



## บทที่ 2

### ทฤษฎีและผลงานการศึกษาในอดีต

#### 2.1 การออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางโดยวิธีการเชิงวิเคราะห์ (Analytical Design)

การออกแบบโครงสร้างถนนในอดีตจะใช้วิธีการเชิงประสบการณ์ (Empirical Method) ซึ่งสามารถออกแบบได้อย่างสะดวกรวดเร็ว เนื่องจากมีการพัฒนา Design Charts ขึ้นมาใช้ในการออกแบบ โดยอาศัยข้อมูลที่ได้จากการทดสอบและประสบการณ์ในการก่อสร้างถนนจำนวนมาก ซึ่งค่าตัวแปรในการออกแบบที่ใช้ก็สามารถทราบค่าได้โดยง่าย ทำให้วิธีการออกแบบดังกล่าวเป็นที่นิยมใช้กันอย่างกว้างขวางในช่วงเวลาหลายสิบปีที่ผ่านมา แต่ข้อเสียของวิธีการดังกล่าวก็คือ สามารถเกิดความคลาดเคลื่อนในการออกแบบได้สูง หากวัสดุและสภาพแวดล้อมของถนนที่จะก่อสร้างถนนแตกต่างจากรูปแบบที่ผู้พัฒนา Design Charts ได้กำหนด

ปัจจุบันได้มีการนำวัสดุท้องถิ่นมาใช้ในการก่อสร้างถนนแทนวัสดุมาตรฐานที่กำหนดไว้ อีกทั้งปริมาณการจราจรและน้ำหนักรถก็เพิ่มมากขึ้นจากเดิม จึงจำเป็นต้องปรับปรุงการออกแบบโครงสร้างถนนให้เหมาะสมกับวัสดุ และการจราจรที่เกิดขึ้นจริง ทำให้มีการพัฒนาการออกแบบถนนด้วยวิธีการเชิงวิเคราะห์ (Analytical Method) ขึ้นเพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว วิธีการที่พัฒนาขึ้นนี้ จะคำนึงถึงการเกิดค่าความเค้น ความเครียด และการแอ่นตัว ของโครงสร้างทางเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งสามารถวิเคราะห์ได้โดยทฤษฎี Layered Elastic Theory โดยค่าดังกล่าวจะมีค่าไม่เกินขีดจำกัดที่วัสดุจะสามารถรับได้ วิธีการนี้สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับถนนที่ใช้วัสดุแตกต่างจากมาตรฐานในการก่อสร้าง เช่น วัสดุปรับปรุงคุณภาพ (Stabilized Materials) ซึ่งมีความแข็งแรงสามารถรับปริมาณการจราจรสูงๆ ที่เป็นอยู่ในปัจจุบัน หรือใช้ออกแบบกับวัสดุท้องถิ่น (Local Materials) ซึ่งมักมีคุณภาพต่ำเหมาะสมกับถนนที่มีปริมาณการจราจรต่ำเป็นต้น

ข้อดีของการออกแบบถนนลาดยางตามแนวทางวิธีเชิงวิเคราะห์ (Analytical Method) สามารถสรุปได้ดังนี้

1. สามารถบอกถึงการวิบัติของชั้นทางได้ด้วยว่ามีพฤติกรรมอย่างไร รวมทั้งบอกให้ทราบถึงค่าแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้นในชั้นทางเช่น ความเค้น ความเครียด และการแอ่นตัว
2. ข้อมูลปริมาณการจราจรที่ใช้ในการออกแบบสามารถแปลงให้อยู่ในรูปของน้ำหนักเพลามาตรฐาน โดยใช้ Load Equivalent Factor แปลงข้อมูลการจราจรให้อยู่ในรูปของเพลาเดี่ยวมาตรฐาน (Equivalent Axle Load ; EAL) ทำให้ไม่ยุ่งยากมากในการออกแบบโครงสร้างชั้นทางไม่ว่ารถจะหนักหรือเบาก็ตาม

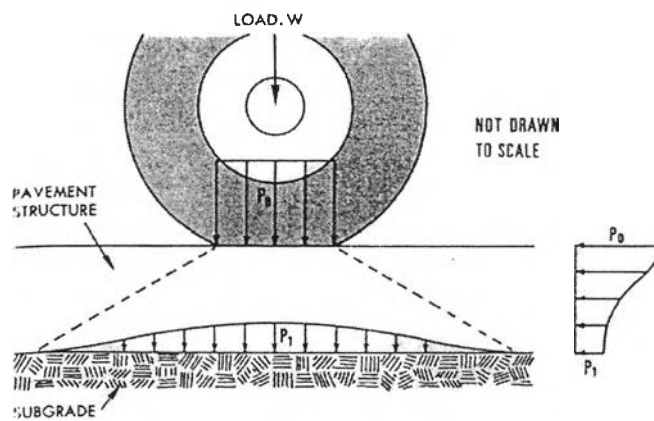
- 3.การออกแบบตามแนวทางวิธีเชิงวิเคราะห์(Analytical Method) สามารถจะพิจารณาได้เหมาะสมกับสภาพแวดล้อม และภูมิอากาศในแต่ละช่วงของปีซึ่งปัจจัยดังกล่าวจะทำให้คุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างเปลี่ยนแปลงไปได้
4. การออกแบบตามวิธีเชิงวิเคราะห์(Analytical Method) สามารถจะพิจารณาถึงการเปลี่ยนแปลงของปริมาณการจราจรและน้ำหนักบรรทุกในแต่ละช่วงเวลา โดยที่คุณสมบัติของวัสดุอาจเปลี่ยนแปลงไปตามช่วงเวลาด้วยเช่นกัน
- 5.ในการออกแบบด้วยวิธีเชิงวิเคราะห์(Analytical Method) สามารถปรับให้สอดคล้องกับวัสดุท้องถิ่น วัสดุสังเคราะห์ และวัสดุปรับปรุงคุณภาพ ได้ดีกว่าวิธีการเชิงประสบการณ์(Empirical Method) ทำให้วิธีเชิงวิเคราะห์(Analytical Method) สามารถนำมาใช้ในการออกแบบได้อย่างกว้างขวางครอบคลุมวัสดุก่อสร้างทุกประเภท

แม้ว่าข้อดีของวิธีเชิงวิเคราะห์(Analytical Method) จะมีหลายประการ แต่มีข้อจำกัดที่สำคัญคือ การทดลองหาค่าตัวแปรการออกแบบ ได้แก่ค่าโมดูลัสคืนตัว(Resilient Modulus , $M_r$ ) และค่า Poisson 's Ratio ( $\nu$ ) ของวัสดุจะประเมินค่าได้ยาก และยังไม่มีการหาค่าอย่างแพร่หลายนัก อีกทั้งในการวิเคราะห์ออกแบบโครงสร้างทางจำเป็นต้องใช้ โปรแกรมคอมพิวเตอร์ที่เหมาะสมมาช่วยในการวิเคราะห์ ซึ่งไม่สามารถใช้ Design Charts ได้เหมือนกับการออกแบบโดยวิธีเชิงประสบการณ์ (Empirical Method)

การแก้ไขข้อจำกัดของวิธีเชิงวิเคราะห์(Analytical Method) สามารถทำได้โดยการศึกษาวิจัยคุณสมบัติของวัสดุในประเทศตนเองอย่างจริงจัง เพื่อทราบถึงค่าตัวแปรในการออกแบบ ของวัสดุต่างๆได้อย่างเหมาะสมและเกิดความมั่นใจในการออกแบบถนนในประเทศของตน ส่วนปัญหาด้านความยุ่งยากในการออกแบบสามารถแก้ไขได้โดยการจัดทำ Design Charts เพื่อใช้ในการออกแบบที่เหมาะสมกับรูปแบบโครงสร้างทางและวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้าง ซึ่งมีหลายสถาบันที่ได้มีการศึกษาคุณสมบัติของวัสดุและจัดทำ Design Charts ตามแนวทางวิธีเชิงวิเคราะห์(Analytical Method) เพื่อใช้ในการออกแบบถนนชนิดยืดหยุ่นเช่น Asphalt Institute(1991) หรือ Austroads(1992) เป็นต้น

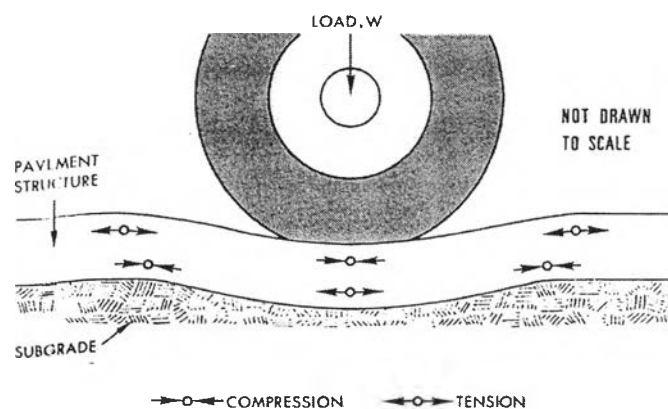
ในการวิเคราะห์ออกแบบถนนลาดยางโดยวิธีเชิงวิเคราะห์ (Analytical Method) มีสมมติฐานดังต่อไปนี้

1. โครงสร้างของถนนลาดยางประกอบด้วยชั้นต่างๆ ที่มีความหนาวางทับอยู่บนชั้น Subgrade ที่มีความลึกอนันต์
2. วัสดุทุกชั้นที่วางทับบนชั้น Subgrade ถือว่าเป็นวัสดุเนื้อเดียวกัน
3. วัสดุทุกชั้นที่วางทับบนชั้น Subgrade ถือว่าเป็นวัสดุหยุ่นตัว
4. น้ำหนักบรรทุกทุกจากล้อรถ ( $W$ ) จะถ่ายลงสู่ผิวถนนตรงผิวสัมผัสระหว่างยางและผิวถนนเป็นลักษณะแผ่นสม่ำเสมอ ( $P_0$ ) และ ความเค้นจะกระจายผ่านโครงสร้างถนนลงสู่ Subgrade โดยจะมีค่าน้ำหนักกดมากที่สุดตรงกลางเท่ากับ  $P_1$  ดังรูปที่ 2.1
5. โครงสร้างถนนมีลักษณะยืดหยุ่นจะเกิดการโก่งตัวมีทั้งความเค้นแรงอัด (Compressive Stresses) และความเค้นแรงดึง (Tensile Stresses) เกิดขึ้นดังรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.1 การกระจายความดันของ Load ผ่านโครงสร้างถนนลาดยาง

ที่มา : Asphalt Institute (1991)



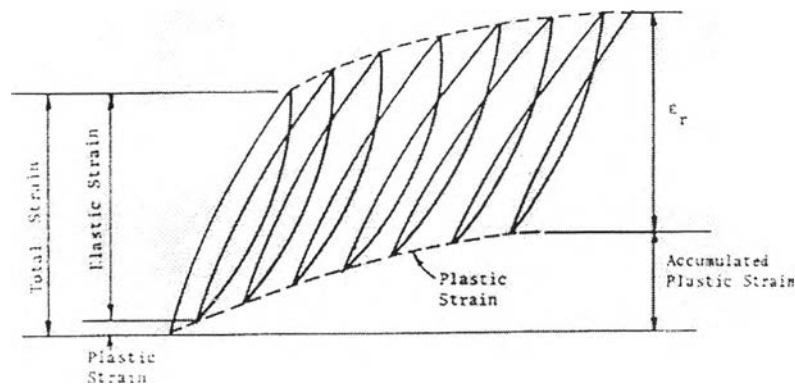
รูปที่ 2.2 การเกิดการโก่งตัวทำให้เกิด ความเค้นแรงอัดและความเค้นแรงดึงภายในชั้นทาง

ที่มา : Asphalt Institute (1991)

## 2.2 ค่าโมดูลัสคืนตัว(Resilient Modulus) ของวัสดุก่อสร้างทาง

ค่าโมดูลัสคืนตัว(Resilient Modulus)เป็นค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่ถูกนำมาใช้ในทฤษฎี Elastic Theory ซึ่งโดยปกติแล้ววัสดุที่นำมาใช้ในงานก่อสร้างถนนนั้น มักไม่เป็นวัสดุยืดหยุ่น แต่หลังจากที่วัสดุรับแรงกระทำที่มีค่าน้อยเมื่อเทียบกับกำลังรับน้ำหนักของวัสดุ และมีแรงกระทำซ้ำหลายๆครั้ง แล้วพบว่าการยุบตัวภายใต้แรงกระทำแต่ละครั้งจะมีการคืนรูปดั้งเดิมเกือบจะสมบูรณ์ ซึ่งสัดส่วนของแรงกระทำและการยุบตัวที่เกิดขึ้นนี้ สามารถนำมาใช้ในการพิจารณาเป็นความยืดหยุ่นของวัสดุนั้นเอง

ในรูปที่ 2.3 จะแสดงถึงการเกิดความเครียด(Strain) ของตัวอย่างวัสดุที่นำมาทดสอบรับแรงกระทำซ้ำ โดยเมื่อตัวอย่างเริ่มรับแรงกระทำ จะเกิดการยุบตัวอย่างถาวร เรียกว่า Plastic Strain ดังแสดงในรูป แต่เมื่อจำนวนครั้งของแรงที่กระทำเพิ่มมากขึ้น ค่า Plastic Strain จากแรงกระทำแต่ละครั้งจะค่อยๆลดลง ส่วนค่าความเครียดคืนตัว(Recover Strain) จะมีค่าค่อนข้างคงที่ เท่ากับ  $\epsilon_r$  ดังแสดงในรูป



รูปที่ 2.3 การเกิดความเครียดของวัสดุเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกซ้ำ  
ที่มา : Huang (1993)

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่พิจารณาจากการคืนรูปของวัสดุ ภายใต้แรงกระทำซ้ำที่ได้กล่าวมาข้างต้นเรียกว่า ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus,  $M_r$ ) ซึ่งสามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ 2.1

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

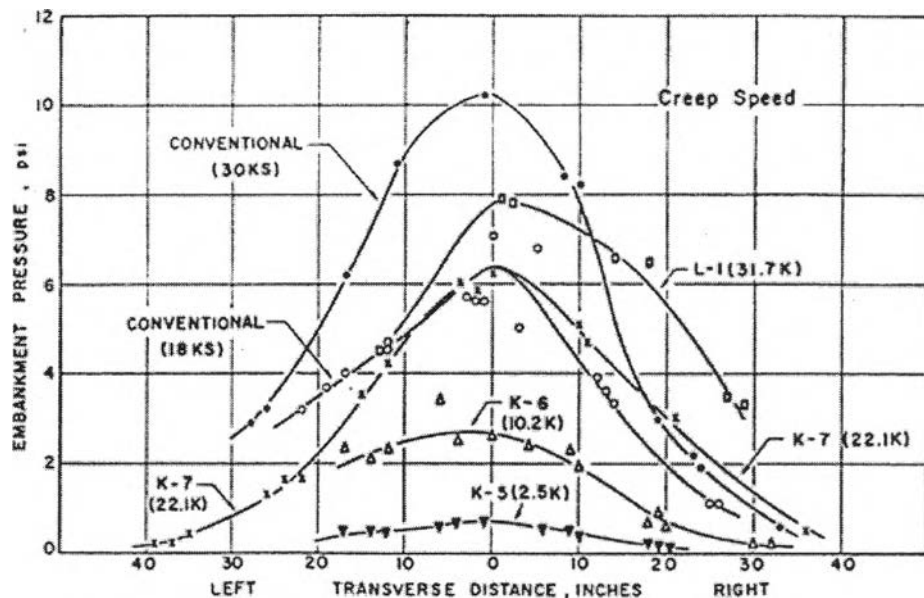
เมื่อ  $M_r$  = ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient Modulus)

$\sigma$  = ค่าความเค้น (Stress)

$\epsilon_r$  = ค่าความเครียดคืนตัว (Recover Strain)

