

## บทที่ 4

### การศึกษาวิจัยในต่างประเทศ

#### 4.1 การศึกษาวิจัยของ The US. Army Engineer Waterways Experiment Station

การศึกษาวิจัยของ The US. Army Engineer Waterways Experiment Station นั้น มีการทดลองซึ่งสร้างสนามทดสอบเท่าของจริง (Full scale test section) เก็บรวบรวมข้อมูลแล้วพัฒนาวิธีการออกแบบความหนาโครงสร้างทางสำหรับถนนชนิดไม่ลาดผิว (unsurfaced or unpaved road) ขึ้นมา

The US. Army Engineer Waterways Experiment Station ได้สร้างสนามทดสอบและแบ่งเป็น 3 ตอน (section) ซึ่งมีช่องจราจรทดสอบรวม 10 ช่อง (Traffic Lane) โดยให้น้ำหนักรถ ขนาดล้อ และแรงดันลมต่าง ๆ กัน สนามทดสอบมีหลังคาคลุมเพื่อการควบคุมความแข็งแรงของ subgrade

การก่อสร้างสนามทดสอบ (Test section) ทำโดยขุดดินเดิมออกกว้าง 54 ฟุต ยาว 120 ฟุต ความลึกแตกต่างกันไป ความลึกสูงสุด 4 ฟุต แล้วถมด้วย Heavy Clay (buckshot, ซึ่งตามระบบ Unified Soil Classification System จัดเป็นประเภท CH) การที่ใช้ดินชนิดนี้ในการทดลองเพราะเป็นวัสดุที่ควบคุมความแข็งแรงได้ง่าย รายละเอียดของสนามทดสอบเป็นดังนี้

- |                |  |
|----------------|--|
| Test section 1 | เป็น subgrade หนา 24 นิ้ว มีค่า CBR ประมาณ 3% วัสดุชั้นทาง (cover material) มีค่า CBR ประมาณ 9% โดยมีความหนาแตกต่างกันคือ 24, 18, 12 และ 6 นิ้ว ตามลำดับ |
| Test section 2 | เหมือน Test section 1 แต่ CBR subgrade ประมาณ 4% และ CBR ของ cover material ประมาณ 12%   |
| Test section 3 | เหมือน Test section 1 แต่ CBR ของ subgrade   |

ประมาณ 2% CBR ของ cover material ประมาณ 17%

ในแต่ละ Test section ก่อสร้างให้ความหนาของ cover material แตกต่างกัน คือ 24, 18, 12, 9, และ 6 นิ้ว รายละเอียดดังในรูปที่ 4.1 4.2 และ 4.3

#### น้ำหนักบรรทุก (Load vehicles)

ลักษณะของล้อรถที่ใช้ในการทดสอบส่วนใหญ่เป็นแบบ single wheel และมีบางอันเป็นแบบ 4-wheels-abreast, twin-twin spacing 30-33-30 นิ้ว (ดูรูปที่ 4.4)

รถที่ทดลองในแต่ละ Test section กระทำต่อ Test section ดังนี้ เริ่มต้นแล่นทับที่ขอบด้านหนึ่งของเลนทดสอบ รถจะเคลื่อนที่ไปข้างหน้าและถอยหลังกลับมาตามแนวเดิม แล้วจึงจะเลื่อนไปด้านข้างประมาณเท่ากับความกว้างของรอยล้อ (one tire print width) และดำเนินการเช่นนี้จนเต็มพื้นที่ จำนวนครั้งของการผ่านในแต่ละ track จะแปรเปลี่ยนไปไม่เท่ากัน เพื่อให้ตรงกลางเลน มีค่า coverage 100% โดยที่ขอบจะมีค่า coverage น้อยกว่ากราฟ traffic coverage distribution สำหรับเลนที่ 1-6 และ 8-10 แสดงไว้ในรูปที่ 4.5 และกราฟสำหรับเลนที่ 7 แสดงไว้ในรูปที่ 4.6

ในการศึกษานี้ได้รวมเอาข้อมูลที่ได้จากรายงานการศึกษาอื่นด้วย แหล่งข้อมูลเหล่านี้ และรายละเอียดของการรับน้ำหนักแสดงไว้ในตารางที่ 4.1

#### เกณฑ์กำหนดการวิบัติ (Failure criteria)

การทดสอบครั้งนี้จะถือว่ามีอาการวิบัติเกิดขึ้นเมื่อร่องล้อ (rut depth) ตั้งแต่ 3 นิ้วขึ้นไป หรือเมื่อการแอ่นตัวอีลาสติก (elastic deformation) ตั้งแต่ 1.5 นิ้ว

#### การเก็บข้อมูลดิน

การหา ความชื้น ความหนาแน่น และค่า CBR ที่ผิวและที่ความลึกต่างกันที่ละ 6 นิ้ว จนถึงความลึก 18 นิ้ว ของ subgrade ของแต่ละ item ใน section No.1 และ 2 กระทำก่อนที่จะให้น้ำหนักกระทำ การทดสอบนี้กระทำซ้ำจนถึงจุดวิบัติของแต่ละ item ถึงความลึก 12 นิ้ว ในชั้น subgrade ของแต่ละ item test section No.3 การทดสอบดินกระทำก่อนและหลังจากให้น้ำหนักกระทำที่ความลึกดังแสดงข้างล่าง

<u>Item</u>	<u>Location of tests</u>	<u>Depth of tests, in</u>
1	cover material subgrade	0,6,11,16 21,27
2	cover material subgrade	0,6,12 18,24
3	cover material subgrade	0,4,9 15,21
4	cover material subgrade	0,6 12,18
5	cover material subgrade	0.4 9,15

กำลังความแข็งแรงของ cover material หรือ subgrade ใช้ค่าเฉลี่ยที่ได้จากการทดลองก่อนและหลังการทดสอบการรับน้ำหนัก

#### การตรวจวัดค่าแอ่นตัว (Deflection)

ทำการวัดค่า Total deflection ที่จุดใต้ล้อรถ แล้วคำนวณหา elastic deflection การวัดค่า deflection ใช้วิธีที่เรียกว่า "The Cap and Pin Method" ที่ coverage เป็นศูนย์ และที่ coverage ต่าง ๆ กัน ภายใต้น้ำหนักกระทำ และที่จุดวิบัติของแต่ละ item วิธีกรวัดนี้จะเกี่ยวข้องกับการหาค่าระดับของ steel pin และ cap ก่อนและหลังที่น้ำหนักกระทำ

การติดตั้ง cap และ pin แสดงไว้ในรูปที่ 4.7 ในรูปที่ 4.7a ระดับพื้นดินครั้งแรกให้เป็น  $C_f$  กด steel pin ลงในดินโดยให้ส่วนบนของ pin,  $P_f$  อยู่ต่ำกว่าระดับพื้นดินเล็กน้อย วาง steel cap ทับลงบน pin และกดทั้ง pin และ cap ลงไปจนกระทั่งส่วนบนของ cap เสมอผิวดิน ความแตกต่างระหว่าง  $C_f$  และ  $P_f$  ก็คือความหนาของ cap,  $t_c$  นั่นเอง หรือ  $t_c = C_f - P_f$  ในรูปที่ 4.7b แสดงการกดทับของล้อรถลง

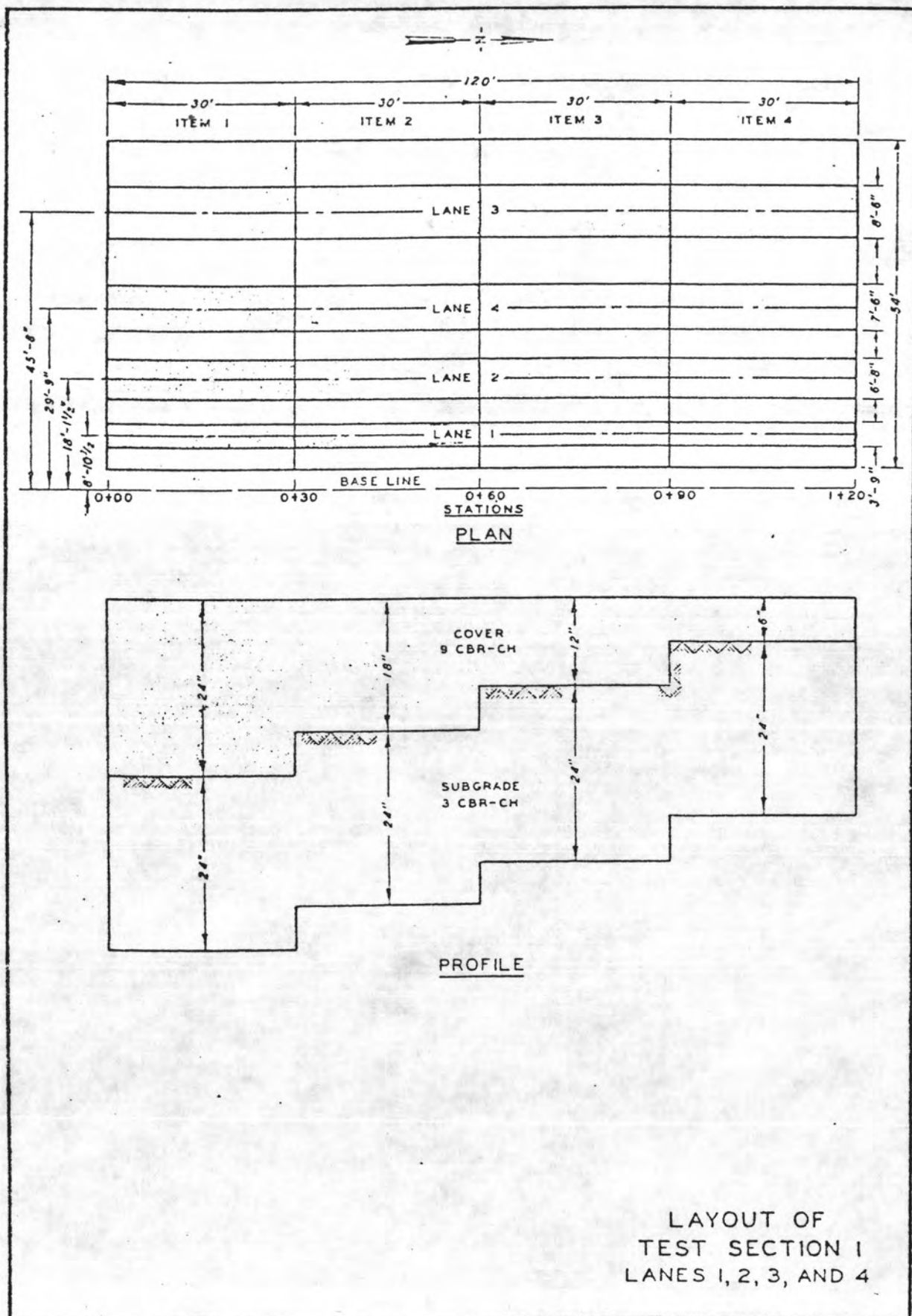
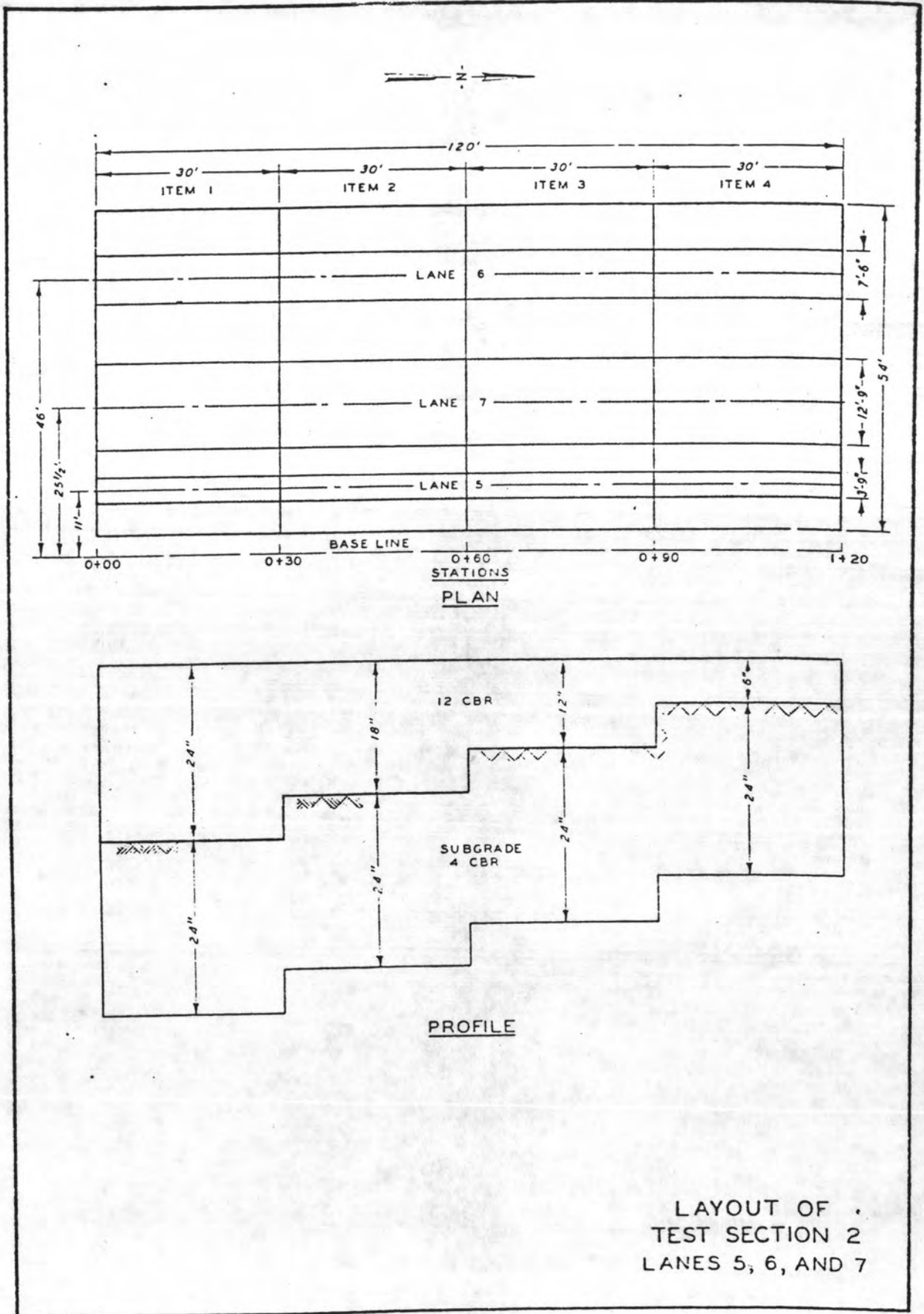
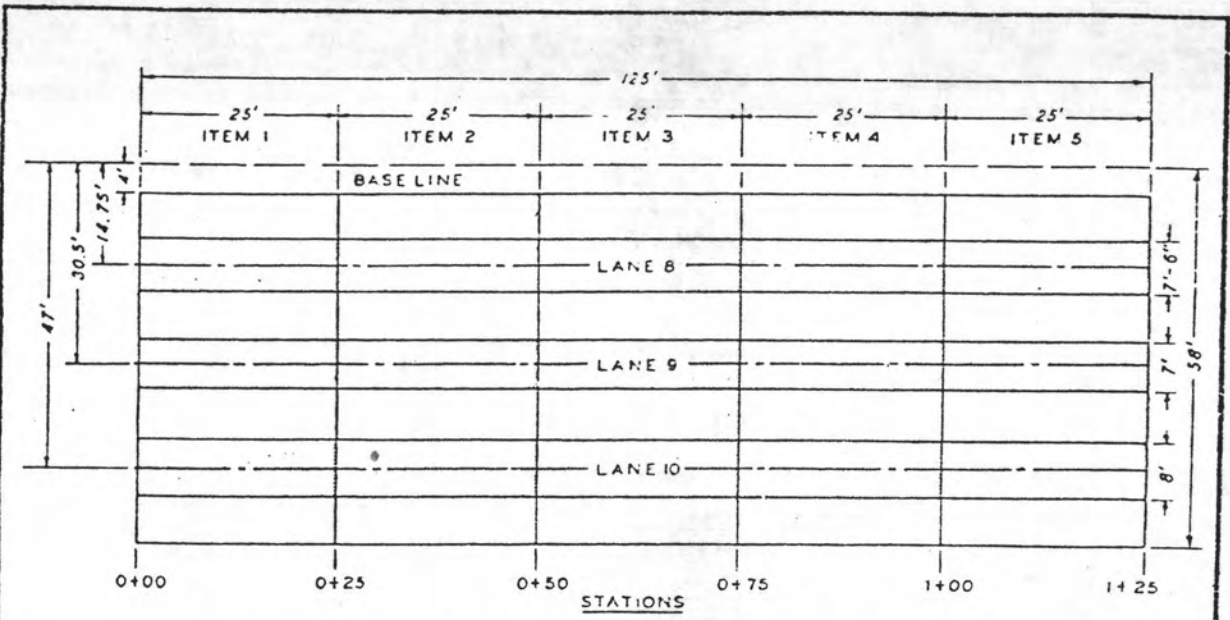


