

สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา
ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. ๒๕๕๖

ชื่อโครงการวิจัย

การศึกษาการปรับปรุงคุณสมบัติของดินสำหรับการก่อสร้างคันทาง
รถไฟโดยการใช้สารผสมเพิ่ม

เลขที่ ๖๕/๒๕๕๖

๙๐165063
- 2 เม.ย. 2557

โดย

เริ่มบริการ

334185

สยาม ยิ้มศิริ

8 ก.พ. 2557

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

พฤศจิกายน ๒๕๕๖

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้พิจารณาถึงความเป็นไปได้ในการปรับปรุงคันดินทางรถไฟในบริเวณภาคเหนือตอนล่าง เพื่อให้คันทางมีเสถียรภาพและความคงทนมากขึ้น โดยใช้การผสมด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว เนื่องจากคันดินจะเสี้ยก้างเมื่อต้องอยู่ในสภาวะน้ำท่วมในฤดูฝน งานวิจัยนี้จึงได้นำตัวอย่างดินเหนียวจากบริเวณภาคเหนือตอนล่างมาปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมปูนซีเมนต์หรือปูนขาวในปริมาณต่างๆ (0%, 2%, 5%, 8% และ 10%) ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดต่างๆ (OMC-6%, OMC-3%, OMC, OMC+3% และ OMC+6%) และที่ระยะเวลา การบ่มต่างๆ (0, 7, 14 และ 28 วัน) เพื่อศึกษาคุณสมบัติทางกลศาสตร์ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพแล้ว จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการคือ CBR, Unconfined compression test และ Direct shear test เมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณ 8% ของน้ำหนักดินแห้ง ดินจะมีคุณสมบัติเป็น Frictional material และเมื่อผสมที่ปริมาณซีเมนต์ 10% ดินจะมีคุณสมบัติเป็น Non frictional material สำหรับการปรับปรุงด้วยการผสมปูนขาวจะมีคุณสมบัติด้านกำลังต่ำกว่าดินที่ผสมซีเมนต์ และมีค่า Stiffness ที่ใกล้เคียงกัน แต่มีคุณสมบัติเด่น คือสามารถลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าดินผสมซีเมนต์ จากนั้นก็จะนำผลจากการทดลองไปวิเคราะห์ด้วย Finite element โดยใช้คุณสมบัติดินที่ผสมซีเมนต์ 8% และ 10% ใช้คุณสมบัติดินที่ผสมปูนขาว 5% และ 8% ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดเดียวกันคือ OMC+3% และที่ระยะเวลาการบ่ม 14 วัน ทั้งนี้ได้จำลอง Model โดยปรับปรุงลึกจากผิวบนของคันทางลงไป 0.5, 1.0 และ 1.5 เมตร และให้คันทางอยู่ในสภาพแช่น้ำ ซึ่งผลจากการวิเคราะห์แล้วสามารถสรุปได้ว่าดินที่ปรับปรุงด้วยปริมาณซีเมนต์ 10% บดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3% และบ่มที่ระยะเวลา 14 วัน โดยจะต้องปรับปรุงที่ระดับความลึก 1.5 เมตร จึงจะเหมาะสมที่สุด เนื่องจากมีความปลอดภัยมากที่สุด ($FS = 3.73$) และมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งที่เกิดจากน้ำหนักรถไฟต่ำ (Displacement = 27.05 mm.)

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

รถไฟเป็นอีกทางเลือกสำหรับการคมนาคมเพื่อการเดินทาง การค้าขาย การขนส่งทั้งภายในประเทศ และระหว่างประเทศ ดังนั้นทางรถไฟจึงควรมีความมั่นคงใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพและปลอดภัยในการคมนาคม การก่อสร้างคันทางรถไฟเพื่อใช้เป็นพื้นฐานของการวางระบบรางรถไฟนั้นมีความสำคัญยิ่งในการก่อสร้างทางรถไฟ ปัญหาประการหนึ่งของการก่อสร้างคันดินทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างคือการใช้ดินเหนียวในบริเวณแนวเส้นทางมาสร้างคันดินทางรถไฟ ซึ่งดินนี้จะเสียด่างอย่างมาเมื่อถูกแช่น้ำหรือมีการไหลซึมของน้ำผ่านคันทางรถไฟ ซึ่งสภาพที่คันดินทางรถไฟในบริเวณนี้ต้องแช่น้ำนั้นเป็นสภาวะที่ต้องเผชิญทุกปีในฤดูฝน ทำให้แนวรางรถไฟเกิดการเคลื่อนตัวและต้องมีการบำรุงรักษาคันทางอยู่บ่อยครั้ง และยังทำให้รถไฟไม่สามารถวิ่งด้วยความเร็วที่ออกแบบไว้ได้ ซึ่งการแก้ปัญหาที่ดีที่สุดคือในการปรับปรุงคันดินคือการเปลี่ยนดินให้เป็นดินที่ดีขึ้น แต่แหล่งดินนั้นอยู่ห่างไกลและต้องใช้ดินเป็นจำนวนมากซึ่งต้องเสียค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้นจึงเป็นการดีที่จะนำดินเหนียวในที่มาปรับปรุงคุณภาพเพื่อเสริมความมั่นคงของโครงสร้างคันทางรถไฟในระยะยาว

โครงการนี้ศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติทางกายภาพและทางวิศวกรรมของดินดังกล่าวตลอดจนวิธีการป้องกันและแก้ไข โดยปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวในอัตราส่วนสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มที่แตกต่างกัน การศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวนั้นได้มีการศึกษาอย่างแพร่หลาย (เช่น ศุภกิจ และ กมล, 2545; เกษม และคณะ, 2545; พานิช และคณะ, 2546 ฯลฯ) อย่างไรก็ตามการศึกษาลูกส่วนใหญ่สนใจถึงคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงในสภาพแห้งและการบดอัดที่ความชื้น optimum moisture content เท่านั้น ไม่มีข้อมูลคุณสมบัติดินที่ถูกปรับปรุงโดยการบดอัดที่ความชื้นต่างๆในสภาพแช่น้ำ ดังนั้นโครงการนี้จึงจะศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวในสภาพแช่น้ำซึ่งเป็นสภาวะที่ตรงกับสภาพจริงในสนาม และยังคงศึกษาถึงผลของปริมาณสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มต่อคุณสมบัติต่างๆของดินที่ถูกปรับปรุงด้วย ทั้งนี้เพื่อนำค่า parameters ที่ได้ไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของคันดินในสภาพใช้งานเนื่องจากแรงกระทำจากรถไฟด้วยการวิเคราะห์ finite element เพื่อให้เข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของคันดินที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ และสามารถเสนอแนวทางในการก่อสร้างคันทางรถไฟจากดินที่ถูกปรับปรุงนี้ต่อไป

คำนำ

โครงการนี้ศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติทางกายภาพและทางวิศวกรรมของดินดังกล่าวตลอดจนวิธีการป้องกันและแก้ไข โดยปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวในอัตราส่วนสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มที่แตกต่างกัน โดยศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวในสภาพแช่้ำซึ่งเป็นสภาวะที่ตรงกับสภาพจริงในสนาม และยังศึกษาถึงผลของปริมาณสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มต่อคุณสมบัติต่างๆของดินที่ถูกปรับปรุงด้วย ทั้งนี้เพื่อสามารถนำค่า parameters ที่ได้ไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของคันดินในสภาพใช้งานเนื่องจากแรงกระทำจากรถไฟด้วยการวิเคราะห์ finite element เพื่อให้เข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของคันดินที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ และสามารถเสนอแนวทางในการก่อสร้างคันทางรถไฟจากดินที่ถูกปรับปรุงนี้ต่อไป

โครงการวิจัยนี้ได้รับการสนับสนุนจากโครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล) ปีงบประมาณ พ.ศ. 2556 (เลขที่ 65/2556) จากมหาวิทยาลัยบูรพา โดยส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยนี้ได้ตีพิมพ์เป็นบทความวิจัยในเอกสารการประชุมสัมมนาทางวิชาการระดับนานาชาติ จำนวน 1 บทความ ดังนี้

Yimsiri, S. (2013), "Stability analysis of railway embankment improved by lime and cement stabilization", The 6th ASEAN Civil Engineering Conference, 6ACEC, 21-22 November 2013, Bangkok, Thailand

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อ	i
บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	ii
คำนำ	iii
สารบัญ	iv
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย	1-1
1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย	1-1
1.3 ขอบเขตของการวิจัย	1-2
1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย	1-2
บทที่ 2 การตรวจเอกสาร	
2.1 โครงสร้างและวัสดุสำหรับก่อสร้างคันทางรถไฟ	2-1
2.1.1 รายการมาตรฐานสำหรับงานก่อสร้างคันทางรถไฟ	2-1
2.1.2 ชนิดของหินโรยทาง	2-3
2.1.3 มาตรฐานหมอนรองรางรถไฟ	2-4
2.1.4 มาตรฐานรางรถไฟ	2-7
2.2 สาเหตุของการเกิดความเสื่อมโทรมของทางรถไฟ	2-10
2.3 มาตรฐานการบำรุงรักษาทาง	2-12
2.3.1 การตรวจทาง	2-12
2.3.2 การอัดหิน	2-13
2.3.3 การเปลี่ยนดินพื้นทาง	2-14
2.4 ปัญหาเส้นทางรถไฟที่ศึกษาในโครงการนี้	2-15
บทที่ 3 ผลการทดสอบการบดอัดและ CBR	
3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง	3-1
3.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง	3-4
3.3 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	3-4
3.4 แผนการวิจัย	3-5
3.5 ผลการทดสอบการกระจายตัวของดิน	3-8
3.6 ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพ	3-8

3.6.1	ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดอัตราเบอร์ก	3-8
3.6.2	ผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัด	3-9
3.6.3	ผลของสารผสมเพิ่มต่อการกระจายตัว	3-12
3.7	ผลการทดสอบ California Bearing Ratio	3-13
3.7.1	ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า CBR (soaked)	3-13
3.7.2	ผลของความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่า CBR (soaked)	3-15
3.7.3	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR (soaked)	3-18
3.8	ผลการทดสอบค่าการบวมตัว	3-20
3.8.1	ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่าการบวมตัว	3-20
3.8.2	ผลของความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่าการบวมตัว	3-21
3.8.3	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่าการบวมตัว	3-23
3.9	สรุปผลการทดสอบ	3-24
3.9.1	สารผสมเพิ่มต่อคุณสมบัติทางกายภาพ	3-24
3.9.2	สรุปผลการทดสอบ California Bearing Ratio (CBR)	3-25

บทที่ 4 ผลการทดสอบ unconfined compression test

4.1	วัสดุที่ใช้ในการทดลอง	4-1
4.2	อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง	4-4
4.3	ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	4-4
4.4	แผนการวิจัย	4-4
4.5	ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)	4-5
4.6	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)	4-7
4.7	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)	4-9
4.8	ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Young's Modulus (E)	4-11
4.9	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Young's Modulus (E)	4-13
4.10	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E)	4-16
4.11	สรุปผลการทดสอบ	4-17

บทที่ 5 ผลการทดสอบ direct shear

5.1	วัสดุที่ใช้ในการทดลอง	5-1
5.2	อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง	5-1
5.3	ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย	5-1
5.4	แผนการวิจัย	5-2

5.5	ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า cohesion	5-3
5.6	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า cohesion	5-4
5.7	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า cohesion	5-5
5.8	ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า ϕ'	5-7
5.9	ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า ϕ'	5-8
5.10	ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ'	5-9
5.11	สรุปผลการทดสอบ	5-11

บทที่ 6 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางรถไฟ

6.1	รายละเอียดเบื้องต้นของโปรแกรม	6-1
6.1.1	Material Model	6-1
6.1.2	Type of Material Behavior (Material Type)	6-2
6.1.3	ระบบปฏิบัติงานของโปรแกรม	6-2
6.2	การเลือกใช้โมเดลในการวิเคราะห์	6-3
6.2.1	Mohr - Coulomb Soil Model	6-3
6.2.2	ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Input Parameters)	6-3
6.3	การประยุกต์น้ำหนักรถไฟในการวิเคราะห์	6-4
6.4	สมมุติฐานในการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟ	6-4
6.5	ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพดินคันทางรถไฟ	6-4
6.5.1	การเลือกใช้ Material Model	6-5
6.5.2	การเลือกใช้ Material Type	6-5
6.5.3	การใช้ค่า Parameters ต่าง ๆ	6-5
6.6	คุณสมบัติดินกรณีไม่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟ	6-9
6.7	คุณสมบัติดินกรณีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแช่น้ำด้วยปูนซีเมนต์	6-10
6.8	คุณสมบัติดินกรณีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแช่น้ำด้วยปูนขาว	6-10
6.9	การวิเคราะห์ด้วย Finite Element	6-13
6.10	ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟด้วย Finite Element	6-18

บทที่ 7 สรุปผลการวิจัย

7.1	สรุปผลทางด้านคุณสมบัติทางกายภาพ	7-2
7.2	สรุปผลทางด้านกำลัง	7-3
7.3	สรุปผลทางด้าน Stiffness	7-4
7.4	สรุปผลด้านการบวมตัว	7-5

7.5	สรุปผลด้านความปลอดภัยในการนำไปใช้งานก่อสร้างคันดินทางรถไฟ	7-5
	เอกสารอ้างอิง	R-1
	ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์	

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย

รถไฟเป็นอีกทางเลือกสำหรับการคมนาคมเพื่อการเดินทาง การค้าขาย การขนส่งทั้งภายในประเทศ และระหว่างประเทศ ดังนั้นทางรถไฟจึงควรมีความมั่นคงใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพและปลอดภัยในการคมนาคม การก่อสร้างคันทางรถไฟเพื่อใช้เป็นพื้นฐานของการวางระบบรางรถไฟนั้นมีความสำคัญยิ่งในการก่อสร้างทางรถไฟ ปัญหาประการหนึ่งของการก่อสร้างคันดินทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างคือการใช้ดินเหนียวในบริเวณแนวเส้นทางมาสร้างคันดินทางรถไฟ ซึ่งดินนี้จะเสียดำลงอย่างมากเมื่อถูกแช่น้ำหรือมีการไหลซึมของน้ำผ่านคันทางรถไฟ ซึ่งสภาพที่คันดินทางรถไฟในบริเวณนี้ต้องแช่น้ำนั้นเป็นสภาวะที่ต้องเผชิญทุกปีในฤดูฝน ทำให้แนวรางรถไฟเกิดการเคลื่อนตัวและต้องมีการบำรุงรักษาคันทางอยู่บ่อยครั้ง และยังทำให้รถไฟไม่สามารถวิ่งด้วยความเร็วที่ออกแบบไว้ได้ ซึ่งการแก้ปัญหาที่ดีที่สุดคือในการปรับปรุงคันดินคือการเปลี่ยนดินให้เป็นดินที่ดีขึ้น แต่แหล่งดินนั้นอยู่ห่างไกลและต้องใช้ดินเป็นจำนวนมากซึ่งต้องเสียค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้นจึงเป็นการดีที่จะนำดินเหนียวในที่มาปรับปรุงคุณภาพเพื่อเสริมความมั่นคงของโครงสร้างคันทางรถไฟในระยะยาว

โครงการนี้ศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติทางกายภาพและทางวิศวกรรมของดินดังกล่าวตลอดจนวิธีการป้องกันและแก้ไข โดยปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวในอัตราส่วนสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มที่แตกต่างกัน การศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวนั้นได้มีการศึกษาอย่างแพร่หลาย (เช่น ศุภกิจ และ กมล, 2545; เกษม และคณะ, 2545; พานิช และคณะ, 2546 ฯลฯ) อย่างไรก็ตามการศึกษาส่วนใหญ่สนใจถึงคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงในสภาพแห้งและการบดอัดที่ความชื้น optimum moisture content เท่านั้น ไม่มีข้อมูลคุณสมบัติดินที่ถูกปรับปรุงโดยการบดอัดที่ความชื้นต่างๆในสภาพแช่น้ำ ดังนั้นโครงการนี้จะศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวในสภาพแช่น้ำซึ่งเป็นสภาวะที่ตรงกับสภาพจริงในสนาม และยังคงศึกษาถึงผลของปริมาณสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มต่อคุณสมบัติต่างๆของดินที่ถูกปรับปรุงด้วย ทั้งนี้เพื่อสามารถนำค่า parameters ที่ได้ไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของคันดินในสภาพใช้งานเนื่องจากแรงกระทำจากรถไฟด้วยการวิเคราะห์ finite element เพื่อให้เข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของคันดินที่ถูกปรับปรุงคุณภาพ และสามารถเสนอแนวทางในการก่อสร้างคันทางรถไฟจากดินที่ถูกปรับปรุงนี้ต่อไป

1.2 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

วัตถุประสงค์ของโครงการนี้คือการศึกษาคุณสมบัติของดินในท้องถิ่นที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาว โดยเน้นความสนใจไปที่คุณสมบัติทางเคมี, index, strength, และ stiffness ของดินในสภาพแช่น้ำซึ่งเป็นสภาวะที่อ่อนแอที่สุดของคันดิน และนำผลการทดลองมาวิเคราะห์เสถียรภาพและการเคลื่อนตัวของคันดินทางรถไฟที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพด้วยการใช้ปูนซีเมนต์และปูนขาว โดยจุดประสงค์หลักสามารถจำแนกเป็นข้อๆดังนี้-

- ศึกษาถึงคุณสมบัติทางกายภาพและเคมีของดินเดิม
- ศึกษาถึงผลของปูนซีเมนต์และปูนขาวต่อ Atterberg Limit ของดินเดิม
- ศึกษาถึงความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและความหนาแน่นแห้งหลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนต่างๆ
- ศึกษาถึงคุณสมบัติ CBR ในสภาพแห้งน้ำของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนและความชื้นต่างๆ
- ศึกษาถึง unconfined compression characteristics ในสภาพแห้งน้ำของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนและความชื้นต่างๆ
- ศึกษาถึง direct shear characteristics ในสภาพแห้งน้ำของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนและความชื้นต่างๆ
- ศึกษาถึงผลกระทบของระยะเวลาการบ่มตัวของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวต่อคุณสมบัติต่างๆดังกล่าวแล้ว
- วิเคราะห์หาค่า engineering properties ต่างๆที่เกี่ยวข้องของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนและความชื้นต่างๆ
- วิเคราะห์การเคลื่อนตัวของคั่นดิน (finite element analysis) ของรูปแบบของการก่อสร้างแบบต่างๆด้วย parameters ต่างๆที่ได้ทำการทดสอบ

1.3 ขอบเขตของการวิจัย

การศึกษานี้ดำเนินการในบริเวณ จ.พิจิตร ซึ่งเป็นบริเวณที่มีปัญหาอย่างชัดเจน โดยทำการศึกษาเป็นจำนวน 4 section ในระยะทาง 50 km ระหว่างสถานีตะพานหิน (km 315/2) และ สถานีแม่เทียบ (km 365/2) โดยในการศึกษานี้ประกอบด้วย การสำรวจและทดสอบดินในสนาม การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์ด้วย finite element

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับจากการวิจัย

ผลจากการศึกษานี้จะนำไปสู่ความเข้าใจถึงพฤติกรรมของคั่นดินในสภาพแห้งน้ำที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาว ความเข้าใจนี้จะช่วยในการออกแบบและการปรับปรุงดินคั่นทางในอนาคต

บทที่ 2 การตรวจเอกสาร

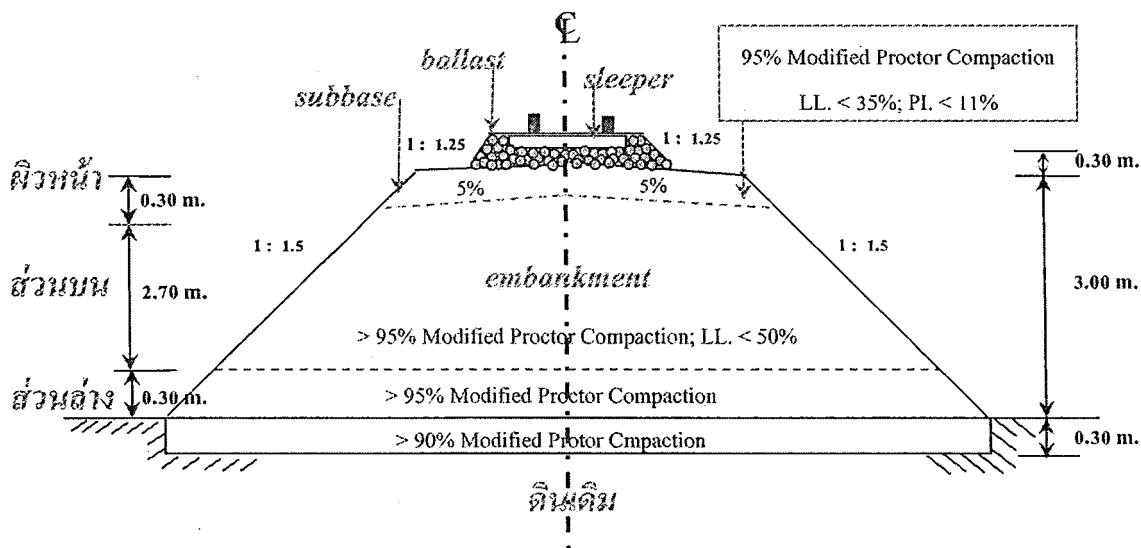
2.1 โครงสร้างและวัสดุสำหรับก่อสร้างคันทางรถไฟ

2.1.1 รายการมาตรฐานสำหรับงานก่อสร้างคันทางรถไฟ

1) นิยาม (Definition)

คันทางถม ซึ่งเป็นคันดินถมโดยชนิดดินที่เหมาะสมในการใช้ก่อสร้างคันดินทางรถไฟนั้นจำแนกโดยระบบ AASHTO ควรเป็นดินกลุ่ม A-1, A-2-4, A-2-5 และ A-3 หรือจำแนกตามระบบ USCS เป็นดิน GW, GP, GM, SW, SM และ SP ซึ่งคันทางถมเป็นคันดินทางรถไฟ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 2-1 ประกอบด้วย

- ผิวหน้าของคันทาง หมายถึง ส่วนของคันทางตั้งแต่ระดับหลังถนน (Formation Level) ถึงระดับ 30 เซนติเมตร ต่ำกว่าระดับหลังถนน
- ส่วนบนของคันทาง หมายถึง ส่วนของคันทางตั้งแต่ระดับ 30 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนนถึงระดับ 300 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนน ถ้าเป็นทางถมที่สูงไม่เกิน 300 เซนติเมตร ส่วนบนของคันทาง หมายถึง ส่วนของคันทางตั้งแต่ระดับ 30 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนนถึงระดับดินเดิม
- ส่วนล่างของคันทาง หมายถึง ส่วนของคันทางตั้งแต่ระดับ 300 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนนถึงระดับดินเดิม (Natural Ground) สำหรับทางตัด ส่วนล่างของคันทาง หมายถึง ส่วนของคันทางตั้งแต่ระดับ 30 เซนติเมตรต่ำกว่าระดับหลังถนนลงไป



รูปที่ 2-1 คันทางรถไฟสำหรับทางถม (ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย, 2515)

2) พื้นทางสำหรับทางถม

ผิวหน้าของคันทาง ต้องใช้ดินที่มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

- ขนาดของเม็ดดินจะต้องมีขนาดดังตารางที่ 2-1
- Liquid Limit ไม่เกินกว่า 35% หรือตามที่ระบุในแบบ

- Plasticity Index ไม่เกินกว่า 11% หรือตามที่ระบุในแบบ
- Percentage of Wear ไม่มากกว่า 60% หรือตามที่ระบุในแบบ
- ในการก่อสร้างต้องบดอัดแน่น (Compact) ไม่น้อยกว่า 95 % ของ Modified Proctor Compaction

ตารางที่ 2-1 ขนาดของเม็ดดินโดยน้ำหนักที่จะใช้ก่อสร้าง (ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง รพท, 2515)

ขนาดตะแกรงมาตรฐาน	เปอร์เซ็นต์ผ่านโดยน้ำหนัก GRADING					
	AASHTO	A	B	C	D	E
2 นิ้ว		100	100	-	-	-
1 นิ้ว		-	79-95	100	100	100
3/8 นิ้ว		30-65	40-75	50-85	60-100	-
No.4		25-55	30-60	35-65	50-85	55-100
No.10		15-40	20-45	25-50	40-70	40-100
No.40		8-20	15-30	15-30	25-45	20-50
No.200		2-8	5-20	5-15	5-20	6-20

ส่วนบนของพื้นทาง ต้องใช้ดินที่มีคุณสมบัติดังต่อไปนี้

- ส่วนของดินที่อยู่ใต้ผิวหน้าของพื้นทางหนา 30 เซนติเมตร ต้องมี Liquid Limit ไม่เกิน 50 %
- ในการก่อสร้างทั่วไป ต้องบดอัดแน่นไม่น้อยกว่า 95 % ของ Modified Proctor Compaction

ส่วนล่างของพื้นทาง ต้องบดอัดแน่นไม่น้อยกว่า 95 % ของ Modified Proctor Compaction

3) ดินเดิม

- ดินเดิมจะต้องมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรับน้ำหนักคงที่ (Dead Load) ของพื้นทางและน้ำหนักจร (Live Load) ถ้ามีข้อสงสัยควรจะต้องทำการสำรวจและวิจัยก่อนที่จะลงมือก่อสร้าง
- ดินไม้ หญ้า และวัชพืชต่าง ๆ หรือผิวดินที่มีสารอินทรีย์สูงบนดินเดิมบริเวณคันทางถมต้องขุดแล้วเก็บออกให้หมดเสียก่อนที่จะทำการบดอัดแน่น
- ให้ไถพรวนดินเดิมพื้นคันทาง ซึ่งได้ขุดตัดดินไม้ หญ้า วัชพืช ออกแล้วลึกลงไปอีกไม่น้อยกว่า 30 เซนติเมตร เก็บเศษรากไม้ออกให้หมดก่อนแล้วจึงบดอัดแน่นให้ได้ไม่น้อยกว่า 90 % ของ Modified Proctor Compaction
- ถ้าดินเดิมไม่แข็งแรงพอให้เปลี่ยนดินเดิมโดยการขุดออกแล้วใช้ดินที่มีคุณสมบัติเหมาะสมใส่แทนที่หรืออาจจะทำโดยการเสริมความแข็งแรงของดินเดิมหรือดำเนินการตามที่ระบุในแบบ
- ลาดข้างทาง ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของพื้นดินเดิมลักษณะและคุณสมบัติของดินถมคันทางโดยทั่วไปต้องไม่ชันกว่า 1:1.5 (Vertical: Horizontal) ทั้งนี้สุดแต่ผลการทดสอบของดินแต่ละแห่ง

- บ่อถมดิน ถ้าจำเป็นจะต้องขุดดินข้างทางเป็นบ่อถมดินให้ขุดห่างจากตีนลาดข้างทางไม่น้อยกว่า 10 เมตร ไม่ลึกกว่า 1 เมตร บ่อถมดินด้านซิดเซตที่ติดต่อกับที่ดินเอกชน ควรขุดให้ห่างแนวเซตที่ดินไม่น้อยกว่า 2 เมตร

4) การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์

การทดสอบในห้องทดลอง ดินจากแหล่งดินและจากที่เก็บกองก่อนทำการก่อสร้างจะต้องทำการทดสอบก่อนดังตารางที่ 2-2 การตรวจสอบที่หน้างานในระหว่างการก่อสร้างและต้องทำการตรวจสอบดังรายการต่อไปนี้ตามตารางที่ 2-3

ตารางที่ 2-2 การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์ในห้องปฏิบัติการ (ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง รฟท, 2515)

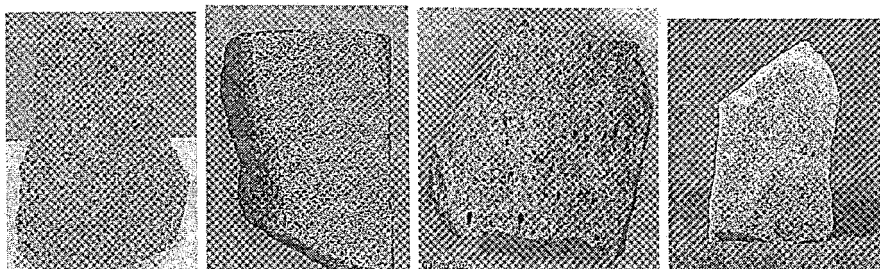
ชนิดของการทดสอบ	ความต้องการทดสอบต่ำสุด	หมายเหตุ
Gradation, Atterberg's Limit and C.B.R.	ทดสอบอย่างน้อย 1 ตัวอย่าง ต่อดินที่จะนำมาใช้ 500 ลบม.	เพื่อการพิจารณาเลือกใช้วัสดุให้เป็นไปตามรายการจำเพาะ
Modified Proctor Compaction	ทดสอบหา Dry Density and Moisture Content Curve อย่างน้อย 1 ตัวอย่างต่อดินที่จะนำมาใช้ 500 ลบม.	เพื่อนำไปใช้สำหรับควบคุมการก่อสร้าง
อื่นๆ	ตามแต่ความจำเป็น	

ตารางที่ 2-3 การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์ในสนาม (ที่มา: ฝ่ายก่อสร้าง รฟท, 2515)

ชนิดของการทดสอบ	ความต้องการทดสอบต่ำสุด	หมายเหตุ
การหาความแน่นของดินในสนาม (Field Density Test)	ตรวจสอบอย่างน้อย 2 จุด ทุกระยะทาง 50 เมตร (ทางเดียว) ในทางรถไฟที่ก่อสร้างใหม่หรือทุกระยะช่วงเสาโทรเลขในทางรถไฟปัจจุบันทุกๆ ชั้นของการบดอัดแน่น ตรวจสอบลึกประมาณ 15 ซม. จากผิวบนที่บดอัดแล้ว	เพื่อนำความแน่นแห่งที่หาได้จากการตรวจสอบในสนามมาเปรียบเทียบกับความแน่นแห่งในห้องปฏิบัติการ
อื่นๆ	ตามแต่ความจำเป็น	

2.1.2 ชนิดของหินโรยทาง

หินโรยทางรถไฟต้องเป็นหิน Granite, Basalt, Andesite และ Quartzite ตามลำดับ ดังแสดงในรูปที่ 2-2



รูปที่ 2-2 ชนิดของหินโรยทาง (ที่มา: University of Wisconsin-stout Department of physics, 2006)

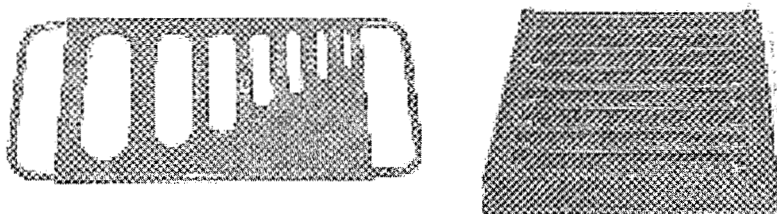
1) คุณภาพของหินโรยทาง

ต้องเป็นหินที่ได้มาจากการระเบิด และเนื้อหินต้องไม่ผุเป็นรูปพรุน ไม่มีกากหินดิน เศษไม้ หรือวัตถุอื่น ๆ เจือปน มีเปอร์เซ็นต์ความสึกหรอของหิน (Los Angeles Abrasion) ไม่เกิน 25 %

2) ขนาดของหินโรยทาง

หินโรยทางจะต้องมีขนาดผสมกันโดยมีเปอร์เซ็นต์ โดยน้ำหนักผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมดังรูปที่ 2-3 ดังนี้

ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด	60 มม.	100	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด	50 มม.	80-100	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด	40 มม.	25-70	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด	25 มม.	0-20	เปอร์เซ็นต์
ผ่านตะแกรงรูสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด	20 มม.	0-5	เปอร์เซ็นต์



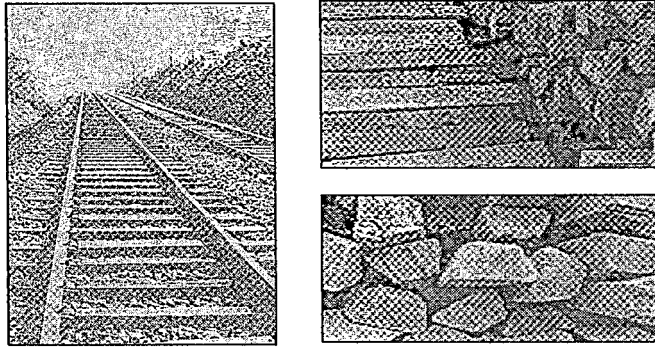
รูปที่ 2-3 ตะแกรงคัดขนาดหินโรยทาง (ที่มา: Univ of Wisconsin-stout Dept of physics, 2006)

2.1.3 มาตรฐานหมอนรองรางรถไฟ

1) วัสดุที่ใช้ทำหมอนรองราง

หมอนรองรางที่ดีจะต้องมีคุณสมบัติยืดหยุ่นสามารถต้านทานแรงกระแทกได้ดีหมอนจะต้องมีความทนทาน อายุใช้งานต้องไม่สั้นเกินสมควร พื้นที่แผ่นน้ำหนักต้องมีมากพอและแรงต้านทั้งตามยาวและตามขวางต้องสูง ซึ่งสามารถแบ่งตามวัสดุที่ใช้งานได้ดังนี้

- หมอนไม้ : ไม้หมอนที่ใช้แบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทคือ ประเภทหมอนไม้เนื้อแข็งทั้งชนิดแข็งมากและแข็งปานกลาง และประเภทหมอนไม้เนื้ออ่อนดังรูปที่ 2-4 ขนาดของไม้หมอนที่ใช้กันโดยทั่วไปมีด้วยกัน 2 ลักษณะ คือ ประเภทที่หนาประมาณ 12.5 - 16 ซม. กว้าง 25 ซม. และประเภทที่หนาประมาณ 14-15 ซม. กว้าง 20 ซม. สำหรับความยาวนั้นในทางกว้างมาตรฐานใช้ยาว 2.60 ซม. ส่วนในทางขนาดกว้าง 1 ม. ใช้ยาว 1.80-1.90 ม. ขนาดที่ รฟท.ใช้เป็นมาตรฐานอยู่ในปัจจุบันนี้เป็นไม้เนื้อแข็งหนา 15 ซม. กว้าง 20 ซม. และยาว 1.90 ม. สำหรับไม้เนื้ออ่อนใช้ขนาดหนา 12.5 ซม. กว้าง 24 ซม. ยาว 1.90 ม. ตามปกติสำหรับสภาพการเดินรถของ รฟท. ในปัจจุบัน หมอนไม้เนื้อแข็งไม่อาบน้ำยา มีอายุใช้งานประมาณ 8-12 ปี และหมอนไม้เนื้ออ่อนอาบน้ำยา คาดว่าจะมีอายุใช้งานได้ถึง 12-15 ปี



รูปที่ 2-4 หมอนไม้ (ที่มา: ช่างทางรถไฟ, 2515)

- หมอนคอนกรีต : การใช้หมอนคอนกรีตได้เริ่มมาตั้งแต่ระหว่างสงครามโลกครั้งที่ 2 ซึ่งเป็นผลสืบเนื่องมาจากการขาดแคลนไม้หมอน การผลิตหมอนคอนกรีตอัดแรงนั้นถือหลักเอาลวดเหล็กซึ่งใช้แทนเหล็กเสริมคอนกรีตธรรมดาติดตั้งด้วยเครื่องดึงให้ตึง เมื่อคอนกรีตแข็งตัวดีแล้วก็ปล่อยแรงที่ดึงลวดออก ลวดจะพยายามหดตัวกลับดังเดิม การหดตัวของลวดเหล่านี้อาจทำให้เกิดแรงอัดขึ้นในคอนกรีตซึ่งแรงอัดที่เกิดขึ้นนี้จะคำนวณให้เท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเมื่อหมอนคอนกรีตรับน้ำหนักเต็มที่ได้จากขบวนรถ ดังนั้นขนาดของหมอนคอนกรีตอัดแรงจึงไม่ใหญ่โตเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ทำให้สะดวกในการผลิตและการใช้ ดังแสดงในรูปที่ 2-5 ในปัจจุบันการใช้หมอนคอนกรีตร่องรางมีการยอมรับเป็นมาตรฐานโดยทั่วไปแล้ว ข้อดีของหมอนคอนกรีตนั้นก็คือ มีความมั่นคงแข็งแรงและมีอายุการใช้งานได้นานกว่าหมอนไม้ไม่น้อยกว่า 2 เท่าด้วย

ลักษณะของหมอนคอนกรีตที่ใช้กันในปัจจุบันแบ่งออกเป็น 2 จำพวกใหญ่ ๆ ได้แก่

- (i) แบบท่อนยาวตามขวาง (Monolithic Transverse Type) เป็นท่อนยาวท่อนเดียวและส่วนใหญ่เป็นแบบคอนกรีตอัดแรง การผลิตมี 2 วิธี ได้แก่

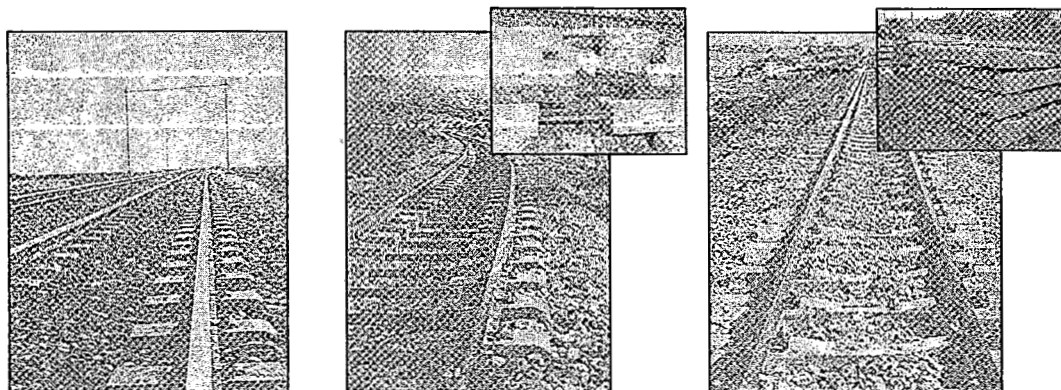
แบบดึงเหล็กก่อนหล่อคอนกรีต (Pretensioning) โดยแบบนี้ทำได้ 2 วิธี

- วิธีการเอาลวด 20-22 เส้นมาดึงให้ตึงตามยาว ตั้งแบบหล่อหมอนเรียงต่อ ๆ กันแล้วเทคอนกรีตเมื่อคอนกรีตแข็งตัวก็ตัดลวดระหว่างหมอนออกให้ลวดหดกลับ
- วิธีการเอาลวด 20-22 เส้นมาดึงให้ตึงตามแบบหล่อเป็นท่อน ๆ โดยการขันสกรูแล้วหล่อคอนกรีตในแบบเมื่อคอนกรีตแข็งตัวก็คลายสกรูออกให้ลวดหดกลับ

แบบดึงเหล็กหลังหล่อคอนกรีต (Post tensioning) โดยแบบนี้ตอนหล่อคอนกรีตตัวหมอนจะเว้นรูตามยาวไว้ เมื่อคอนกรีตแข็งตัวแล้วจึงเอาเหล็กเสริมมาสอดเข้าในรูดึงด้วยแรงที่กำหนดขันสกรูที่ปลายเหล็กเสริมให้แน่นแล้วอัดน้ำปูนเข้าไปให้เต็มรูที่เว้นไว้พอคอนกรีตแข็งตัวก็คลายสกรูออกเหล็กจะคืนตัวทำให้เกิดแรงอัดในหมอนคอนกรีต

- (ii) แบบ 2 บล็อก (Isolated Block Type) เป็นบล็อกคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดารับแรงข้างละบล็อกต่อกันด้วยท่อนเหล็กตรงกลาง หมอนแบบนี้ออกแบบให้เป็นบล็อกเฉพาะส่วนที่อัดหินข้างละ 30-40 ซม.เท่านั้น ส่วนกลางใช้เหล็กยึดแทนโดยใช้เป็นเหล็ก T-bar หรือ ใช้เป็นแป๊บเหล็ก หรือ ใช้เหล็กยึดซิกแซกแบบสลับฟันปลา ยึดระหว่างบล็อกคอนกรีต

นอกจากนี้ยังมีหมอนคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาโดยใช้ซีเมนต์ผสมโยหินแอสเบสทอสแทนคอนกรีตธรรมดา



(ก) หมอนคอนกรีต

(ข) หมอนคอนกรีต

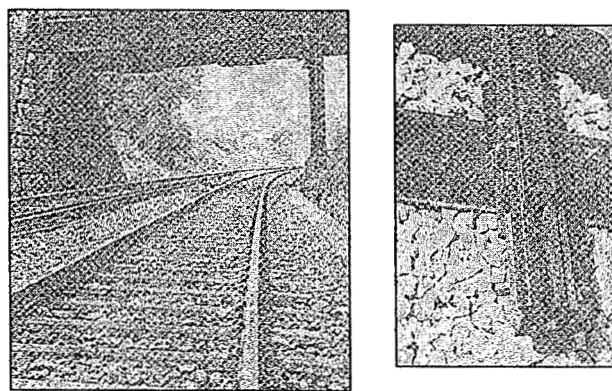
(ค) หมอนคอนกรีตท่อนเดี่ยว

ชนิด 2 ท่อนกลบหินกลาง

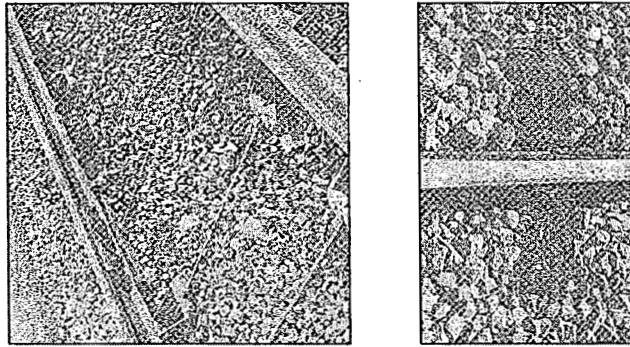
ชนิด 2 ท่อนไม่กลบหินกลาง

รูปที่ 2-5 หมอนคอนกรีต (ที่มา: ช่างทางรถไฟ, 2515)

- หมอนเหล็กกล้า : หมอนเหล็กกล้าโดยทั่วไปมีคุณสมบัติคล้าย ๆ หมอนไม้ตรงที่ว่ามีความยืดหยุ่น และเหนียวสามารถต้านทานแรงกระแทกโดยตรงได้ดีเช่นกันซึ่งได้มีการนำมาใช้งานแล้วก่อนจะมีการใช้หมอนคอนกรีต ซึ่งผลิตโดยการเอาเหล็กแผ่นที่หนาประมาณ 1 ซม. มาเผาแล้วบีบให้งอเป็นรูปร่างดังรูปที่ 2-6 เพื่อให้แข็งแรงเหมือนกับคานเหล็กแล้วตัดที่ปลายทั้ง 2 ข้างให้มุมลงเครื่องยึดเหนี่ยววางก็ตรึงติดกับแผ่นเหล็กโดยตรง หมอนเหล็กกล้ามักมีขายอยู่ทั่วไปในหลายประเทศแต่สำหรับการรถไฟแห่งประเทศไทยนั้นยังไม่ค้าที่ว่าจะใช้หมอนชนิดนี้
- หมอนเหล็กหล่อ : การใช้หมอนเหล็กหล่อก็เพราะเกี่ยวกับการขาดแคลนหมอนไม้ ลักษณะโดยทั่วไปของหมอนเหล็กหล่อทำเป็น 2 แท่นรองรับใต้รางข้างละแท่นแล้วยึดกันด้วยเหล็กกล้าดังรูปที่ 2-7 คล้ายแบบหมอนคอนกรีตแต่ผลิตกันตรงที่แท่งเหล็กยึดถอดออกได้ เลื่อนได้ ไม่ฝังแน่นในบล็อกลักษณะเหมือนหมอนคอนกรีต แท่งเหล็กหล่อมี 2 แบบ มีแบบคล้ายรูปสามเหลี่ยม ส่วนอีกแบบหนึ่งทำเป็นแบบรองรับสะพานเหล็ก เครื่องยึดเหนี่ยวที่ใช้กับหมอนแบบนี้เป็นแบบลิ่มอัดตามยาวที่ฐานรางเท่านั้น



รูปที่ 2-6 หมอนเหล็กกล้า (ที่มา: ช่างทางรถไฟ, 2515)



รูปที่ 2-7 หมอนเหล็กหล่อ (ที่มา: ช่างทางรถไฟ, 2515)

2.1.4 มาตรฐานรางรถไฟ

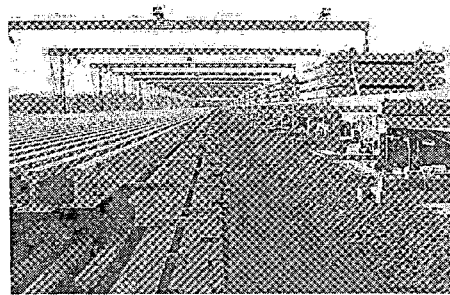
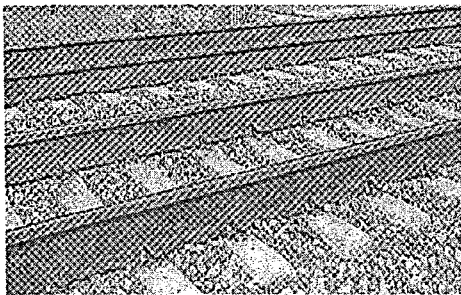
1) ขนาดรางรถไฟ

รางรถไฟที่ใช้ในประเทศไทยมีอายุการใช้งานของรางประมาณ 80-100 ปี แต่ทั้งนี้ต้องพิจารณาน้ำหนักที่ผ่านทางด้วย ถ้าน้ำหนักผ่านทางมาก อายุของรางก็จะสั้นลงเหลือประมาณ 40-50 ปีเท่านั้น โดยรางรถไฟที่ได้นำมาใช้ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบันมีด้วยกัน 8 ขนาดดังนี้