ในการทดสอบหาค่าโมดูลัสคั้นตัวของวัสดุนั้นสามารถหาได้จากการทดสอบด้วยแรงกระทำซ้ำ(Repeated Load Test) ซึ่งสามารถทำได้หลายวิธี เช่นการทดสอบแบบรับแรงดัด(Flexural Test) การทดสอบรับแรงอัดแนวดิ่ง(Unconfined Compressive Test) การทดสอบรับแรงดึงทางอ้อม (Indirect Tensile Test) การทดสอบรับแรงดึงโดยตรง(Direct Tensile Test) หรือการทดสอบแบบแรงอัดสามแกน(Triaxial Test) เป็นต้น โดยรูปแบบและระยะเวลาของแรงกระทำในการทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำ(Repeated Load Test) นั้นควรที่จะมีลักษณะจำลองจากสภาพที่เกิดขึ้นจริงในสนาม โดยเมื่อล้อรถอยู่ห่างจากจุดที่พิจารณาค่าความเค้นที่เกิดขึ้นจะมีค่าเป็นศูนย์ แต่เมื่อน้ำหนักจากล้อรถอยู่เหนือจุดที่กำลังพิจารณาค่าความเค้นจะมีค่าสูงสุด ซึ่งลักษณะของ ความเค้นที่เกิดขึ้นนี้ ควรที่จะมีลักษณะแรงกระทำที่เป็นแบบ haversine หรือแบบ triangular ทั้งนี้ระยะเวลาของแรงกระทำในแต่ละช่วงนั้น จะขึ้นอยู่กับความเร็วของยานพาหนะ และความลึกของจุดที่พิจารณา

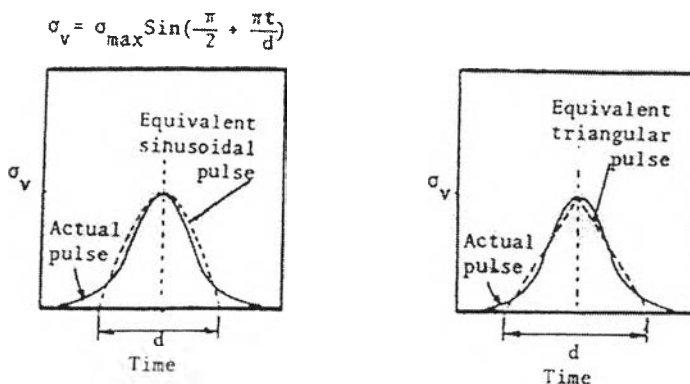
จากการทดสอบของ The ASSHTO Road Test (1962 cited in Barksdale,1997) พบว่า ค่า Stress Pulse ภายใต้ชั้นทางเมื่อถนนรับน้ำหนักกระทำขนาดต่างๆของล้อรถ จะมีลักษณะดังแสดงในรูปที่2.4 โดยสำหรับความเร็วการจราจรขนาดปานกลางจะมี ระยะเวลาการเกิด Stress Pulse อยู่ใน ช่วงประมาณ 0.02-0.4 วินาที



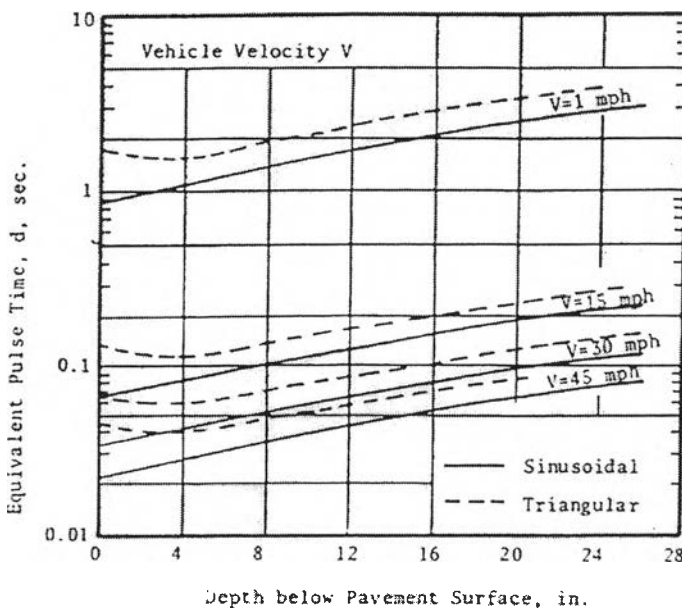
รูปที่2.4 การเกิด Vertical Stress Pulse ที่ชั้น Subgrade เมื่อรับน้ำหนักของล้อรถขนาดต่างๆ

ที่มา : The ASSHTO Road Test (1962 cited in Barksdale,1997)

Barksdale (1971 cited in Huang,1993) ได้สำรวจค่า Vertical Stress Pulsed ที่จุดต่างๆ ภายใต้อิผิวทางยึดหยุ่น พบว่าค่า Stress Pulse สามารถพิจารณาเป็นฟังก์ชันแบบ haversine หรือแบบ triangular ซึ่งแสดงดังรูปที่ 2.5 และเมื่อพิจารณาถึง Inertial และ Viscous Effect ในการวัดค่า Vertical Stress Pulses ในการทดสอบ AASHO Road Test พบว่าค่า Stress Pulse Time จะสัมพันธ์กับความเร็วของยานพาหนะและความลึกดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.6

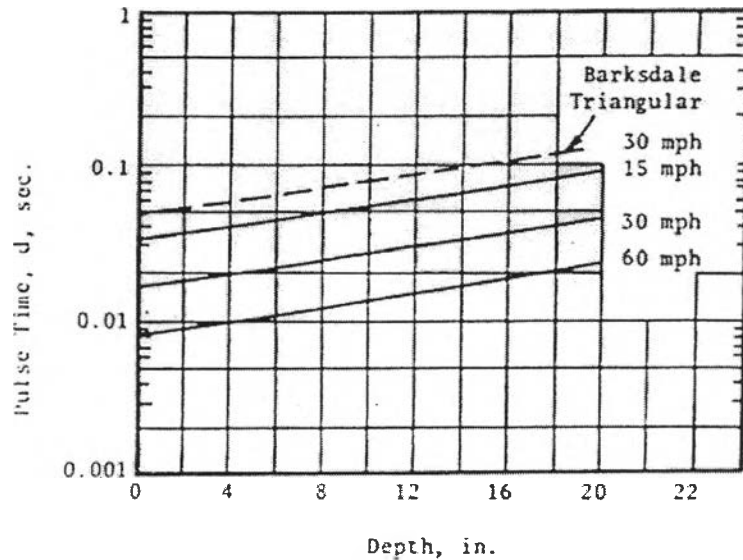


รูปที่ 2.5 Equivalent haversine and triangular Pulse  
ที่มา : Barksdale (1971 cited in Huang,1993)



รูปที่ 2.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง Equivalent Pulse Time และความลึกใต้ผิวทาง  
กรณีแรงกระทำเป็นแบบ Haversine แบบ Triangular  
ที่มา : Barksdale (1971 cited in Huang,1993)

McLean (1974 cited in Huang,1993) ได้เสนอความสัมพันธ์ของ Loading Time For an Equivalent Square Wave Vertical Pulse ว่างดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับค่าที่ Barksdale ได้เสนอไว้ที่ความเร็ว 30 mph โดยมีแรงกระทำเป็นแบบ Triangular Loading พบว่าค่า Pulse Time เนื่องจาก Square Wave จะสั้นกว่าแบบ Triangular Wave



รูปที่ 2.7 ความสัมพันธ์ระหว่าง Equivalent Pulse Time และ Depth Below Pavement Surface กรณี Square Wave Loading ที่มา : McLean (1974)

สำหรับการทดสอบเพื่อหาค่าโมดูลัสคืนตัวนั้นสามารถเลือกค่า Duration of Loading ได้จากรูปที่ 2.6 หรือ 2.7 ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับว่ารูปแบบของแรงกระทำเป็นแบบใด แต่ในความเป็นจริงแล้วความเร็วของยานพาหนะที่เกิดขึ้นจริงนั้น จะมีการแปรผันค่อนข้างสูงและความลึกของชั้นทางก็ไม่สามารถทราบได้ จนกว่าจะได้มีการออกแบบจริง Huang (1993) ได้แนะนำว่า ควรใช้ duration of loading เท่ากับ 0.1 วินาที ซึ่งเป็นที่น่าสังเกตว่า Load Duration จะมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสคืนตัวของวัสดุประเภท Granular Materials ค่อนข้างน้อย แต่จะมีผลต่อวัสดุประเภท Fine-Grained Soil บ้าง ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์ความชื้นของวัสดุ สำหรับวัสดุประเภท Bituminous จะมีผลค่อนข้างมาก ส่วนผลกระทบของ Rest period นั้นไม่ทราบแน่ชัด แต่คาดว่าจะไม่มีผลสำคัญมากนัก

## 2.3 การปรับปรุงคุณภาพวัสดุดินลูกรังด้วยซีเมนต์

### 2.3.1 วัสดุดินลูกรังในประเทศไทย

วุฒิชัย วัยวุฒิกเกียรติ (2526) ได้กล่าวว่า ประเทศไทยมีภูมิอากาศร้อนชื้น โดยมีฤดูร้อนและฤดูฝนสลับกันเป็นระยะเวลายาวนาน สภาพภูมิอากาศเช่นนี้เหมาะแก่การก่อสร้างดินลูกรังเป็นอย่างดี โดยจะพบดินลูกรังมากในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ภาคตะวันออก และภาคเหนือ โดยจากการศึกษาตัวอย่างดินลูกรังจำนวน 64 แห่ง พบว่าส่วนใหญ่จะเป็นดินในกลุ่ม A-2-4 กลุ่ม A-2-6 และกลุ่ม A-2-7

Morrison (1965 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้รายงานค่าคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดินลูกรังจากแหล่งต่างๆ 57 แหล่ง ในประเทศไทยดังแสดงไว้ในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดินลูกรังในประเทศไทย

คุณสมบัติ	ค่าต่ำสุด	ค่าสูงสุด
ส่วนผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (%)	0	66
ขีดพิกัดเหลว (%)	18	97
ดัชนีพลาสติก (%)	NP	51
กลุ่มดินตาม AASHTO	A-1-a	A-7-6
Group Index	0	10
ความถ่วงจำเพาะ	2.59	3.20
ความหนาแน่นแห้งสูงสุด (ปอนด์/ลบ.ฟุต)	118.0	114.5
ความชื้นที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด (%)	7.0	13.4
CBR (%)	7.0	60.0
การบวมตัว (%)	0.1	55.0
Percentage of wear (%)	20.0	60.0

ที่มา : Morrison (1965 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543)

Ruenkairergsa และ Waiwudthikeart (1987) ได้ทำการศึกษากลสมบัติของดินลูกรังในประเทศไทยเพื่อวางแผนทางการกำหนดมาตรฐานคุณสมบัติของดินลูกรัง เพื่อใช้ในงานก่อสร้างถนน จากผลการวิจัยสามารถสรุปได้ว่า ดินลูกรังในประเทศไทยประกอบด้วยเม็ดลูกรังที่มีความแข็งแรงทนทานเหมาะสมที่จะใช้เป็นวัสดุชั้นพื้นทางของถนนที่มีปริมาณการจราจรน้อย และสูงปานกลางได้เป็น



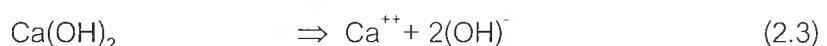
อย่างดี ในพื้นที่ซึ่งขาดแคลนหินที่จะใช้เป็นวัสดุพื้นทางสามารถจะนำดินลูกรังมาผสมซีเมนต์ เป็นวัสดุ Soil-Cement เพื่อใช้ทำชั้นพื้นทางของถนนได้เป็นอย่างดี

วรศักดิ์ ต้นตวนิช และสมหวัง ช่างสุวรรณ (2538) ได้ศึกษาถึงแหล่งดินลูกรังทางภาคตะวันออกของประเทศไทย ที่มีการเปิดใช้ จำนวน 40 แห่ง พบว่าดินลูกรังจะเกิดเป็นชั้นโดยมีความหนาเฉลี่ย 1.40–2.00 เมตร โดยมีแหล่งพบในบริเวณพื้นที่ราบจนถึงเนินเตี้ยและที่เนินเชิงเขา ดินลูกรังที่ศึกษาส่วนใหญ่มีคุณสมบัติไม่ผ่านมาตรฐานในการนำมาเป็นวัสดุพื้นทางตามมาตรฐานกรมทางหลวง โดยเฉพาะค่า LL และค่า PI ส่วนมากจะเกินขีดจำกัดที่กรมทางหลวงกำหนดไว้

### 2.3.2 กลไกของการปรับปรุงคุณสมบัติของดินซีเมนต์

Lambe et al.(1959 อ้างถึงใน ธิระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสดใส 2543) ได้กล่าวถึงการศึกษาเรื่อง Improvement of Soil Cement With Alkali Metal Compounds ว่าซีเมนต์เป็นวัสดุที่ประกอบขึ้นจากผลึกของ Tricalcium Silicate ( $C_3S$ ), Dicalcium Silicate ( $C_2S$ ), Tricalcium Aluminate ( $C_3A$ ), Tetracacium Alumino Ferrite ( $C_4AF$ ) เมื่อซีเมนต์ผสมเข้ากับดินและน้ำในการทำดินซีเมนต์จะทำให้เกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน ผลของปฏิกิริยาจะทำให้ได้สารประกอบ Hydrated Calcium Silicate, Hydrated Calcium Aluminate และ Hydrated Lime ที่แยกออกมาระหว่างเกิดปฏิกิริยา ซึ่งสารประกอบสองตัวแรกเป็นสารประกอบเชื่อมยึดหลักที่ได้จากปฏิกิริยาหลักของซีเมนต์ และนอกจากนี้ปฏิกิริยาไฮเดรชัน ของซีเมนต์ยังทำให้เกิดการละลายออกของแร่ประกอบ Silica และ Alumina จากดินเหนียว จากนั้น Calcium ions ที่ได้จาก Hydrated Lime จะทำปฏิกิริยากับแร่ประกอบ Silica และ Alumina ทำให้ได้สารประกอบเชื่อมยึดขึ้นมาอีก

Moh (1965 อ้างถึงใน ธิระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสดใส 2543) สรุปการศึกษาเรื่องปฏิกิริยาของแร่ประกอบของดิน (Soil Mineral) กับซีเมนต์และสารเคมีผสมเพิ่มจำพวกโซเดียม วัตถุประสงค์ของการศึกษามุ่งเน้นศึกษาหาปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นกับการใช้ซีเมนต์หรือปูนขาวเป็นวัสดุส่วนผสม และรวมถึงผลกระทบของวัสดุจำพวกโซเดียมด้วย สำหรับดินซีเมนต์ปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นดังสมการที่ 2.2 สมการที่ 2.3 และสมการที่ 2.4



การพัฒนากำลังเกิดจากการที่ซีเมนต์ผสมกับน้ำแล้วเกิดปฏิกิริยาไฮเดรชัน ผลของปฏิกิริยาจะได้สารประกอบ CSH, CAH และ Calcium Hydroxide ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) ปฏิกิริยาจะดำเนินต่อไปโดยผลของการทำปฏิกิริยาระหว่าง ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) ที่แตกตัวออกเป็น  $\text{Ca}^{++}$  กับแร่ดินเหนียวจะได้ CSH และ CAH สารประกอบเหล่านี้มีคุณสมบัติเป็นตัวยึดเกาะและทำให้เกิดการรวมตัวกันของอนุภาคของดินเป็นผลให้มีขนาดใหญ่ขึ้น และมีกำลังสูงขึ้น ปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นจากสมการ 2.2 และ 2.3 เรียกว่า Primary Reaction และสมการ 2.4 เรียกว่า Secondary Reaction ตามลำดับ

Terrel et al.(1979 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้กล่าวถึงปฏิกิริยาของดินซีเมนต์กับดินเม็ดหยาบ (Coarse Grained Soils) ซีเมนต์เพสต์ (Cement Paste) จะทำหน้าที่ยึดอนุภาคของดินเข้าด้วยกันโดยทำการยึดเกาะที่ผิวระหว่างซีเมนต์เจล(Cement Gel) และผิวอนุภาค ส่วนดินเม็ดละเอียด (Fine Grained Soils) โดยเฉพาะที่มีส่วนของดินเหนียวผสมอยู่จะมีส่วนช่วยในการทำปฏิกิริยา คือแร่ดินเหนียวจะละลายได้ในสภาวะแวดล้อมที่มีค่า pH สูงและจะทำปฏิกิริยากับ Free Lime ที่ได้จากซีเมนต์โดยจะก่อรูปเพิ่มเติมขึ้นเป็น Calcium Silicate Hydrated (CSH)