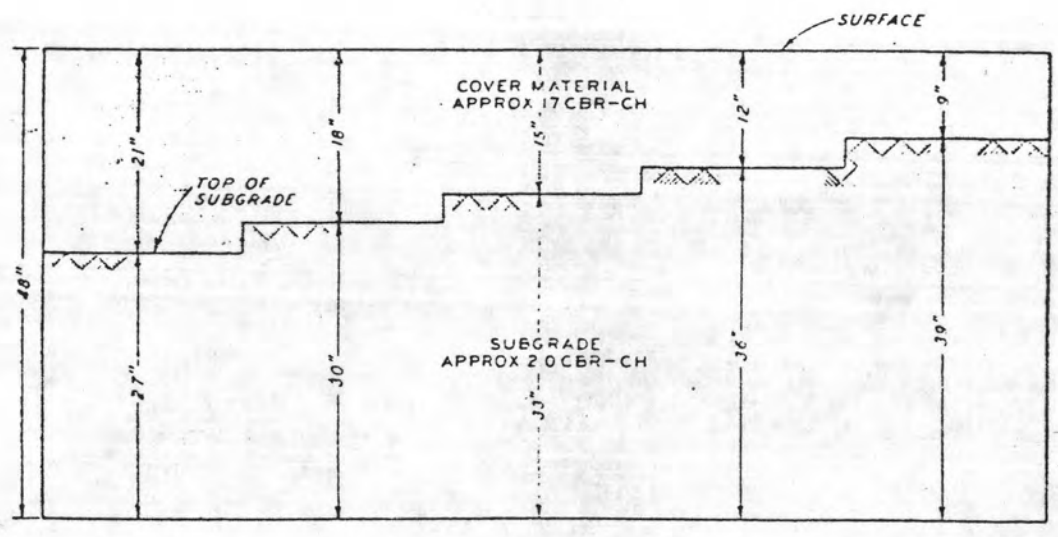
Figure 4.1 LAYOUT OF TEST SECTION 1 LANES 1, 2, 3 AND 4



รูปที่ 4.2 LAYOUT OF TEST SECTION 2 LANES 5, 6, AND 7



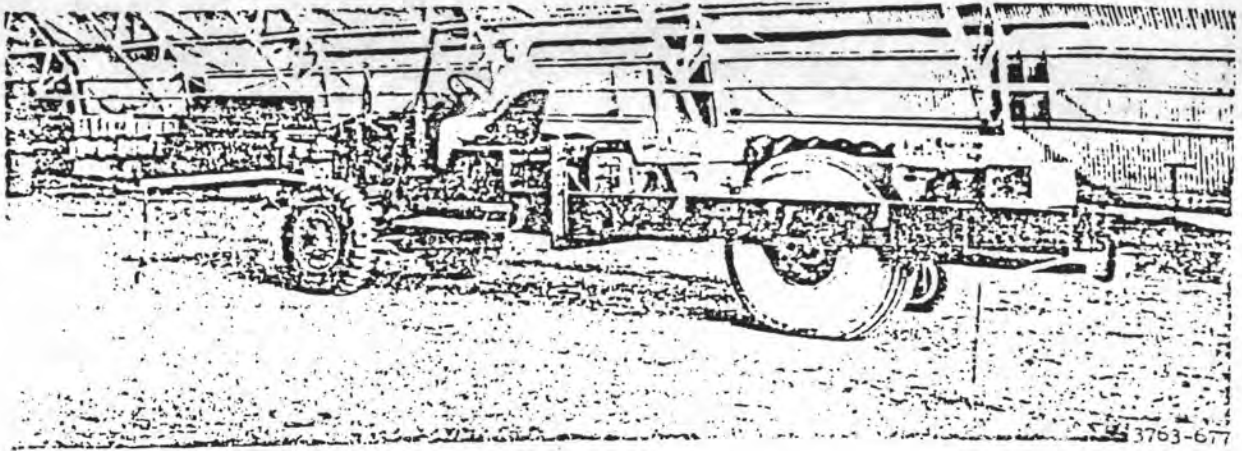
PLAN



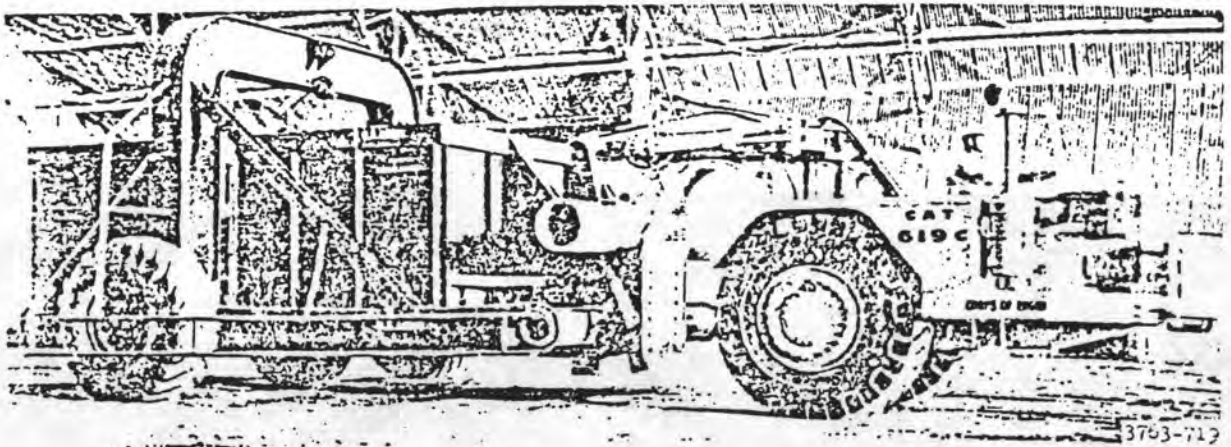
PROFILE

LAYOUT OF TEST SECTION 3 LANES 8, 9, AND 10

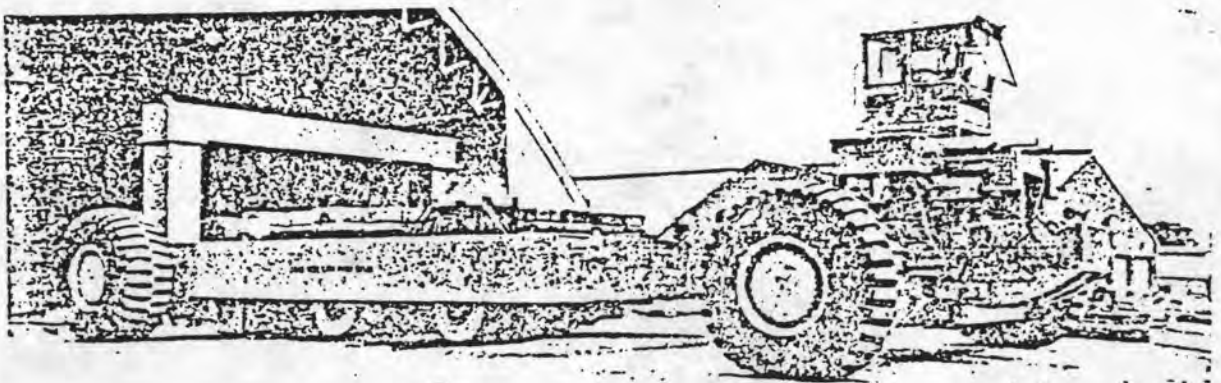
รูปที่ 4.3 LAYOUT OF TEST SECTION 3 LANES 8, 9, AND 10



a. Vehicle used in lanes 1, 2, 5, and 8

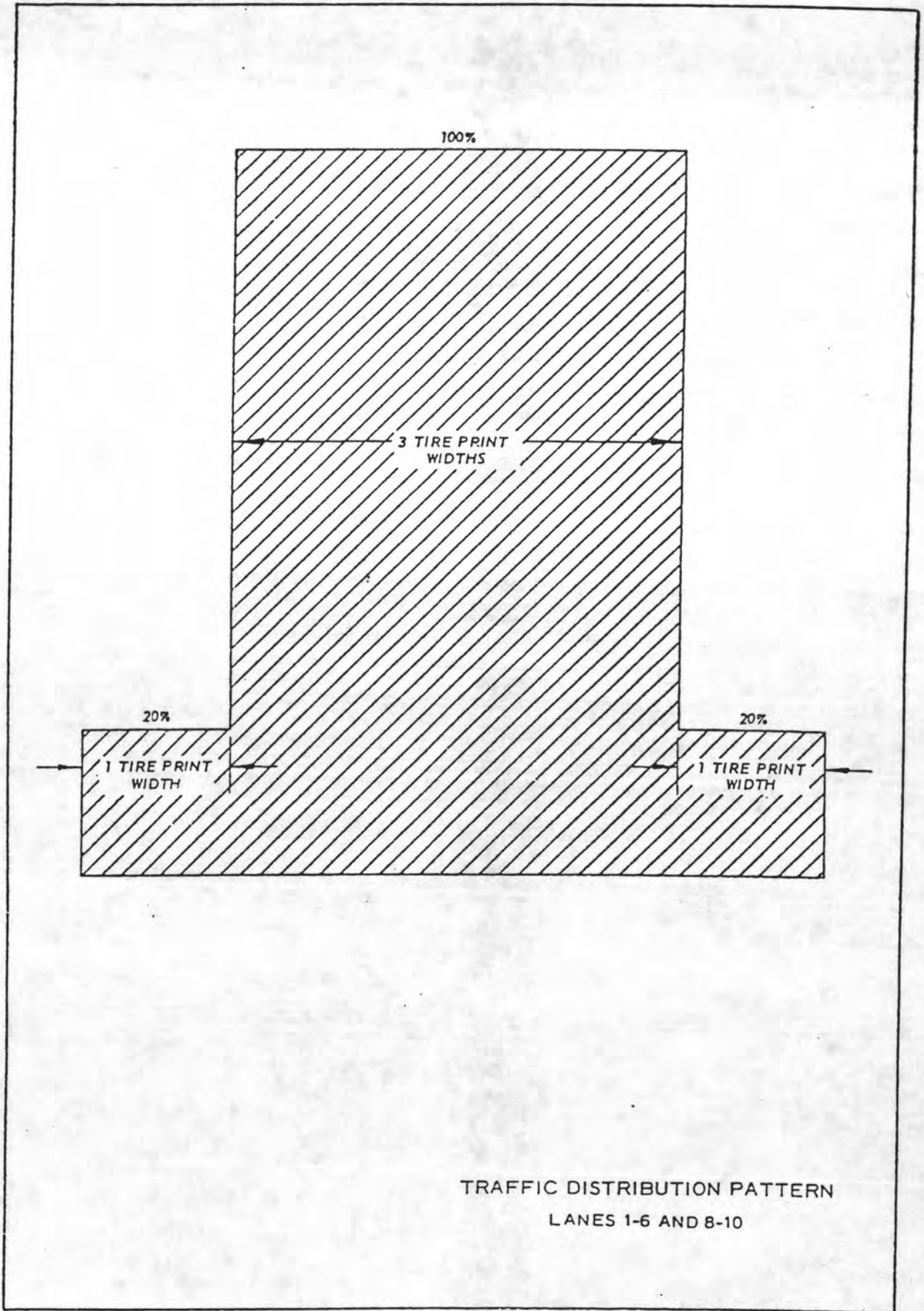


b. Vehicle used in lanes 3, 4, 6, 9, and 10



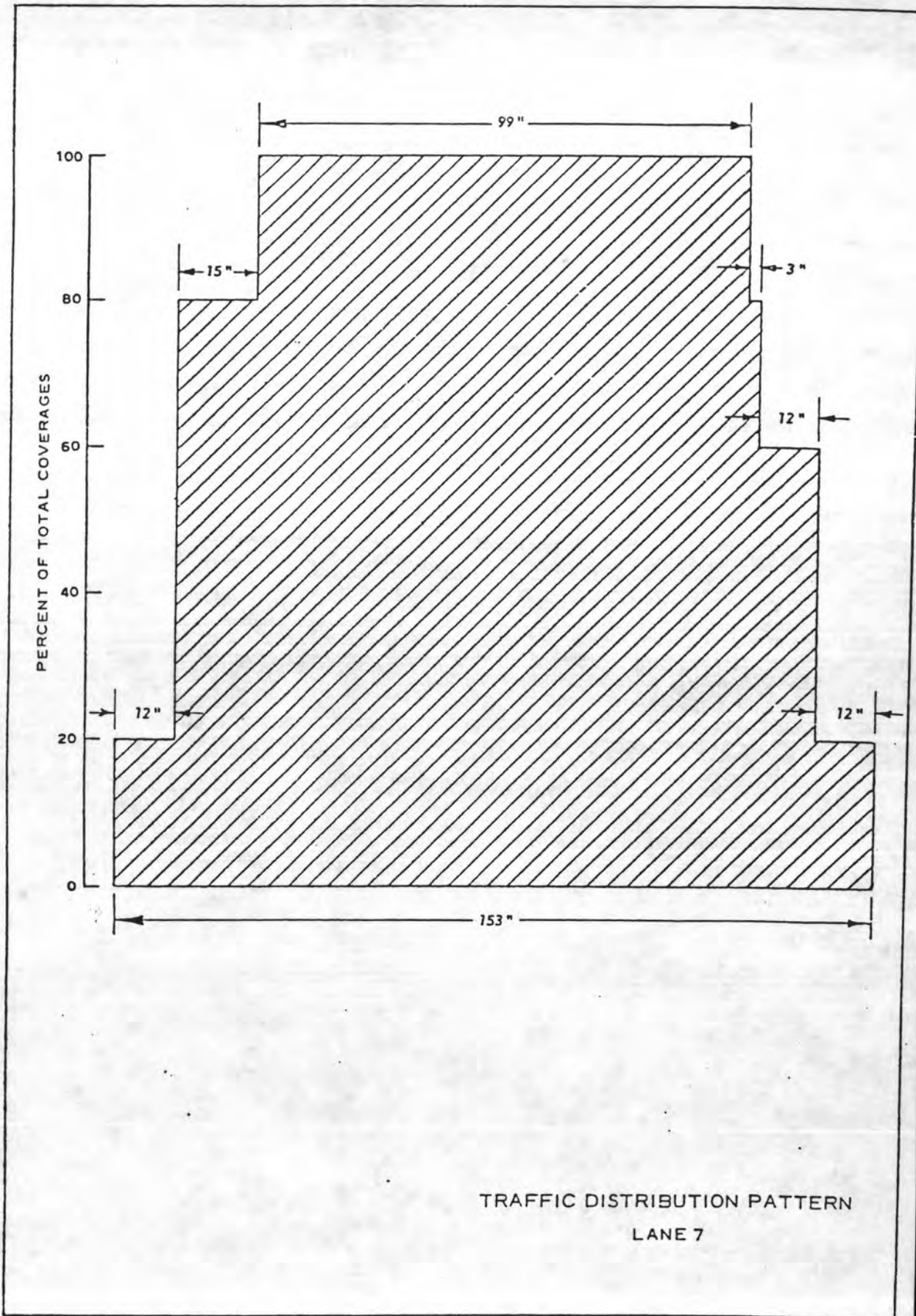
c. Vehicle used in lane 7

รูปที่ 4.4 Load vehicles used in traffic tests of lanes 1-10



รูปที่ 4.5 TRAFFIC DISTRIBUTION PATTERN LANES 1-6 AND 8-10





TRAFFIC DISTRIBUTION PATTERN  
LANE 7

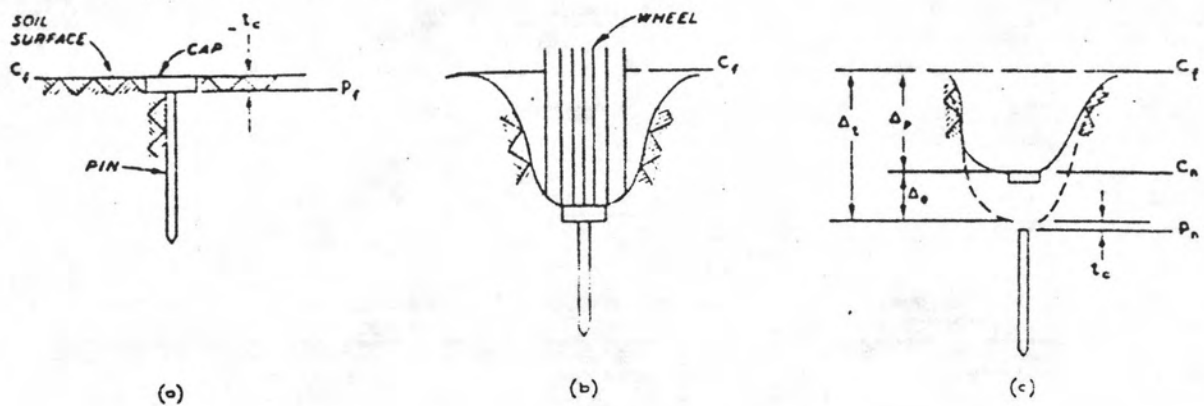
រូប 4.6 TRAFFIC DISTRIBUTION PATTERN LANE 7