- ขนาด 35 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 35 ปอนด์ต่อหลาใช้ในสมัยโบราณของบริษัทรถไฟแม่กลองในเส้นทางสายแม่กลอง ซึ่งจะรับน้ำหนักจากเพลาน้อยกว่า 10.5 ตัน รางขนาดนี้เป็นรางขนาดเล็กที่สุดและยกเลิกการใช้งานไปนานแล้ว
- ขนาด 40 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 40 ปอนด์ต่อหลา ใช้กับทางรถไฟสายใต้ในยุคกรรมรถไฟหลวง ซึ่งจะรับน้ำหนักจากเพลาน้อยกว่า 10.5 ตัน ปัจจุบันไม่มีการใช้งานแล้ว
- ขนาด 50 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 50 ปอนด์ต่อหลา ใช้แต่โบราณปัจจุบัน ยังมีเหลือบ้างบางช่วง สามารถรับน้ำหนักเพลาได้ประมาณ 10.5 ตัน ซึ่งเป็นรางที่นำเข้ามาจากโรงเหล็กคาร์เนกี ที่พิตต์สเบิร์ก (เมืองเตาดลุงเหล็กของสหรัฐอเมริกา) ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2464
- ขนาด 60 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 60 ปอนด์ต่อหลา ซึ่งจะใช้ในเส้นทางหลักก่อนเปลี่ยนใช้ราง 70 ปอนด์ ซึ่งรางขนาด 60 ปอนด์ได้สั่งเข้ามาจากเบลเยียม ตั้งแต่ปี พ.ศ. 2479 สามารถรับน้ำหนักจากเพลาได้ประมาณ 10.5-15 ตัน
- ขนาด 70 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 70 ปอนด์ต่อหลาใช้กับสายหลักทั่วประเทศ รางขนาดนี้สั่งนำเข้าจากเบลเยียมในช่วงปี พ.ศ. 2479-2509 หลังจากนั้นในปี พ.ศ. 2509 เป็นต้นไปก็จะสั่งนำเข้าจากนิปปอนสตีล ประเทศญี่ปุ่น และในปี พ.ศ.2511 ได้สั่งรางขนาดนี้จากโรงเหล็กรัฐเทนเนสซี สหรัฐอเมริกา มาใช้พื้นฟูรางสายตะวันออก รางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักจากเพลาได้ประมาณ 15 ตัน
- ขนาด 74-75 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 74-75 ปอนด์ต่อหลา จะใช้ในช่วงเส้นทางสายใต้ ซึ่งได้จากทางรถไฟสายมรณะที่ญี่ปุ่นเรือเอามาจากสายมะละกาของ FMSR เพื่อวางรางให้ไปพม่าโดยราง

ขนาด 74 ปอนด์ต่อหลา ยาว 10 เมตร และรางขนาด 75 ปอนด์ต่อหลายาว 11.89, 12.00 เมตร ซึ่งรางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักจากเพลลาได้ประมาณ 15 ตัน

- ขนาด 80 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 80 ปอนด์ต่อหลา ซึ่งนำมาใช้ในช่องเส้นทางสายใต้ และทางอีสานบางสาย ซึ่งรางขนาดนี้ได้ส่งนำเข้าจากนิปอนสตีล ประเทศญี่ปุ่น ในปี พ.ศ. 2509 และได้มีการผลิตเองในประเทศไทยเป็นครั้งแรกในปี พ.ศ. 2522 โดยบริษัทจีเอสตีล โรงงานมักกะสัน รางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักเพลลาได้ 17 ตัน
- ขนาด 100 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำจากเหล็กหนัก 100 ปอนด์ต่อหลา ดังแสดงในรูปที่ 2-8 โดยรางขนาดนี้ยังผลิตเองในไทยไม่ได้จึงส่งนำเข้าจากอิตาลี โปแลนด์และญี่ปุ่น ซึ่งของญี่ปุ่นต้องสั่งขนาดราง 50 กิโลกรัมต่อเมตร ปัจจุบันใช้ทั่วประเทศในสายประธาน โดยสามารถรับน้ำหนักเพลลาได้ 20 ตัน



รูปที่ 2-8 รางรถไฟที่ใช้ปัจจุบันเป็นราง 100 ปอนด์ (ที่มา: รถไฟไทยดอทคอม, 2549)

2) ขนาดความกว้างของรางรถไฟ (Railway Gauge)

การกำหนดมิติความกว้างของรางรถไฟ (Track Gauge) จะวัดจากหัวรางด้านในข้างซ้ายถึงหัวรางด้านในข้างขวา ขนาดความกว้างของรางรถไฟที่มีใช้การอยู่ทั่วโลก ประกอบด้วยรางรถไฟแคบที่สุดคือรางเดี่ยว (Mono Rail) ไปจนถึงรางรถไฟกว้างที่สุดที่มีใช้กันคือขนาดความกว้าง 2.140 เมตร ในบรรดาขนาดความกว้างของรางต่าง ๆ นั้น จะมีรางรถไฟ 3 ขนาด ที่มีใช้การอยู่มากที่สุดทั่วโลก และมีจำนวนประเทศที่ใช้รางขนาดนี้ใกล้เคียงกันซึ่งได้แก่

- ขนาดความกว้าง 1.435 เมตร (4 ฟุต 8-1/2 นิ้ว) : มีจำนวนประเทศที่ใช้มากที่สุด เรียกมาตรฐานรางกว้างขนาดนี้ว่า European Standard Gauge บางครั้งก็เรียกอย่างย่อว่า Standard Gauge เป็นรางรถไฟที่กำหนดเป็นมาตรฐานของกลุ่มในประเทศยุโรป เพื่อช่วยให้การดำเนินรถถึงกันกระทำได้โดยสะดวก
- ขนาดความกว้าง 1.067 เมตร (3 ฟุต 6 นิ้ว) : มีจำนวนประเทศที่ใช้มากเป็นลำดับที่สอง เรียกมาตรฐานรางกว้างขนาดนี้ว่า Caps Gauge มีใช้อยู่กระจัดกระจายทั่วโลก โดยเฉพาะประเทศที่เป็นเกาะในทวีปเอเชีย เข้าใจว่ารางกว้างขนาดนี้ได้ชื่อมาจากการนำไปใช้ในการสร้างทางรถไฟในสหภาพแอฟริกาใต้
- ขนาดความกว้าง 1.000 เมตร (3 ฟุต 3-3/8 นิ้ว) : มีจำนวนประเทศที่ใช้มากเป็นลำดับที่สาม เรียกมาตรฐานรางกว้างนี้ว่า Meter Gauge ใช้อยู่ในกลุ่มประเทศเอเชียอาคเนย์ทั้งหมด บางประเทศในแอฟริกา

อเมริกาใต้และทางรถไฟสายแยกในยุโรปบางประเทศ ทางรถไฟที่ใช้รางกว้างบางขนาดก็ยกเลิกใช้การไปแล้ว

3) การใช้ราง 1.000 เมตร กับ 1.435 เมตร ในประเทศไทย

การใช้ความกว้างรางรถไฟในสมัยก่อนจะใช้ความกว้างระหว่างราง 2 ซ่าง 1.435 เมตรเพื่อป้องกันการล่าอาณานิคม โดยประเทศเพื่อนบ้านโดยรอบตกเป็นอาณานิคมของฝรั่งเศสและอังกฤษจะใช้ความกว้างรางเท่ากับ 1.000 เมตร แต่ในปัจจุบันทางกระทรวงคมนาคมอนุมัติให้เปลี่ยนเป็นใช้รางกว้าง 1.000 เมตร เนื่องจากสามารถทำให้รถไฟวิ่งด้วยความเร็วที่เพิ่มขึ้น และจะมีโครงการรถไฟความเร็วสูงเกิดขึ้นในอนาคตอันใกล้นี้ด้วย แต่ทั้งนี้ต้องพิจารณาถึงองค์ประกอบอื่น ๆ อีกด้วย

การเปลี่ยนแปลงขนาดรางจาก 1.435 เมตร มาเป็น 1.000 เมตร ในเส้นทางสายเหนือและสายตะวันออกเฉียงเหนือ รวมความยาว 1,000 กิโลเมตร ได้เสร็จเรียบร้อยในระยะเวลา 10 ปี โดยไม่เป็นอุปสรรคต่อการเดินรถ แรกทีเดียวทางรถไฟในประเทศไทย เป็นทางกว้างขนาด 1.435 เมตร ต่อมาได้มีการก่อสร้างเส้นทางสายใต้เป็นทางขนาด 1.000 เมตร การที่ทางรถไฟมี 2 ขนาดนั้นทำให้เกิดความไม่สะดวก ล้อเลื่อนก็จะต้องมี 2 ขนาด สับเปลี่ยนกันไม่ได้ การลำเลียงไปมาต้องใช้วิธีขนถ่าย โรงซ่อมรถก็ต้องแยกกัน พระบาทสมเด็จพระมงกุฎเกล้าเจ้าอยู่หัว รัชกาลที่ 6 จึงโปรดเกล้าให้รวม กรมรถไฟฯ ที่แยกออกเป็น 2 กรม คือกรมรถไฟสายเหนือและสายใต้ให้เป็นกรมเดียวกัน เรียกว่ากรมรถไฟหลวง เมื่อวันที่ 5 มิถุนายน พ.ศ. 2460 แล้วตัดสินพระทัยในการแปลงทางรถไฟจาก 1.435 เมตร ให้เป็น 1.000 เมตร ปัจจุบันรางรถไฟที่ใช้จะเป็นรางขนาด 100 ปอนด์/หลา จากเดิมที่เป็นรางขนาด 50 ปอนด์/หลา โดยในระยะหลัง ๆ ได้มีการเปลี่ยนเป็น 70 ปอนด์/หลา, 80 ปอนด์/หลา และ 100 ปอนด์/หลา ช่วยให้รับน้ำหนักบรรทุกได้มากขึ้น และวิ่งได้เร็วสูงสุด 90-120 กิโลเมตร/ชั่วโมง

4) เปรียบเทียบการใช้งานของรางกว้าง 1.000 เมตร กับรางกว้าง 1.435 เมตร

ด้านเทคนิค

ความเร็ว จากประสบการณ์ของรถไฟในต่างประเทศ ความเร็วสูงสุดสำหรับขบวนรถไฟที่วิ่งใช้งานบนรางกว้าง 1.000 เมตร (และ 1.067 เมตร) ในขณะนี้คือ 160-170 กม./ชม. (ประเทศสหภาพแอฟริกาใต้เคยทำการทดลองวิ่งถึง 250 กม./ชม. แต่ไม่สามารถหาข้อมูลได้ว่าการนำมาวิ่งใช้งานในเชิงพาณิชย์หรือไม่) ดังนั้นหากประเทศไทยต้องการให้ขบวนรถของการรถไฟฯ วิ่งด้วยความเร็วสูงสุดไม่เกิน 160-170 กม./ชม. ก็อยู่ที่ จะพัฒนารถไฟรางกว้าง 1.000 เมตรซึ่งประหยัดเงินงบประมาณได้มากกว่าการเปลี่ยนความกว้างของราง

ปัญหาที่ขบวนรถไฟของการรถไฟฯ ยังวิ่งเร็วไม่ได้ในขณะนี้คือความมั่นคงของทางรถไฟ ความเหมาะสมในด้านสมรรถนะของล้อเลื่อน มีถนนตัดผ่านทางรถไฟมาก มีคนและสัตว์เลี้ยง ขึ้นมาบนทางรถไฟ (ไม่มีรั้วกั้น) และอาณัติสัญญาณสำหรับควบคุมการเดินรถไม่เหมาะกับการวิ่งความเร็วสูง ถ้าจะปรับปรุงสิ่งเหล่านี้ให้ขบวนรถไฟสามารถวิ่งได้เร็ว 160-170 กม./ชม. บนรางกว้างขนาด 1.000 เมตร คงจะสิ้นเปลืองค่าใช้จ่ายน้อย

มากเมื่อเปรียบเทียบกับ การเปลี่ยนเป็นรางกว้าง 1.435 เมตร นอกจากนั้นหากเปลี่ยนเป็นรางกว้าง 1.435 เมตร แต่ไม่ได้ปรับปรุงแก้ไขปัญหาดังกล่าวข้างต้นก็ยังไม่ปลอดภัยที่จะวิ่งขบวนรถด้วยความเร็วสูงอยู่ดี

ความนุ่มนวล (Riding Comfort) การทรงตัวของรถที่วิ่งบนทางรถไฟที่ใช้รางกว้าง 1.435 เมตร จะมีความนุ่มนวลดีกว่ารางกว้าง 1.000 เมตร อย่างแน่นอนเมื่อวิ่งที่ความเร็วเท่ากัน แต่ไม่ได้แปลว่าการใช้รางกว้าง 1.000 เมตรไม่ปลอดภัยเพราะเมื่อจะเพิ่มความเร็วขบวนรถก็ต้องผ่านการรับรองจากวิศวกรอยู่แล้ว

ด้านการใช้สอย

ความกว้างของตัวรถไฟถูกกำหนดโดย เขตบรรทุก (Loading Gauge) ตัวรถของรฟท. ในปัจจุบันกว้าง 2.92 เมตร ตัวรถไฟความเร็วสูง (รางกว้าง 1.435 เมตร) กว้าง 3.38 เมตร ส่วนรถไฟฟ้า BTS กว้าง 3.2 เมตร รถไฟใต้ดินของ รฟม. กว้าง 3.12 เมตร (การเจาะอุโมงค์ขนาดใหญ่มีค่าใช้จ่ายสูง) ดังนั้นพื้นที่ใช้สอยบนรถที่สร้างสำหรับรางกว้าง 1.435 เมตร จึงมากกว่าเพราะตัวรถมีขนาดกว้างกว่า อย่างไรก็ตาม การที่ตัวรถมีขนาดกว้างกว่าอาจไม่ได้หมายความว่า ผู้ใช้มีความสะดวกสบายมากกว่า เพราะในช่วงชั่วโมงเร่งด่วนก็จะมีที่ให้คนโดยสารได้จำนวนมากขึ้น สามารถยืนเบียดเสียดกันบนรถไฟขนส่งมวลชน ถ้าเป็นรถทางไกลก็สามารถวางเก้าอี้นั่งได้มากขึ้น จากแถวเรียงสี่อาจเป็นแถวเรียงห้า ฉะนั้นการที่ตัวรถกว้างขึ้น ท้ายที่สุดแล้วก็คือช่วยในระบบขนส่งรถไฟทั้งระบบมีขีดความสามารถในการขนส่งสูงขึ้น แต่ผลดีนี้ก็ต้องนำไปเปรียบเทียบกับค่าใช้จ่าย

5) การเชื่อมหัวต่อรางรถไฟ

ทางรถไฟรางธรรมดา (Conventional track) คือทางรถไฟที่ประกอบด้วยรางมาตรฐานยาว 8 เมตร 9 เมตร 12 เมตร หรือ 18 เมตร วางเรียงต่อกันตามแนวยาว โดยใช้เหล็กประกบรางและสลักเกลียวขันหัวต่อรางให้แน่น เพื่อให้ขบวนรถวิ่งผ่านได้

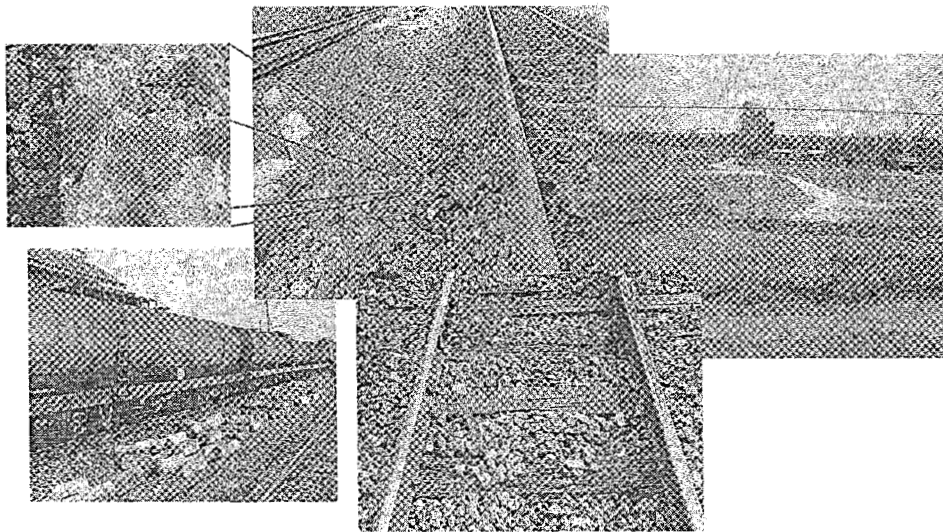
ทางรถไฟรางเชื่อม (Welded rail track) หรือทางรถไฟธรรมดาที่ได้ทำ การเชื่อมหัวต่อรางมาตรฐานให้ติดต่อกันเป็นเนื้อเดียวกัน เพื่อให้รางมีความยาวเพิ่มขึ้น เช่น 40 เมตร 72 เมตร หรือ 144 เมตร เป็นต้น ผลดีจากการเชื่อมหัวต่อราง

- ทำให้หัวต่อรางธรรมดามีน้อย ประหยัดค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาทางได้
- ขณะขบวนรถวิ่งผ่านบนทางรางเชื่อม ล้อรถไม่สะดุดหัวต่อราง ทำให้ไม่มีเสียงดังรบกวน
- สามารถเพิ่มอัตราความเร็วของขบวนรถได้อีกมาก
- ล้อรถโดยสารและล้อรถจักรสีทหรือน้อยลง
- สามารถขยายเวลาซ่อมและบำรุงรักษาล้อเลื่อนได้
- สะดวกในการใช้เป็นตัวนำไฟฟ้าเกี่ยวกับสัญญาณเดินรถ

2.2 สาเหตุของการเกิดความเสื่อมโทรมของทางรถไฟ

สภาพทางรถไฟโดยทั่วไป แม้ว่าจะสร้างให้มีโครงสร้างที่แข็งแรงเพียงใดก็ตามแต่เมื่อใช้งานไปนาน ๆ ต้องรับน้ำหนักและความสั่นสะเทือนจากขบวนรถมากเข้า ๆ ระดับและแนวทางก็จะทรุดโทรมลง เนื่องจากความเสื่อมโทรมซึ่งมีสาเหตุเกิดจาก 4 กรณีคือ

- 1) การเสื่อมคุณสมบัติของวัสดุทาง (Track Material Failure) เช่น รางเป็นร่องลึก เครื่องยึดเหนี่ยวรางหลวม หมอนขำรูด เป็นต้น ทำให้จำเป็นต้องเปลี่ยนวัสดุทางหรือที่เรียกกันว่า Track Renewal
- 2) ความเสื่อมของหินโรยทาง (Ballast Failure) ซึ่งหินโรยทางถูกอัดจากน้ำหนักของขบวนรถและถูกอัดจากการอัดหินทำให้แตกเป็นผงซึ่งหินโรยทางก็จะสกปรกจับกันเป็นปึกเป็นเหตุให้ต้องทำความสะอาดหินหรือการเปลี่ยนหิน (Ballast Cleaning) ความเสื่อมดังกล่าวทำให้เกิดการสูญเสียความต้านทานทางขวาง รักษาแนวทางไว้ไม่อยู่ ต้องตัดแนวใหม่เสมอๆ
- 3) ความเสื่อมโทรมเนื่องจากถูกน้ำกัดเซาะ (Erosion Failure) เมื่อฝนตกน้ำซึมไปในพื้นที่ที่เป็นโคลน (Cohesive Soil) ความสั่นสะเทือนจากรถไฟทำให้น้ำผสมกับดินเป็นน้ำโคลนและทะลักขึ้นมากลุมกับหินโรยทางทำให้หินจับกันเป็นปึก จึงต้องทำความสะอาดหิน
- 4) การสูญเสียความแข็งแรงของพื้นที่ทาง (Strength Failure) เมื่อดินรับน้ำหนักไม่ไหวและเสียรูปก็ถูกดันขึ้นมาอุดที่หัวหมอนหรือที่ป่าถนนและทำให้ระดับทางทรุดต่ำลง พื้นที่ทางกลายเป็นร่อง เป็นหลุม ก่อให้เกิดหลุมไต่ทางทำให้น้ำขัง ถ้าเป็นทางโค้งดินมักอุดที่รางต่ำ การขุดหรือตัดดินอุดออกอาจทำให้ดินใต้ทางถูกดันขึ้นมาอีกและทำให้ต้องเสริมความมั่นคงพื้นที่ทาง (Road Bed Stabilization)



รูปที่ 2-9 สาเหตุการเสื่อมโทรมของคันทางรถไฟในเส้นทางภาคเหนือตอนล่าง

จากรูปที่ 2-9 เป็นสาเหตุต่าง ๆ ของเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง ซึ่งส่งผลให้เกิดความเสื่อมโทรมต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นกับทางดังกล่าวข้างต้นทำให้ต้องมีการบำรุงรักษาเพื่อให้สภาพทางมั่นคงปลอดภัยแก่การเดินทางที่วิ่งอยู่เป็นประจำ การบำรุงรักษาสภาพทางโดยทั่วไปดำเนินการเป็น 2 ลักษณะคือ งานเปลี่ยนวัสดุทาง (Track renewal) และงานบำรุงรักษาทาง (Track maintenance) ขอบเขตและปริมาณงาน ตลอดจนวิธีการปฏิบัติของงานทั้ง 2 ลักษณะ แตกต่างกันสุดแต่ชั้นของทาง มาตรฐานทางถาวรและมาตรฐานการบำรุงทางของแต่ละแห่ง

2.3 มาตรฐานการบำรุงรักษาทาง

ขบวนรถที่วิ่งไปมาด้วยความเร็วบนทางนั้น ถ้าความเร็วยิ่งสูงขึ้นเท่าไรโอกาสที่จะเกิดอันตรายจากการตกรางย่อมมีมากขึ้นเท่านั้น ทั้งนี้เพราะสภาพทางที่รองรับขบวนรถนั้นแม้ว่าจะใช้วัสดุทางแข็งแรงใหญ่โตสักแค่ไหนก็ไม่อาจรักษาระดับและแนวให้คงอยู่ในสภาพสมบูรณ์ ตามมาตรฐานตลอดไปได้ ย่อมจะต้องเสื่อมโทรมไปตามสภาพการใช้งาน ถ้าใช้งานหนักก็ย่อมจะทรุดโทรมเร็วเป็นธรรมดา การที่จะคอยบำรุงทางให้อยู่ในสภาพสมบูรณ์ตลอดเวลา ก็เป็นสิ่งที่เป็นไปได้ ฉะนั้นจึงต้องกำหนดให้เป็นส่วนคลาดเคลื่อนเอาไว้ให้แน่นอนว่าสภาพทางชั้นใดสำหรับขบวนรถจะวิ่งด้วยความเร็วเท่าใด ควรจะยอมให้มีส่วนบกพร่องอย่างใดได้มากน้อยแค่ไหน จึงจะปลอดภัย ส่วนบกพร่องหรือความคลาดเคลื่อนของทาง (Track irregularity) สำหรับทางในชั้นต่าง ๆ ย่อมจะต้องกำหนดไว้แตกต่างกันไป ส่วนการจะกำหนดว่าทางชั้นใดคลาดเคลื่อนได้เพียงใดนั้น การรถไฟในประเทศไทยต่าง ๆ ก็ปฏิบัติต่างกันสุดแต่ที่ว่าแห่งใดวางมาตรฐานโครงสร้างทางและระบบการบำรุงรักษาไว้อย่างใด ส่วนบกพร่องสำคัญที่จะต้องกำหนดขึ้นไว้สำหรับทางแต่ละชั้นในอัตราความเร็วขบวนรถต่าง ๆ มีดังนี้

- ระยะห่างระหว่างทาง (Gauge)
- ระดับตามขวาง (Cross level)
- ระดับตามยาว (Longitudinal level)
- ระยะที่ย่อมให้ของความแตกต่าง ระดับตามขวางรางทั้งสองข้าง (Twist)
- ลาดของการยกรางทางโค้ง (Cant gradient)
- ระยะลูกศร (Versine)
- แนวทางตามยาว
- พิกัดอัตราความลึกของราง

2.3.1 การตรวจทาง

การที่จะรู้ว่าทางตอนใดถูกต้องตามมาตรฐานหรือบกพร่องอย่างไรนั้นไม่สามารถเดินวัดทุกหมอนตลอดทางได้ ฉะนั้นจึงต้องอาศัยรถตรวจสภาพทางซึ่งการรถไฟต่าง ๆ ใช้กันในปัจจุบัน 4 ชนิด คือ

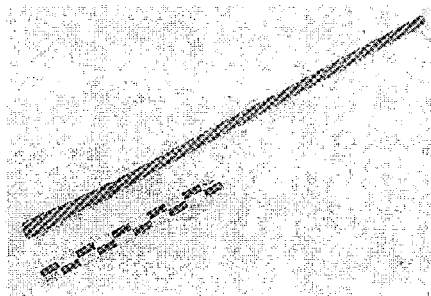
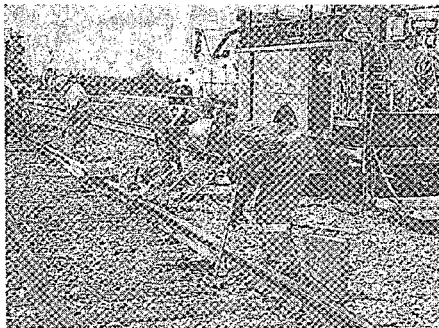
- รถโมแซ (Mauzin) เป็นรถโบกี้ตรวจทางขนาดใหญ่ พ่วงไปกับขบวนรถ ใช้ตรวจสภาพความบกพร่องของทางได้ทุกชนิดและบันทึกเป็นกราฟ บอกตำแหน่งและขนาดของความบกพร่องของทางได้โดยชัดเจน ราคาแพง
- รถฮาลาด (Hallade) บางแห่งทำเป็นรถโบกี้ตรวจทางโดยเฉพาะ ติดตั้งเครื่อง ฮาลาดสำหรับพ่วงไปกับขบวนรถใช้ตรวจความบกพร่องของทางได้โดยประมาณว่าทางตอนใด มีสภาพเป็นอย่างไรโดยบันทึกกราฟ แต่ไม่สามารถให้ข้อมูลความบกพร่องของทางโดยละเอียดได้
- รถแอมสเลอร์ (Amster Track Recording Trolling) เป็นรถยนต์รางแบบเดียวกับรถมาติซ่า (นิยมใช้มากกว่าแบบ มาติซ่า)

- รถมาติซ่า (Matisa Track Recording Trolley) เป็นรถยนต์รางขนาดหนักใช้วิ่งตรวจทางโดยเอกเทศ ไม่ต้องพ่วงกับขบวนรถ สามารถตรวจทางและบันทึกความบกพร่องของทางเป็นกราฟบอกตำแหน่งและขนาดได้โดยละเอียดเช่นเดียวกับรถโมแซแต่เป็นรถเบา ในบางจุดอาจไม่บันทึกระยะช่องว่างได้เหมือนได้

2.3.2 การอัดหิน

การอัดหินด้วยบีเตอร์มือ เป็นการอัดหินที่ใช้ในประเทศไทยโดยการใช้น้ำหนักของหัวบีเตอร์เหวี่ยงลงมา ดันก้อนหินเข้าใต้ท้องหมอน จึงจำเป็นต้องเปิดหินออกให้ต่ำกว่าท้องหมอน 5 ซม. เพื่อให้หัวบีเตอร์เกือบขนานกับพื้นในขณะที่หัวบีเตอร์กระทบกับก้อนหิน และเป็นการป้องกันไม่ให้หัวบีเตอร์กระทบกับหมอนเสียหายอีกด้วย จึงอัดหินโดยจรดปลายแหลมของไบบีเตอร์อยู่ชิดด้านรางที่จะทำการอัดหินแล้วเริ่มต้นถือด้านบีเตอร์เอนไปข้างหน้าให้ไบบีเตอร์ตั้งอยู่ในแนวตั้งบนหินโรยทาง ห่างจากหมอนประมาณ 7 ซม. (1 ฝ่ามือ) ด้วยแรงสั่นสะเทือน รวมทั้งน้ำหนักของไบบีเตอร์และการโยกไบบีเตอร์ทางด้านข้างเล็กน้อยจะทำให้ปลายไบบีเตอร์ลึกลงระดับใต้ท้องหมอน แล้วเอียงไบบีเตอร์มาด้านหลังทำมุมประมาณ 50° กับแนวราบ เพื่อส่งหินเข้าใต้ท้องหมอนดึงไบบีเตอร์ขึ้นอัดไล่ออกมาจากรางมาปลายหมอนหรือศูนย์กลางทางอีกประมาณ 4-6 ครั้งต่อ 1 จุด

การอัดหินต้องอัด 4 คนพร้อมกัน โดยอัดทแยงมุมใต้ที่รางนั่งห่างออกไปจาก ศูนย์กลางรางข้างละ 30 ซม. ในตอนแรกจะต้องใช้หางบีเตอร์อัดหินที่จับกันแน่นให้หลวมตัวก่อน ตามปกติให้อัด 15 ครั้ง (หรืออาจอัดน้อยกว่าถ้าหินไม่จับกันแน่นมาก) แล้วจึงใช้หัวหนาอัดซ้ำอีก 30 ครั้ง เรียกว่าอัด 15-30 แต่ถ้ายกรางสูงมากก็ควรจะอัด 20-40 ขณะอัดหินไม่ควรยกบีเตอร์สูงเกินระดับศีรษะ ยกให้พอดีแค่ระดับไหล่ แล้วเหวี่ยงลงมาด้วยน้ำหนักของหัวบีเตอร์ในจังหวะธรรมดาไม่ต้องเร่ง ซึ่งสามารถจะตรวจสอบความถูกต้องได้โดยจับเวลาว่าถ้าอัด 15-30 แล้ว ควรจะใช้เวลาประมาณ 60-75 วินาที หรือถ้าอัด 20-40 ก็ควรใช้เวลาประมาณ 75-90 วินาที ถ้าหากจับเวลาไม่ได้ตามนี้ก็ควรจะใช้จังหวะ การยกบีเตอร์และจังหวะการตีเสียใหม่ ซึ่งวิธีการอัดหินและบีเตอร์ที่ได้กล่าวข้างต้นได้แสดงในรูปที่ 2-10



รูปที่ 2-10 การอัดหินด้วยบีเตอร์มือและบีเตอร์มือใช้อัดหิน (ที่มา: The Indian railway fan club, 2549)

2.3.3 การเปลี่ยนดินพื้นทาง

เป็นการนำวัสดุที่มีคุณสมบัติมาเปลี่ยนแทนที่ดินผิวหน้าของพื้นทางเดิมที่มีคุณสมบัติในการรับแรงกด ซึ่งเกิดจากน้ำหนักของขบวนรถที่มากกระทำไม่ได้ ทั้งนี้เพื่อแก้ไขและปรับปรุงให้สภาพทางมีความถาวรมั่นคงยิ่งขึ้น สามารถรับแรงกดจากขบวนรถได้ดีขึ้นและสม่ำเสมอ ป้องกันการหลุดดินพื้นทางชั้นล่างให้ระบายน้ำออกได้สะดวก

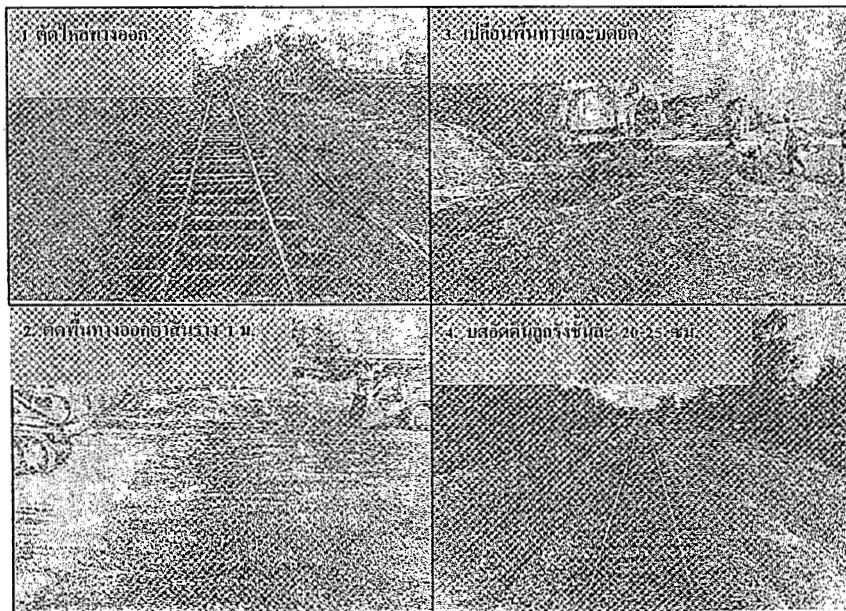
1) สาเหตุที่ต้องทำการเปลี่ยนดินพื้นทาง

เนื่องจากดินที่นำมาถมเป็นคันทางบางแห่งส่วนใหญ่ได้มาจากบริเวณใกล้เคียงกับทางรถไฟ ปล่อยให้แน่นตัวเองตามธรรมชาติหรือมีบางที่บดอัดบ้าง คุณสมบัติดินคันทางบางที่ก็ดูดซับน้ำหรือไม่ค่อยจะยอมให้น้ำซึมผ่าน ทำให้พื้นทางอ่อนและมีความชื้นสูงพอมีขบวนรถผ่านแรงกดจากล้อรถจะแผ่ลงไปในผิวหน้าของดินคันทางซึ่งอ่อนอยู่แล้วไม่สามารถรับแรงกดได้จึงค่อย ๆ หลุดตัวลงทำให้เกิดช่องว่างมากขึ้น หินโรยทางจึงจมลงไปด้วย

2) วิธีการเปลี่ยนดินพื้นทาง

ในสภาพทางที่เกิดความเสื่อมโทรมมากในส่วนชั้นพื้นทางจะต้องดำเนินการเปลี่ยนดินพื้นทางซึ่งจะแสดงไว้ในรูปที่ 2-11 โดยจะดำเนินการดังนี้

- รวมกองดินลูกรังและพรมน้ำให้มีความชื้นที่กำหนด ตัดบ่าคันทางออกทั้ง 2 ข้าง โดยห่างจากหัวหมอนรองรางข้างละประมาณ 30 ซม. และลึกต่ำกว่าสันรางประมาณ 1 ม. ให้รถผ่านทางช่วงนี้ด้วยความเร็ว 5 กม./ชม.
- เก็บหินโรยทางใต้ท้องหมอน และหัวหมอนทั้งสองข้างออก ให้ต่ำกว่าท้องหมอนเล็กน้อยปิดทางตั้งรางออกไปต้นทางและปลายทาง
- ตัดดินพื้นทางเดิมออกให้ต่ำกว่าระดับสันราง 1 ม. บดอัดผิวหน้าของพื้นทางที่เปิดออกและปรับให้เรียบ
- นำดินลูกรังมาถมเป็นชั้นๆละประมาณ 20-25 ซม. จนถึงระดับบ่าคันทางตามต้องการ แต่งผิวหน้าของพื้นทางใหม่และลาดข้างทางให้ถูกต้องตามมาตรฐาน
- ตั้งรางเข้าที่ เข้าโรยหิน อัดหิน และตัดแนวทาง ถ้ามีเวลาพอถ้าไม่มีเวลาใช้ไม้ปูรองรับทางไว้ชั่วคราวก่อน
- เปิดทางให้ขบวนรถผ่านทางโดยใช้ความเร็ว 5 กม./ชม. จนกว่าจะปรับปรุงสภาพทางให้มั่นคงดีแล้วจึงเปลี่ยนแปลงความเร็วต่อไป



รูปที่ 2-11 วิธีการเปลี่ยนดินพื้นทาง (ที่มา: ช่างทางรถไฟ, 2515)

2.4 ปัญหาเส้นทางรถไฟที่ศึกษาในโครงการนี้

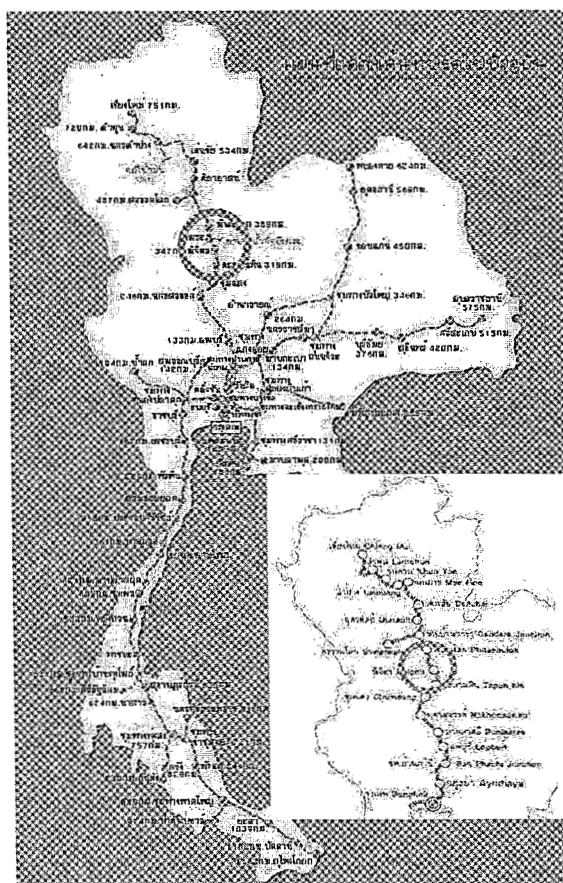
เส้นทางรถไฟสายเหนือแยกออกจากทางรถไฟสายตะวันออกเฉียงเหนือที่สถานี ชุมทางบ้านภาชี ผ่านลพบุรี, นครสวรรค์, พิจิตร, พิษณุโลก, อุตรดิตถ์ เด่นชัย (จังหวัดแพร่), ลำปาง, ลำพูน สูดปลายทางที่สถานีเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่ (กม.751) และที่สถานีชุมทางบ้านดารา มีทางแยกไปสุดปลายที่สถานีสวรรคโลกจังหวัดสุโขทัย (กม.457) ในโครงการนี้สนใจศึกษาช่วงเส้นทางภาคเหนือตอนล่างที่ได้พบสภาพปัญหาของดินคันทางดังได้กล่าวมาแล้วข้างต้นซึ่งในการศึกษานั้นจะมีสถานีที่เกี่ยวข้องในการดำเนินการด้วยกันช่วงจังหวัดพิจิตรถึงจังหวัดพิษณุโลก มี 11 สถานี โดยสถานีจะตั้งอยู่ต่อเนื่องกันตามลำดับจากการเดินทางจากกรุงเทพฯ ดังตารางที่ 2-4 และแสดงในรูปที่ 2-12

ตารางที่ 2-4 รายชื่อสถานีรถไฟ/ที่หยุดรถในเส้นทางสายเหนือ (ที่มา: รถไฟไทยคอตคอม, 2549)

ชื่อสถานี / ที่หยุดรถ	เลขรหัส	ระยะทาง จาก ก.ท.	ชั้นสถานี	ด้วยสถานี
บางมูลนาก (Bang Mun Nak)	1093	297.03 กม.	2	นา.
หอไกร (Ho Krai)	1095	303.50 กม.	4	โก.
ดงตะขบ (Dong Takhop)	1097	309.87 กม.	4	ดข.
ตะพานหิน (Taphan Hin)	1099	319.00 กม.	2	ตพ.
ห้วยเกตุ (Huai Ket)	1101	324.91 กม.	4	ยต.
หัวดง (Hua Dong)	1103	332.60 กม.	3	หด.
วังกรด (Wang Krot)	1105	339.36 กม.	3	วร.

พิจิตร (Phichit)	1107	346.79 กม.	2	พจ.
ท่าฬ่อ (Tha Lo)	1109	354.26 กม.	4	ทพ.
บางกระทุ่ม (Bang Krathum)	1111	362.22 กม.	3	ทม.
แม่เทียบ (Mae Thiap)	1112	366.21 กม.	4	แท.

หมายเหตุ ชั้นสถานี 1 เป็นสถานีหลักมีการใช้บริการมาก และชั้นสถานีอื่น ๆ ก็จะมีควมสำคัญ รองลงมาตามลำดับ

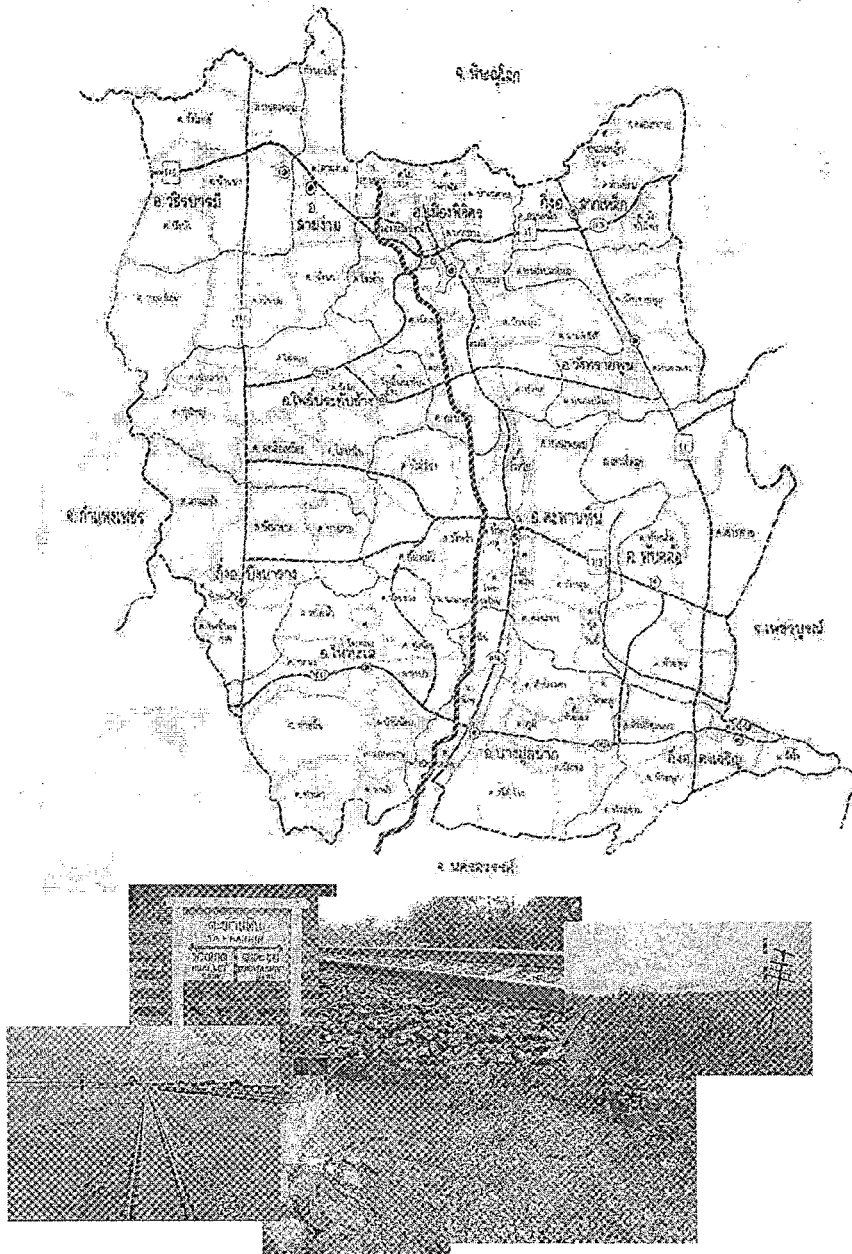


รูปที่ 2-12 แผนที่แสดงเส้นทางรถไฟปัจจุบันและช่วงเส้นทางที่ศึกษา (ที่มา: รถไฟไทยตทคอม, 2549)

สภาพปัญหาของคั่นทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างจากการสำรวจพบว่าช่วงเส้นทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างพื้นที่มีปัญหาโดยส่วนใหญ่ตั้งแต่ช่วงสถานีตะพานหิน จังหวัดพิจิตร ถึง สถานีแม่เทียบ จังหวัดพิษณุโลก รวมระยะทางประมาณ 50 กม. จากการสำรวจภาคสนามโดยนั่งรถรางไปสำรวจตลอดเส้นทางพบสภาพปัญหาต่าง ๆ ดังรูปที่ 2-13 ซึ่งสภาพปัญหาที่ได้พบจากการสำรวจภาคสนาม สามารถแยกเป็นข้อย่อได้ดังนี้

- รถไฟเอียงไปมามากกว่าปกติ ซึ่งมองในแง่ของความมั่นคงในการโดยสารแล้วไม่มีความมั่นคงเลย เนื่องจากเมื่อโดยสารมาถึงบริเวณดังกล่าวแล้วรถไฟเกิดการแกว่งหรือเอียงมากกว่าปกติ
- ดินคั่นทางทรุดตัว ซึ่งจากการสำรวจพบว่าดินคั่นทางช่วงบริเวณนี้บางจุดเกิดการทรุดเห็นเป็นหลุมซึ่งมีหินที่อยู่ด้านผิวหน้าคั่นดินลงไปอุดอยู่เต็มเนื่องจากดินด้านล่างเกิดการทรุดตัว

- เกิดโคลนอัดทะเล็ก (Mud Pumping) เป็นลักษณะที่เกิดจากดินคั่นทางอิมตัวด้วยน้ำในช่วงฤดูฝนได้ดูดซับน้ำไว้หรือมีน้ำซึมเข้าไปตอนน้ำท่วม ทำให้ดินคั่นทางไม่สามารถรับกำลังได้เมื่อมีแรงกระทำจากรถไฟวิ่งผ่านบริเวณนั้นก็จะทะลักพุ่งออกมาจากใต้คั่นทาง ทำให้เกิดรูโพรง ส่งผลให้คั่นทางทรุดในเวลาต่อมา
- คั่นดินบริเวณคอสะพานถูกกัดเซาะ เนื่องจากมีคลองเพื่อการเกษตรตัดผ่านคั่นทางรถไฟ และประกอบกับลักษณะคั่นทางรถไฟวางขวางทางไหลของน้ำจากที่สูงลงสู่ที่ต่ำ เมื่อมีฝนตกหนักมีน้ำท่วมทำให้ บริเวณคอสะพานของทางรถไฟถูกกัดเซาะเป็นรูโพรง เป็นจำนวนมากอาจส่งผลให้ดินคอสะพานทรุดมีผลกระทบต่อรางรถไฟได้โดยตรง
- เกิดหินฟอกขาว เป็นลักษณะหินที่นำมาใช้เกิดการขัดสีกันเมื่อถูกแรงกระทำจากรถไฟ ทำให้เกิดเป็นฝุ่นสีขาว และเหลี่ยมคมของหินจะหายไปการรับน้ำหนักได้ไม่ดีและเกิดการทรุดตัวของคั่นทางเร็วขึ้น ทั้งนี้อาจเกิดจากรถไฟที่สัญจรมีน้ำหนักสูง เช่น รถไฟบรรทุกน้ำมันดิบ บรรทุกผงปูนซีเมนต์ เป็นต้น หรือจากการนำหินที่ไม่ได้มาตรฐานมาใช้
- ดินคั่นทางเคลื่อนตัว ซึ่งจะสังเกตได้จากเสาโทรเลขตลอดช่วงทางรถไฟช่วงบริเวณนี้มีลักษณะเอียงออกด้านข้างเกือบทุกต้น ทั้งนี้เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินคั่นทางรถไฟซึ่งไม่สามารถรับน้ำหนักมาก ๆ ได้แล้วนั้นก็เคลื่อนตัวออกด้านข้างทั้ง 2 ด้านไปดันเสาโทรเลขให้เอียงออก
- รางรถไฟทรุดตัวไม่เท่ากัน ปัญหานี้ อาจเกิดสืบเนื่องมาจากปัญหาอื่น ๆ ที่ได้กล่าวข้างต้นไม่ว่าจะเป็น ดินคั่นทางทรุดตัว ดินคั่นทางเคลื่อนตัว เป็นต้น ก็จะส่งผลให้รางรถไฟทรุดตัวไม่เท่ากันได้และจะมีผลกระทบอย่างมากในการสัญจรของรถไฟ
- รางรถไฟมีการขยายตัว บิดและแอน ปัญหานี้ อาจเกิดมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเนื่องจากในภาคเหนือมีความแตกต่างของอุณหภูมิก่อนข้างมากในแต่ละฤดูจึงทำให้รางรถไฟมีการหดตัว ขยายตัว ทำให้เกิดการบิดแอนได้ตลอดจนเมื่อมีน้ำหนักรถไฟมากระทำสูง ๆ ก็จะทำให้เกิดการเสียวรูปของรางมากขึ้นด้วย



