EVALUATION ON DURABILITY OF INTERLOCKING BLOCK PAVEMENT UNDER REPEATED LOADING BY HEAVY VEHICLES [1] [2]

Hiroshi YAGINUMA
Director of Technical Affairs
INTERLOCKING BLOCK PAVEMENT ENGINEERING ASSOCIATION OF JAPAN - IBPEA
Tokyo, Japan
Takashi IIJIMA, Dr. Eng.
Technical Advisor
SEKISUI JUSHI CORPORATION
Tokyo, Japan
Takuya IKEDA
Head Pavement Division
PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE
Tsukuga, Ibaraki, Japan

SUMMARY

Interlocking block pavement has been designed by theoretical analysis or empirical methods. When it is designed in accordance with conventional design procedure, i.e. empirical methods, its structural index is needed. Through observation on serviceability of interlocking block pavements, it was concluded that structural index of interlocking block layers was almost equal to that of hot mixed asphalt.

When interlocking blocks are used for pavements under heavy load, structure and durability of base courses should be carefully examined. Test pavements with two types of base courses with high bearing capacity, namely asphalt stabilization and cement stabilization, were constructed at the Pavement Test Field in the Public Works Research Institute and received repeated loading of heavy vehicles. The interlocking block pavement with asphalt stabilized base performed better than that with cement stabilized base. Therefore, it is recommended that the base course of interlocking block pavements for heavy traffic roads should be stabilized with asphalt in order to prevent damages on interlocking blocks.

Damages on interlocking blocks and the layers under blocks were examined after repeated loading. When blocks were removed, it was found that the laying course deformed by repeated loading and joint sand disappeared. The deformation was caused by pulverization of sand into smaller particles. The change of particle size caused deformation of pavement surface and lead to fatal deterioration on each piece of blocks under wheel paths.

Another problem was hardening of bedding sand on both asphalt and cement stabilized bases, since hardened sand has no function as a laying course. It was anticipated that cement in the stabilized base affected the bedding sand, since hydration of cement continues in a long term. However, analysis on samples of hardened sand proved that the sand did not contain any ingredient of hydration. Therefore, change on particle size of bedding sand was also the cause of hardening. It was concluded through the study that quality of bedding sand and joint filling sand is crucial to maintain good surface condition.

1. INTRODUCTION

It was in 1970's that interlocking blocks (hereinafter referred as IL blocks) was introduced in Japan. When IL block pavement is designed, two approaches are known: theoretical methods and empirical methods. When a conventional method, i.e. an empirical method, is used for design, equivalent layer coefficient of IL blocks is needed[3]. In 1987, the Public Works Research Institute, the Ministry of Construction (hereinafter referred as PWRI) and Interlocking Block Pavement Engineering Association (hereinafter referred as IBPEA) constructed test pavements at the Pavement Test Field in PWRI in order to evaluate durability of IL block pavement under repeated load of large-sized vehicles and to establish a design method for IL block pavement for highways .

In 1992, a part of the result available by 1990 was presented at the 4th International Conference on Concrete Block Paving held in New Zealand [1]. The major outputs are:

1. Upper base courses with high bearing capacity such as asphalt or cement stabilization are required for heavy vehicle traffic.

1 The editors used the International System of Units (SI) in this book of Proceedings, and the comma ", " as the Decimal Marker. Each paper is presented first in English and then in Spanish, with the Tables and Figures, in both languages, placed in between.

2 This is the original version of this paper.

3 The coefficient is the same concept as the AASHTO Structural Index. However, the coefficient for hot mixed asphalt is not 0,44 but 1,0 in the Japanese design specification.

2. Spacer ribs work effectively to reduce chip-off.
3. Herringbone bond is suitable as the laying pattern for heavy traffic roads.

This paper reports on the results since 1991.

2. REPEATED LOADING TEST

The Pavement Test Field consists of a large loop a with a length of 870 m and a circular medium loop a with a length of 628 m as shown in Figure 1. The IL block test pavements were constructed in 50 m long on a part of the middle loop. Driverless radio-controlled vehicles with axle load of 98 kN or 137 kN ran repeatedly on the test pavements to examine performance of the IL block pavements. The number of both 98 kN and 137 kN axle load was automatically counted separately so that exact number of 98 kN (10 t) equivalent axle load (hereinafter referred as EAL) is obtained, which is essential to evaluate performance of test pavements. The lateral running position of the loading vehicles are automatically controlled so that their running position follows the normal distribution, within 250 mm right and left range to the center line .

3. TEST SECTIONS AND MEASUREMENTS

The loading test in 1987, which was conducted to the structure shown in Figure 2, concluded that upper base courses with high bearing capacity were required in order to prevent rutting on the pavement surface through deformation of the upper base course [1]. Loading tests after 1988 were conducted to study layer coefficient of IL blocks by adjusting the converted thickness (hereinafter referred as "T_A"[4]) of cement and asphalt stabilized base courses to the same thickness.

Table 1 shows structure and size of test pavements since 1988. Construction cost of the 400 mm base courses with asphalt stabilized base is higher than that with cement stabilized base by 27 %. During the loading test, rutting, deflection, breakage and movement of blocks were periodically measured and observed.

3.1 RUTTING

Rutting was measured by deformation recorded on the paper of a transverse profilometer. Measurement was carried out on the fixed lines of the test sections between marking points on both sides of the track. Number of measuring lines were three for section 307, and two for section 308 and 309. Rutting depth of the sections evaluated by the average of all obtained data on right and left wheel paths.

3.2 DEFLECTION BY FWD

Deflection was measured by Falling Weight Deflectometer. Deflections caused by a 49 kN (5 t) of dynamic load on the pavement surface were measured by seven deflectometers. The measurements were carried out three time on the same point. The first measurement was abandoned, since the values were not stable. The average of the second and third measurements were recorded as the deflection of the point. The measurements were conducted at 4 points for section 307 and 2 points for section 308 and 309. Finally the average of 2 or 4 points were used for the evaluation..

3.3 BREAKAGE OF IL BLOCKS

Breakage of the block was classified into three categories such as chip-off, light cracking in a block and serious cracking through the block. All IL blocks in the test sections was surveyed. The result was summarized as rate of broken blocks, i.e. number of broken blocks of each breakage category to total number of blocks on the test sections, expressed in %.

3.4 MOVEMENT OF IL BLOCKS

Movement of blocks were evaluated by the movement of the center of each blocks. Using the same marking points for rut depth, a string was extended between the points. The distance from the string to the center of the block was measured periodically. The movements were defined plus when the center is in vehicle running direction from the string and vice versa. For evaluation, the average of movement on each strings was used.

4. RESULT OF SURVEY

Measurements of the pavement surface condition and FWD deflection were carried out when number of loading reached a set amount. Table 2 shows surface condition and deflection. Number of loading reached 540 000 times for the section 307, and 380 000 times for the section 308 and 309. Number of 98 kN EAL was 801 976 for section 307, and 513 282 for section 308 and 309. The reason of the difference on EAL between test sections is that section 308 and 309 were reconstructed two times from sand cushion layers.