## ตารางที่ 4.1

### Performance of Test Sections During Similar Studies Conducted Previously

Reference Source*	Loading Characteristics	Thickness in.		Rated CBR		Coverages	
		Cover	Sub-grade	Cover	Sub-grade	Actual	Predicted
Reference 2	4500-lb, single-wheel load; 70-psi tire contact pressure; 11.00-20, 12-ply tire	4.5	19.5	7	4.0	169	--
Reference 3	25,000-lb, single-wheel load; 100-psi tire contact pressure; 20.00-20, 20-ply tire	12.0	--	11	4.3	72	275
		12.0	--	10	3.9	77	200
		12.0	--	10	3.8	69	130
		12.0	--	10	3.6	69	200
Reference 4	10,000-lb, single-wheel load; 110-psi tire contact pressure; 34-9.9, 14-ply tire	6.0	18.0	38	5.0	120	>25,000
	10,000-lb, single-wheel load; 256-psi tire contact pressure; 24-5.5, 14-ply tire	12.0	24.0	29	6.5	250	1,050
	10,000-lb, single-wheel load; 190-psi tire contact pressure; 26-6.6, 12-ply tire	6.0	18.0	31	6.5	4	>10,000
		6.0	18.0	34	7.0	16	>10,000
		12.0	24.0	61	6.5	618	>10,000
	25,000-lb, single-wheel load; 52-psi tire contact pressure; 25.00-28, 30-ply tire	6.0	24.0	37	6.0	75	>25,000
	25,000-lb, single-wheel load; 108-psi tire contact pressure; 56x16, 24-ply tire	6.0	24.0	39	4.5	30	>25,000
	25,000-lb, single-wheel load; 172-psi tire contact pressure; 56x16, 24-ply tire	6.0	24.0	20	4.0	9	400
		6.0	18.0	80	11.0	100	>25,000
	25,000-lb, single-wheel load; 223-psi tire contact pressure; 56x16, 32-ply tire	6.0	18.0	35	9.0	30	1,800
		12.0	18.0	73	6.0	100	>25,000
	50,000-lb, single-wheel load; 62-psi tire contact pressure; 25.00-28, 30-ply tire	6.0	24.0	16	4.5	35	4,200
	50,000-lb, single-wheel load; 104-psi tire contact pressure; 25.00-28, 30-ply tire	6.0	24.0	41	4.5	15	>25,000
		6.0	18.0	65	8.5	170	>10,000
		12.0	24.0	105	6.0	700	>25,000
50,000-lb, single-wheel load; 185-psi tire contact pressure; 56x16, 24-ply tire	6.0	18.0	51	11.5	180	7,500	
	12.0	24.0	53	4.5	15	>10,000	
50,000-lb, single-wheel load; 267-psi tire contact pressure; 56x16, 32-ply tire	6.0	18.0	57	13.0	4	1,700	
Reference 5	7000-lb, single-wheel load; 84-psi tire contact pressure; 34-9.9, 14-ply tire	4.0	--	40	4.5	20	>25,000
		4.0	--	19	4.5	6	>25,000
		6.0	--	10	4.0	90	>25,000
		6.0	--	20	4.1	12	>25,000
		8.0	--	32	3.8	90	>25,000

\* See Literature Cited at end of main text.



चित्र 4.7 Illustration of deflection measurements under wheel load on unsurfaced soil

บน cap และ pin ทำให้พื้นดินยุบต่ำลง จุดนี้จึงเป็น จุดที่เกิดค่า deflection สูงสุด หรือเรียก total deflection ในรูปที่ 4.7c เอน้ำหนักที่กดทับออก ดินก็พองตัวดันให้ cap ลอยสูงขึ้น โดย pin ยังอยู่ในระดับเดิม คือในตำแหน่งของ deflection สูงสุด,  $P_n$  จะสังเกตได้ว่า  $P_n$  เป็นระดับส่วนบนของ pin ไม่ใช่ของดินซึ่งมีระดับสูงกว่าส่วนบนของ pin เล็กน้อย เนื่องจากเป็นส่วนของความหนาของ cap ดินไม่ได้พองตัวกลับไปตำแหน่งเดิม  $C_r$  แต่อยู่ที่ระดับต่ำกว่าคือ  $C_n$  (วัดที่ผิวบนของ cap)

ความแตกต่างระหว่างระดับของส่วนบน cap (cap top) คือ  $C_r$  และ  $C_n$  เป็นค่า permanent deformation ( $\Delta_p$ ) ดังนั้น

$$\Delta_p = C_r - C_n \quad (4.1)$$

Total deflection ( $\Delta_c$ ) เป็นผลต่างระหว่างระดับเดิมของดินและระดับของดินในขณะเกิด deflection สูงสุด (รูปที่ 4.7b และ 4.7c) ค่า deflection นี้สามารถคำนวณได้โดยหาผลต่างของระดับ pin ที่  $P_r$  และที่  $P_n$  ซึ่งเขียนเป็นสมการคณิตศาสตร์ได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \Delta_c &= (C_r - P_n) - t_c \\ \Delta_c &= (C_r - P_n) - (C_r - P_r) \\ \Delta_c &= P_r - P_n \end{aligned} \quad (4.2)$$

จากสมการที่ 4.1 และ 4.2 elastic deflection ( $\Delta_e$ ) สามารถหาได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \Delta_e &= \Delta_c - \Delta_p \\ \Delta_e &= (P_r - P_n) - (C_r - C_n) \end{aligned} \quad (4.3)$$

ใน test section no 1 และ 2 ใช้ pin ยาว 24 นิ้ว ในการหาค่า total deflection เพื่อให้มั่นใจว่า pin จะจมลงไปในพื้นที่ subgrade ทุก ๆ item ใน test section no.3 ใช้ pin ยาว 18, 30 และ 48 นิ้ว ในการหาค่า total deflection การที่ใช้ pin ที่มีความยาวต่าง ๆ กัน ก็เพื่อที่จะศึกษาถึงผลของความยาว pin ต่อการวัดค่า total deflection ในเลขที่ 8 ใช้ pin ยาว 18 และ 30 นิ้ว

ในเลนที่ ๑ ใช้ pin ยาว 3๐ และ 48 นิ้ว และในเลนที่ 10 ใช้ pin ยาว 48 นิ้ว จากการทดลองได้ข้อสรุป pin ขนาด 18 และ 3๐ นิ้ว สิ้นเกินไป เพราะ pin ทั้งสองขนาดกอนตัวลอยขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้น เมื่อเปรียบเทียบกับ pin ขนาด 48 นิ้ว ดังนั้น ข้อมูลที่ได้จากการใช้ pin ขนาด 18 และ 3๐ นิ้ว จึงถือเป็นข้อมูลประกอบและไม่ได้ใช้ในการวิเคราะห์

### แรงจุดรกดทดสอบสำหรับ Test section no.1 และ 2

ข้อมูลเฉพาะที่ได้รับจากการทำ drawbar pull (DBP) test คือแรงโดยเฉลี่ย ซึ่งเป็นแรงที่ใช้รักษาความเร็วของรถให้คงที่ เรียก rolling DBP และแรงขนาดสูงสุดที่ใช้ขณะเกิดการเคลื่อนที่ โดยมีความเร็วคงที่ เรียก peak DBP การตรวจวัดค่าต่าง ๆ เหล่านี้ กระทำในแต่ละเลนและ item ของ test section no.1 และ 2 ก่อนให้รถแล่นผ่านที่ระดับ coverage ต่าง ๆ กัน และที่จุดวิบัติ ข้อมูลเหล่านี้เป็นข้อมูลพื้นฐานสำหรับศึกษาความสัมพันธ์ของแรงจุดกับชนิดของดินและสภาพเงื่อนไข และการวิเคราะห์ในรายละเอียดของข้อมูลเหล่านี้ไม่ได้แสดงไว้ในที่นี้ เป็นที่น่าสังเกตว่า แรงต้านทานการจุดของชั้นโครงสร้างที่บางกว่ามีค่ามากกว่า และมีความสัมพันธ์กับความดันลมมากกว่า สำหรับกรณีชั้นโครงสร้างทางหนา 12 นิ้ว และมากกว่า (7-10 CBR) และความดันลมต่ำกว่า 1๐๐ psi, แรงต้านทานการจุดมีค่าน้อยกว่า 6% และน่าสังเกตว่า ค่าเหล่านี้จะขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของดิน และเป็นเสมือนดัชนีของค่าความแข็งแรงวัสดุ

### ข้อมูลการทดสอบการจราจร

แต่ละเลนให้รถแล่นผ่านเหมือนเช่นที่กล่าวมาแล้วข้างต้น เพื่อที่จะหาจำนวนของ coverage ขณะที่เกิดการวิบัติเลนทั้งสิบที่จะทดลองประกอบด้วย 43 item โดยมี 4 item ที่ไม่ได้ให้รถแล่นผ่านจนเกิดการวิบัติจำนวนครั้งของการแล่นผ่านของ item เหล่านี้ แสดงดังข้างล่าง

<u>Lane</u>	<u>Item</u>	<u>Coverages</u>
3	1	500
4	1	500
8	1	1000
10	1	750

การแล่นผ่านของรถได้หยุดลงก่อนถึงจุดวิบัติ เนื่องจากปรากฏชัดว่าถ้าให้รถแล่นผ่านไปจนถึงจุดวิบัติ จะได้ข้อมูลเพิ่มขึ้นไม่มากนักซึ่งไม่คุ้มค่ากับเวลา ความพยายาม และค่าใช้จ่ายที่จะต้องสูญเสียไป หลังจากนั้นก็วัดค่าระดับ deformation และ deflection เพื่อใช้วิเคราะห์ถึงการวิบัติ ผลลัพธ์โดยละเอียดของการทดลองรถแล่นผ่านได้แสดงไว้ในตารางที่ 4.2

### การวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการทดลองครั้งนี้ได้ใช้วิธีวิเคราะห์หลายวิธี วิธีการดังที่จะกล่าวต่อไปนี้ ได้รับการคัดเลือกมาใช้ เนื่องจากมีความเหมาะสม กล่าวคือ มีลักษณะบ่งชี้ได้ชัดเจนและอยู่ในรูปแบบที่เป็นประโยชน์ต่อการออกแบบ unsurfaced roads และ airfields ได้มีการพัฒนาความสัมพันธ์ระหว่างความหนาที่ต้องการ สำหรับ flexible pavements และความหนาที่ต้องการสำหรับ unsurfaced roads และ airfields ขึ้นมา ความหนาที่ต้องการสำหรับ unsurfaced และ airfields พัฒนาขึ้นจากข้อมูลพฤติกรรมของ test items ที่ทดลองจนกระทั่งเกิดการวิบัติจำนวน 59 items และค่าความหนาที่ได้ก็นำไปเปรียบเทียบกับความหนาที่ต้องการ สำหรับ flexible pavements โดย 31 item ได้จากการทดลองนี้ และ 28 item ได้จากรายงานการศึกษาอื่น วิธีที่ใช้นี้จะสร้างความสัมพันธ์ของความหนา cover material ที่ต้องการสำหรับ unsurfaced airfields เข้ากับวิธีการหาความหนาของชั้นโครงสร้างของ flexible pavements ในปัจจุบัน ในเทอมของ coverage ความหนาที่คำนวณได้ของ flexible pavement ที่ต้องการ เพื่อปกป้อง subgrade จากการวิบัติ ถูกเชื่อมโยงเข้ากับความหนาสำหรับ cover material ที่ต้องการสำหรับปกป้อง subgrade ของสนามทดสอบ จากการวิบัติ วิธีการนี้จะมีการแก้สมการเพื่อหาค่าที่ต้องการ เปอร์เซนต์ของความหนาออกแบบ ซึ่งจำเป็นต่อการสร้างสหสัมพันธ์กับความหนาที่แท้จริง (ความหนาที่พอดีกับการวิบัติ)

จาก 39 items ที่วิบัติได้ 27 item เพื่อใช้วิเคราะห์เพราะ item ทั้ง 27 นี้ วิบัติหลังจาก coverage ซึ่งน้อยกว่าค่าที่ทำนายโดยใช้กำลังความแข็งแรงจากวิธีเดิมของเครื่องบินที่แล่นบน unsurfaced soil (ดูรูปที่ 4.8) ความแตกต่างระหว่างพฤติกรรมจากการทำนายกับพฤติกรรมจริงของ 4 item มีค่าน้อยมาก และข้อมูลของ 4 item นี้ถูกรวมไว้ใน การวิเคราะห์ด้วย 8 item ที่ไม่ใช้ในการวิเคราะห์นี้ก็คือ

