

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและเอกสารงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

#### 2.1 การออกแบบโครงสร้างชั้นทางด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์ (Analytical Design)

ธีรชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ข.) การออกแบบโครงสร้างถนนลาดยาง (Flexible pavement) ได้มีการพัฒนาอย่างต่อเนื่องมานานมากกว่า 50 ปี การออกแบบในระยะแรกจะยึดเอาผลการทดลองและผลการออกแบบเก่า ๆ ที่ผ่านมาเป็นหลักในการสร้างเกณฑ์การออกแบบและจัดทำกราฟเพื่อใช้ในการออกแบบเพื่อนำไปใช้งานต่อไป โดยเรียกวิธีการออกแบบในลักษณะนี้ว่าวิธีการออกแบบด้วยวิธีเชิงประสบการณ์ (Empirical Method) ซึ่งต่อมาได้มีการออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางในอีกแนวทางหนึ่งเกิดขึ้นมา โดยการออกแบบในแนวทางใหม่นี้จะพิจารณาโครงสร้างชั้นทางของถนนในลักษณะเดียวกับโครงสร้างอาคาร การออกแบบในแนวทางนี้จะต้องทำการวิเคราะห์ค่าความเค้น (Stress) ความเครียด (Strain) และการทรุดตัว (Deflection) ที่เกิดขึ้นในชั้นทาง แล้วเทียบค่าที่เกิดขึ้นกับค่าวิกฤตที่ยอมให้เกิดขึ้นได้ในวัสดุชั้นทางแต่ละชั้น เพื่อกำหนดจำนวนที่ขยของน้ำหนักเพลามาตรฐาน (Equivalent Axle Loads) ที่วัสดุชั้นทางแต่ละชั้นจะสามารถรับได้

ปัจจุบันได้มีการนำวัสดุท้องถิ่นมาใช้ในการก่อสร้างถนนแทนวัสดุมาตรฐาน ตามวิธีการออกแบบเชิงประสบการณ์ รวมทั้งปริมาณการจราจรและน้ำหนักรถก็เพิ่มมากขึ้นจากเดิมเป็นอันมาก จึงมีความจำเป็นจะต้องปรับปรุงการออกแบบโครงสร้างถนนให้เหมาะสมกับวัสดุและปริมาณการจราจรที่เกิดขึ้นจริง ทำให้มีการพัฒนาการออกแบบถนนวิธีเชิงวิเคราะห์ขึ้น เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว สำหรับวิธีการที่พัฒนาขึ้นนี้จะคำนึงถึงค่าความเค้น ความเครียด และการแอ่นตัวของโครงสร้างชั้นทางแต่ละชั้นที่เกิดขึ้น ซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้โดยทฤษฎี Layered Elastic โดยค่าดังกล่าว จะมีค่าไม่เกินขีดจำกัดของวัสดุแต่ละชั้นจะสามารถรับได้ นอกจากนี้วิธีการออกแบบด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับถนนที่ต้องการใช้วัสดุแตกต่างจากมาตรฐาน เช่น วัสดุปรับปรุงคุณภาพ (Stabilized Materials) ซึ่งแข็งแรงกว่าวัสดุมาตรฐาน ทำให้สามารถรับปริมาณการจราจรสูงๆ ที่เป็นอยู่ในปัจจุบันได้ หรือใช้ออกแบบกับวัสดุท้องถิ่น (Local Material) ซึ่งมักมีคุณภาพต่ำ จึงต้องเพิ่มความหนาของชั้นถนนขึ้น ดังนั้นการออกแบบตามวิธีใหม่นี้จะช่วยขยายงานออกแบบ และก่อสร้างถนนได้มากกว่าเดิม

แม้ว่าข้อดีของการออกแบบด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์จะมีหลายประการด้วยกัน แต่วิธีการออกแบบนี้ก็มีข้อจำกัดที่สำคัญ คือ การทดลองหาค่าตัวแปรการออกแบบ (Design Parameters) ได้แก่ ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus :  $M_r$ ) และค่าอัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) ของวัสดุแต่ละชั้น ซึ่งเป็นค่าที่ประเมินได้ยาก อีกทั้งยังไม่ค่อยมีการหาค่าดังกล่าวอย่างแพร่หลายนักเนื่องจากเป็นวิธีใหม่ และเป็นค่าที่แปรเปลี่ยนตามอุณหภูมิและความชื้น ส่วนข้อจำกัดอีกประการของวิธีการออกแบบด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์นี้คือ ในการวิเคราะห์การออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางจะต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่เหมาะสม ซึ่งไม่สามารถใช้กราฟเพื่อใช้ในการออกแบบทั่วไปหรือการคำนวณค่าด้วยมือ (Hand Calculation) ให้เหมือนกับการออกแบบโดยวิธีเชิงประสบการณ์

การแก้ไขข้อเสียของวิธีเชิงวิเคราะห์สามารถทำได้โดยการศึกษาวิจัยทางด้านโครงสร้างถนนของสถาบันต่างๆในประเทศตนอย่างจริงจัง เพื่อให้ได้ค่าบันทึก (Case Records) ทางด้านนี้ได้ครอบคลุมยิ่งขึ้น อันจะได้ค่าพารามิเตอร์ที่ใช้ในการออกแบบ (Design Parameter) ของวัสดุต่างๆ ได้อย่างเหมาะสม เพื่อความมั่นใจในการออกแบบในประเทศของตน

การออกแบบด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์เป็นการออกแบบโดยใช้ Elastic Theory หรือ Viscoelastic Theory และรูปแบบทางคณิตศาสตร์มาช่วยแก้ปัญหา โดยการแบ่งโครงสร้างถนนออกเป็นชั้นๆ และใช้วัสดุที่ต่างๆ กัน สำหรับการออกแบบโครงสร้างถนนในเชิงวิเคราะห์นั้น ปัจจัยที่สำคัญประการหนึ่งสำหรับคุณสมบัติของวัสดุก็คือ การตอบสนองของวัสดุต่อการเกิดความเค้นดึง (Tensile Stress) หรือความเครียดดึง (Tensile Strain) โดยเฉพาะอย่างยิ่งความเค้นดึงกระทำซ้ำ (Repeated Tensile Stresses) หรือความเครียดดึงกระทำซ้ำ (Repeated Tensile Strain) สำหรับวัสดุชนิดหนึ่งๆ คุณสมบัติทางวิศวกรรมพื้นฐานที่จำเป็นต้องทราบในการวิเคราะห์โครงสร้างถนนด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์นี้ได้แก่

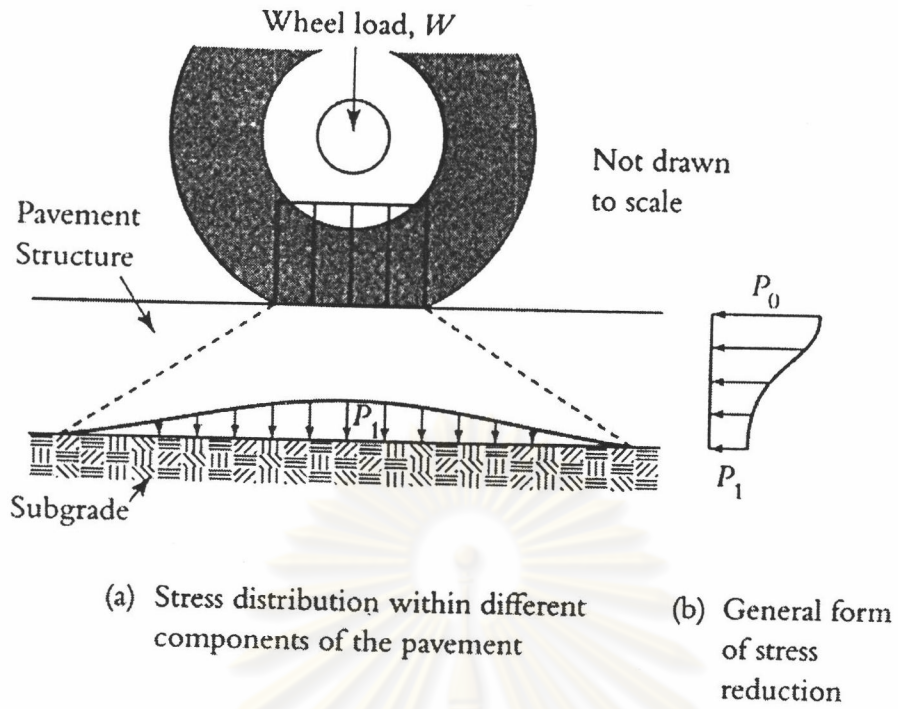
1. ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นและอัตราส่วนปัวซอง รวมทั้งความเปลี่ยนแปลงของค่าดังกล่าวตามสภาพการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ และอัตราการกระทำของน้ำหนักบรรทุกหรือน้ำหนักทดสอบ
2. ค่ากำลังแรงดึง (Tensile Strength) ที่จำเป็นต้องทราบเพื่อใช้ในการวิเคราะห์ถึงความสามารถของวัสดุในการต้านทานการแตกร้าวที่อาจเกิดขึ้นได้ หากเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรของวัสดุอันเป็นผลสืบเนื่องมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิหรือความชื้น
3. คุณลักษณะที่มีต่อแรงกระทำซ้ำ (Repeated-load) ของวัสดุ ซึ่งช่วยแสดงถึงคุณสมบัติความต้านทานของวัสดุที่มีต่อการเกิดความล้าและการยุบตัวอย่างถาวร (Permanent Deformation) ของวัสดุ

จากนั้นเราจึงวิเคราะห์หาค่าความเค้น ความเครียด และการยุบตัวที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้น แล้วตรวจสอบความสามารถของวัสดุแต่ละชั้นว่าสามารถต้านทานได้หรือไม่ ถ้าไม่ได้ก็ให้เปลี่ยนความหนาหรือเปลี่ยนชนิดของวัสดุ ซึ่งสามารถเปรียบเทียบได้กับการออกแบบโครงสร้างอาคาร ซึ่งต้องเปลี่ยนรูปโครงสร้างจริงให้เป็นโครงสร้างทางคณิตศาสตร์ โดยให้พฤติกรรมของโครงสร้างทางคณิตศาสตร์ใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด แล้วจึงวิเคราะห์หาหน่วยแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นของโครงสร้างโดยวิธีทางคณิตศาสตร์ จากนั้นนำผลการวิเคราะห์ไปออกแบบให้โครงสร้างแต่ละชั้นนั้นสามารถรับหน่วยแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้นได้อย่างปลอดภัย แล้วจึงนำผลที่ได้จากการออกแบบนั้นไปทำการก่อสร้างจริง

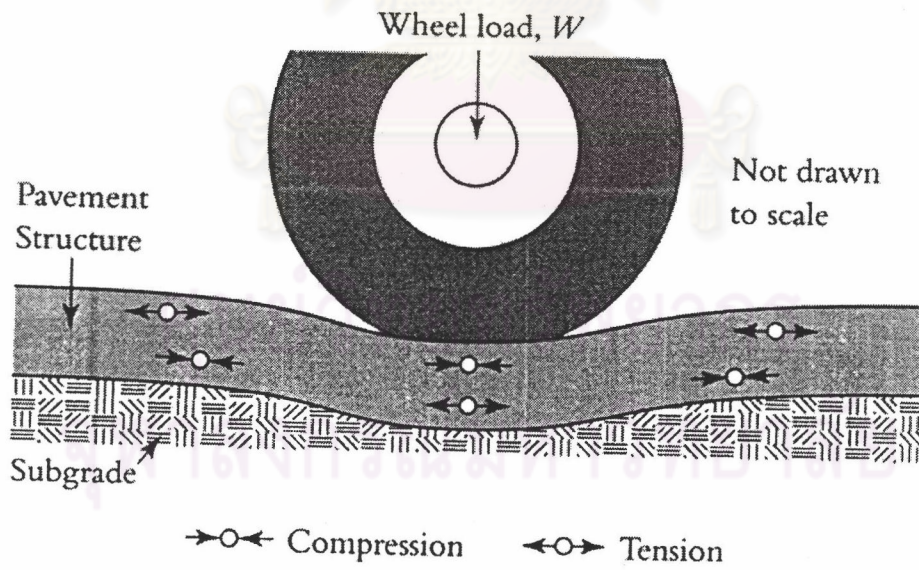
สำหรับการวิเคราะห์ความเค้น ความเครียด และการยุบตัวในการออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์ มีสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างของถนนลาดยางประกอบด้วยชั้นต่างๆ ที่มีความหนาวางทับอยู่บนชั้น Subgrade ที่มีความลึกอนันต์
2. วัสดุทุกชั้นที่วางตัวบนชั้น Subgrade ถือว่าเป็นวัสดุเนื้อเดียวกัน
3. วัสดุทุกชั้นที่วางตัวบนชั้น Subgrade ถือว่าเป็นวัสดุหยุ่นตัว
4. น้ำหนักบรรทุกจากล้อรถ (W) จะถ่ายลงสู่ผิวถนนตรงผิวสัมผัสระหว่างยางและผิวถนนเป็นลักษณะยูนิฟอร์ม ( $P_0$ ) และความเค้นจะกระจายผ่านโครงสร้างถนนลงสู่ชั้นรอง โดยจะมีค่าน้ำหนักกดมากที่สุดตรงกลางเท่ากับ  $P_1$  ดังรูปที่ 2.1 และ 2.2
5. โครงสร้างถนนมีลักษณะยืดหยุ่นจะเกิดการโก่งตัวมีทั้งความเค้นกด (Compressive Stress) และความเค้นดึง (Tensile Stress) เกิดขึ้น

ศูนย์วิทยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.1 การกระจายความดันของ Load ผ่านโครงสร้างถนนลาดยาง  
ที่มา : Asphalt Institute (1991)



รูปที่ 2.2 การเกิดการโก่งตัวทำให้เกิด ความเค้นแรงอัดและความเค้นแรงดึงภายในชั้นทาง  
ที่มา : Asphalt Institute (1991)

## 2.2 การออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตโดยวิธีมาร์แชลล์ (Asphaltic Concrete Design by Marshall's Method)

การออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตโดยวิธีมาร์แชลล์นี้ กระทำได้โดยการทดสอบคุณสมบัติพื้นฐานบางประการของมวลรวมผสมกับแอสฟัลต์ซีเมนต์ ซึ่งวิธีการนี้ได้รับการพัฒนาขึ้นกว่า 30 ปีมาแล้ว โดยหน่วยงาน Corps of Engineers ตามวิธีและแนวคิดของนายบรูซ มาร์แชลล์ จากหน่วยงานทางของรัฐมิสซิสซิปปี (Mississippi Highway Department) การทดสอบโดยวิธีนี้เป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายมากทุกสุดในหลายๆประเทศ ซึ่งจุดประสงค์ของการทดสอบเพื่อใช้ประมาณหาค่าปริมาณยางแอสฟัลต์ที่เหมาะสมในการออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตโดยวิธีมาร์แชลล์ สำหรับการทดสอบโดยวิธีมาร์แชลล์นี้จะปรากฏรายละเอียดของวิธีการทดสอบอยู่ในมาตรฐานวิธีการทดสอบที่ ทล.ท. 604/2517 ASTM D1559 และ AASHTO T245

วิธีมาร์แชลล์นี้เป็นวิธีการทดสอบที่ใช้ได้กับวัสดุผิวทางแอสฟัลต์ผสมร้อน (Hot-mix asphalt paving) เท่านั้น โดยจะต้องเป็นการผสมระหว่างแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่มีการแบ่งเกรดตามค่าการจมตัวหรือค่าความหนืดกับมวลรวมที่มีขนาดใหญ่สุดไม่เกิน 25 มิลลิเมตร (1 นิ้ว) ซึ่งวิธีการทดสอบนี้ใช้เฉพาะการทดสอบในห้องปฏิบัติการเท่านั้น

สำหรับการเตรียมตัวอย่างทดสอบมาตรฐานเหล่านี้ ต้องกระทำตามวิธีการที่กำหนดไว้ในเรื่องของการให้ความร้อน (Heating) การผสม (Mixing) และการบดอัด (Compaction) ส่วนผสมระหว่างแอสฟัลต์กับมวลรวม โดยการทดสอบจะกระทำโดยกดน้ำหนักบนก้อนตัวอย่างทดสอบมาตรฐานซึ่งบดอัดแล้วที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 4 นิ้ว (102 มิลลิเมตร) และมีความสูง 2.5 นิ้ว (64 มิลลิเมตร) ที่อุณหภูมิ 60 องศาเซลเซียส (140 องศาฟาเรนไฮต์) และในขณะที่กดน้ำหนักบนก้อนตัวอย่างนั้นจะต้องควบคุมอัตราการยุบตัวแนวตั้งของก้อนตัวอย่างให้คงที่ที่ 2 นิ้ว (51 มิลลิเมตร) ต่อนาที ซึ่งลักษณะที่สำคัญ 2 ประการของวิธีมาร์แชลล์ในการออกแบบส่วนผสมก็คือ

1. การวิเคราะห์ความหนาแน่นกับช่องว่างในส่วนผสม (Density-voids analysis) ของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านการบดอัดแล้ว
2. การทดสอบเสถียรภาพกับการไหล (Stability-flow test) ของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านการบดอัดแล้ว

ค่าเสถียรภาพ (Marshall stability) ของตัวอย่างทดสอบ เป็นค่าน้ำหนักสูงสุดที่ก้อนตัวอย่างสามารถต้านทานได้ในหน่วยเป็นนิวตัน (ปอนด์) ส่วนค่าการไหล (Flow) เป็นค่ายุบตัวแนวตั้ง (Vertical Strain) ของก้อนตัวอย่างระหว่างขณะที่ไม่มีแรงกระทำกับขณะที่มีแรงกระทำสูงสุดของการทดสอบ เสถียรภาพในหน่วยของ 0.01 นิ้ว (0.25 มิลลิเมตร)