4.1 DURABILITY OF BASE COURSE MATERIALS

As shown in Table 2, the section 307 had less rutting and breakage of blocks than section 308 and 309. When regression analysis was carried out on the rate of block breakage, rutting, movement and deflection, rate of breakage and rutting showed good correlation. The result of analysis of variance also showed that two factors were highly significant as shown in Table 3.

Then analysis of performance was conducted. Maintenance Control Index (hereinafter referred as MCI) was developed to evaluate surface condition of asphalt and cement pavement. MCI formula is shown as formula (1).

4 TA is the value corresponding to the Structural Number of the AASHTO Design Manual. Each layer of pavement is converted to equivalent thickness of hot mixed asphalt so that total thickness should satisfy the required converted thickness given by traffic volume and CBR of subgrade.

$MCI_0 = 10 - (1{,}51 \times C^{0,3}) - (0{,}30 \times D^{0,7})$ (1)
Where:

C : racking Ration (%)
D : Rutting (mm)

Though C and D are terms for asphalt pavement usually, breakage rate of blocks was input to C in the analysis. The result is shown in Table 2. Figure 3 shows the relationship between cumulative 98 kN EAL and MCI_0. MCI_0 decreases as 98 kN EAL increases. The final value of MCI_0 was: 4,75 for section 307, 3,54 for section 308 and 4,10 for section 309. In addition to the performance analysis, survey on the surface of upper base courses was conducted, of which details are in numeral 5.3, and cracking on the surface of the cement stabilized base was found. Considering these results, asphalt stabilized upper base course is preferable for IL block pavement for heavy traffic roads.

4.2 EQUIVALENT LAYER COEFFICIENT OF IL BLOCKS

Following formulas is known based on nationwide survey.

$$MCI = 9 - \{65 \times (\log N - 5)^4 \times (2 - \log T_A)^8 \times (2 - \log CBR)^5\} \quad (2)$$

When $MCI = MCI_0$, the formula is rewritten as

$$T_A = 10^Z \quad (3)$$

$$Z = 2 - \left(\frac{(9 - MCI_0)}{65 \times (\log N - 5)^2 \times (2 - \log CBR)^2}\right)^{1/8} \quad (4)$$

Since the converted thickness of upper and lower base courses is known, the converted thickness of IL block layer is also calculated. The result is shown in Table 4. Average coefficient of three test sections is 0,89 and equivalent layer coefficient for section 307, where bearing capacity of upper base course made of asphalt stabilization is high, gives a value of 1,26. Considering these data, it was concluded that equivalent layer coefficient of IL blocks including laying course is almost equal to that of hot mixed asphalt, namely 1,0.

5. DAMAGES ON IL BLOCKS AND BASE COURSES AFTER LOADING TEST

The damages on IL blocks and base course layers were examined after the loading test. Block breakage, disappearance of joint sand and profile of cross sections of each pavement layers were examined for each test sections.

5.1 BREAKAGE OF THE BLOCKS

Breakage of the blocks was classified into 9 categories, as shown in Table 5, according to the damage level. The distribution of 9 types of breakage was closely examined on all test sections. More than 80 % of damages was slight, which needed no replacement of blocks and more than 70 % of damages were chip-off on some of the four corners of IL blocks.

Chip-off on the corners of IL blocks was intensively examined. The layout of IL blocks and running direction of the loading vehicles were classified into pattern 1 to pattern 3 as shown in Figure 4. Then location of IL blocks were classified into inner wheel path (hereinafter referred as IWP), outer wheel path (hereinafter referred as OWP) and between wheel paths (hereinafter referred as BWP), as shown on Figure 5. The summary is shown on Table 6.

At section 307, chip-off of pattern 2 occurred 2,5 times as much as pattern 1. Chip-off mainly occurred at corners marked No. 2 on IWP and OWP. At section 308, more chip-off occurred at corners marked No.2 for pattern 1 on OWP. At section 309, more chip-off was observed on OWP. However, the damage equally occurred at each corners.

The survey is summarized that, in the case of stretcher bond, chip-off evenly occurs at four corners of IL blocks and that, in the case of herringbone bond, chip-off concentrates at a specific corner. In order to reduce the damage of IL blocks, it is necessary not only to investigate the mechanism of chip-off but also to establish a specification of hardness of the block surface.

5.2 DISAPPEARANCE OF JOINT SAND

Disappearance of joint sand was identified using a scale specially made for the survey. If 20 mm or more joint sand disappeared from the surface of IL blocks, the joint was marked on survey sheets. The rate of disappearance was calculated by formula (5).

$$\text{Disappearance rate of joint sand (\%)} = \frac{\text{(Total length of joint without enough joint sand (m))}}{\text{(Total length of joints (m))}} \quad (5)$$

As a result shown on Table 7, the disappearance rate increased in the order of the section 307, 309 and 308 showing the same tendency as block breakage and rutting depths. Especially on the section 308, block breakage tends to concentrate at the place where joint sand disappeared.

Disappearance of joint sand causes not only a malfunction as a continuous layer consisting of small blocks interlocking together but negative effect laying course and base courses as more water permeates from the joint. Therefore, it is necessary to refill joints immediately when joint sand disappears. Furthermore, quality on joint sand should carefully examined in order to prevent the disappearance.

5.3 SURVEY ON CROSS SECTION OF EACH PAVEMENT LAYERS

In order to survey the deformation of layers, IL blocks were removed in 1 m width along 4 to 5 transverse lines in each test sections. A string was

extended and fixed along the trench to measure depth to each layers. Result of the survey is shown in Figure 6.

As the figures show, deformation on the IL block surface is corresponding to that of laying courses. The cause of deformation on the bedding sand was considered that sand for the layers broke into smaller particles. Another cause was hardening of the sand. The hardening, which was observed on all test sections, especially occurred along wheel paths and more hardening occurred on cement stabilized base, i.e. section 308 and 309. The hardened sand no longer functions as a laying course anymore.

Since hydration of cement stabilized base continues in a long term, cement in the stabilized base might affect the sand for the laying course. Samples of sand were taken from the location of wheel paths, where hardening was observed, and non wheel paths, where no hardening was observed. The sample have undergone compaction tests and X-ray analysis.

5.4 RESULT OF LABORATORY TESTS

The results of passage rate of sieves and washing test of bedding sand under the wheel path and the non wheel path are shown in Table 8. Amount of loss by washing test shows that sand under the wheel passes, of which rate of loss was 9,0 % in average, became finer than that under non wheel paths, of which rate of loss was 2,5 % in average. In X-ray analysis, as shown in the analysis charts of Figure 7, quarts, muscovite, magnetite, feldspar, amphibole and cristobalite were detected. However, no hydrates of cement was detected.