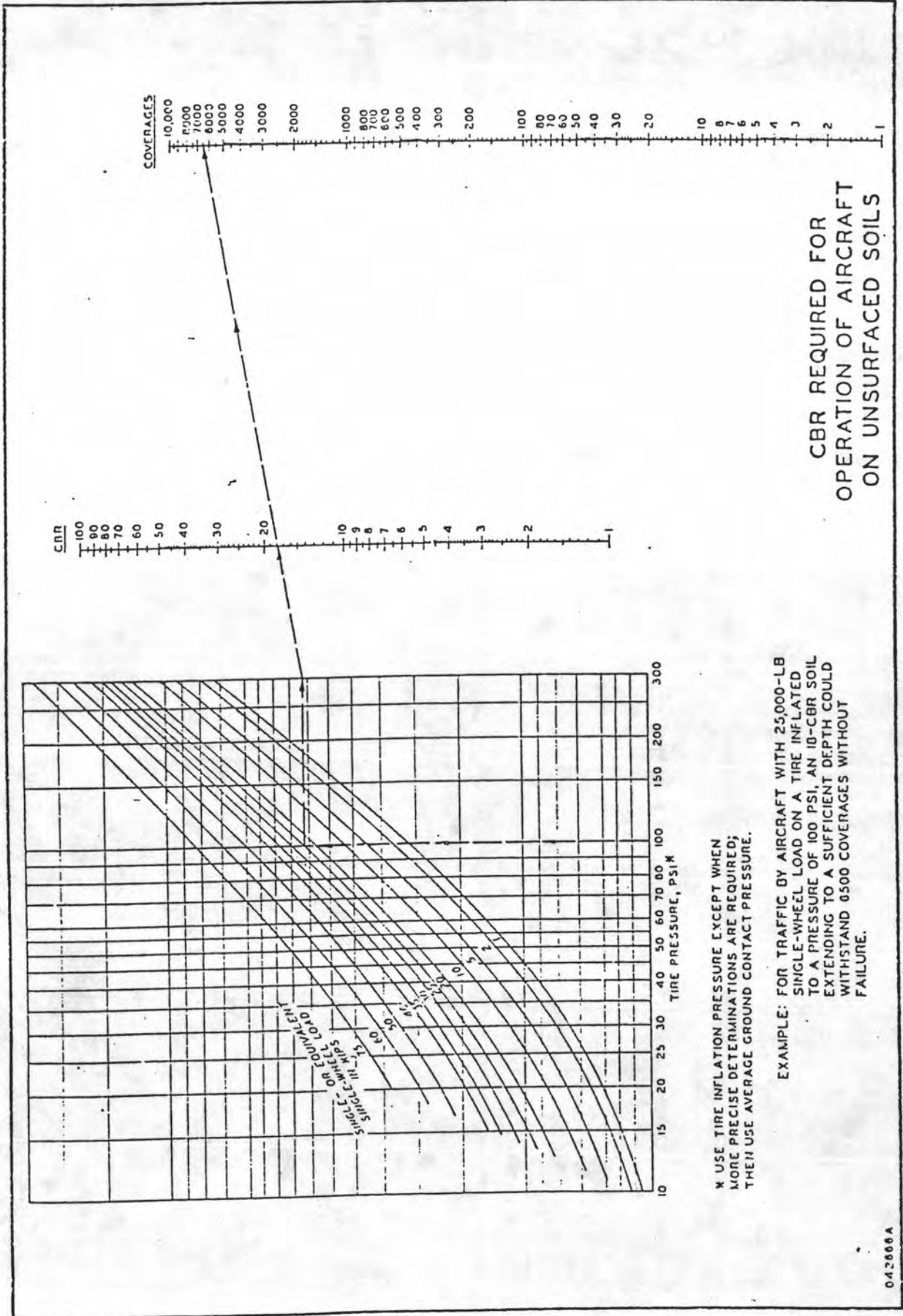
## ตารางที่ 4.2

### Summary of Test Results

Loading Characteristics	Location	Cover Thickness in.	Rated CBR		No. of Coverages Causing Failure		
			Cover	Subgrade	Actual*	Predicted**	
<u>Test Section 1</u>							
15,000-lb, single-wheel load; 119-psi tire contact pressure; 127-sq in. contact area; 20.00-20, 20-ply tire	Lane 1						
	Item 4	6	9.0	3.2	26	107	
	Item 3	12	7.3	2.9	38	29	
	Item 2	18	9.0	4.0	88	107	
	Item 1	24	8.3	3.1	88	65	
25,000-lb, single-wheel load; 101-psi tire contact pressure; 249-sq in. contact area; 20.00-20, 20-ply tire	Lane 2						
	Item 4	6	10.0	3.6	10	120	
	Item 3	12	7.0	3.9	38	21	
	Item 2	18	8.1	3.5	50	52	
40,000-lb, single-wheel load; 77-psi tire contact pressure; 520-sq in. contact area; 25.00-28, 30-ply tire	Lane 3						
	Item 4	6	10.0	3.4	6	197	
	Item 3	12	9.5	3.3	48	136	
	Item 2	18	9.0	3.7	240	95	
40,000-lb, single-wheel load; 84-psi tire contact pressure; 474-sq in. contact area; 20.00-20, 20-ply tire	Lane 4						
	Item 4	6	9.0	3.7	8	63	
	Item 3	12	8.5	2.9	46	46	
	Item 2	18	8.5	4.1	140	46	
	Item 1	24	9.7	4.3	--	--	
	<u>Test Section 2</u>						
	15,000-lb, single-wheel load; 154-psi tire contact pressure; 97-sq in. contact area; 30.00-11.5, 24-ply tire	Lane 5					
		Item 4	6	11.0	4.4	4	67
Item 3		12	10.0	3.9	18	36	
Item 2		18	12.0	4.3	44	110	
40,000-lb, single-wheel load; 102-psi tire contact pressure; 392-sq in. contact area; 20.00-20, 20-ply tire	Lane 6						
	Item 4	6	13.0	3.5	8	210	
	Item 3	12	14.0	4.3	36	333	
	Item 2	18	10.0	4.8	100	42	
80,000-lb, twin-twin load (4 wheels abreast); 106-psi tire contact pressure; three 17.00-20, 24-ply tires and one 49x17, 22-ply tire spaced at 30 in. c-c, 33 in. c-c, and 30 in. c-c	Lane 7						
	Item 4	6	10.0	3.8	3	130	
	Item 3	12	11.0	4.6	90	175	
	Item 2	18	10.0	3.5	240	125	
	Item 1	24	11.0	4.3	290	205	
	<u>Test Section 3</u>						
	25,000-lb, single-wheel load; 100-psi tire contact pressure; 250-sq in. contact area; 20.00-20, 20-ply tire	Lane 8					
		Item 5	9	13.0	2.2	24	925
Item 4		12	14.0	2.1	48	1500	
Item 3		15	18.0	2.7	328	6500	
Item 2		18	17.0	2.9	698	4500	
40,000-lb, single-wheel load; 100-psi tire contact pressure; 400-sq in. contact area; 20.00-20, 20-ply tire	Item 1	21	17.0	2.6	--	--	
	Lane 9						
	Item 5	9	11.0	2.2	6	80	
	Item 4	12	12.0	2.6	6	137	
	Item 3	15	15.0	2.4	80	525	
40,000-lb, single-wheel load; 100-psi tire contact pressure; 400-sq in. contact area; 25.00-28, 30-ply tire	Item 2	18	15.0	2.9	110	525	
	Item 1	21	15.0	3.1	700	525	
	Lane 10						
	Item 5	9	12.0	2.4	10	137	
	Item 4	12	13.0	2.3	20	225	
	Item 3	15	15.0	2.2	62	525	
	Item 2	18	17.0	2.9	360	1100	
	Item 1	21	17.0	2.4	--	--	

\* Traffic test.

\*\* Predicted using the criteria for nonlayered unsurfaced areas presented in plate 6.



042006A

4.8 CBR REQUIRED FOR OPERATION OF AIRCRAFT ON UNSURFACED SOILS



<u>Lane No.</u>	<u>Item No.</u>
3	2
4	2
5	1
6	1
	2
7	1
	2
9	1

จำนวนครั้งที่รถแล่นผ่าน item เหล่านี้ มีค่ามากกว่าที่ทำนายไว้ (ยกตัวอย่าง เช่น item 2 เลน 3 ดังแสดงในรูปที่ 4.8 โดยหลักเกณฑ์ปัจจุบันควรที่จะวิบัติที่ 95 coverage อย่างไรก็ตามมันสามารถรับได้ถึง 240 coverage ก่อนที่จะวิบัติ)

โดยการใช้วิธีวิเคราะห์ที่คัดเลือกมา ตัวอย่างการคำนวณดังต่อไปนี้

ตัวอย่าง Lane 8 item 3 - subgrade CBR 2.7% มี cover material CBR 18% หน้า 15 นิ้ว fail ที่ 328 coverage น้ำหนักกระทำเป็น single wheel 25,000 lb ความดันลมยาง ล้อมล้อ 100 psi. และพื้นที่ล้อมล้อ 250 ตร.นิ้ว จากหลักเกณฑ์ soil strength เดิม (รูปที่ 4.8) ซึ่งภายใต้สภาวะ น้ำหนักกระทำแบบนี้ (และถ้า cover material CBR 18% มีความหนามากพอ) ดินควรที่จะรับได้ถึง 6500 coverage แล้วจึง fail ดังนั้นตาม coverage ที่แท้จริง subgrade CBR 2.7% มีผลต่อพฤติกรรมของ item นี้ และ cover material หน้า 15 นิ้ว ไม่เพียงพอที่จะป้องกัน failure ได้สมการคณิตศาสตร์ที่ Corps of Engineers ใช้สำหรับการออกแบบ flexible pavement เป็นดังนี้

$$t = f \sqrt{\frac{P}{8.1(\text{CBR})} - \frac{A}{\pi}} \quad \dots\dots(4.4)$$

โดย

$t$  = design thickness, in

$f$  = percent of pavement design thickness or  
 $0.23 \log C + 0.15$  where  $C$  = coverages

$P$  = single-or equivalent single - wheel  
load, lb

$A$  = tire contact area, sq. in.

$$= \frac{\text{load}}{\text{tire contact pressure}}$$

ดังนั้น แทนค่าต่าง ๆ ลงในสมการที่ 4.4 จะได้

$$t = (0.23 \log 328 + 0.15) \sqrt{\frac{25,000}{8.1(2.7)} - \frac{250}{\pi}}$$

$$t = [0.23(2.51587) + 0.15] (\sqrt{1143.1-79.6})$$

$$t = 0.728 (32.61)$$

$$t = 23.7 \text{ นิ้ว}$$

จากการคำนวณนี้ชี้ให้เห็นว่าจะต้องใช้โครงสร้างของ flexible pavement  
หนา 23.7 นิ้ว เพื่อปกป้อง subgrade CBR 2.7% โดยมีน้ำหนักกระทำดังกล่าว  
และรับ 328 coverage ได้

cover material หนา 15 นิ้ว ในตัวอย่างสามารถป้องกัน subgrade CBR  
2.7% ที่ 328 coverage ได้ ดังนั้น โดยใช้  $t = 15$  นิ้ว แทนลงในสมการที่ 4.4  
อัตราส่วน  $f'$  ระหว่าง unsurfaced thickness requirement ต่อ flexible  
pavement thickness requirement หาได้ดังนี้

$$t = f' \sqrt{\frac{P}{8.1(\text{CBR})} - \frac{A}{\pi}}$$

$$15 \text{ นิ้ว} = f' \sqrt{\frac{25,000}{8.1(2.7)} - \frac{250}{\pi}}$$

$$f' = \frac{15}{\sqrt{1143.1-79.6}}$$

$$f' = 0.460$$

หาความแข็งแรงของดิน subgrade (วัดเป็น CBR) ของแต่ละ item ตาม  
ลักษณะที่ได้บรรยายไว้แล้ว ค่า CBR น้ำหนักกระทำ ความหนาจริงของ cover

material และพื้นที่สัมพัทธ์นำมาใช้เพื่อคำนวณหา percent of design thickness ( $f'$ ) ดังที่แสดงไว้ข้างบน ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์ครั้งนี้ คือ ความหนาของ cover material กรณีที่ไม่เพียงพอที่จะปกป้อง subgrade จากการวิบัติเท่านั้น thickness deficiency สร้างขึ้นมาโดยเปรียบเทียบกับ coverage ขณะวิบัติกับความแข็งแรงของ unsurfaced soil เดิมที่หาจากรูปที่ 4.8 ยกตัวอย่างเช่น ดังที่กล่าวมาแล้วชั้นโครงสร้าง unsurfaced คือ cover material CBR 18% มีความหนาเพียงพอจะสามารถรับ 6500 coverages ภายใต้น้ำหนักกระทำตามตัวอย่างนี้ได้ อย่างไรก็ตาม item ที่ทำการทดลองก็สามารถรับ coverage ได้เพียง 328 coverage ก่อนที่จะวิบัติ ดังนั้นความหนาของ cover material ที่ไม่เพียงพอจึงมีผลทำให้ subgrade วิบัติ ค่า  $f'$  ทุกค่าที่คำนวณได้ แสดงไว้ดังต่อไปนี้

Test	Failure				Test	Failure								
Sec-	Computed			Cover-	Sec-	Computed			Cover-					
tion	Lane	Item	$f', \%$	age	tion	Lane	Item	$f', \%$	age					
1	1	4	24.94	26	3	8	5	24.30	24					
		3	47.49	38			4	31.67	48					
		2	83.66	88			3	46.00	328					
	2	1	98.99	88			9	5	2	55.18	698			
			4	20.49					10	4	19.21	6		
			3	42.68					38	3	27.54	6		
		3	2	60.62					50	10	5	2	33.07	80
			1	76.68					116			4	43.62	110
			4	15.86					6			3	19.87	10
	4	3	31.02	48			6	4	4	26.18	20			
			4	16.54					8	3	31.30	62		
			3	29.33					46	2	43.62	360		
5		4	29.25	4	7	4			4	15.97	8			
		3	55.07	18					3	35.41	36			
		2	87.24	44					4	20.26	3			
6	4	15.97	8	3			44.82	90						
		3	35.41					36						
		4	20.26					3						
7	3	44.82	90											

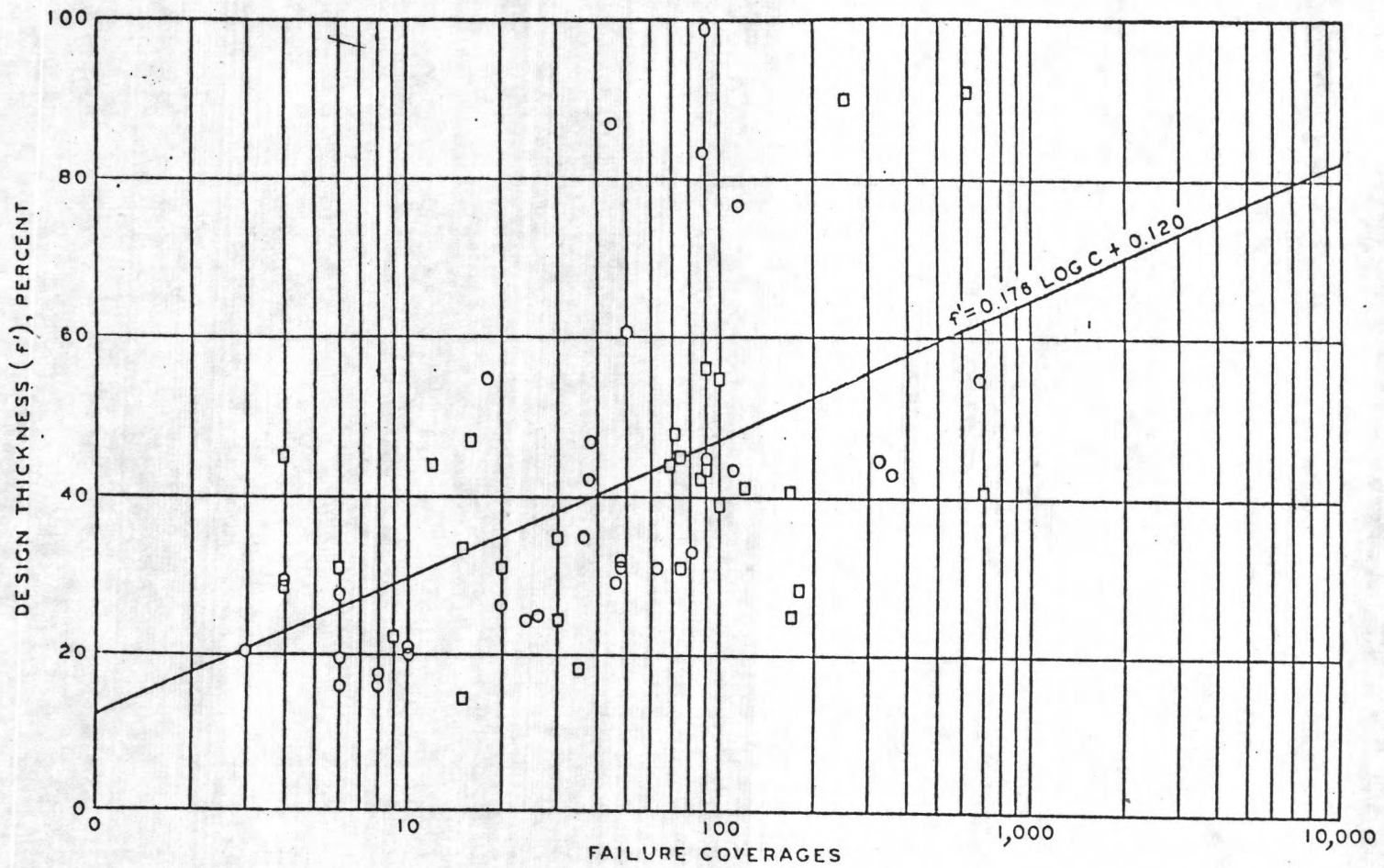
ตารางที่ 4.1 แสดงข้อมูลบางส่วนที่ได้จากการศึกษาอื่นที่เกี่ยวข้อง 4 ครั้งก่อน และใช้ในการสร้างโค้งและสมการออกแบบ 28 item ที่วิบัติ แสดงไว้ในตารางที่ 4.1 ถูกคัดเลือกมาใช้เพราะว่ามีตัวแปรที่สอดคล้องกับตัวแปรที่ใช้ใน item ต่าง ๆ ของการศึกษานี้ คำนวณหาค่า  $f'$  ของทุก item และแสดงไว้ดังต่อไปนี้