รูปที่ 2-13 ช่วงเส้นทางและสภาพปัญหาทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่าง (ที่มา: แผนที่ไทย, 2549)

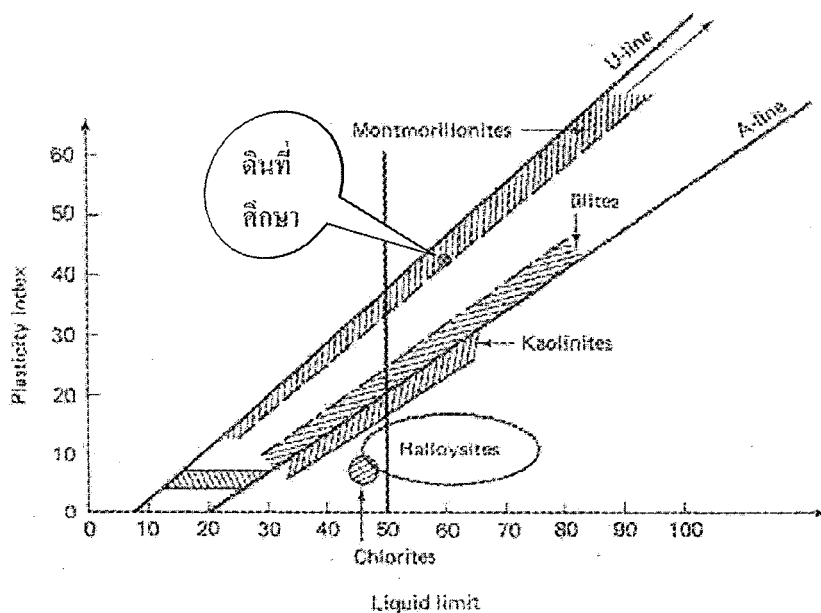
บทที่ 3 ผลการทดสอบการบดอัดและ CBR

3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

• ดิน

ดินที่ใช้ในการศึกษานำมาจาก กม.331/3 ทิศใต้ของสถานีรถไฟหัวดวง จังหวัดพิจิตร สยาม และ รุเธียร์ (2004) ได้รายงานว่ามีค่า Liquid Limit ~ 60, ค่า Plastic Limit ~ 20 และค่า Moisture Content ~ 20 โดยสามารถจำแนกตาม USCS ได้เป็น CH (Highly Plastic Clay) และจำแนกตาม AASHTO ได้เป็น A-7-6 (Clay With Poor Compressibility and High Plasticity, Fair to Poor Bearing Capacity as Subgrade Soil, Very High Shrinkage and Swelling, and Poor Permeability) และตาม The American Railway Engineering Association (AREA) Manual for Railway Engineering (1997) ได้จำแนกดินชนิด CH เป็น “Bad Subgrade Which Exhibit Very Bad Mud Pumping Action When Subject to Loading”

การทดสอบคุณสมบัติการกระจายตัวของดิน พบว่าการทดสอบ Crumb Test ให้ผลการจำแนกเป็น Grade 3 (มีปฏิกิริยาพอประมาณ) การทดสอบ Pinhole Test ให้ผลเป็น ND4 (Intermediate Soils) และ การทดสอบ Double Hydrometer Test ให้ตีกริการกระจายตัวเท่ากับ 10.81% ซึ่งแสดงว่าดินดังกล่าวมีคุณสมบัติกระจายตัวเล็กน้อย ดินชนิดนี้มีค่า Activity = 0.67 และตาม NAVFAC DM-7.1 สามารถจำแนกดินชนิดนี้เป็น Very High Potential of Volume Change ซึ่งคุณสมบัตินี้มักจะก่อปัญหาเมื่อดินอยู่ในสภาพแช่น้ำ ฉะนั้นการปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมปูนซีเมนต์หรือปูนขาวน่าจะช่วยลดปัญหาการบวมตัวภายใต้สภาวะแช่น้ำลงได้และยังน่าจะช่วยเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของดินอีกด้วย



รูปที่ 3-1 ตำแหน่งของแร่ดินเหนียวใน Casagrande Plasticity Chart (Skempton, 1953)

จากรูปที่ 3-1 เป็นกราฟแสดงแร่ดินเหนียวโดยพิจารณาจากค่า Liquid Limit กับ Plasticity Index ซึ่งจากคุณสมบัติของดินที่นำมาศึกษาวิจัยโดยมีค่า Liquid Limit ~ 60 % และ Plasticity Index ~ 40 % เมื่อนำมาพล็อตลงในกราฟนี้จุดสีแดง พบว่าดินมีแร่ดินเหนียวประกอบด้วย Montmorillonite และ Illite เป็นส่วนใหญ่ซึ่งจะมีส่วนประกอบที่เป็น Montmorillonite ค่อนข้างมากกว่า ซึ่งสอดคล้องกับ วิชาญ(2547) พบว่าดินเหนียวที่มีแร่ประกอบที่เป็น Montmorillonite และ Illite เป็นส่วนใหญ่มักจะเป็นดินกระจายตัว (Dispersive Clay) ซึ่งมีการดูดซับน้ำมากและมีการบวมตัวค่อนข้างสูง จึงอาจกล่าวได้ว่าดินที่นำมาใช้ศึกษามีโอกาสเป็นดินกระจายตัว (Dispersive Clay) และประกอบกับดินนี้มีค่า Activity ~ 0.67 ซึ่งมีการบวมตัวค่อนข้างสูงด้วย (Skempton, 1953)

นอกจากนี้ยังได้มีการจำแนกดินทางด้านวิศวกรรมจากข้อมูลการสำรวจดินด้านเกษตรกรรมพัฒนาที่ดินในพื้นที่ศึกษาตามแนวเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่างดังแสดงในตารางที่ 3-1 และรูปที่ 3-2 ซึ่งพบว่าดินในบริเวณดังกล่าวเป็นดินที่มีคุณสมบัติเหมือนกันกับที่ได้ไปสำรวจและนำมาทดสอบนั้นคือเป็นกลุ่มของดินเหนียว มีดินเหนียวเป็นส่วนประกอบหลักโดยส่วนใหญ่ เป็นสิ่งช่วยยืนยันได้ว่าดินในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่างเป็นดินชนิดเดียวกันตลอดเส้นทาง ซึ่งนำดินเหนียวในท้องถิ่นตามแนวเส้นทางรถไฟมาสร้างเป็นคันดินทางรถไฟ

ตารางที่ 3-1 กลุ่มดินที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง (www.geocity/soilscience.com)

สถานที่พบ	ทางด้านเกษตร	ทางด้านวิศวกรรม	
		Unified	AASHTO
1. ประมาณ 500 ม.ทางทิศตะวันตกของถนน สะพานหิน-บางมูลนาค ต.โทรโรงโชน อ.สะพานหิน จ.พิจิตร	ดินชุดบางมูลนาค Bang Mun Nak สัญลักษณ์ Ban	High Plastic Clay สัญลักษณ์ CH	A-7-6
2. บ้านบึงกระดาน ต.บ้านป่า อ.เมือง จ.พิษณุโลก	ดินชุดแม่ทะ Mae Tha สัญลักษณ์ Mta	Silty Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-5
3. บ้านแหลมนกกระทา ต.พิบูล อ.ชุมแสง จ. นครสวรรค์	ดินชุดชุมแสง Chumsaeng สัญลักษณ์ Cs	Sandy Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-5

- ปูนซีเมนต์ที่นำมาใช้ เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตรีชาข้าง
- ปูนขาวที่นำมาใช้ เป็น Hydrated Lime ตรีชาแสด
- ดินที่ใช้ในการทดสอบเป็นดินกลุ่ม CH จำแนกตามระบบ Unified Soil Classification และ กลุ่ม A-7-6 จำแนกตามระบบ AASHTO

3.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง

- ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Crumb Test
- ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Pinhole Test
- ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Double Hydrometer Test
- ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Atterberg's Limit
- ชุดอุปกรณ์ทดสอบ Compaction Test
- ชุดอุปกรณ์ทดสอบ California Bearing Ratio Test
- เครื่องบดอัดดิน (Mechanical Compaction Machine)

3.3 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

(1) วิธีการทดลอง

- ศึกษาความเป็นดินกระจายตัวโดยทดสอบ Crumb Test, Pinhole Test และ Double Hydrometer Test
- ศึกษาพฤติกรรมค่าพิกัดอัตราเบอร์ก (Atterberg's Limit; ASTM D 4318) ของดินหลังจากการปรับปรุง
- ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและความหนาแน่นแห้งหลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์ที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction test; ASTM D 1557)
- ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและความหนาแน่นแห้งหลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนขาวที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction Test; ASTM D 1557)
- ศึกษาความสัมพันธ์ของปริมาณความชื้นและระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR. หลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์ที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction test; ASTM D 1557) ที่ปริมาณความชื้น 5 จุด (omc-6, omc-3, omc, omc+3 และ omc+6) โดยทดสอบในสภาพแช่น้ำ (Soaked) และไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ที่ระยะเวลาการบ่ม 0 วัน, 7 วัน, 14 วัน และ 28 วัน
- ศึกษาความสัมพันธ์ของปริมาณความชื้นและระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR. หลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนขาวที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน

(Modified Proctor Compaction test; ASTM D 1557) ที่ปริมาณความชื้น 5 จุด (omc-6, omc-3, omc, omc+3 และ omc+6) โดยทดสอบในสภาพแช่น้ำ (Soaked) และไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ที่ระยะเวลาการบ่ม 0 วัน, 7 วัน, 14 วัน และ 28 วัน

3.4 แผนการวิจัย

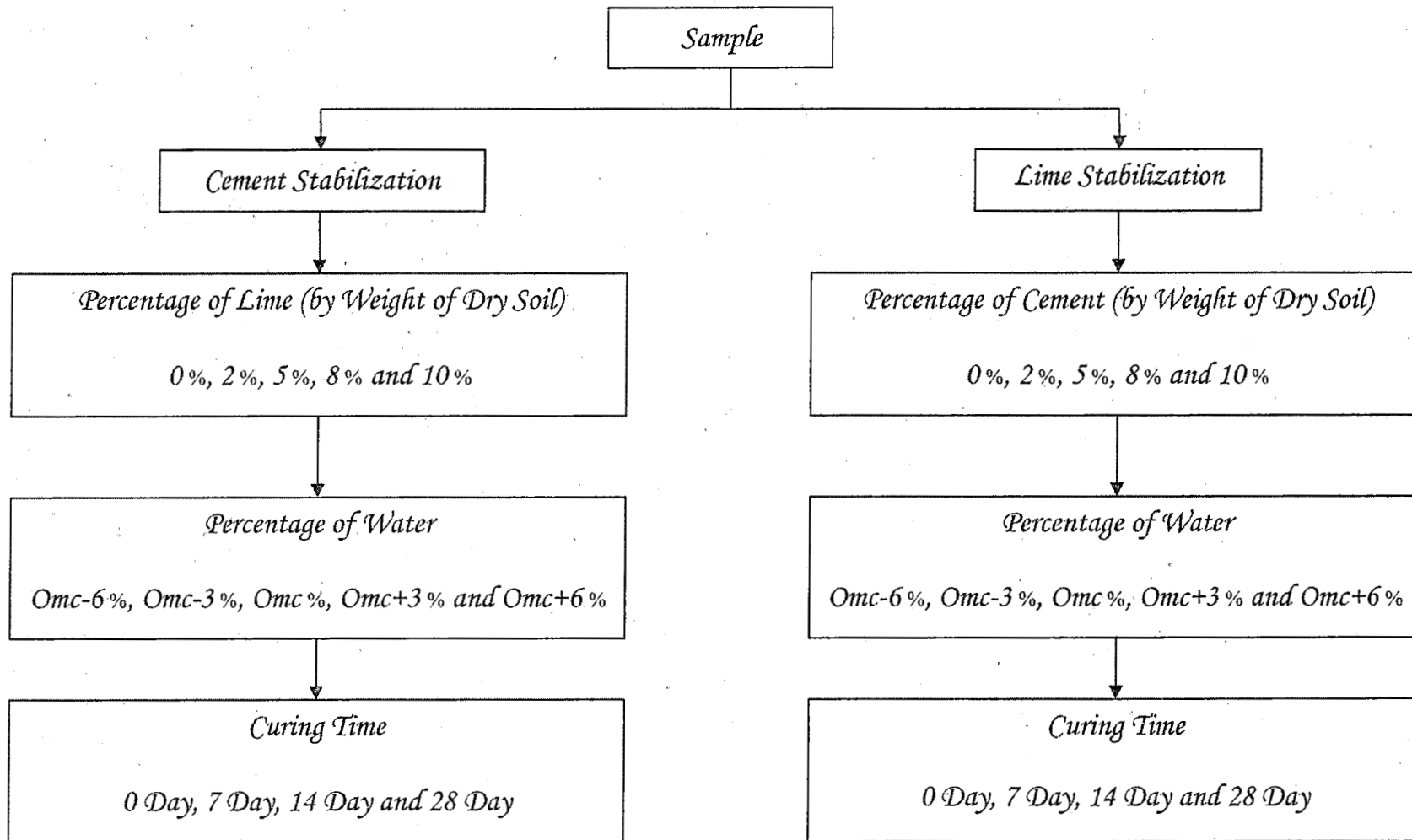
ในการศึกษาวิจัยโครงการนี้ได้มีการทดสอบ ดังนี้

- การทดสอบ Modified Compaction Test (ASTM D 1557)
- การทดสอบทดสอบ California Bearing Ratio Test (ASTM D 1883)

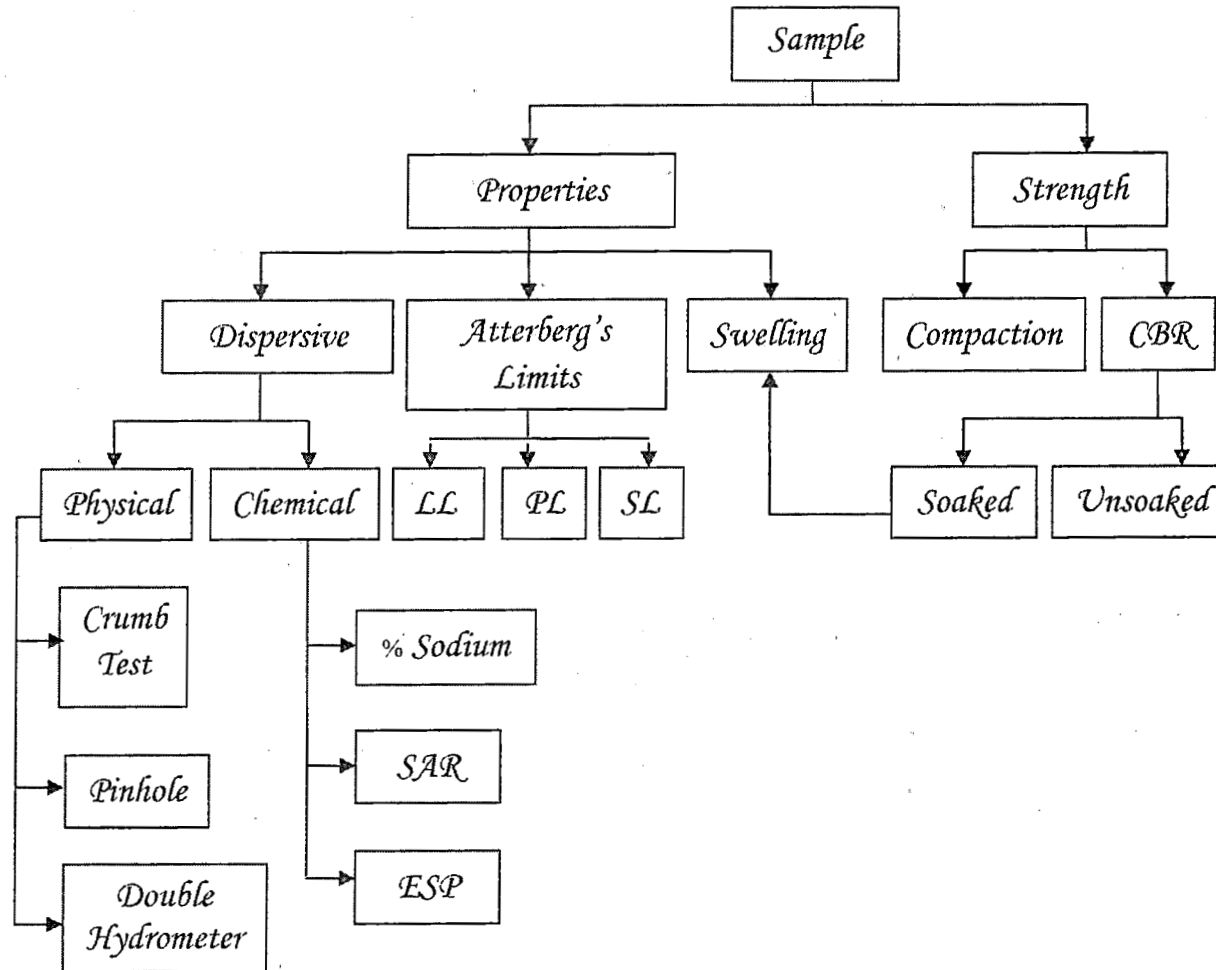
ตารางที่ 3-2 แผนการดำเนินงาน

การทดสอบ	Cement Stabilization	Lime Stabilization
COMPACTION	30 Samples	30 Samples
CBR (Soaked+Unsoaked)	170 Samples	170 Samples

แผนการทดสอบ CEMENT STABILIZATION และ LIME STABILIZATION



แผนผังการศึกษาวิจัยการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว



3.5 ผลการทดสอบการกระจายตัวของดิน

การทดสอบคุณสมบัติการกระจายตัวของดิน พบว่าการทดสอบ crumb test ให้ผลการจำแนกเป็น Grade 3 (มีปฏิกิริยาพอประมาณ) การทดสอบ pinhole test ให้ผลเป็น ND4 (intermediate soils) และการทดสอบ double hydrometer test ให้ผลการกระจายตัวเท่ากับ 10.81% ซึ่งแสดงว่าดินดังกล่าวมีคุณสมบัติกระจายตัวเล็กน้อย ดินชนิดนี้มีค่า activity = 0.67 และตาม NAVFAC DM-7.1 สามารถจำแนกดินชนิดนี้เป็น very high potential of volume change ซึ่งคุณสมบัตินี้ น่าจะก่อปัญหาเมื่อดินอยู่ในสภาพแช่น้ำ

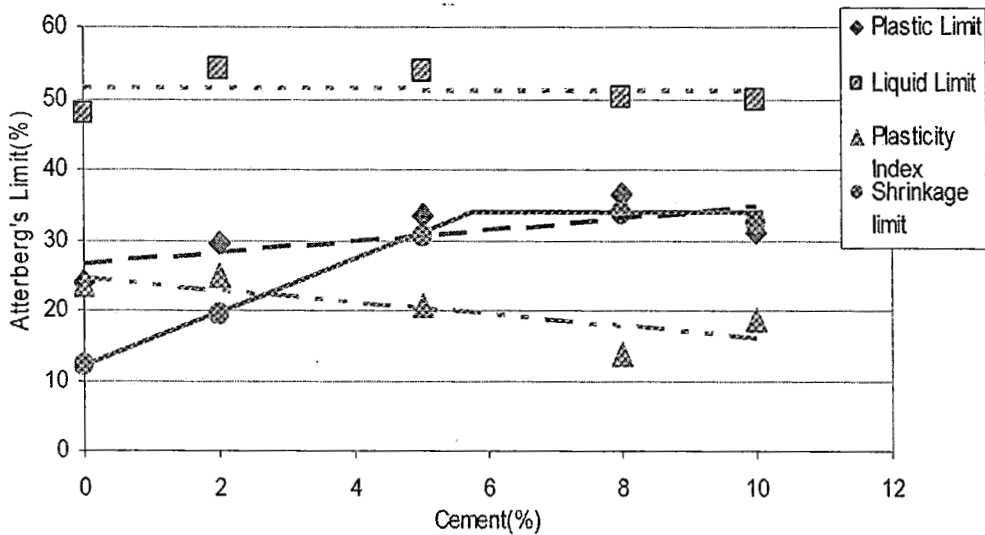
3.6 ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพ

3.6.1 ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก

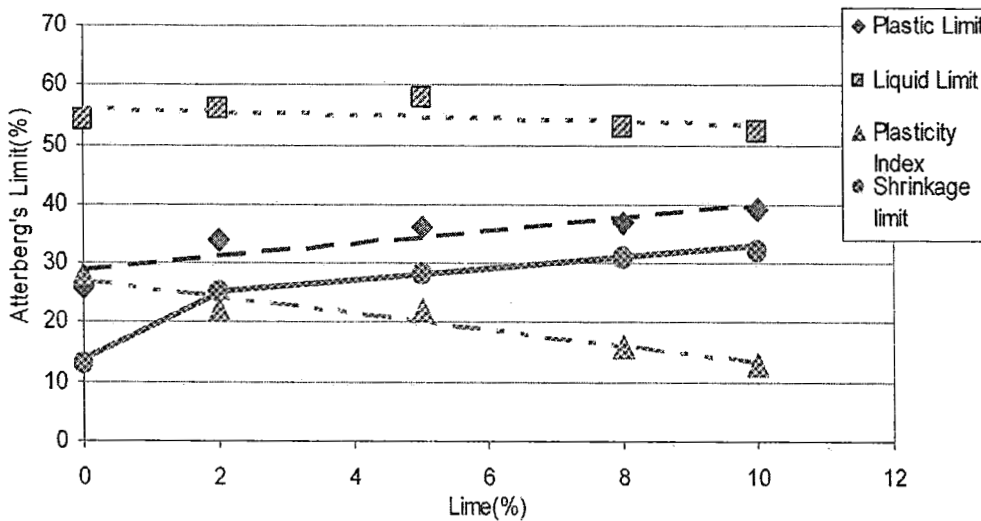
ผลการทดลองรูปที่ 3-3 แสดงว่าปริมาณปูนซีเมนต์ ไม่มีผลต่อ Liquid Limit แต่จะทำให้ Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงเป็นผลให้ Plasticity Index มีค่าลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากที่ปูนซีเมนต์ทำปฏิกิริยากับน้ำซึ่งเป็นปฏิกิริยาในช่วงต้น ซึ่งจะได้สารเชื่อมระหว่างอนุภาคเม็ดดินที่เรียกว่าซีเมนต์เพสต์ (Cement Paste) ทำให้ดินนั้นมีคุณสมบัติความเป็นพลาสติกเพิ่มมากขึ้น ซึ่งสารเชื่อมดังกล่าวจะมีมากขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์จึงส่งผลให้ค่า Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์ แต่ในขณะเดียวกันเมื่อดินแห้งก็จะส่งผลให้มีความหดตัวเพิ่มขึ้นด้วยเช่นกัน

ส่วนการผสมปูนขาวดังแสดงในรูปที่ 3-4 ซึ่งปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ Liquid Limit มีค่าลดลง ค่า Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงส่งผลให้ Plastic Index มีค่าลดลง และ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากการเพิ่มปริมาณปูนขาวทำให้ความชื้นในช่องว่างมีความเข้มข้นของไอออนสูงขึ้น ดังนั้นจึงส่งผลให้ Double Layer หดแคบเข้าและเกิดการดึงดูอนุภาคเม็ดดินเข้าหากันเกิดการจับตัวกันของเม็ดดิน (Flocculation and Agglomeration) ซึ่งมีผลต่อค่าพิกัดอัตราเตอร์เบอร์กของดิน (Herrin and Mitchell, 1961) ประกอบกับดินที่นำมาทดสอบนี้เป็นดินเหนียวที่มีแร่ Montmorillonite เป็นส่วนใหญ่ซึ่งแร่ชนิดนี้จะมี Capacity Exchange สูง สามารถดูดซับหรือถูกแทนที่ด้วย Ca^{2+} ของปูนขาวได้เร็ว ซึ่งจะเพิ่มความเป็นพลาสติกให้กับดินมากขึ้นตามปริมาณปูนขาว แต่ในขณะเดียวกันเมื่อแห้งสารเชื่อมยึดดังกล่าวจะมีการหดตัวมากขึ้น ด้วยเหตุดังกล่าวจึงเป็นอีกเหตุผลหนึ่งที่ทำให้ค่า Plastic Limit เพิ่มขึ้น และค่า Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้นด้วย

ฉะนั้นสามารถสรุปได้ว่า เมื่อเพิ่มปริมาณสารผสมเพิ่ม (ซีเมนต์หรือปูนขาว) ลงไปในดินก็จะทำให้ดินมีค่าพิกัดอัตราเตอร์เบอร์กเปลี่ยนไป โดยปริมาณปูนซีเมนต์ที่มากขึ้นจะไม่มีผลต่อ Liquid Limit ส่วนการผสมปูนขาวมากขึ้นก็จะมีผลทำให้ Liquid Limit ลดลง แต่การเพิ่มปริมาณสารผสมเพิ่มทั้ง 2 ชนิด จะมีผลทำให้ Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงส่งผลให้ Plastic Index มีค่าลดลง และ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งผลการทดลองดังกล่าวตรงกับผลของผู้วิจัยอื่น เช่น Diamond and Kinter (1965)



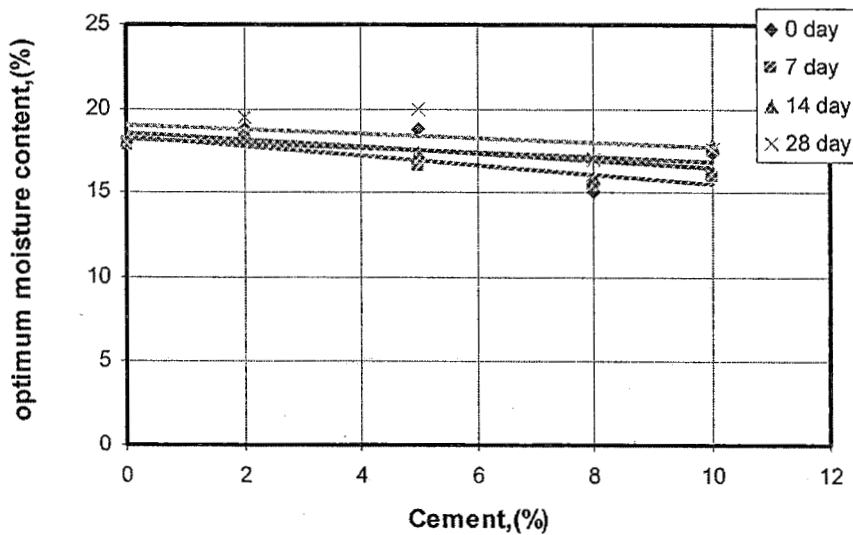
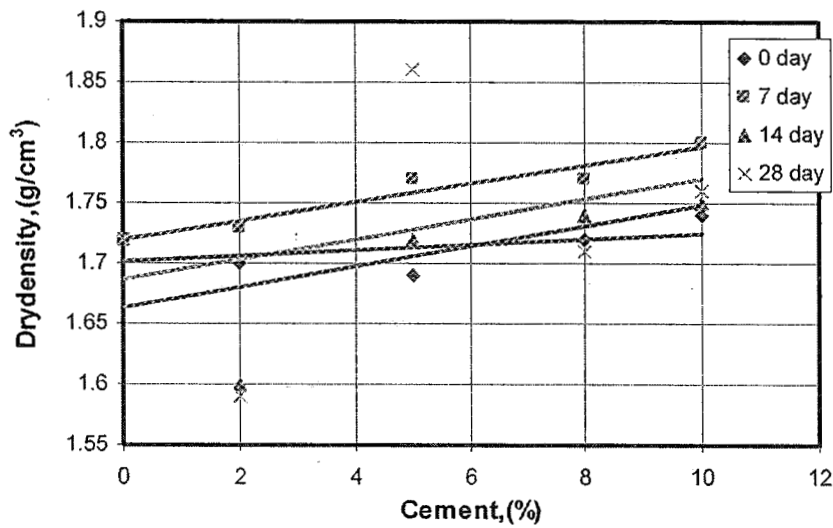
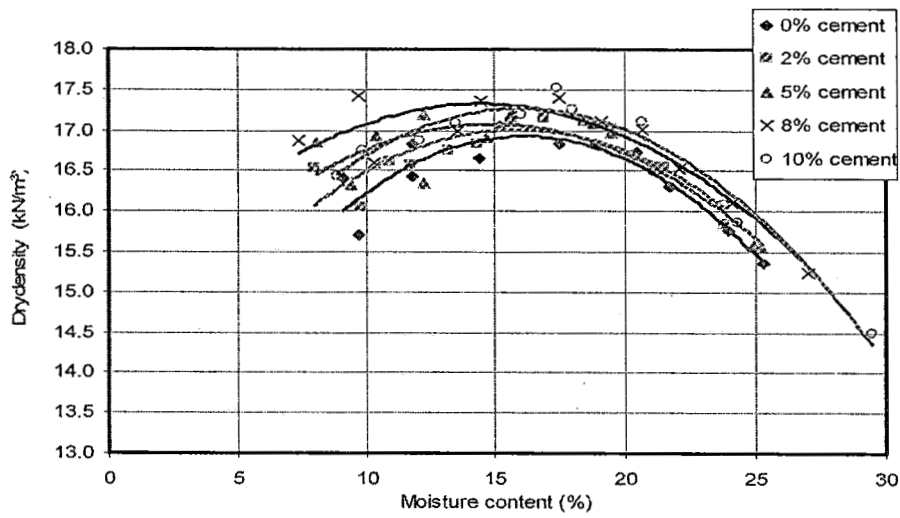
รูปที่ 3-3 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อพิกัดอัตราเบอร์ริก



รูปที่ 3-4 ผลของปริมาณปูนขาวต่อพิกัดอัตราเบอร์ริก

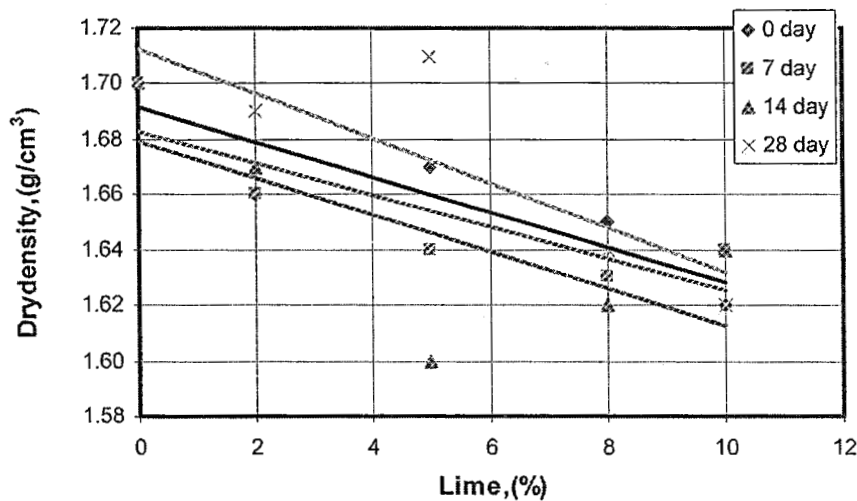
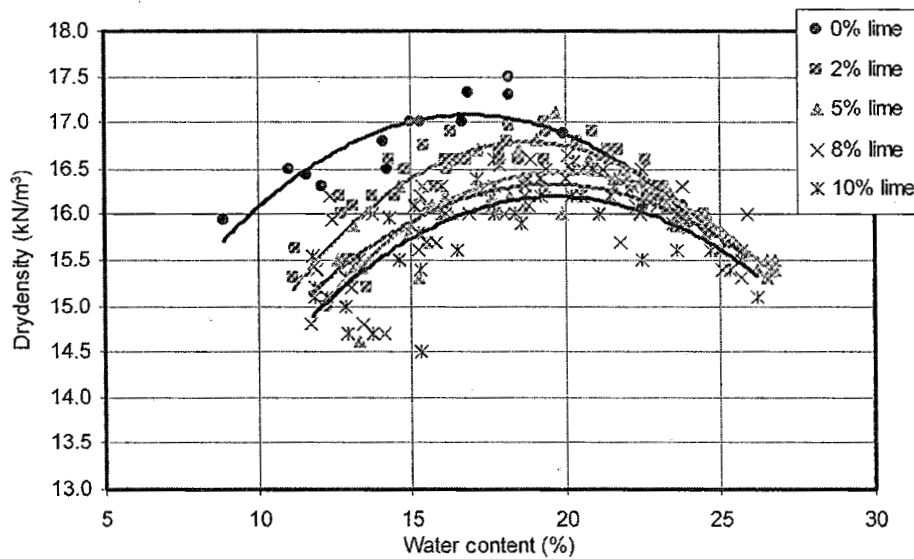
3.6.2 ผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัด

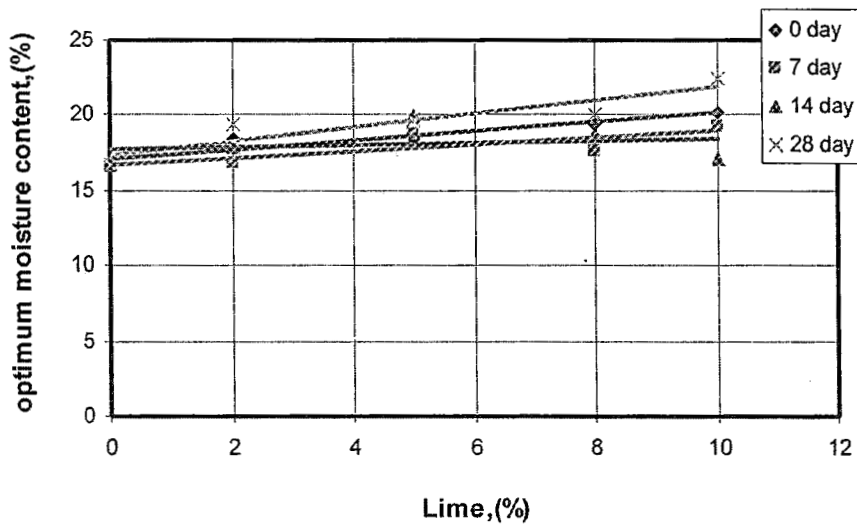
ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อพฤติกรรมการบดอัดที่แสดงในรูปที่ 3-5 ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้นค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight) จะเพิ่มขึ้นในขณะที่ค่าความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) จะค่อนข้างคงที่ อาจจะเป็นผลมาจากปริมาณซีเมนต์ที่มากขึ้นก็จะเกิดปฏิกิริยา Hydration มากทำให้ซีเมนต์เฟสที่เป็นคล้ายเจลไปแทรกอยู่ในช่องว่างระหว่างอนุภาคเม็ดดินแล้วแข็งตัวเกิดการยึดโครงสร้างเม็ดดินนั้น ทำให้แข็งแรงและแน่นมากขึ้นและปริมาณความชื้นบดอัดนั้นคงจะมีการทำปฏิกิริยาดังกล่าวไปหมดแล้วจึงทำให้ความชื้นที่เหมาะสมไม่ค่อยมีผลมากนักต่อพฤติกรรมการบดอัดดินผสมซีเมนต์ โดยจะไม่เพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์



รูปที่ 3-5 Compaction curve ที่ปริมาณปูนซีเมนต์ต่างๆ

สำหรับผลของปริมาณปูนขาวต่อพฤติกรรมการบดอัดที่แสดงในรูปที่ 3-6 ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุดจะลดลงในขณะที่ค่าความชื้นที่เหมาะสมจะเพิ่มขึ้น อาจเป็นผลเนื่องจากปูนขาวมีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าดินซึ่งเมื่อผสมกันเป็นมวลรวมแล้ว จะส่งผลให้มีความหนาแน่นลดลงด้วย เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้น ในขณะเดียวกันนั้นปริมาณปูนขาวที่มากขึ้น มีการแลกเปลี่ยนประจุไฟฟ้ามากที่ผิวเม็ดดินทำให้ดินจับตัวกันเป็นก้อนใหญ่ และยึดกันเป็นโครงสร้างที่หลวมๆเนื่องจากความชื้นในชั้น Double Layer บางลง เป็นผลทำให้ต้องการความชื้นในปริมาณมากเพื่อเข้ามาเคลือบรอบๆดินก้อนใหญ่นั้นเป็น Double Layer ที่หนาขึ้น ด้วยเหตุนี้จึงต้องการปริมาณความชื้นที่มากขึ้นตามปริมาณปูนขาวด้วย ซึ่งการทดลองผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัดนี้ตรงกับผลของผู้วิจัยอื่น เช่น Hausmann (1990)



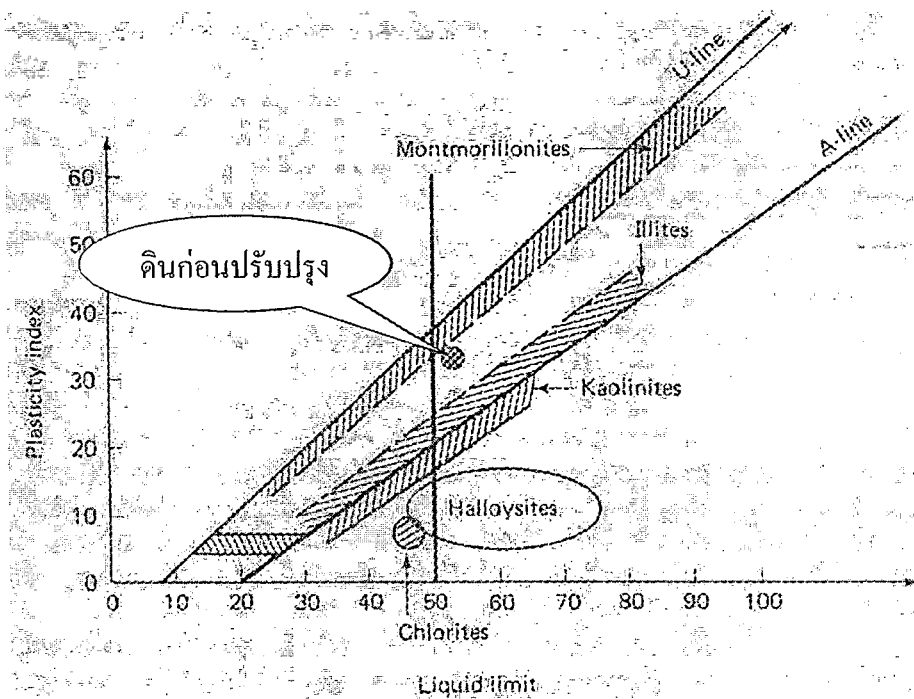


รูปที่ 3-6 Compaction curve ที่ปริมาณปูนขาวต่างๆ

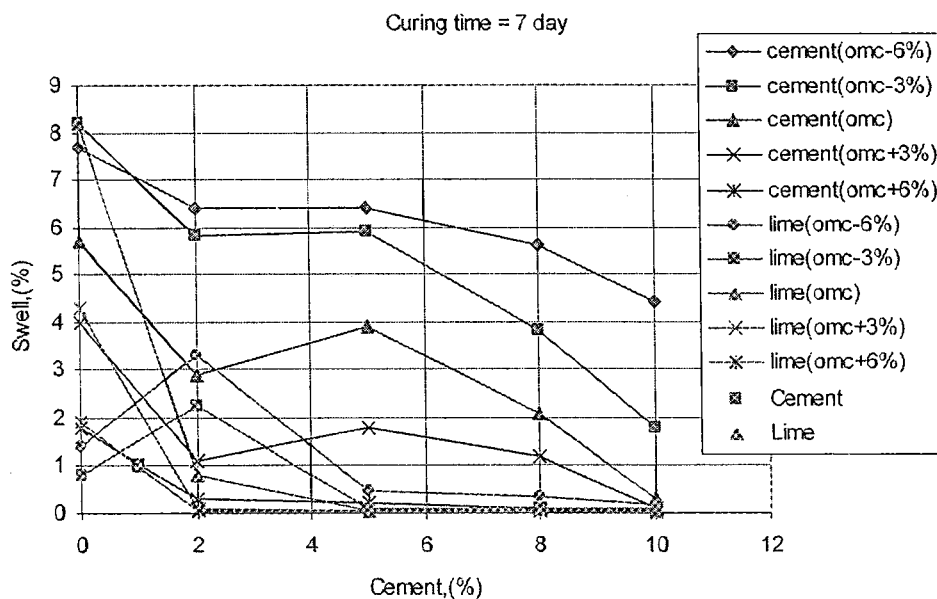
3.6.3 ผลของสารผสมเพิ่มต่อการกระจายตัว

เนื่องจากดินที่นำมาทดสอบมีส่วนประกอบของแร่ดินเหนียวที่เป็น Monmorilonite ค่อนข้างมากกว่าแร่ดินเหนียวชนิดอื่น โดยพิจารณาจากค่าพิคต์อัตรเตอร์เบอร์ก ดังแสดงในรูปที่ 3-7 ซึ่งดินที่มีแร่ดินเหนียวชนิดนี้ในปริมาณมากเมื่อสัมผัสน้ำจะทำให้มีการขยายตัวมากแล้วแตกตัวได้ง่ายจึงมีโอกาสเป็นดินกระจายตัวได้ (Sherard et all, 1977)

จากทฤษฎีที่ว่า ดินที่มีการบวมตัวมากอาจจะมีการกระจายตัวสูงด้วยนั้น (อร่ามศรี, 2535) ผลการทดลองเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม (ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) ลงไปผสมกับดิน แล้วทำให้การบวมตัวของดินลดลง โดยสังเกตค่าการบวมตัวจากผลการทดสอบ CBR ดังแสดงในรูปที่ 3-8 โดยเฉพาะปูนขาวจะสามารถลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าการผสมปูนซีเมนต์ จึงอาจกล่าวได้ว่าปูนขาวสามารถลดการกระจายตัวลงได้ดีเช่นกัน แต่อย่างไรก็ตาม ปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มมากขึ้นก็สามารถลดการบวมตัวหรือการกระจายตัวของดินได้เช่นกัน ซึ่งการทดลองผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมของการกระจายตัวของดินนี้ตรงกับผลของผู้วิจัยอื่น เช่น ศุภกิจ (2543) ทั้งนี้ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดมากกว่าความชื้นเหมาะสมจะสามารถลดการบวมตัวได้ดีกว่า อาจจะเป็นผลมาจากสารผสมเพิ่ม (ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) ได้ทำปฏิกิริยากับความชื้นที่มากได้เต็มที่และรวดเร็ว จึงทำให้สารที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาดังกล่าวไปยึดโครงสร้างเม็ดดินให้แข็งแรงขึ้น อุดช่องว่างระหว่างเม็ดดินให้มีโครงสร้างที่แน่นขึ้น จึงส่งผลให้มีการกระจายตัวหรือแตกตัวออกจากกันได้ยากเมื่อมีการสัมผัสน้ำ



รูปที่ 3-7 Location of clay minerals on the Casagrande plasticity chart (Skempton, 1953)



รูปที่ 3-8 ผลของสารผสมเพิ่มต่อการบวมตัว

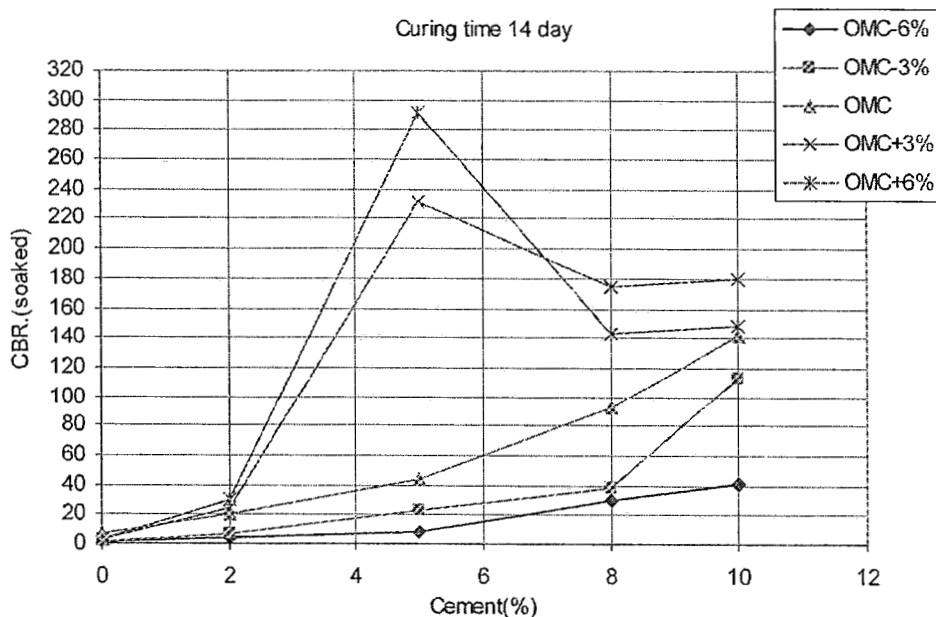
3.7 ผลการทดสอบ California Bearing Ratio

3.7.1 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า CBR (soaked)