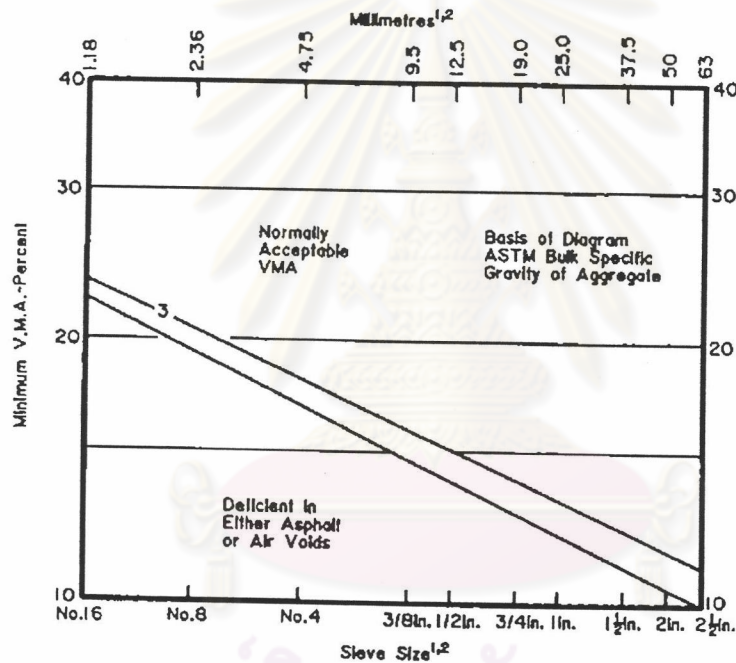
สำหรับการบดอัดส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีต จะกระทำโดยใช้การปล่อยก้อนน้ำหนักลงกระแทกก้อนตัวอย่างด้วยจำนวนการบดอัดที่แน่นอน ซึ่งกำหนดตามลักษณะของปริมาณการจราจรที่รองรับ เพราะที่แต่ละค่าจำนวนการบดอัดก็จะเปรียบเสมือนเป็นการจำลองการบดอัดที่เกิดจากสภาพการจราจรจริง เช่น ถ้าปริมาณการจราจรมาก (Heavy) แล้วจำนวนการบดอัดก็จะมีค่ามากด้วย หรือถ้าปริมาณการจราจรปานกลาง (Medium) แล้วจำนวนการบดอัดก็จะมีค่าลดลงด้วย ส่วนถ้าปริมาณการจราจรน้อย (Light) แล้วจำนวนการบดอัดก็จะมีค่าน้อยด้วย จากก้อนตัวอย่างทดสอบมาตรฐานที่ได้ภายหลังจากการบดอัด จะนำมาทำการหาคุณสมบัติทางด้านปริมาตร คือค่าปริมาณช่องว่างในมวลรวม (Voids in Mineral Aggregate : VMA) ค่าปริมาณช่องว่างที่ถูกเติมด้วยแอสฟัลต์ซีเมนต์ (Voids filled with Asphalt Cement : VFA) และค่าปริมาณช่องว่างของอากาศ (air void) ด้วย

ตารางที่ 2.1 หลักเกณฑ์การออกแบบโดยวิธีมาร์แชล

| Marshall Method<br>Mix Criteria | Traffic       |         |                |         |                |         |
|---------------------------------|---------------|---------|----------------|---------|----------------|---------|
|                                 | Light         |         | Medium         |         | Heavy          |         |
|                                 | Minimum       | Maximum | Minimum        | Maximum | Minimum        | Maximum |
| Design Traffic<br>Number (DTN)  |               | < 10    | 10             | 100     | > 100          |         |
| Compaction No.<br>of blows/side | 35            |         | 50             |         | 75             |         |
| Stability , lb (N)              | 750<br>(3333) | -       | 1200<br>(5333) | -       | 1800<br>(8000) | -       |
| Flow 0.01 inches<br>(0.25 mm)   | 8             | 18      | 8              | 16      | 8              | 14      |
| Air Voids , %                   | 3             | 5       | 3              | 5       | 3              | 5       |
| Voids in Mineral<br>Aggregate   | (รูปที่ 2.3)  |         |                |         |                |         |

ที่มา : Roberts et al. (1996)

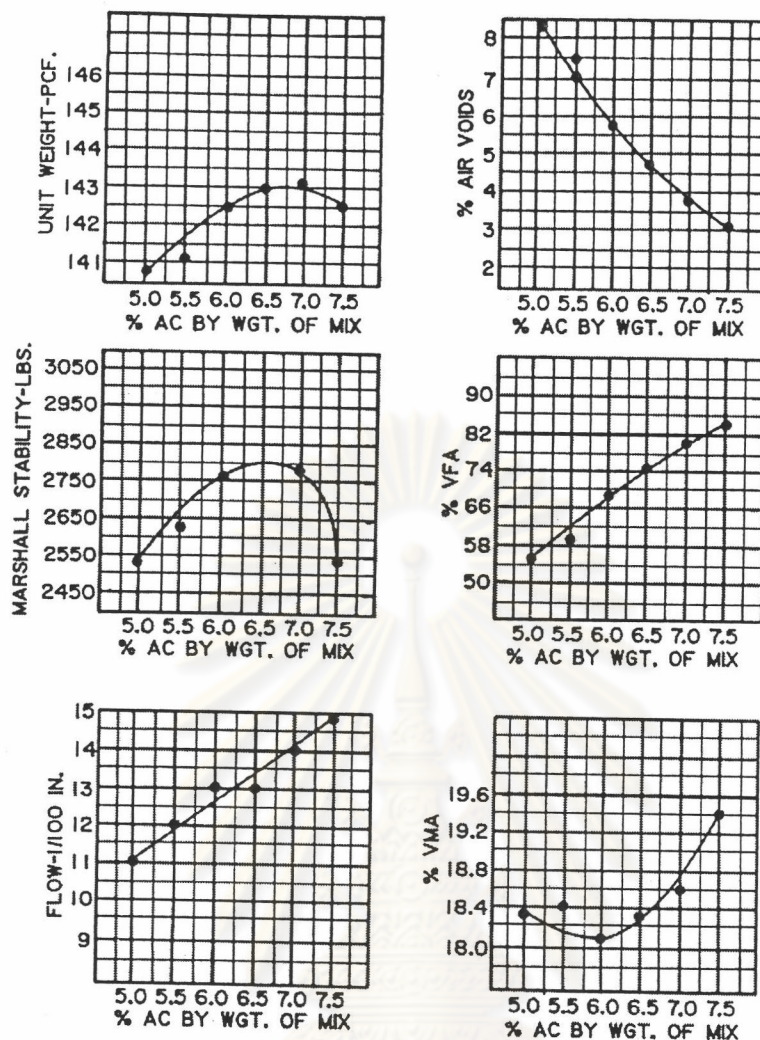
จากนั้นเราจะพิจารณาคูณสมบัติทางด้านปริมาตรของส่วนผสมที่แต่ละค่าแอสฟัลต์ซีเมนต์โดยการทดสอบจะทำการเปลี่ยนค่าปริมาณแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่ทดลองใช้ (สำหรับการทดสอบจะจัดให้ชุดตัวอย่างทดสอบมาตรฐานมีปริมาณแอสฟัลต์แตกต่างกัน โดยเพิ่มปริมาณแอสฟัลต์ซีเมนต์ครั้งละ 0.5 เปอร์เซ็นต์) แล้วพิจารณาคูณสมบัติของชุดตัวอย่างทดสอบมาตรฐานกับหลักเกณฑ์การออกแบบโดยวิธีมาร์แชลว่าสอดคล้องหรือไม่ อันได้แก่ค่าเสถียรภาพ ค่าการไหล และปริมาณช่องว่างในส่วนผสมดังตารางที่ 2.1 และรูปที่ 2.3 จากนั้นเราสามารถพิจารณาหาปริมาณแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่เหมาะสมตามมาตรฐานของการก่อสร้างทางได้ ดังตัวอย่างข้อมูลในรูปที่ 2.4



<sup>1</sup>Standard Specification for Wire Cloth Sieves for Testing Purposes, ASTM Designation E11 (AASHTO Designation M92).  
<sup>2</sup>For processed aggregate, the nominal maximum particle size is the largest sieve size listed in the applicable specification upon which any material is retained.  
<sup>3</sup>Mixture in the 1% tolerance band shall be permitted only when experience indicates that the mixture will perform satisfactorily and when all other criteria are met.

รูปที่ 2.3 ปริมาณช่องว่างระหว่างมวลรวมที่น้อยที่สุด

ที่มา : Roberts et al. (1996)



รูปที่ 2.4 ตัวอย่างการวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากวิธีมาร์แชล

ที่มา : Roberts et al. (1996)

## ศูนย์วิทยทรัพยากร

ข้อดีของการออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตโดยวิธีมาร์แชลก็คือ เป็นการศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นและปริมาณช่องว่างของส่วนผสม หรือก็คือการพิจารณาถึงคุณสมบัติทางด้านปริมาตรของส่วนผสมนั่นเอง เนื่องจากการศึกษาค่าเหล่านี้เพื่อใช้ในการออกแบบจะช่วยให้เรามีความมั่นใจว่าส่วนผสมที่ได้จากการออกแบบนั้น สามารถนำไปใช้งานได้ดีเมื่อนำไปรองรับปริมาณการจราจรที่ประมาณไว้ และข้อดีอีกประการหนึ่งของการออกแบบโดยวิธีมาร์แชลนี้ก็คือ เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบมีราคาไม่แพงและสะดวกต่อการติดตั้ง การออกแบบโดยวิธีนี้จึงนำไปใช้ในการควบคุมคุณภาพของงานได้ จึงเป็นเหตุผลที่เราทำการออกแบบแอสฟัลต์คอนกรีตให้สอดคล้องกับเงื่อนไขภายในข้อกำหนดของวิธีมาร์แชล



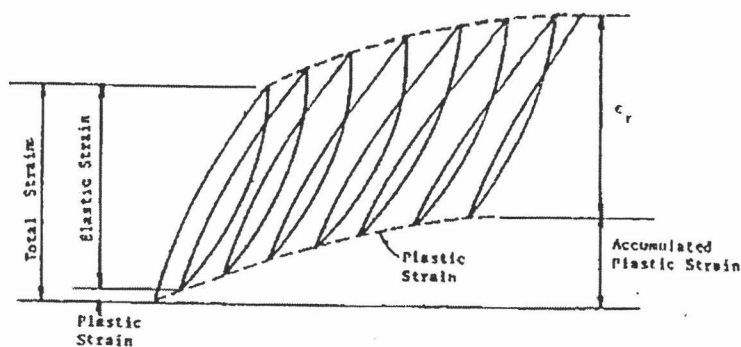
แต่ข้อเสียที่สำคัญของการออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตโดยวิธีมาร์แชลก็คือ การบดอัดด้วยการปล่อยก้อนน้ำหนักลงบนก้อนวัสดุทดสอบตัวอย่างนั้น ไม่ได้เป็นการจำลองการบดอัดที่เกิดขึ้นจริงบนถนนแต่อย่างใด นอกจากนี้ค่าเสถียรภาพของมาร์แชล (Marshall stability) และค่าการไหลของมาร์แชล (Marshall flow) หรือแม้แต่ค่าสัดส่วนระหว่างค่าเสถียรภาพของมาร์แชลต่อค่าการไหล เป็นค่าที่ไม่ได้บ่งบอกถึงแนวโน้มที่เด่นชัดต่อความต้านทานต่อแรงเสียดทานของแอสฟัลต์คอนกรีต การเกิดร่องล้อ (Rutting) ความล้า (Fatigue) และทนทานต่อการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิและความชื้นของวัสดุได้ จึงกล่าวได้ว่าการพิจารณาการออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตโดยวิธีมาร์แชลเพียงอย่างเดียว นั้น ทำให้ยากที่จะเชื่อมั่นใจได้ว่าแอสฟัลต์คอนกรีตที่ออกแบบได้นั้นมีความแข็งแรงทนทานเพียงพอการนำไปใช้งานจริงหรือไม่

จากข้อจำกัดของการออกแบบส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีต โดยวิธีมาร์แชล จึงเป็นเหตุผลที่เราทำการศึกษาวงวิธีการออกแบบเพิ่มเติมใหม่ ที่สามารถบ่งบอกถึงสมบัติในการใช้งานของแอสฟัลต์คอนกรีตที่ครอบคลุมต่อการใช้งานจริงมากขึ้น ซึ่งก็คือวิธีการทดสอบวัสดุด้วยแรงดึงทางอ้อม (Indirect Tensile Test) ประกอบกันด้วย โดยรายละเอียดของการทดสอบแอสฟัลต์คอนกรีตวิธีนี้จะกล่าวถึงในหัวข้อต่อไป

### 2.3 ค่าโมดูลัสคืนตัวของวัสดุก่อสร้างทาง

ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus) เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่กำหนดขึ้น อ้างอิงตามทฤษฎี Elastic และเป็นที่ยอมรับกันว่าวัสดุที่นำมาใช้ในงานถนนนั้นมักไม่เป็นวัสดุยืดหยุ่น แต่ถ้าวัสดุเหล่านั้นได้รับแรงกระทำเพียงเล็กน้อย (เมื่อเทียบกับกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของวัสดุ) ซ้ำๆ กันหลายครั้ง พบว่าการยุบตัวของวัสดุภายใต้แรงกระทำแต่ละครั้งจะมีการคืนรูปดั้งเดิมเกือบสมบูรณ์ตามทฤษฎี Elastic ซึ่งสัดส่วนของแรงกระทำและการยุบตัวที่เกิดขึ้นในวัสดุนี้ ก็คือค่าที่ใช้วัดความยืดหยุ่นนั่นเอง

จากรูปที่ 2.5 จะแสดงถึงความเครียด (Strain) ของวัสดุทดสอบที่เกิดขึ้น เมื่อนำมารับแรงกระทำอย่างซ้ำๆ โดยเมื่อวัสดุทดสอบได้รับแรงกระทำเป็นครั้งแรกจะเกิดการยุบตัวอย่างถาวรของวัสดุขึ้น เรียกว่า Plastic Strain ดังแสดงในรูป แต่เมื่อจำนวนครั้งของแรงที่กระทำซ้ำมีค่ามากขึ้น ค่า Plastic Strain เนื่องจากแรงกระทำแต่ละครั้งจะมีค่าค่อยๆ ลดลง จนค่าของความเครียดคืนตัว (Recover Strain) นั้นมีค่าค่อนข้างคงที่เท่ากับ  $\epsilon_r$  ดังรูป



รูปที่ 2.5 การเกิดความเครียดของวัสดุเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกซ้ำ

ที่มา : Huang (1993)

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่คำนวณได้จากความเครียดคืนรูปของวัสดุ ภายใต้แรงกระทำซ้ำดังกล่าวเรียกว่า ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus,  $M_r$ ) ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ 2.1

$$M_r = \sigma / \epsilon_r \quad (2.1)$$

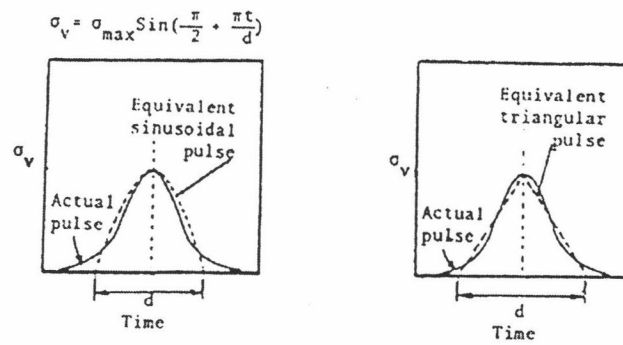
เมื่อ  $M_r$  = ค่าโมดูลัสคืนตัว (MPa)

$\sigma$  = ค่าความเค้น (MPa)

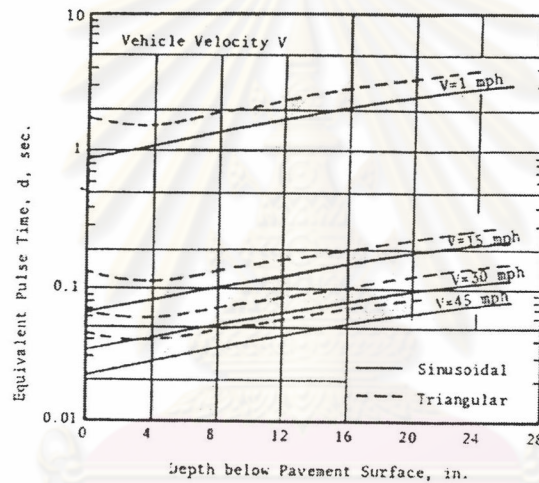
$\epsilon_r$  = ค่าความเครียดคืนตัว (m/m)

การทดสอบเพื่อหาค่าโมดูลัสคืนตัวของวัสดุจากการทดสอบด้วยแรงกระทำซ้ำ (Repeated Load Test) นั้นสามารถทำได้หลายวิธีด้วยกัน เช่น การทดสอบรับแรงดึงโดยตรง (Direct Tensile Test) การทดสอบรับแรงดึงทางอ้อม (Indirect Tensile Test) การทดสอบรับแรงอัดแนวตั้ง (Unconfined Compressive Test) การทดสอบแบบรับแรงดัด (Flexural Test) หรือการทดสอบแบบแรงอัดสามแกน (Triaxial Test) เป็นต้น ซึ่งการทดสอบแต่ละแบบนี้จะมีรายละเอียดแตกต่างกันไป ทั้งระยะเวลาของแรงกระทำในการทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำ ตำแหน่งและระยะห่างของแรงกระทำ ลักษณะกราฟการกระจายของแรงกระทำ ความเร็วของยานพาหนะ รวมถึงความลึกของโครงสร้างชั้นทาง ณ จุดที่พิจารณาด้วย สำหรับการพิจารณาแรงที่กระทำซ้ำต่อวัสดุทดสอบนั้นควรเป็นแรงที่มีกราฟของการกระจายคล้ายคลึงกับกราฟของการกระจายแรงที่เกิดขึ้นจริงบนโครงสร้างชั้นทาง รวมถึงลักษณะกราฟของการกระจายแรงกระทำที่เกิดขึ้นจะเป็นแบบ haversine หรือแบบ triangular นั้นเอง

Barksdale (1971 cited in Huang, 1993) ได้หาค่า Vertical Stress Pulses ณ จุดต่างๆ ภายใต้โครงสร้างผิวทางยืดหยุ่น พบว่าค่า Stress Pulse สามารถแปลงให้เป็นฟังก์ชันแบบ haversine หรือแบบ triangular ซึ่งแสดงดังรูปที่ 2.6 และเมื่อพิจารณาผลจาก Inertial และ Viscous Effect ที่มีผลต่อค่า Vertical Stress Pulses ในการทดสอบ AASHTO Road Test พบว่าค่า Stress Pulse Time จะสัมพันธ์กับความเร็วของยานพาหนะและความลึกดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.7



รูปที่ 2.6 Equivalent haversine and triangular Pulse  
ที่มา : Huang (1993)

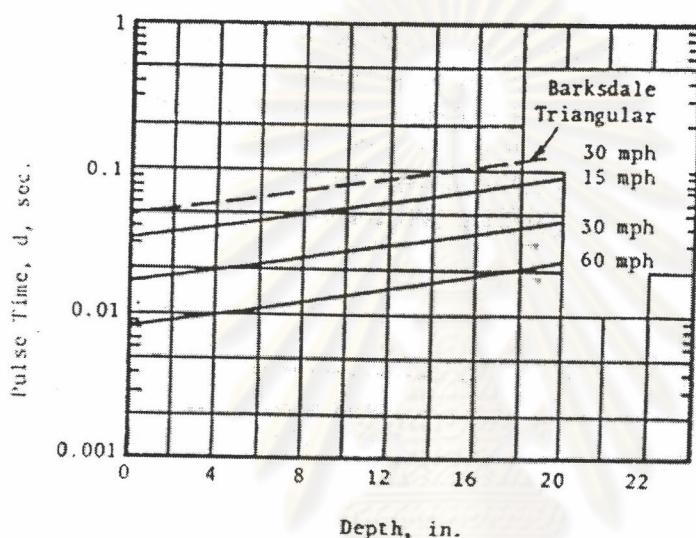


รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Equivalent Pulse Time และความลึกใต้ผิวทาง  
กรณีแรงกระทำเป็นแบบ Haversine แบบ Triangular  
ที่มา : Huang (1993)