As a result of the analysis, it was concluded that the deformation and hardening of the bedding sand was caused by pulverization of sand. This pulverization caused deformation of the IL block surface and brought fatal damage to the IL blocks under wheel paths. It became clear that quality of bedding sand is quite important for keeping the pavement surface in good condition.

6. CONCLUSION

1. The equivalent layer coefficient of IL blocks is almost equal to that of hot mixed asphalt.
2. When repeated load is given to test sections, the test section with an asphalt stabilized base course performs better than that with a cement stabilized base course. Therefore, asphalt stabilized base is recommended for IL block pavement for heavy traffic roads.
3. The detailed survey on the damage level of IL blocks indicated that more than 80 % of the chip-off damage does not require any replacement and that 70 % of the damage occurred on corners of the IL blocks. When chip-off is concerned, it occurred evenly on each corner of IL blocks in case of stretcher bond type laying pattern. When IL blocks were laid in herring-bone bond pattern, however, chip-off tends to occur at a specific corner of blocks.
4. Loss of joint sand and deformation of laying course cause fatal damage on the IL blocks. Hardening of sand was also observed. Since no hydrates was found by X-ray analysis, the hardening was also caused by pulverization of sand.
5. In order to maintain good surface condition of IL block pavement, quality of sand should be carefully examined before construction.

7. CURRENT ISSUES ON IL BLOCKS

The repeated loading test in PWRI provided various data, which had not been available by test paving on actual highways. In order to establish a design specifications of IL block pavement for heavy traffic roads, following issues should be clarified:

1. Cause of chip-off on IL blocks.
2. Specification of hardness of IL block surface.
3. Performance evaluation formulas for IL block pavement.
4. Specification of quality of bedding sand and joint sand.

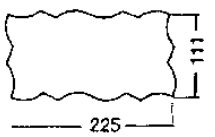
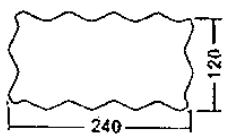
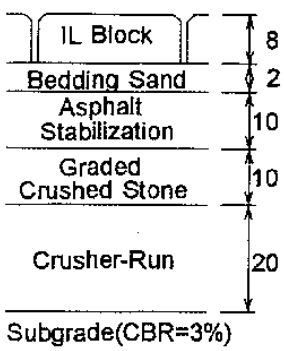
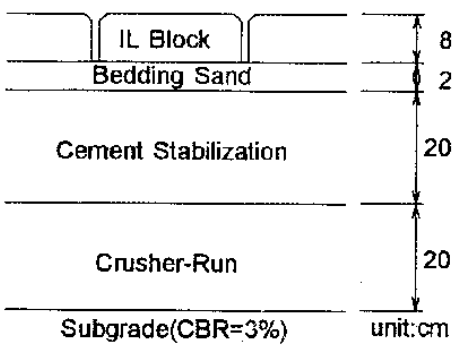
The last issue, specification of bedding sand and joint sand, is recognized most important. PWRI and ILBEA collaboratively started repeated loading test on test sections using four types of materials for laying course from 1997.

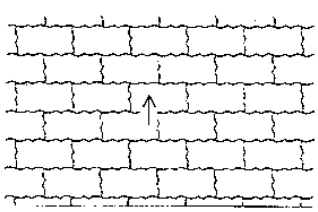
8. ACKNOWLEDGMENT

This study was completed collaboratively between PWRI and member companies of ILBEA. The authors deeply acknowledge devotion of the technical committee of ILBEA which consists of central and local government authorities, road contractors and technical staff of member companies.

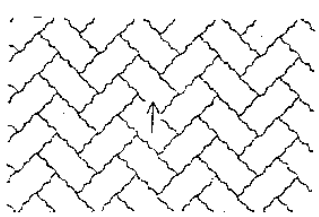
9. REFERENCES

1. UCHIDA, Kitaro, OHMORI, Hiroshi and NISHI, Junji. Structural Design of Interlocking Block Pavement in Japan. -- P.71-78. // In : CONCRETE BLOCK PAVING : PAVE NEW ZEALAND'92 : INTERNATIONAL CONFERENCE (4 : 1992 : Auckland). Proceedings. -- Porirua : C&CA of NZ, 1992. -- 3 Vol.
2. INTERLOCKING BLOCK PAVEMENT ENGINEERING ASSOCIATION. Technical Guide for Design and Construction of Interlocking Block Pavement for Highways. -- Tokyo : IBPEA, 1994. -- P.v. -- (Written in Japanese).

Test section / *Tramo de ensayo*	**307**	**308**	**309**
Year of construction *Año de construcción*	1988	1991	1991
Width (m) / *Ancho (m)*	7,0	7,0	7,0
Length (m) / *Longitud (m)*	24,5	12,25	12,25
Shape of IL block *Forma de los adoquines*			
Laying pattern *Patrón de colocación*	Herringbone bond *Espina de pescado*	Herringbone bond *Espina de pescado*	Stretcher bond *Hileras*
Pavement structure (mm) *Estructura del pavimento (mm)*			
T_A of base courses (mm) *T_A de las bases (mm)*	16,5	16,0	



Herringbone Bond Pattern
Patrón de espina de pescdao



Stretcher Bond Pattern
Patrón en hileras

← = Direction of Vehicle Running / *Direccióión de despalzamiento del vehículo*

Table 1. Outline of test pavements.
Tabla 1. *Esquema de los pavimentos.*

SECTION *SECCIÓN*	YEAR *AÑO*	98 kN EAL *EJES EQUI-VALENTES DE 98 kN*	RUTTING (mm) *AHUELLA-MIENTO*	DEFLECTION (mm) *DEFLECCIÓN*	BREAKAGE (%) *ROTURA*	MOVEMENT (mm) *DESPLAZA-MIENTO*	MCI_0 ICM_0
307	1988	0	3,3	0,90	0	0	9,31
	1988	125 191	10,4	0,98	0,6	1,90	7,16
	1989	288 694	9,1	0,89	1,8	- 0,70	6,79
	1990	478 641	7,7	0,84	4,0	0	6,46
	1991	552 136	8,7	1,11	5,3	0,30	6,15
	1992	635 416	10,0	0,89	7,7	- 4,53	5,71
	1994	718 696	11,1	1,02	8,6	- 0,37	5,50
	1995	801 976	14,5	0,89	13,6	- 1,53	4,75
308	1990	0	1,3	--	0	4,0	10,00
	1990	189 947	0,5	1,24	1,8	6,5	8,01
	1991	263 442	4,8	1,42	5,4	- 1,0	6,60
	1992	346 722	7,7	1,18	11,9	4,6	5,57
	1994	430 002	15,5	1,41	14,8	- 1,6	4,57
	1995	513 282	19,7	1,18	26,6	0,1	3,54
309	1990	0	2,5	--	0	3,0	9,43
	1990	189 947	4,8	1,07	1,4	8,0	7,43
	1991	263 442	5,9	1,26	3,9	0,5	6,69
	1992	346 722	6,9	1,05	7,0	9,8	6,13
	1994	430 002	11,5	1,06	10,6	1,6	5,28
	1995	513 282	18,8	1,04	17,5	1,1	4,10