### 2.3.3 ตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์

#### คุณสมบัติของดิน

คุณสมบัติของดินเป็นสิ่งสำคัญที่มีอยู่ตามธรรมชาติของดินแต่ละชนิด ซึ่งได้รับอิทธิพลโดยตรงจากสภาพแวดล้อม สภาพอากาศ ตลอดจนสภาพภูมิประเทศที่มีต่อปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นเมื่อนำมาผสมกับซีเมนต์และน้ำ โดยจะส่งผลไปถึงการรับแรงและความคงทนของดินซีเมนต์คุณสมบัตินี้รวมทั้งทางด้านกายภาพ และทางเคมีของดิน

Ruenkrairergsa (1982 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้อธิบายคุณสมบัติทางด้านกายภาพที่มีต่อการปรับปรุงคุณสมบัติด้วยซีเมนต์ คือ ส่วนคละของดิน พื้นที่ผิวของวัสดุและปริมาณของจุดสัมผัส วัสดุประเภทที่มีการกระจายตัวของเม็ดดินดี(Well-Grade) โดยทั่วไปจะมีความต้องการปริมาณซีเมนต์ที่น้อยกว่าวัสดุดินที่มีการกระจายตัวขนาดเดียวกัน(Uniform-Grade) ความต้องการซีเมนต์ของวัสดุจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับพื้นที่ผิวของวัสดุ และปริมาณของจุดสัมผัส หมายความว่า ปริมาณความต้องการซีเมนต์ในดินเม็ดละเอียดจะมีปริมาณสูงกว่าดินเม็ดหยาบ ส่วนคุณสมบัติทางเคมีของวัสดุอธิบายได้ว่าคุณสมบัติทางเคมีของดินเหนียว และดินตะกอนจะมีผลต่อการปรับปรุงคุณสมบัติด้วยซีเมนต์มากกว่าดินเม็ดหยาบ การดูดซับ Cation ในดินเหนียวจะมีผลอย่างมาก กล่าวคือดินเหนียวที่มีการดูดซับ Calcium ions จะสามารถปรับปรุงคุณสมบัติได้ดีกว่าดินเหนียวที่มีการดูดซับ Sodium ions และดินเหนียวที่มีการดูดซับ Hydrogen ions จะมีความยาก

ลำบากต่อการปรับปรุงคุณสมบัติของดินเหนียว การมีอยู่ของอินทรีย์วัตถุจะมีผลต่อการปรับปรุงคุณสมบัติดินด้วยซีเมนต์ กล่าวคือจะมีผลทำให้แข็งตัวได้ช้าลง Organic Matter ที่มีอยู่ในดินสามารถแบ่งตามระดับของผลกระทบคือ พวกที่มีอิทธิพลน้อยได้แก่ Cellulose ไม้ และฟาง พวกที่มีอิทธิพลมากได้แก่ Glucose และ Tartaric Acid การใช้ซีเมนต์ต่อต้าน Sulphate จะสามารถป้องกันสิ่งที่เกิดขึ้นนี้ได้

Terrel et al. (1979 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้อธิบายเรื่องดินที่มีความเหมาะสมสำหรับการนำมาใช้ในการปรับปรุงคุณสมบัติ กล่าวที่ดินที่มีสภาวะความเป็นกรด ต่ำ และกลาง ยังคงมีการตอบสนองที่ดีต่อการใช้ซีเมนต์เป็นสารปรับปรุงคุณสมบัติ การมีอยู่ของ Organic Matter ที่มีอยู่ในดินจำพวกที่ย่อยสลายจากพืชอาจจะไม่มีผลต่อการปรับปรุงคุณสมบัติดินด้วยซีเมนต์ แต่ถ้าเป็น Organic Compounds เช่น Nucleic และ Dextrose Acid จะทำให้นิวทริเอนไฮเดรชัน และกำลังที่ได้จะลดลง กล่าวคือ Organic จะดูดซับ Calcium ions ไว้ จากปฏิกิริยาไฮเดรชันเป็นผลทำให้ค่า pH ของดินลดลงและยังไปยับยั้งกระบวนการแข็งตัวของดินผสมซีเมนต์

Felt (1955) ได้กล่าวว่าคุณสมบัติที่ได้จากการบดอัดดินซีเมนต์ และปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นในดินซีเมนต์จะขึ้นอยู่กับชนิดของดินที่นำมาใช้ ความแตกต่างในด้านคุณสมบัติและปฏิกิริยาของซีเมนต์จะผันแปรเปลี่ยนไปตามองค์ประกอบทางเคมีของดิน ตัวอย่างเช่นความแตกต่างที่เห็นได้ชัดคือการใช้ซีเมนต์ในการปรับปรุงคุณสมบัติดิน จะมีประสิทธิภาพน้อยเมื่อใช้กับดินชั้นบน (Topsoil) แต่เมื่อใช้กับดินชั้นกำเนิด (Parent Material) จะมีประสิทธิภาพมากในแหล่งดินเดียวกัน

### ปริมาณดินเหนียวและแร่ประกอบดินเหนียวที่มีอยู่ในดินซีเมนต์

Davidson et al. (1962 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) สรุปถึงอิทธิพลของปริมาณดินเหนียวที่มีผลต่อกำลังของดินซีเมนต์ ในการทดสอบใช้ทรายผสมกับดินเหนียว ตามสัดส่วน ทราย : ดินเหนียว 100 : 0 , 75:25, 50:50, และ 0:100 เปอร์เซนต์ และดินเหนียวที่ใช้เป็นดินเหนียวชนิด Kaolinite, Illite และ Montmorillonite พบว่าที่สัดส่วนทราย : ดินเหนียว (75:25) จะแสดงค่ากำลังสูงสุด โดยให้เหตุผลว่าที่ปริมาณสัดส่วนนี้เป็นสัดส่วนที่กลมกลืนกัน จะก่อให้เกิดส่วนผสมแบบ Well-Grade ทำให้ได้ค่าความหนาแน่นสูงสุด จึงส่งผลทำให้ได้ค่ากำลังสูงสุดด้วย นอกจากนี้ยังอธิบายอีกว่าดินเหนียวชนิด Montmorillonite ยังให้ค่ากำลังที่มีแนวโน้มสูงกว่าดินเหนียวชนิด Illite และ Kaolinite ซึ่งอาจเป็นเพราะว่าในดินเหนียวชนิด Montmorillonite จะมีค่า Surface Activity สูงมาก ซึ่งจะมีส่วนช่วยเหลือในการทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ได้ดี

Reinhold (1955) สรุปถึงการศึกษานิวแมติก (Elastic Behavior) ของดินที่ผสมซีเมนต์โดยการนำดินเหนียวมาผสมทรายและซีเมนต์ โดยมีการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนระหว่างดินเหนียวกับทรายตั้งแต่ ร้อยละ 0, 25, 50 และ 100 ซึ่งจะได้ดินทั้งหมด 4 ชนิดคือ A, B, C และ D ตามลำดับ และนำดินแต่ละชนิดมาผสมกับซีเมนต์ที่อัตราส่วนต่างๆ กัน คือ ซีเมนต์ต่อ ดิน 1: 6, 1: 8 และ 1: 10 เมื่อปมได้อายุตามที่กำหนดแล้วได้นำมาทำการทดสอบ UCS. ดินชนิดที่มีปริมาณดินเหนียวมากจะทำให้ค่า Modulus of Elasticity ลดลง ซึ่งย่อหมายถึง การที่กำลังรับแรงอัดจะมีค่าลดลงตามด้วย โดยยังได้พบว่า ดินชนิด C (75: 25, ปริมาณทรายต่อดินเหนียว) จะให้ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุดกว่าดินชนิดอื่นๆ แสดงว่า ปริมาณดินเหนียวที่เหมาะสมที่สุดในการทดลองคือที่ ปริมาณประมาณร้อยละ 25

Siu-Mun (1971) ได้ทำการศึกษาคณสมบัติของดินลูกรังผสมซีเมนต์ซึ่งใช้ตัวอย่างดินลูกรังในประเทศไทย ผลการศึกษาพบว่าปริมาณดินเหนียวที่เหมาะสมในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์มีค่าเท่ากับ ร้อยละ 20 ถึงร้อยละ 25 ของน้ำหนักดิน

#### ค่า Plasticity Index ของดิน

Terrel et al. (1979 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้อธิบายว่า ดินที่มีค่า Plasticity Index ตั้งแต่ระดับต่ำถึงปานกลางจะสามารถนำมาใช้เป็นวัสดุผสมในการปรับปรุงคุณภาพได้ดี แต่ถ้าดินนั้นมีค่า Plasticity Index มากกว่าร้อยละ 30 จะเป็นผลทำให้การผสมวัสดุนั้นกับซีเมนต์มีความยากลำบากมากขึ้น ความยากในการผสมลดต่ำลงได้โดยการผสมปูนขาวลงก่อน ลำดับแรกจะช่วยให้ค่า Plasticity Index ของดินลดลง และนอกจากนี้แล้วการผสมปูนขาวยังช่วยเพิ่มความสามารถในการผสมเข้ากัน (Workability) หลังจากนั้นจึงค่อยผสมซีเมนต์ตามทีหลัง

#### Degree of Pulverization ของดิน

Ruenkairergsa (1982 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้อธิบายว่า Degree of Pulverization ในระดับที่ต้องการปกติของดินซีเมนต์คือ ควรจะมีค่าร้อยละผ่านตะแกรงเบอร์ 4 ประมาณร้อยละ 80 (ไม่รวมกรวด, หิน และอื่นๆ) การบดอัดดินซีเมนต์ที่มีก้อนดินเหนียวซึ่งมีอยู่ในส่วนผสมจะไม่มีผลกระทบในด้านกำลังดินซีเมนต์ แต่ถ้าเป็นก้อนดินเหนียวแห้งที่ยังมีการสะสมน้ำไม่เพียงพอก่อนการบดอัด และเมื่อเวลาผ่านไปจะเกิดการบวมตัวขึ้น เมื่อสัมผัสกับความชื้นและจะทำให้ดินซีเมนต์มีกำลังลดลง

Felt (1955) ได้สรุปไว้ว่าคุณภาพของดินตะกอนและดินเหนียว เมื่อนำมาใช้เป็นวัสดุผสมกับซีเมนต์จะมีค่าสูงสุด เมื่อสามารถผ่านตะแกรงเบอร์ 4 ได้ร้อยละ 100 (ไม่รวมหิน, กรวด และอื่นๆ) แต่ถ้ามีดินเม็ดใหญ่กว่าตะแกรงเบอร์ 4 ได้ประมาณร้อยละ 30 เมื่อนำมาบดอัดที่มีระดับปริมาณความชื้นเหนือ OMC เล็กน้อยจะทำให้คุณภาพของดินซีเมนต์ลดลงไม่มากนัก แต่ถ้าบดอัดที่ระดับปริมาณความชื้นต่ำกว่าความชื้นที่ OMC จะทำให้คุณภาพของดินซีเมนต์ลดลงอย่างมาก

### ความหนาแน่นและปริมาณความชื้นขณะบดอัด

Ruenkairergsa (1982 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสดใส 2543) ได้อธิบายการใช้ความสัมพันธ์ของความชื้นและความหนาแน่นที่บดอัดตามแบบวิธีของ Proctor ที่นำมาใช้กับดินซีเมนต์ พบว่าปริมาณความชื้นที่ได้ไม่เพียงแต่จะทำให้ได้ค่าความหนาแน่นสูงสุดเท่านั้น แต่ยังทำให้ปฏิกิริยาของซีเมนต์กับดินเป็นไปอย่างสมบูรณ์อีกด้วย และจากงานการศึกษาพบว่าค่า MDD ที่ได้จะไม่เป็นผลเสมอไปที่ทำให้ได้ค่ากำลังสูงสุดสำหรับดินซีเมนต์ จากการทดสอบ Freeze – Thaw ของดินตะกอนและดินเหนียวพบว่าจะได้ค่าความคงทนสูงสุด เมื่อบดอัดที่ระดับความชื้นเหนือ OMC เล็กน้อย (ด้าน Wet Side) แต่ถ้าบดอัดที่ระดับต่ำกว่า OMC จะทำให้ค่าความคงทนลดลง ค่าความคงทนของดินทรายจะเพิ่มขึ้น เมื่อบดอัดที่ระดับความชื้นต่ำกว่า OMC เล็กน้อย (ด้าน Dry Side) กล่าวคือในดินทรายค่าปริมาณความชื้นที่ใช้ในการบดอัดควรจะอยู่ต่ำกว่า OMC ประมาณร้อยละ 3 ถึงร้อยละ 6 ส่วนดินเหนียวควรจะมีค่าที่สูงกว่า OMC เล็กน้อย

Felt (1955) ได้สรุปผลกระทบของการแปรเปลี่ยนของค่าความหนาแน่นและปริมาณความชื้นจะมีอิทธิพลต่อคุณสมบัติของดินซีเมนต์ ผลการทดลอง Wet – Dry Test, Freeze – Thaw Test และ Compressive Strength Test พบว่าดินทรายผสมซีเมนต์ การบดอัดควรจะให้อยู่ทางด้าน Dry Side ของ OMC เล็กน้อย ทำให้ได้ค่ากำลังแรงอัดสูงสุด ส่วนดินเหนียวและดินตะกอนจะต้องบดอัดอยู่ทางด้าน Wet Side ของ OMC เล็กน้อย จึงจะได้ค่ากำลังรับแรงอัดสูงสุด

Ng. (1966) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินลูกรังผสมซีเมนต์ ผลการศึกษาพบว่าเมื่อลดความหนาแน่นของการบดอัดลงเพียงเล็กน้อย จะมีผลให้กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ลดลงอย่างมาก

Siu-Mun (1971) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินลูกรังผสมซีเมนต์ ผลการศึกษาพบว่ากำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์จะลดลงเมื่อความหนาแน่นของการบดอัดลดลง

### ระยะเวลาที่ผสมนานขึ้น

Felt (1955) กล่าวถึงการผสมแบบไม่ต่อเนื่องว่าจะมีผลต่อปริมาณความชื้น กล่าวคือ ค่าปริมาณความชื้นที่ OMC ของดินทุกชนิดที่ได้นำมาทดลองมีค่าเพิ่มขึ้น แต่ในขณะเดียวกันค่าความหนาแน่นของดินลดลง โดยให้เหตุผลว่าในดินซีเมนต์ เมื่อผสมซีเมนต์จะเกิดปฏิกิริยาทำให้มีการพัฒนาของโครงสร้างในดินขึ้นใหม่ และเกิดการเปลี่ยนแปลงของขนาดเม็ดดิน (Texture) ซึ่งเป็นผลมาจากการใช้ระยะเวลาในการผสมนานขึ้น (ค่าที่เพิ่มขึ้นสำหรับ Sandy Loams, Silty และ Clayey Soil ประมาณร้อยละ 1 ร้อยละ 1 - 2 และร้อยละ 1 - 3 ตามลำดับ )

สำหรับผลกระทบดังกล่าวที่มีต่อผลของ Wet - Dry และ Freeze - Thaw Test พบว่าระยะเวลาที่มากขึ้นจะมีผลทำให้ค่า Weight Loss ของดินซีเมนต์มีค่าเพิ่มขึ้นแปรผันตรงกับระยะเวลาที่เพิ่มขึ้น และนอกจากนี้ยังพบอีกว่า ในระหว่างที่ช่วงเวลาผสมที่เพิ่มขึ้นนี้ถ้ามีการกวนหรือคลุกเคล้าดินผสมซีเมนต์นี้จะมีค่าร้อยละ Weight Loss น้อยกว่าที่ไม่มีการกวนผสมกันเลย และในการทดสอบการรับกำลังแรงอัดของดินซีเมนต์ โดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง ค่ากำลังรับแรงอัดกับผลของระยะเวลาผสมที่นานขึ้น พบว่าดิน Sandy Loam, Silty Clay Loam และ Clay ถ้ามีการเพิ่มขึ้นของระยะเวลาผสมนานขึ้น จะทำให้ค่ากำลังรับแรงอัดลดลงอย่างเห็นได้ชัด

### อุณหภูมิที่ปั๊มดินซีเมนต์

Clare และ Pollard (1954 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสดี 2543) กล่าวถึงการศึกษาค่าผลของอุณหภูมิที่มีต่อกำลังของดินซีเมนต์ โดยทำการทดสอบกับดิน Heavy Clay, Uniform Sand, Silty Clay ผสมกับซีเมนต์ร้อยละ 10 จะเห็นได้ว่าดินทุกชนิดจะมีการเพิ่มขึ้นของกำลังต้านทานแรงอัดตามอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้น และในดินชนิด Heavy Clay, Silty Clay เชื่อว่าการเพิ่มของกำลังเกิดจากส่วนช่วยของปฏิกิริยาของดินเหนียวกับ Hydrated Lime โดยมีอุณหภูมิที่เพิ่มขึ้นช่วยเร่งปฏิกิริยา

