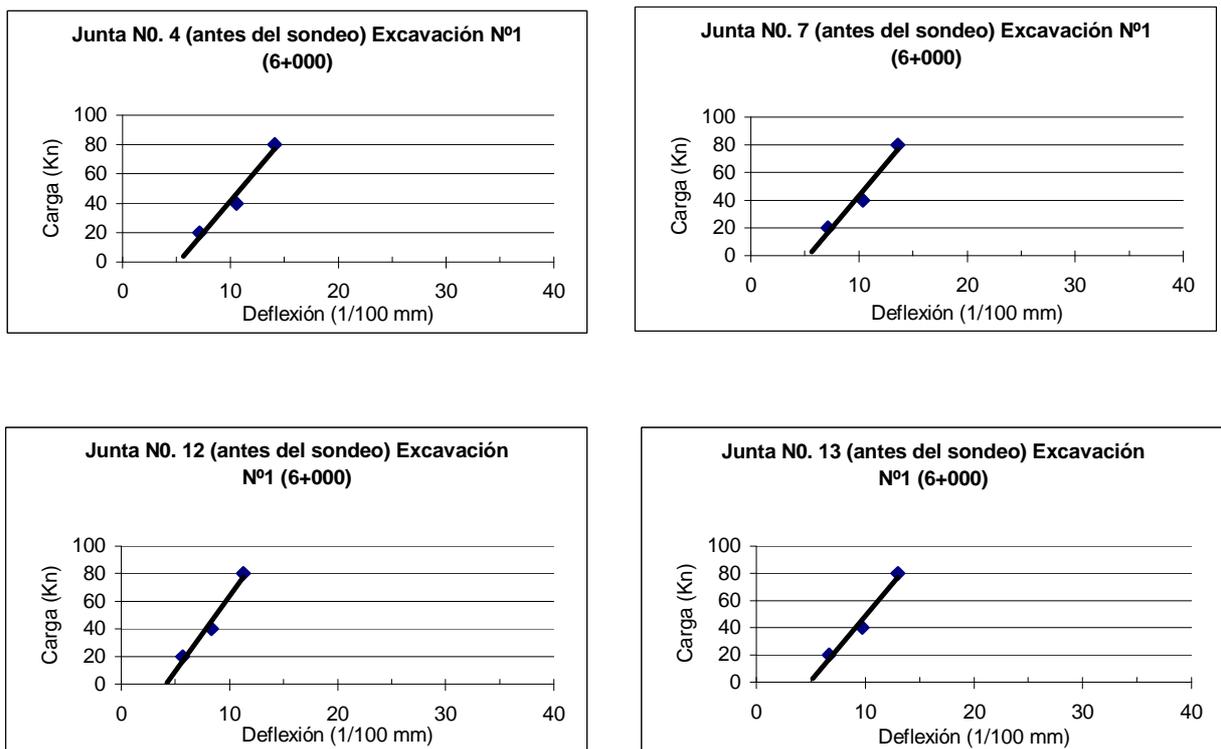


Figura N°8: Pérdida de capacidad de soporte, excavación N°1: 6+000

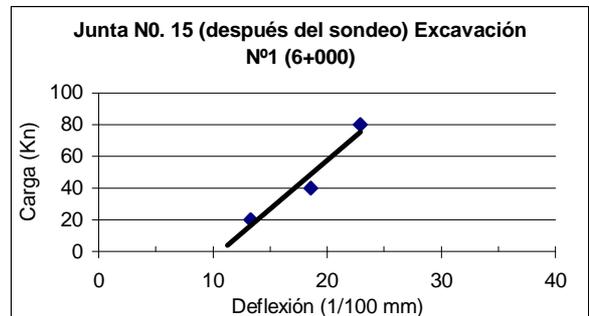
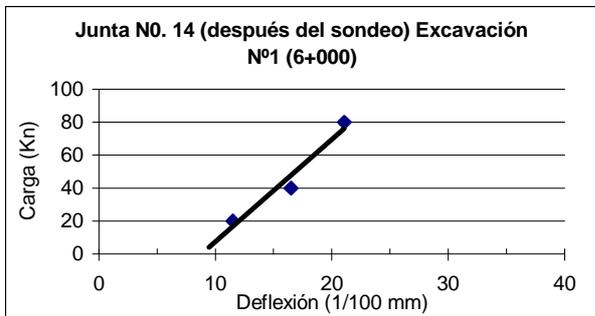
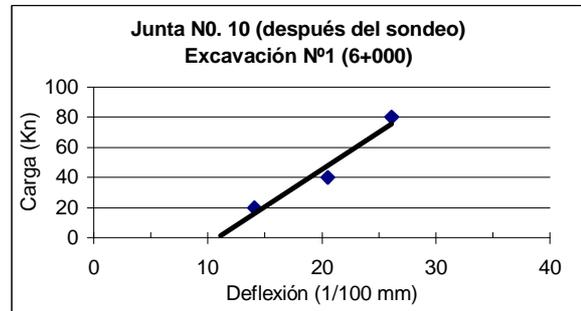
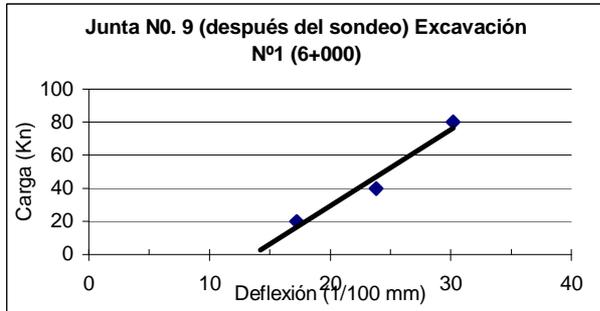
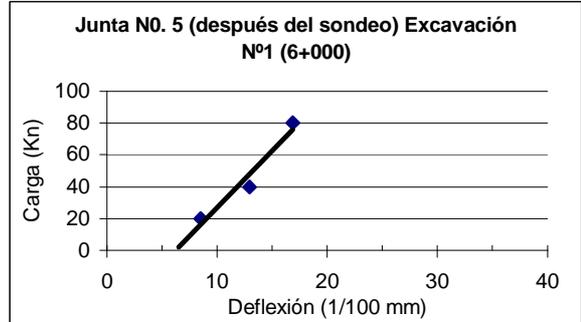
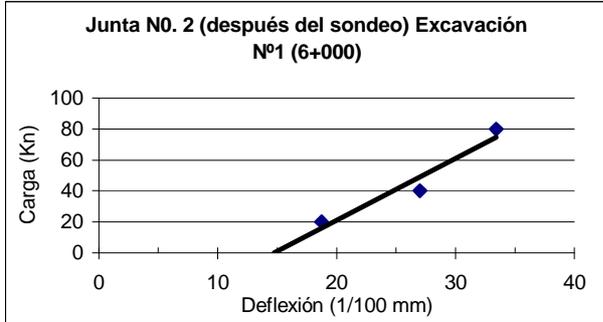