Table 2. Pavement surface condition of test sections.
Tabla 2. *Condición de la superficie del pavimento de los tramos de ensayo.*

FACTOR / *FACTOR*	DEVIATION SUM OF SQUARES *DESVIACIÓN DE LA SUMA DE CUADRADOS*	FREENESS *LIBERTAD*	UNVIASSED VARIANCE *VARIANZA LA DE IRREGULARIDAD*	VARIANCE RATE *RATA DE LA VARIANZA*	VERIFICA-TION *VERIFICA-CIÓN*
Regression *Regresión*	796,98	31	796,98	53,34	**
Residual / *Residual*	448,21	1	14,94		
Total / Total	1 245,19	32			

** Significant with 1% point = 7,56 / *Significancia para el 1 %*
5% point = 4,17 / *Significancia para el 5 %*

Table 3. Analysis of variance.
Tabla 3. *Análisis de la varianza.*

SECTION / *SECCIÓN*	307	308	309	AVERAGE / *PROMEDIO*
Equivalent Layer Coefficient *Coeficiente de capa equivalente*	1,26	0,68	0,74	0,89

Table 4. Equivalent layer coefficient of IL blocks.
Tabla 4. *Coeficiente de capa equivalente para los adoquines.*

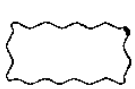
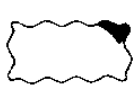
CLASSIFICATION *CLASIFICACIÓN*	SITUATION *LOCALIZACIÓN*	LEVEL *NIVEL*	307	308	309
A-1		Chip-off (light and no need for replacement) *Desbordamiento (poco y no se necesita reemplazarlo)*	358	277 (83,2)	235 (91,1)
A-2		Chip-off (heavy and need to be replaced) *Desbordamiento (abundante y se debe reemplazar)*	47	43 (12,9)	4 (1,6)

Table 5. Classification of damage.
Tabla 5. *Clasificación del daño.*

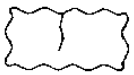
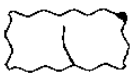
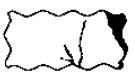
CLASSIFICATION *CLASIFICACIÓN*	SITUATION *LOCALIZACIÓN*	LEVEL *NIVEL*	307	308	309
B-1		Cracking (light) *Fisuración (poca)*	1	3 (0,9)	9 (3,4)
B-2		Cracking (heavy) *Fisuración (abundante)*	1	4 (1,2)	3 (1,2)
C-1		Chip-off and Cracking Complex (light) *Desbordamiento y fisuración combinadas (poca)*		2 (0,6)	
C-2		Chip-off and Cracking Complex (heavy) *Desbordamiento y fisuración combinadas (abundante)*		3 (0,9)	1 (0,4)
D-1		Compressive Failure (light) *Falla a la compresión (poca)*	1		
D-2		Compressive Failure (heavy) *Falla a la compresión (abundante)*	1		
E		Others (stripping, etc.) Otras (marcas, etc.)		1 (0,3)	6 (2,3)
TOTAL			407 (100)	333 (100)	258 (100)

Table 5. Classification of damage. (Cont.)
Tabla 5. *Clasificación del daño. (Cont.)*

	PATTERN *PATRÓN*	NUMBER OF BLOCKS WITH CHIP-OFF *AADOQUINES CON DESBORDAMIENTOS*	CHIP-OFF POSITION *LOCALIZACIÓN DEL DESBORDAMIENTO*											
			I W P				B W P				O W P			
			①	②	③	④	①	②	③	④	①	②	③	④
1		82	4	3	21	7	2	4	7	9	2	7	11	5
			35 (42,7)				22 (26,8)				25 (30,5)			
2		219	0	73	16	8	2	15	14	3	2	59	12	15
			97 (44,3)				34 (15,5)				88 (40,2)			
1		125	1	15	5	6	5	16	5	16	6	41	4	5
			27 (21,6)				42 (33,6)				56 (44,8)			
2		88	6	12	12	6	1	2	6	14	4	5	13	7
			36 (40,9)				23 (26,1)				29 (33,0)			
3		210	17	13	16	10	14	16	17	15	27	15	21	29
			56 (26,7)				62 (29,5)				92 (43,8)			

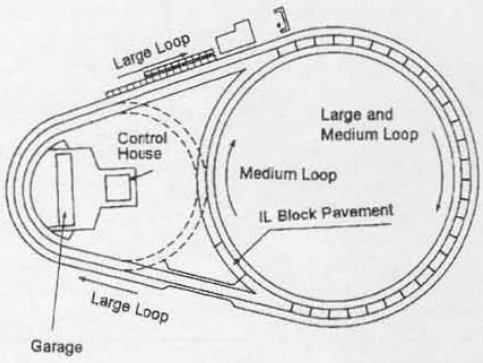
Table 6. Result of chip-off re-analysis.
Tabla 6. *Resutado del reanálisis de debordamiento.*

SECTION / *SECCIÓN*	307	308	309
Disapperance Rate (%) / *Rata de desaparición*	10,5	25,6	21,2

Table 7. Disapperance rate of joint sand.
Tabla 7. *Rata de desaparición de la arena de junta.*

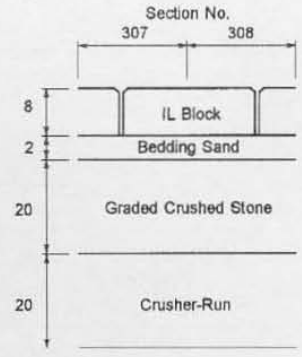
POSITION *POSICIÓN*	SECTION *SECCIÓN*	PASSING (%) *CANTIDAD QUE PASA*						WASHING TEST (%) *ENSAYO DE LAVADO*
		5,0	2,5	1,2	0,6	0,3	0,15	
Wheel path *Huella de la llanta*	307	97	88	80	60	24	5	7,2
	308	97	91	84	66	24	5	10,2
	309	97	91	82	64	24	5	9,8
	Average *Promedio*	97	90	82	63	24	5	9,0
Non Wheel path *Fuera de la huella de la llanta*	307	98	89	80	63	27	5	2,1
	308	98	93	85	68	28	6	2,5
	309	94	88	80	65	27	6	2,9
	Average *Promedio*	97	90	82	65	27	6	2,5

Table 8. Results of sieve analysis and washing test.
Tabla 8. *Resultado del tamizado y del ensayo de lavado.*