Ng (1966) ได้รายงานผลการทดลองดินลูกรังผสมซีเมนต์ พบว่าดินซีเมนต์ที่ปั๊มที่อุณหภูมิ 100°F จะมีผลทำให้กำลังการรับแรงอัดสูงกว่าดินซีเมนต์ที่อุณหภูมิ 70°F

### การใช้สารผสมเพิ่มร่วมกับดินซีเมนต์

Ruenkraitersa (1982 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสดี 2543) ได้อธิบายว่า ถ้ามีการใช้จำนวนวัสดุผสมเพิ่มหลายชนิด ผสมร่วมกับการทำดินซีเมนต์ โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเพิ่มปฏิกิริยาที่ได้จากซีเมนต์อย่างเดียวให้มีประสิทธิภาพสูงมากขึ้น และเพื่อลดจำนวน

ความต้องการของซีเมนต์ที่ใช้ให้มีปริมาณที่น้อยลง พบว่าการใช้ปูนขาวเป็นวัสดุผสมเพิ่ม นอกจากจะช่วยให้การผสมระหว่างดินและซีเมนต์มีความง่ายขึ้น แล้วยังมีแนวโน้มที่จะแก้ไขผลที่เกิดจาก Organic Materials ที่มีต่อปฏิกิริยาของซีเมนต์ และการใช้ Fly Ash เป็นสารผสมเพิ่ม พบว่าจะมีความสามารถในการช่วยลดการหดตัวที่เกิดขึ้นในดินเหนียวได้

Lambe และ Moh (1957 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) กล่าวถึงการใช้สารเคมีผสมเพิ่มว่าสารประกอบประเภทโซเดียมจะทำให้ดินซีเมนต์มีค่ากำลังรับแรงอัดและค่าความคงทนดีขึ้น

O' Flaherty (1962 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) กล่าวว่า การใช้ Fly Ash และ Sodium Carbonate เป็นสารเคมีผสมเพิ่มเข้าไปในดินซีเมนต์ จะสามารถทำให้เพิ่มค่ากำลังรับแรงอัดได้ เมื่ออายุการบ่มนานขึ้นและในช่วงอายุต้นๆตามลำดับ

### ปริมาณซีเมนต์

Davidson (1961 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้กล่าวว่าโดยทั่วไปแล้วดินเกือบทุกชนิดจะทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ได้ดี โดยที่ปริมาณซีเมนต์ที่ใช้ขึ้นอยู่กับแบบหรือประเภทของ Cement Treated Soil สัดส่วนของซีเมนต์ที่ใช้แปรเปลี่ยนตามค่า Plasticity Index, การเปลี่ยนแปลงปริมาตร, คุณสมบัติยึดหยุ่น, แรงต้านทานการเปลี่ยนแปลง Wet – Dry และ Freeze – Thaw และชนิดของดินที่จะปรับปรุง

Ng.(1966) ได้ทำการศึกษาคงสมบัติของดินลูกรังผสมซีเมนต์ ผลการศึกษาพบว่ากำลังของดินซีเมนต์จะเพิ่มขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณซีเมนต์ในส่วนผสมดินซีเมนต์

Siu-Mun(1971) ได้ทำการศึกษาคงสมบัติของดินลูกรังผสมซีเมนต์ พบว่าเมื่อเพิ่มปริมาณซีเมนต์ในส่วนผสมดินซีเมนต์ และระยะเวลาในการบ่ม จะทำให้กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์เพิ่มขึ้น

ทรงพล บุญมาดี (2529) สรุปผลจากการทดลองดินลูกรังผสมซีเมนต์พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดที่ได้จะเป็นผลมาจากเพิ่มขึ้นของปริมาณซีเมนต์อย่างเห็นได้ชัด

Portland Cement Association (1963 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้เสนอแนะว่าปริมาณซีเมนต์ในดินหลายชนิดโดยจัดกลุ่มตามระบบ AASHTO และ Unified System Classification ได้ใช้สภาพธรรมชาติของดินเป็นตัวบ่งชี้บอกถึงปริมาณซีเมนต์ที่จะใช้ในการปรับปรุงคุณสมบัติของดินดังตารางที่ 2.2

Reinhold (1955) สรุปถึงการศึกษากฎการยืดหยุ่น (Elastic Behavior) ของดินที่ผสมซีเมนต์โดยการนำดินเหนียวมาผสมทรายและซีเมนต์ พบว่าค่ากำลังรับแรงอัดที่สูงขึ้นของดินแต่ละชนิดที่ได้ จะมีผลมาจากอิทธิพลที่เพิ่มขึ้นของปริมาณซีเมนต์อย่างเห็นได้ชัด

ตารางที่ 2.2 เสนอแนะปริมาณซีเมนต์ที่ใช้อิทธิพลของกลุ่มดินมาพิจารณา

AASHTO Soil Classification	Unified Soil Classification*	Usual Range in Cement Requirement**		Estimate cement Content and that used in moisture- density test, percent by weight	Cement content for wet-dry and freeze-thaw test , percent by weight
		percent by volume	percent by weight		
A-1-a	GW,GP,GM ,SW,SM,SP	5-7	3-5	5	3-5-7
A-1-b	GM,GP,SM,SP	7-9	5-8	6	4-6-8
A-2	GM,GC,SM,SC	7-10	5-9	7	5-7-9
A-3	SP	8-12	7-11	9	7-9-11
A-4	CL,ML	8-12	7-12	10	8-10-12
A-5	ML,MH,CH	8-12	8-13	10	8-10-12
A-6	CL,CH	10-14	9-15	12	10-12-14
A-7	OM,MH,CH	10-14	10-16	13	11-13-15

\*Based on correlation presented by Air Force

\*\*For most a horizon soil the cement should be increased 4 percent points, if the soil is dark gray , and 6 percent point if the soil is black.

ที่มา : PCA (1963)

### ประเภทของซีเมนต์

บริษัท ชลประทานซีเมนต์ จำกัด (2527 อ่างถึงโน อีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสดใส 2543)ได้อธิบายประเภทของปูนซีเมนต์ที่มีการผลิตในท้องตลาดทั้งหมด 5 ประเภทดังนี้

ประเภทที่ 1 เป็นปูนซีเมนต์ธรรมดา สำหรับใช้ในการทำคอนกรีต หรือผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมใดๆที่ไม่ต้องการคุณภาพพิเศษกว่าธรรมดา ใช้ในการก่อสร้างทั่วไป

ประเภทที่ 2 เป็นปูนซีเมนต์สำหรับใช้ในการทำคอนกรีตหรือผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมใดๆที่เกิดความร้อน และทนซัลเฟตได้ปานกลาง



ประเภทที่ 3 เป็นปูนซีเมนต์ที่แข็งตัวเร็ว และให้กำลังสูงในระยะแรกมีเนื้อเป็นผงละเอียดกว่าปูนซีเมนต์ธรรมดา

ประเภทที่ 4 เป็นปูนซีเมนต์ที่ให้ความร้อนต่ำที่สุด ใช้มากในการก่อสร้างคอนกรีตหยาบ เนื่องจากให้อุณหภูมิต่ำกว่าซีเมนต์ชนิดอื่นๆ ขณะแข็งตัว

ประเภทที่ 5 เป็นปูนซีเมนต์ชนิดต้านทานซัลเฟตได้สูง

Felt (1955) กล่าวถึงการศึกษาผลกระทบของประเภทซีเมนต์ที่มีอิทธิพลต่อการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงอัด โดยได้ทดลองกับ Sandy Loam และ Silty Clay พบว่าดินที่ผสมซีเมนต์ประเภท 3 จะให้กำลังรับแรงอัดสูงกว่าดินที่ผสมซีเมนต์ประเภท 1 โดยในดิน Sandy Loam เมื่อผสมกับซีเมนต์ประเภท 3 ที่อายุตัวอย่าง 7 และ 28 วันจะให้ค่ากำลังรับแรงอัดที่สูงกว่าผสมซีเมนต์ประเภท 1 ประมาณ 2 และ 1.4 เท่าตามลำดับ ส่วนในดิน Silty Clay ซีเมนต์ประเภท 3 จะให้กำลังที่สูงกว่าประเภท 1 เล็กน้อย

Terrel et al. (1979 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) กล่าวว่าปูนซีเมนต์ประเภทต่างๆ สามารถนำมาใช้ในการปรับปรุงคุณภาพของดินได้ และในปัจจุบันได้มีการนำปูนซีเมนต์ประเภท 2 มาใช้แทนปูนซีเมนต์ประเภท 1 มากขึ้น เนื่องจากปูนซีเมนต์ประเภท 2 สามารถต้านทานซัลเฟตได้ดีกว่าปูนซีเมนต์ประเภท 1 ในขณะที่ราคาวัสดุเท่ากัน

Massachusetts Institute of Technology (1954 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้รายงานผลการทดสอบดิน Clayey Sandy Silt ผสมกับซีเมนต์ประเภท 3 พบว่าจะให้ค่ากำลังสูงกว่าซีเมนต์ประเภท 1 ประมาณ 1.5 และ 1.3 เท่าที่อายุ 7 วันและ 28 วันตามลำดับ

Clare และ Farrar (1956 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้รายงานผลการศึกษาประเภทของซีเมนต์ที่มีผลต่อกำลังต้านทานแรงอัดของดินซีเมนต์ พบว่าซีเมนต์ที่มีความละเอียดมากกว่า จะให้ค่ากำลังต้านทานแรงอัดสูงกว่าซีเมนต์ที่มีความละเอียดน้อยกว่า

## 2.4 คุณสมบัติของวัสดุชั้นทางเพื่อการออกแบบ

ในส่วนของคุณสมบัติของวัสดุเพื่อการออกแบบความหนาของโครงสร้างชั้นทาง สามารถประเมินค่าตัวแปรในการออกแบบ (Design Parameter) เพื่อใช้วิเคราะห์โครงสร้างทางแยกตามประเภทวัสดุดังนี้

### 2.4.1 วัสดุแอสฟัลท์

ในการหาตัวแปรในการออกแบบของวัสดุประเภทแอสฟัลท์นี้ ได้มีผู้พยายามประเมินค่าโดยใช้ทั้งสมการและ Chart ต่างๆดังนี้

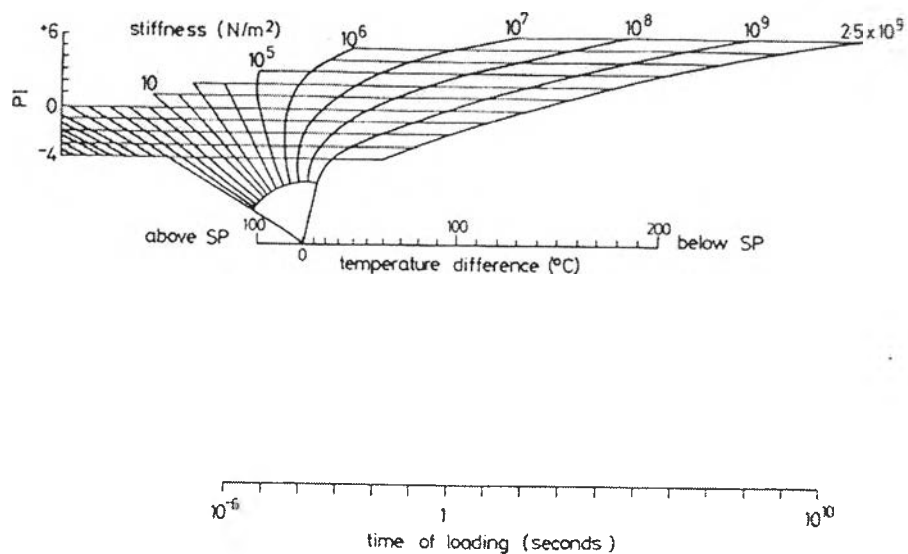
Van Der Poel (1954 cited in Huang, 1993) ได้กำหนดค่า Stiffness Modulus ( $S_p$ ) ของแอสฟัลท์ซีเมนต์ เป็นตัวแทนค่า Elastic Modulus ด้วยเหตุผลว่า วัสดุประเภทนี้จะมีพฤติกรรมเป็น Elastic Material เฉพาะที่อุณหภูมิต่ำและ Loading Time สั้นๆเท่านั้น แต่เมื่ออุณหภูมิสูงและ Loading Time ยาวนานออกไป แอสฟัลท์ซีเมนต์จะมีพฤติกรรมเป็น Viscous Material โดยในรูปที่ 2.8 จะแสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่าง Stiffness Modulus ของแอสฟัลท์ซีเมนต์กับ Loading Time และ อุณหภูมิ

เมื่อ  $PI = \text{Penetration Index defined by } PI = \frac{20 - 500A}{1 + 50A} \quad (2.5)$

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

$T = \text{Temperature ใดๆ}$

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



รูปที่ 2.8 The Van Der Poel Monograph for Bitumen Stiffness

ที่มา : Van Der Poel (1993 cited in Huang, 1954)

Bonnaure et al. (1977 cited in Huang, 1993) กล่าวถึง Nomograph เพื่อใช้หาค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีตซึ่งพัฒนาโดย Shell Oil Company ดังแสดงในรูปที่ 2.10 โดยมีปัจจัยที่ใช้พิจารณาค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีต 3 อย่างคือ ค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลท์ซีเมนต์, ค่า Percent Volume ของแอสฟัลท์ซีเมนต์และค่า Percent Volume ของ Aggregate โดย Huang ได้แนะนำให้ใช้ Phase Diagram ของแอสฟัลท์คอนกรีตในรูปที่ 2.9 โดยมีสมมติฐานว่าแอสฟัลท์ถูกดูดซับด้วย Aggregate จนไม่มีรูช่องว่างภายใน Aggregate ทำให้ได้สมการเพื่อใช้คำนวณหาค่าตัวแปรดังต่อไปนี้

$$\text{Percent Volume of Aggregate, } V_g = \frac{(1-P_b)W/G_g \times 100}{W/G_m} = \frac{100(1-P_b)G_m}{G_g} \quad (2.6)$$

$$\text{The Percent Volume of Asphalt Cement, } V_b = \frac{P_b W/G_b \times 100}{W/G_m} = \frac{100P_b G_m}{G_b} \quad (2.7)$$

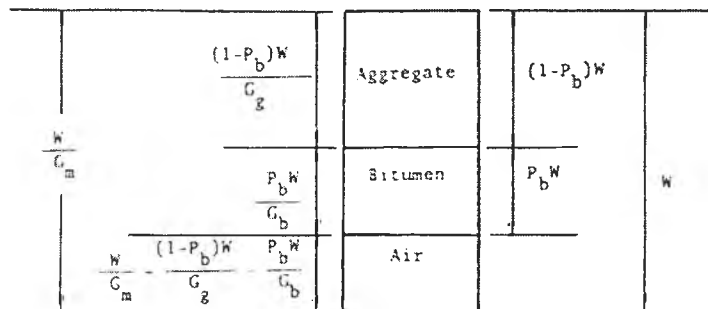
$$\text{The Percent Volume of Air Void, } V_a = 100 - V_g - V_b \quad (2.8)$$

- เมื่อ  $W$  = น้ำหนักของแอสฟัลท์คอนกรีต
- $P_b$  = %แอสฟัลท์ซีเมนต์
- $G_b$  = ความถ่วงจำเพาะของแอสฟัลท์ซีเมนต์
- $G_g$  = ความถ่วงจำเพาะของมวลรวม
- $G_m$  = ความถ่วงจำเพาะของแอสฟัลท์คอนกรีต