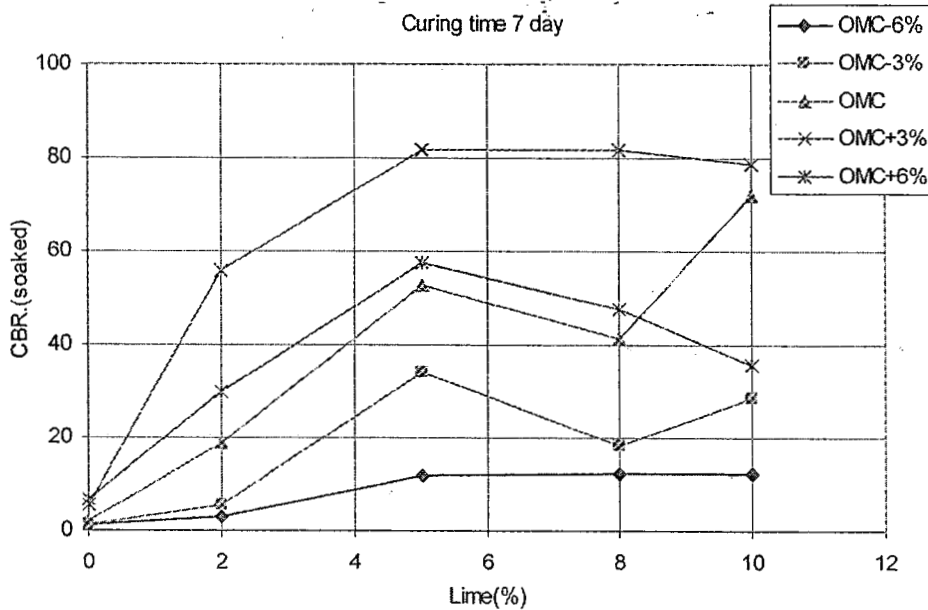
ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked) ดังรูปที่ 3-9 แสดงให้เห็นว่าปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่า CBR (soaked) เพิ่มขึ้น และผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked) นี้จะชัดเจนมากขึ้น

สำหรับตัวอย่างที่ถูกบดอัดด้วยความชื้นที่ต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ซึ่งจะมีสัดส่วนการเพิ่มขึ้นของค่า CBR (soaked) ที่มากกว่า อย่างไรก็ตามสำหรับตัวอย่างที่มีความชื้นสูงกว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมนั้น ค่า CBR (soaked) จะมีค่ามากกว่าดินที่บดอัดด้วยความชื้นที่ต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ซึ่งค่า CBR (soaked) จะมีค่าคงที่เมื่อปริมาณสารผสมเพิ่มมากกว่า 8% ซึ่งอาจเนื่องมาจากเหตุผลที่ว่า ปริมาณปูนซีเมนต์นั้นได้ทำปฏิกิริยา Hydration กับปริมาณความชื้นที่สูงกว่าความชื้นเหมาะสมได้พอเหมาะกัน จึงได้สารที่เป็นตัวเชื่อมประสานเม็ดดินอย่างดีช่วยเสริมกำลังให้กับโครงสร้างดินทำให้มีความแข็งแรงมากขึ้นก่อนที่จะนำไปแช่น้ำ เมื่อนำไปแช่น้ำก็จะเปรียบเสมือนเป็นการช่วยเสริมให้ปฏิกิริยา Hydration ที่ยังไม่สมบูรณ์ได้ทำปฏิกิริยาสมบูรณ์ยิ่งขึ้นอีก ประกอบกับดินนั้นมีความตึบแน่นเนื่องจากสารที่ได้จากปฏิกิริยาดังกล่าว จึงทำให้น้ำเข้าไปทำลายความแข็งแรงของโครงสร้างได้ยาก ด้วยเหตุนี้จึงอาจเป็นเหตุผลหนึ่งที่จะอธิบายพฤติกรรมของดินที่บดอัดด้วยความชื้นสูงกว่าความชื้นเหมาะสมแล้วทำให้มีค่า CBR (soaked) สูงกว่า

รูปที่ 3-10 แสดงผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า CBR (soaked) จะเห็นได้ว่าปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่า CBR (soaked) เพิ่มขึ้นซึ่งจะมีสัดส่วนการเพิ่มขึ้นของค่า CBR (soaked) ชัดเจนช่วงปริมาณปูนขาวต่ำกว่าหรือเท่ากับ 5 % เมื่อปริมาณปูนขาวที่มากกว่านี้ สำหรับตัวอย่างที่ถูกบดอัดด้วยความชื้นที่มากกว่าความชื้นเหมาะสม ค่า CBR (soaked) จะมีแนวโน้มที่ลดลง อย่างไรก็ตามสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นที่ต่ำกว่าความชื้นเหมาะสมนั้น ค่า CBR (soaked) จะมีแนวโน้มที่ลดลงและเพิ่มขึ้นตามลำดับ ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณปูนขาวต่ำกว่าหรือเท่ากับ 5% นั้นเป็นช่วงที่ทำให้เกิดการเพิ่มขึ้นของค่า Plastic Limit ไปจนถึงจุดๆ หนึ่งที่เรียกว่า Lime Fixation Point ซึ่งเมื่อผสมปูนขาวไปมากกว่านี้ค่า Plastic Limit จะไม่เพิ่มขึ้นอีกหรือเพิ่มขึ้นน้อยมากเมื่อเทียบกับช่วงแรกๆ จึงส่งผลให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินไม่เพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนขาวหลังจากจุดนั้น ซึ่งด้วยเหตุนี้จึงทำให้ค่า CBR. หลังจากจุดดังกล่าวมีค่าที่ไม่ค่อยเพิ่มขึ้นมากนักหรืออาจจะเพิ่มบ้างเล็กน้อย ซึ่งผลการทดลองนี้สอดคล้องกับการทดลองของ Herrin and Mitchell (1961)



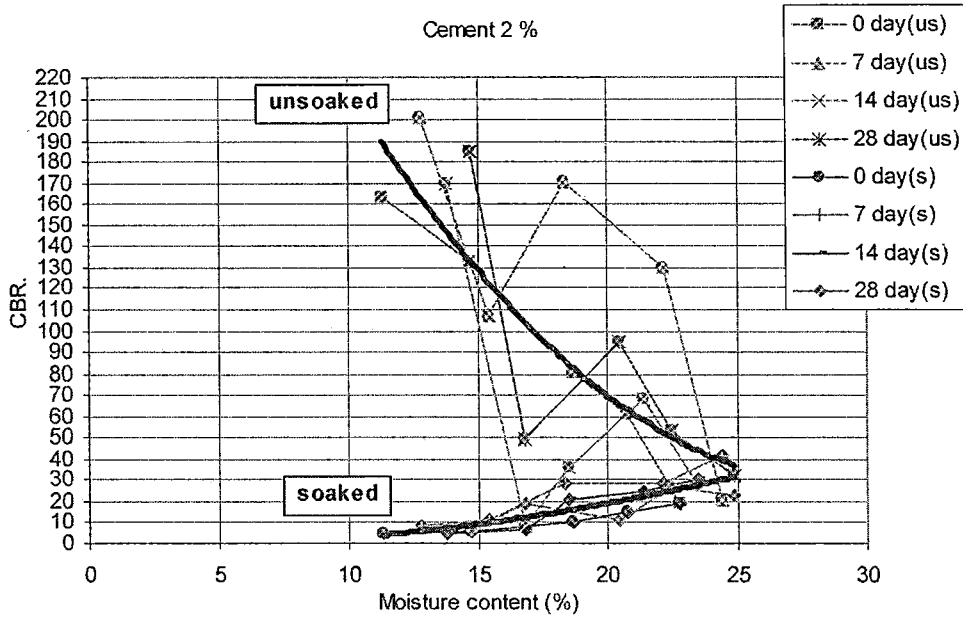
รูปที่ 3-9 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked)



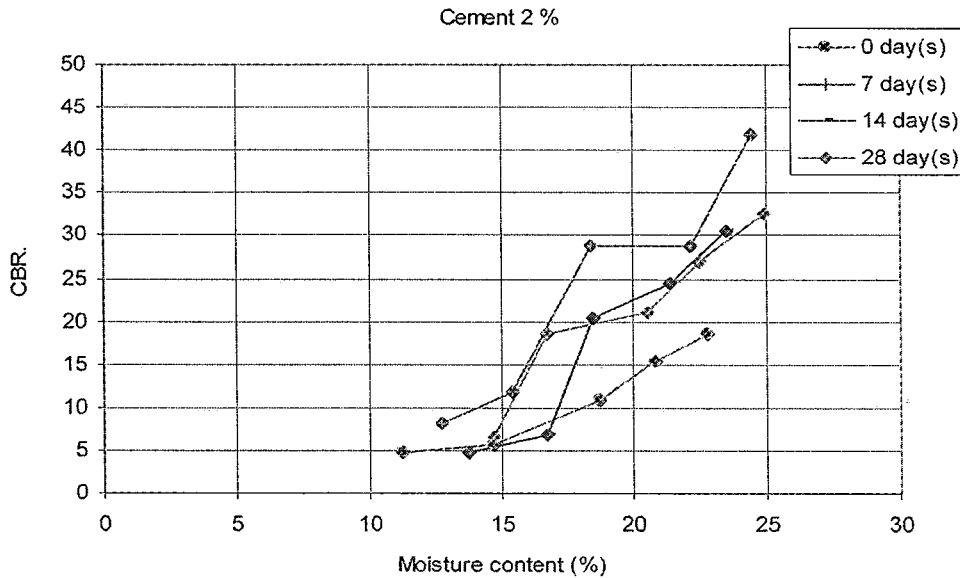
รูปที่ 3-10 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า CBR (soaked)

3.7.2 ผลของความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่า CBR (soaked)

สำหรับปูนซีเมนต์ผลการทดลองแสดงในรูปที่ 3-11 จะเห็นได้ว่าค่า CBR (Unsoaked) จะมีค่าลดลงเมื่อตัวอย่างมีความชื้นในการบดอัดมากขึ้น และค่า CBR (soaked) จะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อตัวอย่างมีความชื้นในการบดอัดมากขึ้น แต่อย่างไรก็ตามค่า CBR (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า CBR (Soaked) นอกจากนั้นช่วงปริมาณความชื้นในการบดอัดน้อย (OMC-3%) ค่า CBR จะค่อนข้างต่างกันมากเมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นในการบดอัดมากขึ้น (OMC+6%) ค่า CBR ก็จะมีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก ซึ่งสังเกตจากกราฟแนวโน้มก็จะดูเข้าหากัน ทั้งนี้เนื่องมาจาก ผลของปริมาณความชื้นที่มีอิทธิพลต่อกำลังของดินโดยที่ปริมาณความชื้นที่เกี่ยวข้องในเรื่องนี้มี 2 ส่วนด้วยกันคือ ความชื้นในการบดอัดและความชื้นในการแช่น้ำ ซึ่งผลจากความชื้นในการบดอัดเป็นปริมาณความชื้นในการทำปฏิกิริยากับปูนซีเมนต์ ซึ่งจะได้สารเชื่อมอนุภาคเม็ดดิน โดยถ้าปริมาณความชื้นในการบดอัดมากจะทำให้มีปริมาณความชื้นเหลือจากการทำปฏิกิริยาทำให้กลายเป็นสารหล่อลื่นอนุภาคซึ่งบดอัดอย่างไรก็ไม่แน่น และยังเป็นตัวสลายสารเชื่อมระหว่างอนุภาคเม็ดดินด้วยจึงส่งผลให้ดินอยู่ในสภาวะที่อ่อนแอและรับกำลังได้น้อย ด้วยเหตุดังกล่าวนี้จึงทำให้ดินมีค่า CBR ที่ลดลงเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น ส่วนปริมาณความชื้นในการแช่น้ำนั้นจะมีผลอย่างมากกับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ซึ่งปริมาณความชื้นที่แช่น้ำสามารถซึมเข้าไปในตัวอย่างได้อีกมากจึงทำให้ดินมีสภาพที่อ่อนแอลง ในขณะที่ดินบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เหมาะสมหรือสูงกว่านั้นเมื่อนำตัวอย่างไปแช่น้ำ ความชื้นก็ไม่สามารถเข้าไปได้อีกหรืออาจจะเข้าไปได้บ้างเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องมาจากในช่องว่างระหว่างเม็ดดินเต็มไปด้วยปริมาณน้ำที่ใช้ในการบดอัดแล้ว ดังนั้นดินที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เหมาะสมหรือสูงกว่าก็จะมีค่า CBR ที่มากกว่า ดังแสดงในรูปที่ 3-12 ซึ่งปริมาณความชื้นที่ใส่ลงไปนั้นจะต้องมีส่วนที่เหลือจากการบดอัดแล้วทำให้ดินแน่นจึงกลายมาเป็นส่วนหล่อลื่นจึงเปรียบเสมือนเป็นตัวป้องกันไม่ให้ความชื้นภายนอกเข้าไปรบกวนการทำปฏิกิริยาอีก



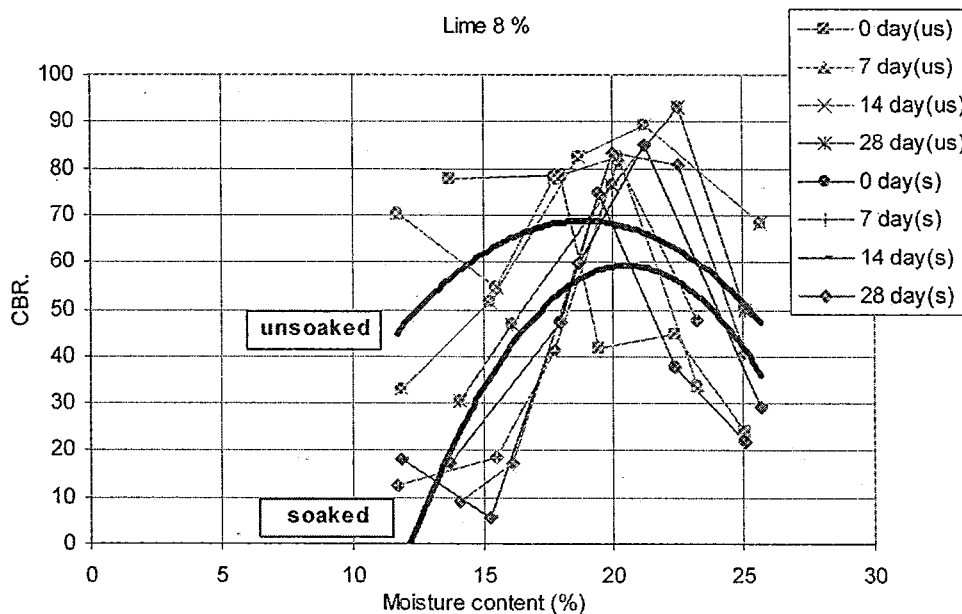
รูปที่ 3-11 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนซีเมนต์



รูปที่ 3-12 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนซีเมนต์

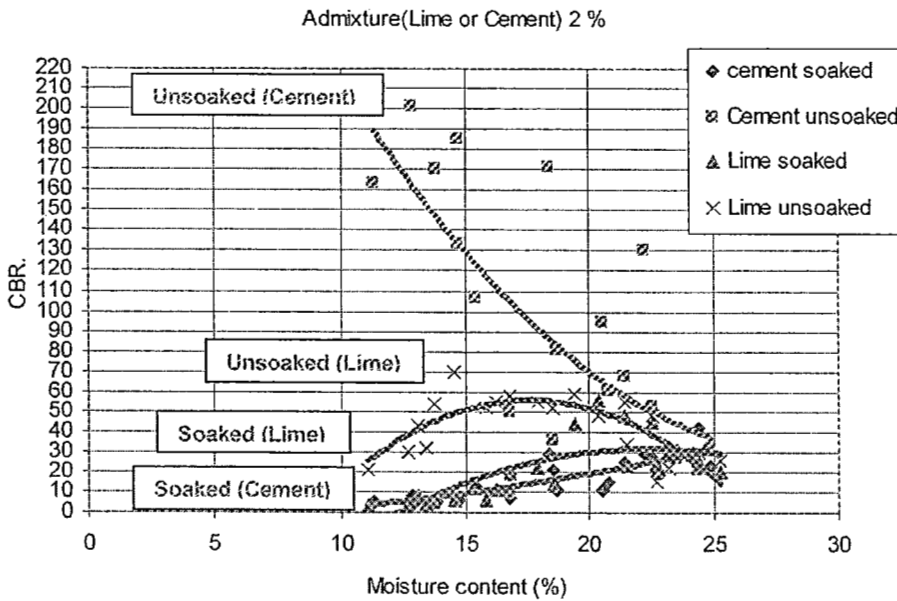
สำหรับปูนขาวผลการทดลองแสดงว่าค่า CBR (Soaked) จะต่ำกว่า CBR (Unsoaked) เมื่อปริมาณปูนขาวน้อยกว่า 5% โดยเฉพาะด้านที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่าปริมาณความชื้นเหมาะสม เมื่อปริมาณปูนขาวมากกว่า 5% กราฟความสัมพันธ์ของ CBR-Moisture content ของทั้งสภาพ Soaked และ Unsoaked จะใกล้เคียงกัน โดยจะเป็นรูปประฆังคว่ำและมีจุดยอดอยู่ที่ความชื้นสูงกว่าความชื้นเหมาะสมเล็กน้อย (ประมาณ 3%) ดังรูปที่ 3-13 แต่อย่างไรก็ตามตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเท่ากับหรือสูงกว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมจะมีค่า CBR.

ใกล้เคียงกันทั้งแบบ Soaked และ Unsoaked ตั้งแต่ปริมาณปูนขาวน้อยๆจนเพิ่มมากขึ้นค่า CBR. ก็จะใกล้เคียงกันมากขึ้นด้วย



รูปที่ 3-13 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนขาว

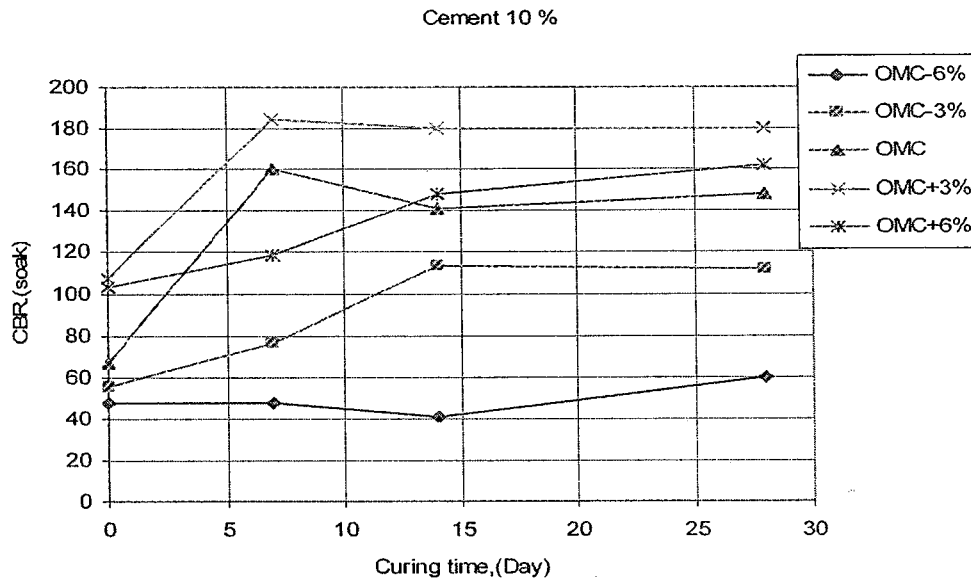
รูปที่ 3-14 แสดงภาพรวมความสัมพันธ์ระหว่าง Moisture content - CBR. ซึ่งจากผลการทดลองพบว่า กราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวของดินผสมปูนซีเมนต์จะมีแนวโน้มของกราฟเป็นลักษณะโค้งหงายทั้งแบบ Soaked และ Unsoaked ซึ่งค่า CBR (Unsoaked) มีค่ามากกว่า CBR (Soaked) ดังได้กล่าวไปแล้วข้างต้นนั้น ส่วนค่า CBR. ของดินผสมปูนขาวมีแนวโน้ม กราฟความสัมพันธ์เป็นแบบโค้งคว่ำ ซึ่งมีค่า CBR (Unsoaked) มากกว่า CBR.(Soaked) เช่นกัน นอกจากนี้จะเห็นได้ค่า CBR (Unsoaked) ของดินผสมปูนซีเมนต์มีค่ามากกว่า CBR (Unsoaked) ของดินผสมปูนขาว และค่า CBR (Soaked)ของปูนขาวมีค่าใกล้เคียงกับ CBR (Soaked) ของดินผสมซีเมนต์ ทั้งนี้อาจจะเป็นผลเนื่องมาจากดินที่ใช้เป็นดินชนิดเดียวกันซึ่งเมื่อแช่น้ำแล้วจะมีสภาพที่อ่อนแอลงเหมือนกันจึงส่งผลให้ CBR (Soaked) มีค่าค่อนข้างต่ำ ซึ่งผลการทดสอบนี้มีความสอดคล้องกับผลการทดสอบของนักวิจัยอื่น เช่น ธีระชาติและฤทธิชาร์ต (2533)



รูปที่ 3-14 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR แบบ Soaked และ Unsoaked ของดินผสมปูนขาว หรือผสมปูนซีเมนต์

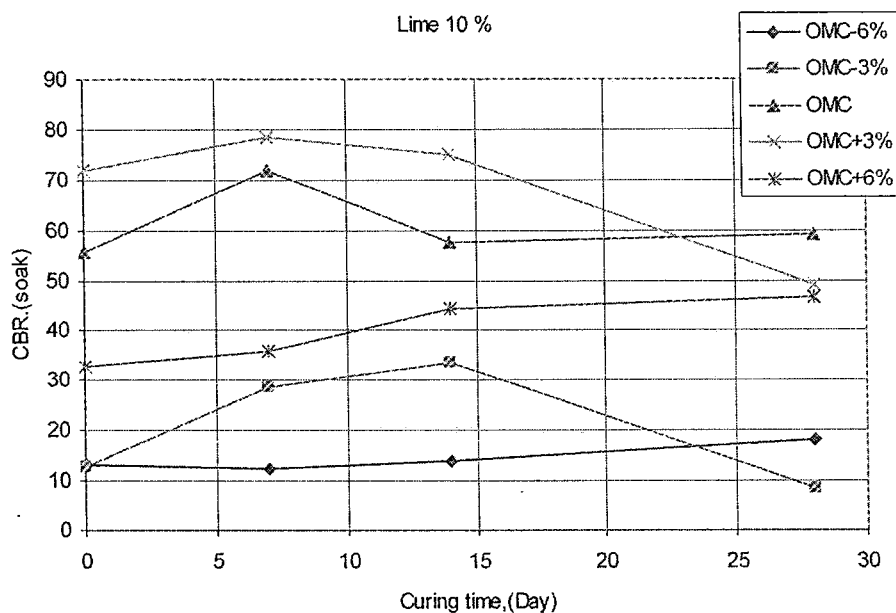
3.7.3 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR (soaked)

ผลการทดลองดินผสมปูนซีเมนต์ดังแสดงในรูปที่ 3-15 จะเห็นได้ว่าค่า CBR (soaked) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นในช่วงระยะเวลาการบ่ม 0-14 วัน เมื่อระยะเวลาการบ่มมากกว่านี้ก็จะไม่มีผลต่อค่า CBR (soaked) หรืออาจจะมีผลน้อยมาก โดยเฉพาะตัวอย่างที่มีการบดอัดด้วยปริมาณความชื้นเหมาะสมและสูงกว่า (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะให้ค่า CBR (soaked) ที่มากกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ทั้งนี้เนื่องมาจากช่วงระยะเวลาดังกล่าวเป็นช่วงเวลาการก่อตัวช่วงต้นของซีเมนต์เพสหลังจากเกิดปฏิกิริยา Hydration แล้ว ซึ่งเป็นช่วงเวลาที่สำคัญต่อการเพิ่มกำลังของปูนซีเมนต์ จึงส่งผลให้ค่า CBR (soaked) ช่วงระยะเวลานี้มีค่าสูงขึ้นด้วย สำหรับปริมาณความชื้นในการบดอัดนั้น ความชื้นที่ความชื้นเหมาะสมหรือมากกว่า (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะมีปริมาณความชื้นที่เพียงพอในการ Grain strength ของปูนซีเมนต์และปริมาณความชื้นส่วนที่เหลือจากการทำปฏิกิริยาจะช่วยในการบ่ม



รูปที่ 3-15 ผลของระยะเวลาบ่มต่อ CBR (soaked) ของดินที่ผสมปูนซีเมนต์

สำหรับผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR (soaked) ของดินผสมปูนขาวนั้นที่ได้แสดงในรูปที่ 3-16 ก็จะมีแนวโน้มเช่นเดียวกับการผสมปูนซีเมนต์ กล่าวคือค่า CBR (soaked) จะเพิ่มขึ้นในช่วงระยะเวลาการบ่ม 0-14 วันเช่นกันและหลังจากนั้นก็ค่อนข้างคงที่หรืออาจจะมีลดลงบ้างเล็กน้อย โดยเฉพาะดินที่บดอัดด้วยความชื้นเหมาะสมหรือมากกว่า (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะให้ค่า CBR (soaked) ที่มากกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่าความชื้นเหมาะสมเช่นกัน ทั้งนี้เนื่องมาจากช่วงระยะเวลาดังกล่าวเป็นช่วงเวลาที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดมีความเข้มข้นของอออนเนื่องจากการทำปฏิกิริยาของความชื้นกับปูนขาว ทำให้เป็นการเพิ่มความเป็พลาสติกให้กับดิน ทำให้การเกิดปฏิกิริยา Flocculation and Agglomeration ที่มากขึ้น ซึ่งในช่วงระยะเวลานั้นเป็นช่วงระยะเวลาที่สำคัญเช่นเดียวกัน ในการ Grain strength ของปูนขาว



รูปที่ 3-16 ผลของระยะเวลาบ่มต่อ CBR (soaked) ของดินที่ผสมปูนขาว

ฉะนั้นจากผลการทดสอบดังกล่าวข้างต้นเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม(ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว)แล้ว ช่วงระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสมทำให้ค่า CBR (soaked) เพิ่มขึ้น คือ 14 วัน เพราะระยะเวลานานกว่านี้ก็จะไม่ค่อยมีผลต่อกำลังของดินมากนัก โดยเฉพาะดินที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นเหมาะสมหรือสูงกว่า (Omc, Omc+3%, Omc+6%) จะให้ค่า CBR.(soaked) ที่มากกว่าดินที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ต่ำกว่า

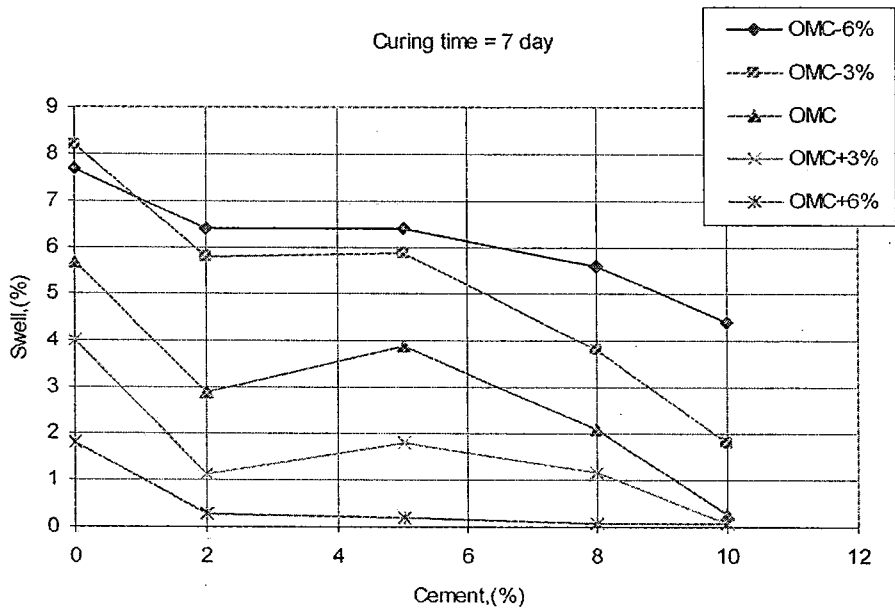
3.8 ผลการทดสอบค่าการบวมตัว

3.8.1 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่าการบวมตัว

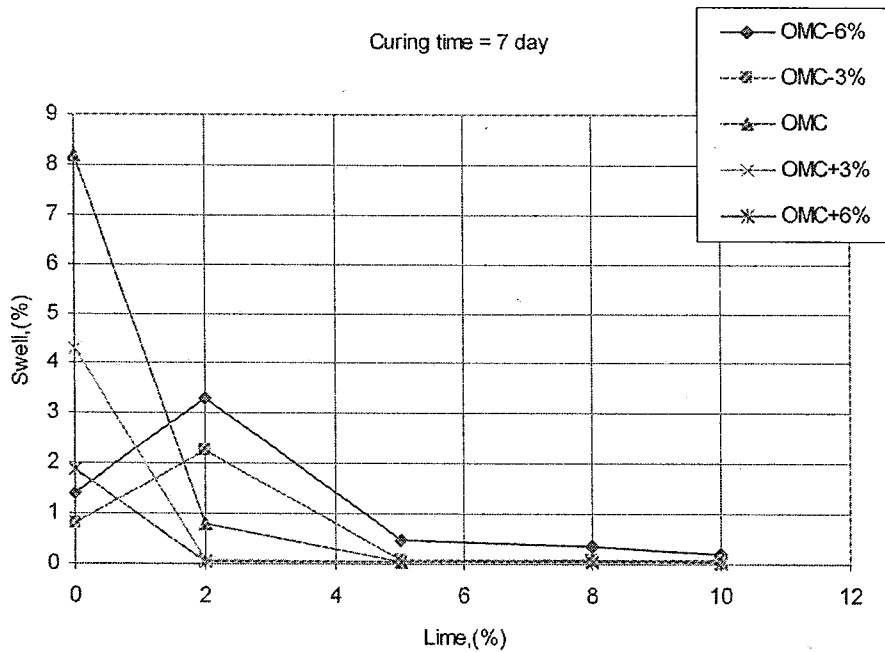
ผลการทดลองแสดงว่ายิ่งปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้น ค่าการบวมตัวหลังแช่น้ำก็จะยิ่งลดลง ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์มากกว่าหรือเท่ากับ 5% ค่าการบวมตัวของดินก็จะลดลงในอัตราที่มากกว่าปูนซีเมนต์น้อยๆ (น้อยกว่า 5%) นอกจากนี้ยังพบว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเหมาะสมหรือมากกว่า (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะสามารถลดการบวมตัวของดินได้เร็วกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ดังแสดงในรูปที่ 3-17 ทั้งนี้เนื่องมาจากหลังจากการทำปฏิกิริยาของปูนซีเมนต์แล้วได้ซีเมนต์เพสตัน ตัวซีเมนต์เพสดังกล่าวจะเป็นสารห่อหุ้มเคลือบอนุภาคเม็ดดิน จึงส่งผลให้ความชื้นเข้าไปในอนุภาคเม็ดดินได้น้อย จึงไม่สามารถทำให้อนุภาคเม็ดดินขยายตัวได้จึงไม่เกิดการบวมตัวมาก ซึ่งจริงๆ แล้วดินนี้มีแร่ Montmorillonite เป็นส่วนประกอบค่อนข้างมากซึ่งจะมีการขยายตัวได้มากเมื่อสัมผัสน้ำ

สำหรับการผสมด้วยปูนขาวนั้น เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นจะทำให้ลดการบวมตัวได้ดีตั้งแต่ปริมาณปูนขาวน้อยๆ (ปูนขาวน้อยกว่า 2%) ซึ่งเมื่อเพิ่มปริมาณยิ่งมากขึ้นก็จะลดการบวมตัวได้ดีหรืออาจจะทำให้ไม่เกิดการบวมตัวเลย นอกจากนี้จะเห็นได้ว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นที่เหมาะสมหรือสูงกว่า (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะสามารถลดการบวมตัวได้ดีกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำ ซึ่งการบดอัดด้วยความชื้นต่ำ (OMC-3%, OMC-6%) เมื่อผสมปูนขาวลงในดิน 2 % ก็จะมีบวมตัวอยู่บ้างแต่เมื่อมีการเพิ่มปริมาณปูนขาวขึ้น ก็จะมีการบวมตัวลดลงทันที ดังแสดงในรูปที่ 3-18 ทั้งนี้เนื่องจากการทำปฏิกิริยา Flocculation and Agglomeration ของปูนขาว จะดึงดูดอนุภาคเม็ดดินเข้าหากันได้ง่ายและเร็ว ด้วยการสร้าง Double Layer ที่หนาขึ้นเคลือบรอบอนุภาคเม็ดดินจึงทำให้การบวมตัวเกิดขึ้นน้อยลงมากและลดลงรวดเร็วเมื่อเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์ ซึ่งการทดลองนี้สอดคล้องกับผลการทดสอบของนักวิจัยท่านอื่น เช่น ศุภกิจ (2543)

อย่างไรก็ตามการใส่สารผสมเพิ่ม(ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) จะทำให้การบวมตัวลดลงเมื่อมีการเพิ่มปริมาณสารผสมเพิ่ม โดยจะเด่นชัดสำหรับกรณีที่ตัวอย่างบดอัดด้วยความชื้นเหมาะสมหรือสูงกว่า (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะมีผลทำให้การบวมตัวลดลงทันทีตามปริมาณสารผสมเพิ่มที่มากขึ้น ทั้งนี้ปูนขาวสามารถลดการบวมตัวได้ดี และเร็วกว่า การผสมด้วยปูนซีเมนต์



รูปที่ 3-17 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อการบวมตัว



รูปที่ 3-18 ผลของปริมาณปูนขาวต่อการบวมตัว

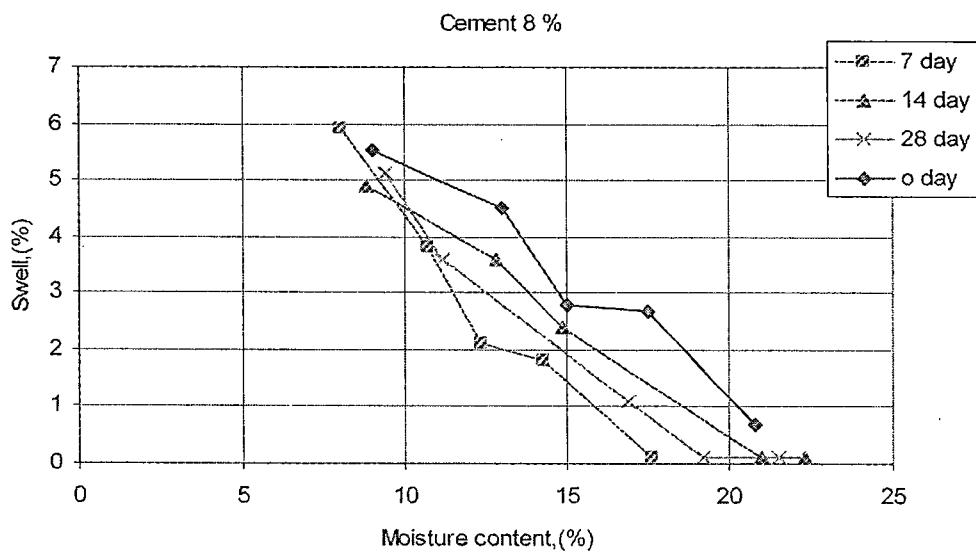
3.8.2 ผลของความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่าการบวมตัว

ผลการทดลองในรูปที่ 3-19 แสดงว่าเมื่อตัวอย่างดินผสมปูนซีเมนต์ที่มีความชื้นในการบดอัดมากขึ้น (OMC, OMC+3%, OMC+6%) การบวมตัวก็จะลดลง ทั้งนี้เนื่องจากดินที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นน้อยๆ เมื่อนำตัวอย่างไปแช่น้ำจะมีการดูดซึมน้ำเข้าไปในตัวอย่างมาก ทำให้มีการบวมตัวมาก ส่วนตัวอย่างดินที่บดอัดด้วยความชื้นสูง (OMC, OMC+3%, OMC+6%) เมื่อดินมีปริมาณความชื้นที่สูงอยู่แล้ว เมื่อนำไปแช่น้ำดินก็จะดูด

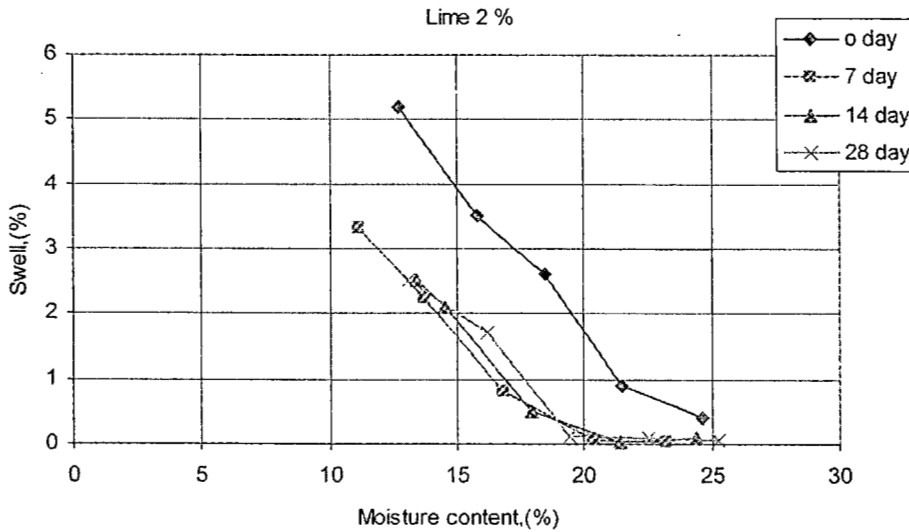
ซีเมนต์น้อย ทำให้มีการบวมตัวน้อย ด้วยเหตุผลดังกล่าวอาจเป็นสาเหตุที่ทำให้ CBR (soaked) ของดินที่มีความชื้นในการบดอัดต่ำมีค่าน้อยกว่า เพราะการดูดซีเมนต์เข้าไปในตัวอย่าง ทำให้ดินอ่อนแอลง

สำหรับการผสมด้วยปูนขาวเมื่อปริมาณความชื้นในการบดอัดมากขึ้น (OMC, OMC+3%, OMC+6%) ก็จะทำให้การบวมตัวลดลงเช่นเดียวกัน แต่จะสังเกตได้ชัดเจนว่า ถ้าไม่มีการบ่มจะทำให้ยังมีการบวมตัวมากกว่าตัวอย่างที่มีระยะเวลาการบ่ม ในกรณีที่มีปริมาณปูนขาวเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 3-20 ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวจะต้องการความชื้นมากเพื่อมาสร้าง Double Layer ที่หนาขึ้นหุ้มอนุภาคระหว่างเม็ดดินดังนั้นจึงเป็นเหตุผลให้การบดอัดที่ใช้ความชื้นสูง (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะมีการบวมตัวที่น้อยกว่า เมื่อมีระยะเวลาการบ่มสารตัวเชื่อมและ Double Layer ก็จะทำปฏิกิริยาได้สมบูรณ์และแข็งตัวมากขึ้นจึงส่งผลให้การบวมตัวเกิดขึ้นน้อย

อย่างไรก็ตามปริมาณความชื้นในการบดอัดที่สูงขึ้น(OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะลดการบวมตัวได้ดีทั้งการผสมด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว โดยเฉพาะการผสมด้วยปูนขาวจะลดการบวมตัวได้ดีกว่าการผสมด้วยปูนซีเมนต์ ซึ่งการทดลองนี้ตรงกับนักวิจัยท่านอื่นๆ เช่น Bunnag (1964)



รูปที่ 3-19 ผลของปริมาณความชื้นต่อค่าการบวมตัวของดินผสมปูนซีเมนต์



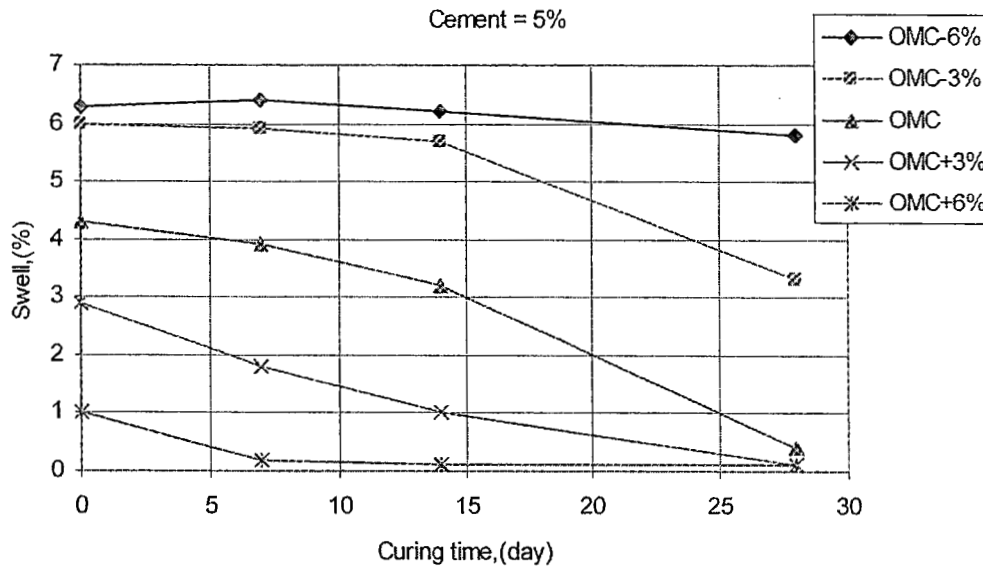
รูปที่ 3-20 ผลของปริมาณความชื้นต่อค่าการบวมตัวของดินผสมปูนขาว

3.8.3 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่าการบวมตัว

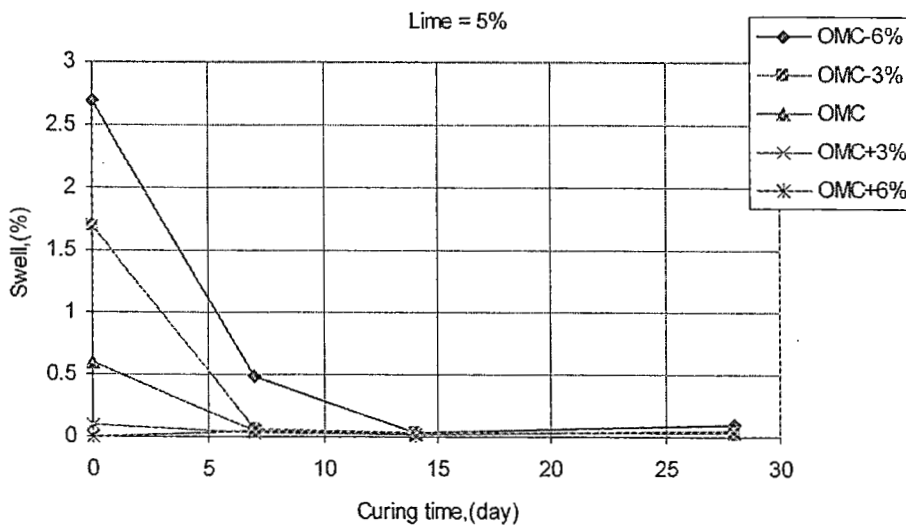
ผลการทดลองสำหรับดินที่ผสมปูนซีเมนต์แสดงว่าเมื่อระยะเวลาในการบ่มเพิ่มขึ้นค่าการบวมตัวมีแนวโน้มที่ลดลงตามลำดับ โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเหมาะสมหรือสูงกว่า(OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะลดการบวมตัวได้มากกว่าและเร็วกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำ ทั้งนี้เนื่องมาจากปริมาณความชื้นสูงในการบดอัดจะสนับสนุนการทำปฏิกิริยาได้ดีกว่า ซึ่งเมื่อระยะเวลาการบ่มมากขึ้นการทำปฏิกิริยาก็จะสมบูรณ์ขึ้นจึงส่งผลให้สามารถลดการบวมตัวได้มากเช่นกันตามปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้น ตามปริมาณความชื้นบดอัด และตามระยะเวลาการบ่ม ดังแสดงในรูปที่ 3-21

สำหรับการผสมด้วยปูนขาวก็ให้ผลในทำนองเดียวกัน โดยที่ระยะเวลาการบ่มตั้งแต่ 14 วันขึ้นไปจะสามารถลดการบวมตัวได้ทั้งหมด ซึ่งตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นสูง(OMC, OMC+3%, OMC+6%) ก็จะสามารถลดการบวมตัวได้เร็วกว่า เมื่อเวลาบ่มเพิ่มขึ้น ทั้งนี้ปูนขาวสามารถลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าปูนซีเมนต์แต่ก็ต้องขึ้นอยู่กับ ปริมาณปูนขาว ปริมาณความชื้นบดอัด และระยะเวลาในการบ่มเช่นกัน ดังแสดงในรูปที่ 3-22

ดังนั้นสามารถสรุปได้ว่า ดินที่ใส่สารผสมเพิ่ม(ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) สามารถลดการบวมตัวได้ โดยเฉพาะการผสมปูนขาวจะลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าการผสมปูนซีเมนต์ ทั้งนี้จะต้องขึ้นอยู่กับ ปริมาณสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้นในการบดอัด และระยะเวลาในการบ่มด้วย ซึ่งจากกราฟความสัมพันธ์จะเห็นได้ว่าการบวมตัวลดลง เนื่องจากปริมาณสารผสมเพิ่มมากขึ้น ปริมาณความชื้นบดอัดมากขึ้น และระยะเวลาการบ่มมากขึ้น



รูปที่ 3-21 ผลระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมปูนซีเมนต์



รูปที่ 3-22 ผลระยะเวลาการบ่มต่อการบวมตัวของดินผสมปูนขาว

3.9 สรุปผลการทดสอบ

3.9.1 สารผสมเพิ่มต่อคุณสมบัติทางกายภาพ

ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดอัตราเบอร์ร็อก ซึ่งเมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณที่เพิ่มขึ้นจะไม่มีผลต่อ Liquid Limit แต่จะทำให้ Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงเป็นผลให้ Plasticity Index มีค่าลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น สำหรับการผสมด้วยปูนขาวเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นมีผลทำให้ Liquid Limit มีค่าลดลง ค่า Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้นจึงส่งผลให้ Plastic Index มีค่าลดลง และ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น

ผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัดดิน ซึ่งเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณเพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight) เพิ่มขึ้นเล็กน้อยในขณะที่ค่าความชื้นเหมาะสม (Optimum Moisture Content) ในการบดอัดไม่เพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ สำหรับการผสมด้วยปูนขาวเมื่อผสมในปริมาณที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight) ลดลง แต่ค่าความชื้นเหมาะสม (Optimum Moisture Content) ในการบดอัดจะเพิ่มมากขึ้นตามปริมาณปูนขาวที่ผสม ซึ่งผลที่ได้นี้สอดคล้องกับงานวิจัยของ Woo (1971)

ผลของสารผสมเพิ่มต่อการกระจายตัว ซึ่งเมื่อผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวในปริมาณที่เพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้การบวมตัวของดินลดลงซึ่งการผสมปูนขาวจะทำให้การบวมตัวลดลงได้ดีและเร็วกว่าทั้งนี้เมื่อค่าการบวมตัวลดลงก็จะส่งผลให้ดินกระจายตัวน้อยลงด้วยเช่นกัน

3.9.2 สรุปผลการทดสอบ California Bearing Ratio (CBR)

การใส่สารผสมเพิ่ม (ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) ที่ 5 % ของน้ำหนักดินแห้งจะให้ค่า CBR (Soaked) มากที่สุด และมีความเหมาะสมที่สุดทั้งด้านการลดการบวมตัวและด้านอื่นๆ โดยการผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณที่เพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า CBR (Unsoaked) มีค่ามากกว่าค่า CBR (Soaked) แต่ทั้งนี้ผลของค่า CBR มีลักษณะเป็นโค้งหงาย ส่วนการผสมด้วยปูนขาวที่จะทำให้ CBR (Unsoaked) มีค่ามากกว่าค่า CBR (Soaked) เช่นเดียวกัน แต่ทั้งนี้ผลของค่า CBR มีลักษณะเป็นโค้งคว่ำ อย่างไรก็ตามค่า CBR (Unsoaked) ของปูนซีเมนต์มีค่ามากกว่า CBR (Unsoaked) ของปูนขาว และค่า CBR (Soaked) ของปูนซีเมนต์มีค่าใกล้เคียงกับค่า CBR (Soaked) ของปูนขาวโดยที่ค่า CBR (Soaked) ของปูนขาวจะมีค่าค่อนข้างสูงกว่าเล็กน้อย

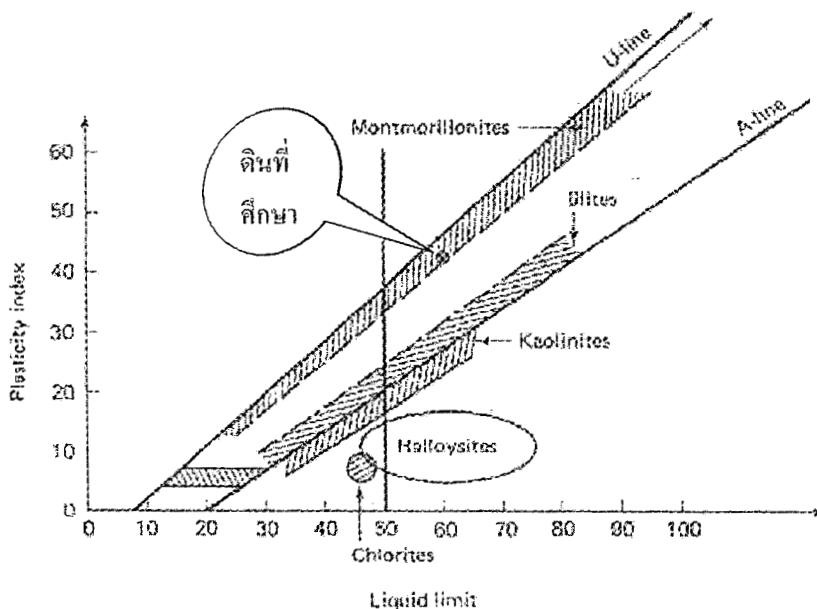
สำหรับปริมาณความชื้นในการบดอัดดินใส่สารผสมเพิ่มที่เหมาะสมที่สุด คือ OMC+3% และระยะเวลาในการบ่มที่เหมาะสมที่สุดจะต้องไม่น้อยกว่า 14 วัน ส่วนด้านการบวมตัวเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม จะมีผลทำให้การบวมตัวลดลงซึ่งเมื่อผสมปูนซีเมนต์มากกว่า 5% และเมื่อผสมปูนขาวมากกว่า 2% ทั้งนี้การผสมด้วยปูนขาวจะลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าการผสมด้วยปูนซีเมนต์

บทที่ 4 ผลการทดสอบ unconfined compression test

4.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

1) ดินที่ใช้ในการศึกษานำมาจาก กม.331/3 ทิศใต้ของสถานีรถไฟหัวดวง จังหวัดพิจิตร สยาม และ รุเอียร์ (2004) ได้รายงานค่า ดินดังกล่าวมีค่า Liquid Limit ~ 60, ค่า Plastic Limit ~ 20 และค่า Moisture Content ~ 20 โดยสามารถจำแนกตาม USCS ได้เป็น CH (Highly Plastic Clay) และจำแนกตาม AASHTO ได้เป็น A-7-6 (Clay With Poor Compressibility and High Plasticity, Fair to Poor Bearing Capacity as Subgrade Soil, Very High Shrinkage and Swelling, and Poor Permeability) และตาม The American Railway Engineering Association (AREA) Manual for Railway Engineering (1997) ได้จำแนกดินชนิด CH เป็น “Bad Subgrade Which Exhibit Very Bad Mud Pumping Action When Subject to Loading”

การทดสอบคุณสมบัติการกระจายตัวของดิน พบว่าการทดสอบ Crumb Test ให้ผลการจำแนกเป็น Grade 3 (มีปฏิกิริยาพอประมาณ) การทดสอบ Pinhole Test ให้ผลเป็น ND4 (Intermediate Soils) และ การทดสอบ Double Hydrometer Test ให้ตีกริการกระจายตัวเท่ากับ 10.81% ซึ่งแสดงว่าดินดังกล่าวมีคุณสมบัติกระจายตัวเล็กน้อย ดินชนิดนี้มีค่า Activity = 0.67 และตาม NAVFAC DM-7.1 สามารถจำแนกดินชนิดนี้เป็น Very High Potential of Volume Change ซึ่งคุณสมบัตินี้ น่าจะก่อปัญหาเมื่อดินอยู่ในสภาพแช่น้ำ ฉะนั้นการปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมปูนซีเมนต์หรือปูนขาวน่าจะช่วยลดปัญหาการบวมตัวภายใต้สภาวะแช่น้ำลงได้และยังน่าจะช่วยเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของดินอีกด้วย



รูปที่ 4-1 ตำแหน่งของแร่ดินเหนียวใน Casagrande Plasticity Chart (Skempton, 1953)

จากรูปที่ 4-1 เป็นกราฟแสดงแร่ดินเหนียวโดยพิจารณาจากค่า Liquid Limit กับ Plasticity Index ซึ่งจากคุณสมบัติของดินที่นำมาศึกษาวิจัยโดยมีค่า Liquid Limit ~ 60 % และ Plasticity Index ~ 40 % เมื่อ

นำมาพล็อตลงในกราฟนี้ดังจุดสีแดง พบว่าดินมีแร่ดินเหนียวประกอบด้วย Montmorillonite และ Illite เป็นส่วนใหญ่ซึ่งจะมีส่วนประกอบที่เป็น Montmorillonite ค่อนข้างมากกว่า ซึ่งสอดคล้องกับ วิชาญ(2547) พบว่าดินเหนียวที่มีแร่ประกอบที่เป็น Montmorillonite และ Illite เป็นส่วนใหญ่มักจะเป็นดินกระจายตัว (Dispersive Clay) ซึ่งมีการดูดซับน้ำมากและมีการบวมตัวค่อนข้างสูง จึงอาจกล่าวได้ว่าดินที่นำมาใช้ศึกษามีโอกาสเป็นดินกระจายตัว (Dispersive Clay) และประกอบกับดินนี้มีค่า Activity ~ 0.67 ซึ่งมีการบวมตัวค่อนข้างสูงด้วย (Skempton, 1953)

นอกจากนี้ยังได้มีการจำแนกดินทางด้านวิศวกรรมจากข้อมูลการสำรวจดินด้านเกษตรของกรมพัฒนาที่ดินในพื้นที่ศึกษาตามแนวเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่างดังแสดงในตารางที่ 4-1 และรูปที่ 4-2 ซึ่งพบว่าดินในบริเวณดังกล่าวเป็นดินที่มีคุณสมบัติเหมือนกันกับที่ได้ไปสำรวจและนำมาทดสอบนั้นคือเป็นกลุ่มของดินเหนียว มีดินเหนียวเป็นส่วนประกอบหลักโดยส่วนใหญ่ เป็นสิ่งช่วยยืนยันได้ว่าดินในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่างเป็นดินชนิดเดียวกันตลอดเส้นทาง ซึ่งนำดินเหนียวในท้องถิ่นตามแนวเส้นทางรถไฟมาสร้างเป็นคันดินทางรถไฟ

ตารางที่ 4-1 กลุ่มดินที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง (www.geocity/soilscience.com)

สถานที่พบ	ทางด้านเกษตร	ทางด้านวิศวกรรม	
		Unified	AASHTO
1. ประมาณ 500 ม.ทางทิศตะวันตกของถนน ตะพานหิน-บางมูลนาค ต.ไพรโรงโชน อ. ตะพานหิน จ.พิจิตร	ดินชุดบางมูลนาค Bang Mun Nak สัญลักษณ์ Ban	High Plastic Clay สัญลักษณ์ CH	A-7-6
2. บ้านบึงกระดาน ต.บ้านป่า อ.เมือง จ. พิชณุโลก	ดินชุดแม่ทะ Mae Tha สัญลักษณ์ Mta	Silty Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-5
3. บ้านแหลมนกกระทง ต.พิบูล อ.ชุมแสง จ. นครสวรรค์	ดินชุดชุมแสง Chumsaeng สัญลักษณ์ Cs	Sandy Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-5

- 2) ปูนซีเมนต์ที่นำมาใช้ เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้าง
- 3) ปูนขาวที่นำมาใช้ เป็น Hydrated Lime ตราแรด
- 4) ดินที่ใช้ในการทดสอบเป็นดินกลุ่ม CH จำแนกตามระบบ Unified Soil Classification และ กลุ่ม A-7-6 จำแนกตามระบบ AASHTO

4.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง

ชุดอุปกรณ์ทดสอบ unconfined compression test

4.3 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

ศึกษาความสัมพันธ์ของปริมาณความชื้นและระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS และ E_u หลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction test; ASTM D 1557) ที่ปริมาณความชื้น 5 จุด (omc-6, omc-3, omc, omc+3 และ omc+6) โดยทดสอบในสภาพแช่น้ำ (Soaked) และไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ที่ระยะเวลาการบ่ม 0 วัน, 7 วัน, 14 วัน และ 28 วัน

4.4 แผนการวิจัย

ในการศึกษาวิจัยโครงการนี้ได้มีการทดสอบ unconfined compression test การทดลองทั้งหมดสามารถสรุปได้ในตารางที่ 4-2

ตารางที่ 4-2 สรุปแผนการทดลองทั้งหมด*

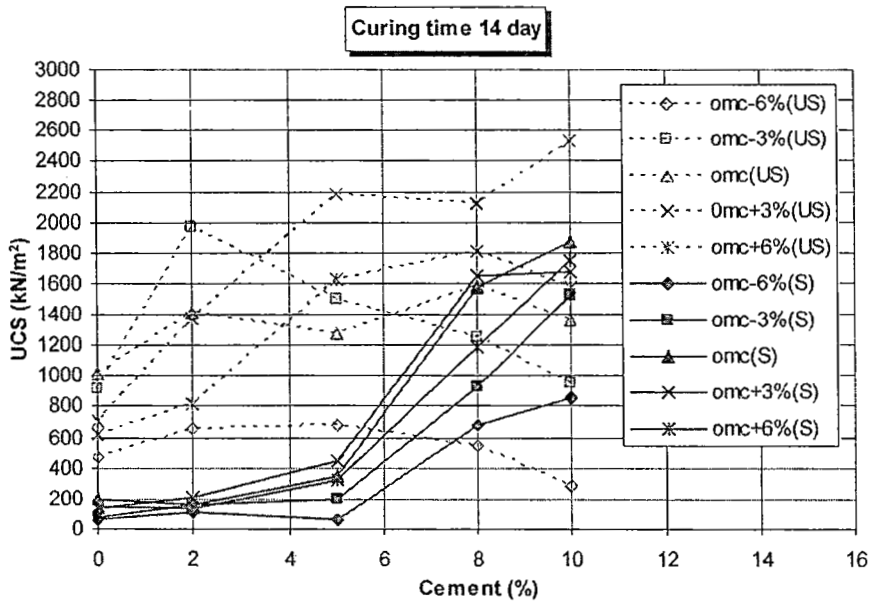
% Cement or Lime	Moisture content	Curing time (days) for soaked tests			
		0	7	14	28
0%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
2%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28

5%	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
8%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
10%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28

* แต่ละค่าต้องทำการทดลอง unconfined compression test 1 ครั้ง

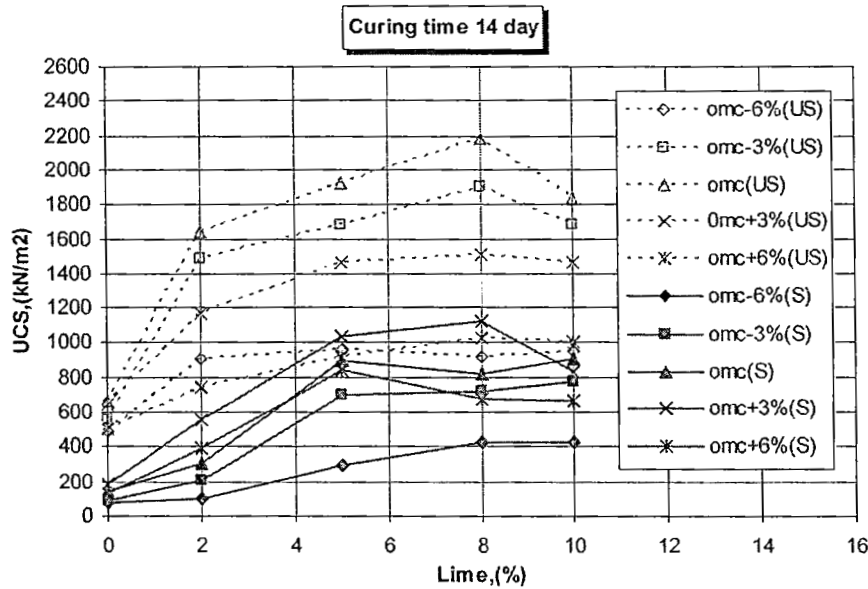
4.5 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า UCS ดังรูปที่ 4-3 แสดงว่าเมื่อปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้น ค่า UCS (Soaked) ก็จะเพิ่มขึ้น ซึ่งจะชัดเจนมากเมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณที่มากกว่า 5% ค่า UCS (Soaked) จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ แต่ค่า UCS (Unsoaked) จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ หรือลดลงบ้างเล็กน้อย เมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณสูง (8%, 10%) พิจารณาที่ความชื้นในการบดอัดเดียวกันค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงกับค่า UCS (Soaked) สำหรับตัวอย่างในสภาพแช่น้ำเมื่อปริมาณซีเมนต์ผสมมากกว่า 5% ตัวอย่างที่มีความชื้นเท่ากับหรือสูงกว่า OMC ค่า UCS (Soaked) จะมีค่ามากกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ กับ ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต เมื่อบ่มที่ระยะเวลา 28 วันเท่ากัน ซึ่งกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเท่ากับ 300 kg/cm^2 หรือ $2,9430 \text{ kN/m}^2$ (วินิต , 2539) และกำลังอัดแบบไม่จำกัด (UCS) ของดินผสมซีเมนต์ 10 % มีค่า UCS (Unsoaked) เท่ากับ $2,822 \text{ kN/m}^2$ และ UCS (Soaked) เท่ากับ $1,702 \text{ kN/m}^2$ เมื่อเปรียบเทียบแล้วสรุปได้ว่ากำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) เท่ากับ 9.6 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และกำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ในสภาพแช่น้ำ (Soaked) เท่ากับ 5.8 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ยังพบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมซีเมนต์เมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้กำลังอัดแบบไม่จำกัด (UCS) ลดลงประมาณ 40% หรือเหลือค่ากำลังอัดเพียง 60%



รูปที่ 4-3 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า UCS

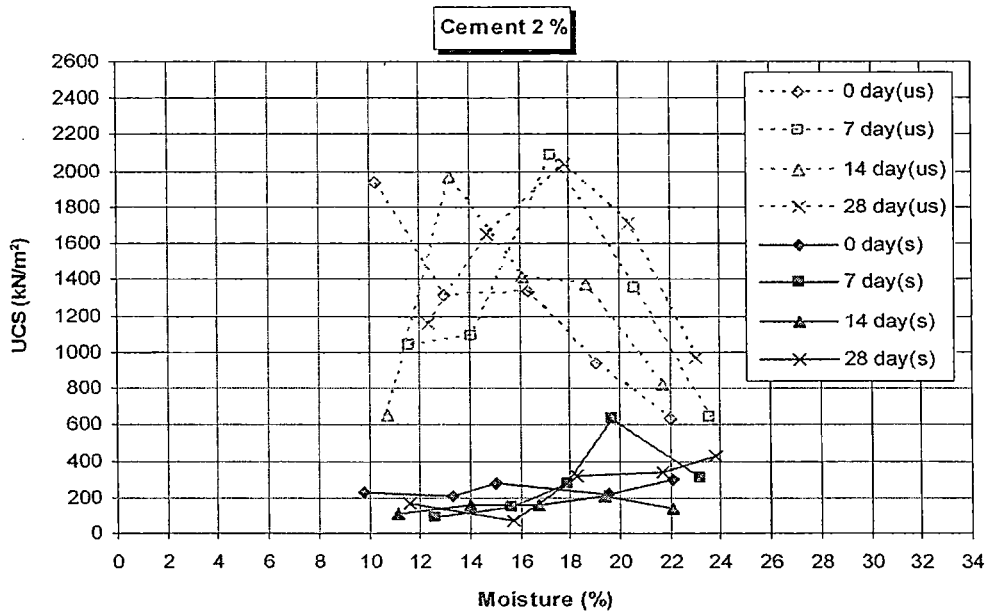
ผลของปริมาณปูนขาวกับค่า UCS ดังรูปที่ 4-4 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ก็จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนขาวที่ผสมในดิน เมื่อใช้ปริมาณปูนขาวผสมมากกว่าหรือเท่ากับ 8% จะทำให้ค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ค่อนข้างคงที่หรือมีลดลงบ้างเล็กน้อย ซึ่งผลการทดลองนี้สอดคล้องกับงานวิจัยของ ชนิตาวรรณและธีรเชษฐ์ (2530) แต่อย่างไรก็ตามเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณสูงขึ้น ค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ก็จะมีค่าไม่ใกล้เคียงกันโดยที่ UCS (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า เนื่องจากปริมาณความชื้นเข้าไปทำลายโครงสร้างดินให้มีความอ่อนแอจึงมีผลต่อค่ากำลังของดิน สำหรับการผสมดิน ด้วยปูนขาวถ้าลองเปรียบเทียบกำลังอัดกับกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ที่ระยะเวลาบ่ม 28 วันเช่นกัน โดยใช้ค่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาว 8% มีค่า UCS (Unsoaked) เท่ากับ $1,882 \text{ kN/m}^2$ และค่า UCS (Soaked) เท่ากับ 982 kN/m^2 พบว่าค่ากำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมปูนขาวในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 6.4 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และ กำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมปูนขาวในสภาพแช่น้ำ (Soaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 3.3 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ได้พบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะมีผลทำให้กำลังลดลงประมาณ 50 % จะเห็นได้ว่าค่ากำลังของดินผสมปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้มีกำลังลดลงมากกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 10 % และเมื่อเปรียบเทียบกำลังอัดของดินผสม ปูนขาวกับดินผสมปูนซีเมนต์ พบว่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาวน้อยกว่าดินผสมปูนซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ประมาณ 30% หรือมีค่าเป็น 70% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ดินผสมปูนขาวมีค่ากำลังอัดต่ำกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 40% หรือมีค่าเป็น 60% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ ทั้งนี้เนื่องจากปูนขาวมีค่าความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าปูนซีเมนต์ เมื่อเกิดปฏิกิริยาแล้วมีการเชื่อมประสานระหว่างอนุภาคของโครงสร้างดินมีความที่บ้น้ำน้อยกว่า ทำให้น้ำสามารถเข้าไปทำลายโครงสร้างดินให้มีความแข็งแรงลดลง



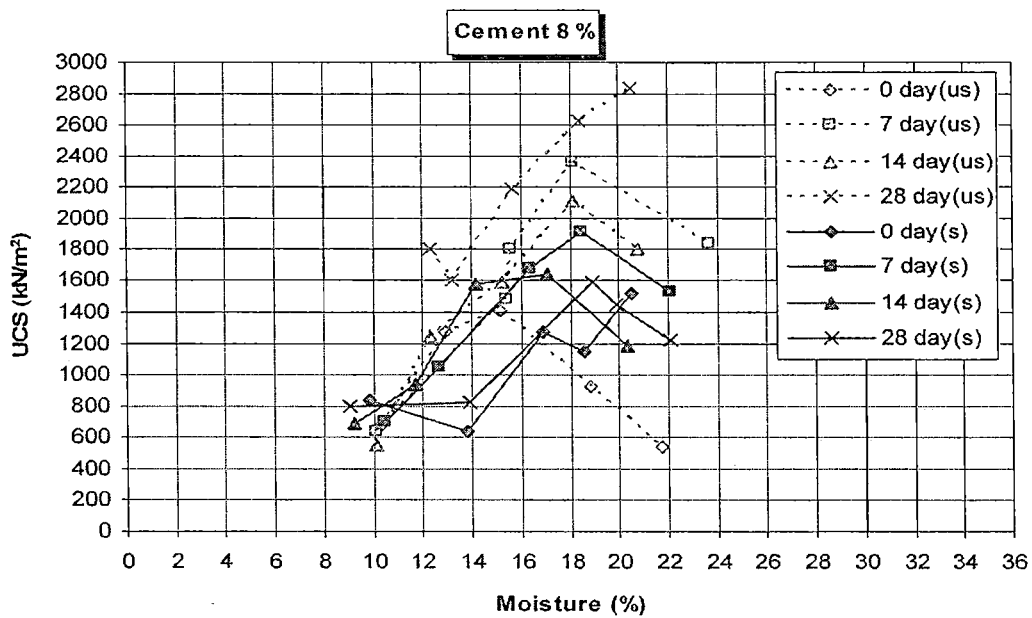
รูปที่ 4-4 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า UCS

4.6 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ ดังรูปที่ 4-5 เมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณต่ำ (2%, 5%) แสดงว่าค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่าลดลงเมื่อตัวอย่างมีความชื้นในการบดอัดมากกว่า OMC ซึ่งค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่าสูงสุดเมื่อใช้ปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC แต่ปริมาณความชื้นบดอัดที่เพิ่มขึ้นจะไม่ค่อยมีผลต่อค่า UCS (Soaked) ทั้งนี้ค่า UCS มีค่าที่แตกต่างกันมากโดยค่า UCS (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า UCS (Soaked) เนื่องจากผลของการทำปฏิกิริยาของความชื้นและปริมาณซีเมนต์ ซึ่งเมื่อปริมาณความชื้นในการบดอัดน้อยทำปฏิกิริยากับปริมาณซีเมนต์ต่ำจะมีผลทำให้เกิดสารเชื่อมระหว่างอนุภาคน้อยเช่นกันและไม่ค่อยมีผลต่อการพัฒนากำลัง ซึ่งปริมาณความชื้นที่จะให้ค่า UCS สูงสุดจะไม่ค่อยแตกต่างจากดินที่บดอัด โดยไม่ผสมน้ำคือใกล้เคียง OMC เมื่อนำไปแช่น้ำซึ่งน้ำก็จะสามารถซึมเข้าไปในตัวอย่างได้สูงจึงทำให้โครงสร้างดินนั้นอ่อนแอลง ส่งผลให้ค่า UCS (Soaked) ต่ำ แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์มากขึ้น (8%, 10%) ดังรูปที่ 4-6 ค่า UCS (Unsoaked) และ UCS (Soaked) ก็จะมีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณความชื้นบดอัดโดยตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC จะมีค่า UCS ใกล้เคียงกันมาก และจะมีค่า UCS มากสุดที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% ซึ่งอาจจะเป็นผลมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนซีเมนต์และน้ำเช่นกัน แต่สำหรับกรณีนี้ความชื้นจากการแช่น้ำจะมีผลต่อการพัฒนากำลังของดินมากกว่าความชื้นบดอัด ซึ่งปริมาณซีเมนต์ที่สูงขึ้นการเกิดปฏิกิริยากับความชื้นบดอัดจะเกิดขึ้นได้ไม่สมบูรณ์ เมื่อนำไปแช่น้ำก็จะทำให้มีการทำปฏิกิริยาได้สมบูรณ์ขึ้น จึงส่งผลให้มีการพัฒนากำลังขึ้นได้ใกล้เคียงกับสภาพที่ไม่แช่น้ำ ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC



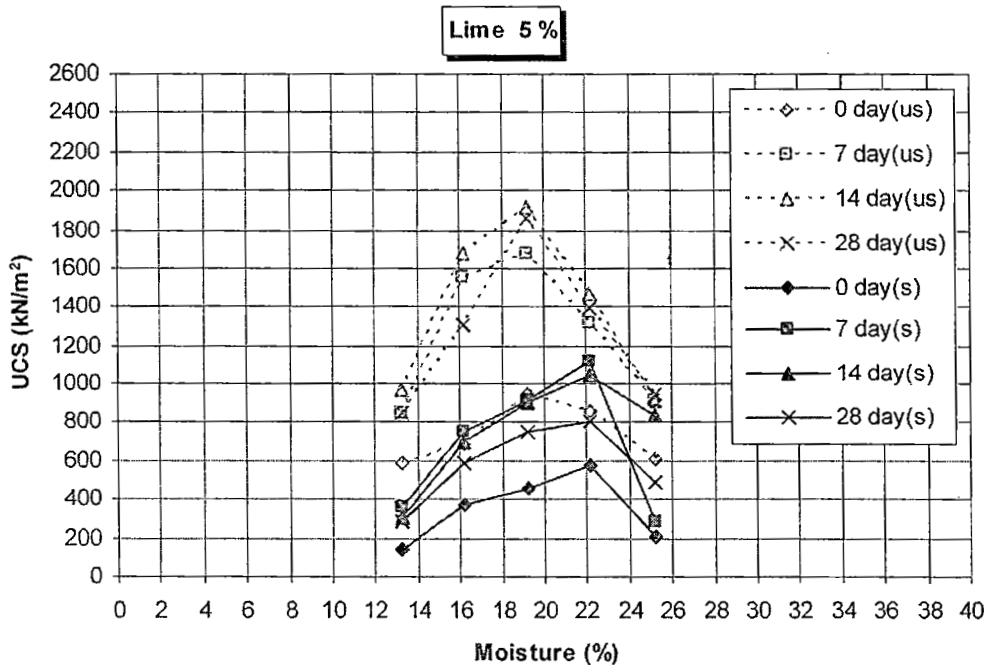
รูปที่ 4-5 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ



รูปที่ 4-6 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณสูง

ผลของความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว ดังรูปที่ 4-7 แสดงว่าเมื่อปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC จะให้ค่า UCS (Unsoaked) สูงที่สุด แต่สำหรับค่า UCS (Soaked) จะมีค่ามากที่สุดเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% มีผลมาจากการพัฒนากำลังของตัวอย่างสภาพไม่แช่น้ำได้จากการทำปฏิกิริยาของความชื้นบดอัดกับปูนขาว โดยจะมีค่าไม่ต่างกันมากกับดินที่ไม่ผสมปูนขาว ซึ่งตัวอย่างสภาพไม่แช่น้ำเมื่อผสมปูนขาวมากขึ้นก็จะทำให้ค่าดัชนีความเหนียว (Plasticity Index) ของดินลดลงส่งผลให้ดินยึดกันอยู่ใน

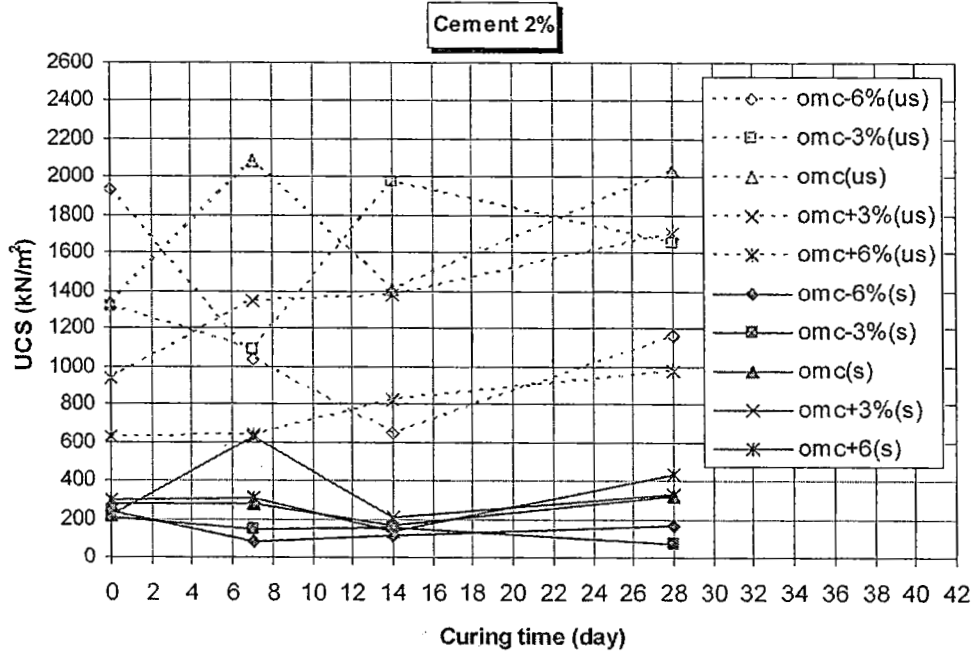
สภาพหลวมๆ และมีการพัฒนากำลังที่ช้า (Diamond and Kinter, 1965) จึงทำให้ปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC มีอิทธิพลมากที่สุด ค่า UCS (Unsoaked) ค่อนข้างใกล้เคียงกับดินที่ไม่มีการผสมปูนขาว แต่สำหรับดินตัวอย่างในสภาพแน่น การพัฒนากำลังของดินได้จากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับความชื้นบดอัดและความชื้นจากการแช่น้ำ จึงทำให้ปริมาณความชื้นที่ OMC+3% เป็นความชื้นบดอัดที่เหมาะสมที่สุดที่สามารถให้ค่า UCS (Soaked) มากที่สุด



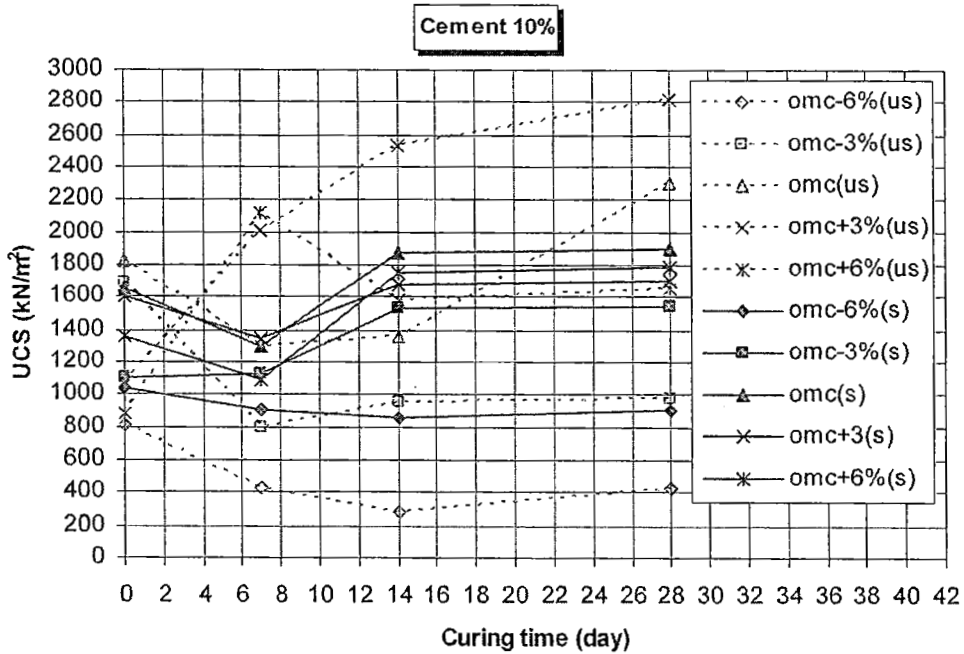
รูปที่ 4-7 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว

4.7 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ ดังรูปที่ 4-8 แสดงว่าระยะเวลาการบ่มที่เพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างที่ผสมปูนซีเมนต์น้อย (2%, 5%) จะไม่มีผลต่อค่า UCS (Soaked) แต่จะมีผลทำให้ค่า UCS (Unsoaked) เพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นมากกว่า OMC เมื่อมีการเพิ่มปริมาณซีเมนต์ที่สูงขึ้น (8%, 10%) ดังรูปที่ 4-9 แสดงให้เห็นว่าเมื่อระยะเวลาการบ่มมากกว่า 14 วันค่า UCS ค่อนข้างคงที่และค่า UCS (Unsoaked) ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC จะมีค่าน้อยกว่า UCS (Soaked) แต่อย่างไรก็ตามจากผลการทดลองได้พบว่าเมื่อระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้นค่า UCS (Soaked) กับ UCS (Unsoaked) จะมีค่าแตกต่างกันมากที่ปริมาณซีเมนต์ผสมน้อย และจะมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อปริมาณซีเมนต์มากขึ้น ทั้งนี้ผลการทดลองดังกล่าวขึ้นอยู่กับอัตราส่วนที่เหมาะสมของน้ำได้ทำปฏิกิริยากับปูนซีเมนต์และมีระยะเวลาในการพัฒนากำลังจากปฏิกิริยาที่เพียงพอ (Moh, 1965)



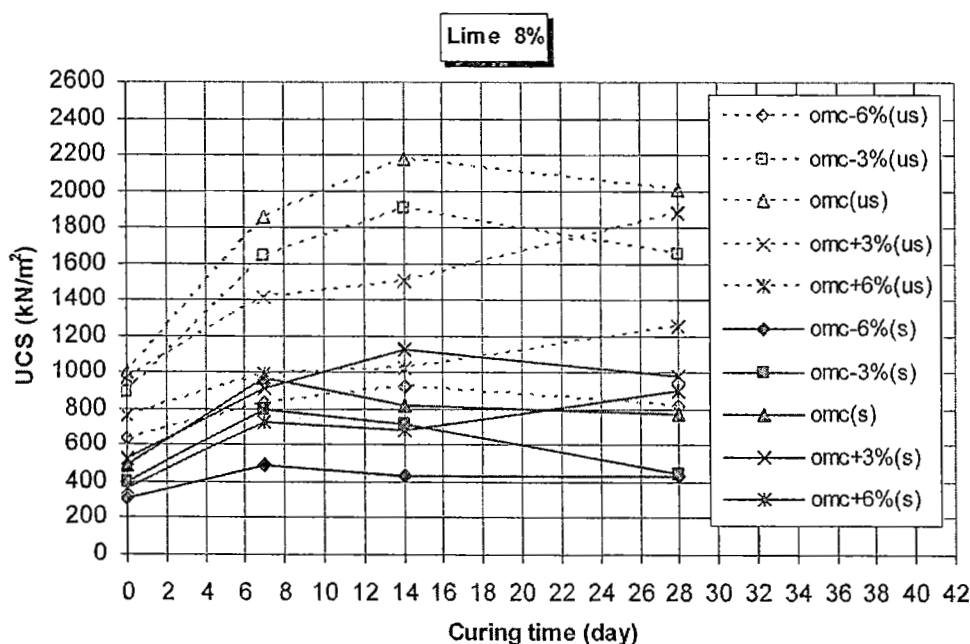
รูปที่ 4-8 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ



รูปที่ 4-9 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณสูง

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว ดังรูปที่ 4-10 แสดงว่า ค่า UCS มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นตามระยะเวลาการบ่มโดยระยะเวลาการบ่มที่ 0-7 วัน จะมีอัตราการเพิ่มของ UCS ที่ชัดเจน สำหรับตัวอย่างในสภาพแช่น้ำ (Soaked) เมื่อบ่มด้วยระยะเวลามากกว่า 7 วัน ค่า UCS (Soaked) จะค่อนข้างคงที่ ส่วนค่าที่ลดลงเนื่องจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ และสำหรับตัวอย่างในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked)

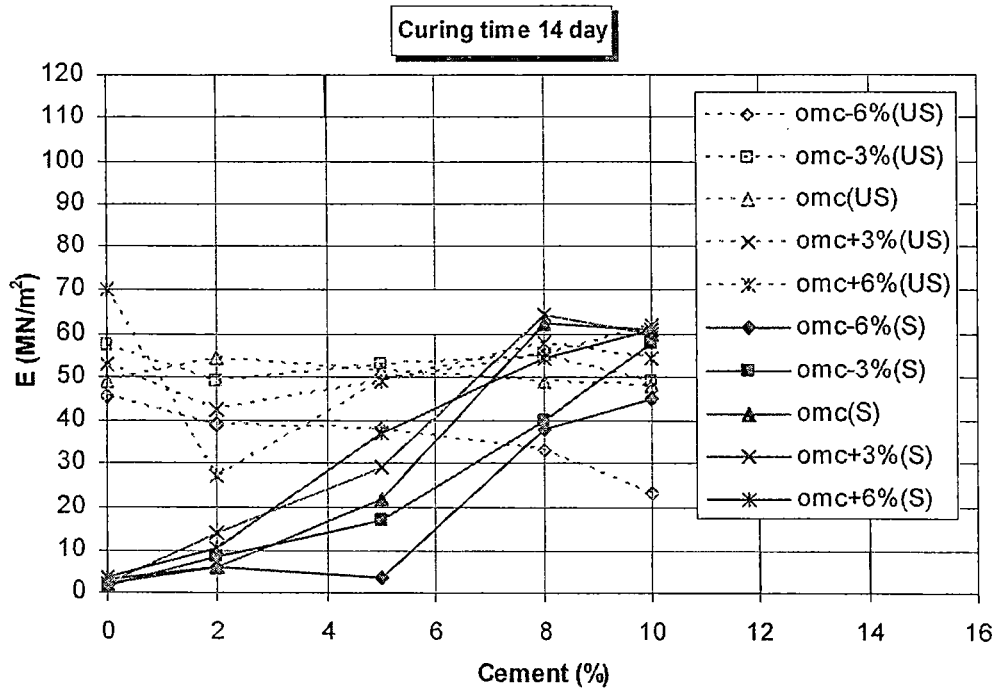
เมื่อบ่มเป็นระยะเวลามากกว่า 14 วัน ค่า UCS (Unsoaked) จะค่อนข้างคงที่ โดยตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นที่ OMC จะมีค่า UCS (Unsoaked) มากที่สุดทุกปริมาณปูนขาวที่ผสม ทั้งนี้อาจเป็นผลมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับน้ำ ก็จะได้สารประกอบ Calcium Silicate Hydrate (CSH) และสารประกอบ Calcium Aluminate Hydrate (CAH) ซึ่งปฏิกิริยา Aluminate จะเกิดขึ้นทันทีหลังการผสม ซึ่งจะเกิดตรงรอยต่อระหว่างขอบและผิวหน้าของดิน ส่วนปฏิกิริยา Silicate เกิดขึ้นช้ากว่าและแรงยึดเกาะที่เกิดขึ้นอย่างช้า ๆ ของสารประกอบ Silicate จะมีความแข็งแรงกว่า Aluminate (Diamond et al., 1964) ด้วยเหตุนี้จึงเป็นเหตุผลที่สามารถอธิบายได้ว่าช่วง 0-7 วันอาจเป็นกำลังที่ได้จากผลของปฏิกิริยา Aluminate และตั้งแต่ 14 วันขึ้นไปเป็นผลมาจากปฏิกิริยา Silicate ซึ่งได้เกิดปฏิกิริยาที่สมบูรณ์แล้ว ทำให้โครงสร้างดินแข็งแรงที่สุดได้เท่า่นั้น เมื่อบ่มนานขึ้นดินผสมปูนขาวมีกำลังค่อนข้างคงที่



รูปที่ 4-10 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว

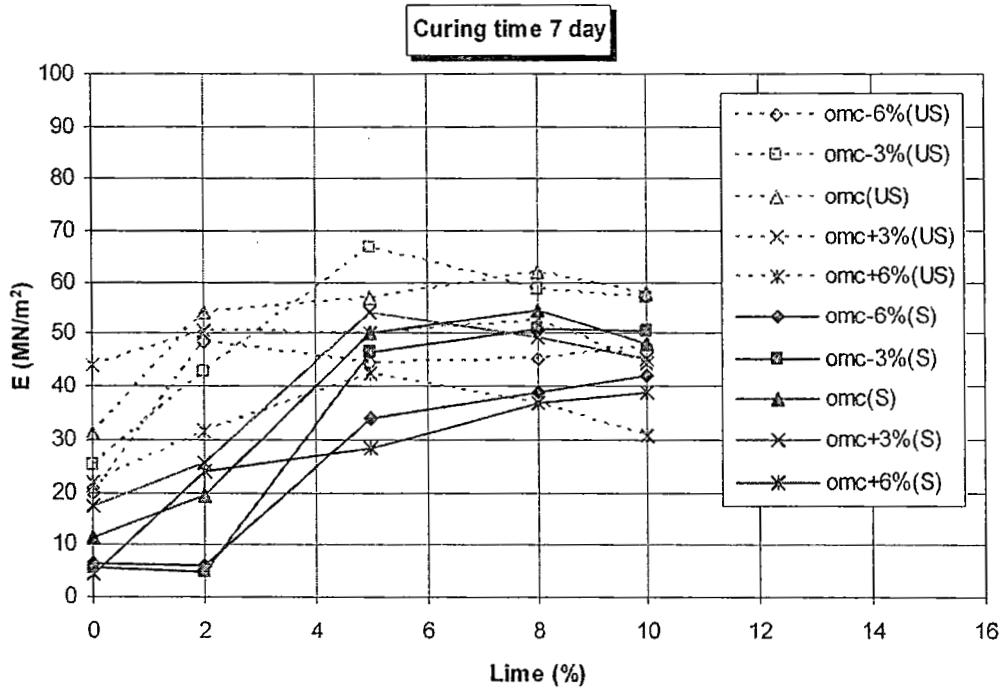
4.8 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Young's Modulus (E)

ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า E ดังรูปที่ 4-11 แสดงว่าค่า E (Soaked) จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนซีเมนต์ แต่เมื่อปริมาณปูนซีเมนต์มากขึ้น (8%, 10%) ค่า E (Soaked) ก็จะค่อนข้างคงที่ และปริมาณซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลต่อค่า E (Unsoaked) นอกจากนี้ยังพบว่าเมื่อปริมาณซีเมนต์สูง (8%, 10%) ค่า E (Soaked) และ E (Unsoaked) จะมีค่าใกล้เคียงกัน ทั้งนี้เนื่องจากตัวอย่างในสภาพ แชน้ำจะมีสภาพที่มีความยืดหยุ่นได้มากกว่าเพราะตัวเชื่อมประสานที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาของซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นกับน้ำสมบูรณ์ขึ้น ทำให้โครงสร้างดินแข็งแรง แต่ตัวอย่างในสภาพไม่แชน้ำจะมีลักษณะค่อนข้างเปราะ สารเชื่อมประสานจะเกิดจากปฏิกิริยาของปูนซีเมนต์กับความชื้นที่บดอัดเท่านั้น เมื่อนำมาทดสอบจึงมีผลค่อนข้างคงที่แม้ว่าปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้น



รูปที่ 4-11 ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า Young's Modulus (E)

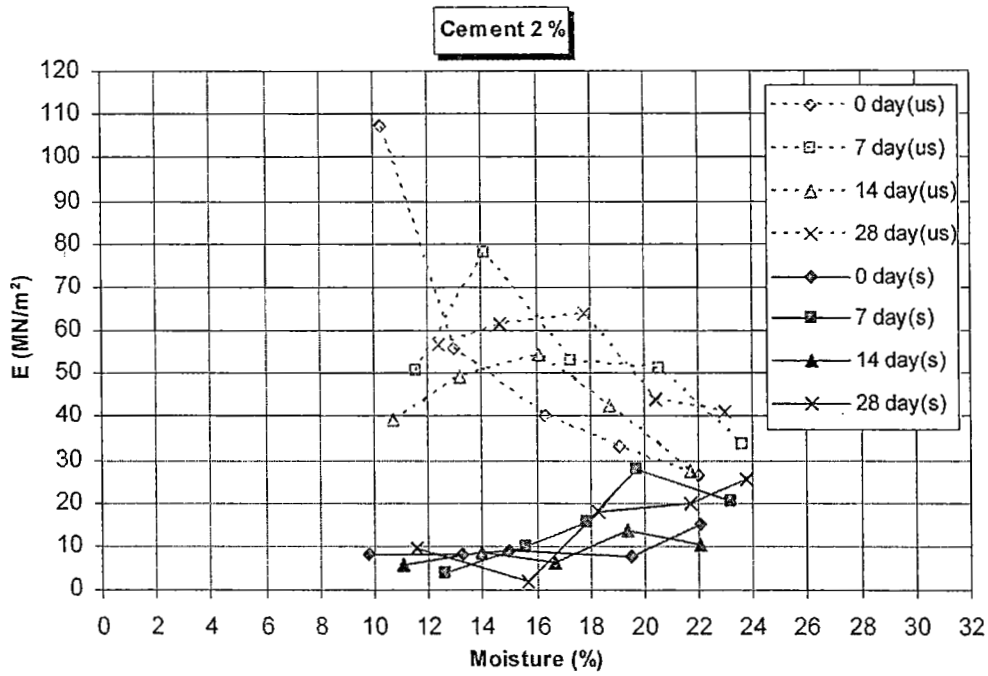
ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า E ดังรูปที่ 4-12 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนขาวน้อยกว่าหรือเท่ากับ 5% ค่า E (Soaked) จะเพิ่มขึ้น แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นค่า E (Soaked) จะมีค่าสูงสุดที่ปริมาณปูนขาวผสม 8% เมื่อเพิ่มปริมาณมากขึ้นอีกค่า E (Soaked) ก็จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ แต่สำหรับค่า E (Unsoaked) มีแนวโน้มค่อนข้างคงที่หรืออาจจะลดลงบ้างเล็กน้อยเมื่อมีการเพิ่มปริมาณปูนขาวมากกว่า 5% เนื่องจากปริมาณปูนขาวที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 5% ซึ่งสามารถเกิดปฏิกิริยาได้ทันทีและสมบูรณ์กว่าจึงมีการพัฒนากำลังได้เร็ว แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้น การทำปฏิกิริยาจะช้าลง การเกิดปฏิกิริยา Silicate จะเกิดขึ้นช้า (Diamond et al., 1964) ทำให้มีการพัฒนากำลังค่อนข้างช้าด้วย เมื่อนำมาทดสอบจึงยังไม่เห็นความแตกต่างของกำลังมากนัก