นอกจากนี้เขายังได้ให้ข้อสรุปเกี่ยวกับพฤติกรรมของแอสฟัลต์คอนกรีตเพิ่มเติมว่า ปัจจัยหลักที่จะส่งผลต่อค่าโมดูลัสคืนตัว คือ อุณหภูมิและ frequency ส่วนตัวแปรอื่น ๆ เช่น ชนิดและปริมาณของแอสฟัลต์ช่องว่างอากาศ ชนิด และขนาดของมวลรวม จะเป็นปัจจัยรองที่จะส่งผลต่อค่าโมดูลัสคืนตัวน้อยมาก

McLean (1974 cited in Huang,1993) ได้แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ของ Loading Time For an Equivalent Square Wave Vertical Pulse ดังกราฟรูปที่ 2.8 ซึ่งเมื่อนำมาเปรียบเทียบกับค่าที่ Barksdale ได้แนะนำไว้ที่ความเร็ว 30 mph โดยมีแรงกระทำเป็นรูปแบบ Triangular Loading พบว่าค่า Pulse Time เนื่องจาก Square Wave จะมีค่าสั้นกว่าแบบ Triangular Wave

Huang (1993) ได้กล่าวว่าในการทดสอบเพื่อหาค่าโมดูลัสกินตัวนั้น สามารถเลือกใช้ค่า Load Duration จากกราฟรูปที่ 2.7 หรือ 2.8 ก็ได้ ซึ่งการตัดสินใจเลือกใช้กราฟรูปใดนั้นขึ้นอยู่กับว่ารูปแบบของแรงกระทำเป็นแบบใด แต่ในทางปฏิบัติเป็นจริงแล้วความเร็วของยานพาหนะที่เกิดขึ้นบนโครงสร้างชั้นทางจริงนั้น จะไม่สามารถทราบได้แน่นอนล่วงหน้าจนกว่าจะได้มีการทดสอบวัดค่าจริง ดังนั้นเขาจึงได้แนะนำค่า Load Duration เท่ากับ 0.1 วินาที ซึ่งเป็นที่ค่าเหมาะกับโครงสร้างชั้นทางที่มีปริมาณการจราจรค่อนข้างมากด้วย ส่วนผลกระทบของ Rest period ที่มีต่อโครงสร้างชั้นทางนั้นไม่ทราบได้แน่ชัด แต่เขาเสนอว่าน่าจะไม่มีผลมากเท่าใดนัก



รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่าง Equivalent Pulse Time และ Depth Below Pavement Surface กรณี Square Wave Loading  
ที่มา : Huang (1993)

## 2.4 การทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อม (Indirect Tensile Test)

### 2.4.1 ความเป็นมาของวิธีการทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อม

สืบเนื่องจากความพยายามที่จะปรับปรุงวิธีการออกแบบโครงสร้างถนนให้มีความถูกต้องเหมาะสม และมีความทันสมัยตามวิธีการออกแบบโครงสร้างถนนด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์ (Analytical Pavement Design) ดังนั้นตลอดระยะเวลาที่ผ่านมา จึงมีความพยายามที่จะคิดค้นทดลองเพื่อหาวิธีการทดสอบที่เหมาะสมทั้งวิธีทดสอบในสนามและวิธีทดสอบในห้องทดลอง เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่จะไปใช้ในออกแบบโครงสร้างถนนเชิงวิเคราะห์ดังกล่าว แต่เนื่องจากวิธีการทดสอบใน

สนามมักจะไม่ใช่สะดวกในทางปฏิบัติ อีกทั้งยังใช้เวลาในการทดสอบที่ยาวนาน จึงทำให้การพัฒนาหาวิธีทดสอบเน้นมาอยู่ที่วิธีการทดสอบในห้องทดลอง โดยความพยายามในการพัฒนาวิธีทดสอบได้ดำเนินมาอย่างต่อเนื่อง โดยยึดหลักที่ว่าวิธีการทดสอบต้องเรียบง่าย แต่มีประสิทธิภาพในการทดสอบได้อย่างถูกต้อง มีความแปรปรวน (variance) ต่ำ และที่สำคัญต้องสามารถให้ค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุตามที่ได้กล่าวไปแล้วด้วย

ชยธันว์ พรหมศร (2541) สำหรับวิธีการทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อม จะมีการให้นำหน้าทั้งแบบ Static และแบบ Repeated-load ได้รับการพัฒนามาใช้ในการตรวจสอบ ประเมินคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุชั้นทางได้อย่างมีประสิทธิภาพ ทั้งในแง่ของความง่ายสะดวกในการทดสอบ ตลอดจนผลการทดสอบที่ได้รับยังมีความแปรปรวนต่ำ นอกจากนี้แม้ว่าที่ผ่านมา เทคนิคการใช้เครื่องมือทดสอบหรือการจัดวางระบบการทดสอบในการศึกษาพัฒนาวิธีทดสอบนี้มาใช้จะแตกต่างกันไปบ้าง แต่เป็นที่น่าสังเกตว่าผลการทดสอบที่ได้รับไม่ว่าจะเป็นค่า strength ค่าคุณสมบัติด้าน elastic หรือ viscoelastic ตลอดจนคุณสมบัติที่เกี่ยวข้องกับความเสียหายของถนนนั้นมักได้ผลที่ไม่แตกต่างกันนัก จึงทำให้วิธีการทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อมนี้ได้รับการยอมรับจากทั้งจาก American Society for Testing and Materials (ASTM) และ American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) ซึ่งเป็นวิธีการทดสอบที่ได้รับการแนะนำให้นำมาใช้ในการทดสอบวัสดุชั้นทางในประเทศต่าง ๆ ทั้งใน ยุโรปและอเมริกาที่ได้มีการพัฒนาใช้วิธีการออกแบบโครงสร้างถนนเชิงวิเคราะห์ไปแล้ว จึงเห็นว่าวิธีการทดสอบวัสดุชั้นทางแบบแรงดึงทางอ้อมนี้น่าจะมีประโยชน์กับการออกแบบโครงสร้างชั้นทางของถนนในประเทศไทยด้วย เพื่อรองรับความต้องการของวิธีการออกแบบโครงสร้างชั้นทางของถนนโดยวิธีเชิงวิเคราะห์ ที่จะได้รับการนำมาใช้ในอนาคตอันใกล้

ชยธันว์ พรหมศร (2541) วิธีการทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อมได้รับการพัฒนาขึ้นในช่วงเวลาเดียวกันโดยไม่ทราบซึ่งกันและกัน แต่บังเอิญได้มีการนำเสนอต่อสาธารณะในปีเดียวกัน คือ ในปี พ.ศ. 2496 แต่คนละสถานที่ซึ่งอยู่คนละซีกโลก โดยนาย Carneiro และนาย Barcellos ได้นำผลงานออกแนะนำที่ประเทศ บราซิล ขณะที่นาย Aksawa ได้นำผลงานออกแนะนำที่ประเทศญี่ปุ่น ซึ่งทั้งคู่ได้ใช้แนวความคิดในการให้นำหน้าหน้ากับวัสดุทดสอบที่มีลักษณะเป็นรูปทรงกระบอกวงในแนวอนวนานกับแท่งคาน้ำหนัก ที่มีลักษณะเป็นแท่งสี่เหลี่ยมทั้งด้านบนและด้านล่างของก้อนวัสดุทดสอบ โดยกำหนดให้แท่งคาน้ำหนักดังกล่าวถ่ายแรงกดกระจายตลอดหน้าตัดของก้อนวัสดุทดสอบ การกระทำในลักษณะดังกล่าวทำให้เกิดแรงดึงทางอ้อมสม่ำเสมอขึ้นในทิศทางตั้งฉากกับแนวเส้นผ่านศูนย์กลางของก้อนวัสดุทดสอบที่แรงกด โดยมีค่าสูงสุดอยู่ที่บริเวณกึ่งกลางของก้อนวัสดุทดสอบ เป็นผลให้วัสดุได้รับการทำลายแตกหักเนื่องจากแรงดึงที่บริเวณดังกล่าว เนื่องจากวัสดุส่วนใหญ่มีความต้านทานต่อแรงดึงต่ำเมื่อเทียบกับแรงชนิดอื่น จึงมักเกิดการแตกหักเสียหายเนื่องจากแรงดึง โดยที่ตามผล

งานที่นำเสนอในครั้งนั้น ผู้คิดค้นทั้งคู่ได้ใช้แนวความคิดนี้เริ่มแรกในการทดสอบวัสดุพอร์ตแลนด์ซีเมนต์คอนกรีต รวมทั้งในช่วงเวลาหลังจากนั้นจนถึงก่อนปี พ.ศ. 2508 วิธีการทดสอบนี้ยังคงได้รับการใช้งานในการทดสอบหาค่ากำลังแรงดึงของวัสดุพอร์ตแลนด์ซีเมนต์คอนกรีต และมอร์ต้าแต่เพียงอย่างเดียว จนกระทั่งในปี พ.ศ. 2508 นาย Thompson ได้รายงานถึงผลที่น่าพอใจในการใช้วิธีทดสอบนี้เพื่อประเมินคุณสมบัติด้านแรงดึงของวัสดุผสมดินกับหินปูน ในขณะที่ปี พ.ศ. 2509 นาย Messina, Breen และนาย Stephens ได้รายงานการใช้วิธีทดสอบแรงดึงทางอ้อมนี้กับการทดสอบวัสดุแอสฟัลต์คอนกรีตเช่นกัน

ชยธันว์ พรหมสร (2541) ด้วยเหตุที่สังเกตเห็นถึงศักยภาพของวิธีทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อมรวมทั้งประโยชน์ที่จะได้จากการพัฒนาการใช้วิธีการทดสอบแบบแรงดึงทางอ้อมกับวัสดุชั้นทาง คณะทีมงานศึกษาวิจัยงานทางของศูนย์วิจัยด้านการคมนาคมขนส่งที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐเท็กซัส จึงได้นำแนวทางการทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อมมาพัฒนาปรับปรุงรวมทั้งประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุงานทางชนิดต่างๆ อย่างจริงจัง จากผลการศึกษาอย่างจริงจังทำให้ขอบเขตศักยภาพของวิธีทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อม ในการวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุงานทางขยายออกไปอย่างกว้างขวางครอบคลุม ทั้งคุณสมบัติในลักษณะภายใต้น้ำหนักกระทำทั้งแบบ Static และแบบ Repeated load รวมไปถึงคุณสมบัติของวัสดุที่เกี่ยวข้องไปถึงความต้านทานต่อการเกิดความล้าและ Permanent Deformation ของวัสดุด้วย นอกจากนี้ในการศึกษายังได้แสดงถึงความสามารถในการใช้วิธีการทดสอบนี้เพื่อวิเคราะห์หาค่าคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุผสมพิเศษพวก Recycled Asphalt Concrete หรือพวก Modified Asphalt Concrete ด้วย

#### 2.4.2 ข้อดีและข้อเสียของการทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อม

ชยธันว์ พรหมสร (2541) จากการศึกษาเกี่ยวกับวิธีทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อมแล้ว พอที่จะสรุปถึงข้อดีของวิธีการทดสอบนี้ที่ควรค่าแก่การนำมาใช้ในทางปฏิบัติ นอกเหนือไปจากศักยภาพในการวิเคราะห์หาค่าที่แสดงคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุอันเป็นสิ่งที่สำคัญหลักได้ดังต่อไปนี้

1. วิธีการทดสอบมีลักษณะที่เรียบง่ายไม่ซับซ้อน
2. ลักษณะการพังทลาย (failure) ของวัสดุเนื่องมาจากการทดสอบ ไม่มีผลจากสภาพของผิวของวัสดุทดสอบ ทำให้แน่ใจว่าผลที่ได้จากการทดสอบเป็นคุณสมบัติของวัสดุอย่างแท้จริง
3. ลักษณะการพังทลายของวัสดุเกิดขึ้นที่บริเวณที่มีความเค้นดึงค่อนข้างสม่ำเสมอ
4. ความแปรปรวนของผลที่ได้จากการทดสอบมีค่าต่ำ

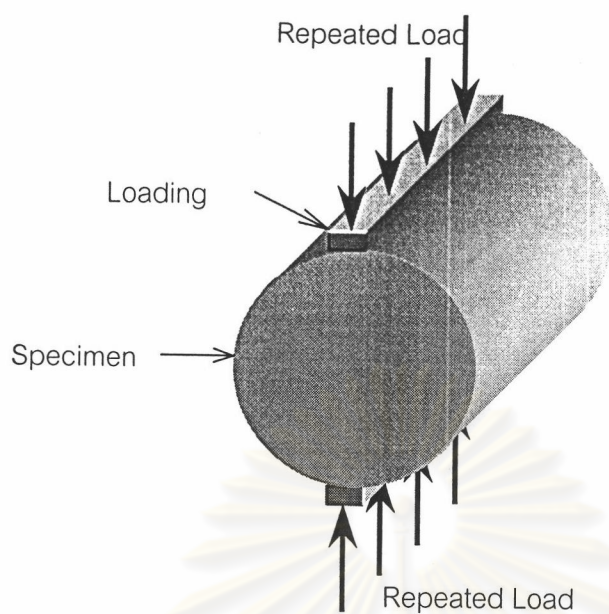
สำหรับข้อจำกัดที่สำคัญของการทดสอบวัสดุแบบแรงดึงทางอ้อม จะมีลักษณะเดียวกันกับการออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางโดยวิธีเชิงวิเคราะห์ คือ การทดลองหาค่าตัวแปรการออกแบบ (Design Parameters) ได้แก่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ( $M_r$ ) และค่าอัตราส่วนปัวซอง ( $\nu$ ) ของวัสดุชั้นทางแต่ละชั้น ซึ่งประเมินค่าได้ยาก และยังไม่ค่อยมีการหาค่าอย่างแพร่หลาย เนื่องจากเป็นวิธีใหม่ และเป็นค่าที่แปรเปลี่ยนตามอุณหภูมิและความชื้น ส่วนข้อจำกัดอีกประการของวิธีนี้ก็คือ ในการวิเคราะห์การออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางจะต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่เหมาะสมซึ่งไม่สามารถใช้ Design Chart หรือ Hand Calculation ให้เหมือนกับการออกแบบโดยวิธี Empirical Method

### 2.4.3 รายละเอียดวิธีการทดสอบโดยทั่วไป

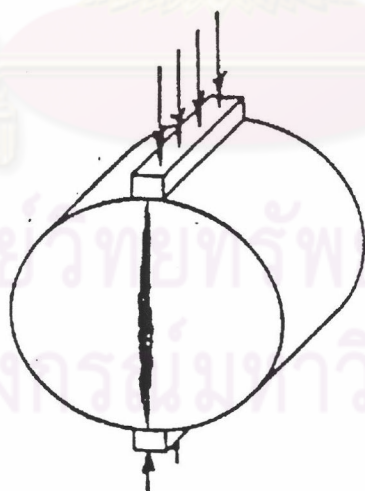
เป็นการทดสอบวัสดุชั้นทางเพื่อนำค่าพารามิเตอร์ (Parameter) ต่างๆ ไปใช้ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างถนนโดยวิธีเชิงวิเคราะห์ (Analytical Method) โดยการทดสอบแบบแรงดึงทางอ้อมนั้น กระทำโดยการป้อนน้ำหนักทดสอบที่เป็นแรงกด (compression load) ซึ่งอาจเป็นได้ทั้ง static หรือ repeated load ก็ได้แล้วแต่กรณี โดยที่ให้แรงกดกระทำในแนวนอนตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางตามแนวตั้งของก้อนวัสดุทดสอบตามที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.9

จากการพิจารณารูปที่ 2.10 ซึ่งแสดงการให้แรงกระทำ (loading) วัสดุทดสอบนั้น ตามทฤษฎีของการที่ความเค้นพัฒนาเกิดขึ้นเนื่องมาจากการกระทำของ line load ที่กระทำต่อก้อนวัสดุทดสอบทรงกระบอกตามที่ Kennedy ได้อธิบายเอาไว้ ซึ่งในทางปฏิบัติหากยึดการให้แรงกระทำต่อก้อนวัสดุทดสอบด้วยลักษณะเป็นแนวเส้นตรง (line load) แล้วจะทำให้จุดแตกหักของวัสดุจะไปเกิดที่ตำแหน่งขอบที่ผิวของก้อนวัสดุทดสอบที่ทำการให้แรง ซึ่งผลที่ได้จะไม่ถูกต้องตามคุณสมบัติจริงของวัสดุตามที่ควรจะเป็น ดังนั้นแรงกดต้องกระทำผ่านแท่งคาน้ำหนักที่เป็นเหล็กสเตนเลสที่มีขนาดแนะนำให้ใช้ดังนี้

- สำหรับกรณีที่ก้อนวัสดุทดสอบมีความยาวเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตร ควรใช้แท่งที่มีความกว้างประมาณ 13 มิลลิเมตร หรือใช้แท่งที่มีความกว้างประมาณ 19 มิลลิเมตร
- สำหรับกรณีที่ก้อนวัสดุทดสอบมีความยาวเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 มิลลิเมตร โดยที่แท่งคาน้ำหนักดังกล่าวมีด้านสัมผัสกับผิวของก้อนวัสดุทดสอบเป็นส่วนโค้งที่มีรัศมีเท่ากับรัศมีของก้อนวัสดุทดสอบ ทำให้สามารถแนบกันได้พอดี เพื่อประโยชน์ในการกระจายน้ำหนักกระทำให้คงที่



รูปที่ 2.9 การ Loading ก้อนตัวอย่างในการทดสอบด้วยแรงดึงกระทำซ้ำทางอ้อม  
ที่มา : ชยธันว์ พรหมสร (2541)



รูปที่ 2.10 ลักษณะการเกิดการแตกของก้อนตัวอย่างในการทดสอบด้วยวิธีแรงดึงทางอ้อม  
ที่มา : ชยธันว์ พรหมสร (2541)