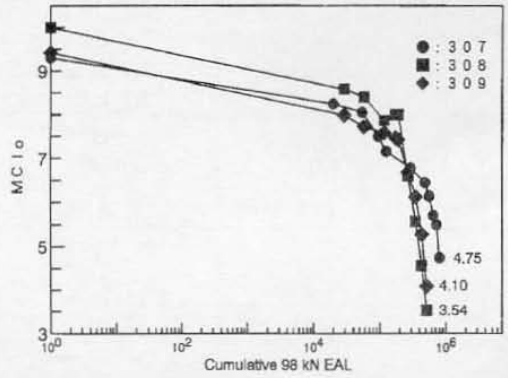
Large Loop / *Vuelta larga* - Large and Medium Loop / *Vuelta larga y mediana* - Medium loop / *Vuelta mediana* - IL Block Pavement / *Pavimento de adoquines* - Control House / *Edificio de control* - Garage / *Garaje.*

Figure 1. Plane view of pavement test field.
Figura 1. *Planta del la pistas de ensayo de pavimentos.*



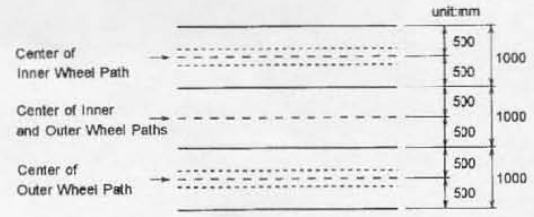
Section / Sección - IL Block / *Adoquín* - Bedding Sand / *Capa de arena* - Graded Crushed Stone / *Piedra triturada clasificada* - Crusher-Run / *Capa de triturado.*

Figure 2. Cross section of IL block test pavement in 1987.
Figura 2. *Sección del pavimento ensayado en 1987.*



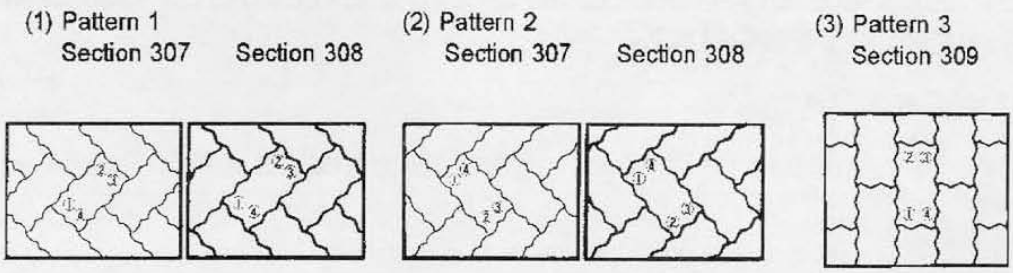
MCI_0 vs EJES ACUMULADOS DE 8,2 t

Figure 3. Relación entre 98 kN EAL and MCI_0
Figura 3. *Relacióne entre ejes equivalentes de 98 kN y MCI_0.*



Center of Inner Wheel Path / *Centro de la huella de la llanta interior* - Center of Inner and Outer Wheel Path / *Centro de la huella de las llantas interior y exterior* - Center of Outer Wheel Path / *Centro de la huella de la llanta exterior.*

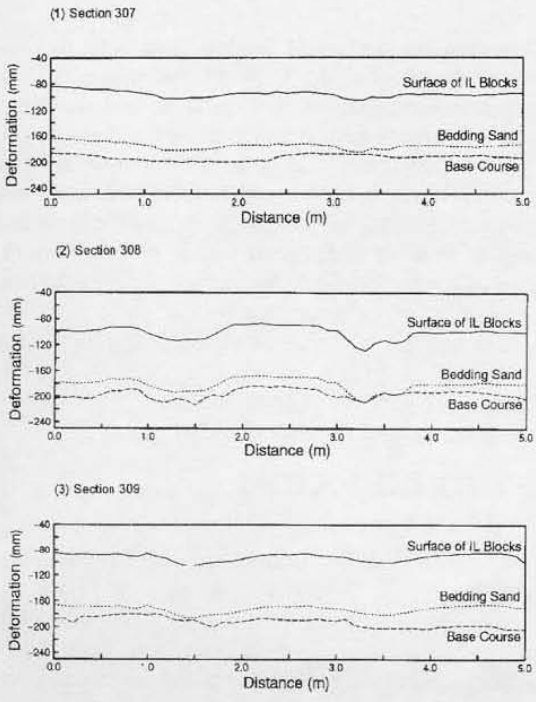
Figure 5. Classification of breakage surface.
Figura 5. *Clasificación del área de rotura.*



Pattern / *Patrón* - Section / *Sección.*

Figure 4. Laying patterns of IL blocks

Figura 4. *Patrones de colocación de los adoquines.*

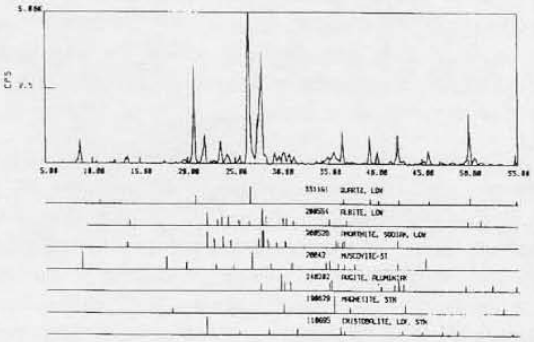


Surface of IL Blocks / *Superficie de los adoquines* - Bedding Sand / *Capa de arena* - Base Course / *Capa de base* - Section / *Sección.*

DEFORMACIÓN (mm) vs DISTANCIA (m)

Figure 6. Profile of cross sections.

Figura 6. *Perfiles de las secciones transversales.*



Section / Sección - *Wheel Path* / Huella de la llanta - Non Wheel Path / *Fuera de la huella de la llanta.*

Figure 7. Results of X-Ray analysis pattern.

Figura 7. *Resultados del patrón de análisis con Rayos X.*

EVALUACIÓN EN LA DURABILIDAD DE LOS PAVIMENTOS DE ADOQUINES DE CONCRETO BAJO REPETICIONES DE CARGAS DE VEHÍCULOS PESADOS [5] [6]

Hiroshi YAGINUMA
Director de Asuntos Técnicos
ASOCIACIÓN DE INGENIERÍA DE PAVIMENTOS DE ADOQUINES DEL JAPÓN - IBPEA
Tokio, Japón
Takashi IIJIMA,
Dr. Ing., Asesor Técnico
SEKISUI JUSHI CORPORATION
Tokio, Japón
Takuya IKEDA
Director de la División de Pavimentos
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN EN OBRAS PÚBLICAS - PWRI
Tsukuga, Ibaraki, Japón

RESUMEN

Los pavimentos de adoquines han sido diseñados por análisis teóricos o por métodos empíricos. Cuando es diseñado de acuerdo con procedimientos convencionales de diseño, por ejemplo métodos empíricos, se necesita conocer su índice estructural. A través de la observación de pavimentos en servicio se concluyó que el índice estructural de las capas de adoquines de concreto eran casi iguales a las de asfalto mezclado en caliente.