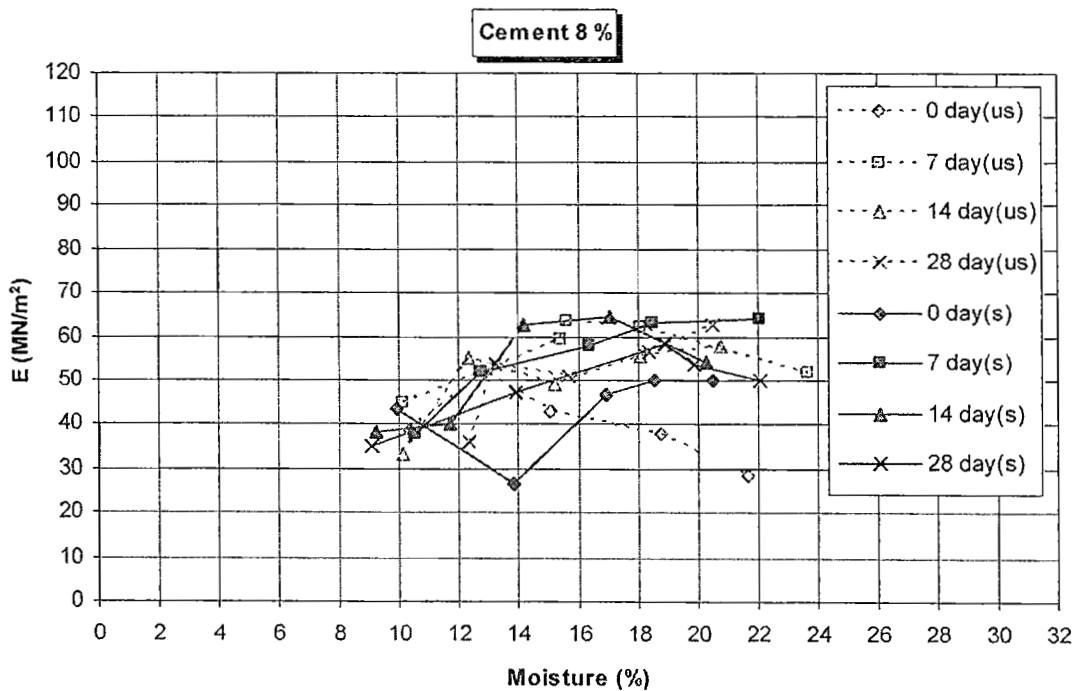
รูปที่ 4-12 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า Young's Modulus (E)

4.9 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า Young's Modulus (E)

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า E ของดินผสมซีเมนต์ ดังรูปที่ 4-13 แสดงว่าปริมาณความชื้นในการบดอัดเพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณซีเมนต์ผสมน้อย ๆ (2%, 5%) มีผลทำให้ค่า E (Soaked) มีค่าเพิ่มขึ้น แต่จะมีผลทำให้ค่า E (Unsoaked) มีค่าลดลง ทั้งนี้เนื่องจากเมื่อปริมาณความชื้นจากการแช่น้ำจะช่วยเสริมการทำปฏิกิริยาให้สมบูรณ์ขึ้น แต่ตัวอย่างที่ไม่แช่น้ำปูนซีเมนต์ก็จะทำปฏิกิริยาเฉพาะกับความชื้นบดอัดเท่านั้นเมื่อปริมาณความชื้นบดอัดที่เพิ่มขึ้นทำให้ดินมีกำลังลดลงมีค่าใกล้เคียงกับสภาพแช่น้ำ เนื่องจากดินที่ผสมซีเมนต์น้อย ๆ คุณสมบัติของก็จะมีลักษณะที่ใกล้เคียงกับดินที่ไม่ผสมซีเมนต์ เมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นในการบดอัดมากขึ้นจะมีความชื้นส่วนเกินเกิดขึ้นหลังจากการทำปฏิกิริยากับซีเมนต์แล้ว ซึ่งความชื้นส่วนเกินดังกล่าว เมื่อมีปริมาณมากจะไปหล่อลื่นระหว่างอนุภาคเม็ดดิน ทำให้ดินอยู่ในสภาพที่อ่อนแอลงจึงส่งผลให้มีกำลังที่ลดลงตามไปด้วย สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณซีเมนต์ผสมสูง ๆ (8%, 10%) ดังรูปที่ 4-14 เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้ค่า E (Soaked) และ E (Unsoaked) มีค่าใกล้เคียงกันมาก ทั้งนี้เนื่องจากอิทธิพลของอนุภาคปูนซีเมนต์ที่มากขึ้นสามารถเข้าไปแทนที่ช่องว่างระหว่างเม็ดดินได้มาก ประกอบกับการถูกบดอัดจึงทำให้ดินแน่นขึ้น ฉะนั้นเมื่อมีปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้นก็จะมีผลไม่มากนัก และจะมีค่า E สูงสุดอยู่ที่ปริมาณความชื้นบดอัดประมาณ OMC+3% เป็นความชื้นที่เหมาะสมในการนำไปใช้ทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ปริมาณสูง ๆ



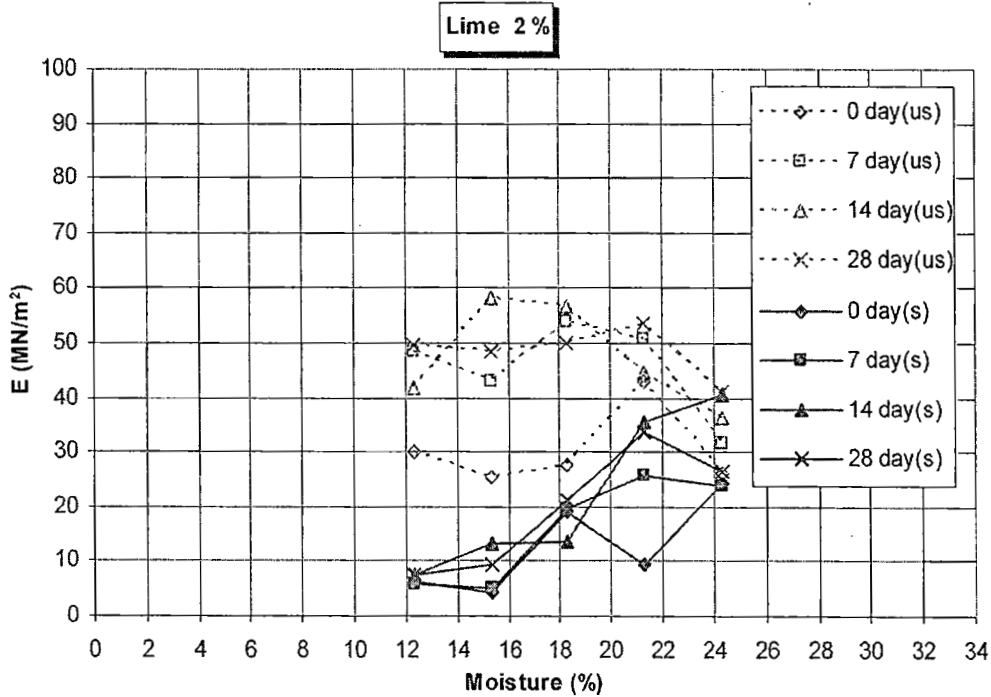
รูปที่ 4-13 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์ต่ำ



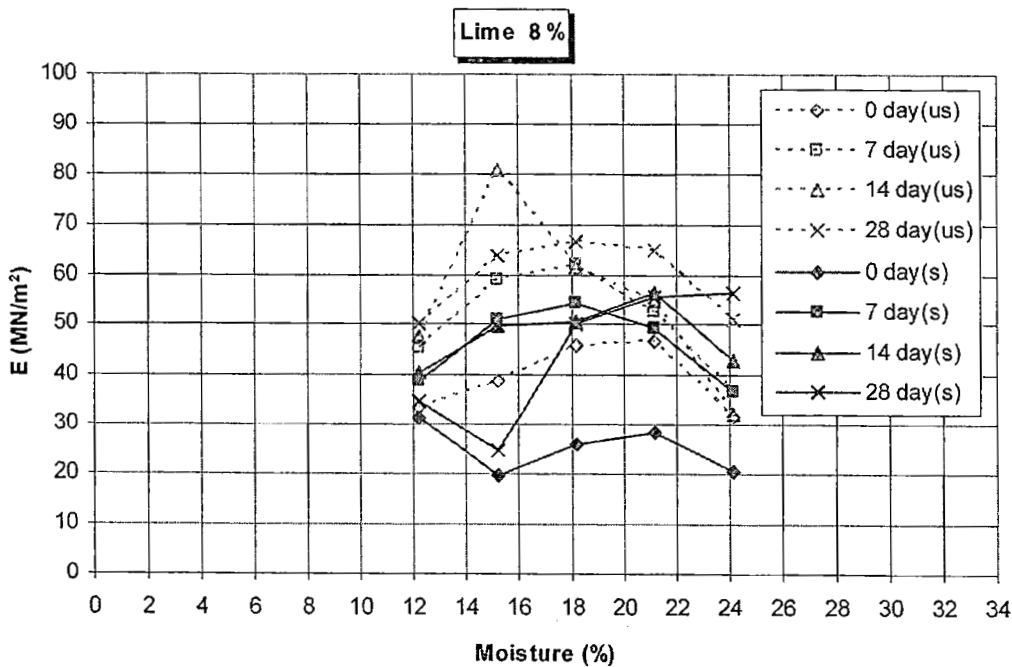
รูปที่ 4-14 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์สูง

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาว ดังรูปที่ 4-15 แสดงว่าเมื่อใช้ปริมาณความชื้นบดอัดมากกว่า OMC+3% จะมีผลทำให้ค่า E (Unsoaked) ลดลงทุกปริมาณปูนขาวผสม และเมื่อปริมาณปูนขาวน้อยๆ (2%, 5%) ค่า E (Unsoaked) และ E (Soaked) จะมีค่าแตกต่างกันค่อนข้างมาก โดยเฉพาะทางด้านที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นค่า E

(Unsoaked) และ E (Soaked) จะมีค่าใกล้เคียงกันดังรูปที่ 4-16 เนื่องจากเมื่อปริมาณปูนขาวน้อย ๆ ยังมีคุณสมบัติใกล้เคียงกับดินที่ไม่ผสมปูนขาวอยู่ ดังนั้นเมื่อตัวอย่างถูกแช่น้ำกำลังก็จะลดลงโดยเฉพาะที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC แต่เมื่อปริมาณ ปูนขาวเพิ่มขึ้นตัวอย่างในสภาพแช่น้ำสามารถพัฒนากำลังได้อีกจากการเกิดปฏิกิริยาของปูนขาวกับน้ำจึงทำให้ E (Soaked) มีค่าเพิ่มขึ้นไปใกล้เคียงกับ E (Unsoaked)



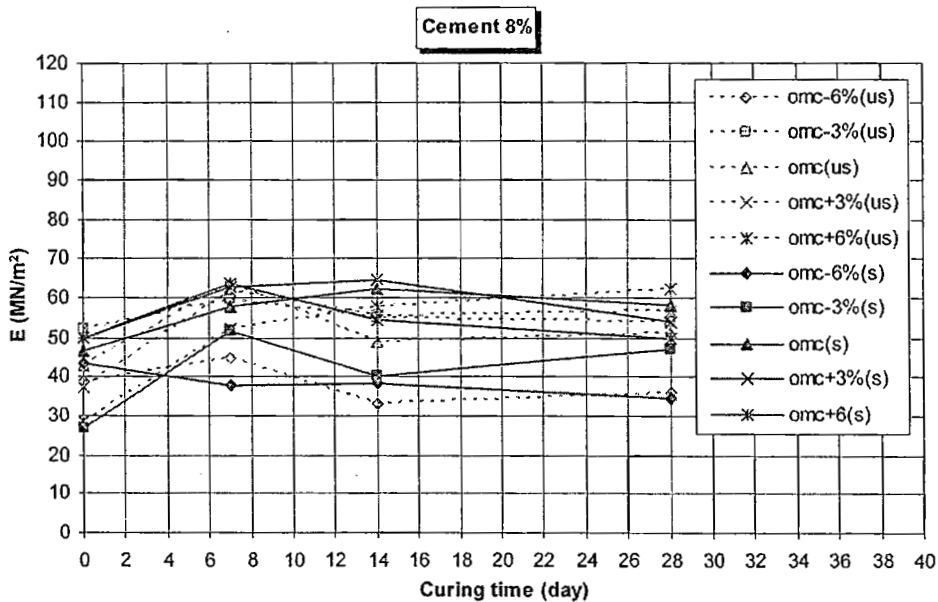
รูปที่ 4-15 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาวต่ำ



รูปที่ 4-16 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาวสูง

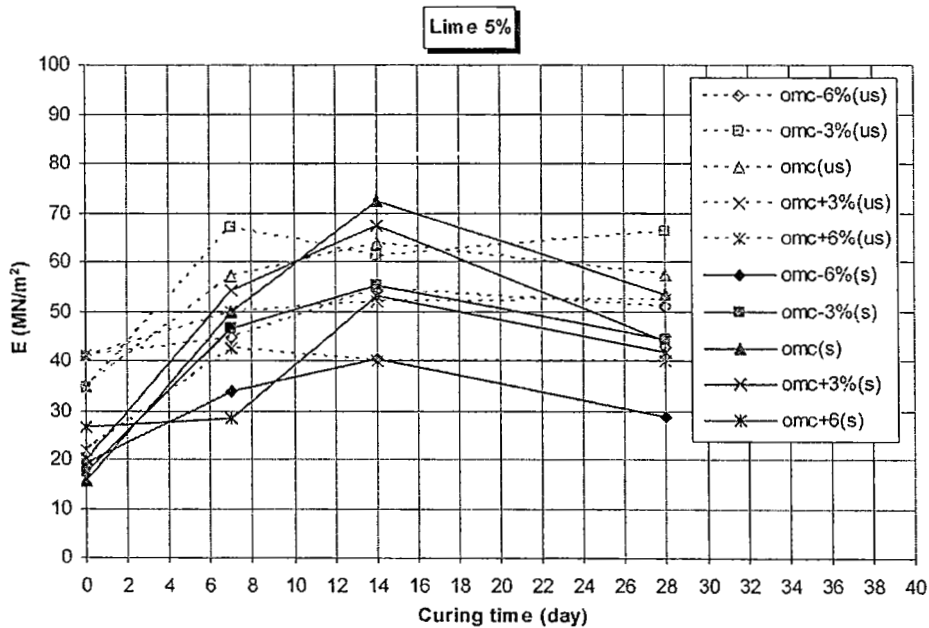
4.10 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E)

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า E ของดินผสมซีเมนต์ ดังรูปที่ 4-17 แสดงว่าระยะเวลาการบ่มที่ 7 วันจะมีผลทำให้ค่า E มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นแต่เมื่อบ่มมากกว่า 14 วันจะทำให้ค่า E (Soaked) และ E (Unsoaked) มีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ ทั้งนี้ช่วงเวลาดังกล่าวหลังจากการผสมดินกับซีเมนต์เป็นช่วงเวลาเกิด Cation Exchange บริเวณผิวเม็ดดิน ทำให้ค่า Plasticity Index ของดินลดลง (Moh, 1965)



รูปที่ 4-17 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า E ของดินผสมปูนขาว ดังรูปที่ 4-18 แสดงว่าตัวอย่างสภาพแห้งจะต้องใช้ระยะเวลาการบ่มอย่างน้อย 14 วันจึงจะให้ค่า E (Soaked) ที่เพิ่มขึ้นเมื่อบ่มนานขึ้นก็จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ แต่สำหรับค่า E (Soaked) ที่ลดลงนั้นเนื่องมาจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ สำหรับตัวอย่างสภาพไม่แห้งจะต้องใช้ระยะเวลาการบ่ม 7 วันจึงจะทำให้มีค่า E (Unsoaked) มีค่าเพิ่มขึ้น ถ้าบ่มนานกว่านี้จะไม่ค่อยมีผลมากนักต่อค่า E (Unsoaked) เนื่องจากปฏิกิริยาการเปลี่ยนแปลงอออนในดินจะเป็นไปอย่างช้า ๆ และเกิดในช่วงเวลาสั้น ๆ ซึ่งจะทำให้ค่า Plasticity Index (PI) ของดินลดลง (Ingles, 1970)



รูปที่ 4-18 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมปูนขาว

4.11 สรุปผลการทดสอบ

ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่า UCS จากผลการทดลอง เมื่อผสมปูนซีเมนต์ 8% จะมีผลทำให้ทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำมีค่า UCS และค่า E มีค่าสูงสุด สำหรับการผสมด้วยปูนขาวเมื่อผสมปริมาณปูนขาว 8% จะทำให้ค่า UCS มีค่ามากที่สุด แต่สำหรับค่า E นั้นจะไม่ขึ้นอยู่กับปริมาณปูนขาว

ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า UCS จากผลการทดลองดินที่ผสมปูนซีเมนต์พบว่าบดอัดที่ปริมาณความชื้น+3% ทำให้ค่า UCS มีค่าสูงสุด สำหรับการผสมด้วยปูนขาว เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ความชื้นเหมาะสม (OMC) จะทำให้ค่า UCS (Soaked) มีค่าสูงสุด แต่เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% จะทำให้ค่า UCS (Unsoaked) มีค่ามากที่สุด แต่ปริมาณความชื้นบดอัดไม่มีผลที่ชัดเจนต่อค่า E ทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS เมื่อผสมปูนซีเมนต์แล้วบ่มที่ระยะเวลาไม่น้อยกว่า 14 วัน จึงจะให้ค่า UCS สูงสุด แต่ระยะเวลาการบ่มไม่มีผลต่อค่า E ทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ สำหรับดินที่ผสมปูนขาวระยะเวลาการบ่มไม่น้อยกว่า 14 วันจะมีผลทำให้ค่า UCS มีค่าสูงสุดเช่นเดียวกันกับการผสมด้วยซีเมนต์ แต่ค่า E จะมีค่ามากที่สุดเมื่อระยะเวลาการบ่ม 7 วัน

บทที่ 5 ผลการทดสอบ direct shear

5.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

1) ดินที่ใช้ในการศึกษานำมาจาก กม.331/3 ทิศใต้ของสถานีรถไฟหัวดวง จังหวัดพิจิตร สยาม และ รุเอียร์ (2004) ได้รายงานว่า ดินดังกล่าวมีค่า Liquid Limit ~ 60, ค่า Plastic Limit ~ 20 และค่า Moisture Content ~ 20 โดยสามารถจำแนกตาม USCS Unified Soil Classification ได้เป็น CH (Highly Plastic Clay) และจำแนกตาม AASHTO ได้เป็น A-7-6 (Clay With Poor Compressibility and High Plasticity, Fair to Poor Bearing Capacity as Subgrade Soil, Very High Shrinkage and Swelling, and Poor Permeability) และตาม The American Railway Engineering Association (AREA) Manual for Railway Engineering (1997) ได้จำแนกดินชนิด CH เป็น “Bad Subgrade Which Exhibit Very Bad Mud Pumping Action When Subject to Loading”

2) ปูนซีเมนต์ที่นำมาใช้ เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้าง

5.2 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดลอง

- 1) Compaction mold สำหรับตัวอย่างของ direct shear
- 2) เครื่อง Direct shear apparatus

5.3 ขั้นตอนการดำเนินการวิจัย

(1) วิธีการทดลอง

โครงการนี้จะเป็นการดำเนินการในห้องปฏิบัติการเป็นหลัก โดยจะนำดินที่สนใจมาจากบริเวณที่เกิดปัญหาในแถบจังหวัดพิจิตร การทดลองทั้งหมดสามารถสรุปได้ดังนี้:-

- a. ประดิษฐ์ชุดอุปกรณ์ Compaction mold สำหรับตัวอย่างของ direct shear เพื่อให้สามารถเตรียมตัวอย่างดินตามมาตรฐาน Modified Proctor compaction test (ASTM D 1557-78, AASHTO T-180-90) ได้
- b. ที่สัดส่วนปูนซีเมนต์และปูนขาวต่างๆศึกษาถึง direct shear characteristics โดยใช้ direct shear apparatus ที่ 5 จุด ที่ Optimum moisture content, 2 จุดที่ Dry side, และ 2 จุดที่ Wet side โดยศึกษาทั้ง soaked และ unsoaked
- c. วิเคราะห์หาค่า strength properties ต่างๆของดินที่ถูกปรับปรุงที่สัดส่วนปูนซีเมนต์และปูนขาวต่างๆและความชื้นเมื่อทำการบดอัดต่างๆ
- d. ศึกษาถึงผลของระยะเวลาการบ่มตัวต่อคุณสมบัติต่างๆดังกล่าวแล้ว ที่ระยะเวลาการบ่มตัวต่างๆ (0 วัน, 7 วัน, 14 วัน, 28 วัน)

5.4 แผนการวิจัย

การทดลองทั้งหมดสามารถสรุปได้ในตารางที่ 5-1

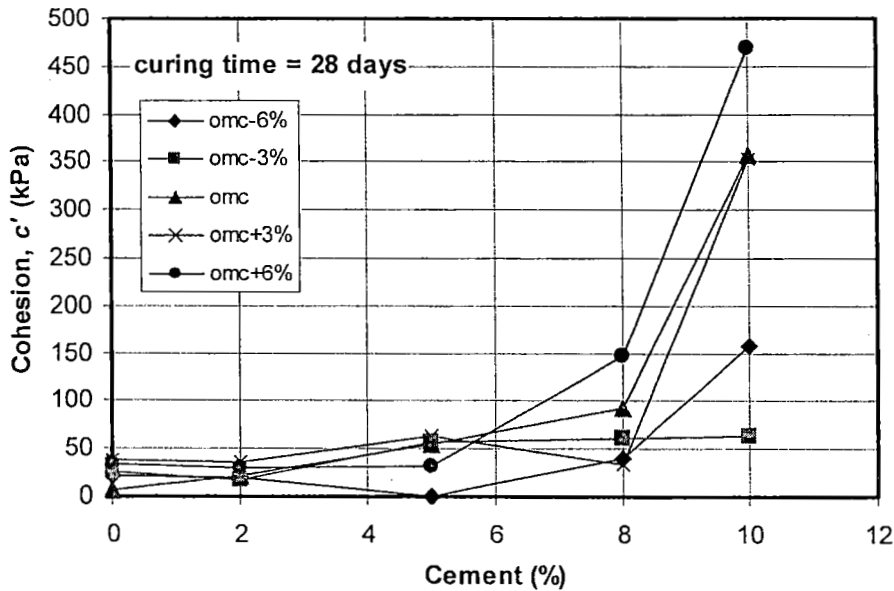
ตารางที่ 5-1 สรุปแผนการทดลองทั้งหมด*

% Cement or Lime	Moisture content	Curing time (days) for soaked tests			
		0	7	14	28
0%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
0%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
0%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
8%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
1%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28

* แต่ละค่าต้องทำการทดลอง direct shear 3 ครั้ง

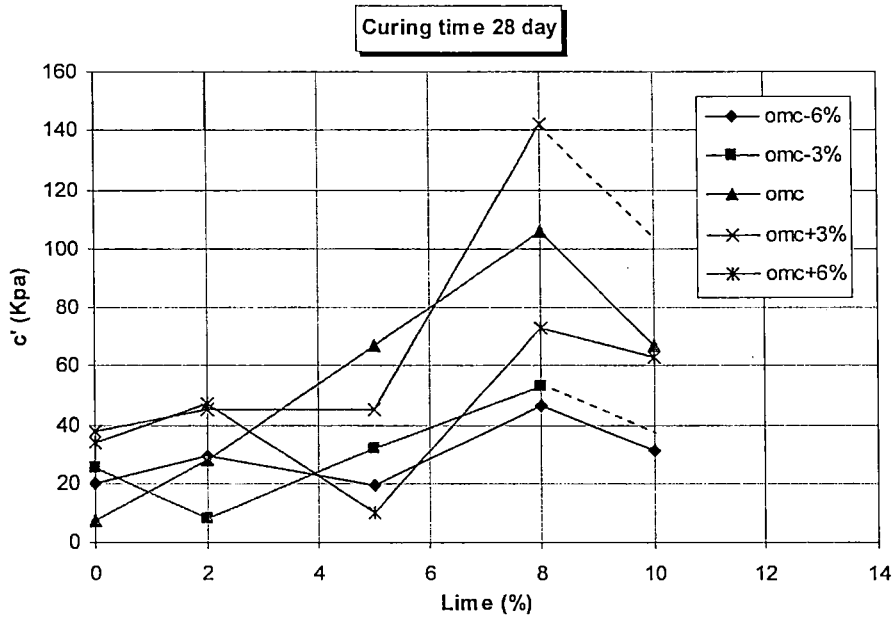
5.5 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า cohesion

ผลการทดลองแสดงว่าเมื่อปริมาณซีเมนต์ต่ำกว่า 2% จะมีผลทำให้ค่า c' ของดินผสมซีเมนต์มีค่าค่อนข้างคงที่ไม่แตกต่างมากจากที่ไม่ผสมปูนซีเมนต์ เมื่อปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้นจะทำให้ค่า c' เพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์โดยมีอัตราการเพิ่มขึ้นเห็นได้ชัดเจนขึ้น นอกจากนี้เมื่อผสมปริมาณซีเมนต์สูงกว่า 8% โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นที่เหมาะสมหรือสูงกว่าจะมีอัตราการเพิ่มขึ้นของค่า c' จะแตกต่างจากผสม 8% อย่างเห็นได้ชัดโดยมีค่าสูงขึ้นมากดังรูป 5-1



รูปที่ 5-1 ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า c'

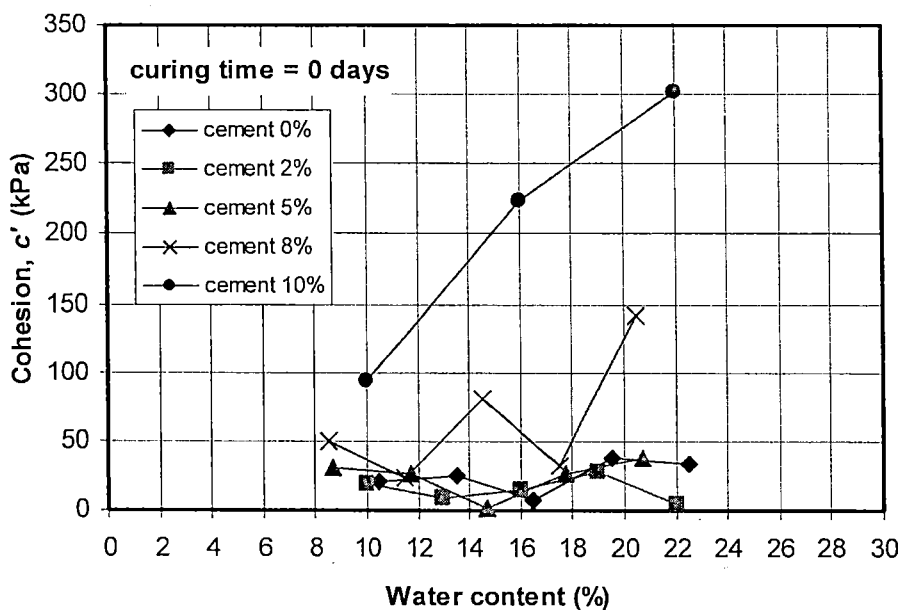
ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า c' จากการทดลองพบว่าเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณ 8% จะให้ค่า c' มากที่สุดดังแสดงในรูปที่ 5-2 ซึ่งเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณที่ต่ำกว่า 5% จะค่อนข้าง ไม่มีผลต่อค่า c' แต่เมื่อผสมด้วยปูนขาวปริมาณเพิ่มขึ้นมากกว่า 5% ค่า c' จะเพิ่มขึ้นสูงสุดที่ปริมาณปูนขาว 8% และลดลงที่ปริมาณปูนขาวผสม 10% ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณปูนขาวที่ 8% นั้นเป็นปริมาณที่เหมาะสมกับการทำปฏิกิริยากับน้ำซึ่งจะให้กำลังได้เต็มที่แล้วเมื่อเพิ่มปริมาณมากขึ้นก็จะมีผลต่อการทำปฏิกิริยาแล้วซึ่งเรียกว่า Lime Fixation Point (Herrin and Mitchell, 1961) และยังทำให้ปริมาณปูนขาวส่วนที่ไม่ได้ทำปฏิกิริยานั้นสัมผัสคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ในอากาศเกิดปฏิกิริยา Lime Carbonation ซึ่งหน่วงการเกิดปฏิกิริยาเคมีที่จะทำให้เกิดสารเชื่อมประสาน มีการพัฒนากำลังกำลังทำให้กำลังลดลงด้วย (Diamond and Kinter, 1965) และจากกราฟที่เป็นเส้นประนั้นเป็นแนวโน้มค่า c' ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC-3% และ OMC+3% ของปริมาณปูนขาว 10% เมื่อพิจารณาจากแนวโน้มพฤติกรรมของตัวอย่างการบดอัดที่ความชื้นอื่น ๆ



รูปที่ 5-2 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า c'

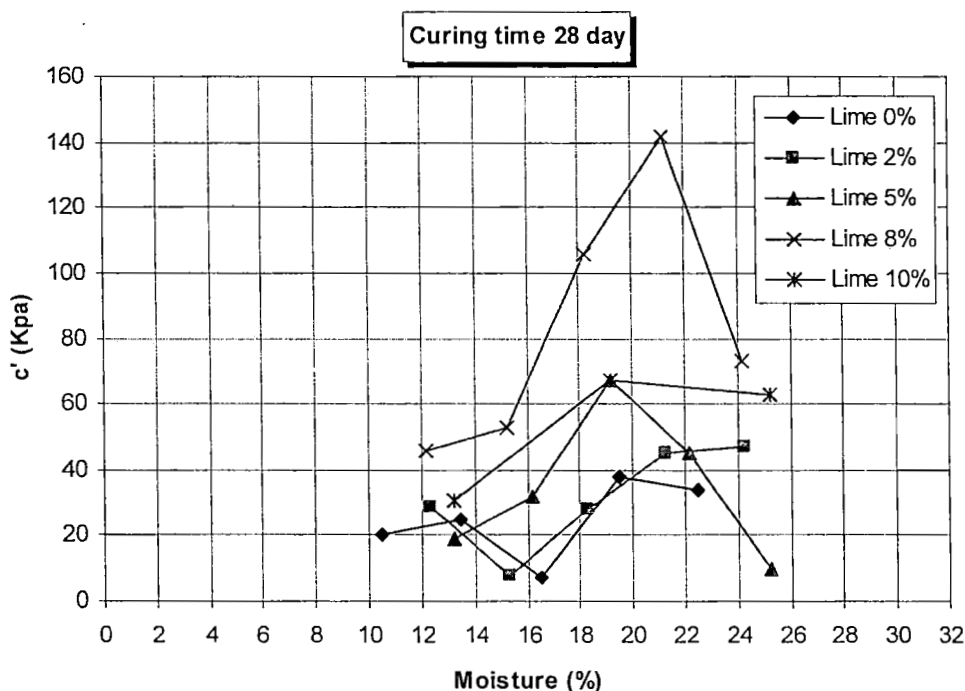
5.6 ผลของความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่า cohesion

ผลการทดลองแสดงว่าปริมาณความชื้นจะไม่มีผลมากต่อค่า c' ของดินที่ผสมซีเมนต์ต่ำๆ(2%) แต่ปริมาณความชื้นในการบดอัดจะมีผลต่อค่า c' ของตัวอย่างที่ผสมปูนซีเมนต์สูงๆ (10%) ซึ่งสามารถเห็นค่าความแตกต่างได้ชัดเจนกว่าดินที่ผสมปูนซีเมนต์ต่ำ ทั้งนี้ที่ปริมาณซีเมนต์ผสมในดินสูงๆ (8%, 10%) เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นค่า c' ที่ได้จะไม่แปรผันตามความชื้นนั้น นอกจากนี้ยังพบว่าดินชนิดนี้เมื่อไม่ผสมซีเมนต์แล้วบดอัดด้วยความชื้นที่ omc จะให้ค่า c' น้อยที่สุด ดังรูปที่ 5-3



รูปที่ 5-3 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า c'

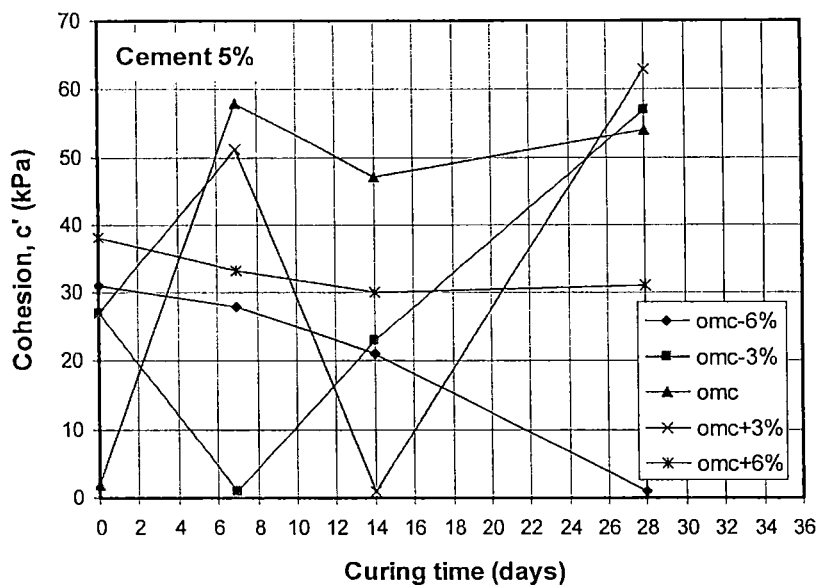
สำหรับผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว ดังแสดงรูปที่ 5-4 ปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC+3% จะให้ค่า c' สูงที่สุด ซึ่งเมื่อปริมาณความชื้นบดอัดมากขึ้น ตัวอย่างที่ผสมปูนขาวน้อยกว่า 5% จะมีค่า c' ใกล้เคียงกันและมีแนวโน้มไปในทิศทางเดียวกัน และสังเกตพบว่าดินที่ไม่ผสมปูนขาวนั้นเมื่อบดอัดที่ปริมาณความชื้นเหมาะสม จะให้ค่า c' ต่ำที่สุด และจะให้ค่า c' สูงที่สุดเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% เช่นเดียวกับดินที่ผสมปูนขาว สำหรับดินที่ผสมปูนขาวในปริมาณ 2% จะให้ค่า c' ที่มีแนวโน้มคล้ายกับดินที่ไม่ผสมปูนขาว ทั้งนี้มีผลมาจากปูนขาวในปริมาณน้อย ๆ (2%) บดอัดที่ปริมาณความชื้นสูงขึ้นก็ไม่มีผลต่อค่า c' เนื่องจากค่า c' จะเกิดขึ้นสูงนั้นจะต้องมีการเชื่อมประสานระหว่างอนุภาคที่ดีหลังจากทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับน้ำที่สมดุลย์กัน นอกจากนี้จากกราฟจะเห็นได้ว่าเมื่อผสมปูนขาวที่ปริมาณ 8% จะให้ค่า c' สูงกว่าปริมาณผสมอื่น



รูปที่ 5-4 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว

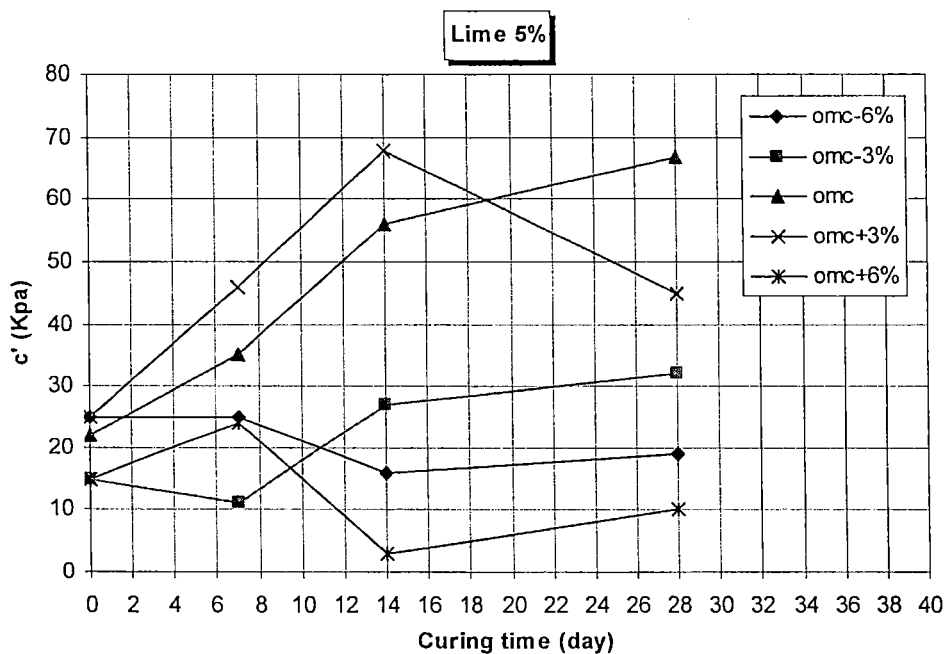
5.7 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า cohesion

ผลการทดลองแสดงว่าช่วงระยะเวลาการบ่มน้อยกว่า 14 วัน ตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้น omc-6% และ omc+6% จะมีแนวโน้มค่า c' ลดลง สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้น omc-3% และ omc+3% การเปลี่ยนแปลงของค่า c' จะมีลักษณะที่ตรงกันข้ามกัน โดยที่ 7 วันแรก ตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้น omc-3% จะมีค่าลดลงในขณะที่ omc+3% จะมีค่า c' เพิ่มขึ้น แล้วหลังจาก 7 วันถึง 14 วัน ตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้น omc-3% ก็จะมีค่า c' เพิ่มขึ้นในขณะที่ omc+3% มีค่า c' ลดลง สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เหมาะสมจะมีแนวโน้มคล้ายกับ omc+3% ดังรูปที่ 5-5



รูปที่ 5-5 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c'

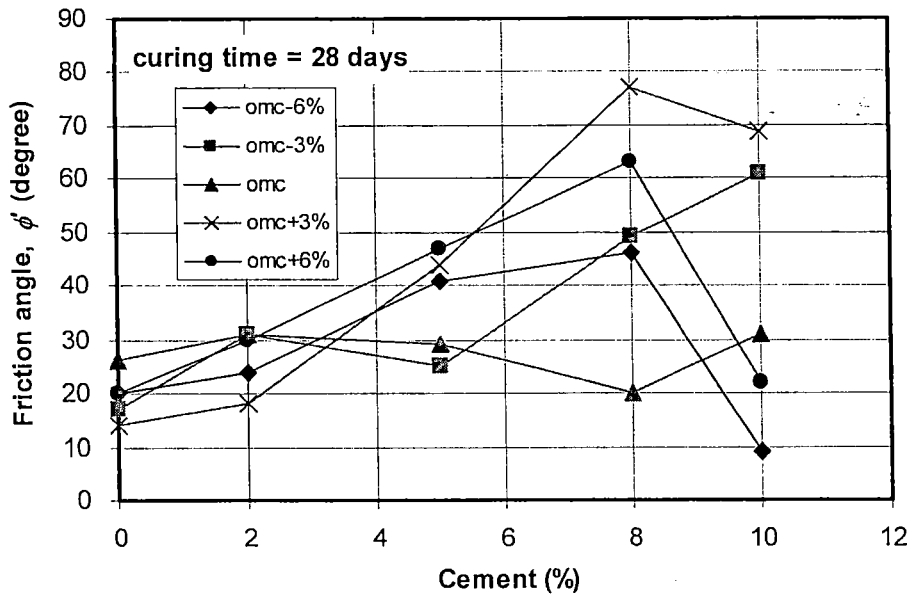
ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว ดังแสดงรูปที่ 5-6 ที่ระยะเวลาการบ่มน้อยกว่า 14 วัน สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC-3%, OMC และ OMC+3% จะมีผลทำให้ค่า c' เพิ่มขึ้น แต่ตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC-6% และ OMC+6% จะมีผลทำให้ค่า c' ลดลง เมื่อบ่มด้วยระยะเวลาที่นานขึ้น มีแนวโน้มทำให้ค่า c' เพิ่มขึ้น ทั้งนี้อาจเป็นผลเนื่องจากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวเกิดขึ้นช้าจึงต้องใช้เวลาในการทำปฏิกิริยาเพื่อให้ได้ตัวเชื่อมประสานที่แข็งแรง (Diamond et al., 1964) ดังนั้นระยะเวลาการบ่มที่มากกว่า 14 วัน จึงจะมีผลทำให้ค่า c' มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น



รูปที่ 5-6 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า c' ของดินผสมปูนขาว

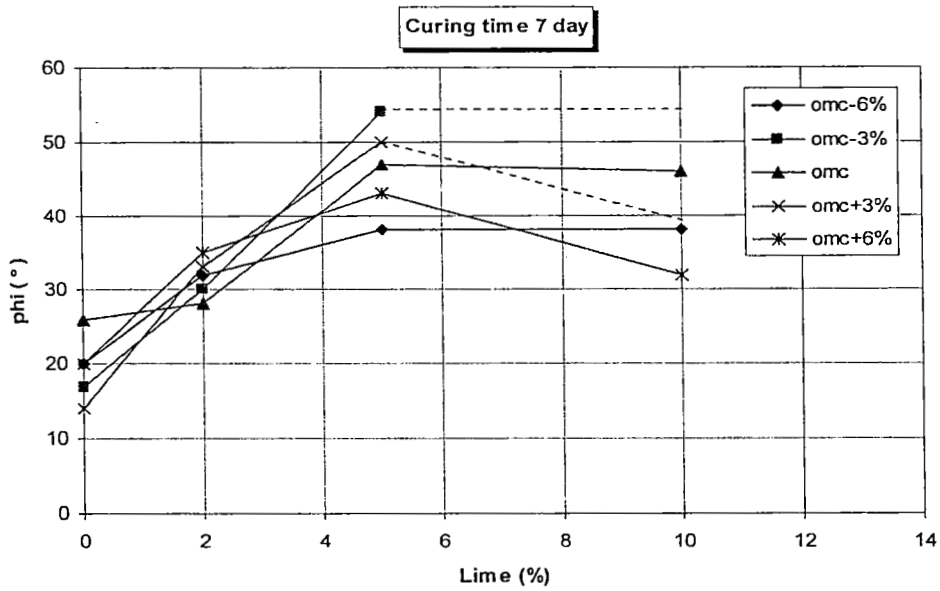
5.8 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า ϕ'

ผลการทดลองแสดงว่าค่า ϕ' ของดินผสมซีเมนต์เมื่อผสมปูนซีเมนต์น้อยกว่า 2% อัตราการเพิ่มขึ้นของค่า ϕ' ทุกตัวอย่างการบดอัดเป็นไปในทิศทางเดียวกันมีค่าใกล้เคียงกัน หลังจากนั้นเมื่อปริมาณซีเมนต์ที่ผสมเพิ่มขึ้นค่า ϕ' ก็จะเพิ่มขึ้นตามและมีค่าที่แตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดโดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่าความชื้นเหมาะสมจะมีค่า ϕ' ที่สูงกว่าและเมื่อผสมปูนซีเมนต์มากกว่า 8% ค่า ϕ' ของตัวอย่างดังกล่าวจะมีแนวโน้มลดลง ดังรูปที่ 5-7



รูปที่ 5-7 ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า ϕ'

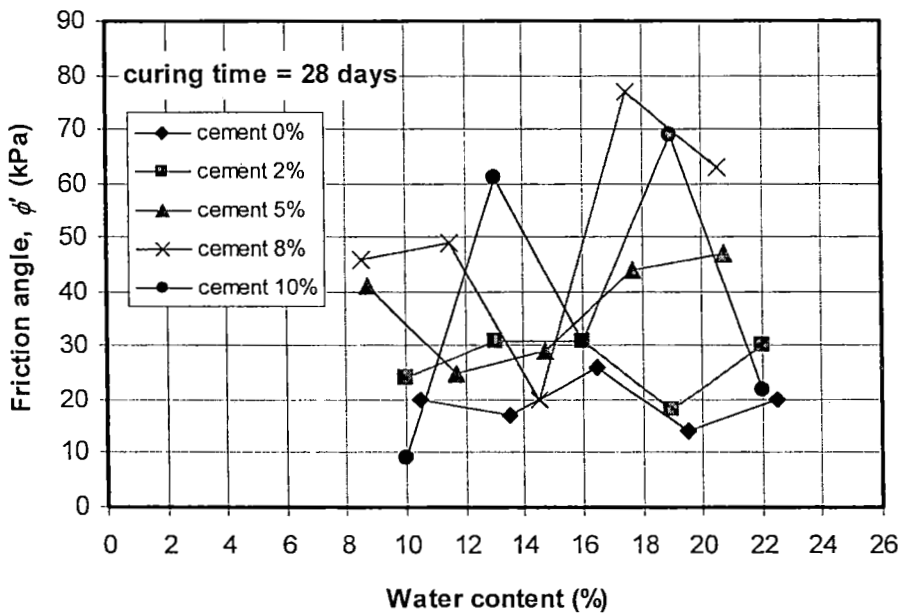
ผลของปริมาณการผสมปูนขาวต่อค่า ϕ' ดังรูปที่ 5-8 จากผลการทดลองเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณที่น้อยกว่าหรือเท่ากับ 5% จะมีผลทำให้ค่า ϕ' เพิ่มขึ้นสอดคล้องกับงานวิจัยของ Kazuhiko et al. (1989) เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นก็จะมีผลทำให้ค่า ϕ' มีแนวโน้มค่อนข้างคงหรือลดลงบ้างเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องมาจากปริมาณปูนขาวที่ผสม 5% นั้นเป็น Optimum Lime Content ซึ่งทำให้ค่ากำลังรับแรงของดินผสมปูนขาวมีค่ามากที่สุดสอดคล้องกับการวิจัยของเกษมและคณะ (2531) ถ้าเพิ่มปริมาณปูนขาวมากกว่า Optimum Lime Content ก็จะมีผลให้กำลังรับแรงของดินลดลงหรือมีแนวโน้มคงที่ (Eades and Davison, 1962) และจากกราฟที่เป็นเส้นประนั้นเป็นแนวโน้ม ค่า ϕ' ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC-3% และ OMC+3% ของปริมาณปูนขาว 10% เมื่อพิจารณาจากแนวโน้มพฤติกรรมของตัวอย่างการบดอัดที่ความชื้นอื่น ๆ