Figura N°8 (continuación): Pérdida de capacidad de soporte, excavación N°1: 6+000

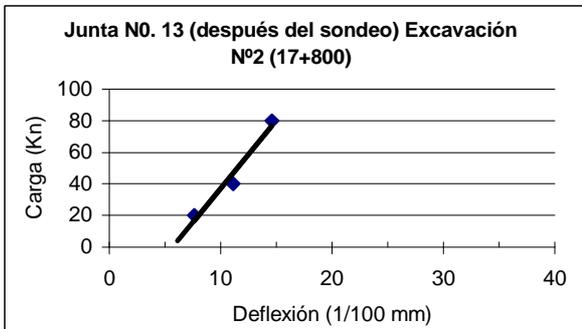
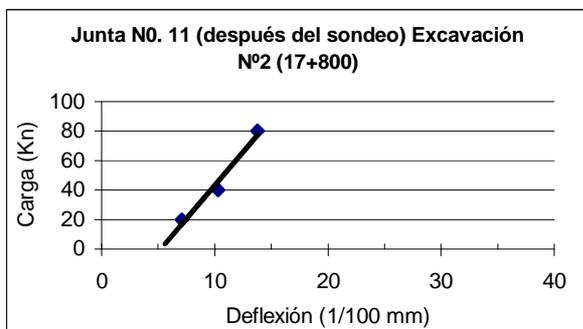
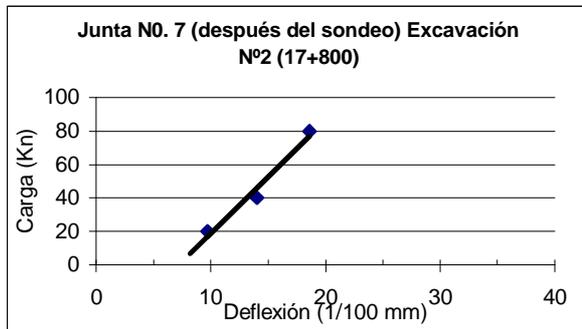
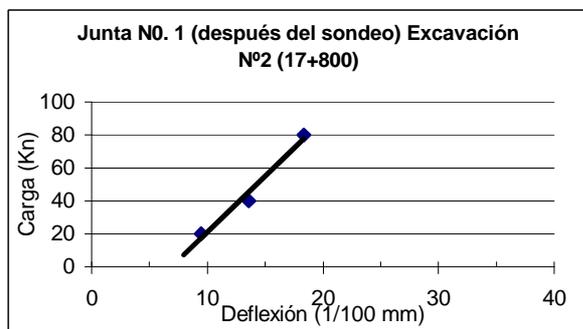
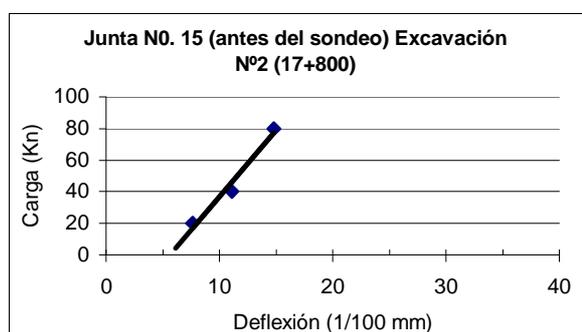
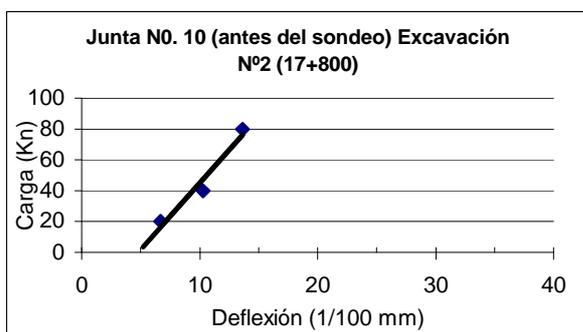
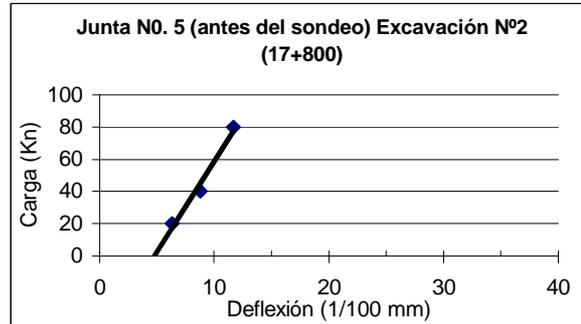
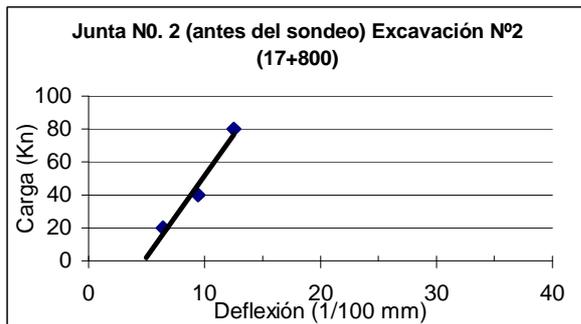