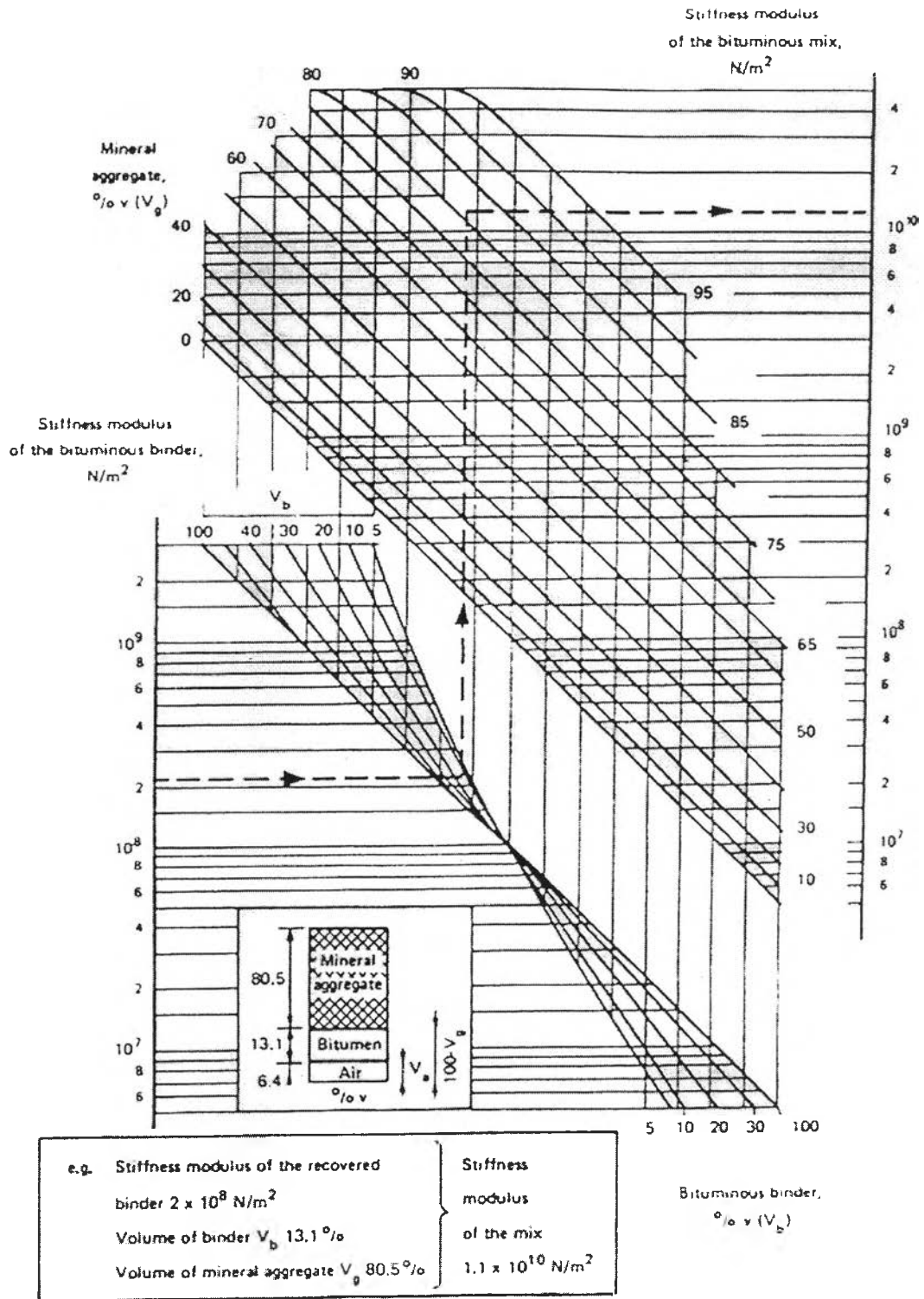
ในกรณีที่ Aggregate มีค่า Specific Gravity หลายค่าในชั้นเดียว เราสามารถใช้ค่าเฉลี่ยได้ดังนี้

$$G_{\text{average}} = \frac{100}{P_1/G_1 + P_2/G_2 + \dots + P_n/G_n} \quad (2.9)$$

- เมื่อ  $P_1, P_2, \dots, P_n$  คือ เปอร์เซนต์โดยน้ำหนักของแต่ละส่วนย่อย
- $G_1, G_2, \dots, G_n$  คือ ค่า Specific Gravity ของแต่ละส่วน



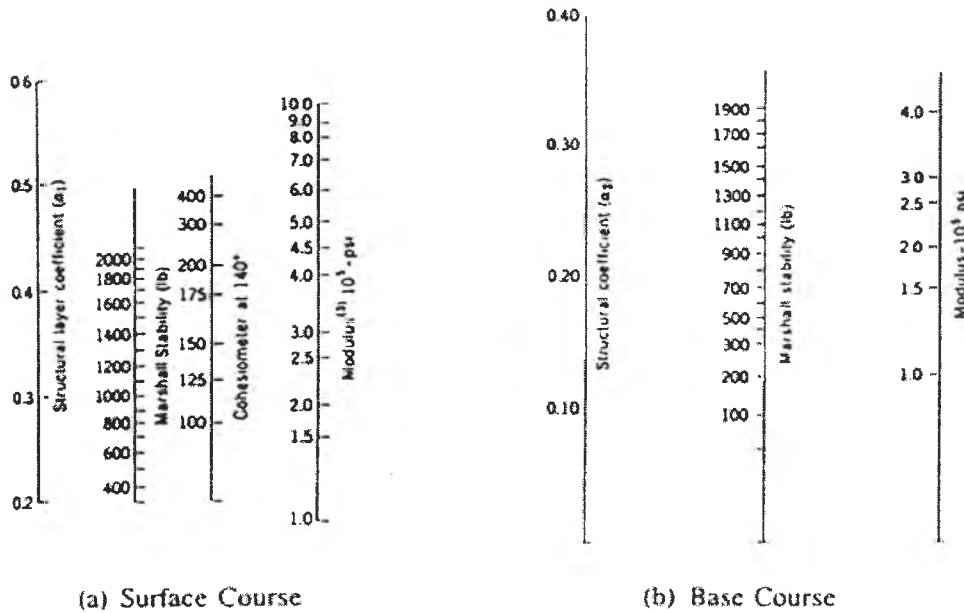
รูปที่ 2.9 Phase Diagram ของแอสฟัลท์คอนกรีต  
ที่มา : Huang (1993)



รูปที่ 2.10 Nomograph ที่ใช้หา Stiffness ของแอสฟัลท์คอนกรีต

ที่มา : Shell (1993 cited in Huang,1978)

Van Til et al (1972) ได้สรุปความสัมพันธ์ระหว่าง โมดูลัสคีนตัว, Structural Layer coefficient, Marshall stability และค่า Cohesimeter Values ไว้ดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 Correlation Chart ของ Asphalt Mixture เพื่อประมาณค่า โมดูลัสคีนตัว  
ที่มา : Van Til et al (1972)

ในส่วนของ Asphalt Institute (1982) ได้เสนอสมการเพื่อหา Dynamic Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีต  $|E^*|$  แสดงไว้ดังนี้

$$|E^*| = 100,000 \times 10^{\beta_1} \tag{2.10}$$

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

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

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

$$\beta_4 = 0.483V_b$$

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

เมื่อ  $\beta_1$  ถึง  $\beta_5$  = ค่าคงที่ที่ชั่วคราว

$f$  = Load Frequency (Hz)

$t$  = อุณหภูมิ (°F)

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

$V_a$  = Volume of air void (%)

$\lambda$  = Viscosity ของแอสฟัลท์ที่ 70 °F ( $10^6$  poise)

$V_b$  = Volume ของแอสฟัลท์ (%)

Huang (1993) ได้สรุปค่า Typical Ranges of Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีต ณ อุณหภูมิและ Load Frequencies ต่างๆกัน ดังแสดงในตารางที่ 2.3 (Load frequency 8 Hz ประมาณ เทียบเท่าความเร็วรถ 35 mph)

ตารางที่ 2.3 ค่า Dynamic Modulus โดยทั่วไปของแอสฟัลท์คอนกรีต

Temperature (°F)	Load Frequency (Hz)					
	1		4		16	
	Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean
40	6.0-18.0	12.0	9.0-27.0	16.0	10.0-30.0	18.0
70	2.0-6.0	3.0	4.0-9.0	5.0	5.0-11.0	7.0
100	0.5-1.5	0.7	0.7-2.2	1.0	1.0-3.2	1.6

หมายเหตุ : ค่า Dynamic Modulus มีหน่วยเป็น  $10^5$  psi

ที่มา : Huang (1993)

จากการศึกษาพบว่าค่าอุณหภูมิของแอสฟัลท์คอนกรีตจะมีผลกระทบต่อค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของแอสฟัลท์คอนกรีตอย่างมาก ซึ่ง ประสิทธิ์ ภูประทุม (2539) ได้ทำการศึกษาถึงอุณหภูมิมาตรฐาน (Standard Temperature) ของถนนที่ก่อสร้างด้วยแอสฟัลท์คอนกรีต โดยใช้ข้อมูลซึ่งทำการสำรวจในช่วงปี พ.ศ.2534-2536 จากถนนลาดยางทั้งสิ้น 15,740 กม. ซึ่งกระจายตามภาคต่างๆทั่วประเทศ โดยทำการวัดอุณหภูมิของชั้น Asphalt Concrete ในช่วงเวลา 8.00น.-17.00 น. ทุกๆระยะทาง 1 กม. ผลการศึกษาสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 2.4 จากการศึกษานี้จะได้ค่าเฉลี่ยอุณหภูมิของชั้นแอสฟัลท์คอนกรีตของประเทศไทยมีค่าเท่ากับ  $37.8^{\circ}\text{C}$  ( $100^{\circ}\text{F}$ )

ตารางที่ 2.4 ช่วงอุณหภูมิเปอร์เซ็นต์ไทล์ที่80 อุณหภูมิเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน

ของถนนในชั้นแอสฟัลท์คอนกรีต ในประเทศไทย

ภาค	ช่วงอุณหภูมิ ( $^{\circ}\text{C}$ ) เปอร์เซ็นต์ไทล์ที่80	อุณหภูมิเฉลี่ย ( $^{\circ}\text{C}$ )	ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน
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)

สำหรับค่า Poisson's Ratio ของแอสฟัลท์คอนกรีต Brown และ Pell (1972) ได้รายงานค่าระหว่าง 0.35 - 0.50 ตามค่าอุณหภูมิ แต่ในการวิเคราะห์โครงสร้างถนนจะใช้ค่าเท่ากับ 0.40 Barker และคณะ (1977) ใช้ค่าเท่ากับ 0.50 สำหรับกรณีที่มี Dynamic Modulus น้อยกว่า 500,000 ปอนด์/นิ้ว<sup>2</sup> และเท่ากับ 0.30 เมื่อค่า Dynamic Modulus มากกว่า 500,000 ปอนด์/นิ้ว<sup>2</sup> ในขณะที่ AUSTRROADS (1992) ใช้ค่าเท่ากับ 0.40

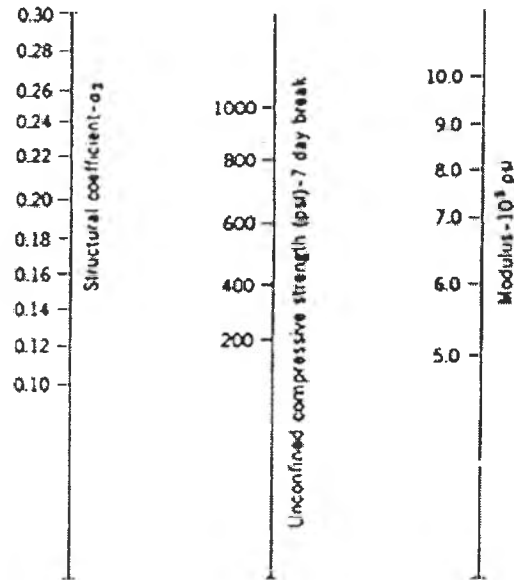
#### 2.4.2 วัสดุประเภท Cemented Materials

Otte (1972 อ้างถึงใน ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล 2543) ได้สรุปไว้ว่า วัสดุ Cemented Materials ไม่ว่าจะทำการทดสอบแบบ Direct Compressive, Direct Tension หรือ Flexural Test ก็ตาม จะให้ค่าความสัมพันธ์ของ Stress-Strain Curve ที่มีลักษณะเป็นเส้นตรงไปจนถึง ร้อยละ 35 ของ Strength และ ที่ร้อยละ 25 ของ Strain at Break เมื่อถึงจุดนี้ Cemented Materials ที่เคยเกาะยึดกันอย่างแข็งแรงจะเกิด Micro-Crack ขึ้นในเนื้อวัสดุ โดยเฉพาะอย่างยิ่งบริเวณผิวหน้าสัมผัสระหว่างซีเมนต์กับมวลรวม ผลของการเกิดรอยแตกนี้จะทำให้ Linear Stress-Strain Curve เปลี่ยนไปเป็น Non-linear Stress-Strain Curve และเมื่อเกิดรอยแตกมากที่สุดจนถึงขั้นวิบัติ Cemented Materials ก็จะไปแปรสภาพเป็น Unbound Granular Materials ซึ่งมีลักษณะเป็น Non-linear Elastic Materials

Bullen (1994) ได้ทำการทดสอบเปรียบเทียบค่า โมดูลัสคั้นตัว ของวัสดุ Cement Treated Materials ที่เกิดการ Cracked และไม่เกิดการ Cracked โดยวิธีทดสอบแบบ Repeated Load Indirect Tensile Test ผลการทดสอบสรุปได้ว่าการเกิดการ Cracked จะมีผลทำให้ค่า โมดูลัสคั้นตัว ลดลงอย่างมาก และพบว่าค่า โมดูลัสคั้นตัว จะมีค่าสูงสุดที่ค่า Strain ประมาณร้อยละ 25 ของค่า Strain at Break นอกจากนั้นจากผลการทดสอบยังแสดงให้เห็นว่าการเพิ่มปริมาณซีเมนต์ และระยะเวลาในการบ่ม จะทำให้ค่า โมดูลัสคั้นตัว มีค่าสูงขึ้นด้วยเช่นกัน

ชีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และอนันต์ ทวีวรรณสถไล (2543) ได้ทำการศึกษาคุณสมบัติความเค้นความเครียดของวัสดุที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ 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

ในรูปที่ 2.12 จะแสดง Correlation Chart สำหรับวัสดุ Cement – treated อย่างคร่าวๆใช้เพื่อหาค่า โมดูลัสคีนตัว ของ Cement – treated Base เมื่อทราบค่า Structural Layer coefficient หรือค่า Unconfined Compressive Strength at 7 – day of curing ซึ่ง Chart นี้ พัฒนาขึ้นโดย Van Til et al.(1972)



รูปที่ 2.12 Correlation Chart ของ Cement – Treated เพื่อประมาณค่าโมดูลัสคีนตัว  
ที่มา : Van Til et al (1972)

Doshi และ Mesdary (1985)ได้ทำการทดสอบหาความสัมพันธ์ระหว่างค่า โมดูลัสคีนตัว และค่า Compressive Strength ของ Soil-Cement โดยการทดสอบจากตัวอย่าง Soil-Cement ที่มีปริมาณซีเมนต์ และอายุบ่มแตกต่างกันไป ในตารางที่ 2.5 จะแสดงถึงความสัมพันธ์ระหว่างค่า โมดูลัสคีนตัว และค่า Compressive Strength ของ Soil-Cement ที่ Doshi และ Mesdaryได้ทำการศึกษา และรวบรวมจากผลงานของนักวิจัยท่านอื่นๆ





ตารางที่ 2.5 สรุปความสัมพันธ์ระหว่างค่า Modulus และค่า Unconfined Compressive Strength สำหรับ Cement-Stabilized Materials