รูปที่ 5-8 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า ϕ'

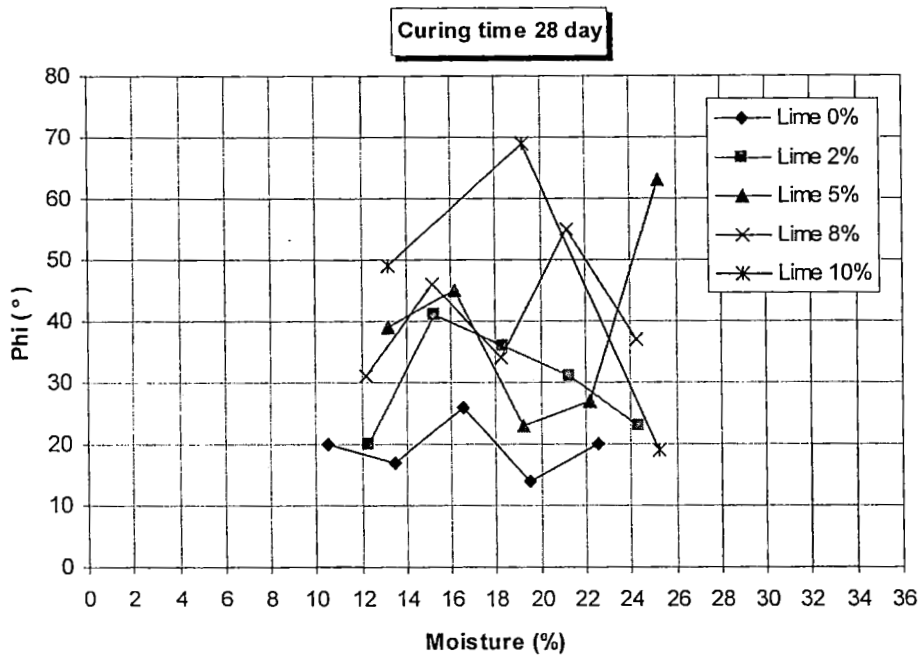
5.9 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า ϕ'

จากการทดลองเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่างๆ ตัวอย่างที่ผสมปูนซีเมนต์สูงๆ (8%, 10%) ค่า ϕ' จะมีค่าที่แตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัดในแต่ละความชื้นบดอัด แต่สำหรับตัวอย่างที่ผสมด้วยปริมาณซีเมนต์ต่ำๆ (2%, 5%) เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นสูง (omc+6%) ค่า ϕ' จะขึ้นอยู่กับปริมาณซีเมนต์ที่ผสม กล่าวคือปริมาณซีเมนต์มากจะให้ค่า ϕ' สูง สำหรับการบดอัดด้วยด้วยปริมาณความชื้นสูง (omc+6%) เท่านั้นดังรูปที่ 5-9



รูปที่ 5-9 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า ϕ'

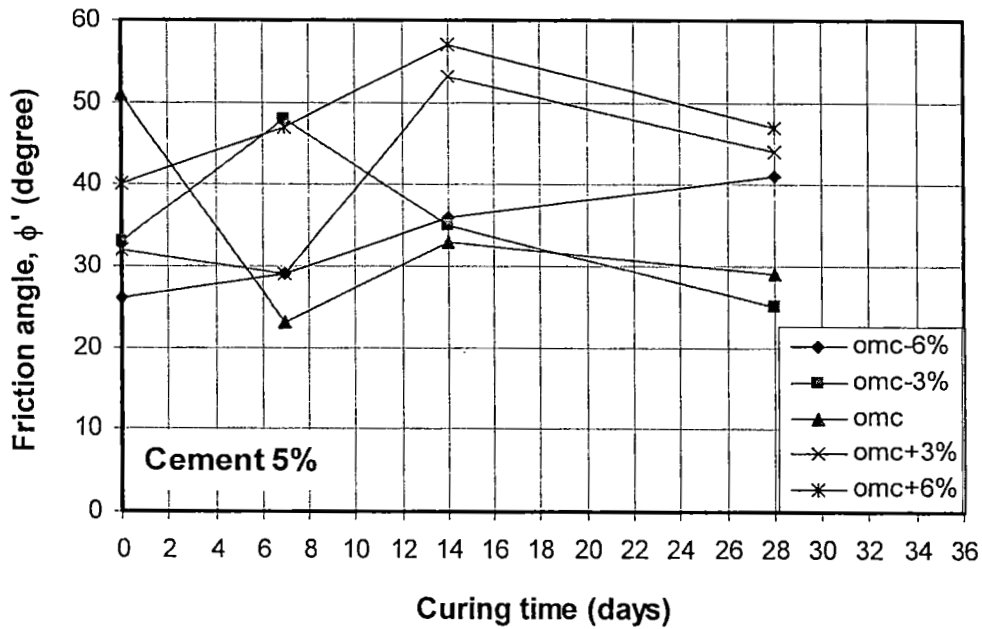
ผลของปริมาณความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว ดังรูปที่ 5-10 เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลชัดเจนต่อค่า ϕ' ซึ่งเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC-3% จะทำให้มีค่า ϕ' ที่เพิ่มขึ้นทุกตัวอย่าง แต่เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้น ค่า ϕ' จะไม่มีแนวโน้มที่เป็นไปในทิศทางเดียวกัน ซึ่งทั้งนี้อาจเนื่องมาจากปริมาณความชื้นที่ OMC-3% เป็นปริมาณความชื้นเริ่มต้นในการทำปฏิกิริยาจึงทำให้มีการพัฒนากำลังขึ้นในช่วงความชื้นน้อย ๆ แต่หลังจากนั้นเมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นมากขึ้นค่า ϕ' ไม่ได้เพิ่มขึ้นตามปริมาณความชื้นบดอัดและไม่มีแนวโน้มที่ชัดเจน นอกจากนี้ยังพบว่า การบดอัดดินที่ไม่ผสมปูนขาวด้วยปริมาณความชื้น OMC จะมีผลทำให้ค่า ϕ' มีค่าสูงสุด



รูปที่ 5-10 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว

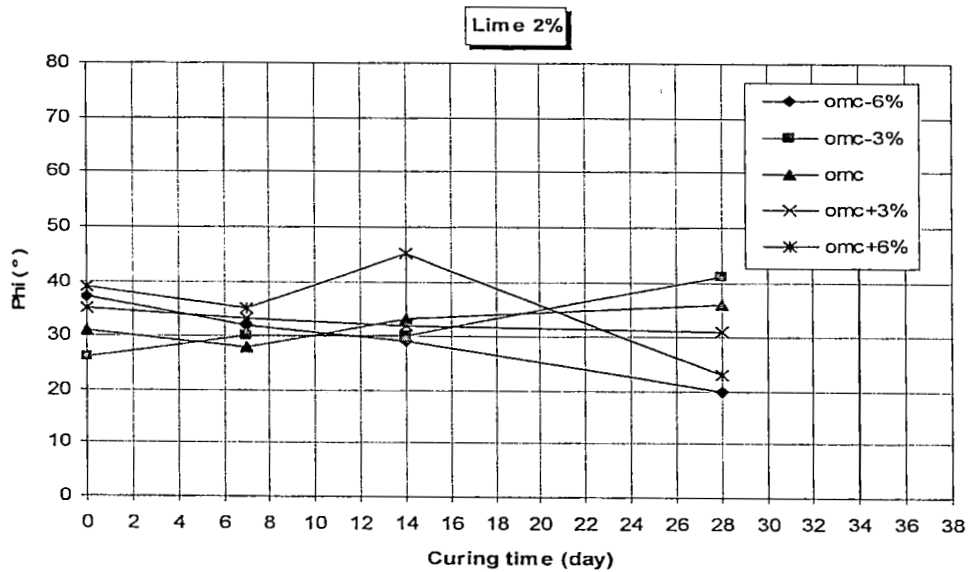
5.10 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ'

สำหรับค่า ϕ' จากผลการทดสอบพบว่าระยะเวลาการบ่มมากกว่า 14 วัน ตัวอย่างที่ถูกบดอัดด้วยปริมาณความชื้นเหมาะสมหรือมากกว่าจะมีแนวโน้มของค่า ϕ' ลดลง ดังรูป 5-11



รูปที่ 5-11 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ'

ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาวดังรูปที่ 5-12 พบว่าระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้นสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่า OMC จะมีแนวโน้มของค่า ϕ' ค่อนข้างคงที่ แต่ค่า ϕ' ที่ลดลงเนื่องจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ แต่สำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเท่ากับหรือต่ำกว่า OMC เมื่อระยะเวลาการบ่มมากขึ้นมีผลทำให้ค่า ϕ' มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นเล็กน้อย



รูปที่ 5-12 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาว

5.11 สรุปผลการทดสอบ

ปริมาณซีเมนต์ที่เหมาะสมคือ 8% หรือ 10% เนื่องจากปริมาณซีเมนต์ที่ผสมในดิน 8% มีผลทำให้ดินมีค่า c' ต่ำ และมีค่า ϕ' สูง มีคุณสมบัติแบบ Frictional Material และ ปริมาณซีเมนต์ที่ผสมในดิน 10% มีผลทำให้ดินมีค่า c' สูง และมีค่า ϕ' ต่ำ มีคุณสมบัติแบบ Non Frictional Material สำหรับปริมาณความชื้นในการบดอัดไม่มีผลโดยตรงต่อค่า c' และค่า ϕ' ซึ่งจากการทดลองพบว่าค่า c' และค่า ϕ' ไม่ได้แปรผันตามปริมาณความชื้นบดอัดโดยไม่เป็นไปในแนวทางที่ชัดเจน ระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสมอย่างน้อย 14 วัน ซึ่งจะทำให้ค่า c' และค่า ϕ' มีค่าที่เหมาะสม

สำหรับดินที่ผสมปูนขาวนั้นปริมาณที่เหมาะสมซึ่งทำให้ค่า c' สูงสุดคือ 8% ซึ่งสอดคล้องกับการวิจัยของ Wang (1963) ที่แนะนำว่าปริมาณปูนขาว Hydrated Lime ในการปรับปรุงดินเหนียวชนิด CH ที่เหมาะสมคือ 3 - 8 % แต่ปริมาณปูนขาวที่เพิ่มขึ้นไม่มีผลที่ชัดเจนต่อค่า ϕ' ส่วนปริมาณความชื้นบดอัดที่เหมาะสมคือ OMC+3% ซึ่งจะให้ค่า c' สูงสุด แต่ไม่มีผลที่ชัดเจนต่อค่า ϕ' และระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสมของดินผสมปูนขาวนั้น คือ 14 วัน ซึ่งจะให้ค่า c' ที่สูงสุดและเมื่อบ่มนานขึ้นจะทำให้ค่า c' มีแนวโน้มลดลง ส่วนค่า ϕ' ของดินผสมปูนขาวนั้น ระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้น มีผลทำให้ตัวอย่างที่ผสมปูนขาวต่างๆบดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่าความชื้นเหมาะสม (OMC+3%, OMC+6%) ค่า ϕ' มีแนวโน้มลดลง ทั้งนี้ที่ปริมาณปูนขาวผสมน้อย อัตราส่วนการลดลงจะน้อยแต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นอัตราส่วนการลดลงของค่า ϕ' จะมากขึ้นด้วย

จากผลการทดลองทางด้านวิศวกรรมซึ่งยังไม่สามารถสรุปได้แน่ชัดว่าการผสมด้วยสารผสมเพิ่มชนิดใดปริมาณเท่าไรจึงจะเหมาะสม ซึ่งจากผลการทดลอง พบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างด้วยสารผสมเพิ่มที่เหมาะสมมีด้วยกัน 2 ลักษณะได้แก่ การปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมปูนซีเมนต์ที่ 8% และ 10% ของน้ำหนักดินแห้ง และการผสมด้วยปูนขาวที่ 5% และ 8% ของน้ำหนักดินแห้งโดยจะต้องบดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3% บ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ทั้งนี้จากผลการทดลองดังกล่าวข้างต้นไม่สามารถสรุปได้ชัดเจนว่า สารผสมเพิ่มชนิดใด ปริมาณการผสมใดดีที่สุด เนื่องจากค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่ได้จากการทดลองต่างกัน ด้วยเหตุนี้จึงต้องมีการนำผลการทดลองทั้ง 2 ลักษณะมาวิเคราะห์เพิ่มเติมโดยละเอียดด้วย Finite Element ซึ่งจะนำค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่ได้จากการทดลองที่เป็นคุณสมบัติของดินมาจำลองสภาพให้มีลักษณะคล้ายกับในพื้นที่จริง ในสถานะต่าง ๆ อาทิเช่น สภาพเปียก สภาพแห้ง ดินปรับปรุงคุณภาพกับไม่ปรับปรุงคุณภาพ เป็นต้น

บทที่ 6 การวิเคราะห์เสถียรภาพของคันทางรถไฟ

6.1 รายละเอียดเบื้องต้นของโปรแกรม

ในการวิเคราะห์การเคลื่อนตัวและเสถียรภาพของคันดิน หรือโครงสร้างทางวิศวกรรมปฐพี ในปัจจุบันก็จะนิยมใช้การวิเคราะห์โดย Finite Element ซึ่ง Finite Element ที่มีใช้กันโดยทั่วไปมีหลายโปรแกรมแต่ในการศึกษาวิจัยโครงการนี้จะวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม Plaxis Finite Element for Soil Analyses Version 8.2 ซึ่งมีรายละเอียดในเบื้องต้นเกี่ยวกับตัวแปรที่ใช้ในโปรแกรมตามตารางที่ 6-1 ดังต่อไปนี้

ตารางที่ 6-1 ตัวแปรที่ใช้วิเคราะห์ (ที่มา: Brinkgreve et al., 1998)

Parameter	Name	Unit
1. Material Model	Model	-
2. Type of Behavior	Type	-
3. Dry Soil Weight	γ_{dry}	kN/m^3
4. Wet Soil Weight	γ_{wet}	kN/m^3
5. Horizontal Permeability	k_x	m/day
6. Vertical Permeability	k_y	m/day
7. Young's Modulus	E_{ref}	kN/m^2
8. Poisson's Ratio	ν	-
9. Cohesion	c_{ref}	kN/m^2
10. Friction Angle	ϕ	°
11. Dilatancy Angle	ψ	°

6.1.1 Material Model

โปรแกรม Plaxis จะเปลี่ยนแปลง Model ได้ตามพฤติกรรมของดินโดยมีทั้งหมด 5 Model ดังนี้

1) Linear Elastic Model

เป็นโมเดลที่ใช้หลักการของ Hooke's Law เกี่ยวกับ Isotropic Linear Elasticity โดยใช้ 2 Parameters หลักคือ Young's Modulus; E และ Poisson's Ratio; ν

2) Mohr-Coulomb Model

เป็นโมเดลที่รู้จักกันดี ใช้พฤติกรรมของดิน 5 Parameters ในการวิเคราะห์เป็นหลักคือ Young's Modulus; E, Poisson's Ratio; ν , The cohesion; c, The Friction Angle; ϕ และ Dilatancy Angle; ψ

3) Hardening Soil Model

โมเดลนี้เป็นชนิด Elastoplastic ของ Hyperbolic Model เหมาะสำหรับจำลองพฤติกรรมของทราย (Sand) กรวด (Gravel) และ Overconsolidated Clay

4) *Soft Soil Model*

โมเดลนี้เป็นชนิด Cam-Clay Model ซึ่งใช้จำลองดินอ่อนเหมือนกับ Normally Consolidated Clay และ Peat เป็นโมเดลที่ดีมากสำหรับสถานการณ์ดินก่อนถูกกดอัด

5) *Soft Soil Creep Model*

เป็นโมเดลกับงาน Viscoplasticity ใช้ในจำลองพฤติกรรมของดินอ่อนที่ขึ้นอยู่กับเวลา

6.1.2 Type of Material Behavior (Material Type)

มีด้วยกัน 3 ชนิด

1) *Drained Behavior*

ใช้ในกรณีที่ไม่พิจารณา Excess Pore Pressure ในกรณีดินที่มีการระบายน้ำเต็มที่ มีค่า Permeability สูง ๆ มีการกดของแรงในอัตราต่ำ ๆ เช่น ดินทราย

2) *Undrained Behavior*

ใช้ในกรณีที่ต้องพิจารณา Excess Pore Pressure มักใช้กับดินที่มีค่า Permeability ต่ำ ๆ มีการกดของแรงในอัตราสูง ๆ เช่น ดินเหนียว

3) *Non- Porous Behavior*

ใช้ในกรณีที่ไม่มีการพิจารณา Excess Pore Pressure ในช่วงต้นใช้กับวัสดุที่ไม่มีความพรุน วัสดุที่เป็นก้อน ๆ เช่น คอนกรีต หิน หรือพฤติกรรมโครงสร้างต่าง ๆ ซึ่งกรณีนี้ใช้ร่วมกับ Linear Elastic Model โดยใส่ข้อมูลน้ำหนักเปียกซึ่งไม่ใช่วัสดุที่มีความพรุน

6.1.3 ระบบปฏิบัติงานของโปรแกรม

โปรแกรมจะประกอบด้วยการทำงาน 4 ส่วนหลัก ๆ คือ

- 1) Input จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลจากผู้ใช้ในรูปแบบต่าง ๆ ที่ต้องการโดยผู้ใช้จะเปิดหน้าต่างส่วนนี้แล้วทำการ Input ข้อมูลได้เลย
- 2) Calculate จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลมาจากส่วน Input เพื่อประมวลผลข้อมูลต่างๆเหล่านั้นตามที่ต้องการให้วิเคราะห์
- 3) Output จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลจากการประมวลผลแล้วมาแสดงให้ผู้ใช้เห็นลักษณะการพฤติกรรมต่าง ๆ ของโครงสร้างดินนั้น ๆ ตามที่ผู้ใช้ต้องการ
- 4) Curve จะเป็นส่วนที่ทำหน้าที่รับข้อมูลจาก Input และ Calculate เพื่อมาประมวลผลต่อและแสดงออกมาในรูปแบบกราฟตามที่ต้องการ

6.2 การเลือกใช้โมเดลในการวิเคราะห์

การวิเคราะห์ด้วย Finite Element เป็นการแสดงพฤติกรรมของคันดินเนื่องจากแรงกระทำจากน้ำหนักรถไฟ ซึ่งจะวิเคราะห์แบบสภาวะ Plane Strain โดยจะพิจารณาว่า Boundary ทั้งหมดเรียบและจูดรองรับเป็นแนวตรงเท่านั้น การศึกษานี้จำลองพฤติกรรมของดินโดยใช้ Mohr-Coulomb Model

6.2.1 Mohr - Coulomb Soil Model

Mohr-Coulomb Soil Model เป็นโมเดลที่เหมาะสมเนื่องจากมีความยืดหยุ่นในการวิเคราะห์ Plastic Model ที่ Fix โดยจุดคราก (Yield Surface) ของดิน ซึ่งจุดครากดังกล่าวสามารถหาค่าได้เต็มที่ด้วย Parameters ของโมเดลและจะไม่มีผลกระทบต่อ Plastic Straining ส่วนค่า Stress จะคำนวณได้จากพฤติกรรมของ Elastic และ Strain ที่จุดครากของดิน สำหรับจุดครากของ Mohr-Coulomb จะอาศัยกฎของแรงเสียดทานที่สภาวะทั่วไปของ Stress ซึ่งสภาวะจุดครากเต็มที่ของ Mohr-Coulomb สามารถหาได้จาก 3 ฟังก์ชันที่ได้จากการคำนวณในเทอมของ Principal Stress จริง ๆ แล้ว Mohr-Coulomb Model เป็นเพียงเครื่องมือที่ช่วยให้เร็วในการเปลี่ยนจากจุดครากหนึ่งไปยังจุดครากอื่น ๆ ซึ่ง 2 ตัวแปรของ Plastic Model ที่เป็นฟังก์ชันในการวิเคราะห์ที่รู้จักกันดีก็คือ ϕ' (Friction Angle) และ c' (Cohesion) ทั้ง 2 ฟังก์ชันนี้จะรวมกันในรูปหกเหลี่ยม ในระนาบของ Principal Stress อยู่แล้ว ส่วนอีกฟังก์ชันหนึ่งในการวิเคราะห์ของ Plastic Model ก็คือ ψ (Dilatancy Angle) ซึ่งตัวแปรนี้จะใช้ในกรณีที่ Plastic Model มีการเปลี่ยนแปลงของ Strain ที่ติดลบมาก ๆ ซึ่งจะเหมาะสำหรับดินแน่น

6.2.2 ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ (Input Parameters)

ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ของ Mohr-Coulomb Model มีด้วยกันทั้งหมด 5 ตัวแปร ซึ่งเป็นคุณสมบัติพื้นฐานของดินทั้งสิ้น ตัวแปรดังกล่าวมีดังนี้

1) Young's Modulus (E')

ซึ่ง Young's Modulus (E') เป็นตัวแปรที่บ่งบอกถึง Stiffness ของดินในช่วง Elastic ซึ่งค่าดังกล่าวนี้จะแสดงแตกต่างกันออกไปตามชนิดของดิน ซึ่งมีดินหลายชนิดเหมือนกันที่แสดงค่าเป็น Non-Linear แต่อย่างไรก็ตามดินที่อยู่ระดับลึกจากผิวดินจะมีค่า Stiffness มากกว่าดินที่อยู่ในระดับตื้น

2) Poisson's Ratio (ν)

ค่า Poisson's Ratio (ν) ของคันดิน (Embankment), ชั้นดินเดิม (Original Ground) และชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $\nu = 0.3$

3) Cohesion (c')

ค่า Cohesion (c') ของของคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) จะได้จากการทดสอบดินทางด้านวิศวกรรมปฐพีในห้องปฏิบัติการ ส่วนชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $c' = 1.5$ kPa. (Audrea et al., 1965)

4) Friction Angle (ϕ)

ค่า Friction Angle (ϕ') ของคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) จะได้จากการทดสอบดินทางด้านวิศวกรรมปฐพีในห้องปฏิบัติการ ส่วนชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $\phi' = 40^\circ$ (Lambe and Whitman, 1979)

5) Dilatancy Angle (ψ)

ค่า Dilatancy Angle (ψ) คู่มือการวิเคราะห์แนะนำว่า สำหรับคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) ที่เป็นดินเหนียวให้ใช้ค่า $\psi = 0^\circ$ ส่วนชั้น Ballast จะให้ใช้ค่า $\psi = 15^\circ$

6.3 การประยุกต์น้ำหนักรถไฟในการวิเคราะห์

ในการวิเคราะห์โดย Finite Element จะใช้การวิเคราะห์แบบโมเดล 2 มิติ ซึ่งจะสนใจที่พฤติกรรมของคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) โดยไม่แสดงชั้นส่วนต่าง ๆ ของทางรถไฟเช่น ราง ไม้หมอน เป็นต้น ในโมเดล โดยจะให้น้ำหนักจากรถไฟถ่ายลงสู่รางเป็นแบบ Uniform Load กระจายลงบนคันดิน ทั้งนี้เพื่อจะพิจารณาน้ำหนักจากรถไฟดังกล่าวเป็น Cyclic Load นั่นคือ Live Load กับ Impact Load ผสมรวมกันซึ่งจะโมเดลเป็น Static Load เพราะว่าน้ำหนักกระทำแบบ Cyclic Load ไม่สามารถวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม Plaxis ได้

ส่วนค่าความปลอดภัยสามารถหาได้จากค่าพื้นฐานคือ Phi-c Reduction โดยค่ากำลังของดินขึ้นอยู่กับค่า c' และ ϕ' ซึ่งการลดลงของกำลังของดินจนกระทั่งพังจะควบคุมโดย ΣM_{sf} (Total Multiplier at Failure) นั่นก็คือค่าความปลอดภัยนั่นเองโดยสามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$\text{Factor of Safety} = \frac{c' + \sigma_n' \tan \phi'}{c_r' + \sigma_n' \tan \phi_r'} = \Sigma M_{sf}$$

ที่ c' และ ϕ' เป็นค่า Input Parameter และ c_r' และ ϕ_r' ค่ากำลังที่ลดลง และ σ_n' เป็น Stress ที่เกิดขึ้นจริง

6.4 สมมุติฐานในการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟ

- ในการศึกษาจะวิเคราะห์ด้วย Finite Element แบบ 2 มิติ
- ในการวิเคราะห์จะไม่พิจารณาน้ำหนักราง และไม้หมอนรองรางรถไฟ
- ในการวิเคราะห์จะพิจารณาให้น้ำหนักกระทำจากรถไฟ (Live Load) กระจายแบบ Uniform Load ลงเต็มหน้าตัดคันทาง
- ในการวิเคราะห์จะพิจารณา Impact Load = Live Load x Factor

6.5 ข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพดินคันทางรถไฟ

สำหรับข้อมูลที่ใช้ในการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟในการศึกษานี้ได้แก่

6.5.1 การเลือกใช้ Material Model

ในการศึกษานี้เลือกใช้ Material Model เป็นแบบ Mohr-Coulomb Model (Linear Elastic, Perfect Plate) เนื่องจากเป็น Model ที่วิเคราะห์จากคุณสมบัติเบื้องต้นของดินเป็น Model ที่ใช้งานง่ายไม่ซับซ้อน ซึ่งจะใช้คุณสมบัติของดิน 5 Parameters ในการวิเคราะห์เป็นหลักคือ Young's Modulus; E' , Poisson's Ratio; ν , Cohesion; c' , Friction Angle; ϕ' และ Dilatancy Angle; ψ

6.5.2 การเลือกใช้ Material Type

ในการศึกษานี้เลือกใช้ Material Type เป็น 2 ลักษณะ โดยจะใช้ลักษณะที่เป็น Undrained Behavior สำหรับดินใน Model ทั้งหมด เนื่องจากต้องการจำลองสภาพดินเหนียวภายใต้ น้ำหนักกระทำจากรถไฟที่รวดเร็วเมื่อดินอยู่ในสภาพแช่ น้ำ ซึ่งจะใช้ Parameters จากผลการทดสอบ สำหรับอีกลักษณะจะเป็น Drained Behavior ซึ่งจะใช้ในส่วนที่เป็น Ballast และ Sub ballast เนื่องจากส่วนนี้เป็นหินซึ่งมีพฤติกรรมในการระบายน้ำได้ดี

6.5.3 การใช้ค่า Parameters ต่าง ๆ

1) Dry Density (γ_{dry})

สำหรับดินที่ไม่มีการปรับปรุงคุณภาพทั้งสภาพแช่ น้ำและไม่แช่ น้ำ ค่า Dry Density (γ_{dry}) ที่ใช้ในการศึกษาได้มาจากการทดสอบ Compaction Test ซึ่งมีหน่วยเป็น kN/m^3 โดยจะใช้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัด OMC+6% ในการจำลอง Model ของดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพทั้งสภาพแช่ น้ำและไม่แช่ น้ำ เพราะเป็นปริมาณความชื้นบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ใกล้เคียงกับสภาพจริงในสนามมากที่สุด แต่สำหรับดินที่มีการปรับปรุงคุณภาพจะใช้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% เพราะเป็นปริมาณความชื้นในการบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) สูงที่สุด สำหรับส่วนที่เป็นหิน ค่า Dry Density (γ_{dry}) ในการศึกษาได้มาจากอัมรินทร์ (2541) โดยพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt

2) Wet Density (γ_{wet})

สำหรับดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพ ค่า Wet Density (γ_{wet}) ที่ใช้ในการศึกษาได้มาจากการทดสอบ Compaction Test โดยเป็นข้อมูลจากตัวอย่างดินหลังจากแช่ น้ำก่อนนำไปทดสอบ Direct Shear Test ซึ่งเป็นการจำลองสภาพให้ใกล้เคียงกับในสนามที่ดินคันทางอยู่ในสภาพแช่ น้ำ โดยมีหน่วยเป็น kN/m^3 จะใช้ค่า Wet Density (γ_{wet}) ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC+6% ในการจำลอง Model ของดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพทั้งสภาพแช่ น้ำและไม่แช่ น้ำ เพราะเป็นปริมาณความชื้นบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) ใกล้เคียงกับสภาพจริงในสนามมากที่สุด แต่สำหรับดินที่มีการปรับปรุงคุณภาพ จะใช้ค่า Wet Density (γ_{wet}) ของตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้น OMC+3% เพราะเป็นปริมาณความชื้นบดอัดที่ให้ค่า Dry Density (γ_{dry}) สูงที่สุด สำหรับ

ส่วนที่เป็นหิน ค่า Wet Density (γ_{wet}) ในการศึกษาพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt ซึ่งได้ข้อมูลมาจาก อัมรินทร์ (2541)

3) Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y)

สำหรับส่วนที่เป็นดิน ค่า Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y) ในการศึกษาได้มาจากการ Consolidation ตัวอย่างของการทดสอบ Direct Shear Test ซึ่งมีหน่วยเป็น m/day การวิเคราะห์ด้วย Finite Element จะให้ค่า Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y) มีค่าเท่ากันเนื่องจากโปรแกรมจะจำลองการไหลของน้ำเป็นแบบ Matrix และพิจารณาดินนั้นเป็น Isotropic Material ในการคำนวณสามารถหาค่าได้จากสูตรดังนี้

$$k = (c_v)(m_v)(\gamma_w)$$

- โดยที่
- $c_v = 0.049(H_{av})^2 / t_{50}$
 - $m_v = \Delta\varepsilon_v / \Delta\sigma_v$
 - $k =$ Permeability, (m/day)
 - $c_v =$ Coefficient of Consolidation, (m^2/day)
 - $H_{av} =$ Average Height, (m.)
 - $t_{50} =$ Time of Consolidation at 50%, (day)
 - $m_v =$ Coefficient of Volume change, (m^2/kN)
 - $\Delta\varepsilon_v =$ Vertical Volume change $\Rightarrow (\Delta\varepsilon_v = \Delta v/v_0)$
 - $\Delta\sigma_v =$ Vertical Stress, (kN/m^2) $\Rightarrow (\Delta\sigma_v = P/A)$

สำหรับส่วนที่เป็นหิน ค่า Horizontal Permeability (k_x) และ Vertical Permeability (k_y) ในการศึกษาพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt ซึ่งได้ข้อมูลมาจากอัมรินทร์ (2541)

4) Young's Modulus (E')

สำหรับส่วนที่เป็นดิน ค่า Young's Modulus (E') ในการศึกษาได้มาจากการทดสอบ Unconfined Compression Test ซึ่งมีหน่วยเป็น kN/m^2 โดยค่า Young's Modulus (E) เป็นค่าที่บอก Stiffness ของดิน ในช่วง Elastic จะใช้ที่ค่า Young's Modulus (E) ที่ 50% และแปลงค่า Young's Modulus (E) จากการทดสอบในสภาพ Undrained ไปเป็น Young's Modulus (E') ในสภาพ Drained และสามารถนำไปใช้ในการจำลอง Model ตามคุณสมบัติดินแต่ละสภาพ สำหรับการแปลงค่า Young's Modulus (E') สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$E' = [2(1+\nu)/3] \times E$$

- โดย
- $E' =$ Young's Modulus in Drained Condition
 - $E =$ Young's Modulus in Undrained Condition
 - $\nu =$ Poisson's Ratio

สำหรับส่วนที่เป็นหิน ค่า Young's Modulus (E')ในการศึกษาพิจารณาหินที่นำมาใช้เป็นหิน Basalt ซึ่งได้ข้อมูลมาจากอัมรินทร์ (2541)

5) *Poisson's Ratio (ν)*

ค่า Poisson's Ratio (ν) ในการศึกษาสำหรับดินจะใช้ที่ 0.3 เพราะเป็นคุณสมบัติของดินเหนียวทั่วไป ตามคำแนะนำของ Plaxis Manual ส่วนค่า Poisson's Ratio (ν) ของหินที่ใช้เป็น Ballast และ Sub ballast ที่การรถไฟแห่งประเทศไทยนำมาใช้ในที่นี้พิจารณาเป็นหิน Basalt ซึ่งมีค่า Poisson's Ratio (ν) เท่ากับ 0.28 (อัมรินทร์, 2541)

6) *Cohesion (c') และ Friction Angle (ϕ')*

ค่า Cohesion (c') และ Friction Angle (ϕ') ในการศึกษาได้มาจากผลของการทดสอบ Direct Shear Test แบบ CD-Test โดยค่า Cohesion (c') มีหน่วยเป็น kN/m^2 และค่า Friction Angle (ϕ') มีหน่วยเป็น องศา ($^\circ$) ซึ่งการนำไปใช้ในการวิเคราะห์จะใช้ตามสภาพของดินที่จำลองใน Model แต่สำหรับชั้น Ballast ซึ่งเป็นหินจะใช้ค่า Cohesion (c') เท่ากับ 1.5 kN/m^2 และใช้ค่า Friction Angle (ϕ') เท่ากับ 40° (Lambe & Whitman, 1979)

7) *Dilatancy Angle (ψ)*

ค่า Dilatancy Angle (ψ) ในการศึกษาได้ใช้ค่าตามคำแนะนำของ Plaxis Manual ซึ่งมีหน่วยเป็น องศา ($^\circ$) สำหรับคันดิน (Embankment) และชั้นดินเดิม (Original Ground) ซึ่งมีคุณสมบัติเป็นดินเหนียวใช้ค่า $\psi = 0^\circ$ ส่วนชั้น Ballast ซึ่งเป็นหินจะใช้ค่า $\psi = 15^\circ$

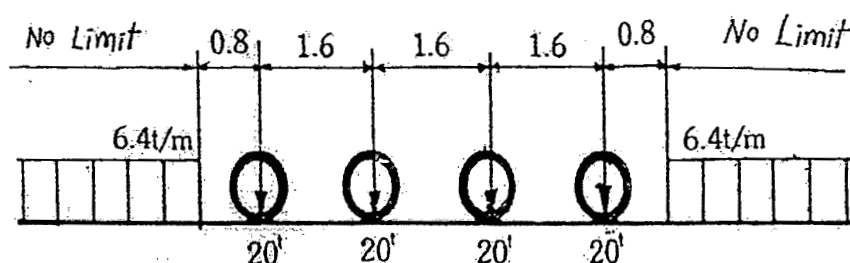
8) *Equivalent Live Load จากรถไฟ*

ในการคำนวณ Equivalent Live Load จากรถไฟจะอ้างอิงจาก AREMA (2545) มีหลักการพิจารณาโดยน้ำหนักของรถไฟที่กระทำซึ่งมีการถ่วงน้ำหนักลงสู่ชั้น Ballast แบบ Uniform Load โดยไม่คิคน้ำหนักวางน้ำหนักหมอนรองรางรถไฟ โดยกำหนดให้น้ำหนักถ่วงลงสู่ชั้น Ballast โดยตรงซึ่งจะกระจายแบบ Uniform Load ตามขนาดหน้าตัดด้านล่างของ หมอนรองรางรถไฟ สามารถคำนวณน้ำหนักดังกล่าวได้จากสมการต่อไปนี้

น้ำหนักจากรถไฟถ่วงลงสู่ลูกกึ่งกลางระหว่างล้อ (Axial Load) ปัจจุบันการรถไฟแห่งประเทศไทยใช้น้ำหนัก Axial Load เท่ากับ 20 ton ดังรูปที่ 6-1

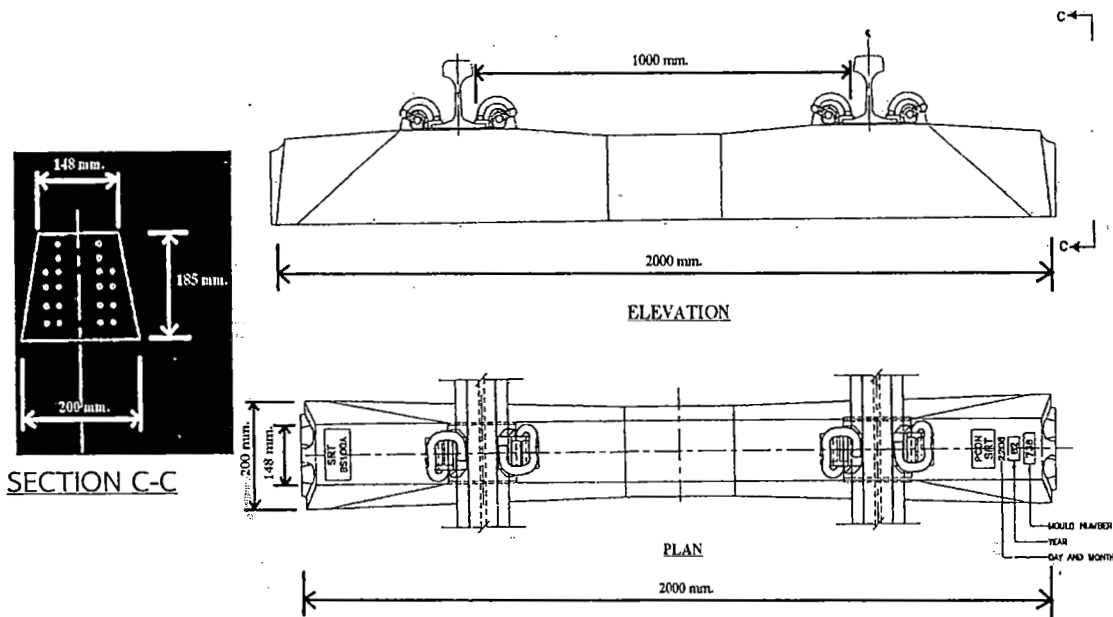
ดังนั้น

$$P = 20 \text{ ton} = 200 \text{ kN}$$



รูปที่ 6-1 น้ำหนักรถไฟมาตรฐาน UIC ที่ประเทศไทยใช้ปัจจุบัน ที่มา: การรถไฟแห่งประเทศไทย (1992)

ขนาดพื้นที่ในการถ่ายน้ำหนักจากรถไฟ (Area of Transfer Load) ในปัจจุบันหมอนรองรางรถไฟที่การรถไฟแห่งประเทศไทยใช้เป็นหมอนคอนกรีตอัดแรง โดยมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูดังรูปที่ 6-2 ซึ่งในเส้นทางรถไฟของโครงการที่ศึกษานี้ก็ใช้แบบหมอนคอนกรีตอัดแรงเช่นกัน



รูปที่ 6-2 ขนาดหมอนแบบคอนกรีตอัดแรงที่ใช้ในประเทศไทย ที่มา: การรถไฟแห่งประเทศไทย (2545)

หมอนคอนกรีตอัดแรงดังกล่าวมีความยาว 2 m. ซึ่งวางอยู่บนชั้น Ballast ที่หนา 0.5 m. ดังนั้นเมื่อคิดพื้นที่ในการถ่ายน้ำหนักจากรถไฟอ้างอิงจาก AREMA (2002) จะสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{aligned} \text{ความกว้าง} &= \text{ระยะการกระจายน้ำหนัก 3 ฟุต} + \text{ความหนาของ Ballast} \\ &= 0.91 + 0.5 \text{ m.} = 1.41 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ความยาว} &= \text{ความยาวของหมอนรองรางรถไฟ} + \text{ความหนาของ Ballast} \\ &= 2 + 0.5 \text{ m.} = 2.5 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้น} \quad A = 3.53 \text{ m}^2$$

ฉะนั้น น้ำหนักที่กระจายลงสู่คันทางเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ Axial Load เท่ากับ

$$P / A = 200 / 3.53 = 56.7 \text{ kN/m}^2$$

ทั้งนี้ผิวหน้าของ Ballast กว้าง 3 m. แต่ความยาวที่พิจารณาจากความยาวหมอนรองรางรถไฟรวมกับความหนา Ballast ยาวเพียง 2.5 m.

ดังนั้น Equivalent Live Load จากรถไฟ

$$\begin{aligned} &= 56.7 \times (2.5/3) \quad \text{kN/m}^2 \\ &= 47.2 \quad \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

Factor ของแรงกระทำขณะรถไฟวิ่งบนคันทาง (Impact Factor) ในการคำนวณค่า Factor ของแรงกระทำ AREMA (2002) แนะนำให้ใช้สำหรับรถไฟที่เป็นเครื่องดีเซลไม่เกิน 60 % ของน้ำหนักที่กระจายลงสู่คันทางเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ Axial Load ซึ่งในการศึกษานี้จะใช้ 50 %

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้น น้ำหนักที่กระจายลงสู่คันทางทั้งหมด} \\ &= 47.2 \times 1.5 \text{ kN/m}^2 \\ &= 70.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ฉะนั้น น้ำหนักที่นำไปใช้ในการจำลองโมเดล คือ 70.8 kN/m²

6.6 คุณสมบัติดินกรณีไม่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟ

สภาพที่ไม่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟเป็นสภาพแห้งและสภาพแช่น้ำ ซึ่งจะใช้ค่าคุณสมบัติดินที่ 0% บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC+6% ดังตารางที่ 6-2 ซึ่งเป็นสภาพที่มีคุณสมบัติใกล้เคียงกับดินในสนามมากที่สุด

ตารางที่ 6-2 ค่าคุณสมบัติดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแห้ง และสภาพแช่น้ำ บดอัดที่ OMC+6%

Parameter	Original Ground (Unsoaked)	Embankment		
		0%_OMC+6% (Unsoaked)	0%_OMC+6% (Soaked)	Ballast (Basalt Rock)
Material Model	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	MohrCoulomb
Type of Behavior	Undrained	Undrained	Undrained	Drained
γ_{dry} , (kN/m ³)	16.3 (Cp)	16.5 (Cp)	16.5 (Cp)	27.1 (A)
γ_{wet} , (kN/m ³)	20.3 (Cp)	20.8 (Cp)	20.8 (Cp)	29.5 (A)
Kx, (m/day)	5x10 ⁻⁵ (Tx)	5x10 ⁻⁵ (Tx)	5.55x10 ⁻⁵ (Ds)	1x10 ⁻⁷ (A)
Ky, (m/day)	5x10 ⁻⁵ (Tx)	5x10 ⁻⁵ (Tx)	5.55x10 ⁻⁵ (Ds)	1x10 ⁻⁷ (A)
E', (kN/m ²)	3219 (Uc)	60900 (Uc)	3219 (Uc)	1x10 ⁸ (A)
ν	0.3 (R)	0.3 (R)	0.3 (R)	0.28 (A)
c', (kN/m ²)	5 (Tx)	10 (Ds)	34 (Ds)	1.5 (L)
ϕ' , (°)	34 (Tx)	23 (Ds)	20 (Ds)	40 (L)
ψ , (°)	0 (R)	0 (R)	0 (R)	15 (R)

หมายเหตุ Cp = ผลจากการทดสอบ Compaction Test

Uc = ผลจากการทดสอบ Unconfined Compression Test

Tx = ผลจากการทดสอบ Triaxial Test

Ds = ผลจากการทดสอบ Direct Shear Test

L = อ้างอิงข้อมูลจาก Lambe and Whitman (1979)

R = อ้างอิงตาม Plaxis Manual

A = อ้างอิงจาก อัมรินทร์ (2541) และ วัชรินทร์ (2543)

6.7 คุณสมบัติดินกรณีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแช่น้ำด้วยปูนซีเมนต์

สภาพที่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟ ซึ่งจะใช้ค่าคุณสมบัติดินผสมปูนซีเมนต์ที่ 8% และ 10% บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC+3% ที่ระยะเวลาการบ่ม 14 วัน ดังตารางที่ 6-3 โดยพิจารณาการเปลี่ยนดินคันทางลึกจากผิวบน 0.50 m., 1.00 m. และ 1.50 m.

ตารางที่ 6-3 ค่าคุณสมบัติดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนซีเมนต์ 8% และ 10% ในสภาพแช่น้ำ

Parameter	Embankment	
	Cement 8%	Cement 10%
	OMC+3%_14day (Soaked)	
Material Model	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Type of Behavior	Undrained	Undrained
γ_{dry} , (kN/m ³)	17.1 (Cp)	17.0 (Cp)
γ_{wet} , (kN/m ³)	21.0 (Cp)	20.8 (Cp)
Kx, (m/day)	4.90 x10 ⁻⁵ (Ds)	4.84 x10 ⁻⁵ (Ds)
Ky, (m/day)	4.90 x10 ⁻⁵ (Ds)	4.84 x10 ⁻⁵ (Ds)
E', (kN/m ²)	56028 (Uc)	51852 (Uc)
ν	0.3 (R)	0.3 (R)
c', (kN/m ²)	33 (Ds)	435 (Ds)
ϕ' , (°)	63 (Ds)	17 (Ds)
ψ , (°)	0 (R)	0 (R)

หมายเหตุ Cp = ผลจากการทดสอบ Compaction Test

Uc = ผลจากการทดสอบ Unconfined Compression Test

Ds = ผลจากการทดสอบ Direct Shear Test

R = อ้างอิงตาม Plaxis Manual

6.8 คุณสมบัติดินกรณีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแช่น้ำด้วยปูนขาว

สภาพที่มีการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟ ซึ่งจะใช้ค่าคุณสมบัติดินผสมปูนขาวที่ 5% และ 8% บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ OMC+3% ระยะเวลาการบ่มที่ 14 วัน ดังตารางที่ 6-4 ซึ่งจะพิจารณาที่การเปลี่ยนดินคันทางจากผิวบนลึก 0.50 m., 1.00 m. และ 1.50 m.