Figura N°9: Pérdida de capacidad de soporte, excavación N°2: 17+800

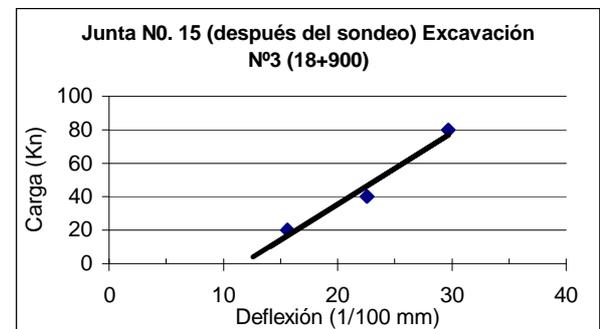
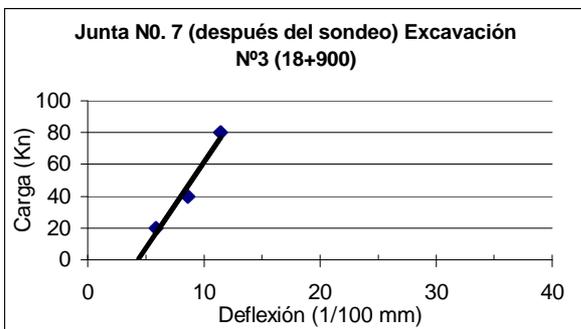
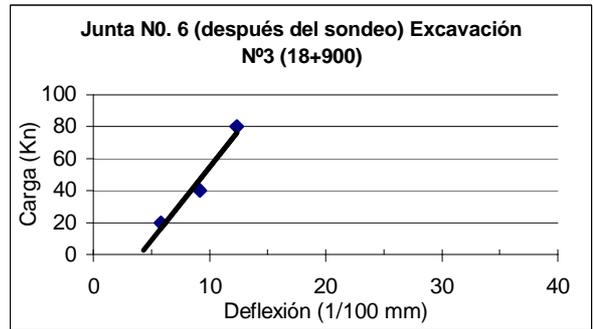
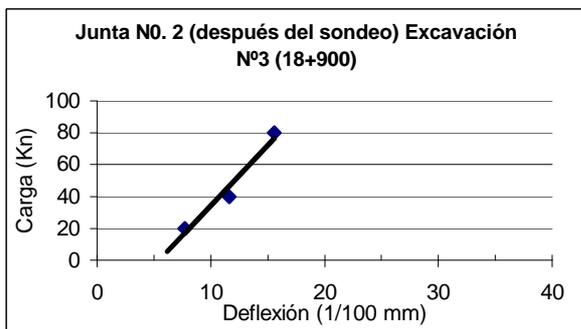
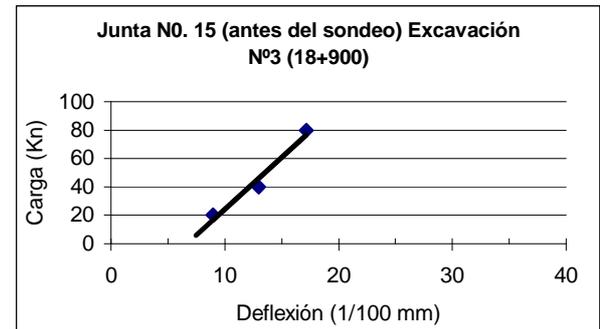
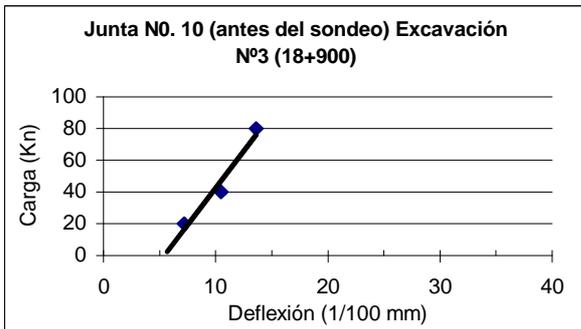
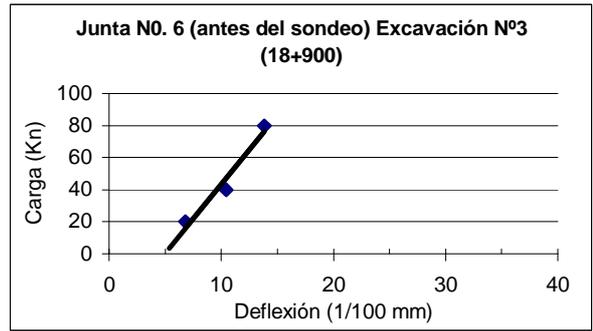
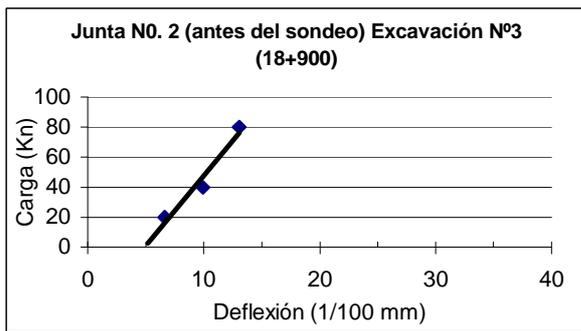