Cuando los pavimentos de adoquines de concreto se usan para cargas pesadas, se debería examinar cuidadosamente la estructura y la durabilidad de la capa de base. Se construyeron, para su evaluación, en el Instituto de Investigación en Obras Públicas, dos pavimentos con bases de alta capacidad de soporte, a saber estabilizada con asfalto y estabilizada con cemento, y recibieron repetidas pasadas de vehículos pesados. El pavimento de adoquines con base estabilizada con asfalto funcionó mejor que el que de la base estabilizada con cemento. Por eso, esto se recomienda que la base de pavimentos de adoquines de concreto para vías de tráfico pesado sea estabilizada con asfalto, con el fin de prevenir daños en los adoquines.

Se examinaron los daños en los adoquines de concreto y en las capas de base después de la repetición de cargas. Cuando los adoquines se removieron se encontró que la capa de arena se había deformado por las cargas repetidas y que la arena de las juntas había desaparecido. La deformación fue causada por degradación de la arena en partículas más pequeñas. El cambio del tamaño de las partículas causó la deformación de la superficie del pavimento y llevo a deterioros fatales en cada parte del pavimento de adoquines bajo la huella de las llantas.

Otro problema fue que la capa de arena se fue endureciendo con ambos tipos de base, puesto que arena endurecida no tiene ninguna función como capa de asiento para los adoquines. Se esperaba que la base estabilizada con cemento afectara la capa de arena, dada la continua hidratación del cemento por largo tiempo. Sin embargo, los análisis de ensayos de la arena endurecida dieron que la arena no contenía ningún producto de hidratación. Por lo tanto, el cambio en el tamaño de las partículas de la capa de arena fue la causa de su endurecimiento. Se concluyo a través del estudio que y de del llenado de las juntas con arena es crucial para mantener en buenas condiciones la superficie.

1. INTRODUCCIÓN

En 1970 el pavimento de adoquines de concreto fue introducido en Japón. Cuando se diseñan pavimentos de adoquines de concreto se conocen, para esto, dos aproximaciones: los métodos teóricos y los métodos empíricos. Cuando un método convencional, por ejemplo, un método empírico, es usado para diseñar pavimento de adoquines, se necesita conocer el coeficiente de capa equivalente para la de adoquines de concreto[7]. En 1987, El Instituto de Investigación en Obras Públicas – PWRI, del Ministerio de Construcción y la Asociación de Ingeniería de Pavimentos de Adoquines del Japón – IBPEA

5 Los editores utilizaron el Sistema Internacional de Unidades (SI) en estas Memorias, y la coma "," como Puntuación Decimal. Cada ponencia se presenta primero en Inglés y luego en Español, con las Tablas y Figuras, en ambos idiomas, colocadas en medio de ellas. La Bibliografía se incluye sólo en la versión original de cada ponencia.

6 Esta es una traducción de la ponencia original escrita en Inglés, realizada por Esperanza Tardáguila y Germán G. Madrid, no sometida a la aprobación del autor.

7 Este coeficiente tiene el mismo sentido que el Índice Estructural de la AASHTO. Sin embargo, el coeficiente para concreto asfáltico mezclado en caliente no se da como 0,44 sino como 1,0 en la especificación de diseño japonesa.

construyeron pavimentos de ensayo en la pista de ensayo del PWRI con el fin de evaluar la durabilidad los pavimentos de adoquines de concreto bajo repetición de cargas de vehículos pesados y establecer un método de diseño para pavimentos de adoquines de concreto para carreteras.

En 1992, una parte de los resultados evaluados hasta 1990 fue presentado en la Cuarta Conferencia Internacional de Pavimentación con Adoquines de Concreto celebrada en Nueva Zelanda [1]. De esto los mayores resultados fueron:

1. Para tráficos altos se requiere una capa superior de base con alta capacidad de carga, tal como estabilización con asfalto o con cemento, cuando se tiene tráfico de vehículos pesados.
2. Los separadores son efectivos para reducir el desbordamiento de los adoquines.
3. La espina de pescado es adecuada como patrón de colocación para vías de tráfico pesado.

Este documento informa de los resultados obtenidos desde 1991.

2. ENSAYO DE REPETICIÓN DE CARGAS

La pista de ensayo de pavimentos es un óvalo con una longitud de 870 m y tiene un círculo interno mediano de 628 m de longitud como se muestra en la Figura 1. El tramo de ensayo de pavimento de adoquines fue construido en 50 m de longitud del círculo interno mediano. Se usaron vehículos sin conductor, controlados por radio, con ejes de carga ente 98 kN y 137 kN, pasando sobre dicho tramo de ensayo para examinar el funcionamiento de los pavimentos de adoquines. El número de tanto los ejes de 98 kN como los de 137 kN se contabilizaron separadamente y de manera automática, de modo que se pudiera calcular el número exacto de ejes equivalentes de 98 kN (10 t), denominados EAL, lo cual es esencial para evaluar el funcionamiento de los pavimentos ensayados. La posición de la trayectoria de la circulación de los vehículos se controló automáticamente con el fin de que se ajustara a una distribución normal dentro de una franja de 250 mm a lado y lado del eje.

3. TRAMOS DE ENSAYO Y MEDICIONES

El ensayo de carga en 1987, que se hizo para la estructura mostrada en la Figura 2, concluyó que se requería la parte superior de la capa de base con alta capacidad de soporte de carga, con el fin de prevenir ahuellamiento en la superficie del pavimento por deformación de la superficie de la capa de base [1]. Los ensayos de carga posteriores a 1988 estaban dirigidos a estudiar el coeficiente de capa para adoquines, ajustando el espesor convertido (de aquí en adelante denominado como "T_A"[8]) de las capas de la base estabilizada con cemento o asfalto para el mismo espesor.

Tabla 1 muestra la estructura y tamaño de los ensayos de pavimentos desde 1988. El costo de construcción de 400 mm de capa de base estabilizada con asfalto es un 27 % más alto que si fuera estabilizada con cemento. Durante el ensayo de carga, el ahuellamiento, la deflexión, la rotura y el desplazamiento de los adoquines fueron periódicamente medido y observados.

3.1 AHUELLAMIENTO

El ahuellamiento fue medido por la deformación registrada por un perfilómetro transversal. Las mediciones fueron llevadas a cabo en líneas fijas de los tramos de ensayo, entre los puntos marcados a ambas lados de la vía. El número de líneas medidas fueron tres para la sección 307, y dos para las secciones 308 y 309. La profundidad de ahuellamiento de las secciones evaluadas fue el promedio de todos los datos obtenidos en las huellas de la llanta izquierda y la derecha.

3.2 MEDICIÓN DE LA DEFLEXIÓN POR MEDIO DE UN DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO

La deflexión fue medida por medio de un deflectómetro de impacto – FWD. Las deflexiones causadas por una carga dinámica de 49 kN (5 t) en la superficie del pavimento fueron medidas por siete deflectómetros. Las medidas fueron llevadas a cabo tres veces en el mismo punto. La primera medición fue desechada, puesto que los valores no eran estables. El promedio de la segunda y tercera medición fue registrada como la deflexión del punto. Las mediciones fueron llevadas a cabo en 4 puntos de la sección 307 y 2 puntos de las secciones 308 y 309. Finalmente el promedio de 2 o 4 puntos fue usado para la evaluación.