Reference	Material	Compressive Strength (Mpa)	Modulus (Mpa)	Remarks
Mitchell and Shen (1967)	Silty Clay +13% Cement	1.38-3.93	1380-6210	Res. Mod.(Comp.)*
			2346-3036	Res. Mod.(Flex.)**
	Sand +7% Cement	2.76-5.18	55200-165600	Res. Mod.(Comp.)
			10350-18630	Res. Mod.(Flex.)
Wang and Mitchell(1971)	Silty Clay +3% Cement	0.41-0.76	276-1035	Res. Mod.(Comp.)
			414-1242	Res. Mod.(Flex.)
	Silty Clay +6% Cement	0.76-1.73	1104-2208	Res. Mod.(Comp.)
			897-3036	Res. Mod.(Flex.)
Gschwendt and Poliacen (1982)	Cement bound granular			
	Css-I	7.00-12.00	2500	28 Days curing
	CSS-II	6.00-11.00	2000	
	Cement Stab. Soil			
	SC-I	2.50-3.50	1200	7 Days curing
SC-II	1.80-2.50	1000		
	Soil-Cement Mixtures	1.00	200	7 Days curing
Freeme, Maree and Viljoen(1982)	Crushed Stone +4.6% Cement	6.00-12.00	7000-30000	
	Stone or Gravel +4.6% Cement	3.00-6.00	4000-14000	
	Gravel+2.3% Cement	1.50-3.00	3000-10000	
	Gravel+2.3% Cement	0.75-1.50	2000-7000	
Otte, Savage and Monismith (1982)	Cement-Treated Crushed Stone Cement-Treated Natural Gravel	$E_b = 4.16(q_u)^{0.88} + 3485$ $E_b = 5.13(q_u)^{0.88} + 1098$		$E_b$ (Mpa) is modulus in bending and $q_u$ (kPa) is unconfined compressive strength
Doshi and Mesdary (1985)	Soil-Cement Mixtures	$ E^*  = -1419.13 + 1758.37 q_u$ or $ E^*  = -2842.06 + 6307.83 \ln q_u$ or $ E^*  = 705.28(q_u)^{1.476}$		$ E^* $ (Mpa) is the dynamic modulus and $q_u$ (MPa) is unconfined compressive strength

\* ทดสอบด้วยวิธี Unconfined Compressive Test

\*\*ทดสอบด้วยวิธี Flexural Test

ที่มา : Doshi and Mesdary (1985)

ในงานออกแบบชั้นทาง AUSTROADS(1992) ได้กำหนดค่า Elastic Modulus ของวัสดุชนิดต่างดังแสดงในตารางที่ 2.7 ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมอย่างยิ่งสำหรับการออกแบบ Soft Cemented Materials เพื่อลดรอยแตกของถนนและเป็นค่า Elastic Modulus ที่เหมาะสมที่จะนำมาใช้ในการออกแบบถนน Cemented Layer ในประเทศไทย เพราะว่าค่า Unconfined Compressive Strength ที่ใช้งานอยู่ในปัจจุบัน ของกรมทางหลวงใกล้เคียงกับค่าที่ AUSTROADS กำหนดใช้งานกับวัสดุประเภท Cemented Materials ในประเทศออสเตรเลีย

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

$$E = \{-32.35715 + 6.33476 \ln(q_u)\} \times 10^4 \quad (2.11)$$

$$E = \{-64.71133 + 11.72967 \ln(\text{CBR})\} \times 10^4 \quad (2.12)$$

$$E = \{-21.37940 + 6.70438 \ln(S_t)\} \times 10^4 \quad (2.13)$$

เมื่อ E = Modulus of Elasticity , psi

$q_u$  = Unconfined Compressive Strength , psi

CBR = California Bearing Ratio , %

$S_t$  = Tensile Strength , psi

นอกจากนี้ ธนศักดิ์ ใฝ่กระโทก(2536) ยังได้หาความสัมพันธ์ระหว่างค่ากำลังรับแรงดึง (Tensile Strength) กับค่า Poisson's Ratio ของดินลูกรังซีเมนต์ ซึ่งได้ความสัมพันธ์ดังนี้

$$\nu = 10.40643(S_t)^{-1.06668} \quad (2.14)$$

เมื่อ  $\nu$  = Poisson's Ratio

$S_t$  = Tensile Strength , psi

ในตารางที่ 2.6 จะแสดงค่า Poisson's Ratio ของ Cemented Materials โดยนักวิจัยต่างๆ ซึ่งจะเห็นได้ว่าค่าที่ได้จะอยู่ในช่วง 0.1-0.35

ตารางที่ 2.6 Poisson's Ratio ของ Cemented Material

Materials	Poisson Ratio	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 และคณะฯ (1982)
Cement – Treated	0.30	MURPHY และคณะฯ (1980)
Gravel	0.35	FREEME และคณะฯ(1987)
	0.15	KOLIASS (1975)
	0.10 – 0.20	BARKSDALE และ HICKS (1972)
	0.20	BARKER (1977)
	0.10 – 0.20	FOSSBERG (1977)
	0.2	AUSTROADS(1992)

ที่มา : ชีระชาติ รินไกรฤกษ์ (2536ก.)

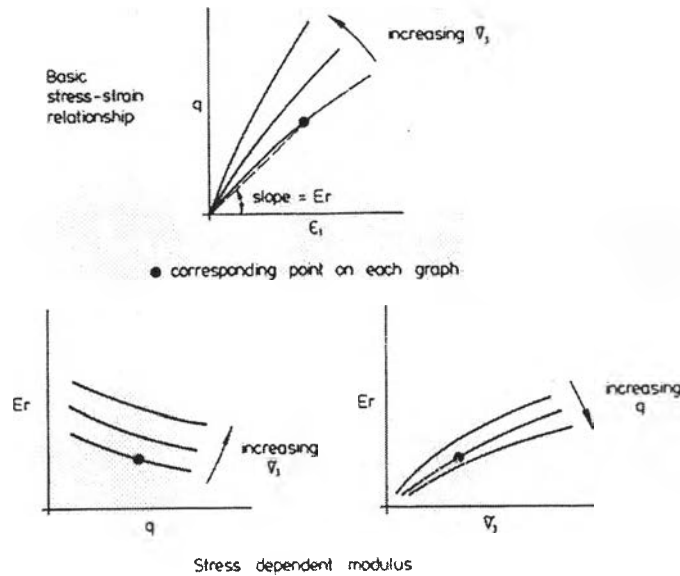
ตารางที่ 2.7 ค่า Elastic Modulus ที่แนะนำสำหรับ Untreated Granular Base และ Cement Base

Material Category	Unbound Granular						Cemented Material		
	High Quality Crushed Rock		Base Quality Gravel		Sub-base gravel		Crushed Rock 2-3% Cement	Base Quality Natural Gravel 4-5% Cement	Sub-base Quality Natural Gravel 4-5% Cement
Property	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
Rang 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 f(CIRCLY manual)	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.2	0.2	0.2
	Given by $f = \text{Vertical Modulus}/(1+\text{Poisson's Ratio})$						Not Required		

ที่มา:AUSTROADS(1992)

### 2.4.3 วัสดุประเภท Unbound Granular Materials

ในกรณีวัสดุประเภท Granular Materials หรือ Unbound Aggregate ความสัมพันธ์ระหว่างค่า Elastic Modulus กับ Stress ที่เกิดจาก Surface Load จะมีลักษณะเป็น Non – linear โดยค่า Elastic Modulus จะขึ้นอยู่กับค่าของ Deviator Stress ( $q$ ) และ Confining Stress ( $\sigma_3$ ) ดังรูปที่ 2.13



รูปที่ 2.13 รูปแสดง Non – Linearity ของดินและวัสดุประเภท Granular Soil  
ที่มา :Pell (1978)

Hicks และ Monismith (1972) จาก University of California (USA) ได้พบความสัมพันธ์ที่สามารถแสดงออกได้ในลักษณะของ Non – linear Relationship และเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (2.15)$$

เมื่อ  $M_r$  = โมดูลัสคั้นตัว  
 $k_1, k_2$  = ค่าคงที่ที่ขึ้นกับชนิดของวัสดุ  
 $\theta$  = Bulk Stress =  $\sigma_1 + 2\sigma_3$

จะเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ที่ได้ จะยังไม่สามารถนำไปใช้งานเพื่อหาค่า Modulus ได้โดยตรง แต่จำเป็นต้องทำการทดลองเพื่อสร้างกราฟ แล้วหาค่า  $k_1$  และ  $k_2$  จึงจะได้สมการที่เหมาะสมสำหรับวัสดุนั้นๆไป อย่างไรก็ตามได้มีผู้พยายามค้นคว้าหาค่า  $k_1$  และ  $k_2$  เพื่อความสะดวกในการออกแบบโดย Hicks & Monismith (1972) กำหนดค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ไว้ดังนี้

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

Monismith(1973) กำหนดค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ของ Crushed Gravel Base และ Well – Round Gravel Subbase ตามมาตรฐานของ California Division of Highway ไว้ดังนี้

$k_1 = 3470$  psi,  $k_2 = 0.65$  สำหรับ Crushed Gravel Base  
 $k_1 = 7730$  psi,  $k_2 = 0.46$  สำหรับ Well – Round Gravel Subbase

ต่อมา Otte & Monismith(1976) ได้แนะนำค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ใหม่ อีกดังนี้

$k_1 = 5$  MPa,  $k_2 = 0.5$  สำหรับการออกแบบ Weak Base  
 $k_1 = 20$  MPa,  $k_2 = 0.5$  สำหรับการออกแบบ Strong Base  
 $k_1 = 5$  MPa,  $k_2 = 0.75$  สำหรับหินคลุกคุณภาพสูง

Rada และ Witczak (1981) ได้เสนอค่าเฉลี่ย และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน ของค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ของวัสดุต่างๆดังแสดงในตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.8 ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานของ  $k_1$ ,  $k_2$  สำหรับ Untreated Granular Material

Material Type	No. of data points	$k_1$ (psi)		$k_2$	
		Mean	Standard deviation	Mean	Standard deviation
Silty sand	8	1620	78	0.62	0.13
Sand-gravel	37	4480	4300	0.53	0.17
Sand-aggregate blend	78	4350	2630	0.59	0.13
Crushed stone	115	7210	7490	0.45	0.23

ที่มา : Rada & Witczak (1981)

ตารางที่ 2.9 แสดงช่วงของค่า  $k_1$ ,  $k_2$  สำหรับ Untreated Granular Materials จากผลการวิจัยของนักวิจัยต่างๆ

ตารางที่ 2.9 ช่วง  $k_1$ ,  $k_2$  สำหรับ Untreated Granular Material

Reference	Material	$k_1$ (psi)	$k_2$
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
U.C. Berkeley(1972)	In service base and subbase materials	2900-7750	0.46-0.65

ที่มา : Asphalt Institute(1982)

Barker และคณะ(1977) จาก Waterways Experiment Station (WES) ได้แสดงความสัมพันธ์เพื่อชี้ให้เห็นว่าค่า Elastic Modulus ของ Granular Layer จะขึ้นกับความหนาของชั้นที่วางตัวอยู่ด้านบนและค่า Elastic Modulus ของชั้นข้างเคียง โดยมีสมการแสดงความสัมพันธ์ดังนี้

$$E_n = E_{n+1}(1 + 10.52 \log t - 2.10 \log E_{n+1} \log t) \quad \text{สำหรับ Base course} \quad (2.16)$$

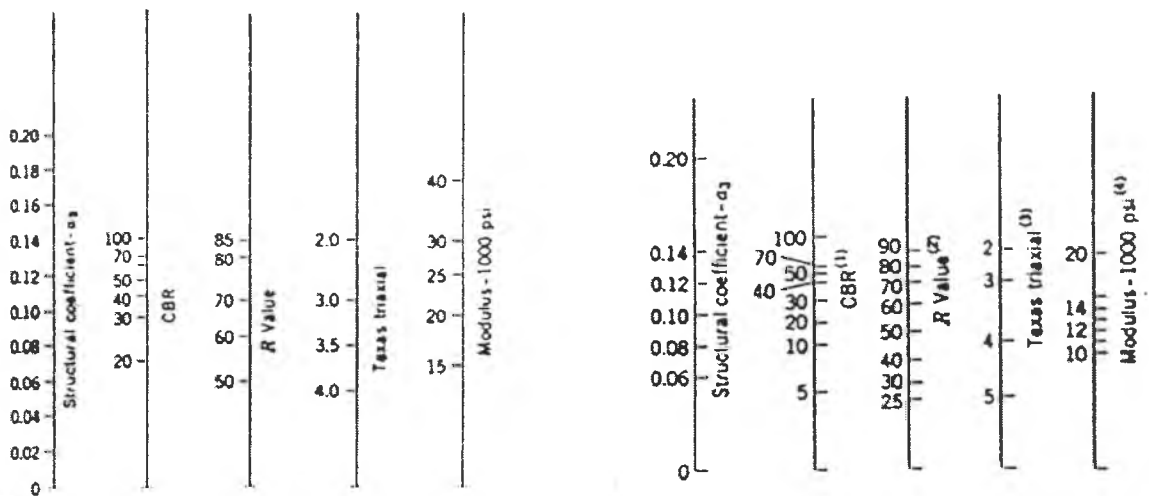
$$E_n = E_{n+1}(1 + 7.18 \log t - 1.56 \log E_{n+1} \log t) \quad \text{สำหรับ Subbase course} \quad (2.17)$$

เมื่อ  $E_n$  = Modulus of Upper Layer, lb/in<sup>2</sup>

$E_{n+1}$  = Modulus of Lower Layer, lb/in<sup>2</sup>

$t$  = ความหนาของ Upper Layer, in

ในรูปที่ 2.14 จะแสดง Correlation chart สำหรับหาค่าโมดูลัสคั้นตัว ของวัสดุ Untreated Granular Base และ Granular Subbase จากค่า Structural Layer coefficient, CBR, R – Values และค่า Texas Triaxial ซึ่ง Chart นี้พัฒนาขึ้นโดย Van Til et al. (1972)

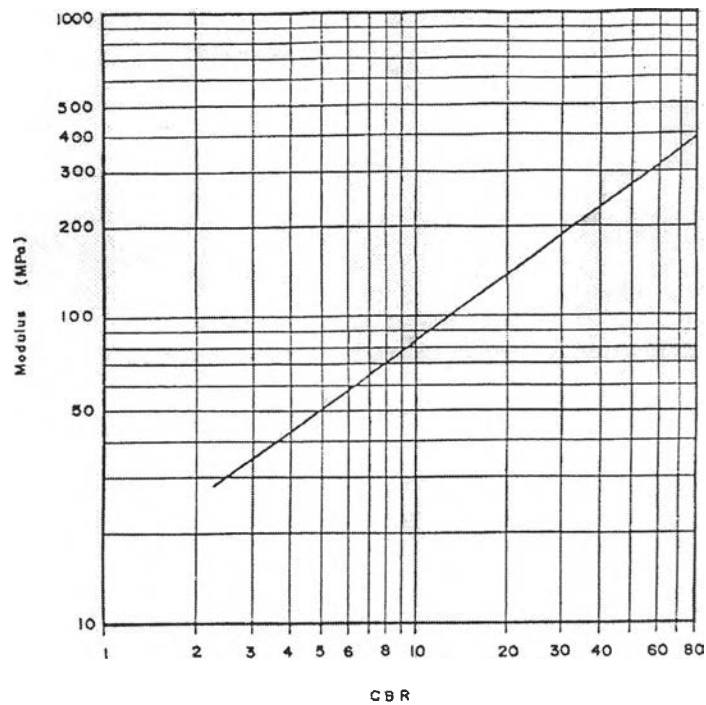


For Untreated Granular Base

For Subbase

รูปที่ 2.14 Correlation Chart ของ Untreated Material เพื่อประมาณค่า โมดูลัสคั้นตัว  
ที่มา : Van Til et al. (1972)

Murphy และคณะ (1980) จาก Queensland Main Roads Department ประเทศ ออสเตรเลีย ได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Elastic Modulu กับค่า CBR ของ Granular Materials ดังแสดงในรูปที่ 2.15 ซึ่งเป็นการประมาณค่า Elastic Modulus จากค่า CBR โดยตรง



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่าง Elastic Modulus และ CBR ของ Unbound Granular Material

ที่มา : Murphy et al.(1980)

ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ก.) ได้สรุปผลการวิจัยเพื่อศึกษาหาค่าโมดูลัสคืนตัว ของวัสดุประเภท Unbound Granular Materials โดยนักวิจัยต่างๆ ไว้ในตารางที่ 2.10

ตารางที่ 2.10 Resilient Modulus ของ Granular Material

Researcher	Material	Modulus(psi) Resilient	Comment
1. Seed & Chan	Silty sand	21,300 to 27,300	Varied frequency and uration of load
2. Hyner & 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 level
5. Dunlap	Well graded aggregate	30,000 to 160,000	Varied stress level
6. Mitry	Dry gravel	$7,000\sigma_3^{0.55}$ to $1,900\theta^{0.61}$	Varied stress level
7. Schiffley	Crushed gravel	$13,000\sigma_3^{0.5}$ to $9,000\sigma_3^{0.5}$	Varied moisture content
8. Dasianchuk	Aggregate base	$3,830\theta^{0.53}$	Varied stress level
	Aggregate subbase	$2,900\theta^{0.47}$	Varied stress level
9. Hicks & Finn	Aggregate base	$5,400\theta^{0.5}$ to $21,000\theta^{0.5}$	Varied moisture content
10. Browns & Pell	Aggregate base	$2,040\theta^{0.57}$	Calculated from insitu tests
11. Smith & Nair	Aggregate base	$2,000\theta^{0.6}$ to $5,000\theta^{0.6}$	Extreme from all experiments

ที่มา : ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ก.)