Reference Source	Computed $f'$ , %	Failure Coverage	Reference Source	Computed $f'$ , %	Failure Coverage
Reference 21	40.70	169	Reference 23	40.60	120
Reference 22	48.10	72		90.20	250
	45.00	74		45.60	4
	44.30	69		47.50	16
	43.00	89		31.60	75
Reference 23	24.30	30		28.30	180
(Continued)	22.30	9		33.50	15
	39.20	100		29.40	4
	34.20	30			
	54.80	100	Reference 24	31.10	20
	18.00	35		30.90	6
	17.20	15		43.30	90
	25.10	170		44.20	12
	40.60	700		56.00	90

ค่า  $f'$  ที่คำนวณได้ถูกนำมาพลอตกับค่า failure coverage สำหรับแต่ละ item จากทั้ง 59 item ซึ่งแสดงไว้ในรูปที่ 4.9 และใช้วิธี least square ในการหาสมการคณิตศาสตร์ที่ดีที่สุด สำหรับข้อมูลเหล่านี้ การวิเคราะห์การถดถอยแบบง่ายได้ถูกนำมาใช้เพื่อตรวจสอบสมการนี้ ซึ่งมีสมการดังนี้

$$f' = 0.176 \log C + 0.120$$

โค้งที่ได้จากสมการนี้ และโค้งสำหรับ flexible pavement แสดงไว้ในรูปที่ 4.10 เพื่อเปรียบเทียบกัน



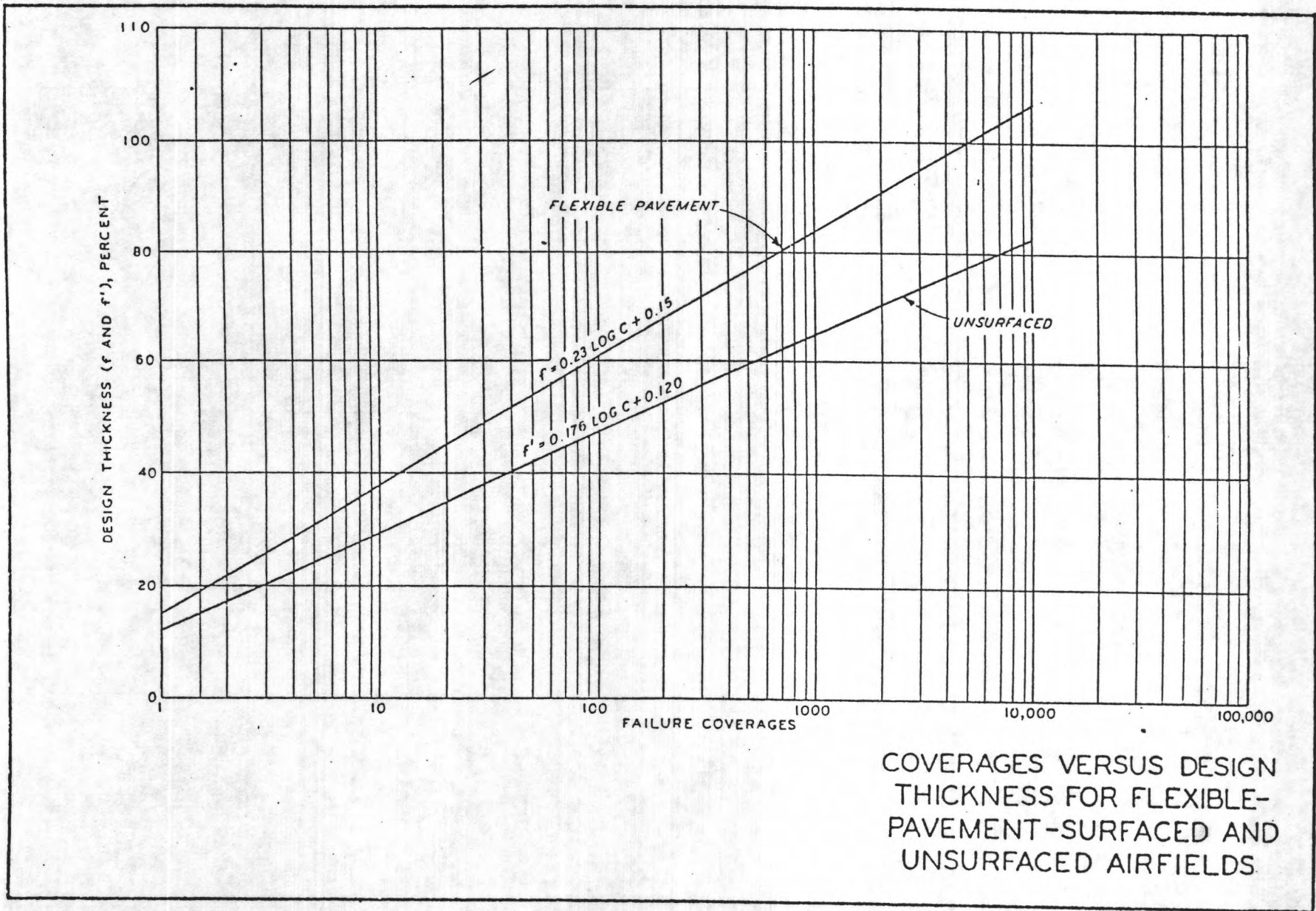
**LEGEND**

- DATA FROM THIS REPORT
- DATA FROM REFERENCES 2 THROUGH 5

COMPUTED f' VERSUS COVERAGES AT FAILURE



รูปที่ 4.9 COMPUTED f' VERSUS COVERAGES AT FAILURE



COVERAGES VERSUS DESIGN THICKNESS FOR FLEXIBLE-PAVEMENT-SURFACED AND UNSURFACED AIRFIELDS.

รูปที่ 4.10 COVERAGES VERSUS DESIGN THICKNESS FOR FLEXIBLE -PAVEMENT-SURFACED AND UNSURFACED AIRFIELDS

ความหนาที่ต้องการของ unsurfaced หาได้โดยใช้โค้งที่แสดงไว้ในรูปที่ 4.9 นั้นเท่ากับ 75% ของความหนา flexible pavement ที่ต้องการ (หาจากโค้งในรูปที่ 4.10) โดยประมาณ ความแตกต่างระหว่างหลักเกณฑ์การออกแบบเมื่อเทียบกับ flexible pavement อย่างน้อยที่สุดที่อธิบายได้บางส่วนก็คือ ความแตกต่างของหลักการการวิบัติ กล่าวคือ หลักเกณฑ์การวิบัติของ unsurfaced area คือ ความลึกของร่องล้อเกิน 3 นิ้ว หรือ elastic deflection เกิน 1.5 นิ้ว จึงจะถือว่าเกิดการวิบัติ ในขณะที่ชั้นโครงสร้าง ส่วนล่างของ flexible มีการเคลื่อนตัวจนเกิดการแตกร้าวที่ผิวชั้นเล็กน้อย (เมื่อเทียบค่า permanent deflection) เมื่อพิจารณาตามหลักเกณฑ์การวิบัติของ flexible pavement จะถือว่าโครงสร้างนั้นเกิดการวิบัติแล้ว

สมการคณิตศาสตร์ที่ใช้หาความหนาของ cover material สำหรับ unsurfaced roads และ airfield ที่สร้างขึ้นมา แสดงดังต่อไปนี้

$$t = (0.176 \log C + 0.120) \sqrt{\frac{P}{8.1(\text{CBR})} - \frac{A}{\pi}} \quad (4.5)$$

ดังนั้นหลักเกณฑ์การออกแบบ unsurfaced จะเกี่ยวข้องกับข้อกำหนดเฉพาะ 2 ข้อ คือ ข้อกำหนดในเรื่องความแข็งแรงของดินผิวหน้า ดังแสดงในรูปที่ 4.8 ในขณะที่เดียวกันความหนาของวัสดุโครงสร้างทางจะต้องมากพอที่จะสามารถป้องกันการวิบัติของ subgrade ได้

ผลลัพธ์ที่ได้ของการศึกษานี้ และการศึกษาอื่น ๆ ได้แสดงความสัมพันธ์ของขนาด ล้อย่างกับพฤติกรรมของ unsurfaced test section lane ที่ 9 และ 10 ของ test section no.3 ถูกกำหนดให้มีสภาพการทดลองเหมือนกัน ยกเว้นขนาดของล้อย่างที่ใช้ ทดลองจะแตกต่างกัน ผลของล้อย่างขนาดใหญ่กว่า (25.00-28 tire) ซึ่งใช้กับเลนที่ 10 จะน้อยกว่าผลของล้อย่างขนาดเล็กกว่า (20.00-20 tire) ซึ่งใช้กับเลนที่ 9 ในทุกกรณี

#### 4.2 การศึกษาการออกแบบโครงสร้างของ Jacob Greenstein และ Moshe Livneh

Jacob Greenstein และ Moshe Livneh ได้สร้างสมการที่อาศัยทฤษฎีสำหรับออกแบบความหนาของถนนชนิดหยุ่นตัวที่มีปริมาณจราจรน้อย โดยโครงสร้างของถนนที่ศึกษาเป็นแบบชั้นเดียว (single - layered) และมีผิวลาดค่างบาง ๆ ซึ่งเป็นชนิดลาดค่างชั้นเดียว (bituminous surface treatment) หรือชนิดลาดค่างสองชั้น (double surface treatment) และได้ตรวจสอบกับผลการทดลองของถนนแบบ single - layered ที่กระทำในประเทศโบลิเวีย

การออกแบบความหนาของ single - layered pavement ได้รับความสนใจเป็นพิเศษเพราะเหตุว่าค่าก่อสร้างต่ำ และความต้องการที่จะทราบพฤติกรรมของถนนชนิดนี้ Jacob Greenstein และ Moshe Livneh ได้ศึกษาการออกแบบความหนา โดยอาศัยผลการทดลองและข้อมูลด้านพฤติกรรม จากการศึกษาที่กระทำบน single - layered pavements ที่ ขานตาครูประเทศโบลิเวียของ Bolivian Public Roads Department และต้องการที่จะพัฒนาแผนภูมิออกแบบ (design chart) กับถนนค่าก่อสร้างต่ำสำหรับประเทศโบลิเวีย

สมมติฐาน (Basic assumption)

การออกแบบความหนาของถนนหยุ่นตัวปกติมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีอีลาสติก (Theory of elasticity) อย่างไรก็ตามสำหรับถนนค่าก่อสร้างต่ำ ซึ่งยอมให้เกิดร่องล้อได้ถึง 5-7.5 ซม. (2-3 นิ้ว) ก็อาจนำเอาทฤษฎีพลาสติก (Theory of plasticity) มาใช้ได้ จึงได้นำเอาทฤษฎีนี้มาใช้

จากน้ำหนักล้อและรูปแบบการจัดวางล้อที่กำหนดให้ สร้างความสัมพันธ์ระหว่าง critical bearing capacity ของโครงสร้างทาง (q) และ number of operations leading to failure (N) ได้ดังนี้

$$q = \alpha_p \log \beta_p N \dots \dots \dots (4.6)$$

เมื่อ  $\alpha_p$  และ  $\beta_p$  เป็นค่าคงที่ ซึ่งขึ้นอยู่กับ น้ำหนักล้อ รูปแบบการจัดวางล้อ และความดันลมยาง (tire pressure)



สมการที่ 4.6 บอกให้รู้ว่า สำหรับโครงสร้างที่แตกต่างกัน ถ้ามีค่า bearing capacity เท่ากันแล้ว จำนวน operation ที่ทำให้ถนนวิบัติจะเท่ากันด้วย โดยมีเงื่อนไขว่า น้ำหนักล้อ รูปแบบการจัดวางล้อ และความดันลมยาง จะต้องเหมือนกันด้วย ค่า critical bearing capacity โดยตัวของมันเองจะเป็นฟังก์ชันกับความหนา และคุณสมบัติของวัสดุ ดังนั้นการคำนวณหาค่า  $q$  จำเป็นที่จะต้องมีความรู้ในด้านคุณสมบัติความแข็งแรงของทั้ง subgrade และ single granular layer

จากการทดลองของ Foster พบว่าค่า CBR ที่ทดสอบในสนาม (in-situ CBR) ของ single granular layer แปรตามความลึก โดยที่ผิวบนค่า CBR จะสูงกว่าที่ส่วนล่าง และจากการทดสอบหาค่า CBR บนถนนที่กำลังใช้งานอยู่ในประเทศ โบลิเวีย พบว่าได้ผลเช่นเดียวกัน ตารางที่ 4.3 แสดงผลการทดสอบค่า CBR ในสนาม ตารางที่ 4.3 In-situ CBR results from Bolivian Study

Thickness of granular layer (cm)	CBR of subgrade (%)	CBR in the middle of the granular layer (%)	CBR on the surface of the granular layer (%)
15.0 - 17.0	9%	25% - 40%	> 80
14.5 - 16.0	12%	28% - 44%	> 80

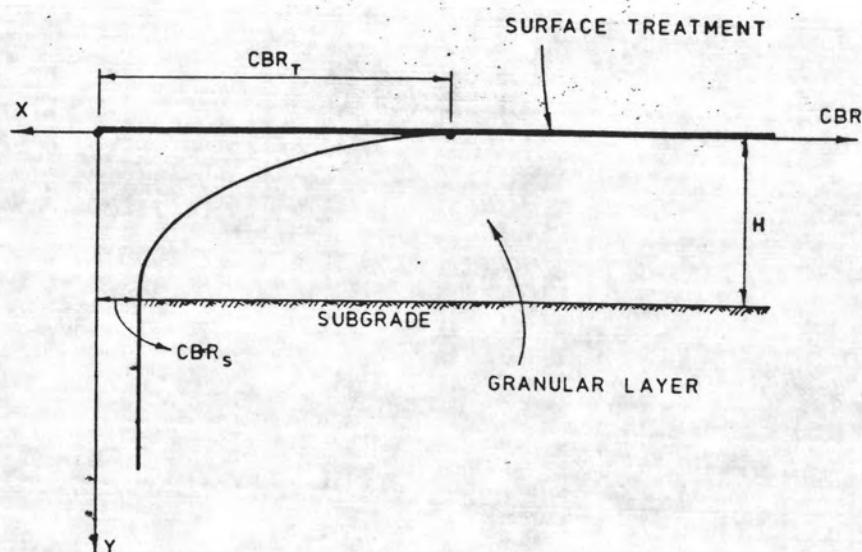
Note: 1 cm = 0.39 in.