Figura N°10: Pérdida de capacidad de soporte, excavación N°3: 18+900

3 EVALUACIÓN PAVIMENTO FLEXIBLE

El pavimento flexible del proyecto Limonal - Tempisque (Ruta 18), tiene una extensión aproximada de 6.0 km. Inicia en el estacionamiento 19+200 (justo donde finaliza el pavimento rígido) y finaliza en el estacionamiento 25+200, en el Ferry a Nicoya. La intersección hacia el puente La Amistad, sobre el río Tempisque, se encuentra en el estacionamiento 23+000.

Este proyecto se construyó simultáneamente con el pavimento rígido. Consistió en la escarificación del material de base existente, la cual en algunos tramos era granular, mientras que en otros era base estabilizada. Al material escarificado se le adicionó material con el objetivo de conformar una base estabilizada BE-35 (40 kg/cm² a los 7 días) de 30 cm entre los tramos 19+200 al 23+000, y sobre ella una capa asfáltica de 6.0 cm. De la estación 23+000 al 25+200 se colocó una capa asfáltica de 3.0 cm.

3.1 Patrones de falla

El proyecto presenta dos tipos principales de falla: agrietamiento longitudinal y agrietamiento transversal, tal como se aprecia en la Figura N°11. Las grietas longitudinales se presentan en la mayor parte de proyecto, con diferentes niveles de severidad. Las grietas transversales se presentan en intervalos de 6 a 8 metros, en todo el proyecto.

3.2 Sondeos

En la parte flexible del proyecto, se realizaron tres excavaciones en el pavimento (octubre 2002) y un sondeo con SPT (ensayo de penetración normal), en enero del 2003. En la Tabla N°11 se presenta la ubicación de estos sondeos. En el Anexo 6 está la caracterización completa de los materiales encontrados, y en el Anexo 7 los resultados del ensayo con SPT.



Figura Nº11 a: Grieta longitudinal



Figura Nº11 b: Grieta transversal

Figura Nº11: Patrones de falla, pavimento flexible.

Tabla N°11: Ubicación de los sondeos, pavimento flexible.

Nº Sondeo (excavación)	Estacionamiento	Sentido	Comentarios
4	19+514	Tempisque - Limonal	Excavación y SPT
5	23+300	Tempisque - Limonal	Excavación
6	23+894	Tempisque - Limonal	Excavación

3.3 Caracterización de materiales existentes

3.3.1 Capa asfáltica

En la Tabla N°12 aparecen los resultados de la evaluación de algunas propiedades de la mezcla asfáltica para el tramo 19+200 al 23+000.

Tabla N°12: Resultados de gravedad específica bruta, estabilidad y flujo (enero 2003)

Estacionamiento	Gravedad específica bruta	Vacíos (%)	Estabilidad (Kg)	Flujo (1/100 cm)
19+514	2.419	2.1	972	45.3
20+000	2.155	12.8	1442	28.8
20+500	2.369	4.1	1354	60.2
21+000	2.387	3.4	1127	40.4
21+500	2.399	2.9	1439	42.3
22+000	2.416	2.2	1389	91.6
22+500	2.432	1.6	1245	42.6
Promedio	2.368	4.2	1281	50.2
Desviación estándar	0.096	3.9	177	20.5

Los resultados de las evaluaciones de la mezcla asfáltica, para el tramo entre los estacionamientos 23+000 al 25+200, se muestran en las siguientes tablas.

Tabla N°13: Resultados de porcentaje de vacíos

Estacionamiento	% vacíos promedio	Desviación estándar
23+300	2.9	0.4

Tabla N°14: Resultados de resistencia retenida a la compresión uniaxial

Estacionamiento	Resistencia Retenida
19+514	92.0 %
23+300	80.8 %

3.3.2 Base estabilizada

En la excavación N°4 (19+514), se extrajeron tres núcleos de la base estabilizada, cuyos resultados a la compresión simple, se presentan en la Tabla N°15.

Tabla N°15: Resultados a la compresión simple (base estabilizada)

Nº excavación	Estacionamiento	Núcleo	Esfuerzo (kg/cm ²)
4	19+514	1	41
		2	53
		3	46
Promedio			47
Desviación Estándar			6

3.3.3 Materiales granulares y suelos

La caracterización completa de los materiales, se llevó a cabo mediante sondeos. La información completa se presentó en el apartado 3.2 de este documento.