3.3 ROTURA DE ADOQUINES

La rotura de los adoquines fue clasificada en tres categorías: Desbordamiento, pocas fisuras en el adoquín y serias fisuras a través del adoquín. Se examinaron todos los adoquines en el tramo de ensayo. El resultado fue resumido como la rata de adoquines rotos, por ejemplo, número de adoquines rotos de cada categoría para un número total de adoquines en el tramo de prueba, expresado en %.

3.4 DESPLAZAMIENTO DE LOS ADOQUINES

El desplazamiento de los adoquines fue evaluado como el desplazamiento del centro de cada adoquín. Usando los mismos puntos marcados para la profundidad de ahuellamiento, se extendió una

8 T_A es el valor que corresponde al Número Estructural del Manual de Diseño de la AASHTO. Cada capa del pavimento se convierte a un espesor equivalente de concreto asfáltico mezclado en caliente, de manera que el espesor total debe satisfacer el espesor total convertido dado en función del volumen del tráfico y del CBR de la subrasante.

cuerda dichos predefinidos. La distancia de la cuerda al centro del adoquín fue medida periódicamente. El movimiento fue definido como positivo cuando el desplazamiento se daba en la dirección de circulación del vehiculo, alejándose de la cuerda, y viceversa. Para la evaluación, se usó el promedio de desplazamiento obtenido de cada cuerda.

4. RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN

Las mediciones de la condición de la superficie del pavimento y la deflexión mediante el FDW fueron llevadas acabo cuando el número de cargas llegaba a una cantidad predeterminada. La Tabla 2 muestra la condición de la superficie y la deflexión. El número de repeticiones de carga alcanzo 540 000 veces para la sección 307, y 380 000 veces para la secciones 308 y 309. El número de EAL de 98 kN fue de 801 976 para la sección 307, y 513 282 para las secciones 308 y 309. La razón de la diferencia en EALs entre los tramos de ensayo es que aquellos de sección 308 y 309 fueron reconstruidos dos veces a partir de la capa de arena triturada.

4.1 DURABILIDAD DE LOS MATERIALES DE LA CAPA DE BASE

Como muestra en la Tabla 2, la sección 307 tuvo menos ahuellamiento y rotura de adoquines que las secciones 308 y 309. Cuando el análisis de regresión fue llevado a cabo en para la rata de rotura de adoquines, el ahuellamiento, el desplazamiento y la deflexión, la rata de rotura y el ahuellamiento muestra una buena correlación. El resultado del análisis de la varianza también muestra que los dos factores fueron altamente significativos como lo muestra la Tabla 3.

Entonces se relizó el análisis del comportamiento. El Indice de Control de Mantenimiento - MCI fue desarrollado para evaluar la condición superficial de pavimentos de asfalto y concreto. La formula de MCI está definida en la Formula (1).

$$MCI_0 = 10 - (1{,}51 \times C^{0,3}) - (0{,}30 \times D^{0,7}) \quad (1)$$

Donde:
C = Rata de fisuración, %.
D = Ahuellamiento, mm.

Aunque C y D son términos para pavimentos de asfalto usualmente, la rata de rotura de adoquines se tomo como C en el análisis. El resultado se muestra en la Tabla 2. La Figure 3 mostró la relación entre EALs de 98 kN acumulados y el MCI_0. MCI_0 disminuyo a medida que el número de EALs de 98 kN aumentaba. El valor final de MCI_0 fue: 4,75 para la sección 307, 3,54 para la sección 308 y 4,10 para la sección 309. Además del análisis de comportamiento, se inspeccionó la superficie superior de la capa de base, cuyos detalles se presentan en el numeral 5.3, encontrando fisuración de la superficie de la base estabilizada con cemento. Considerando estos resultados, la capa de base superior estabilizada con asfalto es preferible para pavimentos de adoquines para vías de tráfico pesado.

4.2 COEFICIENTE DE CAPA EQUIVALENTE PARA LOS ADOQUINES DE CONCRETO

Las siguientes fórmulas están basadas en una investigación a nivel nacional.

$$MCI = 9 - \{65 \times (\log N - 5)^4 \times (2 - \log T_A)^8 \times (2 - \log CBR)^5\} \quad (2)$$

Cuando $MCI = MCI_0$, la formula es reescrita como

$$T_A = 10^Z \quad (3)$$

$$Z = 2 - \left(\frac{(9 - MCI_0)}{65 \times (\log N - 5)^2 \times (2 - \log CBR)^2}\right)^{1/8} \quad (4)$$

Dado que el espesor convertido de las capas de base superior e inferior es conocido, se calcula el espesor convertido de la capa de adoquines. El resultado se muestra en la Tabla 4. El coeficiente promedio de tres tramos de ensayo es 0,89 y el coeficiente de capa equivalente para la sección 307, donde la capacidad de carga de la capa superior de la base estabilizada con asfalto es alta, es de 1,26. Considerando este dato, Se concluyó que el coeficiente equivalente de capa para la capa de adoquines incluyendo la capa de arena es casi igual al de la mezcla de asfalto en caliente, es decir, 1,0.

5. DAÑOS EN LOS ADOQUINES Y LAS CAPAS DE BASE DESPUÉS DEL ENSAYO DE CARGA

Los daños en los adoquines y en la capa de base colocada fueron examinados después del ensayo de carga. La rotura de los adoquines, la desaparición de la junta de arena y el contorno de la sección transversal de cada capa del pavimento fueron examinados para cada tramo de ensayo.

5.1 ROTURA DE LOS ADOQUINES

La rotura de los adoquines fue clasificada en 9 categorías, como se muestra en la Tabla 5, de acuerdo al nivel de daños. La distribución de los 9 tipos de rotura fue cuidadosamente examinada en todos los tramos de ensayo. Más del 80 % de los daños fueron leves, en los cuales no necesitaron reemplazar los adoquines y más del 70 % de los daños fueron desbordamientos en alguna de las cuatro esquinas de los adoquines.

El desbordamiento en las esquinas de los adoquines fue intensamente examinado. La Figura 4 se muestra la clasificación del patrón de colocación de los adoquines y de la dirección de circulación de los vehículos cargados, como patrones 1 al 3. Entonces la localización de los adoquines fue clasificada como huella de llanta interior (IWP), huella de la llanta exterior (OWP) y entre la huella de las llantas (BWP), como se muestra en la Figura 5. El resumen es mostrado en la Tabla 6.

En la sección 307, el desbordamiento en el patrón 2

ocurrió 2,5 veces más que en el patrón 1. El desbordamiento ocurrió principalmente en las esquinas marcadas como No. 2 en la IWP y la OWP. En la sección 308, ocurrió más desbordamiento en la esquina marcada como No.2 para el patrón 1 en la OWP. En la sección 309, se observó más desbordamiento en la OWP. Sin embargo, el daño ocurrió igualmente en cada una de las esquinas.