จะสังเกตได้ว่าการทดลองของ Foster และผลการทดลองในประเทศ โบลิเวีย มีความสอดคล้องกัน ทั้งในส่วนของค่าอัตราส่วน  $EG/E_s$  ที่แปรเปลี่ยนตามความลึกด้วย (เมื่อ  $E_s$  หมายถึง resilient modulus ของ granular material และ  $E_s$  หมายถึง resilient modulus ของ subgrade) และถ้าใช้ทฤษฎีอีลาสติก (theory of elasticity) ในการออกแบบความหนาของถนนชนิดหยุ่นตัว (flexible pavement) จะนำเอาผลอันนี้มาใช้ (คือ  $EG/E_s$  แปรค่าตามความลึก)

โดยการรวมเข้าด้วยกัน ความแปรเปลี่ยนของค่า CBR ในสนามกับความลึก จะสร้างเป็นสมการได้ดังนี้ (ดูรูปที่ 4.11)

$$\log CBR_g = \left(1 - \frac{y}{H}\right) \log \frac{CBR_T}{CBR_S} + \log CBR_S \dots\dots\dots(4.7)$$

เมื่อ  $CBR_g$  หมายถึง CBR ในสนามของ granular material ซึ่งเป็นฟังก์ชันกับความลึก  $y$   $CBR_T$  หมายถึง CBR ที่ผิวของ granular material คือเมื่อ  $y = 0$  นั่นเอง  $CBR_S$  หมายถึง CBR ของ subgrade และ  $H$  หมายถึง ความหนาของ single granular layer ซึ่งก็คือความหนาของโครงสร้างทาง



รูปที่ 4.11 Variation in the CBR values of the granular layer with depth

สมการที่ 4.7 จะถูกต้องเฉพาะ เมื่อ  $0 < y < H$  กรณี  $y > H$   
 $CBR_u$  จะเท่ากับ  $CBR_u$

Wiseman และ Zeitien ได้ศึกษา และสร้างสมการขึ้นดังนี้

$$s = \lambda CBR \dots\dots\dots(4.8)$$

เมื่อ  $s$  หมายถึง shear strength ของวัสดุ และ  $\lambda$  เป็นค่าคงที่  
 สำหรับวัสดุนั้น ๆ

เพื่อให้การคำนวณง่ายขึ้น จึงสมมติให้ angle of internal friction  
 เป็นศูนย์ ดังนั้น  $s$  จึงเท่ากับรัศมี  $R_r$  ของ Mohr circle failure  
 (ดูรูปที่ 4.12) ดังนั้นจะได้

$$R_r = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2 \cos 2\psi} = \lambda CBR_u \dots\dots\dots(4.9)$$

หรือ

$$\sigma_x = p + R_r \cos 2\psi \dots\dots\dots(4.10a)$$

$$\sigma_y = p - R_r \cos 2\psi \dots\dots\dots(4.10b)$$

$$\tau_{xy} = R_r \sin 2\psi \dots\dots\dots(4.11c)$$

เมื่อ  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  และ  $\tau_{xy}$  = component tensor stress in  
 the x-y plane

$\psi$  = the angle between x and the  
 principal stress directions  
 (the positive direction of  
 $\psi$  is counter - clockwise  
 from x to the principal  
 stress direction)

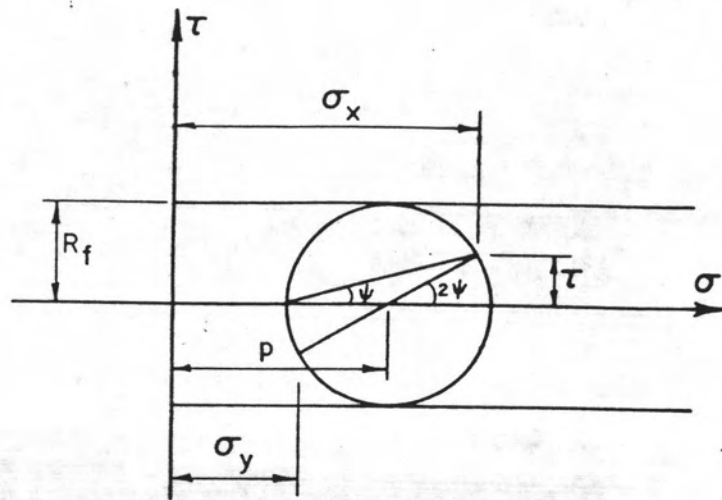


Fig 4.12 The Mohr circle during yield,  
at a given  $\psi$

สมการ Critical Bearing Capacity

Livneh และ Greenstein กล่าวไว้ว่า มีความเป็นไปได้ที่จะใช้ the Prandtl failure mechanism (ดูรูปที่ 4.13a) ในการคำนวณค่า bearing capacity ของ single-layered pavement ซึ่ง the Prandtl failure mechanism นี้ประกอบไปด้วย

- (a) triangle OAD, a region of active Rankine Shear, with angle  $\text{OAD} = \pi/2$  ( $\psi = \pi/2$ )
- (b) triangle CBO, a region of passive Rankine shear, with angle  $\text{CBO} = \pi/2$  ( $\psi = 0$ ) and
- (c) sector OAD, a region of radial shear, with a circular arc BA

เพื่อที่จะหา critical bearing capacity ( $q$ ) โมเมนต์ต้องเป็นศูนย์ stress ที่ทำให้โมเมนต์เป็นศูนย์ (ดูรูปที่ 4.13b) มีดังนี้

- $\sigma_A$  = the active stress, which varies with the depth,  $y$  from equation (4.7)
- $\sigma_P$  = the passive stress, which also varies with  $y$
- $R_r$  = the strength factor (i.e. the radius of the Mohr circle at failure), which varies with  $x$  and  $y$

ดังนั้นค่า average critical bearing capacity,  $\bar{q}$  acting along  $x$  (เนื่องจาก  $q$  เป็นฟังก์ชันของ  $x$   $q$  จึงเท่ากับ  $[\int_0^{2a} q \cdot dx] / 2a$  เขียนเป็นสมการได้ดังต่อไปนี้

$$\bar{q} = \int_0^a \sigma_P \cdot y \cdot dy + \int_0^{\pi/2} R_r (a \sqrt{2})^2 d\psi$$

$$= \bar{q} \frac{a^2}{2} + \int_0^a \sigma_A \cdot y \cdot dy \dots \dots \dots (4.11)$$

เมื่อ  $2a$  = the width of the contact area of the wheel being 23 cm. ( 9 in.) for the standard axle

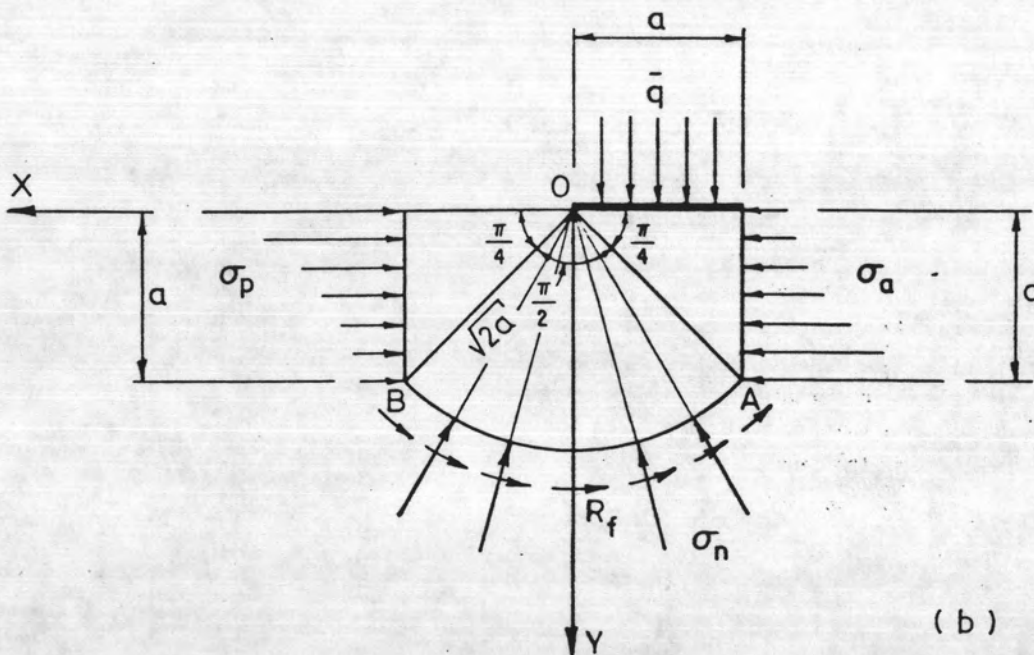
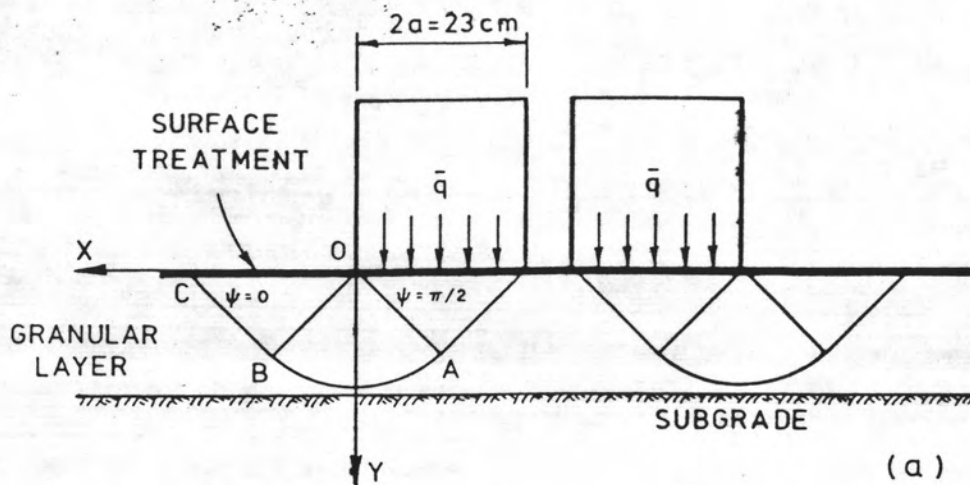


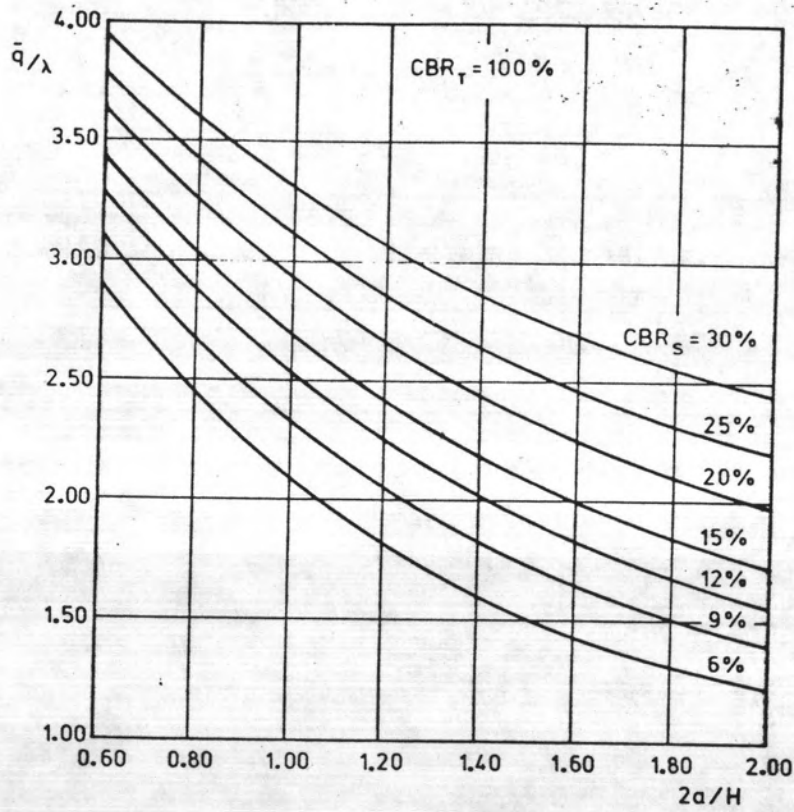
Figure 4.13 Rupture mechanism for determining bearing capacity

จากสมการที่ 4.10  $\sigma_A = \sigma_x$  เมื่อ  $\psi = \frac{\pi}{2}$  และ  $\bar{q} = \sigma_y$   
 ดังนั้น  $p = \bar{q} - R_f$  และ  
 $\sigma_A = \bar{q} - 2R_f \dots\dots\dots(4.12)$

ในทำนองเดียวกัน  $\sigma_p = \sigma_x$  เมื่อ  $\psi = 0$  และ  $\sigma_y = 0$  ดังนั้น  
 $p = R_f$  และ  
 $\sigma_p = 2R_f \dots\dots\dots(4.13)$

โดยการแทนค่า และ integrate สมการที่ 4.11 โดยใช้ numerical method ค่ารวมจะได้ผลลัพธ์ ซึ่งนำมาพลอตกราฟได้ดังรูปที่ 4.14 จากรูปจะเห็นได้ว่าค่า  $\bar{q}/\lambda$  ขึ้นอยู่กับ

- (ก) อัตราส่วน  $\frac{2a}{H}$   
 (ข) ค่า  $CBR_u$  ของ subgrade  
 และ (ค) ค่า  $CBR_r$  ที่ผิวของ granular material ซึ่งเท่ากับ 100%  
 ตามรูปที่ 4.14



รูปที่ 4.14 Critical bearing capacity as a function of  $2a/H$  for different values of  $CBR_s$



การพิจารณาแผนภูมิออกแบบ

เพื่อที่จะสร้างแผนภูมิออกแบบ สิ่งแรกที่จะต้องทำคือ คำนวณหาค่า  $\alpha_p$  และ  $\beta_p$  เสียก่อน ทำได้โดยใช้ตารางที่ 4.4 ซึ่งได้จากการศึกษาทดลองถนนในประเทศ โบลิเวียที่ถึงจุดวิบัติแล้ว

ตารางที่ 4.4 Performance data of failed pavements in Santa Cruz, Bolivia, study, with  $CBR_u = 9\%$

H (cm)	2a/H	N x 1000	rut depth (cm)	$\bar{q}/\lambda$
16.5	1.39	20	7.0	1.84
18.5	1.24	50	5.0-6.5	2.03
22.0	1.04	150	5.0-6.5	2.24
25.0	0.92	450	5.0-6.5	2.45

Note: 1 cm = 0.39 in.

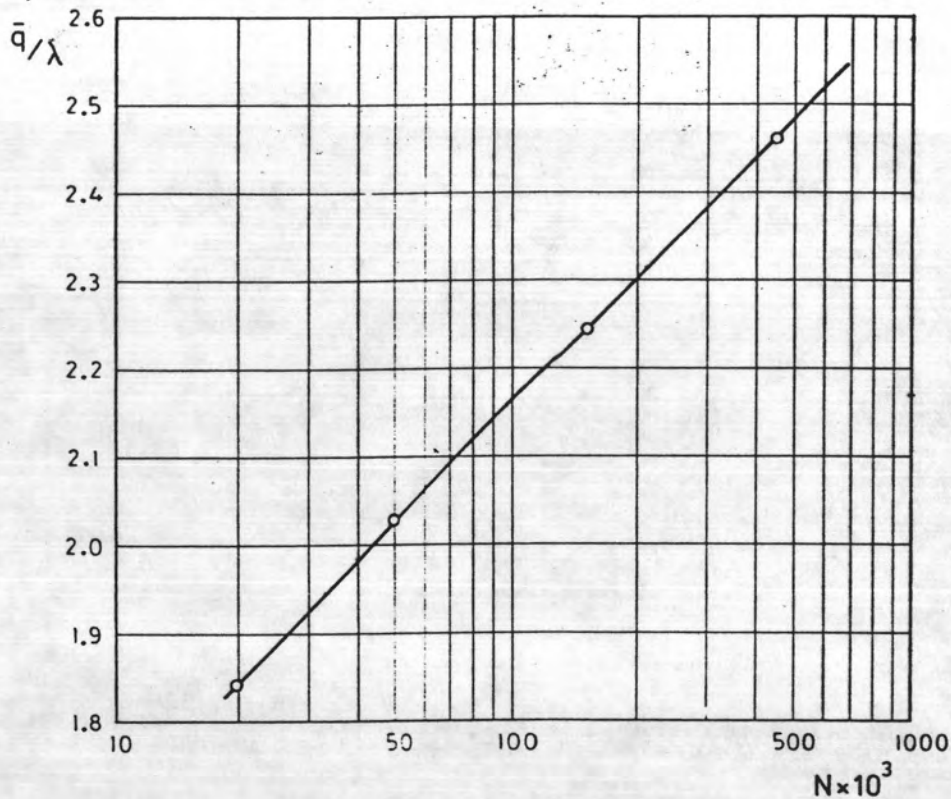
Remark

(N, the number of operations to failure, corresponds to the standard 18 kips axle load; 2a is equal to 23 cm (9 in.);  $\bar{q}/\lambda$  is taken from Fig.