3.4 Evaluación de capacidad estructural existente

3.4.1 Sección típica

Con base en la información recopilada en los sondeos, se determinaron las siguientes secciones típicas (ver Tabla N°16):

Tabla N°16: Secciones típicas (pavimento flexible).

Sección Típica N°	Estacionamiento	Capa asfáltica (cm)	Base estabilizada (cm)	Subbase (cm)	Relleno (cm)
1	19+200 – 23+000	5.8	30.0	-	80.0
2	23+000 – 25+200	3.5	12.5	35.0	35.0

3.4.2 Módulos de rigidez

A partir de los resultados del deflectómetro de impacto (octubre 2002), el pavimento flexible se separó en segmentos homogéneos, es decir, en tramos con una respuesta estructural diferenciada.

Se usaron tres parámetros de separación: la deflexión medida debajo del plato de carga (**D1**), la deflexión medida a 0.45 m del plato de carga (**D4**) y la deflexión medida a 1.80 m del plato de carga (**D9**). En el Anexo 8 se presentan los resultados del ensayo con el deflectómetro de impacto (FWD). De esta manera,

los segmentos homogéneos contemplan la posibilidad de cambio por rigidez en cada una de las capas que integran la estructura del pavimento.

En la Tabla N°17 se presentan los segmentos homogéneos obtenidos con base en la deflexión **D1**. El nivel de confianza estadística para la separación es del 95%. La separación entre los puntos de medición fue de 100 m, en todos los casos.

Tabla N°17: Segmentos homogéneos con base en la deflexión debajo del plato de carga (**D1**, octubre 2002).

Segmento homogéneo	Estacionamiento		Deflexión bajo el plato de carga (mm ⁻²)	
	Inicio	Fin	Promedio	Desviación estándar
1	19+200	23+000	10.58	4.48
2	23+000	25+200	54.91	20.03

En la Tabla N°18 se presentan los segmentos homogéneos obtenidos con base en la deflexión **D4**. El nivel de confianza estadística para la separación es del 95%.

Tabla N°18: Segmentos homogéneos con base en la deflexión a 0.45 m del plato de carga (**D4**, octubre 2002).

Segmento homogéneo	Estacionamiento		Deflexión bajo el plato de carga (mm ⁻²)	
	Inicio	Fin	Promedio	Desviación estándar
1	19+200	23+000	7.97	3.74
2	23+000	24+100	29.37	8.26
3	24+100	25+200	23.86	5.14

En la Tabla N°19 se presentan los segmentos homogéneos obtenidos con base en la deflexión **D9**. El nivel de confianza estadística para la separación es del 95%.

Tabla N°19: Segmentos homogéneos con base en la deflexión a 1.8 m del plato de carga (**D9**, octubre 2002).

Segmento homogéneo	Estacionamiento		Deflexión bajo el plato de carga (mm ⁻²)	
	Inicio	Fin	Promedio	Desviación estándar
1	19+200	24+300	2.88	1.73
2	24+300	25+200	2.12	1.38

Con base en estos resultados, se plantea la separación de segmentos homogéneos con la que se realiza el estudio, ver la Tabla N°20.

Tabla N°20: Definición de segmentos homogéneos para pavimento flexible.

Segmento homogéneo	Estacionamiento		Deflexión bajo el plato de carga (mm ⁻²)	
	Inicio	Fin	Promedio	Desviación estándar
1	19+200	23+000	10.58	4.48
2	23+000	24+100	63.40	21.55
3	24+100	25+200	46.42	14.75

Una vez definidos los segmentos homogéneos, se determinaron los módulos de rigidez de las capas que forman el paquete estructural actual, aplicando la técnica de retrocálculo de módulos, y usando dos escenarios de curva deformada:

- Aquella definida por las deflexiones promedio más media desviación estándar (percentil 70).
- Aquella definida por las deflexiones promedio más una desviación estándar (percentil 85).

Los resultados se muestran en la Tabla N°21.

Tabla N°21: Módulos de rigidez retrocalculados, MPa (datos de deflexión de octubre 2002)

Tramo	Percentil 70 de deflexiones					Percentil 85 de deflexiones				
	Concreto asfáltico	Base granular	subbase	relleno	subrasante	Concreto asfáltico	Base granular	subbase	relleno	subrasante
1	3448	8276 (BE)	-	241	46	2759	5517 (BE)	-	241	46
2	2069	310	124	83	39	1724	241	124	76	32
3	1724	517	172	131	57	1379	414	138	124	53

Nota: Tramo 1: 19+200 – 23+000, Tramo 2: 23+00 – 24+100, Tramo 3: 24+100 – 25+200

BE: corresponde a una base estabilizada.

1MPa = 145 psi.

3.4.3 Valoración de capacidad estructural

La Tabla N°22 presenta los resultados de valoración de capacidad de carga, al considerar agrietamiento por fatiga y daño en la sub-rasante (deformación plástica). La modelación multi-capa elástica se hizo con Everstress y con los módulos correspondientes al percentil 70 de las deflexiones.

Tabla N°22: Valoración de resistencia por criterios mecanísticos – empíricos (octubre 2002).