จากที่กล่าวมาข้างต้นทั้งหมด การประเมินหาค่า โมดูลัสคืนตัว ของวัสดุประเภท Granular ซึ่งจะมีปัจจัยต่างๆดังนี้

1. คุณสมบัติของตัววัสดุเอง เช่น
  - การคละขนาด (Gradation)
  - รูปร่าง (Shape)
  - ความชื้น (Moisture)
  - ความแน่น (Compaction)
2. การจัดระบบของชั้นทางกล้าวคือ ค่า Resilient Modulus จะขึ้นกับรูปแบบและคุณสมบัติของชั้นทางที่ติดกับ Granular Layer ด้วย โดยมีปัจจัยที่สำคัญได้แก่ ค่า Resilient Modulus ของชั้นที่อยู่ภายใต้ หากชั้นที่อยู่ภายใต้มีความแข็งแรงมาก (มีค่า Resilient Modulus สูง)ก็จะทำให้ชั้นข้างบนที่ปิดทับอยู่มีค่า Resilient Modulus สูงตามไปด้วย แม้ว่าวัสดุ Granular ที่เป็นชั้นปิดทับจะมีคุณสมบัติคงที่ก็ตาม
3. ความหนาของชั้นทาง Granular Layer เอง

จะเห็นได้ว่าในการออกแบบและประเมินค่า โมดูลัสคืนตัว ของ Granular Materials จำเป็นต้องพิจารณาทั้งคุณสมบัติของตัววัสดุเอง และจะต้องคำนึงถึงรูปแบบการจัดระบบของชั้นทางควบคู่กันเสมอ

สำหรับค่า Poisson's Ratio ของ Unbound Granular Material Brown และ Pell (1972) และ Barker และคณะ (1977) ได้แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.3 และ AUSTROADS(1992) แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.35 รวมทั้ง Otte และคณะ (1980) ได้แนะนำให้ใช้ค่า Poisson's Ratio ของหินคลุกคุณภาพสูงเท่ากับ 0.35 ดังนั้นจากข้อมูลรายละเอียดต่างๆ อาจกล่าวได้ว่า ค่า Poisson's Ratio ของหินคลุก และ Unbound Granular Materials จะมีค่าประมาณ 0.3 – 0.35

#### 2.4.4 Subgrade Soil

Subgrade Soil ถือเป็น Unbound Materials ที่ถือว่าเป็น Non – Linear Elastic Modulus ที่มีขนาดเล็กแปรเปลี่ยนตั้งแต่เม็ดหยาบจนถึงอนุภาคดินเหนียว

Thompson และ Quentin (1976 cited in AUSTRROADS, 1992) ได้แนะนำให้ใช้ความสัมพันธ์ระหว่าง โมดูลัสคั้นตัว ของ CBR ของ Subgrade Soil ไว้ดังนี้

$$M_r = 10 \text{ CBR} \quad (\text{MPa}) \quad (2.18)$$

โดยสมการดังกล่าวจะสามารถใช้ประมาณค่า โมดูลัสคั้นตัว ของ Subgrade Soil ได้ดีในช่วงของค่า CBR 5 ถึง CBR 20

The Asphalt Institute (1991) ได้จัดทำความสัมพันธ์ระหว่าง โมดูลัสคั้นตัว และ R – Value ดังนี้

$$M_r = 8.0 + 3.8R \quad (\text{MPa}) \quad (2.19)$$

ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ข.) ได้สรุปค่า Poisson's Ratio ของ Subgrade Soil ที่ได้มีการศึกษาไว้ในตารางที่ 2.11

ตารางที่ 2.11 Poisson's Ratio ของ Subgrade Soil

Soil type	Poisson's Ratio	Reference
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 และ คณะ (1977)
Cohesionless Soil	0.3	Barker และ คณะ (1977)
Subgrade Soil	0.35	Claessen และ คณะ (1977)
Subgrade Soil	0.35	Murphy และ คณะ (1980)
Cohesive Soil	0.45	AUSTRROADS(1992)
Non-Cohesive Soil	0.35	AUSTRROADS(1992)

ที่มา : ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ข.)

## 2.5 Fatigue Characteristics ของวัสดุในชั้นทาง

ในการหาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกกระทำซ้ำของถนน (Allowable Load Repetition) จะพิจารณาจาก Fatigue Criteria ของวัสดุแต่ละประเภทดังนี้

### 2.5.1 Fatigue Crack Criteria สำหรับแอสฟัลท์คอนกรีต

สำหรับชั้นแอสฟัลท์คอนกรีตจะเกิดการวิบัติเนื่องจากเกิด Radial Tensile Strain ที่ได้ชั้นผิวทางตรงแนวรอยต่อกับชั้นพื้นทาง เนื่องจากชั้นผิวทางแฉ่นตัวเมื่อถูกน้ำหนักล้อกดในลักษณะเดียวกับการแฉ่นตัวของคาน เมื่อกระทำด้วยน้ำหนักล้อที่ซ้ำไปซ้ำมา ค่า Radial Tensile Strain จะเกิดขึ้นได้ผิวทางและสะสมตัวมากขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งมีค่าสูงเกิน Limiting Radial Tensile Strain ที่แอสฟัลท์คอนกรีตจะทนได้ ทำให้เกิดรอยแตกที่แอสฟัลท์คอนกรีตซึ่งรอยแตกนี้เรียกว่า Fatigue Crack

ในการหา Fatigue Cracking Criteria จำเป็นต้องสร้างฟังก์ชันของความสัมพันธ์ระหว่าง Tensile Strain ของแอสฟัลท์คอนกรีต และค่าน้ำหนักตัวบรรทุกกระทำซ้ำที่ยอมให้ โดยสถาบัน Asphalt Institute และ Shell oil company ได้เสนอรูปแบบของความสัมพันธ์ดังกล่าวไว้ดังนี้

$$N_f = f_1(\epsilon_t)^{-f_2}(E_t)^{-f_3} \quad (2.20)$$

เมื่อ  $N_f$  = Allowable Number of Load Repetition ของแอสฟัลท์คอนกรีต

$\epsilon_t$  = Tensile Strain ที่ได้ชั้นแอสฟัลท์คอนกรีต

$E_t$  = Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีต (Psi)

$f_1, f_2, f_3$  = ค่าคงที่ขึ้นกับส่วนผสมของแอสฟัลท์คอนกรีต

ในกรณีการออกแบบตามมาตรฐานสถาบัน Asphalt Institute ได้แนะนำค่าคงที่ไว้ในสมการดังนี้

$$N_f = 0.0796 (\epsilon_t)^{-3.291} (E_t)^{-0.854} \quad (2.21)$$

ส่วน Shook et al (1982 cited in Huang, 1993) จาก Shell Company ได้เสนอสมการไว้ดังนี้

$$N_f = 0.0685 (\epsilon_t)^{-5.671} (E_t)^{-2.363} \quad (2.22)$$

จากสมการข้างต้น สังเกตได้ว่าค่าคงที่  $f_2$  มีค่ามากกว่า  $f_3$  แสดงให้เห็นว่าค่า Allowable Number of Load Repetition ( $N_f$ ) จะมีค่ามากหรือน้อยขึ้นกับ Tensile Strain ที่เกิดกับแอสฟัลท์คอนกรีตมากกว่าค่า Elastic Modulus ของวัสดุ ดังนั้นเราสามารถละพจน์ของ Elastic Modulus ออกไปจะได้เป็น

$$N_f = f_1(\epsilon_t)^{-f_2} \quad (2.23)$$

ซึ่งได้มีหลายสถาบันพัฒนาค่าคงที่  $f_1, f_2$  จนได้สมการดังนี้

$$N_f = 5 \times 10^{-6} (\epsilon_t)^{-3.0} \text{ โดย Illinois Department of Transportation (Thompson, 1987)}$$

$$N_f = 1.66 \times 10^{-10} (\epsilon_t)^{-4.32} \text{ โดย Transport and Road Research Laboratory (Powell et al., 1984)}$$

$$N_f = 4.92 \times 10^{-14} (\epsilon_t)^{-4.76} \text{ โดย Belgian Road Research Center (Verstraeten et al., 1983)}$$

นอกจากนี้ Bonnaure et al. (1980 cited in Huang, 1993) ยังได้พัฒนาสมการแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Tensile Strain ( $\epsilon_t$ ) และ Allowable of Load Repetitions ( $N_f$ ) โดยพิจารณาถึงคุณสมบัติของส่วนผสมแอสฟัลท์คอนกรีต ไว้ดังนี้

$$N_f = [0.0252 \text{ PI} - 0.00126 \text{ PI}(V_b) + 0.00673V_b - 0.0167]^5 \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.4} \text{ กรณีทดสอบแบบ Stress คงที่ (2.24)}$$

$$N_f = [0.17\text{PI} - 0.0085\text{PI}(V_b) + 0.0454V_b - 0.112]^5 \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.8} \text{ กรณีทดสอบแบบ Strain คงที่ (2.25)}$$

เมื่อ  $N_f$  = Allowable Number of Load Repetitions ของแอสฟัลท์คอนกรีต

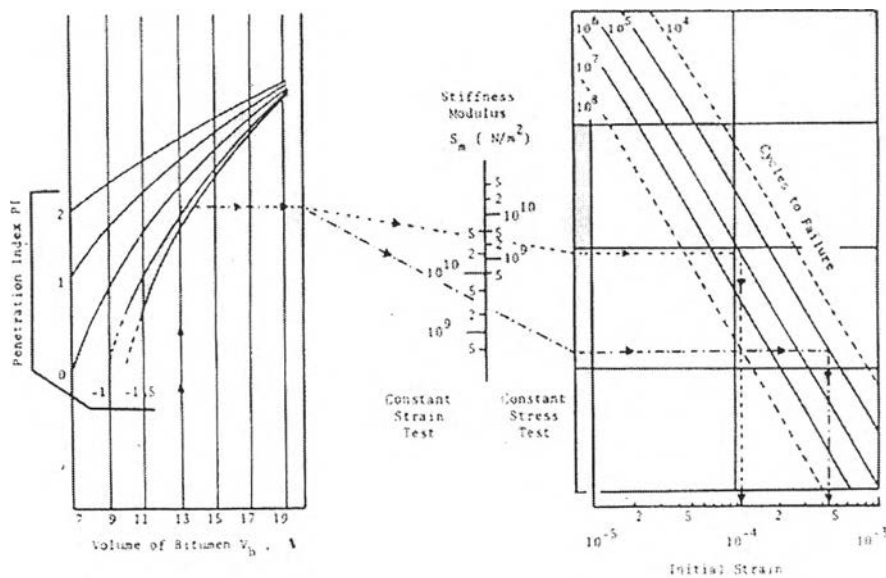
$\epsilon_t$  = Tensile Strain ที่ได้ชั้นแอสฟัลท์คอนกรีต

$S_m$  = Stiffness Modulus ของส่วนผสม (Psi)

$V_b$  = เปอร์เซ็นต์ของแอสฟัลท์ซีเมนต์โดยปริมาตรของส่วนผสม (%)

PI = ค่า Plastic Index ของส่วนผสม

จากสมการข้างต้นสามารถแสดงในรูปของ Nomograph ดังรูปที่ 2.16



รูปที่ 2.16 Nomograph เพื่อใช้หา Allowable Number of Load Repetition

ที่มา : Bonnaure et al. (1980 cited in Huang, 1993)

## 2.5.2 Fatigue Crack Criteria สำหรับ Cement Material

สำหรับถนนที่มีชั้นพื้นทางเป็นดินซีเมนต์การวิบัติจะเปลี่ยนตำแหน่งจากใต้ผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีตมาอยู่ใต้พื้นทางดินซีเมนต์เนื่องจากเกิด Radial Tensile Strain ที่ใต้ชั้นพื้นทางดินซีเมนต์ตรงรอยต่อระหว่างพื้นทางกับรองพื้นทาง โดยสาเหตุเนื่องมาจาก ดินซีเมนต์มีค่า Elastic Modulus สูงจนทำให้ Radial Tensile Strain ภายใต้ชั้นแอสฟัลท์คอนกรีตมีค่าลดลงจนไม่มีโอกาสสะสมไปจนถึง Limiting Value ประกอบกับ ดินซีเมนต์เอง สามารถรับ Radial Tensile Strain ได้น้อยกว่าผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีตมาก ดังนั้นโอกาสที่ Radial Tensile Strain ใน Cemented Base จะสูงถึง Limiting Value และทำดินซีเมนต์แตกจึงเป็นไปได้สูง

Pretorius & Monismith (1972 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวัญยศิริ 2540) ได้แสดง Fatigue Cracking Criteria ของ Cement Treated Crushed Gravel ไว้ในรูปของสมการซึ่งสามารถเขียนได้ดังนี้

$$N_f = (142 / \epsilon_r)^{20.3} \quad (2.26)$$

นอกจากนี้ Otte (1978 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวัญยศิริ, 2540) ยังได้เสนอความสัมพันธ์ระหว่าง Allowable of Load Repetition ( $N_f$ ) กับ Strain Ratio ไว้ดังนี้

$$N_f = (\epsilon / \epsilon_b)^{-12.66} \quad (2.27)$$

เมื่อ  $\epsilon$  = Strain ที่ Load ใดๆ

$\epsilon_b$  = Strain at break

จะเห็นว่าในการใช้สมการข้างต้นจำเป็นต้องทราบค่า Strain at Break ของวัสดุ Cemented Material ว่าเป็นเท่าไร ซึ่งในตารางที่ 2.12 ได้สรุปค่า Strain at Break ของ Cemented Material เอาไว้

ตารางที่ 2.12 ค่า Strain at Break ของวัสดุ Cemented Materials

Source	Material Description	Elastic Modulus	Strain at Break ( $\epsilon_b$ )
Otte	Natural Weathered Gravel	2000 Mpa	250 $\mu\epsilon$ (275 $\mu\epsilon$ )
	Natural Weathered Gravel	5000 Mpa	140 $\mu\epsilon$ (180 $\mu\epsilon$ )
	Crushed Rock	All Moduli	160 $\mu\epsilon$
Pretorius & Monismith	Crushed Gravel	19300 Mpa	150 $\mu\epsilon$
Larsen & Nussbaum	Sandy Loam	6350 Mpa	390 $\mu\epsilon$
	Sandy Loam	7400 MPa	429 $\mu\epsilon$

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

ที่มา : ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2536ค.)