4.14 for the corresponding values of  $2a/H$ ; and  $CBR_u$   
 = 9%)

นำผลในตารางที่ 4.4 มาพลอตกราฟดังรูปที่ 4.15 ซึ่งแสดง  $\bar{q}/\lambda$  เป็นฟังก์ชัน  
 ของ  $N$  จากรูปที่ 4.15 จะเห็นได้ว่า  $\bar{q}/\lambda$  มีความสัมพันธ์กับ  $\log N$  เป็นแบบ  
 เส้นตรง ซึ่งสอดคล้องกับสมการที่ 4.6 และทฤษฎีที่แสดงไว้ ณ ที่นี้

รูปที่ 4.15 ใช้แปลงค่า  $\bar{q}/\lambda$  ในรูปที่ 4.14 เป็นค่า  $N$  ดังนั้นจะได้แผนภูมิ  
 ออกแบบความหนาแสดงในรูปที่ 4.16 ซึ่งพลอตค่า  $\bar{q}/\lambda$  และ  $2a/H$  ลงไปด้วย



รูปที่ 4.15 Relationship between the critical bearing capacity and  
 the number of operations to failure of the standard axle  
 load (18 kips)

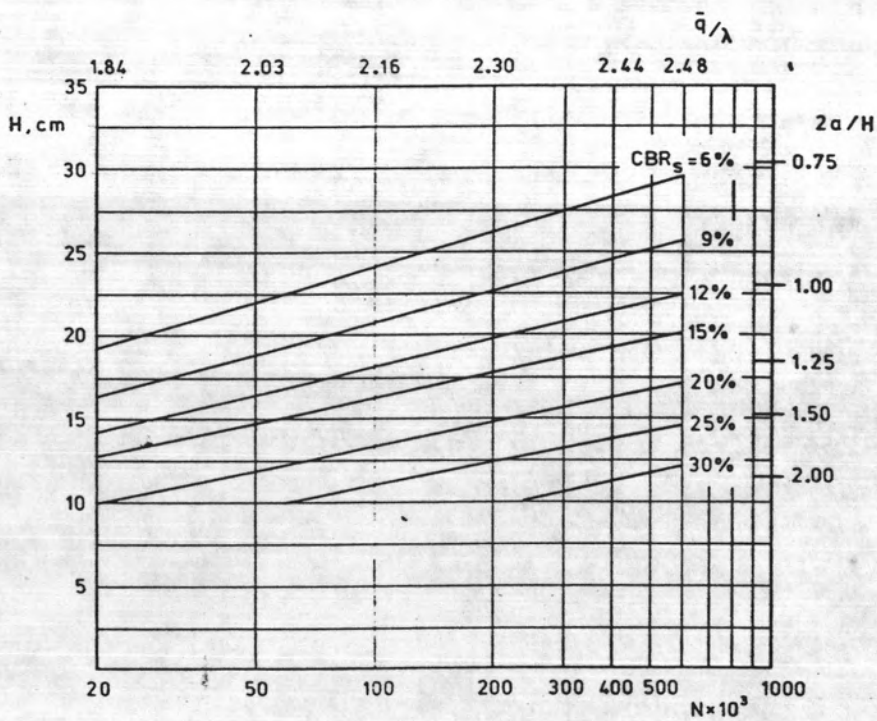


Figure 4.16 Thickness design charts for a granular single-layered pavement and for the standard axle load

การพิสูจน์ความถูกต้องของแผนภูมิออกแบบความหนา

ความสมเหตุสมผลของแผนภูมิออกแบบนี้ ตรวจสอบโดยใช้ข้อมูลพฤติกรรมของถนนที่ถึงจุดวิบัติสำหรับ Subgrade ที่แตกต่างกัน ซึ่งได้จากการศึกษาในประเทศโบลิเวีย ข้อมูลเหล่านี้แสดงไว้ในตารางที่ 4.5

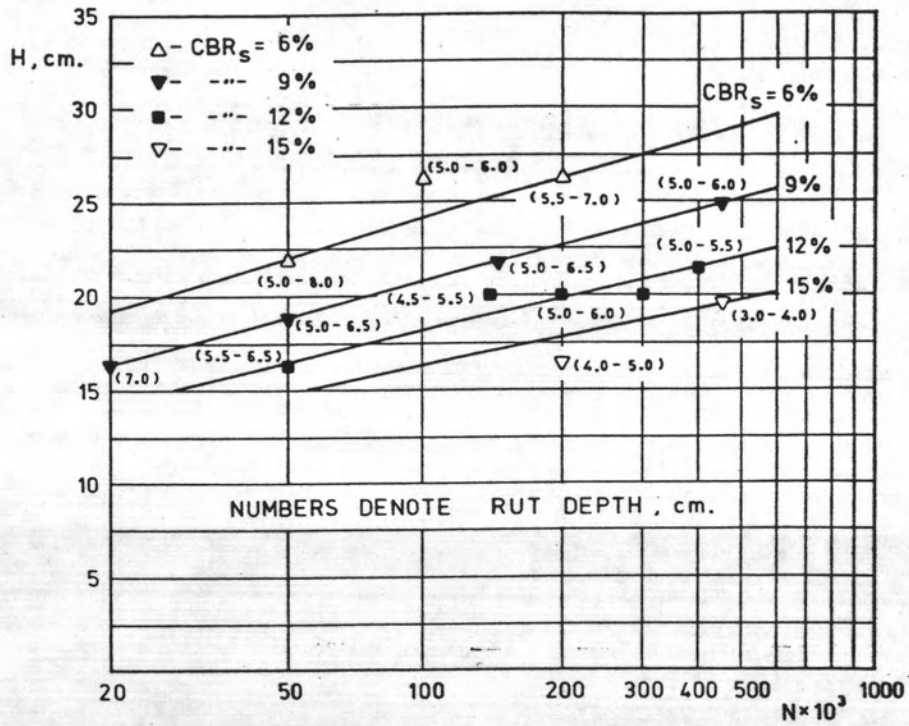
ในตารางที่ 4.5 นี้ N เป็น number of operations ของ standard 80.1 KN (18 Kips) axle load per lane ที่ทำให้ถนนถึงจุดวิบัติในการวัดค่าความลึกร่องล้อใช้ความยาว 180 ซม. (5.9 ฟุต) เป็นเครื่องมือ

ตารางที่ 4.5 Performance data of Bolivian failed pavements with different subgrades

1000·N	H (cm)	CBR <sub>S</sub> (%) <sup>S</sup>	rut depth (cm)
20	16.5	9	7.0
50	22.0	6	5.0-8.0
50	18.5	9	5.0-6.5
50	16.5	12	5.5-6.5
100	26.5	6	5.0-6.0
150	22.0	9	5.0-6.5
150	20.0	12	4.5-5.5
200	26.5	6	5.5-7.0
200	20.0	12	5.0-6.0
200	16.5	15	4.0-5.0
350	20.0	15	5.0-6.0
350	21.5	15	5.0-6.5
450	25.0	9	5.0-6.0
450	19.0	15	3.0-4.0

Note: 1 cm = 0.39 in.

รูปที่ 4.17 แสดงข้อมูลพฤติกรรม และค่าที่ได้จากแผนภูมิออกแบบ (รูปที่ 4.16) ซึ่งจะเห็นได้ว่า แผนภูมิออกแบบที่เสนอแนะ (รูปที่ 4.16) สอดคล้องเป็นอย่างดีกับข้อมูลพฤติกรรม



รูปที่ 4.17 Performance data together with the derived design charts

\*

จากข้อมูลพฤติกรรมนำมาสร้างสมการ โดยอาศัยวิธีวิเคราะห์แบบ multiple linear regression และได้เป็นสมการดังต่อไปนี้

$$H = 9.5 - 22.5 \log CBR_{\text{sub}} + 6.6 \log N \dots\dots\dots(4.14)$$

เมื่อ

H = ความหนา ซม.

$CBR_{\text{sub}}$  = ค่า CBR ของ subgrade

N = number of operation

ความแตกต่างของค่า H ซึ่งได้จากการคำนวณจากสมการที่ 4.14 และที่อ่านได้จากกราฟ ในรูปที่ 4.16 มีค่าแตกต่างกันเล็กน้อย (คือน้อยกว่า 0.5%) ดังนั้นจึงพอสรุปได้ว่าทฤษฎีที่ใช้ช่วยทำให้ผลลัพธ์สมเหตุสมผลยิ่งขึ้น แต่ถึงกระนั้นก็ตามเนื่องจากข้อมูลพฤติกรรมมีจำกัด แผนภูมิออกแบบนี้จึงควรใช้เฉพาะเมื่อ  $0.9 < H/a < 2.2$

#### 4.3 การศึกษาวิจัยของ Gerald Coghlan

Gerald Coghlan ได้ศึกษาเปรียบเทียบแบบจำลอง The U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station (WES) ซึ่งเป็นแบบจำลองสำหรับ ออกแบบความหนา unsurfaced roads และ Airfields กับแบบจำลองซึ่งพัฒนาจาก The Interim Guide for the Design of Flexible Pavement Structures โดย AASHTO แบบจำลอง WES เป็นแบบจำลองเริ่มแรกสำหรับ single unsurfaced soil แบบจำลอง The AASHTO สำหรับ flexible pavement ที่มีผิวบิโทมินัสมีพื้นฐานมาจาก the AASHTO Road Test และการศึกษาวิจัยอื่น ๆ โดยแปลงค่าของพารามิเตอร์ที่ใช้ในแบบจำลอง AASHTO มาเป็นพารามิเตอร์ของแบบจำลอง WES

แบบจำลอง WES เป็นการทดลองต่อจากการทดลองซึ่ง The US. Army ได้ทำค้างไว้ ซึ่งเดิมไม่ได้ทำการทดลองกับ cover material ที่มีความแข็งแรงต่างกันมากพอ การทดลองในครั้งนี้จึงได้ใช้ cover material ที่มีคุณสมบัติความแข็งแรงแตกต่างกัน (ขยายให้กว้างขึ้น) แบบจำลองนี้จะหาความหนาของ cover material ที่มี CBR ต่ำสุดที่จะปกป้อง subgrade จากการวิบัติภายใต้น้ำหนัก และความดันลมยางที่แตกต่างกัน (ทราบค่า coverage) โดย "การวิบัติ" (ภาวะวิบัติ) หมายถึง เมื่อ surface เกิดร่องลึก 3 นิ้ว หรือเกิด elastic deformation 1.5 นิ้ว

\*

แบบจำลอง AASHTO ของ flexible pavement ที่มีผิวเป็นบิโทมินัสมีพื้นฐานมาจาก the AASHTO Road Test และการศึกษาที่เกี่ยวข้องกัน การวิบัติของ the AASHTO Road Test เกิดขึ้นเมื่อ terminal serviceability index (TSI) เป็น 1.5 (ถ้า terminal serviceability เป็น 0 หมายถึง pavement อยู่ในสภาพที่แย่มาก ๆ ถ้าเป็น 5 หมายถึงมีสภาพดีมาก) แบบจำลอง AASHTO หาความสัมพันธ์ระหว่าง the number of equivalent 18-kip axles loads (EALs) กับ subgrade strength (soil support) เพื่อหา pavement strength (structural number SN) ค่า SN นี้ อาจจะถูกปรับแก้โดยใช้ regional factor pavement ผลลัพธ์ในที่นี้ออกแบบให้ TSI เป็น 2.0 (ซึ่งเป็นสภาพในขณะที่ยังใหม่แล้ว) ที่จุดสิ้นสุดของการออกแบบให้มีปริมาณจราจรเท่ากัน แบบจำลองที่คล้ายคลึงกันที่ TSI = 2.5 รวมอยู่ใน the AASHTO Interim Guide

วิธีการคำนวณเปรียบเทียบ

ครั้งแรกจะต้องเปลี่ยนพารามิเตอร์ของแบบจำลอง WES ให้เหมือนกับพารามิเตอร์

ของแบบจำลอง AASHTO เสียก่อน กล่าวคือเปลี่ยนให้เป็น soil support number of 18-kip ESLs และ SN หลังจากนั้นทำการเปรียบเทียบแบบจำลองทั้งสอง โดยพลอตเป็นกราฟสามมิติ และสองมิติ

ในการแปลงค่า CBR เป็น soil support อาศัยแผนภูมิ correlation ตามคำแนะนำใน the AASHTO Interim Guide ความสัมพันธ์นี้จะแปรเปลี่ยนไปตาม วัสดุในท้องถิ่นและวิธีการทดลองหาค่าตัวแปรนั้น ๆ

เมื่อคำนวณหาจุดต่าง ๆ สำหรับแบบจำลอง WES สมมติ น้ำหนักล้อเท่ากับ 9,000 ปอนด์ และความดัน 80 ปอนด์/ตารางนิ้ว coverage ถูกสมมติว่าเทียบเท่ากับ number of passes soil support ของ subgrade หากจากแผนภูมิ correlation (โดยใช้ค่า static CBR) ในรูปที่ 4.18 ความหนาของ cover material คำนวณจาก สมการของ WES คือ

$$t = (0.176 \log C + 0.12) \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ CBR}} - \frac{A}{\pi}}$$

ค่า CBR ต่ำสุดของ cover material หาได้จากรูปที่ 4.18 คำนวณหา equivalent SN ได้เมื่อทราบค่า CBR ต่ำสุด และความหนาของ cover material โดยอาศัยค่า layer coefficient ที่หาจากรูปที่ 4.20 สำหรับ cover material การตั้งสมมติฐานที่จะใช้ a3 - CBR correlation ของแต่ละคนเป็นสิ่งที่สำคัญมาก

ต่อไปจะกล่าวถึงตัวอย่างการแปลงแบบจำลอง WES เป็นพารามิเตอร์ของ AASHTO สำหรับ subgrade CBR เท่ากับ 2.8 coverage เท่ากับ 10,000

$$\text{tire contact area } A = \frac{9000 \text{ ปอนด์}}{80 \text{ ปอนด์/ตร.นิ้ว}} = 112 \text{ ตร.นิ้ว}$$

จากสมการคำนวณความหนาของ WES

$$\begin{aligned} t &= (0.176 \log c + 0.12) \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ CBR}} - \frac{A}{\pi}} \\ &= (0.176 \log 10,000 + 0.12) \sqrt{\frac{9000}{8.1 \times 2.8} - \frac{112}{\pi}} \\ &= 15.67 \text{ นิ้ว} \end{aligned}$$



จากรูปที่ 4.19      minimum surfacing CBR = 11.4

จากรูปที่ 4.20      layer strength coefficient สำหรับ CBR 11.4

$$= a = 0.084$$

SN                    = a.t

$$= 0.084 \times 15.67$$

$$= 1.32$$

จากรูปที่ 4.18      ที่ subgrade CBR = 2.8 ค่า soil support = 3 ดังนั้น  
 สำหรับ S = 3 และ 10,000 ครั้ง 18 - kip EALs ค่า SN = 1.32  
 ผลลัพธ์

รูปที่ 4.21 แสดงการพลอต AASHTO flexible pavement model เป็น  
 รูปสามมิติ ในรูปที่ 4.22 แสดงการพลอตแบบจำลอง WES เป็นรูปสามมิติ และได้  
 พลอตจุดที่คำนวณให้ดูเป็นตัวอย่างลงไปด้วย ส่วนรูปที่ 4.23 แสดงการพลอตแบบจำลอง  
 WES และแบบจำลอง AASHTO ลงในรูปเดียวกัน จากรูปที่ 4.23 จะเห็นได้ว่าแบบ  
 จำลอง WES เป็นเสมือนเงาของแบบจำลอง AASHTO เพราะมีค่าใกล้เคียงกัน โดย  
 เฉพาะอย่างยิ่งที่ตำแหน่งที่ค่า S เท่ากับ 1 และที่ปริมาณจราจร soil support มีค่า  
 มากขึ้น ค่า SN ของแบบจำลอง WES จะต่ำกว่าค่า SN ของแบบจำลอง AASHTO  
 ที่ตำแหน่ง EAL น้อยกว่า 100 ค่า SN ของแบบจำลอง AASHTO มีค่าเป็นศูนย์ ส่วนค่า  
 SN ของแบบจำลอง WES มีค่ามากกว่าศูนย์ ในรูปที่ 4.24 แสดงการพลอตแบบจำลอง  
 ทั้งสองเป็นรูปสองมิติ