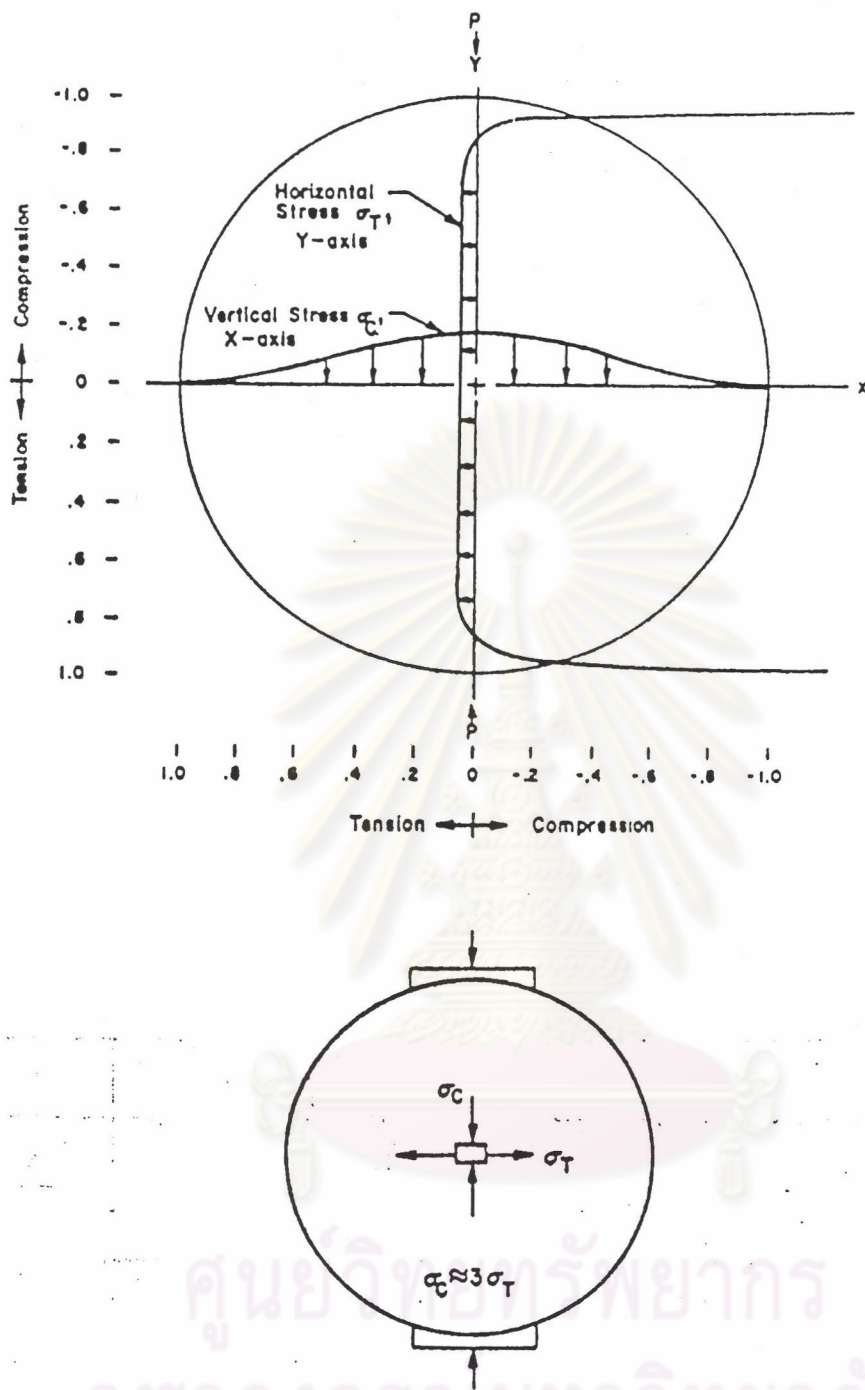


ซึ่งการให้แรงในลักษณะนี้จะทำให้เกิดความเค้นแรงดึงค่อนข้างสม่ำเสมอ กระทำตั้งฉากกับแนวของการให้แรงหรือแนวเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวตั้งดังแสดงในรูปที่ 2.10 ในที่สุดทำให้ก้อนวัสดุทดสอบเกิดการแตกแยกขึ้นตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลาง อันเนื่องมาจากการป้อน single load หรือ repeated load ก็ตาม โดยที่ลักษณะการกระจายของความเค้นที่เกิดขึ้นภายในก้อนวัสดุทดสอบ ขณะทำการทดสอบทั้งในแนวราบ (horizontal) และแนวตั้ง (vertical) ดังรูปที่ 2.11

จากรูปที่ 2.11 จะสังเกตเห็นว่าที่บริเวณกึ่งกลางของก้อนวัสดุทดสอบความเค้นแรงกดที่เกิดขึ้นในแนวตั้งจะมีขนาดประมาณ 3 เท่าของความเค้นแรงดึง ที่เกิดขึ้นในแนวราบ โดยผลจากทฤษฎีพอจะสรุปสมการที่สามารถใช้ในการคำนวณค่ากำลังแรงดึง ค่าความเครียดแรงดึง ค่าโมดูลัสของความยืดหยุ่น และค่าอัตราส่วนปัวซองได้ ซึ่งสมการคำนวณเหล่านี้เหมาะที่จะอาศัยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณ แต่อย่างไรก็ตาม หากจะพิจารณาเฉพาะสำหรับกรณีที่มีขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางของวัสดุทดสอบแล้ว การใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ก็อาจไม่มีความจำเป็น เนื่องจากสมการหาค่าเหล่านี้สำหรับก้อนวัสดุทดสอบที่มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตรได้แสดงไว้แล้วในหัวข้อถัดไป รวมถึงในการทดสอบนี้เราจะใช้ก้อนวัสดุทดสอบที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 100 มิลลิเมตรด้วยเช่นกัน

สำหรับคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุที่สามารถหาได้จากวิธีทดสอบนี้ สามารถแบ่งได้เป็น

1. การทดสอบแรงดึงทางอ้อมโดยให้น้ำหนักแบบคงที่ (Static Indirect Tensile Test)
  - ค่าโมดูลัสความยืดหยุ่น (Static Modulus of Elasticity)
  - ค่าความต้านทานต่อแรงดึง (Tensile Strength)
  - ค่าสัดส่วนปัวซอง (Static Poisson's ratio)
2. การทดสอบแรงดึงทางอ้อมโดยให้น้ำหนักแบบกระทำซ้ำ (Repeated-Load Indirect Tensile Test)
  - ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus of Elasticity)
  - ค่าสัดส่วนปัวซองแบบคืนตัว (Resilient Poisson's ratio)
  - ค่าความล้า (Fatigue characteristics)
  - ค่าการเปลี่ยนรูปแบบถาวร (Permanent deformation characteristics)



รูปที่ 2.11 การกระจายความเค้นที่เกิดจาก Biaxial State ของความเค้น  
ในการทดสอบด้วยวิธีแรงดึงทางอ้อม  
ที่มา : ชยธันว์ พรหมสร (2541)

## 2.5 คุณสมบัติของวัสดุชั้นทางเพื่อการออกแบบ

ในส่วนของคุณสมบัติของวัสดุเพื่อการออกแบบความหนาของโครงสร้างชั้นทาง สามารถประเมินค่าตัวแปรในการออกแบบ (Design Parameter) เพื่อใช้วิเคราะห์โครงสร้างทางแยกตามประเภทวัสดุดังนี้

### 2.5.1 วัสดุแอสฟัลต์

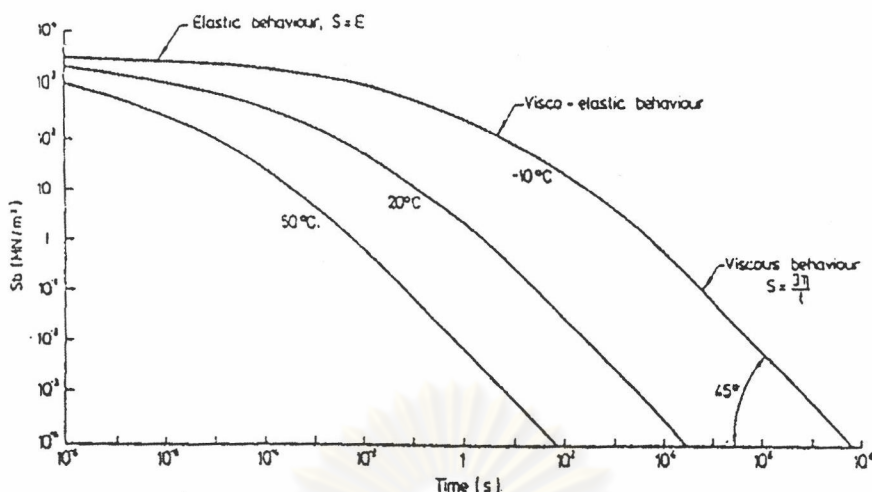
ในการหาตัวแปรในการออกแบบของวัสดุประเภทแอสฟัลต์นี้ ได้มีผู้พยายามประเมินค่าโดยใช้ทั้งสมการและ Chart ต่างๆ ดังนี้

Van Der Poel (1954) ได้กำหนดค่า Stiffness Modulus ( $S_b$ ) ของแอสฟัลต์ซีเมนต์เป็นตัวแทนค่าโมดูลัสยืดหยุ่น ด้วยเหตุผลว่าวัสดุประเภทนี้จะมีพฤติกรรมเป็นวัสดุยืดหยุ่น (Elastic Material) เฉพาะที่อุณหภูมิค่าและ Loading Time ต่ำๆเท่านั้น แต่เมื่ออุณหภูมิสูงและ Loading Time ยาวนานออกไป แอสฟัลต์ซีเมนต์จะมีพฤติกรรมเป็นวัสดุหนืด (Viscous Material) โดยในรูปที่ 2.12 จะแสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่าง Stiffness Modulus ของแอสฟัลต์ซีเมนต์กับ Loading Time และอุณหภูมิ ซึ่งเป็นไปตามสมการดังนี้

$$S_b = 3\eta / t \quad (2.2)$$

|       |        |  |
|-------|--------|--|
| เมื่อ | $S_b$  | = Stiffness Modulus ของแอสฟัลต์ซีเมนต์ |
|       | $\eta$ | = Dynamic Viscosity                    |
|       | $t$    | = Loading Time                         |

ศูนย์วิจัยทรัพยากร  
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2.12 การเปลี่ยนแปลงค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลต์ซีเมนต์ตามค่าอุณหภูมิและเวลา  
ที่มา : Van Der Poel (1954)

ต่อมาบริษัท Shell oil company ได้ทำการปรับปรุง Van Der Poel Nomograph ใหม่เพิ่มเติม ดังรูปที่ 2.13 โดยแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลต์ซีเมนต์กับ Loading Time อุณหภูมิ และค่า Penetration Index (PI) ซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 2.3 ดังนี้

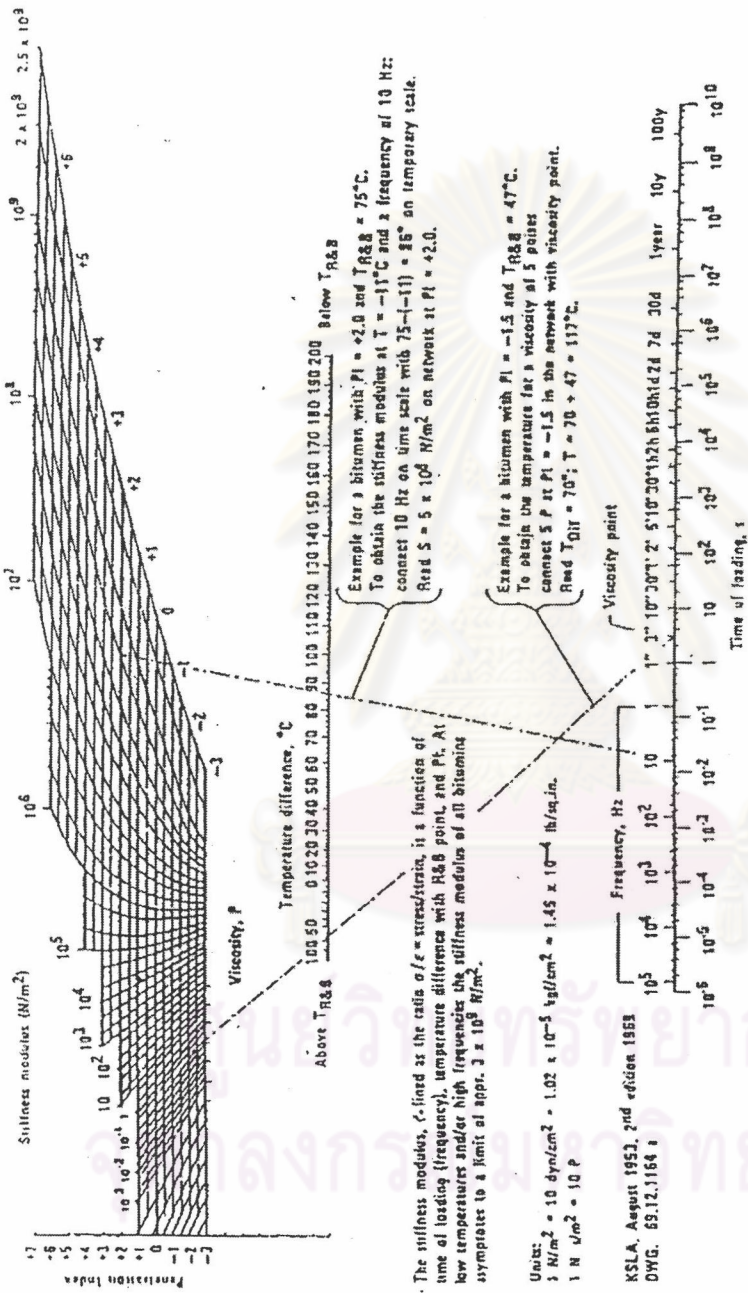
เมื่อ  $PI = \text{Penetration Index defined by}$   $PI = \frac{20 - 500A}{1 + 50A}$  (2.3)

$A = \text{Temperature Susceptibility defined by}$   $A = \frac{\log(\text{Pen at } T) - \log 800}{T - T_{R\&B}}$

$T = \text{Temperature ใดๆ}$

$T_{R\&B} = \text{Temperature ณ จุด Softening Point (SP) จากการทดสอบ Ring and Ball Test}$

ต่อมา Bonnaure และคณะจาก Shell oil company (cited in Huang, 1993) ได้ทำการศึกษาวิจัยเพิ่มเติมและได้จัดทำ Nomograph เพื่อใช้หาค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลต์คอนกรีตที่มีความถูกต้องในระดับความเชื่อมั่นที่สูงเทียบเท่ากับค่าที่ได้จากการทดสอบโดยตรงมากยิ่งขึ้นดังแสดงในรูปที่ 2.14 โดยมีองค์ประกอบที่ใช้พิจารณาหาค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลต์คอนกรีต 3 ประการ คือ ค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลต์ซีเมนต์ ค่าเปอร์เซ็นต์โดยปริมาตรของแอสฟัลต์ซีเมนต์ และค่าเปอร์เซ็นต์โดยปริมาตรของมวลรวม



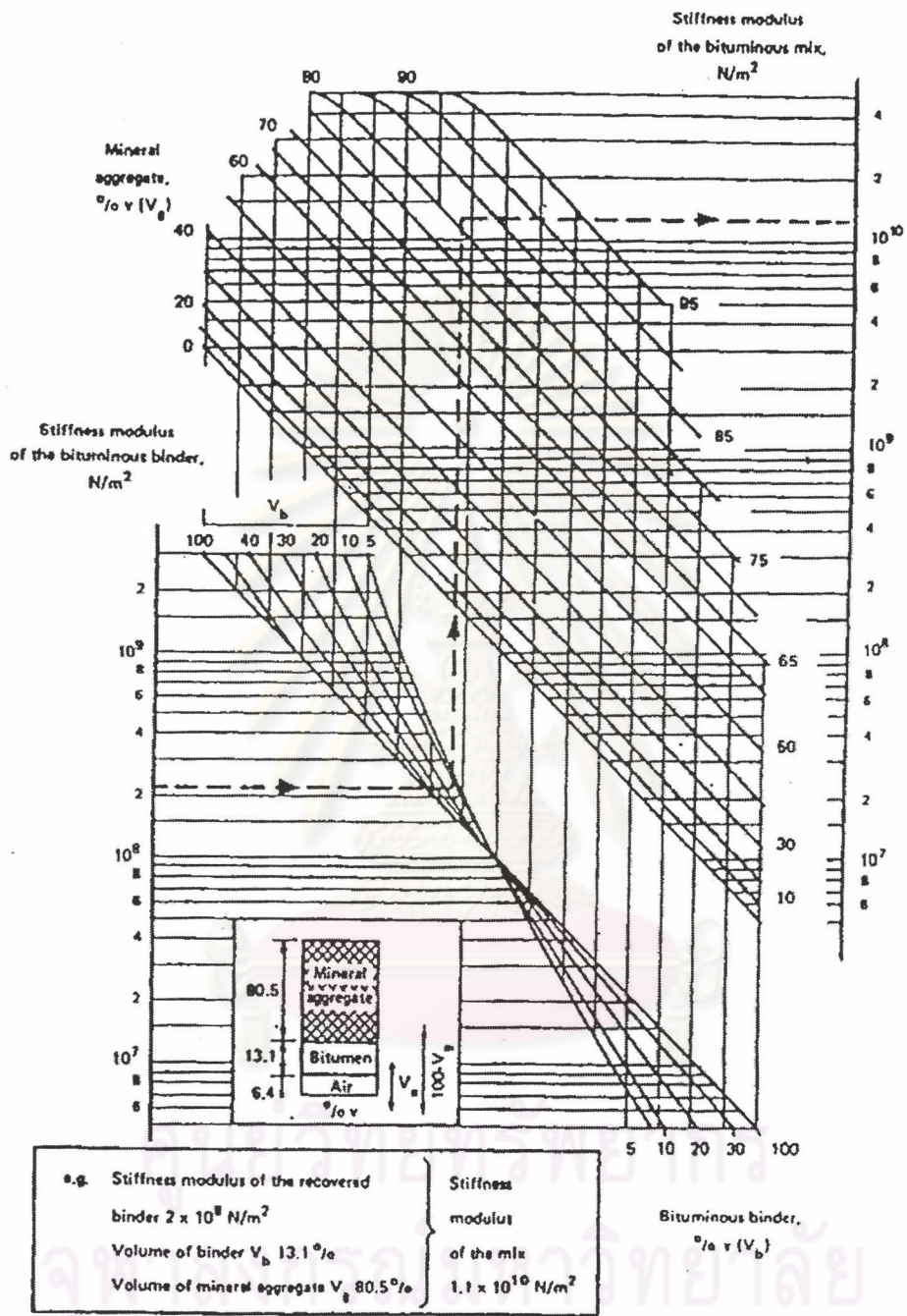
The stiffness modulus,  $\sigma/\epsilon$  = stress/strain, is a function of time of loading (frequency), temperature difference with R&B point, and PI. At low temperatures and/or high frequencies the stiffness modulus of all bituminous asphaltes is a limit of approx.  $3 \times 10^8$  N/m<sup>2</sup>.