Tramo	Capa asfáltica		Base estabilizada con cemento (B)			Sub-rasante	
	ϵ_t ($\times 10^{-6}$)	N_F (A)	ϵ_t ($\times 10^{-6}$)	ϵ_b ($\times 10^{-6}$)	N	ϵ_{vs} ($\times 10^{-6}$)	N_r (C)
1	-25	∞	30.5	125	4.1×10^6	-66	7000×10^6
2	144	7.3×10^6	-	-	-	-362	3.5×10^6
3	17	9700×10^6	-	-	-	-251	17.9×10^6

Nota: (A) Instituto del Asfalto, para un 20% del área total. (B) Método de Sur África
(C) Instituto del Asfalto.

Tramo 1: 19+200 – 23+000, Tramo 2: 23+00 – 24+100, Tramo 3: 24+100 – 25+200

3.5 Análisis de resultados

El tramo construido con pavimento flexible, presenta un porcentaje de agrietamiento longitudinal y transversal importante. El agrietamiento longitudinal se asocia directamente con la falla del material de apoyo, que presenta altos índices de plasticidad y límites líquidos. El patrón de falla de este tramo, 19+200 al 23+000, es similar al que se observa en el tramo Puerto Moreno - Barra Honda, pero con un grado menor de severidad.

Por otra parte, el patrón de agrietamiento transversal (grietas transversales cada 6 ó 8 metros) se debe a la contracción de la base estabilizada.

4 ESTABILIDAD DEL TALUD

Se realizó un análisis de la estabilidad del talud del terraplén, en la estación 17+800. Este punto se seleccionó por estar en la zona del proyecto que presenta más agrietamiento, además de que se cuenta con información del SPT y caracterización del material.

En el análisis se consideran dos escenarios:

-*análisis a largo plazo*: para este caso la resistencia de la capa 2 se considera mediante el ángulo de fricción interna. Es la condición drenada.

-*análisis a corto plazo*: para este caso la resistencia de la capa 2 se considera mediante su cohesión. Es la condición no drenada.

En ambos análisis se debe tomar en cuenta que:

- ✓ Los valores de resistencia de los materiales se obtuvieron a partir de correlaciones, ya que no se cuenta con ensayos de resistencia en laboratorio.

- ✓ El modelo que se utilizó contó con tres capas:

capa 1: corresponde al material que subyace a la base estabilizada, espesor: 30.0 cm, es un material de subbase. Se encontraba muy compacto, se clasifica como un A-2. Para este material se consideró un ángulo de fricción interna de 38°.

capa 2: corresponde al material de relleno, espesor 1.0 m. Este material se clasifica como A-6, A-7; con LL:57%, LP: 22.3% e IP:34.7. Para esta capa se obtuvieron valores de N_{SPT} de 7 y 12. Para modelar este material, se consideran dos escenarios. El primero es el de condición drenada, en el que se le asigna un valor de ángulo de fricción mínimo de 25° y máximo de 29°. El segundo escenario es el de la condición no drenada, en el que la resistencia mínima es de 25 KPa y la máxima de 50 KPa.

capa 3: corresponde al material de subrasante. Se clasifica como A-7, con LL:76.1% e IP:57.8, obtuvo valores de N_{SPT} de 25, 23 y 15. Para este material se consideró una resistencia de 70 kPa

- ✓ En la modelación, la primer capa corresponde al material de subbase. Las cargas debidas al propio peso de la base estabilizada, de la losa y a las cargas de los camiones, se consideraron como una carga distribuida. Esta carga se calculó mediante el programa EverFe 2.21 (de elemento finito).

De los resultados del análisis de estabilidad de talud con el software STED, se tiene que para la siguiente combinación de valores, el talud falla, pues se está trabajando con un factor de seguridad de 1.

Suelo	ϕ (°)	c (kPa)
1	33	-
2	-	10
3	-	50

Suelo	ϕ (°)	c (kPa)
1	35	-
2	33	0
3	-	50

Las líneas de falla, según los resultados del análisis, se estarían presentando a una distancia del borde inferior de la base estabilizada de 0.5 a 1.8 m. Estas distancias coinciden con la ubicación de las grietas en estas losas.

Vale la pena resaltar, que en los otros resultados de SPT realizados en zonas sin grietas, los valores de SPT a nivel de la capa 2, no fueron tan bajos (ver Anexo 2) como en el analizado.

4.1 Zonificación geotécnica del proyecto

En la Figura N°12 se muestra la ubicación del proyecto en el mapa de zonificación geotécnica de Costa Rica ¹. Como se puede apreciar, el proyecto prácticamente se ubica en tres tipos de suelo:

Arc¹: En el ámbito ingenieril se les conoce como “zonzocuitles” o “barro de olla”. Superficialmente presentan un estrato de arcilla color negro de muy alto potencial de expansión, de al menos 60 cm de espesor usualmente subyacente por un estrato de arcilla gris, también con gran capacidad de expandirse. En ambos tipos de arcilla, el contenido de montmorillonita es lo suficientemente elevado como para darle al suelo una consistencia pegajosa cuando está húmedo (alta adherencia), y para agrietarlo cuando se seca durante el verano. Este tipo de suelo sólo puede presentarse en zonas con un clima de estacionalidad bien definida, ya que los ciclos de humedecimiento – secado – agrietamiento son básicos para su desarrollo, por lo que se encuentran en la Vertiente Pacífica y en

¹ Bogantes, Laporte, Quesada y Vásquez. Zonificación geotécnica general de Costa Rica, considerando elementos edáficos y climáticos.

algunas zonas del Valle Central de Costa Rica. Son suelos de topografías muy planas, lo que dificulta su drenaje y a la vez favorece su desarrollo.