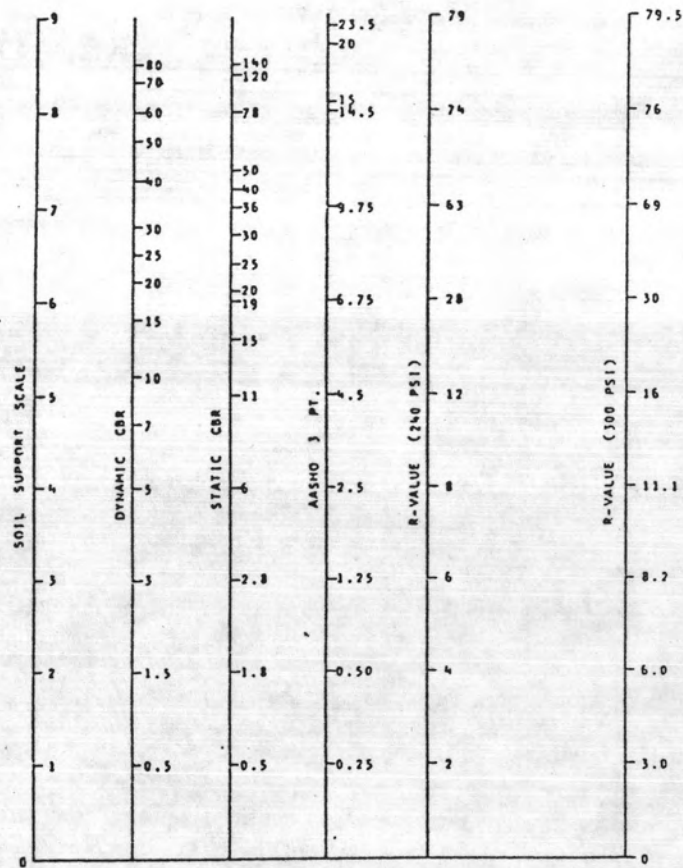
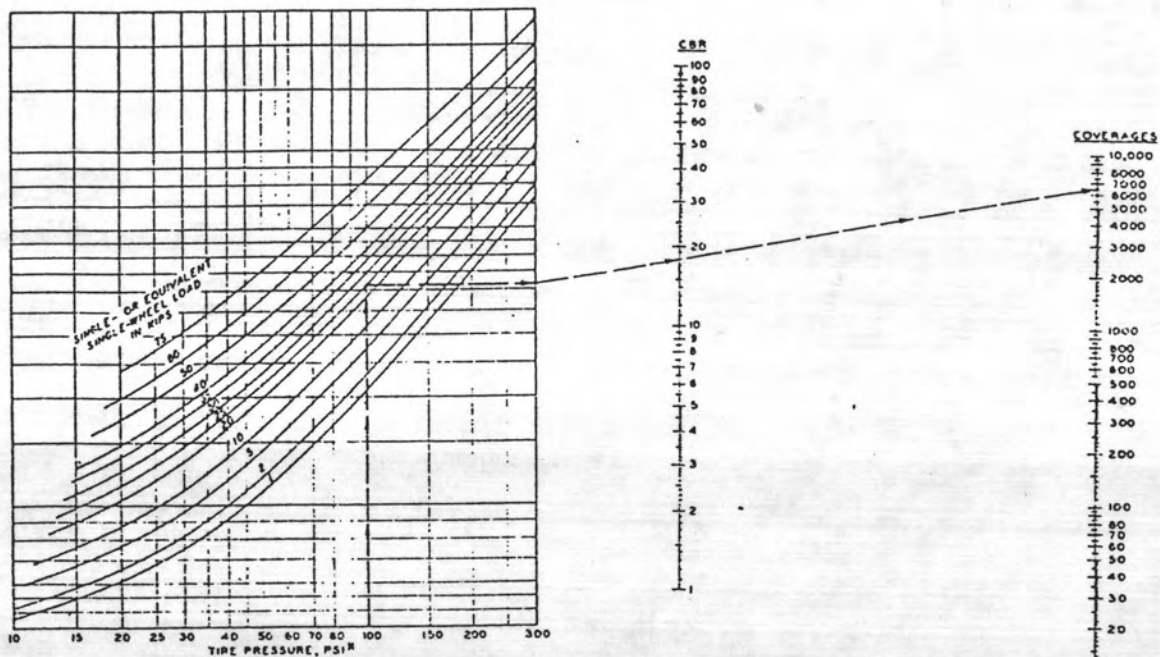


Figure 4.18 Soil support correlation

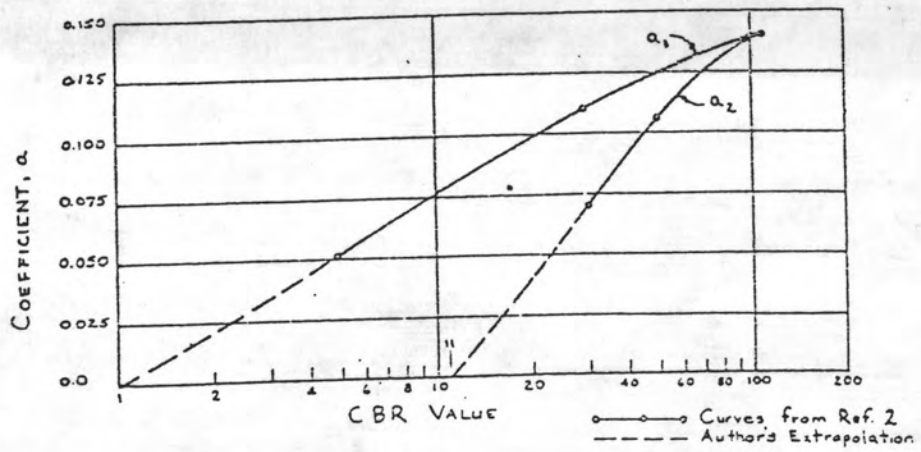


USE TIRE INFLATION PRESSURE EXCEPT WHEN MORE PRECISE DETERMINATIONS ARE REQUIRED; THEN USE AVERAGE GROUND CONTACT PRESSURE.

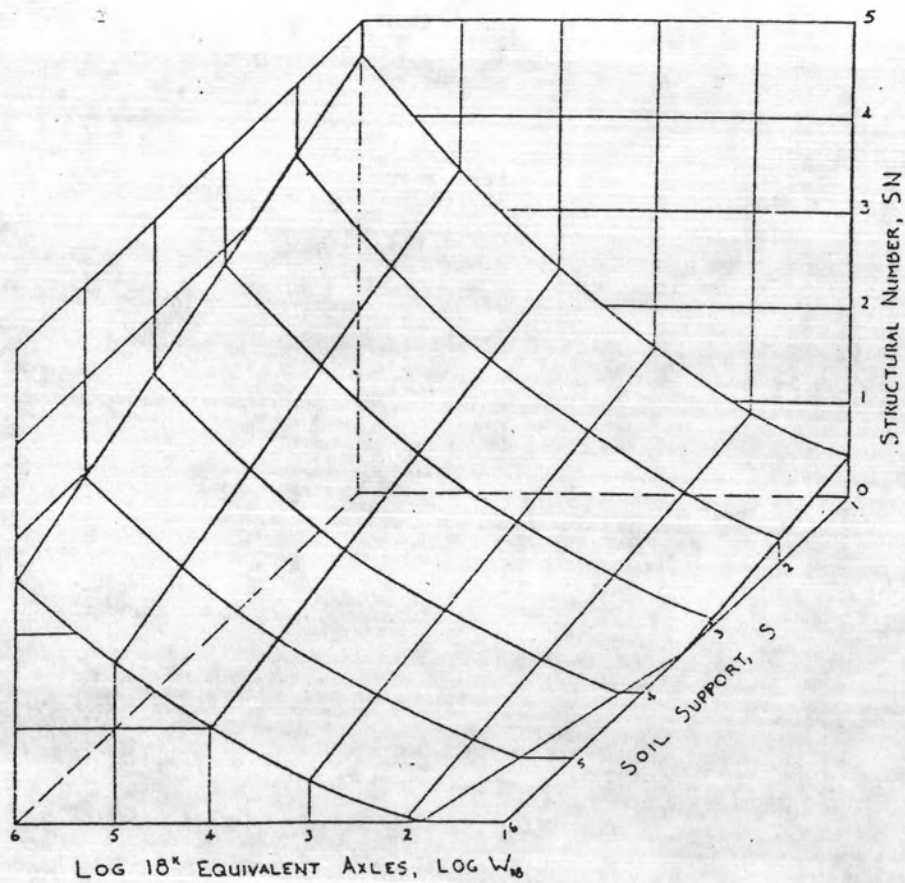
EXAMPLE: FOR TRAFFIC BY AIRCRAFT WITH 25,000-LB SINGLE-WHEEL LOAD ON A TIRE INFLATED TO A PRESSURE OF 100 PSI, AN 18-CBR SOIL EXTENDING TO A SUFFICIENT DEPTH COULD WITHSTAND 6500 COVERAGES WITHOUT FAILURE.

CBR REQUIRED FOR OPERATION OF AIRCRAFT ON UNSURFACED SOILS

4.19 Minimum WES CBR requirements



चित्र 4.20 Layer coefficient correlation



चित्र 4.21 Three-dimensional plot of AASHTO

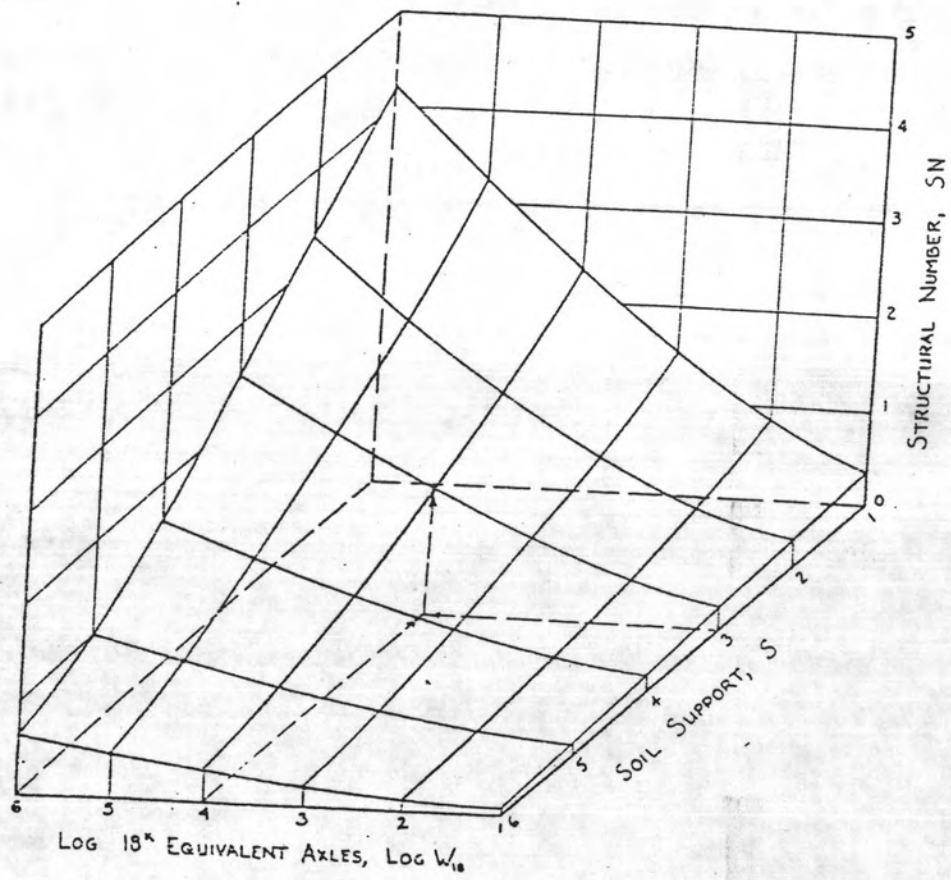


Figure 4.22 Three-dimensional plot of WES model

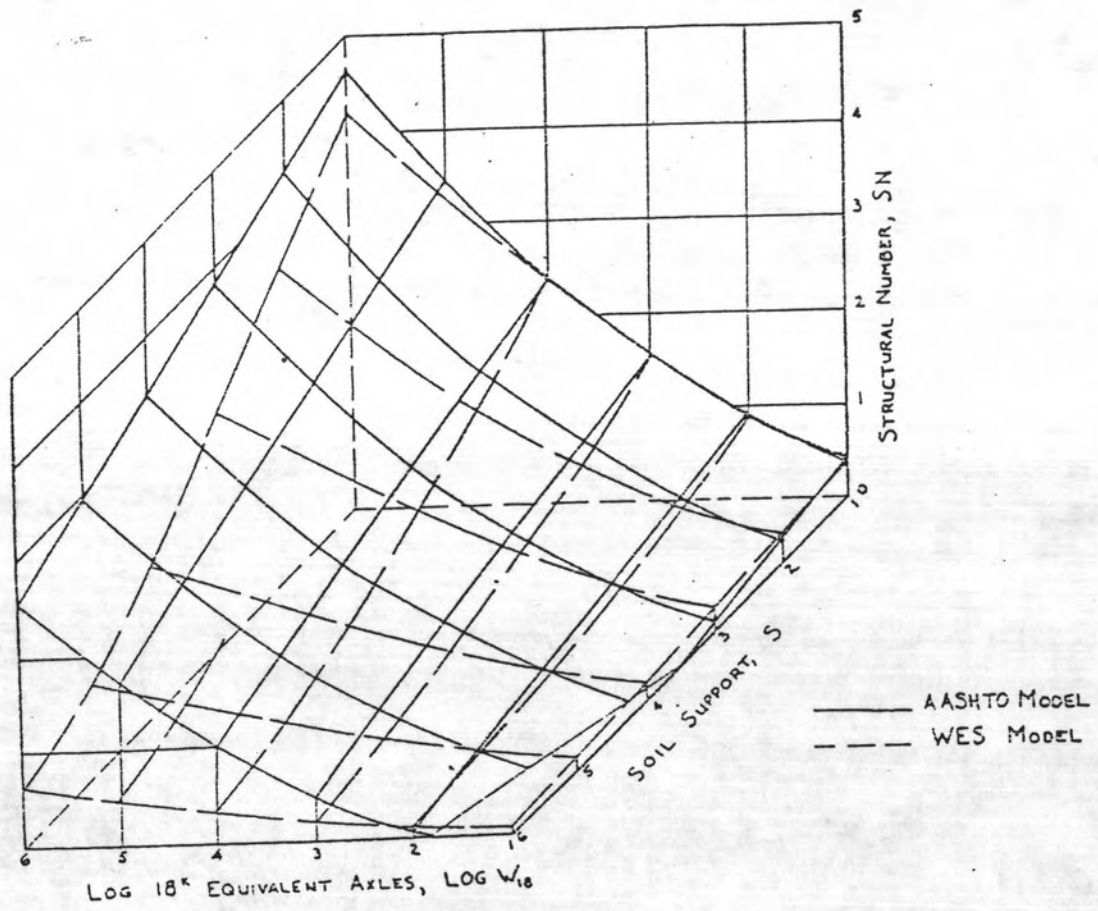
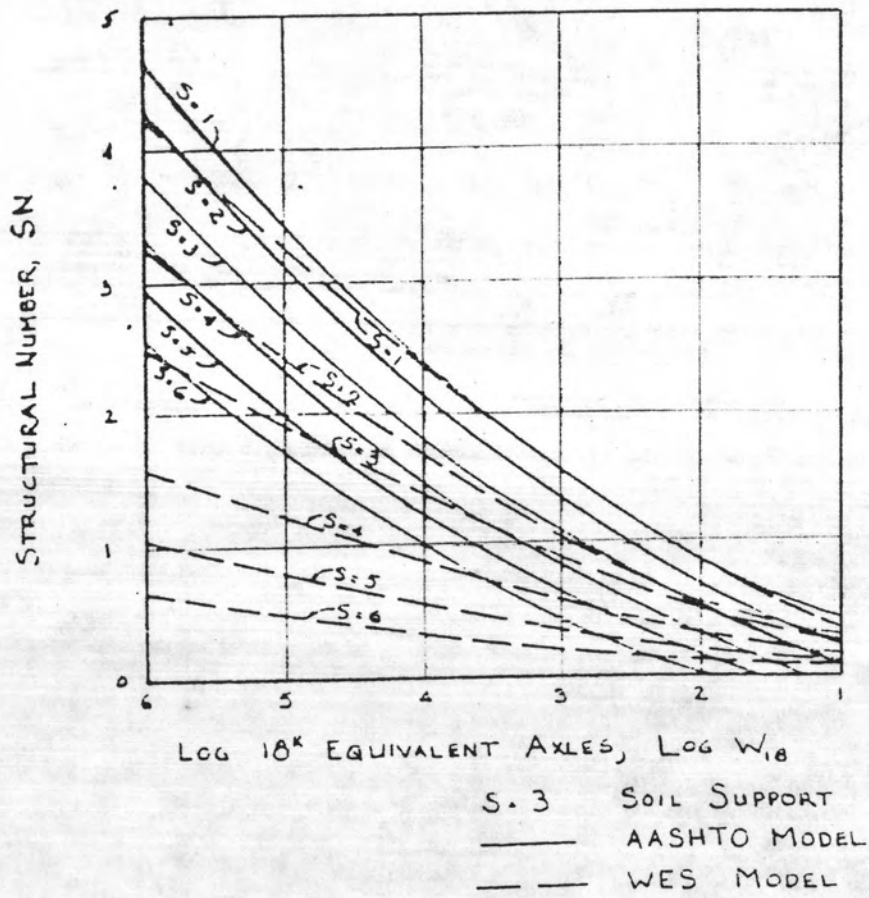


Figure 4.23 Three-dimensional plot of AASHTO and WES models



4.24 Two-dimensional plot of AASHTO and WES models.