Units:  
 1 N/m<sup>2</sup> =  $10^{-5}$  dy/cm<sup>2</sup> =  $1.45 \times 10^{-4}$  lb./sq.in.  
 1 N/m<sup>2</sup> = 10 P

KSLA, August 1953, 2nd edition 1953  
 DWG. 69.12.1164 a

รูปที่ 2.13 The Van Der Poel Monograph for Bitumen Stiffness

ที่งาน : VanDer Poel (1954)



รูปที่ 2.14 Nomograph ที่ใช้หา Stiffness ของแอสฟัลต์คอนกรีต  
ที่มา : Huang (1993)

Hwang และ Witzcak (1982 cited in Huang, 1993) จาก Asphalt Institute ได้เสนอสมการเพื่อหา Dynamic Modulus ของแอสฟัลต์คอนกรีต  $|E^*|$  แสดงไว้ดังนี้

$$|E^*| = 100,000 \times 10^{\beta_1} \quad (2.4)$$

$$\beta_1 = \beta_3 + 0.000005 \beta_2 - 0.00189 \beta_2 f^{-1.1}$$

$$\beta_2 = \beta_4^{0.5} + t^{\beta_5}$$

$$\beta_3 = 0.553833 + 0.028829(P_{200} f^{-0.1703}) - 0.03476V_a + 0.070377\lambda + 0.931757f^{-0.02774}$$

$$\beta_4 = 0.483V_b$$

$$\beta_5 = 1.3 + 0.49825 \cdot \log(f)$$

เมื่อ  $\beta_1$  ถึง  $\beta_5$  = ค่าคงที่ชั่วคราว

$f$  = Load Frequency (Hz)

$t$  = อุณหภูมิ ( $^{\circ}\text{F}$ )

$P_{200}$  = เปอร์เซนต์โดยน้ำหนักของ Aggregate ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (%)

$V_a$  = ปริมาตรของ air void (%)

$\lambda$  = ค่าความหนืดของแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่อุณหภูมิ  $70^{\circ}\text{F}$  ( $10^6$  poise)

$$= 29508.2 (\text{Pen}_{77^{\circ}\text{F}})^{-2.1939}$$

$V_b$  = ปริมาตรของแอสฟัลต์ซีเมนต์ (%)

ตารางที่ 2.2 ช่วงอุณหภูมิเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 80 อุณหภูมิเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของถนนในชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตในประเทศไทยตามภูมิภาคต่าง ๆ

| ภาค                | ช่วงอุณหภูมิ ( $^{\circ}\text{C}$ )<br>เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่ 80 | อุณหภูมิเฉลี่ย<br>( $^{\circ}\text{C}$ ) | ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน<br>(Standard Deviation) |
|--------------------|--|--|---|
| เหนือ              | 42.5 - 33.5  | 38.0                                     | 3.40  |
| ตะวันออกเฉียงเหนือ | 41.6 - 33.4  | 37.5                                     | 3.12  |
| กลาง               | 41.4 - 35.4  | 38.4                                     | 2.32  |
| ใต้                | 40.9 - 34.0  | 37.4                                     | 2.64  |
| เฉลี่ย             | 41.6 - 34.1  | 37.8                                     | 2.87  |

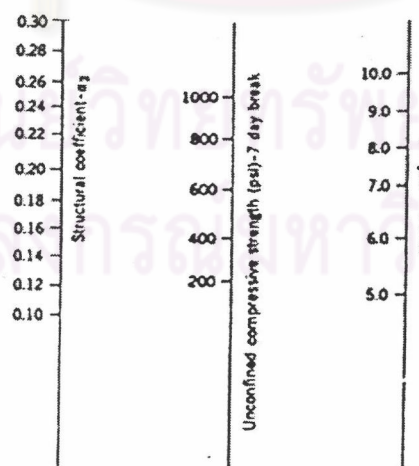
ที่มา : ประสิทธิ์ ภูประทุม (2539)

ประสิทธิ์ ภูประทุม (2539) กล่าวว่าค่าอุณหภูมิของแอสฟัลต์คอนกรีต จะมีผลกระทบอย่างมากต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของแอสฟัลต์คอนกรีต ซึ่งจากการศึกษาถึงอุณหภูมิมาตรฐาน (Standard Temperature) ของถนนที่ก่อสร้างด้วยแอสฟัลต์คอนกรีต โดยใช้ข้อมูลซึ่งทำการสำรวจในช่วงปี พ.ศ. 2534-2536 จากถนนลาดยางทั้งสิ้น 15,740 กิโลเมตร ซึ่งกระจายตามภาคต่างๆ ทั่วประเทศไทย และทำการวัดอุณหภูมิของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตในช่วงเวลา 8.00น.-17.00 น. ทุกๆระยะทาง 1 กิโลเมตร ผลการศึกษสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 2.2 จากการศึกษานี้จะได้ค่าเฉลี่ยอุณหภูมิของชั้นแอสฟัลต์คอนกรีตของประเทศไทยมีค่าเท่ากับ 37.8 องศาเซลเซียส (100 องศาฟาเรนไฮต์)

สำหรับค่าอัตราส่วนปูนของของแอสฟัลต์คอนกรีตนั้น AUSTROADS (1992) แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.40 NAASRA (National Association of Australian State Road Authorities) (1987 cited in ดิเรก ลาวัณย์ศิริ, 2540) ได้เสนอค่าไว้เท่ากับ 0.40 ซึ่งเป็นค่าที่ไม่สูงจนเกินไปสำหรับประเทศในเขตร้อนที่มีอุณหภูมิสูง

## 2.5.2 วัสดุประเภท Cemented Materials

เป็นวัสดุที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพ (soil Improvement) แล้ว เช่น Soil-cement, Cement Treat, Crush Rock, Plastic soil Cement, Cement – modified soil รวมทั้งวัสดุผสมอื่นๆ จึงทำให้วัสดุเหล่านี้มีความสามารถในการรับน้ำหนักสูงกว่าหินคลุก และ Granular Materials ทั่วไปมาก ดังนั้นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุประเภท Cement เหล่านี้มีค่าสูงมาก



รูปที่ 2.15 Correlation Chart ของ Cement – Treated เพื่อประมาณค่าโมดูลัสคืนตัว

ที่มา : Van Til et al. (1972)



ในรูปที่ 2.15 จะแสดง Correlation Chart สำหรับวัสดุ Cement-treated อย่างคร่าวๆ เพื่อใช้หาค่า โมดูลัสคั้นตัวของ Cement-treated Base เมื่อทราบค่า Structural Layer coefficient และค่า Unconfined Compressive Strength at 7-day of curing ซึ่ง Chart นี้พัฒนาขึ้น โดย Van Til et al. (1972 cited in คีเรก ลาวัลย์ศิริ, 2540)

ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณศศิ (2543) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติความเค้น ความเครียดของวัสดุที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ ภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงอัดแนวตั้ง (Unconfined Compressive Test) ซึ่งผลจากการศึกษาสรุปได้ว่าความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุ Soil-Cement จะมีลักษณะเป็นเส้นตรงอันแสดงถึงขอบเขตการเป็นวัสดุหยุ่นตัวไปจนถึงร้อยละ 34 ของค่า Maximum Stress และร้อยละ 25 ของ Strain at Failure ซึ่งสอดคล้องกับผลการศึกษาวิจัยของผู้อื่นที่ได้ทำการทดสอบแบบ Flexural Test แสดงให้เห็นว่าการทดสอบแบบ Unconfined Compressive Test สามารถใช้กำหนดค่า Elastic Modulus และขอบเขตการเป็นวัสดุหยุ่นตัวของวัสดุ Soil-Cement ได้ในลักษณะเดียวกับ Flexural Test

ชนศักดิ์ ใฝ่กระโทก (2536) ได้หาความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ ค่า Elastic Modulus, ความสัมพันธ์ระหว่างค่า CBR กับค่า Elastic Modulus และ ความสัมพันธ์ระหว่าง ค่า Tensile Strength กับค่า Elastic Modulus ของดินลูกรังซีเมนต์ โดยการทดสอบแรงดึงทางอ้อม (Indirect Tensile Test) ได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$E = \{-32.35715 + 6.33476 \ln(q_u)\} \times 10^4 \quad (2.5)$$

$$E = \{-64.71133 + 11.72967 \ln(\text{CBR})\} \times 10^4 \quad (2.6)$$

$$E = \{-21.37940 + 6.70438 \ln(S_t)\} \times 10^4 \quad (2.7)$$

เมื่อ  $E$  = Modulus of Elasticity (psi)

$q_u$  = Unconfined Compressive Strength (psi)

CBR = California Bearing Ratio (%)

$S_t$  = Tensile Strength (psi)

นอกจากนี้ ชนศักดิ์ ใฝ่กระโทก (2536) ยังได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงดึง (Tensile Strength) กับค่าอัตราส่วนผิวของของดินลูกรังซีเมนต์ ซึ่งได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$v = 10.40643(S_t)^{-1.06668} \quad (2.8)$$

ตารางที่ 2.3 ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่แนะนำสำหรับ Untreated Granular Base และ Cement Base

| Material Category   | Unbound Granular                                   |                              |                        |                              |                        |                              |                        |                              |           |  | Cemented Material        |   |  |
|---|--|------------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|-----------|--|--------------------------|---|--|
|   | High Quality Crushed Rock                          |                              |                        |                              | Base Quality Gravel    |                              |                        | Subbase gravel               |           |  | Crushed Rock 2-3% Cement | Base Quality Natural Gravel 4-5% Cement | Subbase Quality Natural Gravel 4-5% Cement |
|   | Over Granular Material                             | Over Stiff Cemented Material | Over Granular Material | Over Stiff Cemented Material | Over Granular Material | Over Stiff Cemented Material | Over Granular Material | Over Stiff Cemented Material |           |  |                          |   |  |
| Range of Modulus (Vertical MPa)                           | 150-550  | 200-700                      | 150-500                | 200-500                      | 150-400                | 150-450                      | 3000-8000              | 3000-7000                    | 1500-3000 |  |                          |   |  |
| Typical Modulus (Vertical MPa)                            | 500  | 500                          | 400                    | 400                          | 300                    | 300                          | 5000                   | 5000                         | 2000      |  |                          |   |  |
| Degree of Anisotropy                                      | 2  | 2                            | 2                      | 2                            | 2                      | 2                            | 1                      | 1                            | 1         |  |                          |   |  |
| Range of Poisson's Ratio (Vertical, Horizontal and Cross) | 0.25-0.4   | 0.25-0.4                     | 0.25-0.4               | 0.25-0.4                     | 0.25-0.4               | 0.25-0.4                     | 0.1-0.3                | 0.1-0.3                      | 0.1-0.3   |  |                          |   |  |
| Typical value of Poisson's Ratio                          | 0.35   | 0.35                         | 0.35                   | 0.35                         | 0.35                   | 0.35                         | 0.2                    | 0.2                          | 0.2       |  |                          |   |  |
| f (CIRCLY manual)   | Given by $f = \text{Vertical Modulus} / (1 + \mu)$ |                              |                        |                              |                        |                              |                        |                              |           |  | Not Required             |   |  |

ที่มา : AUSTROADS (1992)

เมื่อ  $\nu$  = Poisson's Ratio  
 $S_t$  = Tensile Strength (psi)

ในงานออกแบบชั้นทาง AUSTROADS (1992) ได้กำหนดค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุชนิดต่าง ๆ แสดงในตารางที่ 2.3 ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมอย่างยิ่งสำหรับการออกแบบ Soft Cemented Materials เพื่อลดรอยแตกของถนนและเป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการออกแบบถนน Cemented Layer ในประเทศไทย เพราะค่า Unconfined Compressive Strength ที่ใช้งานอยู่ในปัจจุบันของกรมทางหลวงใกล้เคียงกับค่าที่ AUSTROADS กำหนดใช้งานกับวัสดุประเภท Cemented Materials ในประเทศออสเตรเลีย

สำหรับตารางที่ 2.4 จะแสดงค่าอัตราส่วนปริมาตรของ Cemented Materials โดยนักวิจัยต่างๆ ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าที่ได้จะอยู่ในช่วง 0.1 ถึง 0.35 แต่นักวิจัยหลายท่านได้ให้ความเห็นว่าควรใช้ค่าอัตราส่วนปริมาตรทางด้านค่าต่ำจะมีความเหมาะสมกว่า

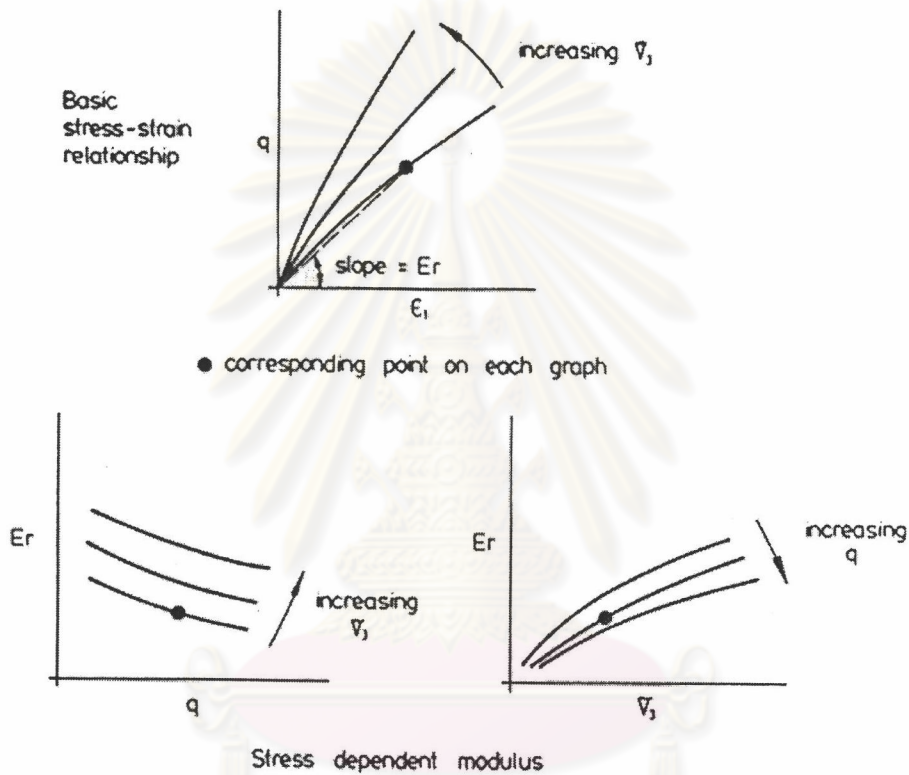
ตารางที่ 2.4 แสดงอัตราส่วนปริมาตรของ Cemented Material

| Materials        | อัตราส่วนปริมาตรของ     | Reference                |
|------------------|-------------------------|--------------------------|
| Lean Concrete    | 0.2 for Secondary Crack | BROWN (1979)             |
|                  | 0.3 for Primary Crack   | PELL และ BROWN (1972)    |
|                  | 25                      | KOLLAS (1975)            |
| Cement – Treated | 0.35                    | OTTE (1978)              |
| Crushed Rock     | 0.35                    | OTTE et al. (1982)       |
| Cement – Treated | 0.30                    | MURPHY et al. (1980)     |
| Gravel           | 0.35                    | FREEME et al.(1987)      |
|                  | 0.15                    | KOLIASS (1975)           |
|                  | 0.10 – 0.20             | BARKSDALE & HICKS (1972) |
|                  | 0.20                    | BARKER (1977)            |
|                  | 0.10 – 0.20             | FOSSBERG (1977)          |
|                  | 0.2                     | AUSTROADS(1992)          |

ที่มา : ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ก.)

2.5.3 วัสดุประเภท Unbound Granular Materials

ในกรณีของวัสดุประเภท Granular Materials หรือ Unbound Aggregates ความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นกับความเค้นที่เกิดจาก Surface Load จะมีลักษณะเป็น Non-linear เนื่องจากการรับแรงจะแตกต่างกับกรณีของแอสฟัลต์ซีเมนต์ที่ไม่มีเรื่องของความชื้นมาเกี่ยวข้อง โดยค่าโมดูลัสยืดหยุ่นนี้จะขึ้นอยู่กับค่าของ Deviator Stress ( $q$ ) และ Confining Stress ( $\sigma_3$ ) ดังรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 รูปแสดง Non – Linearity ของดินและวัสดุประเภท Granular Soil  
ที่มา : Pell (1978)

Hicks และ Monismith (1972 cited in นิพนธ์ ตั้งศิริวัฒน์ 2543) จาก University of California (USA) ได้พบความสัมพันธ์ที่สามารถแสดงออกได้ในลักษณะของ Non-linear Relationship และเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \tag{2.9}$$

- เมื่อ  $M_r$  = Resilient Modulus (psi)
- $k_1, k_2$  = ค่าคงที่ที่ขึ้นกับชนิดของวัสดุ

$$\begin{aligned}\theta &= \text{Bulk Stress (psi)} \\ &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ &= \sigma_1 + 2\sigma_3\end{aligned}$$

แต่อย่างไรก็ตามการวิเคราะห์ความถดถอยเชิงเส้นเป็นสิ่งที่ทำได้ลำบาก ดังนั้นจึงได้มีผู้พยายามค้นคว้าหาค่า  $k_1$  และ  $k_2$  เพื่อความสะดวกในการออกแบบดังนี้

Hicks และ Monismith (1972 cited in นิพนธ์ ตั้งศิริวัฒน์, 2543) ได้แนะนำค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ไว้ดังนี้

$$\begin{aligned}k_1 &= 2156 \text{ psi} , k_2 = 0.71 && \text{สำหรับ Dry Condition} \\ k_1 &= 2033 \text{ psi} , k_2 = 0.68 && \text{สำหรับ Partially Saturated Condition}\end{aligned}$$

Monismith (1972 cited in นิพนธ์ ตั้งศิริวัฒน์, 2543) ได้แนะนำค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ของ Crushed Gravel Base และ Well – Round Gravel Subbase ตามมาตรฐานของ California Division of Highway ไว้ดังนี้

$$\begin{aligned}k_1 &= 3470 \text{ psi} , k_2 = 0.65 && \text{สำหรับ Crushed Gravel Base} \\ k_1 &= 7730 \text{ psi} , k_2 = 0.46 && \text{สำหรับ Well – Round Gravel Subbase}\end{aligned}$$

ต่อมา Otte และ Monismith (1976 cited in นิพนธ์ ตั้งศิริวัฒน์, 2543) ได้แนะนำค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ใหม่ อีกดังนี้

$$\begin{aligned}k_1 &= 725 \text{ psi} , k_2 = 0.50 && \text{สำหรับการออกแบบ Weak Base} \\ k_1 &= 3000 \text{ psi} , k_2 = 0.50 && \text{สำหรับการออกแบบ Strong Base} \\ k_1 &= 725 \text{ psi} , k_2 = 0.75 && \text{สำหรับหินคลุกคุณภาพสูง}\end{aligned}$$

อีกทั้งยังแนะนำให้ใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของหินคลุกคุณภาพสูงไว้เท่ากับ  $8.7 \times 10^5$  psi หากหินคลุกวางตัวอยู่บน Hard Layer เช่น Soil – Cement Subbase เป็นต้น

Shook (1982 cited in Huang 1993) ได้แสดงช่วงของค่า  $k_1$ ,  $k_2$  สำหรับ Untreated Granular Materials จากผลการวิจัยของนักวิจัยต่างๆ ไว้ตามตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ช่วง  $k_1, k_2$  สำหรับ Untreated Granular Material

| Reference                   | Material                                | $k_1$     | $k_2$     |
|-----------------------------|---|-----------|-----------|
| Hicks (1970)                | Partially crushed gravel , crushed rock | 1600-5000 | 0.57-0.73 |
| Hicks and Finn (1970)       | Untreated base at San Diego Test Road   | 2100-5400 | 0.61      |
| Allen (1973)                | Gravel , crushed stone                  | 1800-8000 | 0.32-0.70 |
| Kalcheff and Hicks(1973)    | Crushed stone                           | 4000-9000 | 0.46-0.64 |
| Boyce et al. (1976)         | Wall-graded crushed limestone           | 8000      | 0.67      |
| Monismith and Witczak(1980) | In service base and subbase materials   | 2900-7750 | 0.46-0.65 |

ที่มา : Huang (1993)

เมื่อ  $E_n$  = Modulus of Upper Layer (psi)

$E_{n+1}$  = Modulus of Lower Layer (psi)

$t$  = ความหนาของ Upper Layer (in)

Barker et al. (1977 cited in นิพนธ์ ตั้งศิริวัฒน์, 2543) จาก Waterways Experiment Station (WES) ได้แสดงความสัมพันธ์เพื่อชี้ให้เห็นว่าค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของ Granular Layer จะขึ้นกับความหนาของชั้นที่วางตัวอยู่ด้านบน และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นทางข้างเดียว โดยมีสมการแสดงความสัมพันธ์ดังนี้

$$E_n = E_{n+1} (1 + 10.52 \log t - 2.10 \log E_{n+1} \log t) \quad \text{สำหรับ Base course} \quad (2.10)$$

$$E_n = E_{n+1} (1 + 7.18 \log t - 1.56 \log E_{n+1} \log t) \quad \text{สำหรับ Subbase course} \quad (2.11)$$