Son suelos sumamente impermeables, y el potencial de expansión de estas arcillas pueden ocasionar problemas en cualquier obra liviana que se cimiente sobre ellos (pavimentos, bodegas, casas, etc). Sin embargo, una vez eliminada la capa superficial de arcilla, usualmente el material subyacente es de muy buena capacidad soportante y sin características expansivas. En la zona del Tempisque se desarrollan sobre materiales aluviales.

Lat¹: Son suelos rojizos, mal llamados “*lateríticos*” en el ámbito ingenieril. Son suelos residuales de gran desarrollo, lo que se traduce en un espesor de la capa de suelo (material con grado de alteración VI) con un espesor superior a los 2m. Se encuentran extendidos a lo largo y ancho del país, y pueden desarrollarse prácticamente a partir de cualquier roca madre y en cualquier clima. Los óxidos de hierro le confieren la coloración, y mineralógicamente predominan los minerales arcillosos caoliníticos, con la presencia de halloisita ocasionalmente. Son arcillas limosas de alta plasticidad (generalmente MH), con límites líquidos superiores al 70%. Usualmente contienen más del 65% de arcilla caolinítica en su granulometría.

En general presentan buenas condiciones de cimentación para obras livianas como casas y carreteras. Su principal problema radica en su susceptibilidad a fenómenos de inestabilidad de taludes como reptación y deslizamientos superficiales. El fenómeno de reptación se aprecia en este tipo de suelos sobre todo en la zona de Puriscal, y los deslizamientos superficiales con frecuencia son desatados por lluvias, aunque como sucedió durante el terremoto de Limón, los sismos también pueden ser factores desencadenantes de la inestabilidad. La propensión a la inestabilidad de estos suelos puede explicarse si se considera el perfil típico de un suelo residual, en la cual se observa que existe una superficie preferencial de falla entre los horizontes de suelo residual y roca meteorizada. Su permeabilidad buena, por su alto contenido de arcilla, caolinítica. Son suelos difíciles de compactar, por su alta humedad natural y óptima. Se han encontrado casos en los que su consistencia es muy blanda, principalmente en zonas lluviosas.

Am¹: Son suelos del orden de los entisoles, tienen un proceso de formación similar al los suelos rojizos, sin embargo estos suelos pardo – amarillentos se caracterizan por estar permanentemente húmedos durante todo el año, lo cual les confiere el color pardo amarillento que los caracteriza, en vez del color rojizo de los suelos con ciclos de humedecimiento y secado bien definidos. Estos suelos tienen menos contenido de arcilla que los suelos lateríticos, y pueden ser pedregosos, sobre todo en zonas de relieve ondulado. Mineralógicamente presentan una predominancia de caolinita.

Son suelos residuales cuyas características mecánicas tienden a mejorar en profundidad. Su alto contenido de humedad durante todo el año los hace difíciles de compactar, tanto por su consistencia como por la dificultad debido al clima de

secarlos al aire para alcanzar la humedad optima. Son suelos en general blandos, aunque aptos para la cimentación de estructuras livianas. Estructuras pesadas probablemente requerirían de algún de algún mejoramiento o sustitución de las capas más superficiales del suelo. Son suelos con buena permeabilidad, mayor que la de los suelos rojizos.