Austrroads (1992) ได้เสนอสมการ Fatigue Crack Criteria ไว้ดังนี้

เมื่อค่า Modulus ของ Cement Material = 2,000 MPa

$$N_f = (280 / \mu \epsilon)^{18} \quad (2.28)$$

เมื่อค่า Modulus ของ Cement Material = 5,000 MPa

$$N_f = (200 / \mu \epsilon)^{18} \quad (2.29)$$

เมื่อค่า Modulus ของ Cement Material = 10,000 MPa

$$N_f = (150 / \mu \epsilon)^{18} \quad (2.30)$$

ข้อสังเกตอีกประการหนึ่งคือ ค่า Strain at Break จะมีค่าน้อยหากใช้วัสดุ Hard Soil – Cement (Elastic Modulus สูง) และจะมีค่ามากขึ้นเมื่อใช้กับวัสดุ Soft Soil – Cement (Elastic Modulus ต่ำ) สำหรับในประเทศไทยในระยะหลัง จะออกแบบเป็น Soft Soil – Cement โดยมีค่า Unconfined Compressive Strength อยู่ในเกณฑ์ต่ำประมาณ 250 Psi

### 2.5.3 Permanent Deformation Criteria สำหรับ Subgrade Soil

การวิบัติของชั้น Subgrade จะเกิดจาก Vertical Compressive Strain บนผิวหน้าของ Subgrade เนื่องจากในโครงสร้างถนนลาดยาง ดิน Subgrade จะมีค่า Elastic Modulus ต่ำที่สุด ดังนั้น Vertical Compressive Strain ที่เกิดขึ้นกับชั้น Subgrade มีค่ามากที่สุด ผลของการเกิด Strain ชนิดนี้ จะก่อให้เกิดรอยร่องล้อและทำให้น้ำขังในฤดูฝน น้ำบางส่วนจะซึมผ่านลงไปโครงสร้างของถนน ทำให้โครงสร้างอ่อนแอและเกิดการวิบัติในที่สุด

สถาบัน Asphalt Institute และ Shell oil company ได้กำหนดความสัมพันธ์ของ Criteria ดังกล่าวไว้ดังนี้

$$N_d = f_4(\epsilon_c)^{-f_5} \quad (2.31)$$

เมื่อ  $N_d$  = Allowable Number of Load Repetition

$\epsilon_c$  = Vertical Compressive Strain บนชั้น Subgrade

$f_4, f_5$  = ค่าคงที่

จากสมการดังกล่าวได้มีสถาบันต่างๆ เสนอค่าคงที่  $f_4, f_5$  ไว้ดังแสดงในตารางที่ 2.13



ตารางที่ 2.13 ค่าแนะนำ  $f_4, f_5$  จากสถาบันต่างๆ

Agency	$f_4$	$f_5$	Rut depth (in.)
Asphalt Institute (1991)	$1.365 \times 10^{-9}$	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 ลาวณย์ศิริ (2540)

## 2.6 การพิจารณา Traffic Analysis

ในการออกแบบโครงสร้างถนนลาดยาง จำเป็นต้องทราบค่าการจราจรที่เหมาะสม เพื่อหาความหนาของชั้นถนน ในขั้นต้นจะต้องพิจารณาเกี่ยวข้องกับจำนวนและน้ำหนักของเพลลาที่คาดว่าจะกระทำบนถนนระหว่างระยะเวลาที่ออกแบบ (Design period) โดยทั่วไปจะมีค่าจากน้ำหนักเบา (น้ำหนักเพลลาต่ำกว่า 9 KN) จนถึงน้ำหนักสูง (เกินขีดจำกัดของกฎหมาย) ซึ่งจากการวิจัยได้แสดงให้เห็นว่า น้ำหนักเพลลาที่กระทำต่อถนน สามารถใช้เป็น น้ำหนักเพลลาเดี่ยวเทียบเท่า 80 KN (18,000 lb) [Equivalent Number of 80 KN, EAL] ตัวอย่างเช่น น้ำหนักเพลลาเดี่ยว 89 KN (20,000 lb) มีค่าเทียบเท่ากับ 1.5 เท่าของน้ำหนักเพลลาเดี่ยว 80 KN (18,000 lb) ในทางกลับกัน น้ำหนักเพลลาเดี่ยว 58 KN (13,000 lb) มีค่าเทียบเท่ากับ 0.25 เท่าของน้ำหนักเพลลาเดี่ยว 80 KN (18,000 lb) เป็นต้น และในการวิเคราะห์การจราจรในส่วนนี้จะยึดเอาแนวความคิดนี้เป็นหลัก

โดยทั่วไปการหาค่าการจราจรเพื่อนำมาวิเคราะห์นี้ จำเป็นต้องอาศัยข้อมูลจากการนับจริงในพื้นที่ศึกษาและอาศัย การขยายผลการศึกษาจากข้อมูลที่เก็บมา โดยใช้ทฤษฎีต่างๆมาเกี่ยวข้อง

### 2.6.1 ข้อมูลที่จำเป็นสำหรับการประมาณปริมาณ Traffic Volume

ในการประมาณ Traffic Volume ขณะเริ่มต้นและเมื่อสิ้นสุดระยะเวลา Design Period เพื่อการออกแบบ จะต้องอาศัยทั้งความรู้ที่ได้ศึกษามาก่อนประกอบกับการวิเคราะห์เพิ่มเติม ข้อมูลที่จำเป็นต่อการออกแบบมีดังนี้

#### ระยะเวลาวิเคราะห์ (Analysis Period)

ระยะเวลาการวิเคราะห์ คือ ระยะเวลาที่ได้มาจากการเปรียบเทียบด้านเศรษฐศาสตร์ เพื่อเลือกเอาเวลาที่ใช้ทั้งหมด ตั้งแต่เริ่มก่อสร้างจนถึงการปรับปรุงถนนในอนาคต

#### ชนิดและจำนวนของรถบรรทุก (Classification and Number of Trucks)

ในกระบวนการ Traffic Analysis จะประมาณค่าจากจำนวนของยวดยานชนิดต่างๆ เช่น รถยนต์ส่วนบุคคล รถบัส รถบรรทุกช่วงเดียว (single – Unit Trucks) และรถบรรทุกพ่วง (Multiple – Unit Trucks) เป็นต้น

#### ช่องทางออกแบบ (Design Lane)

ในการออกแบบโครงสร้างทางมักจะพิจารณาออกแบบโดยใช้ปริมาณจราจรในช่องทางที่มีค่ามากที่สุด ซึ่ง Asphalt Institute (1991) ได้แนะนำค่า เปอร์เซ็นต์รถบรรทุกในช่องทางออกแบบดังแสดงในตารางที่ 2.14

ตารางที่ 2.14 เปอร์เซ็นต์รถ Trucks ในช่องทางออกแบบ

Number of traffic Lanes (Two Directions)	Percentage of Truck in Design Lane
2	50
4	45 (35 – 48)*
6 or more	40 (25 – 48)*

\*Probable range

ที่มา : Asphalt Institute (1991)

#### ระยะเวลาออกแบบ (Design Period)

เป็นระยะเวลาที่ใช้ในการรับภาระจราจร โดยจะนับตั้งแต่เริ่มเปิดใช้ถนน จนกระทั่งถึงระยะเวลาที่ถนนจะทำการปรับปรุงอีกครั้ง ระยะเวลานี้จะแตกต่างกับ Analysis Period เพราะ Analysis Period ไม่ได้ใช้กับการออกแบบเพื่อหาปริมาณการจราจร



### ความจุของถนน (Highway Capacity)

การหาค่าความจุของถนนจะต้องทราบก่อนว่า มีช่องทางการจราจรเท่าไร เพื่อเหมาะสมกับปริมาณการจราจรทั้งในขณะเริ่มต้นและตลอดระยะเวลาการออกแบบ

### การเติบโตของการจราจร (Traffic Growth)

ถนนที่ทำการออกแบบ จะต้องสามารถรองรับการจราจรตลอดทั้งช่วงที่ออกแบบ เนื่องจาก การจราจรมีการเจริญเติบโตอยู่ตลอดเวลา ดังนั้นจำเป็นต้องคาดเดาถึงการเจริญเติบโตของการจราจร เพื่อการออกแบบ ประวัติการจราจรเป็นสิ่งที่ช่วยในการคาดเดาว่าอนาคตจะมีการจราจรเป็นอย่างไร อีกทั้งต้องอาศัยข้อมูลการวางแผนพัฒนาแต่ละพื้นที่ในการพิจารณาประกอบ อย่างไรก็ตามเราสามารถแยกพิจารณาการเติบโตของการจราจร โดยแบ่งเป็นชนิดของยานยนต์ เช่น แบ่งเป็นรถบรรทุก และรถนั่งส่วนบุคคล เป็นต้น

ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์การเติบโตของการจราจร (Growth Factor) สามารถคำนวณได้ตามสมการดังนี้

$$\text{Growth Factor} = \{(1 + r)^n - 1\} / r \quad (2.32)$$

เมื่อ  $r$  = เปอร์เซ็นต์การเติบโตในรอบปี (%)

$n$  = ระยะเวลาการออกแบบ (ปี)

เมื่อนำค่า Growth Factor คูณกับจำนวนน้ำหนักบรรทุกของการจราจรปีแรก (EAL) ก็จะได้จำนวนน้ำหนักบรรทุกซ้ำที่กระทำตลอดระยะเวลาออกแบบ

2.6.2 การประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกเพลาดียวเทียบเท่า 80 KN (Equivalent 80 KN (18,000 lb) single – axle Load, EAL)

ค่าต่างๆที่ต้องทราบเพื่อใช้หา EAL มีดังนี้

Truck Factor

คือ จำนวนของน้ำหนักบรรทุกเพลาดียวเทียบเท่า 80 KN (18,000 lb) ของรถหนึ่งคัน

Load Equivalency Factor

คือ จำนวนของน้ำหนักบรรทุกเพลาดียวเทียบเท่า 80 KN (18,000 lb) ของเพลาน้ำหนัก

Number of Vehicles คือ จำนวนรถที่พิจารณาทั้งหมด

ค่า EAL สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\text{EAL} = \sum(\text{number of vehicles in each weight class} \times \text{Truck Factor}) \quad (2.33)$$

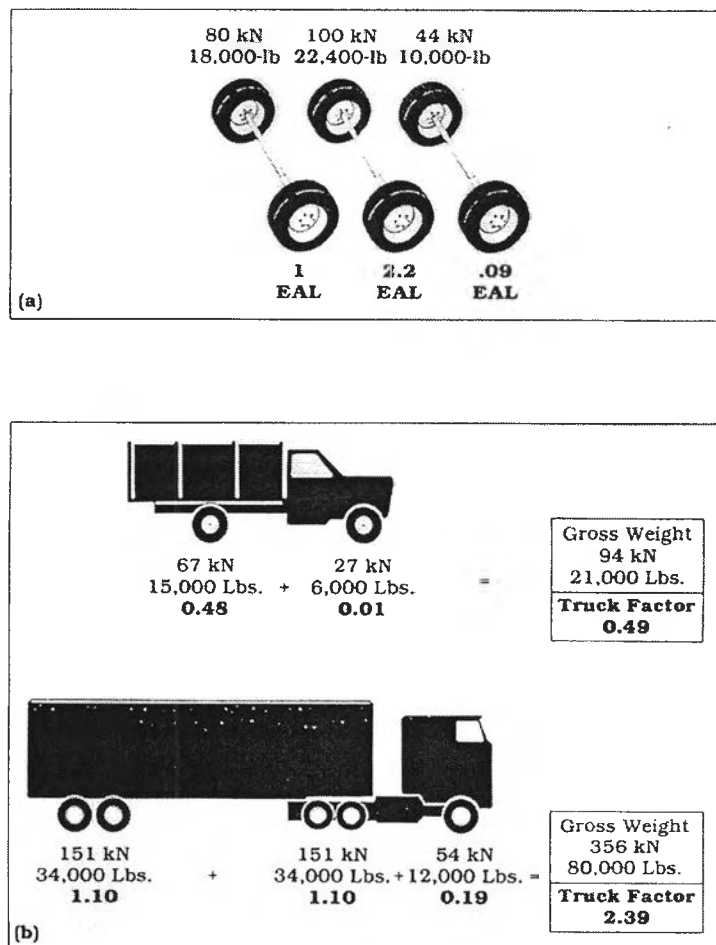
ค่า Truck Factor สามารถคำนวณได้ตามนี้

$$\text{Truck Factor} = \frac{\sum (\text{number of axles} \times \text{Load Equivalency Factor})}{\text{Number of vehicles}} \quad (2.34)$$

โดย Asphalt Institute(1991) ได้เสนอค่า Load Equivalency Factor สำหรับน้ำหนักเพลลาแบบต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.15 ซึ่งค่า Truck Factor ที่ได้จากสมการข้างต้น เป็นค่า Truck Factor รวมของรถทุกชนิด โดยสามารถดูได้จากตัวอย่างการคำนวณในตารางที่ 2.16 นอกจากนี้ค่า Truck Factor สามารถหาโดยการแยกพิจารณาตามประเภทของรถ โดยใช้สูตร 2.35 หรือ จากรูปที่ 2.17

$$\text{Truck Factor} = \sum (\text{number of axles} \times \text{Load Equivalency Factor}) \quad (2.35)$$

จะเห็นว่าการพิจารณา Truck Factor แยกตามประเภทรถจะให้ความละเอียดสูงขึ้น เนื่องจากการพิจารณาที่ละชนิดจริงๆ



รูปที่ 2.17 ตัวอย่างการคำนวณค่า Truck Factor แยกตามประเภทของรถ

ที่มา : Asphalt Institute(1991)

ตารางที่ 2.15 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(1991)

ตารางที่ 2.16 ตัวอย่างการคำนวณ Truck Factor

Axle Load Group		No. of Axles Per	Load Equivalency	EAL
KN	(1000 lb)	1000 vehicles*	Factor	(Col. (2)* Col.(3))
(1)		(2)	(3)	(4)
Single Axles				
<13.35	(<3)	604	0.0002	0.1
13.35-31.15	(3 – 7)	557	0.006	3.3
31.15-35.6	(7 – 8)	140	0.028	3.9
35.6-53.4	(8 – 12)	493	0.087	42.9
53.4-71.2	(12 – 16)	154	0.360	55.4
71.2-80.0	(16 – 18)	75	0.8.11	60.8
80.0-89.0	(18 – 20)	33	1.25	41.2
89.0-97.8	(20 – 22)	5	1.84	9.2
97.8-106.8	(22 – 24)	2	2.60	5.2
106.8-115.6	(24 – 26)	1	3.56	3.6
115.6-133.5	(26 – 30)	1	5.42	5.4
Tandem Axles				
<26.7	(<6)	22	0.010	0.2
26.7-53.4	(6 – 12)	227	0.010	2.3
53.4-80.0	(12 – 18)	162	0.036	6.0
80.0-106.8	(18 – 24)	108	0.150	16.2
106.8-133.5	(24 – 30)	140	0.429	60.1
133.5-142.3	(30 – 32)	58	0.757	43.9
142.3-151.2	(32 – 34)	25	0.97	24.3
151.2-160.0	(34 – 36)	6	1.23	7.4
160.0-169.0	(36 – 38)	3	1.54	4.6
169.0-178.0	(38 – 40)	1	1.89	1.9
178.0-187.0	(40 – 42)	1	2.29	2.3
187.0-195.7	(42 – 44)	1	2.75	2.8
195.7-204.5	(44 – 46)	1	3.27	3.3
204.5-222.4	(46 – 50)	1	4.17	4.2
>222.4	(>50)	1	5.2	5.2
(Use 226.8 (51))			$\sum EAL =$	415.7
Truck Factor = EAL / Vehicles = 415.7/1000 = 0.42				
*Most U.S. truck weight and truck count data are reported in terms of 1000 vehicles units. This convention is retained here for convenience in using state Truck Weight Study reports for traffic analysis.				

ที่มา : Asphalt Institute (1991)

### 2.6.3 การหา Design EAL

ในตารางที่ 2.17 จะแสดงตัวอย่างการคำนวณหาค่า Design EAL ซึ่งมีขั้นตอนดังนี้

- ขั้น 1 หาค่าเฉลี่ยของจำนวนรถแต่ละประเภท ที่ปรากฏบนช่องทางการจราจรที่ออกแบบในช่วงปีแรกของ Design Period
- ขั้น 2 หาค่า Truck Factor ของรถแต่ละประเภทที่ปรากฏใน ขั้นที่ 1 โดยอาศัยข้อมูลน้ำหนักเพลลาที่ทำการเก็บข้อมูล
- ขั้น 3 คำนวณค่า Growth Factor ของรถแต่ละประเภทโดยให้เหมาะสมกับสภาพถนนและระยะเวลาการออกแบบ
- ขั้น 4 รวมผลคูณของ ขั้น 1, ขั้น 2 และ ขั้น 3

ตารางที่ 2.17 ตัวอย่างการคำนวณ Traffic Analysis เพื่อหาค่า Design EAL

Location: Four-Lane Interstate Rural Highway		Design Period: 20 years		
Vehicle Type	Number of vehicles (per year) 1	Truck Factor 2	4% Growth Factor 3	EAL (1x2x3) 4
Single unit trucks				
2-axle,4-tire	84,700 x	0.003 x	29.8 =	7,600
2-axle,6-tire	15,800 x	0.21 x	29.8 =	98,900
3-axle or more	4,000 x	0.61 x	29.8 =	72,700
All single-units	104,500		Subtotal	179,200
Tractor Semi-Trailers and Combinations				
4-axle or less	9,800 x	0.62 x	29.8 =	181,000
5-axle	80,800 x	1.09 x	29.8 =	2,624,500
6-axle or more	7,000 x	1.23 x	29.8 =	256,600
All Tractor, Etc.	97,600		Subtotal	3,062,200
All trucks	197,100		Total	3,241,400

\*Base on AADT=5000 during first year of traffic,45%in design lane ,24 % trucks

ที่มา : Asphalt Institute (1991)