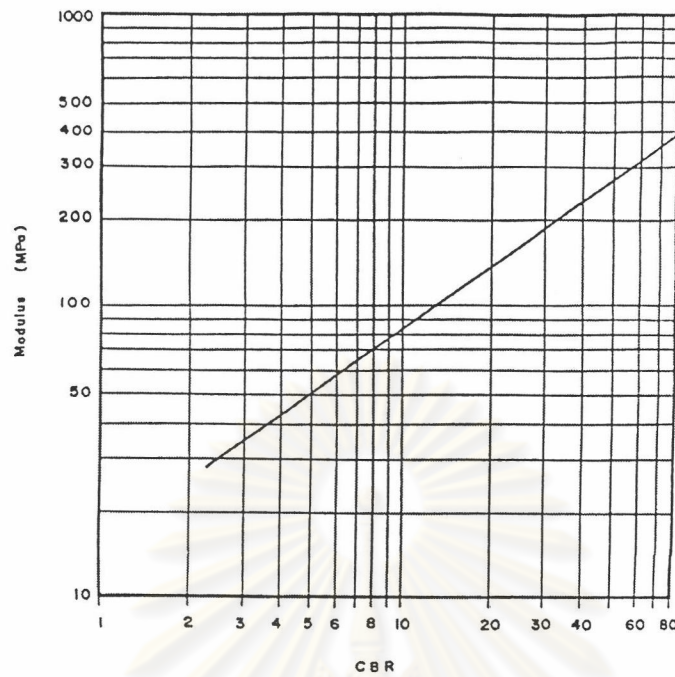
Murphy et al. (1980) จาก Queensland Main Roads Department ประเทศออสเตรเลีย ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่างโมดูลัสยืดหยุ่นกับค่า CBR ของ Granular Materials ดังแสดงในรูปที่ 2.17 ซึ่งสามารถหาค่าโดยประมาณของโมดูลัสยืดหยุ่นจากค่า CBR ได้โดยตรง

สำหรับตารางที่ 2.6 จะแสดงค่าโมดูลัสคืนตัวของ Granular Material ที่เสนอด้วยนักวิจัยหลายท่านตามประเภทของวัสดุ และข้อแนะนำบางประการ เมื่อกำหนดให้  $q$  คือ Deviator Stress และ  $\sigma_3$  คือ Confining Stress และ  $\theta$  คือค่า Bulk Stress ซึ่งมีค่าเท่ากับ  $\sigma_d + 2\sigma_3$

ตารางที่ 2.6 แสดงค่าโมดูลัสคืนตัวของ Granular Material

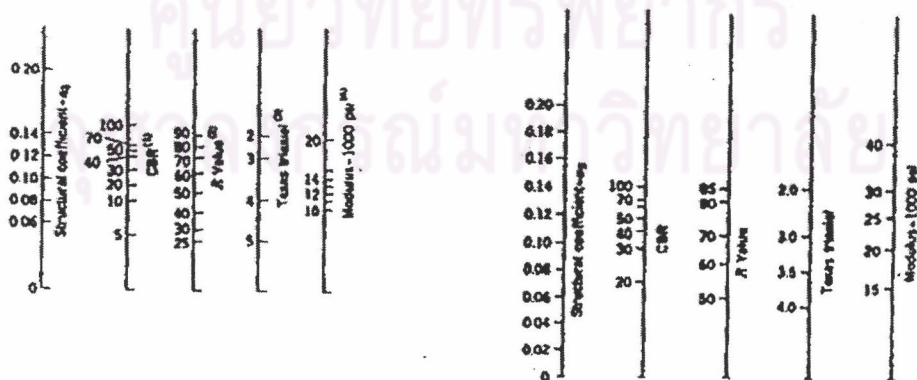
| Researcher                  | Material                 | Resilience Modulus (psi)                      | Comment                               |
|-----------------------------|--------------------------|---|---------------------------------------|
| 1. Seed & Chan              | Silty sand               | 21,300 to 27,300                              | Varied frequency and duration of load |
| 2. Hayner & Yoder           | Gravel and crushed stone | 28,000 to 63,000                              | Varied moisture content and gradation |
| 3. Biarez                   | Rounded aggregate        | 16,700 to 54,500                              | Varied stress level and void ratio    |
| 4. Trollope, Lee and Morris | Poorly graded dry sand   | 35,000 to 95,000                              | Varied stress levels                  |
| 5. Dunlap                   | Well graded aggregate    | 30,000 to 160,000                             | Varied stress levels                  |
| 6. Mitry                    | Dry Gravel               | $7000\sigma_3^{0.55}$ to $1900\theta^{0.61}$  | Varied stress levels                  |
| 7. Schiffley                | Crushed Gravel           | $13000\sigma_3^{0.5}$ to $9000\sigma_3^{0.5}$ | Varied moisture content               |
| 8. Dasianchuk               | Aggregate base           | $3830\theta^{0.53}$                           | Varied stress levels                  |
|                             | Aggregate subbase        | $2900\theta^{0.47}$                           |                                       |
| 9. Hicks & Finn             | Aggregate base           | $5400\theta^{0.5}$ to $21000\theta^{0.5}$     | Varied moisture content               |
| 10. Browns & Pell           | Aggregate base           | $2040\theta^{0.57}$                           | Calculated from insitu tests          |
| 11. Smith & Nair            | Aggregate base           | $2000\theta^{0.6}$ to $5000\theta^{0.6}$      | Extreme from all experiments          |

ที่มา : ดิเรก ลาวัณย์ศิริ (2540)



รูปที่ 2.17 ความสัมพันธ์ระหว่าง Elastic Modulus และ CBR ของ Unbound Granular Material  
ที่มา : Murphy et al. (1980)

Van Til et al. (1972 cited in ดิเรก ลาวัณย์ศิริ, 2540) ได้เสนอ Correlation chart สำหรับหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ Untreated Granular Base และ Granular Subbase จาก Structural Layer coefficient , CBR , R-Values และค่า Texas Triaxial ซึ่ง chart นี้แสดงไว้ดังรูปที่ 2.18



รูปที่ 2.18 Correlation Chart ของ Untreated Material เพื่อประมาณค่าโมดูลัสยืดหยุ่น  
ที่มา : Van Til et al. (1972)



จากที่กล่าวมาข้างต้นทั้งหมด การประเมินค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุประเภท Granular ซึ่งจะมีปัจจัยต่าง ๆ ดังนี้

1. คุณสมบัติของตัววัสดุเอง เช่น การกระจายขนาด (Gradation) รูปร่าง (Shape) ความชื้น (Moisture) และความหนาแน่น (Compaction) เป็นต้น
2. การจัดระบบของชั้นทาง กล่าวคือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจะขึ้นอยู่กับรูปแบบและคุณสมบัติของชั้นทางที่ติดกับ Granular Layer ด้วย โดยมีปัจจัยที่สำคัญได้แก่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นทางที่อยู่ภายใต้ หากชั้นทางที่อยู่ภายใต้มีความแข็งแรงมาก (มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูง) ก็จะทำให้ชั้นทางข้างบนที่ปิดทับอยู่มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงตามไปด้วย แม้ว่าวัสดุ Granular ที่เป็นชั้นทางปิดทับจะมีคุณสมบัติคงที่ก็ตาม
3. ความหนาของชั้นทาง Granular Layer เอง

จะเห็นได้ว่าการออกแบบและประเมินค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของ Granular Materials จำเป็นต้องพิจารณาทั้งคุณสมบัติของตัววัสดุเอง และต้องคำนึงถึงรูปแบบการจัดระบบของชั้นทางควบคู่กันเสมอ

สำหรับค่าอัตราส่วนผิวของของ Unbound Granular Materials AUSTROADS (1992) ได้แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.35 NAASRA (1987 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวัณย์ศิริ, 2540) ได้กล่าวว่าค่าอัตราส่วนผิวของของวัสดุประเภท Unbound Granular Materials จะมีผลกระทบต่อพฤติกรรมของโครงสร้างชั้นทางน้อยมาก จึงแนะนำให้ใช้ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.35

#### 2.5.4 Subgrade Soil

Subgrade Soil ถือเป็น Unbound Materials ที่ถือว่าเป็น Non – Linear Elastic Material ที่มีขนาดเล็กแปรเปลี่ยนตั้งแต่เม็ดหยาบจนถึงอนุภาคดินเหนียว โดยการคำนวณค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของ Subgrade Soil ในรูปของ CBR นั้นจำเป็นต้องกำหนดค่าในรูปแบบของสมการเชิงเส้นดังนี้

$$M_R = K_1(CBR) + K_2 \quad (2.12)$$

เมื่อ  $K_1$  และ  $K_2$  คือ ค่าคงที่ที่ขึ้นกับชนิดของดิน Subgrade และค่า CBR ของดิน Subgrade

$M_R$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)

Thompson และ Quentin (1976) ได้แนะนำให้ใช้ค่า  $K_1$  เท่ากับ 10 และ  $K_2 = 0$  ซึ่งจะเป็นค่าที่เหมาะสมเมื่อใช้กับดิน Subgrade ที่มีช่วง CBR ระหว่าง 5 กับ 20

Heukelom และ Klomp (1962 cited in คิเรก ลาวัณย์ศิริ, 2540) ได้แนะนำให้ใช้ค่า  $K_1$  เท่ากับ 10.6 และ  $K_2 = 0$  ซึ่งจริงๆ แล้วค่า  $K_1$  สามารถปรับเปลี่ยนจาก 5.3 ได้ถึง 21.2 โดยตัวประกอบ 2 ค่าที่ได้จากสมการของ Heukelom และ Klomp ที่ใช้ค่า  $K_1 = 10.6$  จะเป็นค่าที่ดีเมื่อใช้กับ Subgrade ที่มีค่า CBR ต่ำกว่า 20

นอกจากนี้สามารถคำนวณค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของ Subgrade Soil ในรูปของ R-Value ได้ในรูปแบบของสมการเชิงเส้นได้เช่นกัน ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$M_R = K_1(R) + K_2 \quad (2.17)$$

เมื่อ  $K_1$  และ  $K_2$  คือ ค่าคงที่ที่ขึ้นกับชนิดของดิน Subgrade และค่า R ของดิน Subgrade

$M_R$  คือ โมดูลัสยืดหยุ่น (MPa)

โดย The Asphalt Institute (1991) ได้แนะนำให้ใช้ค่า  $K_1$  เท่ากับ 3.8 และ  $K_2 = 8.0$  ซึ่งจะเป็นค่าที่เหมาะสมเมื่อค่า R-Value อยู่ในช่วง 18 ถึง 21 และสมการที่ 2.17 นี้จะไม่เหมาะกับ R-Value ที่มีค่าเกิน 60 เพราะจะทำให้ได้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของ Subgrade Soil ที่ได้มีค่ามากเกินไป

ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ข.) ได้สรุปค่าอัตราส่วนปัวซองของ Subgrade Soil ที่ได้มีนักวิจัยหลาย ๆ ท่านเสนอแนะไว้ดังตารางที่ 2.7

แต่อย่างไรก็ตาม การที่โมดูลัสยืดหยุ่นของ Subgrade Soil ที่ได้จากความสัมพันธ์ข้างต้นทั้งสองจะมีค่าไม่ตรงกับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ได้จากการทดสอบ Triaxial Test เนื่องจากวัสดุ Subgrade Soil ที่เป็น Granular Materials จะมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นเพิ่มขึ้นหาก Confining Pressure มีค่าสูงขึ้น ขณะที่ fine-grained Soil จะมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นลดลงเมื่อค่า Deviator Stress (q) เพิ่มขึ้น

สำหรับค่าอัตราส่วนปัวซองของ Subgrade soil นั้น NAASRA (1987 อ้างถึงใน คิเรก ลาวัณย์ศิริ .2540) แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.45 ทั้งนี้ค่าอัตราส่วนปัวซองสามารถนำไปใช้ในการออกแบบได้โดยไม่ต้องทดสอบจริง เนื่องจากค่าอัตราส่วนปัวซองนี้มีผลต่อการวิเคราะห์น้อยกว่าค่า  $M_R$

ตารางที่ 2.7 แสดงค่าอัตราส่วนปัวซองของ Subgrade Soil ประเภทต่างๆ

| ประเภทของดิน        | อัตราส่วนปัวซอง | นักวิจัยที่เสนอแนะ (ค.ศ.) |
|---------------------|-----------------|---------------------------|
| Subgrade Soil       | 0.4 -0.5        | Brown & Pell (1970)       |
| Clayey Subgrade     | 0.4 -0.5        | Barksdale & Hicks (1972)  |
| Cohesive Soil       | 0.5             | Yoder & Witczak (1975)    |
| Cohesionless Soil   | 0.3             | Yoder & Witczak (1975)    |
| Cohesive Soil       | 0.4             | Barker et al. (1977)      |
| Cohesionless Soil   | 0.3             | Barker et al. (1977)      |
| Subgrade Soil       | 0.35            | Claessen et al. (1977)    |
| Subgrade Soil       | 0.35            | Murphy et al. (1980)      |
| Cohesive Soil       | 0.45            | AUSTROADS (1992)          |
| Non - Cohesive Soil | 0.35            | AUSTROADS (1992)          |

ที่มา : ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ข.)

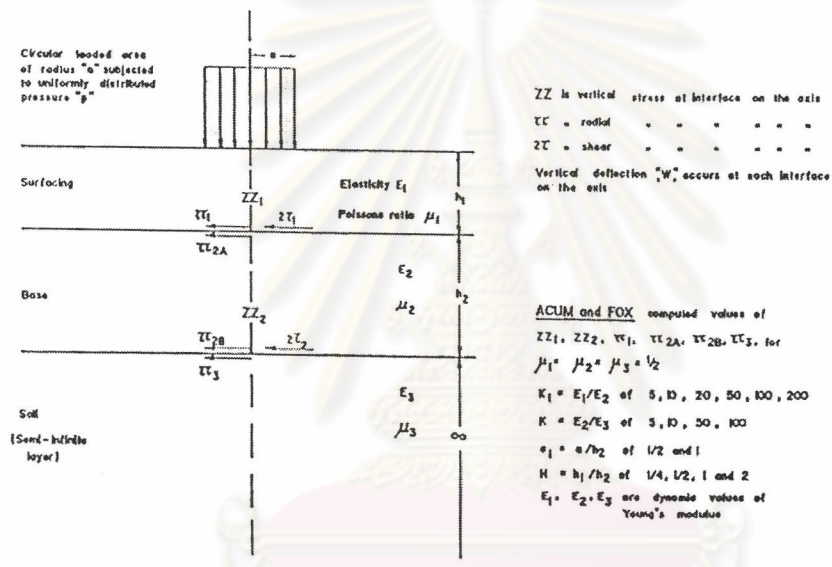
## 2.6 Design Criteria และ Fatigue Characteristics ของวัสดุในชั้นทาง

ในการออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์ นอกจาก Pavement Engineer จะทราบในเรื่อง Material Characteristics แล้ว ยังจะต้องทราบถึงค่า ความเค้น ความเครียด และการยุบตัวที่เกิดขึ้นกับชั้นทางเพื่อหาว่าส่วนใดจะเกิดความวิบัติก่อน เพื่อจะสามารถกำหนดจำนวนเที่ยวของ Load Repetitions ได้ การที่จะหาจำนวนเที่ยวได้นี้จำเป็นต้องทราบถึง Fatigue Characteristics ของแต่ละชั้นทางว่าเป็นอย่างไรและนำไปเทียบกับ Design Criteria ของแต่ละวัสดุชั้นทางนั้น ๆ

### 2.6.1 รูปแบบของโครงสร้างชั้นทาง

จากรูปที่ 2.19 แสดงถึงตัวอย่างโครงสร้างชั้นทางแบบ Multi-Layered-System อันประกอบด้วยชั้นทางที่มีค่า Elastic Material แตกต่างกันไปวางทับกันอย่างเป็นระบบ เมื่อโครงสร้างถูกกดด้วยน้ำหนักล้อจะทำให้เกิด ความเค้น ความเครียด และการยุบตัว ขึ้นในชั้นทาง ซึ่งในการออกแบบจะพิจารณาที่ความเครียดเป็นตัวกำหนดความวิบัติ เนื่องจากการเกิดความเครียดเกินพิกัดที่ชั้นทางจะทนได้จะก่อให้เกิดรอยแตก (Fatigue Crack) และรอยร่องล้อ (Rut) ในชั้นทาง โดยการเกิดความเครียดนี้สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ลักษณะ คือ

- **Vertical Strain** เป็นความเครียดที่กดลงในชั้นทางระดับต่างๆ ในแนวดิ่ง เป็นผลให้วัสดุมีความหนาแน่นสูงขึ้น และทำให้เกิดรอยร้าวในชั้นทาง
- **Shear Strain** ทำให้โครงสร้างชั้นทางไม่มั่นคง โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อน้ำหนักล้อที่กดบนชั้นทางมีค่าสูงมาก
- **Radial Strain** เป็นความเครียดที่เกิดจากการแอ่นตัวของชั้นทาง ในลักษณะคล้ายๆกับการแอ่นของทางใต้ชั้นทางของวัสดุประเภทแอสฟัลต์คอนกรีต หรือ Asphalt Treated Base หรือ Cement Treated Base จะมี Radial Strain เกิดขึ้นอันเนื่องมาจากน้ำหนักล้อ เป็นผลให้ชั้นทางดังกล่าวเกิดการแยก โดยจะเริ่มแตกจากทางด้านใต้ และค่อยๆ ลามมาถึงผิวหน้าในที่สุด



รูปที่ 2.19 ตัวอย่างโครงสร้างชั้นทางแบบ Multi – Layer – System  
 ที่มา : Huang (1993)

2.6.2 Critical Strain ที่เกิดขึ้นในชั้นทาง

ในการพิจารณา Critical Strain ของชั้นทาง เพื่อกำหนดความวิบัติของถนนว่าจะเกิดความวิบัติในตำแหน่งและลักษณะใด จำเป็นต้องทราบถึงรูปแบบของโครงสร้างชั้นทางที่จะทำการออกแบบว่ามี การจัดวางวัสดุแต่ละชั้นอย่างไร กล่าวคือ หากชั้นทางที่แข็งแรงวางอยู่บนชั้นทางที่อ่อนกว่า Critical Strain จะมีโอกาสเกิดขึ้นกับชั้นที่แข็งแรงนั้น โดยเกิดที่ด้านล่างของชั้นทางเป็นลักษณะ Radial Tensile Strain หรือในกรณีชั้น Subgrade ซึ่งเป็นดินที่ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นต่ำที่สุดจะเกิด Critical Strain ที่ผิวหน้าของชั้น Subgrade เป็นลักษณะ Vertical Compressive Strain

จากรูปที่ 2.19 สมมติให้ Critical Strain เกิดขึ้นในโครงสร้างชั้นทางที่มี Unbound Granular Materials เป็นพื้นทาง จะสามารถวิเคราะห์ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นได้ดังนี้