El estudio es resumido así: en el caso del patrón de espina de pescado, el desbordamiento ocurrió igualmente en las cuatro esquinas de los adoquines, y mientras que en el patrón en hiladas, el desbordamiento se concentro en una esquina especifica. Con el fin de reducir los daños de los adoquines, no solo es necesario investigar el mecanismo de desbordamiento sino establecer una especificación para la dureza de la superficie del adoquín de concreto.

5.2 DESAPARICIÓN DE LA JUNTA DE ARENA

Desaparición de la junta de arena fue identificada usando una regla especialmente hecha para el estudio. Si 20 mm o más de la junta de arena había desaparecido de la capa de adoquines, la junta se marcó sobre las hojas de inspección. La rata de desaparición fue calculada según la Formula (5).

Rata de desaparición de la junta de arena (%) = (Longitud total de la junta sin suficiente sello de arena (m) / Longitud total de la junta (m). (5)

Según el resultado mostrado en la Tabla 7, la rata de desaparición aumentó en orden para las secciones 307, 309 y 308 mostrando la misma tendencia a la rotura del adoquín y profundidades de ahuellamiento. Especialmente en la sección 308, la rotura de adoquines tiende a concentrarse en el lugar donde la junta de arena desapareció.

La desaparición de la junta de arena causó no solo mal funcionamiento como una capa continua consistente en adoquines pequeños trabados entre ellos, sino un efecto negativo en la capa de arena y en las de base, pues penetraba más agua en la junta. Por esto, es necesario llenar las juntas inmediatamente cuando la arena de la junta desaparece. Además; la calidad en la arena de la junta debería ser cuidadosamente examinada con el fin de prevenir su desaparición.

5.3 ESTUDIO EN LAS SECCIONES TRANSVERSALES DE CADA CAPA DE PAVIMENTO

Con el fin de analizar la deformación de las capas, se removieron franjas transversales de 1 m de ancho en 4 o 5 posiciones para cada tramo de ensayo. Se colocó una cuerda a lo largo de cada franja con el fin de poder medir la profundidad de la deformación de cada una de las capas. El resultado del estudio es mostrado en la Figura 6.

Como muestran las Figuras, la deformación en la superficie de los adoquines es igual a la de la capa de arena, siendo su causa el deterioro de la arena al degradarse en partículas más pequeñas. Otra causa fue el endurecimiento de la arena. El endurecimiento, el cual fue observado en todas los tramos de ensayo, ocurrió especialmente a lo largo de la huella de la llanta y ocurrió en mayor magnitud sobre las bases estabilizadas con cemento como en las secciones 308 y 309. La arena endurecida no operaba ya como una capa para asiento de los adoquines.

Como la hidratación de la base estabilizada con cemento continua por largo tiempo, la estabilización con cemento podría afectar la capa de arena colocada. Muestras de arena fueron tomadas del sitio de la huella de la llanta, donde el endurecimiento fue observado y fuera de la huella de la llanta donde no se observo endurecimiento. A la muestra se le hicieron ensayos de compactación y análisis de rayos X.

5.4 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Los resultados de la granulometría y lavado para la capa de arena debajo de la huella de la llanta y fuera de la huella de la llanta se muestran en la Tabla 8. La pérdida en el ensayo de lavado muestra que la arena debajo de la huella de las llantas, cuya pérdida fue del 9,0 % en promedio, llegó a ser más fina que la de fuera de la huella de las llantas, cuya pérdida fue del 2,5 % en promedio. En el análisis de rayos X, como muestra en las gráficas del análisis de la Figura 7, se destacaron el cuarzo, la moscovita, la magnetita, el feldespato, la anfibolita y la cristobalita, pero no fueron detectados hidratos de cemento.

Como resultado del análisis, se concluyo que la deformación y el endurecimiento de la capa de arena fueron causados por la degradación de la arena. Esta degradación causó deformación de la superficie de los adoquines y llevó a daños fatales de los adoquines en la huella de la llanta. Quedó claro que la calidad de la capa de arena es muy importante para mantener la superficie del pavimento en buenas condiciones.

6. CONCLUSIÓN

1. El coeficiente de capa equivalente es casi igual al del asfalto mezclado en caliente.
2. Cuando se aplican repeticiones de carga a un tramos de prueba, el tramo de prueba con capa de base estabilizada con asfalto se comporta mejor que una capa de base estabilizada con cemento. Por lo tanto, la base estabilizada con asfalto es recomendada para pavimentos de adoquines para vías de trafico pesado.
3. El estudio detallado para el nivel de daño de adoquines indico que más del 80 % de daños de desbordamiento no requiere de ningún tipo de reemplazo de las unidades y que el 70% de daños ocurren en las esquinas de los adoquines. Cuando el desbordamiento es preocupante, esto ocurrió igualmente en cada esquina de

los adoquines en caso del patrón de colocación de espina de pescado. Al hablar de desbordamientos, éstos ocurrieron por igual en cada esquino de los adoquines cuando fueron colocados con el patrón de hiladas. Pero cuando se colocaron en patrón de espina de pescado, el desbordamiento tendió a ocurrir en una esquina especifica del adoquín.

4. La pérdida de la arena de la junta y la deformación de la capa de arena causan daños fatales a los adoquines. También se observó el endurecimiento de la arena. Puesto que no se observaron hidratos por medio del análisis con rayos X, el endurecimiento también fue causado pro la degradación de la arena.
5. Con el fin de mantener en buenas condiciones la superficie del pavimento de adoquines, la calidad de la arena debería ser cuidadosamente examinada antes de la construcción.

7. TEMAS ACTUALES EN LA PAVIMENTACIÓN CON ADOQUINES DE CONCRETO

El ensayo de repetición de cargas repetidas en PWRI dio varios datos que no estaban disponibles de otros ensayos realizados sobre pavimentos para vías. Con el fin de establecer unas especificaciones de diseño para pavimentos de adoquines para vías de trafico pesado, los siguientes resultados son aclarados:

1. Causa de desbordamiento en adoquines.
2. Especificación de dureza de la superficie del adoquín.
3. Fórmulas de evaluación de desempeño para pavimentos de adoquines.
4. Especificación de la calidad de la capa de arena y junta de arena.

El ultimo tema, la especificación de la capa de arena y la junta de arena, es reconocido como el más importante. PWRI y ILBEA iniciaron de manera cooperativa, en 1997, los ensayos bajo cargas repetidas en secciones utilizando cuatro tipos de materiales para la capa de arena.

8. RECONOCIMIENTO

El estudio fue realizado cooperativamente entre el PWRI y las compañías miembros de la ILBEA. Los autores agradecen profundamente la devoción del comité técnico de la ILBEA el cual esta formado por la autoridades gubernamentales centrales y locales, contratistas de vías y funcionarios técnicos de las compañías miembros.