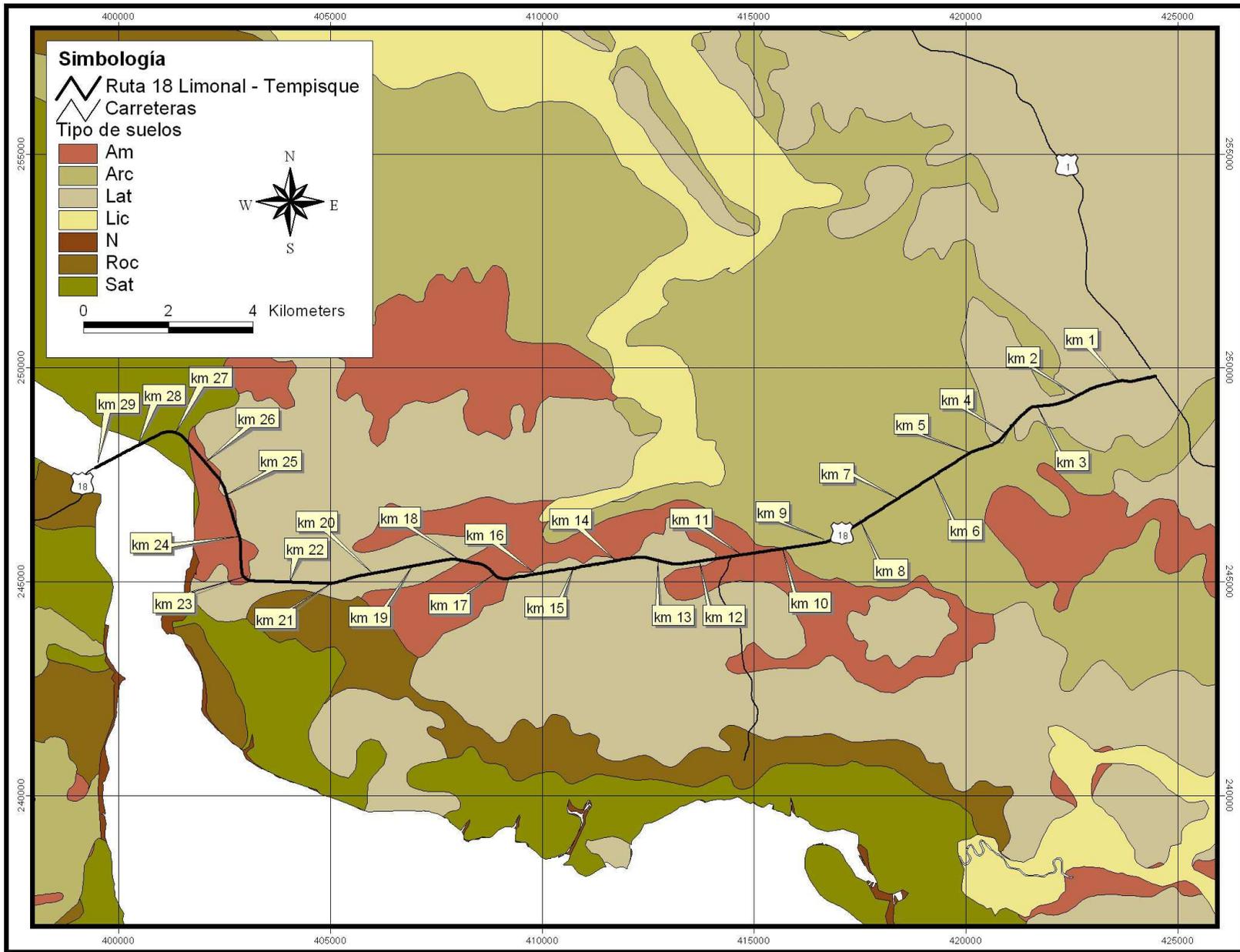


Figura Nº12: Tipos de suelo en ruta analizada

5 EFECTO POR FALTA DE SOPORTE DE LA BASE ESTABILIZADA

Como se demostró en capítulos anteriores, no se pudo comprobar si la base estabilizada presenta la resistencia adecuada en cada tramo, es más, debajo de los espaldones el material no se encuentra estabilizado.

En la Figura N°13 se muestra un modelo donde se presenta el efecto de esta pérdida o falta de resistencia en los bordes de la losa. En el modelo, la superficie de apoyo se representa mediante resortes con un valor de módulo elástico igual al módulo de reacción de la capa de apoyo de la losa. Igualmente, se aprecia la carga aplicada, que corresponde a camión tandem de 22 Ton.

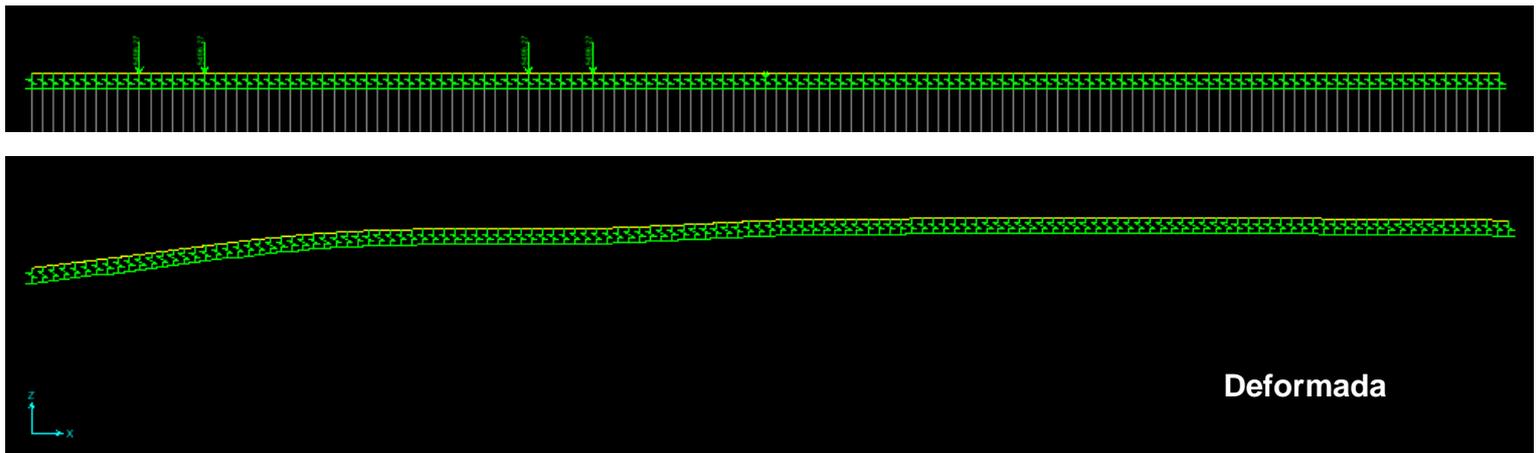


Figura N°13: Modelación de la losa

A continuación se presentan los valores de esfuerzo aplicado en la losa, como resultado de la modelación anterior.



Diagrama de momentos



Carga 22 Ton, 50 cm borde

$K_1=200$ pci $k_2=1250$ pci

Esfuerzo= 22.5 kg/cm²

Relación $\sigma_a / \sigma = 0.47$

Carga 22 Ton, 40 cm borde

$K_1=200$ pci $k_2=1250$ pci

Esfuerzo= 27.6 kg/cm²

Relación $\sigma_a / \sigma = 0.57$