- Radial Tensile Strain ที่ได้ชั้นผิวทางตรงแนวรอยต่อกับชั้นพื้นทาง เกิดเนื่องจากชั้นผิวทางแน่นตัว เมื่อถูกน้ำหนักล้อกดในลักษณะเดียวกับการแน่นตัวของถนน เมื่อถูกกระทำด้วยน้ำหนักล้อที่เข้าไปเข้ามา ค่า Radial Tensile Strain จะเกิดขึ้นใต้ผิวทางและสะสมตัวมากขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งมีค่าสูงเกิน Limiting Radial Tensile Strain ที่แอสฟัลต์คอนกรีตจะทนรับได้ จึงทำให้เกิดรอยแตกที่แอสฟัลต์คอนกรีต ซึ่งรอยแตกนี้เรียกว่า Fatigue Crack

- Vertical Compressive Strain บนผิวหน้าของ Subgrade เนื่องจากในโครงสร้างถนนลาดยางดิน Subgrade มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นต่ำที่สุด ดังนั้น Vertical Compressive Strain จะเกิดขึ้นกับชั้น Subgrade มีค่ามากที่สุด ผลของการเกิดความเครียดชนิดนี้ก่อให้เกิดรอยร่องลือและทำให้น้ำขังในฤดูฝน น้ำบางส่วนจะซึมผ่านลงไปในโครงสร้างของถนน ทำให้โครงสร้างอ่อนแอลงและเกิดการวิบัติในที่สุด

- Vertical Compressive Strain บนผิวหน้าของชั้น Unbound Granular Base โดยปกติไม่ถือว่าเป็น Critical Strain สำหรับการออกแบบโดยถือว่าวัสดุที่นำมาใช้ก่อสร้าง พื้นทางมีความแข็งแรงสูงและมีการก่อสร้างที่ดี อย่างไรก็ตามในกรณีที่ใช้วัสดุท้องถิ่นที่มีคุณภาพต่ำกว่ามาตรฐานมาเป็นพื้นทาง Vertical Compressive Strain ที่เกิดขึ้นในชั้นทางดังกล่าว จะมีผลทำให้เกิดรอยร่องลือและทำให้อุณหภูมิเกิดความวิบัติในเวลาอันรวดเร็วได้

จากรูปที่ 2.19 สมมติให้ Critical Strain เกิดขึ้นในโครงสร้างชั้นทางที่มี Cemented Materials เป็นพื้นทาง จะสามารถวิเคราะห์ผลลัพธ์ที่เกิดขึ้นได้ดังนี้

- Radial Tensile Strain ที่ได้ชั้นทาง Cemented Base ตรงรอยต่อระหว่างพื้นทางกับรองพื้นทาง จากการเปรียบเทียบกับรูปที่ 2.20 จะเห็นได้ว่า Critical Strain นี้จะเปลี่ยนตำแหน่งจากใต้ผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตมาอยู่ใต้ผิวทาง Cemented Base สาเหตุเนื่องมาจาก Cemented Base มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงมากจนทำให้ Radial Tensile Strain ภายใต้ออสฟัลต์คอนกรีตมีค่าลดลงจนไม่มีโอกาสสะสมไปจนถึง Limiting Value ประกอบกับ Cemented Base เองสามารถรับ Radial Tensile Strain ได้้น้อยกว่าผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตมาก ดังนั้นโอกาสที่ Radial Tensile Strain ใน Cemented Base จะสูงถึง Limiting Value และทำให้ Cemented Base แตกจึงเป็นไปได้สูง

- Vertical Compressive Strain บนผิวหน้าของ Subgrade เป็น Critical Strain ที่จะต้องพิจารณาถึงเช่นเดียวกับกรณีโครงสร้างถนนลาดยางที่มี Unbound Granular Materials เป็นพื้นทาง

### 2.6.3 Fatigue Crack Criteria สำหรับแอสฟัลต์คอนกรีต

ในการหา Fatigue Cracking Criteria จำเป็นต้องสร้างฟังก์ชันของความสัมพันธ์ระหว่าง Tensile Strain ของแอสฟัลต์คอนกรีตและค่านำหนักตัวบรรทุกซ้ำที่ยอมให้ โดยสถาบัน Asphalt Institute และ Shell Oil Company ได้เสนอรูปแบบของความสัมพันธ์ดังกล่าวไว้ดังนี้

$$N_f = f_1(\epsilon_t)^{-12}(E_t)^{-13} \quad (2.14)$$

- เมื่อ  $N_f$  = Allowable Number of Load Repetition ของแอสฟัลต์คอนกรีต  
 $\epsilon_t$  = Tensile Strain ที่ใช้ชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต  
 $E_t$  = Modulus ของแอสฟัลต์คอนกรีต (Psi)  
 $f_1, f_2, f_3$  = ค่าคงที่ขึ้นกับส่วนผสมของแอสฟัลต์คอนกรีต ซึ่งได้มาจากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ แต่ค่า  $f_1$  อาจประยุกต์ได้จากการสังเกตในบริเวณงาน

ในกรณีการออกแบบมาตรฐานสถาบัน Asphalt Institute ได้แนะนำค่าคงที่ไว้ดังนี้

$$N_f = 0.0796 (\epsilon_t)^{-3.291}(E_t)^{-0.854} \quad (2.15)$$

นอกจากนี้ Shell Oil Company (Huang 1993) ก็ได้แนะนำค่าคงที่ไว้ดังนี้

$$N_f = 0.0685(\epsilon_t)^{-5.671}(E_t)^{-2.363} \quad (2.16)$$

Craus et al. (1984 cited in Huang, 1993) ได้แก้ไขค่า  $f_1$  ในสมการที่ 2.23 ให้เหมาะสมกับชั้นผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตที่มีความหนาน้อยกว่า 4 นิ้ว (102 มิลลิเมตร) ไว้ดังนี้

$$N_f = 0.0636 (\epsilon_t)^{-3.291}(E_t)^{-0.85} \quad (2.17)$$

จากสมการที่กล่าวมาทั้งหมด พบว่าค่าคงที่  $f_2$  ของสมการจะแปรเปลี่ยนในช่วง 3.0 ถึง 5.671 ซึ่งไม่แตกต่างกันมากนัก แต่ค่าคงที่  $f_1$  จะมีค่าแปรเปลี่ยนสูงมากคือตั้งแต่  $5 \times 10^{-6}$  ถึง  $4.92 \times 10^{-14}$  โดยทั่วไปค่าคงที่  $f_2, f_3$  มักหาจากการทดสอบ Fatigue Test ในห้องทดลอง ขณะที่ค่าคงที่  $f_1$  ต้องได้จากการหาค่าจากห้องทดลองกับค่าในสนาม

นอกจากนี้ Shell (cited in นิพนธ์ ตั้งศิริวิวัฒน์, 2543) ยังได้พัฒนาสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Tensile Strain ( $\epsilon_t$ ) และ Allowable of Load Repetitions ( $N_r$ ) โดยพิจารณาถึงคุณสมบัติของส่วนผสมแอสฟัลต์คอนกรีตไว้ดังนี้

กรณีทดสอบแบบ Stress คงที่

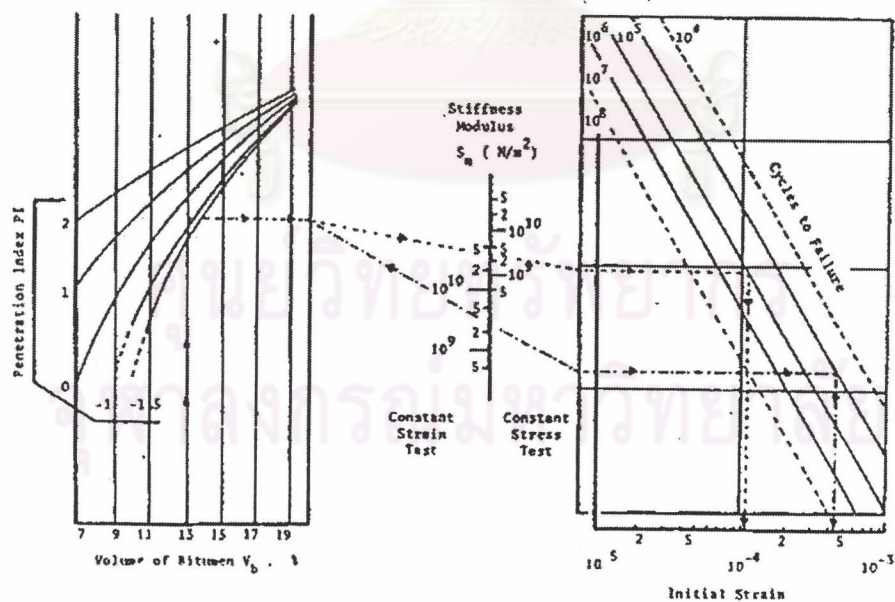
$$N_r = [0.0252 PI - 0.00126 PI(V_b) + 0.00673 V_b - 0.0167] \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.4} \tag{2.18}$$

กรณีทดสอบแบบ Strain คงที่

$$N_r = [0.17PI - 0.0085PI(V_b) + 0.0454V_b - 0.112] \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.8} \tag{2.19}$$

- เมื่อ  $N_r$  = Allowable Number of Load Repetitions ของแอสฟัลต์คอนกรีต  
 $\epsilon_t$  = Tensile Strain ที่ได้ชั้นแอสฟัลต์คอนกรีต  
 $S_m$  = Stiffness Modulus ของส่วนผสม (Psi)  
 $V_b$  = เปอร์เซ็นต์ของแอสฟัลต์ซีเมนต์โดยปริมาตรของส่วนผสม (%)  
 $PI$  = ค่า Plastic Index ของส่วนผสม

Bonnaure et al. (1980) นำสมการข้างต้นมาเขียนในรูปของ Nomograph ดังรูปที่ 2.20



รูปที่ 2.20 Nomograph เพื่อใช้หา Allowable Number of Load Repetition

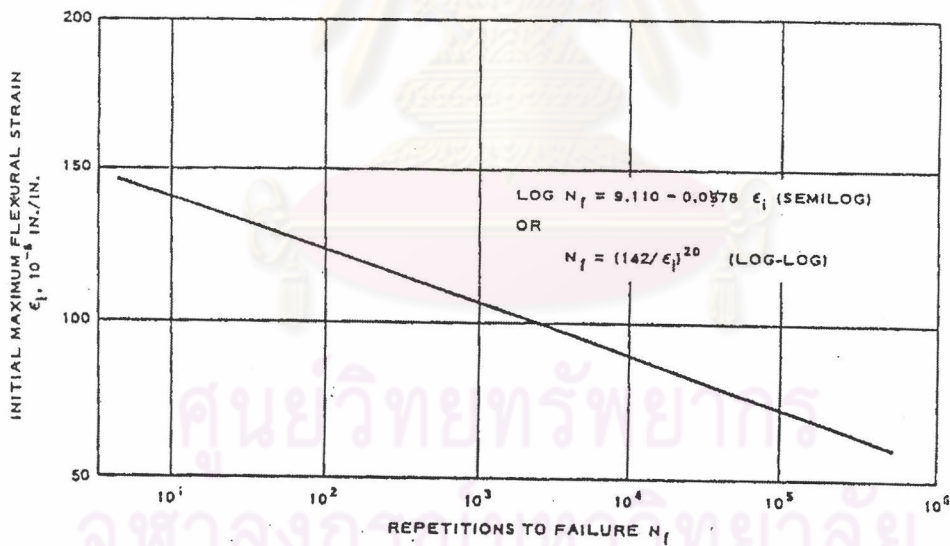
ที่มา : Bonnare et al. (1980)

2.6.4 Fatigue Crack Critical สำหรับ Cement Material

จากหลัก Critical Strain ในชั้นทาง พบว่าถนนที่มีชั้นพื้นทางเป็นดินซีเมนต์จะมีการวิบัติจากตำแหน่งใต้ผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต มาอยู่ใต้พื้นทางดินซีเมนต์แทน เนื่องจากจะเกิด Radial Tensile Strain ที่ใต้พื้นทางดินซีเมนต์ตรงรอยต่อระหว่างชั้นพื้นทางกับชั้นรองพื้นทาง อันเนื่องมาจากดินซีเมนต์มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงจนทำให้ Radial Tensile Strain ภายใต้อันแอสปัลต์คอนกรีตมีค่าลดลงจนไม่มีโอกาสสะสมไปจนถึงค่า Limiting Value ประกอบกับดินซีเมนต์เองสามารถรับ Radial Tensile Strain ได้น้อยกว่าผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีตมาก ดังนั้น โอกาสที่ Radial Tensile Strain ในชั้นทางดินซีเมนต์จะสูงถึงค่า Limiting Value และทำดินซีเมนต์แตกจึงเป็นไปได้สูง

Petorius และ Monismith (1972) ได้แสดงกราฟ Fatigue Curve ของ Cement Treated Gravel ดังรูปที่ 2.21 ซึ่งสมการของกราฟดังกล่าวมีดังนี้

$$N_f = (142/\epsilon_i)^{20.3} \tag{2.20}$$



รูปที่ 2.21 Fatigue Curve ของ Cement Treated Crushed Gravel

ที่มา : Petorius and Monismith (1972)

ต่อมา Otte (1978 cited in ดิเรก ลาวัณย์ศิริ, 2540) ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Allowable of Load Repetition ( $N_f$ ) กับอัตราส่วนบิวของไว้ดังนี้



$$N_f = (\epsilon/\epsilon_b)^{-12.66} \quad (2.21)$$

เมื่อ  $\epsilon$  = ความเครียดที่ Load ใดๆ

$\epsilon_b$  = ความเครียด ณ จุดเกิดการวิบัติ

จะเห็นว่าในการใช้สมการที่ 2.25 นั้นจำเป็นต้องทราบค่าความเครียด ณ จุดเกิดการวิบัติของ Cemented Material ว่ามีค่าเท่าใด โดยตารางที่ 2.8 ได้สรุปค่าของความเครียด ณ จุดเกิดการวิบัติของ Cemented Material

นอกจากนี้ Austroads (1992) ยังได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Allowable of Load Repetition ( $N_f$ ) ณ โมดูลัสของ Cement Material ต่าง ๆ ไว้ดังนี้

เมื่อ โมดูลัสของ Cement Material มีค่าเท่ากับ 2,000 MPa

$$N_f = (280/\mu\epsilon)^{18} \quad (2.22)$$

ตารางที่ 2.8 แสดงค่าความเครียด ณ จุดเกิดการวิบัติ ( $\epsilon_b$ ) ของวัสดุ Cemented Materials

| Source                | Material Description     | Elastic Modulus | Strain at Break ( $\epsilon_b$ )       |
|-----------------------|--------------------------|-----------------|--|
| Otte                  | Natural Weathered Gravel | 2,000 MPa       | 205 $\mu\epsilon$ (275 $\mu\epsilon$ ) |
|                       | Natural Weathered Gravel | 5,000 MPa       | 140 $\mu\epsilon$ (180 $\mu\epsilon$ ) |
|                       | Crushed Rock             | All Moduli      | 160 $\mu\epsilon$                      |
| Pretorius & Monismith | Crushed Gravel           | 19,300 MPa      | 150 $\mu\epsilon$                      |
| Larsen & Nussbaum     | Sandy Loam               | 6,350 MPa       | 390 $\mu\epsilon$                      |
|                       | Sandy Loam               | 7,400 MPa       | 429 $\mu\epsilon$                      |

Note : Results in Brackets from Otte are the average of laboratory prepared specimens.

ที่มา : ธีระชาติ รุ่งไกรฤกษ์ (2536ค.)

เมื่อ โมดูลัสของ Cement Material มีค่าเท่ากับ 5,000 MPa

$$N_f = (200/\mu\epsilon)^{18} \quad (2.23)$$

เมื่อ โมดูลัสของ Cement Material มีค่าเท่ากับ 10,000 MPa

$$N_f = (150/\mu\epsilon)^{18} \quad (2.24)$$

ข้อสังเกตอีกประการหนึ่งคือ ค่าความเครียด ณ จุดเกิดการวิบัติจะมีค่าน้อยหากใช้กับวัสดุ Hard Soil-Cement (ซึ่งมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูง) และจะมีค่ามากขึ้นเมื่อใช้กับวัสดุ Soft Soil – Cement (ซึ่งมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นต่ำ) สำหรับในประเทศไทยในระยะหลังจะออกแบบให้เป็น Soft Soil – Cement ซึ่งมีค่า Unconfined Compressive Strength อยู่ในเกณฑ์ต่ำประมาณ 150 ถึง 250 Psi สาเหตุเพราะประเทศไทยเป็นประเทศที่มีฝนตกชุก หาก Pavement Engineer ออกแบบโดยใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสูงเกินไป อาจจะทำให้ทรอยแตก เป็นผลทำให้น้ำฝนสามารถซึมผ่านและลงไปทำอันตรายต่อโครงสร้างถนนได้ ทำให้ทรอยแตกมากขึ้นจนถนนเกิดความวิบัติได้ในที่สุด ซึ่งไม่เหมือนกับประเทศที่มีฝนตกน้อยที่สามารถเลือกใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สูงกว่านี้ได้

### 2.6.5 Permanent Deformation Criteria สำหรับ Subgrade Soil

Pavement Deformation Criteria นี้บางทีเรียกว่า Subgrade Strain Criteria เนื่องจากการวิบัติประเภทนี้จะเกิดขึ้นจากเหตุผล 2 ประการ คือ เกิดการเปลี่ยนรูปถาวรสะสมของชั้น Subgrade Soil มากเกินค่าที่ยอมรับได้ และประการที่สองเกิดจาก Vertical Compressive Strain บนผิวหน้าของชั้น Subgrade เนื่องจากในโครงสร้างถนนลาดยาง Subgrade Soil จะมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นต่ำที่สุด ดังนั้น Vertical Compressive Strain ที่เกิดขึ้นกับชั้น Subgrade Soil มีค่ามากที่สุด ซึ่งผลของการเกิดความเครียดชนิดนี้จะก่อให้เกิดทรอยร่องล้อและทำให้น้ำขังในฤดูฝน และน้ำบางส่วนจะซึมผ่านลงไปในโครงสร้างของถนนทำให้โครงสร้างอ่อนแอลงและเกิดการวิบัติในที่สุด

โดยสถาบัน Asphalt Institute และ Shell Oil Company ได้กำหนดความสัมพันธ์ของ Criteria ดังกล่าวไว้ดังนี้

$$N_d = f_4(\epsilon_c)^{f_5} \quad (2.25)$$

เมื่อ  $N_d$  = Allowable Number of Load Repetition  
 $\epsilon_c$  = Vertical Compressive Strain บนชั้น Subgrade Soil  
 $f_4, f_5$  = ค่าคงที่

จากสมการดังกล่าวได้มีสถาบันต่าง ๆ เสนอค่าคงที่  $f_4, f_5$  ไว้ดังแสดงในตารางที่ 2.9 ซึ่งสังเกตได้ว่าค่าเลขชี้กำลัง  $f_5$  จะอยู่ในช่วงที่ค่อนข้างแคบคืออยู่ระหว่าง 3.95 ถึง 4.477 แต่ค่าสัมประสิทธิ์  $f_4$  จะอยู่ในช่วงกว้างมาก คือระหว่าง  $1.365 \times 10^{-9}$  ถึง  $6.15 \times 10^{-7}$  ดังนั้นในการเลือกใช้ค่าคงที่เหล่านี้ผู้ออกแบบควรปรับใช้ให้เหมาะสมโดยการทดสอบในสนามประกอบกันด้วย และสำหรับการออกแบบถนนลาดยางในประเทศไทยนั้นจะเลือกใช้ค่าคงที่จากสถาบันใด จำเป็นต้องพิจารณาทั้งสภาพภูมิอากาศของพื้นที่ที่จะทำการก่อสร้างถนน และชนิดของถนนว่าจะต้องรับน้ำหนักมากน้อยเพียงใด ตลอดจนชนิดของ Subgrade Soil ในบริเวณพื้นที่นั้น ๆ ประกอบด้วย

ตารางที่ 2.9 แสดงค่าแนะนำ  $f_4$ ,  $f_5$  จากสถาบันต่างๆ

| Agency                                    | $f_4$                  | $f_5$ | Rut Depth (in.) |
|---|------------------------|-------|-----------------|
| Asphalt Institute                         | $1.365 \times 10^{-9}$ | 4.477 | 0.5             |
| Shell (Revised 1985)                      |                        |       |                 |
| 50% Reliability                           | $6.15 \times 10^{-7}$  | 4.0   |                 |
| 85% Reliability                           | $1.94 \times 10^{-7}$  | 4.0   |                 |
| 95% Reliability                           | $1.05 \times 10^{-7}$  | 4.0   |                 |
| U.K. Transport & Road Research Laboratory |                        |       |                 |
| (85% Reliability)                         | $6.18 \times 10^{-7}$  | 3.95  | 0.4             |
| Belgian Road Research Center              | $3.05 \times 10^{-7}$  | 4.35  |                 |

ที่มา : ดิเรก ลาวัณย์ศิริ (2540)

ดิเรก ลาวัณย์ศิริ (2540) ได้แนะนำว่าสำหรับการออกแบบถนนลาดยางในบริเวณภาคกลางของประเทศไทย ซึ่งเป็นบริเวณที่มีพื้นที่เป็นดินเหนียวและมีฝนตกชุกนั้น ควรเลือกใช้ Subgrade Strain Criteria ที่แนะนำโดย U.K. Transport & Road Research Laboratory ที่ให้ค่า Allowable Number of Load Repetitions ค่อนข้างต่ำ ณ ระดับความเชื่อถือ 85 เปอร์เซ็นต์

## 2.7 การออกแบบโครงสร้างชั้นทางด้วยวิธีเชิงประสบการณ์ (Empirical Method)

ปัจจุบันกรมทางหลวงได้ออกแบบโครงสร้างชั้นทางด้วยวิธีเชิงประสบการณ์ ด้วยวิธีของ Asphalt Institute (1970) ซึ่งข้อแตกต่างระหว่างการออกแบบโครงสร้างชั้นทางด้วยวิธีเชิงประสบการณ์ และวิธีเชิงวิเคราะห์นั้นได้กล่าวมาแล้วข้างต้นในหัวข้อที่ 2.1 ซึ่งการออกแบบโครงสร้างชั้นทางวิธีนี้จะใช้ค่า CBR หรือ Bearing Value จาก Plate Bearing Test หรือจากค่า R-value จากการทดสอบดินโดยใช้เครื่อง Stabilometer แต่วิธีที่กรมทางหลวงนิยมและง่ายต่อการออกแบบจะใช้ค่า Subgrade CBR และ Design Traffic Number (DTN) เป็น Design Parameter มาช่วยกำหนดความหนาของถนนลาดยางชนิดผิวทางแอสฟัลต์คอนกรีต โดย Asphalt Institute มีข้อกำหนดต่างๆ ดังนี้คือ

### 1. น้ำหนักเพลา (Axle Load)

กำหนดให้น้ำหนักเพลาตามมาตรฐานที่จะมาเล่นบนถนนไว้ 18,000 ปอนด์ ถ้าน้ำหนักเบา กว่านี้หรือมากกว่านี้ให้เปลี่ยนเป็น Equivalent Single Wheel Load (ESWL) ดังแสดงในตารางที่ 2.10

### 2. การถ่ายน้ำหนักจากล้อรถ

ให้ถ่ายจากผิวจราจรผ่านชั้นพื้นทาง ชั้นรองพื้นทางและลงสู่ดินคันทางในลักษณะรูปกรวย 45 องศา คงที่ทุกโครงสร้างชั้นทาง

### 3. การทดสอบวัดความสามารถการรับแรงของ Subgrade Soil

ให้ทำการทดสอบหาค่าแรงเฉือนของดินคันทางโดยวิธี CBR หรือ Triaxial Test หรือ Plate Bearing Test แต่วิธีที่นิยมใช้คือ CBR Test เพราะง่าย สะดวก และรวดเร็วกว่าวิธีอื่น ถ้าถนนบางช่วง ค่า CBR ที่ทดลองหามาได้มีการเปลี่ยนแปลงหลายค่า Asphalt Institute แนะนำให้ใช้ค่าที่ 90 เปอร์เซ็นต์ของค่าที่ทดสอบได้ทั้งหมดในถนนช่วงนั้นๆ

### 4. การบดอัด

ในขณะก่อสร้างชั้นของวัสดุชนิดต่างๆ ต้องบดอัดให้ได้ตามข้อกำหนดดังนี้

- Cohesive Subgrade ในช่วงความลึก 15 เซนติเมตรจากผิวลงไป จะต้องบดอัดให้ได้ ความแน่น 95 เปอร์เซ็นต์ตามวิธีของ Modified AASHTO
- Cohesionless Subgrade จะต้องบดอัดให้ได้ไม่น้อยกว่า 100 เปอร์เซ็นต์ตามวิธีของ Modified AASHTO
- Subgrade Soil ใต้จากความลึก 15 เซนติเมตรจากผิวดิน จะต้องบดอัดให้ได้ไม่น้อย กว่า 90 เปอร์เซ็นต์ตามวิธีของ Modified AASHTO ความหนาของการบดอัดแต่ละชั้นไม่เกิน 15 เซนติเมตร
- ชั้นพื้นทางและชั้นรองพื้นทางจะต้องบดอัดให้ได้ 100 เปอร์เซ็นต์ตามวิธีของ Modified AASHTO และน้ำหนักที่จะนำมาใช้บดอัดจะไม่น้อยกว่าน้ำหนักของล้อรถที่จะมาเล่นบนถนนจริง

ตารางที่ 2.10 แสดงค่า Load Equivalency Factor

| Gross Axle Load |       | Load Equivalent Factor |              | Gross Axle Load |       | Load Equivalent Factor |              |
|-----------------|-------|------------------------|--------------|-----------------|-------|------------------------|--------------|
| kN              | lb    | Single Axles           | Tendem Axles | kN              | lb    | Single Axles           | Tendem Axles |
| 4.45            | 1000  | 0.00002                |              | 182.5           | 41000 | 23.27                  | 2.29         |
| 8.90            | 2000  | 0.00018                |              | 187.0           | 42000 | 25.64                  | 2.51         |
| 13.35           | 3000  | 0.00072                |              | 191.3           | 43000 | 28.22                  | 2.75         |
| 17.80           | 4000  | 0.00209                |              | 195.7           | 44000 | 31.00                  | 3.00         |
| 22.25           | 5000  | 0.00500                |              | 200.0           | 45000 | 34.00                  | 3.27         |
| 26.70           | 6000  | 0.01043                |              | 204.5           | 46000 | 37.24                  | 3.55         |
| 31.15           | 7000  | 0.0196                 |              | 209.0           | 47000 | 40.75                  | 3.85         |
| 35.60           | 8000  | 0.0343                 |              | 213.5           | 48000 | 44.50                  | 4.17         |
| 40.00           | 9000  | 0.0562                 |              | 218.0           | 49000 | 48.54                  | 4.45         |
| 44.50           | 10000 | 0.0877                 | 0.00688      | 222.4           | 50000 | 52.88                  | 4.86         |
| 48.90           | 11000 | 0.1311                 | 0.01008      | 226.8           | 51000 |                        | 5.23         |
| 53.40           | 12000 | 0.189                  | 0.0144       | 231.3           | 52000 |                        | 5.63         |
| 57.80           | 13000 | 0.264                  | 0.0199       | 235.7           | 53000 |                        | 6.04         |
| 62.30           | 14000 | 0.36                   | 0.0270       | 240.2           | 54000 |                        | 6.47         |
| 66.70           | 15000 | 0.478                  | 0.0360       | 244.6           | 55000 |                        | 6.93         |
| 71.20           | 16000 | 0.632                  | 0.0472       | 249.0           | 56000 |                        | 7.41         |
| 75.60           | 17000 | 0.796                  | 0.0608       | 253.5           | 57000 |                        | 7.92         |
| 80.00           | 18000 | 1.000                  | 0.0773       | 258.0           | 58000 |                        | 8.45         |
| 84.50           | 19000 | 1.24                   | 0.0971       | 262.5           | 59000 |                        | 9.01         |
| 89.00           | 20000 | 1.51                   | 0.1206       | 267.0           | 60000 |                        | 9.59         |
| 93.40           | 21000 | 1.83                   | 0.148        | 271.3           | 61000 |                        | 10.20        |
| 97.80           | 22000 | 2.18                   | 0.180        | 275.8           | 62000 |                        | 10.84        |
| 102.30          | 23000 | 2.58                   | 0.217        | 280.2           | 63000 |                        | 11.52        |
| 106.80          | 24000 | 3.03                   | 0.206        | 284.5           | 64000 |                        | 12.22        |
| 111.20          | 25000 | 3.53                   | 0.308        | 289.0           | 65000 |                        | 12.96        |
| 115.60          | 26000 | 4.09                   | 0.364        | 293.5           | 66000 |                        | 13.73        |
| 120.00          | 27000 | 4.71                   | 0.426        | 298.0           | 67000 |                        | 14.54        |
| 124.50          | 28000 | 5.39                   | 0.495        | 302.5           | 68000 |                        | 15.38        |
| 129.00          | 29000 | 6.14                   | 0.572        | 307.0           | 69000 |                        | 16.26        |
| 133.50          | 30000 | 6.97                   | 0.658        | 311.5           | 70000 |                        | 17.19        |
| 138.00          | 31000 | 7.88                   | 0.753        | 316.0           | 71000 |                        | 18.15        |
| 142.30          | 32000 | 8.88                   | 0.857        | 320.0           | 72000 |                        | 19.16        |
| 146.80          | 33000 | 9.98                   | 0.971        | 325.0           | 73000 |                        | 20.22        |
| 151.20          | 34000 | 11.18                  | 1.095        | 329.0           | 74000 |                        | 21.32        |
| 155.70          | 35000 | 12.50                  | 1.23         | 333.5           | 75000 |                        | 22.47        |
| 166.00          | 36000 | 13.93                  | 1.38         | 338.0           | 76000 |                        | 23.66        |
| 164.50          | 37000 | 15.50                  | 1.53         | 342.5           | 77000 |                        | 24.91        |
| 169.00          | 38000 | 17.20                  | 1.70         | 347.0           | 78000 |                        | 26.22        |
| 173.50          | 39000 | 19.06                  | 1.89         | 351.5           | 79000 |                        | 27.58        |
| 178.00          | 40000 | 21.08                  | 2.08         | 356.0           | 80000 |                        | 28.99        |

From AASHTO Interim Guide For Design Of Pavement Structures,1972,American Association of State Highway and Transportation Officials ,Washington D.C. 1974;Flexible Pavement

ที่มา : Asphalt Institute (1970)

- ชั้นผิวทางและชั้นพื้นทางแอสฟัลต์คอนกรีต จะต้องบดอัดให้ได้ 97 เปอร์เซ็นต์ตามวิธี

ทดสอบมาตรฐาน AASHTO T169

## 5. การเปลี่ยนวัสดุแทนแอสฟัลต์คอนกรีต

เนื่องจากค่าความหนาของโครงสร้างทางที่อ่านได้จาก Design Chart เป็นความหนาของแอสฟัลต์คอนกรีต ( $T_A$ ) ซึ่งถ้าก่อสร้างโดยให้โครงสร้างของทางเหนือดินคันทางทั้งหมดเป็นแอสฟัลต์คอนกรีตตามค่าที่คำนวณได้จาก Design Chart อาจทำให้ค่าก่อสร้างสูงมาก Asphalt Institute จึงได้กำหนดให้ใช้วัสดุอื่นแทนได้โดยไม่ทำให้การรับน้ำหนักและความทนทานของถนนเสียไป โดยแนะนำให้ใช้ค่า Layer Equivalency Ratio ดังต่อไปนี้

- แอสฟัลต์คอนกรีต : ชั้นพื้นทาง = 2 : 1
- แอสฟัลต์คอนกรีต : ชั้นรองพื้นทาง = 2.7 : 1
- ชั้นพื้นทาง : ชั้นรองพื้นทาง = 1.35 : 1

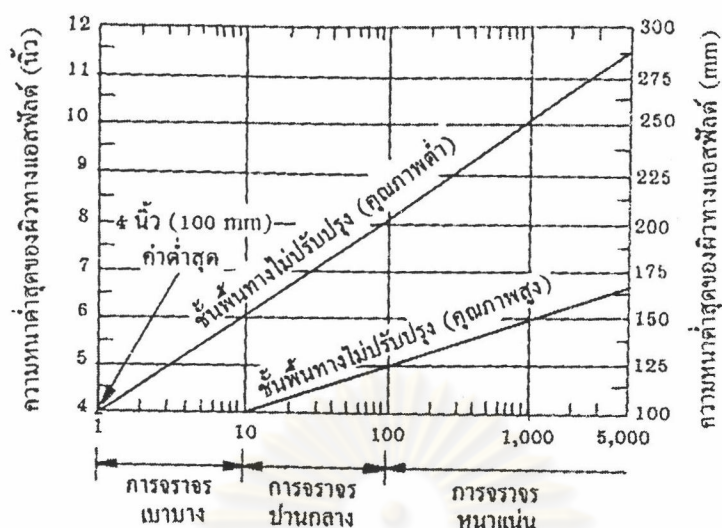
## 6. ความหนาขั้นต่ำที่ต้องการตามปริมาณการจราจร

Asphalt Institute ได้กำหนดความหนาขั้นต่ำ (Minimum Thickness) ของโครงสร้างถนน ( $T_A$ ) ไว้ตามตารางที่ 2.11 และความหนาขั้นต่ำของผิวทางซึ่งมีพื้นทางเป็นหินคลุกบดอัดแน่นตามรูปที่ 2.22 โดยได้กำหนดแบ่งคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ทำพื้นทาง เพื่อใช้ประกอบในการพิจารณาเลือกความหนาขั้นต่ำของผิวทางไว้ตามตารางที่ 2.12

ตารางที่ 2.11 ความหนาขั้นต่ำที่ต้องการของโครงสร้างถนน ( $T_A$ )

| Design Traffic Number (DTN) | ความหนาขั้นต่ำ (นิ้ว) |
|-----------------------------|-----------------------|
| < 10 (Light Traffic)        | 4                     |
| 10 – 100 (Medium Traffic)   | 5                     |
| 100 - 1000 (Heavy Traffic)  | 6                     |
| > 1000 (Very Heavy Traffic) | 7                     |

ที่มา : ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ก.)



รูปที่ 2.22 ค่าความหนาขั้นต่ำของผิวทางซึ่งมีชั้นพื้นทางเป็นหินคลุก

ที่มา : วัชรินทร์ วิทยกุล (2537)

ตารางที่ 2.12 คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ทำพื้นทาง

| Test                  | Test Requirement |              |
|-----------------------|------------------|--------------|
|                       | Low Quality      | High Quality |
| CBR (Min)             | 20               | 100          |
| R-Value (Min)         | 55               | 800          |
| Liquid Limit (Max)    | 25               | 25           |
| Sand Equivalent (Min) | 25               | 50           |
| Passing No.200 (Max)  | 12               | 7            |

ที่มา : จิรพัฒน์ โชติกร (2531)

## 7. ปริมาณการจราจร

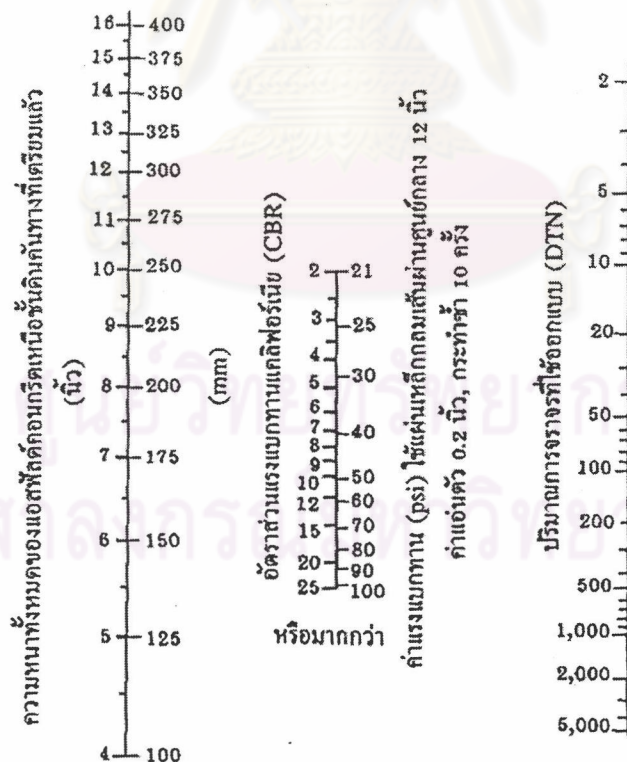
ในการออกแบบความหนาของถนนจะต้องคำนึงปริมาณการจราจรของรถที่จะมาใช้ถนน โดยพารามิเตอร์ที่เราจะใช้ในการพิจารณาคือ Design Traffic Number (DTN) ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยของจำนวนรถมีน้ำหนักเพลาท่ำกับ 18,000 ปอนด์ มาใช้ถนนในหนึ่งช่องจราจรในแต่ละวัน และได้แบ่งแยกตามจำนวนมาดังตารางที่ 2.11

## 8. Design Period (Design Life)

ในการออกแบบความหนาของถนนจะต้องระยะเวลาที่เปิดให้รถใช้ถนน จนกระทั่งถึงระยะซ่อมบำรุงผิวทางใหม่หรือบูรณะยาง สำหรับ Design Chart ของ Asphalt Institute กำหนด Design Life ไว้ 20 ปี และมีน้ำหนักเพลามาตรฐาน 18,000 ปอนด์

จากข้อกำหนดข้างต้นทั้งหมด Asphalt Institute ได้กำหนดสูตรในการคำนวณความหนาโครงสร้างถนน ( $T_A$ ) เหนือชั้น Subgrade Soil ซึ่งพัฒนามาจากการทดสอบในสนามของ AASHTO ด้วยการทดลองหาค่า CBR ของถนนในช่วงที่ทำการทดสอบ และกำหนดค่าความสัมพันธ์ระหว่างความหนาของโครงสร้างถนน ( $T_A$  : หน่วยเป็นนิ้ว) เหนือชั้นดินคันทาง กับค่า CBR และ DTN ดังสมการที่ 2.26 หรือรูปที่ 2.23

$$T_A = \frac{9.19 + 3.97 \log DTN}{(CBR)^{0.4}} \quad (2.26)$$



รูปที่ 2.23 Nomograph ใช้กำหนดความหนาของถนนเหนือ Subgrade Soil

ที่มา : วัชรินทร์ วิทยกุล (2537)