ตารางที่ 6-4 ค่าคุณสมบัติดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยปูนขาวที่ 5% และ 8% ในสภาพแช่น้ำ

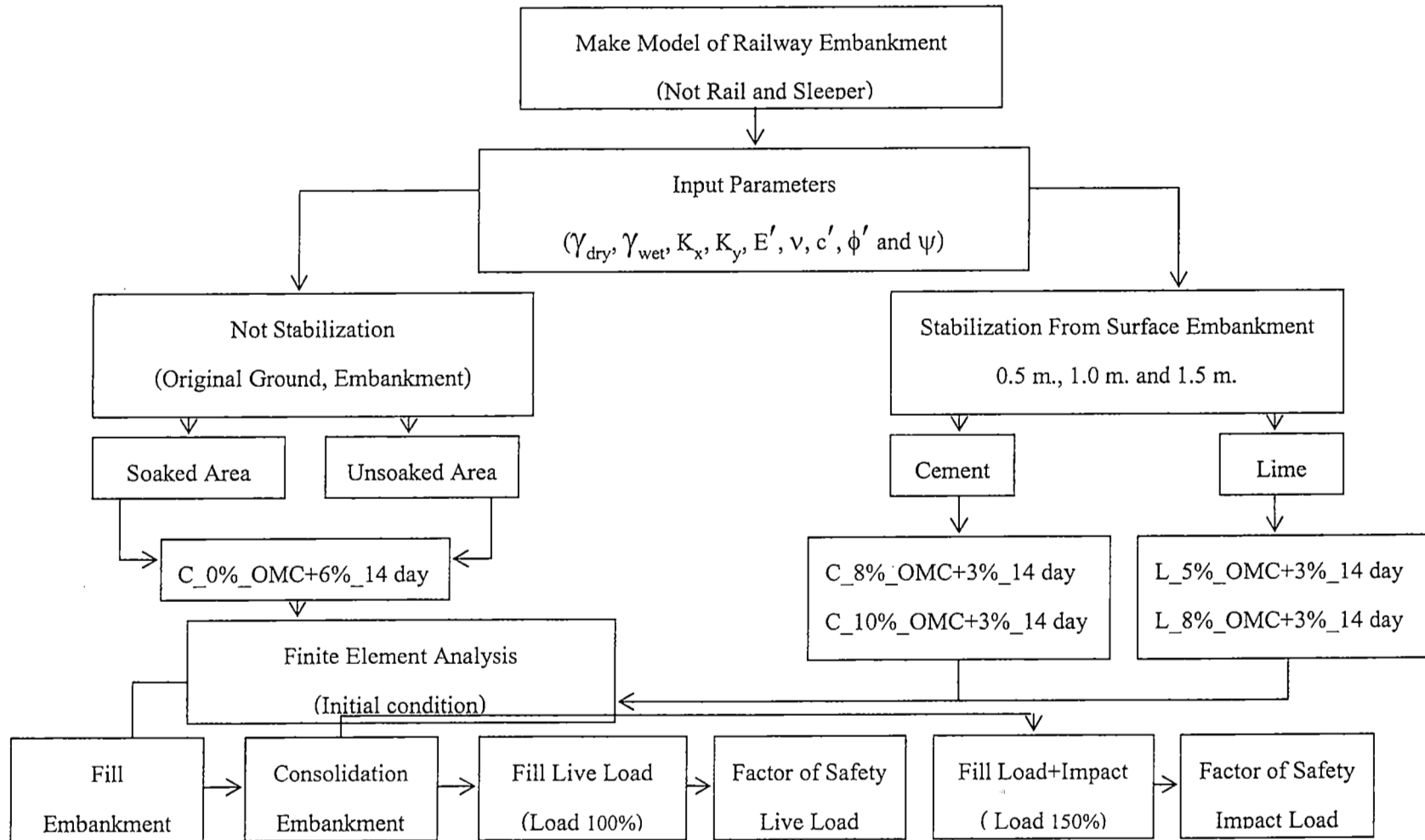
Parameter	Embankment			
	Lime 5%		Lime 8%	
	OMC+3%_14day (Soaked)		OMC+3%_14day (Soaked)	
Material Model	Mohr Coulomb		Mohr Coulomb	
Type of Behavior	Undrained		Undrained	
γ_{dry} , (kN/m ³)	16.5	(Cp)	16.3	(Cp)
γ_{wet} , (kN/m ³)	20.4	(Cp)	21.1	(Cp)
Kx, (m/day)	2.23x10 ⁻⁴	(Ds)	2.86 x10 ⁻⁴	(Ds)
Ky, (m/day)	2.23x10 ⁻⁴	(Ds)	2.86 x10 ⁻⁴	(Ds)
E', (kN/m ²)	25143	(Uc)	56028	(Uc)
v	0.3	(R)	0.3	(R)
c', (kN/m ²)	68	(Ds)	74	(Ds)
ϕ' , (°)	42	(Ds)	58	(Ds)
ψ , (°)	0	(R)	0	(R)

หมายเหตุ Cp = ผลจากการทดสอบ Compaction Test

Uc = ผลจากการทดสอบ Unconfined Compression Test

Ds = ผลจากการทดสอบ Direct Shear Test

R = อ้างอิงตาม Plaxis Manual

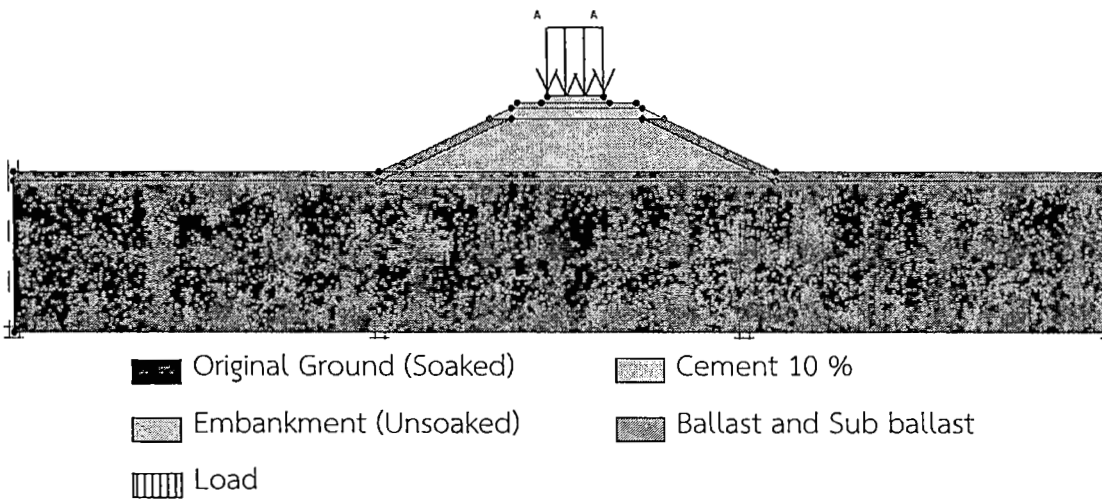


รูปที่ 6-3 แผนผังแสดงแนวทางในการวิเคราะห์ Finite Element

6.9 การวิเคราะห์ด้วย Finite Element

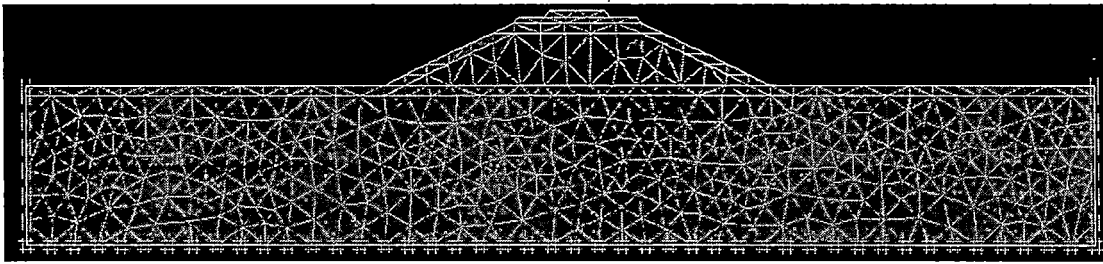
เมื่อได้ข้อมูลที่สำคัญต่างๆครบแล้วก็นำมาวิเคราะห์ด้วย Finite Element ซึ่งมีขั้นตอนการวิเคราะห์ที่แสดงในรูปที่ 4-1 แต่ในที่นี้ขอยกตัวอย่างการวิเคราะห์ดินที่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแช่น้ำโดยผสมซีเมนต์ปริมาณ 10% บดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3% และบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน โดยจะปรับปรุงที่ระดับลึกลงไปจากผิวคันทางด้านบน 1.0 m. ซึ่งมีขั้นตอนต่าง ๆ ดังนี้

- 1) สร้างรูปตัดของคันทางรถไฟ พร้อมทั้งใส่น้ำหนักรถไฟที่มากกระทำ ดังรูปที่ 6-4 ซึ่งประกอบด้วย 3 ส่วนหลัก ๆ ดังนี้
 - ดินเดิม (Original Ground) ซึ่งอยู่ในส่วนล่างสุดของ Model จะจำลองให้อยู่ในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ใช้ข้อมูลจากการทดสอบดินสภาพแช่น้ำ (Soaked 0%_OMC+6%)
 - คันทาง (Embankment) ซึ่งอยู่ในส่วนที่ถัดจากดินเดิม (Original Ground) จะจำลองเป็น 2 สภาพ โดยให้ผิวบนและผิว Slope หนา 0.5 m. อยู่ในสภาพแช่น้ำ (Soaked) โดยผิว Slope ใช้ข้อมูลจากการทดสอบดินสภาพแช่น้ำ (Soaked 0%_OMC+6%) ส่วนผิวบนของคันดินใช้ข้อมูลจากการทดสอบดินที่ปรับปรุงคุณภาพในสภาพแช่น้ำด้วยปูนซีเมนต์ 10% (C_10%_OMC+3%_14 day) โดยปรับปรุงลึกจากผิวบน 1.0 m. ส่วนด้านในของคันทางเป็นดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพอยู่ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ใช้ข้อมูลดินสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked 0%_OMC+6%)
 - หินรองรางรถไฟ (Ballast) ซึ่งจะอยู่ในส่วนบนสุดของ Model โดยจะจำลองเป็น 2 ส่วน คือส่วนที่เป็น Sub ballast กับ Ballast ซึ่งจะใช้อัตราคุณสมบัติของหินชนิดเดียวกัน



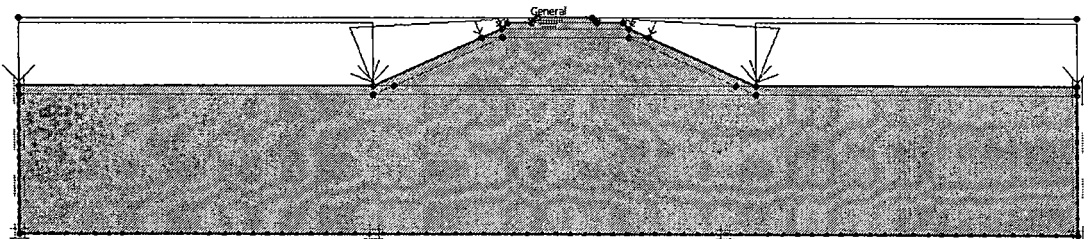
รูปที่ 6-4 ลักษณะและส่วนประกอบของ Model ในการศึกษา

- 2) การ Mesh ซึ่งเป็นการสร้าง Node และ Element ใน Model ที่จะวิเคราะห์ทั้งหมด โดยมีระดับความละเอียดในการสร้าง Mesh ถ้า Mesh ยิ่งละเอียดค่าที่ได้จากการวิเคราะห์ก็จะมีค่าค่อนข้างแม่นยำ มีความถูกต้องมากขึ้นและมีค่าใกล้เคียงกับความจริงมากขึ้น แต่จะใช้เวลาในการวิเคราะห์มาก ในการศึกษาใช้ Mesh ในระดับ Very Fine เป็นระดับละเอียดที่สุดในการวิเคราะห์ ดังรูปที่ 6-5



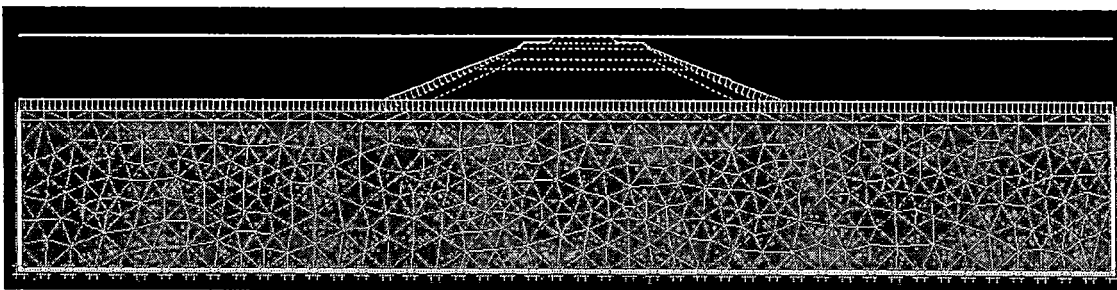
รูปที่ 6-5 เป็นการสร้าง Node และ Element ใน Model หรือเรียกว่า Mesh

- 3) การกำหนดระดับน้ำ เพื่อจำลองสภาพในการวิเคราะห์ Model ซึ่งในการศึกษาจะกำหนดให้ระดับน้ำท่วมคันทางดังรูปที่ 6-6 เพราะสนใจกรณีที่คันทางอยู่ในสภาพแช่น้ำเนื่องจากความจริงคันทางรถไฟบริเวณที่ศึกษาอยู่ในสภาพแช่น้ำเป็นระยะเวลาประมาณ 2 เดือน ทุกปีในช่วงฤดูฝน



รูปที่ 6-6 การกำหนดระดับน้ำใต้ดินเพื่อจำลองสภาพในการวิเคราะห์ Model

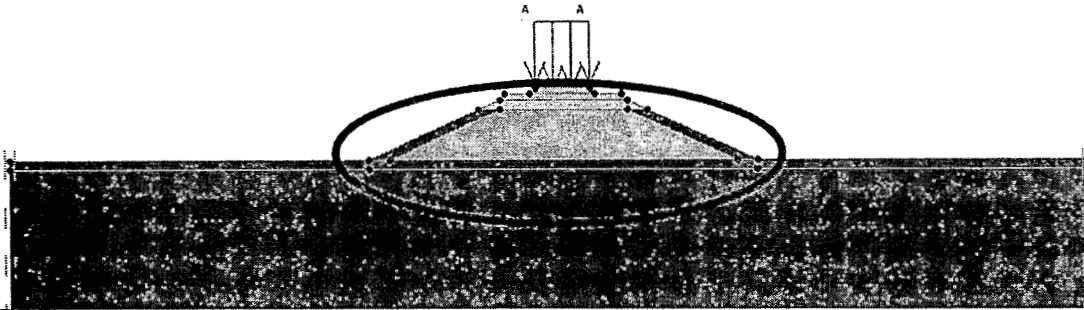
- 4) เริ่มการวิเคราะห์ โดยจะประกอบด้วย 4 ขั้นตอนซึ่งจำลองสภาพให้เกิดขึ้นเหมือนในสนาม
ขั้นตอนที่ 1 Initial Condition เป็นสภาพที่ดินเดิม (Original Ground) ยังไม่ถูกกดทับจาก Embankment ดังรูปที่ 6-7



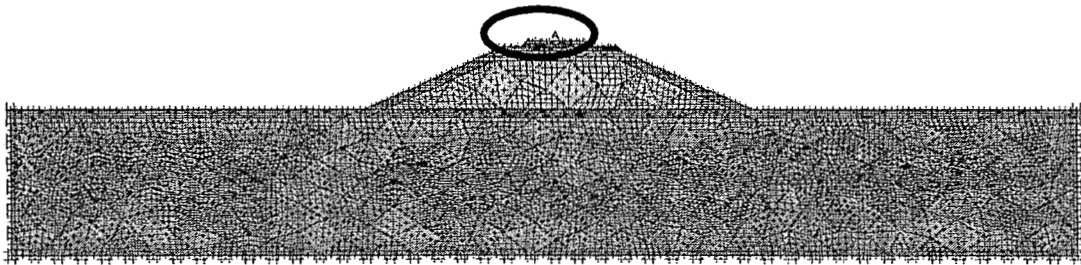
รูปที่ 6-7 การจำลอง Model ขั้นตอน Initial Condition

ขั้นตอนที่ 2 ใส่ Embankment เป็นสภาพที่มีการถมคันดิน (Embankment) บนดินเดิม (Original Ground) ซึ่งจะต้อง Define คันดินดังรูปที่ 6-8 ยังไม่ต้อง Define น้ำหนัก และจะต้องมีการกำหนดจุดที่จะ

พิจารณาดังรูปที่ 6-9 โดยการศึกษานี้จะกำหนดจุดตรงกึ่งกลาง Ballast เป็นจุด A เนื่องจากต้องการพิจารณา
 ระยะเวลาทรุดตัวของคันทาง ซึ่งจะใช้เป็นแนวทางในการพิจารณาการทรุดตัวของรางรถไฟในสนามจริง

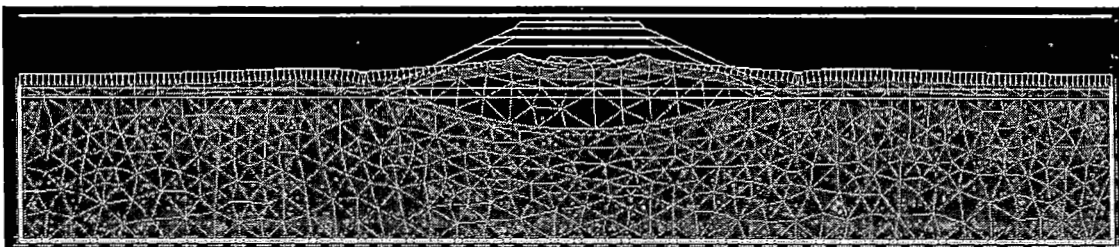


รูปที่ 6-8 การจำลองการถมดินคันทางใน Model

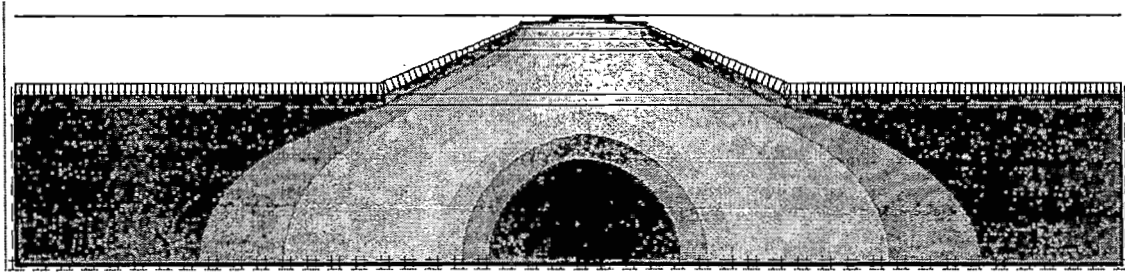


รูปที่ 6-9 การกำหนดจุดที่ต้องการพิจารณาระยะเวลาทรุดตัว

ขั้นตอนที่ 3 Consolidation Embankment เป็นขั้นตอนที่พิจารณาการเกิด Consolidation ของดิน
 เดิมและดินคันทาง ทำให้เกิดระยะเวลาทรุดตัวเกิดขึ้นดังรูปที่ 6-10 ซึ่งจะมีผลทำให้เกิด Excess Pore
 Pressure ในคันทางดังรูปที่ 6-11 ซึ่งสีแดงเข้มจะเกิด Excess Pore Pressure สูงในบริเวณใต้คันทางในส่วน
 ดินเดิมและค่าจะลดลงตามสีที่อ่อนลงในบริเวณที่ห่างออกจากการถูกกดทับโดย Embankment

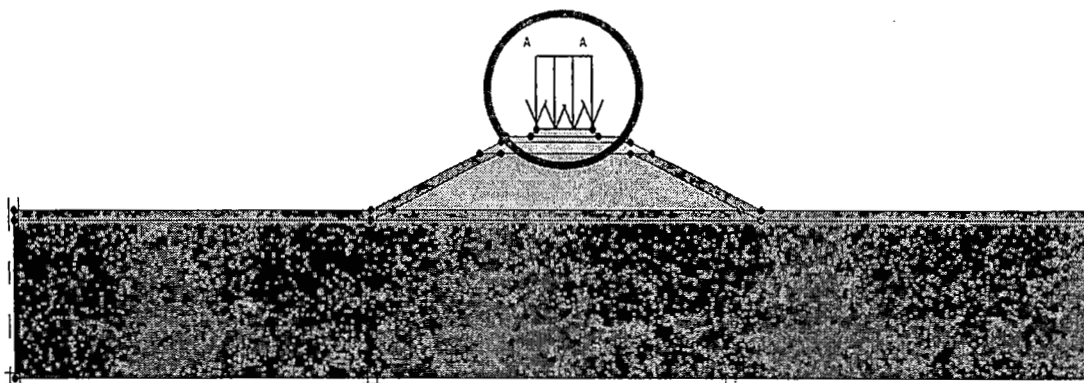


รูปที่ 6-10 การทรุดตัวเนื่องจากการถมคันดินและเกิด Consolidation

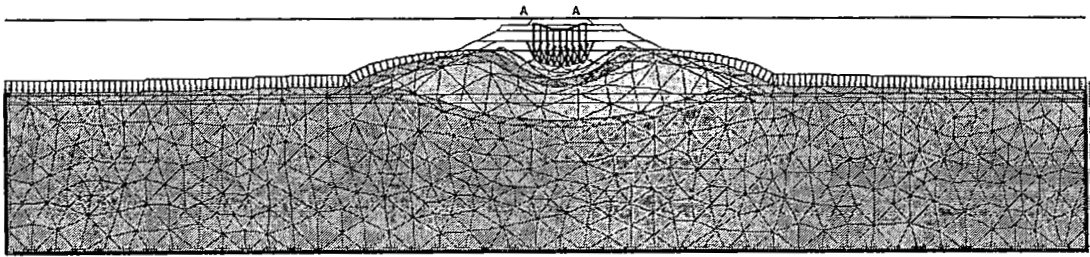


รูปที่ 6-11 การเกิด Excess Pore Pressure ในคันทางหลัง Consolidation Embankment

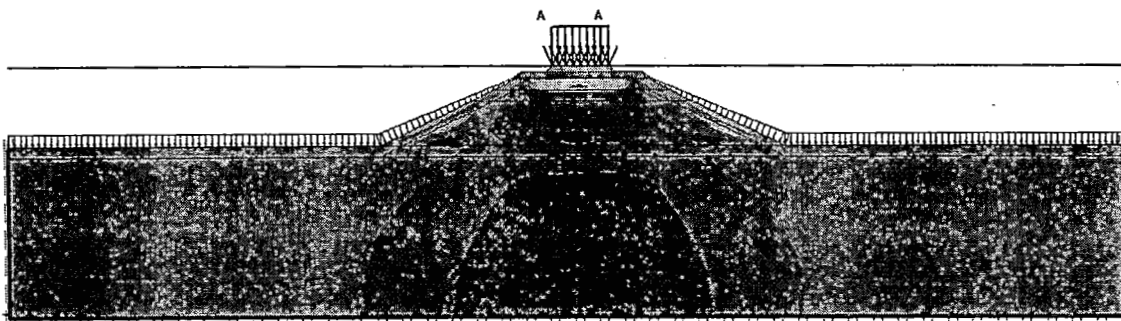
ขั้นตอนที่ 4 ใส่โหลดกระทำบน Embankments เป็นการใส่น้ำหนักรถไฟที่มากกระทำโดยมีน้ำหนักที่มากกระทำ 2 กรณีด้วยกัน คือน้ำหนักที่เป็น Live Load = 100 % และ น้ำหนัก Live Load + Impact Load = 150% ซึ่งการใส่น้ำหนักแต่ละกรณีจะกระทำต่อเนื่องจากขั้นตอนการ Consolidation Embankment (ขั้นตอนที่ 3) ซึ่งจะ Define น้ำหนัก ดังรูปที่ 6-12 และในรูปที่ 6-13 เป็นพฤติกรรมที่เกิดการเคลื่อนตัวในแนวตั้งเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ ทั้งนี้ในขณะที่มีน้ำหนักรถไฟมากกระทำก็จะเกิด Excess Pore Pressure ขึ้นในคันทางได้แสดงดังรูปที่ 6-14 ซึ่ง Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นจะมีค่าสูง (เป็นสีเข้ม) ในคันทางบริเวณใต้ Ballast แต่บริเวณที่เป็นส่วนของ Ballast และ Sub Ballast จะมีค่า Excess Pore Pressure ค่อนข้างต่ำ (เป็นสีอ่อน) เนื่องจากส่วนดังกล่าวสามารถ Release Excess Pore Pressure ออกไปได้ เพราะเป็นหินจะมีการระบายน้ำได้ดีกว่าส่วนที่เป็นดินเหนียวใต้คันทาง ด้วยสาเหตุดังกล่าวจะส่งผลให้ดินใต้คันทางบริเวณนี้มีความอ่อนแอ เนื่องจากเกิด Excess Pore Pressure มาก ทำให้ Effective Stress มีค่าต่ำ (เป็นสีเข้ม) ดังรูปที่ 6-15 และเมื่อมีน้ำหนักมากกระทำอีกก็จะทำให้เกิดการพังในที่สุดโดยดินคันทางบริเวณนั้นจะเสียกำลังเกิด Mud Pumping



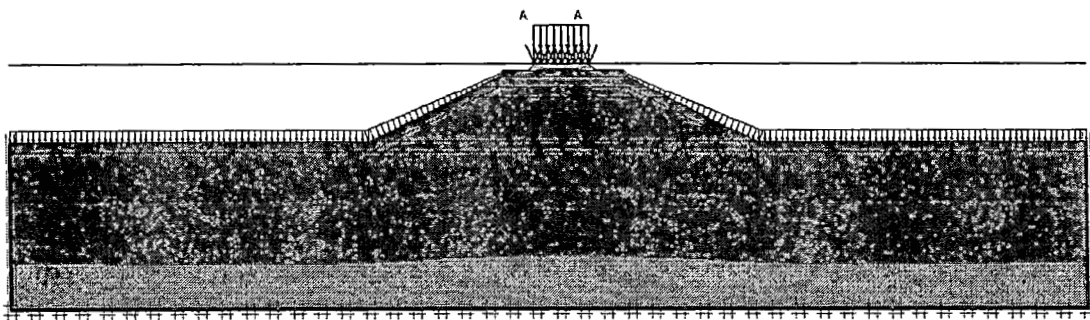
รูปที่ 6-12 ขั้นตอนการ Define น้ำหนักกระทำจากรถไฟ



รูปที่ 6-13 พฤติกรรมการเคลื่อนตัวในแนวตั้งของคันทางเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ



รูปที่ 6-14 Excess Pore Pressure ที่เกิดขึ้นใต้คันทาง เนื่องจากน้ำหนักรถไฟ



รูปที่ 6-15 Effective Stress ที่เกิดขึ้นใต้คันทางเนื่องจากน้ำหนักรถไฟ

ขั้นตอนที่ 5 คำนวณ Factor of Safety ในขั้นตอนนี้จะเป็นการคำนวณค่าความปลอดภัยจากค่าพื้นฐานคือ Φ -c Reduction โดยค่ากำลังของดินขึ้นอยู่กับค่า c' และ ϕ' ซึ่งเป็นการลดลงของกำลังของดินจนกระทั่งพังจะควบคุมโดย ΣM_{sf} (Total Multiplier at Failure) นั่นก็คือค่าความปลอดภัยนั่นเองโดยสามารถหาได้จากสมการดังนี้

$$\text{Factor of Safety} = \frac{c' + \sigma_n' \tan \phi'}{c_r' + \sigma_n' \tan \phi_r'} = \Sigma M_{sf}$$

โดยที่ c' และ ϕ' เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบ (Input Parameter)

c_r' และ ϕ_r' เป็นค่ากำลังที่ลดลง

σ_n' เป็น Stress ที่เกิดขึ้นจริงจำลองโดยใส่น้ำหนัก

6.10 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพคันทางรถไฟด้วย Finite Element

จากการวิเคราะห์ผลด้วย Finite Element ในสภาพต่าง ๆ ทั้งกรณีที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพดินในสภาพแช่ น้ำ และไม่แช่ น้ำ และสภาพที่มีการปรับปรุงคุณภาพดิน ซึ่งสามารถสรุปผลที่ได้จากการวิเคราะห์ได้ตามตารางที่ 6-5 จากการจำลองสภาพต่าง ๆ ของคันทางรถไฟ เมื่อมีน้ำหนักรถไฟมากกระทำ ทั้งนี้จะพิจารณาจากค่าความปลอดภัยในช่วงที่มีน้ำหนักมากกระทำเป็นหลักเนื่องจากเป็นสภาพที่ใกล้เคียงกับลักษณะที่เกิดขึ้นจริงในสนามมากที่สุด และมีความแม่นยำมากกว่าเพราะเป็นการวิเคราะห์จาก Strength Parameters ของดินจริงโดยวิเคราะห์แบบ c-Phi Reduction

ตารางที่ 6-5 สรุปผลการวิเคราะห์การทรุดตัวโดย Finite Element

Case	Admixture	Load 100% (LL)		Load 150% (LL+IL)	
		Displacement (mm.)	Factor of Safety	Displacement (mm.)	Factor of Safety
Not Stabilized Unsoaked	0%	15.68	1.27	67.15	0.99
Not Stabilized Soaked	0%	45.94	1.02	70.60	0.96
Cement (Depth 0.5 m.)	8%	23.78	2.94	44.79	2.16
	10%	20.84	3.14	35.63	2.73
Cement (Depth 1.0 m.)	8%	19.92	3.58	28.48	2.69
	10%	18.42	3.81	34.34	3.17
Cement (Depth 1.5 m.)	8%	16.29	3.75	25.05	2.78
	10%	16.19	3.80	27.05	3.73
Lime (Depth 0.5 m.)	5%	28.43	2.63	39.65	2.33
	8%	22.96	3.11	41.52	2.89
Lime (Depth 1.0 m.)	5%	25.51	2.89	35.72	2.31
	8%	20.96	3.24	28.62	3.09
Lime (Depth 1.5 m.)	5%	18.09	3.74	33.13	2.90
	8%	14.42	3.47	24.79	3.22

- หมายเหตุ 1. ดินที่ไม่ปรับปรุงคุณภาพ ใช้ความชื้นในการบดอัด OMC+6%
 2. ดินที่ปรับปรุงคุณภาพ ใช้ความชื้นในการบดอัด OMC+3%
 3. ระยะเวลาบ่มใช้ 14 วัน ทุกกรณี

บทที่ 7 สรุปผลการวิจัย

จากผลการทดลองการปรับปรุงคุณภาพดินคันทางรถไฟในสภาพแห้งน้ำด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาวในปริมาณต่าง ๆ (0%, 2%, 5%, 8% และ 10%) บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่าง ๆ (Omc-6%, Omc-3%, Omc, Omc+3% และ Omc+6%) และบ่มด้วยระยะเวลาต่างๆ (0วัน, 7วัน, 14วัน และ 28วัน) ซึ่งจะสนใจตัวอย่างในสภาพแห้งน้ำเป็นสำคัญ แล้วนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งจะได้ค่าตัวแปรต่าง ๆ (γ_{dry} , γ_{wet} , E, c' , ϕ' , K_x และ K_y) แล้วนำไปวิเคราะห์ผลด้วย Finite Element เพื่อพิจารณาค่าความปลอดภัย และระยะเวลาการทรุดตัวของคันทางรถไฟในสภาพต่าง ๆ เมื่อมีน้ำหนักรถไฟมากระทำ ซึ่งในตารางที่ 7-1 และตารางที่ 7-2 เป็นสรุปผลการทดลองของปูนซีเมนต์และปูนขาวตามลำดับ นอกจากนี้ได้นำผลการทดลองสรุปผลด้านต่าง ๆ ต่อไป

ตารางที่ 7-1 สรุปการทดลองดินผสมปูนซีเมนต์

การทดสอบ	สารผสมเพิ่ม	คุณสมบัติที่ได้	ตัวแปร	ค่าที่เหมาะสม
CBR.	Cement	(soaked)	Cement	5%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day
			Cement	> 5%
			Swell	\geq OMC
			Curing time	14 day
UCS	Cement	(soaked)	Cement	8%
			UCS	OMC+3%
			Curing time	14 day
			Cement	8%
			E	OMC+3%
			Curing time	14 day
DS	Cement	(soaked)	Cement	10%
			c'	OMC+3%
			Curing time	14 วัน
			Cement	8%
			ϕ'	OMC+3%
			Curing time	14 วัน

ตารางที่ 7-2 สรุปการทดลองดินผสมปูนขาว

การทดสอบ	สารผสมเพิ่ม	คุณสมบัติที่ได้	ตัวแปร	ค่าที่เหมาะสม
CBR.	Lime	CBR (soaked)	Lime	5%
			Water content	OMC+6%
			Curing time	14 วัน
			Lime	> 2%
			Water content	≥ OMC
			Curing time	14 วัน
UCS	Lime	UCS (soaked)	Lime	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day
			Lime	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 day
DS	Lime	c' (soaked)	Lime	8%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 วัน
			Lime	5%
			Water content	OMC+3%
			Curing time	14 วัน

7.1 สรุปผลทางด้านคุณสมบัติทางกายภาพ

จากผลการทดลองเมื่อผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวลงไปดิน จะไม่มีผลต่อค่า Liquid Limit แต่ทำให้ค่า Plastic Limit เพิ่มขึ้น และค่า Shrinkage Limit เพิ่มขึ้นด้วย ส่งผลให้ดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยสารผสมเพิ่มดังกล่าวมีค่า Plasticity Index ลดลง ทำให้ดินมีการยึดกันระหว่างอนุภาคมีโครงสร้างที่แข็งแรงขึ้นสามารถรับกำลังได้เพิ่มขึ้น ทั้งนี้ค่าพิกัดอัตราเบอร์กของดินที่ผสมปูนขาวและดินผสมปูนซีเมนต์จะมีค่าใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ยังส่งผลให้ดินที่ปรับปรุงคุณภาพมีการบวมตัวลดลง จึงมีคุณสมบัติที่จะเป็นดินกระจายตัวน้อยกว่าเดิมที่เป็นดินกระจายตัวปานกลาง สำหรับผลจากการปรับปรุงคุณภาพเมื่อพิจารณาพฤติกรรมด้านการบดอัด พบว่าดินที่ผสมปูนซีเมนต์ จะทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Drydensity) มีค่าเพิ่มขึ้นตามปริมาณซีเมนต์ และมีค่าความชื้นเหมาะสม(Optimum Moisture Content) คงที่ ส่วนดินที่ผสมปูนขาวจะมีผลทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Drydensity) มีค่าลดลงเมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาว และมีค่าความชื้นเหมาะสม(Optimum Moisture Content) ที่เพิ่มขึ้น ดังนั้นการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์จะเหมาะกับดินที่มีความชื้นในธรรมชาติไม่สูงมากนัก และสามารถนำไปใช้ในการปรับปรุงดินเม็ดละเอียดถึงเม็ดหยาบได้ ส่วนปูนขาวเหมาะกับการนำไปใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินเม็ดละเอียดที่มีปริมาณ

ความชื้นค่อนข้างสูงได้ดี เพราะเมื่อผสมแล้วจะสามารถดูดความชื้นมาทำปฏิกิริยาได้ดีกว่าซีเมนต์ และต้องใช้ปริมาณความชื้นในการผสมมาก

7.2 สรุปผลทางด้านกำลัง

ในการผสมปูนซีเมนต์ลงในดิน เมื่อปริมาณซีเมนต์น้อย ๆ (2%) จะไม่ค่อยมีผลทางด้านกำลังมากนักซึ่งอาจจะกล่าวได้ว่ามีค่ากำลังใกล้เคียงกับดินที่ไม่ผสม ซึ่งเมื่อปริมาณซีเมนต์น้อย ๆ ค่า CBR (Unsoaked) กับ CBR (Soaked) มีค่าแตกต่างกันมาก โดยเฉพาะการบดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC ซึ่งค่า CBR (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า แต่เมื่อปริมาณความชื้นบดอัดมากขึ้น CBR ก็จะมีค่าใกล้เคียงกัน โดยที่ค่า CBR (Unsoaked) จะลดลง และค่า CBR (Soaked) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้น ซึ่งปริมาณความชื้นบดอัดที่เพิ่มขึ้นสามารถทำให้ ดินผสมซีเมนต์มีค่า CBR (Unsoaked) มีแนวโน้มลดลงประมาณ 80 % หรือมีกำลังเหลือประมาณ 20% จากเดิม เมื่อพิจารณาค่า UCS จะเห็นแนวโน้มชัดเจนเมื่อผสมด้วยปริมาณปูนซีเมนต์สูง (8%, 10%) โดยค่า UCS จะมีค่ามากที่สุดที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% ทั้งสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ อย่างไรก็ตามเมื่อเปรียบเทียบค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ กับ ค่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีต เมื่อบ่มที่ระยะเวลา 28 วัน เท่ากัน โดยใช้กำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ 10 % สรุปได้ว่า กำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) เท่ากับ 9.6 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) เท่ากับ 5.8 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ยังพบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมซีเมนต์ เมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้กำลังอัดแบบไม่จำกัด (UCS) ลดลงประมาณ 40% หรือเหลือค่ากำลังอัดเพียง 60% สำหรับค่า c' ของดินผสมซีเมนต์ในสภาพแช่น้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้น อย่างชัดเจนเมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณสูง ๆ (8%, 10%) เช่นเดียวกับกับค่า UCS แต่ค่า ϕ' จะมีค่าสูงสุดเมื่อผสมซีเมนต์ปริมาณ 8% แล้วบดอัดด้วยปริมาณความชื้นมากกว่า OMC ทั้งนี้ค่ากำลังของดินผสมซีเมนต์นั้นจะมีค่ามากที่สุดเมื่อบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ซึ่งถ้าบ่มด้วยระยะเวลานานกว่านี้ก็มีค่ากำลังที่ค่อนข้างคงที่หรือมีแนวโน้มลดลงเล็กน้อย

สำหรับดินที่ผสมด้วยปูนขาว เมื่อผสมปูนขาวในปริมาณน้อย (2%) ค่า CBR (Soaked) จะเพิ่มขึ้นทุกความชื้นบดอัด เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้น ค่า CBR (Soaked) จะมีค่าน้อยกว่า CBR (Unsoaked) โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC แต่เมื่อเพิ่มปริมาณความชื้นบดอัดมากขึ้น มีผลทำให้ค่า CBR (Soaked) มีค่าใกล้เคียงกับค่า CBR (Unsoaked) ซึ่งจะมีค่า CBR สูงสุดที่ปริมาณความชื้นบดอัด OMC+3% โดยค่า CBR จะมีลักษณะเป็นรูปประฆังคว่ำ เมื่อพิจารณากำลังของดินผสมปูนขาวจากค่า UCS ซึ่งค่า UCS จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนขาว และจะมีค่ามากที่สุดที่ปริมาณปูนขาวผสม 8% เมื่อผสมในปริมาณมากกว่านี้จะมีค่า UCS ค่อนข้างคงที่หรือลดลงเล็กน้อยทั้งตัวอย่างในสภาพแช่น้ำและไม่แช่น้ำ ซึ่งการบดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC+3% จะมีผลทำให้ค่า UCS (Soaked) มีค่ามากที่สุดเช่นเดียวกับค่า CBR แต่สำหรับตัวอย่างในสภาพไม่แช่น้ำจะมีค่า UCS (Unsoaked) มากสุดเมื่อบดอัดที่ปริมาณความชื้น OMC อย่างไรก็ตามสำหรับกรรมผสมดินด้วยปูนขาวถ้าลองเปรียบเทียบกำลังอัดกับกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ที่ระยะเวลาบ่ม 28 วันเช่นกัน โดยใช้ค่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาว 8% พบว่าค่ากำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมปูนขาวในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 6.4 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) มีค่า

กำลังเท่ากับ 3.3 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ได้พบว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะมีผลทำให้กำลังลดลงประมาณ 50 % จะเห็นได้ว่าค่ากำลังของดินผสมปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้มีกำลังลดลงมากกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 10 % และเมื่อเปรียบเทียบกำลังอัดของดินผสมปูนขาวกับดินผสมปูนซีเมนต์ พบว่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาวน้อยกว่าดินผสมปูนซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ประมาณ 30% หรือมีค่าเป็น 70% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ดินผสมปูนขาวมีค่ากำลังอัดต่ำกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 40% หรือมีค่าเป็น 60% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ ทั้งนี้ค่ากำลังของดินผสมซีเมนต์นั้นจะมีค่ามากที่สุดเมื่อบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ซึ่งถ้าบ่มด้วยระยะเวลานานกว่านี้ก็จะมียค่ากำลังที่ค่อนข้างคงที่ ซึ่งจะมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับการผสมดินด้วยปูนซีเมนต์ สำหรับค่า c' ของดินผสมปูนขาวในสภาพแช่น้ำจะมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างชัดเจนเมื่อผสมซีเมนต์ในปริมาณสูง ๆ (8%, 10%) ซึ่งจะให้ค่า c' สูงสุดที่ปริมาณปูนขาวผสม 8% ซึ่งถ้าผสมในปริมาณที่มากขึ้นก็จะมีผลทำให้ค่า c' ค่อนข้างคงที่และมีแนวโน้มลดลงเล็กน้อย แต่สำหรับค่า ϕ' จะมีค่าเพิ่มขึ้น เมื่อปริมาณปูนขาวผสมน้อย บดอัดด้วยปริมาณความชื้นต่ำกว่า OMC และบ่มมากกว่า 14 แต่เมื่อผสมด้วยปริมาณปูนขาวที่มากขึ้นก็จะมีค่าในทิศทางตรงข้ามกัน ทั้งนี้ค่ากำลังของดินผสมซีเมนต์นั้นจะมีค่ามากที่สุดเมื่อบ่มด้วยระยะเวลา 14 วัน ซึ่งถ้าบ่มด้วยระยะเวลานานกว่านี้ ก็จะมีค่ากำลังที่ค่อนข้างคงที่

7.3 สรุปผลทางด้าน Stiffness

ในการสรุปผลทางด้าน Stiffness จะพิจารณาจากค่า Young's Modulus (E) จากการทดสอบ Unconfined Compression Test ซึ่งสามารถสรุปได้ว่า เมื่อดินผสมซีเมนต์ในปริมาณน้อย (2%, 5%) ซึ่งบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นดินในสภาพแช่น้ำมีค่า Stiffness เพิ่มขึ้น แต่ค่า Stiffness ของดินในสภาพไม่แช่น้ำจะมีค่าลดลง ซึ่งจะลดลงมีค่าเข้าใกล้กับค่า Stiffness ของดินในสภาพแช่น้ำ โดยมีค่าลดลงประมาณ 70% ของค่าเริ่มต้นหรือลดลงเหลือ 30% แต่เมื่อผสมปูนซีเมนต์ในปริมาณสูง (8%, 10%) ค่า Stiffness ของดินในสภาพแช่น้ำ และไม่แช่น้ำมีค่าใกล้เคียงกันเมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น โดยค่า Stiffness ของดินผสมซีเมนต์จะมีค่ามากที่สุดที่ปริมาณซีเมนต์ 8% บดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% ระยะเวลาบ่มประมาณ 14 วัน ถ้าบ่มมากกว่านี้ค่า Stiffness ของดินก็จะค่อนข้างคงที่ สำหรับการผสมด้วยปูนขาวค่า Stiffness ก็จะมีลักษณะทำนองเดียวกันกับการผสมซีเมนต์ แต่เมื่อระยะเวลาการบ่มมากกว่า 14 วันจะมีผลทำให้ Stiffness ของดินผสมปูนขาวในสภาพแช่น้ำเพิ่มขึ้นแต่ Stiffness ของดินในสภาพไม่แช่น้ำจะมีค่าลดลง ทั้งนี้จากผลการทดสอบค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์และดินผสมปูนขาวมีค่าใกล้เคียงกันซึ่งใช้ค่า E ผสมสารผสมเพิ่ม 8% ประมาณ 644 kg/cm^2 เมื่อเทียบกับค่า E ของคอนกรีต ที่กำลังอัดประลัย 300 kg/cm^2 มีค่า E เท่ากับ $2.62 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ดังนั้นค่า E ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพมีค่าเท่ากับ 0.2% ของค่า E คอนกรีต ดังนั้นเมื่อเทียบกับค่า Stiffness ของคอนกรีตแล้ว ดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมซีเมนต์และปูนขาวนี้มีค่า Stiffness น้อยมาก

7.4 สรุปผลด้านการบวมตัว

ในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวลงในดิน เมื่อปริมาณสารผสมเพิ่มมากขึ้น ปริมาณความชื้นในการบดอัดเพิ่มขึ้นและระยะเวลาการบ่มเพิ่มขึ้น สามารถลด การบวมตัวของดินลงได้ ซึ่งการผสมด้วยปูนขาวจะมีประสิทธิภาพในด้านลดการบวมตัวของดินได้ดี และรวดเร็วกว่าการผสมซีเมนต์ ดังนั้นปูนขาวเหมาะสำหรับการนำไปใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัว ซึ่งต้องการกำลังรับน้ำหนักไม่มากนัก แต่สำหรับปูนซีเมนต์นั้นเหมาะกับการนำไปใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินที่ต้องการกำลังรับแรงมากและลดการบวมตัวได้ในระดับหนึ่ง

7.5 สรุปผลด้านความปลอดภัยในการนำไปใช้งานก่อสร้างคันดินทางรถไฟ

จากการนำผลการทดลองไปวิเคราะห์ ซึ่งจากการทดสอบยังไม่สามารถตัดสินใจให้แน่ชัดได้ เนื่องจากค่า Shear Strength Parameters ของดินที่ปรับปรุงคุณภาพ มีค่าที่แตกต่างกัน เช่น การผสมซีเมนต์ 8 % มีค่า c' ต่ำ แต่มีค่า ϕ' สูง มีลักษณะเป็น Frictional Material กับ ดินผสมซีเมนต์ 10% มีค่า c' สูง แต่มีค่า ϕ' ต่ำ มีลักษณะเป็น Non Frictional Material จึงยากในการตัดสินใจ และนำไปวิเคราะห์กับ Finite Element จำลองสภาพให้เหมือนจริงในสนาม จากการวิเคราะห์ผลด้วย Finite Element โดยการจำลอง Model แล้วมี น้ำหนักรถไฟมากกว่าบนคันดิน แล้วมีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนซีเมนต์ 10% บดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% และบ่มที่ระยะเวลาอย่างน้อย 14 วัน การปรับปรุงที่ความลึก 1.0 เมตร และ 1.5 เมตรได้ค่าความปลอดภัย (Factor of Safety) สูง และมีระยะการเคลื่อนตัวแนวตั้งที่น้อย สามารถรับน้ำหนักรถไฟได้โดยปลอดภัย และจากการวิเคราะห์พบว่าค่า Shear Strength ของดินเหนียวค่า c' มีอิทธิพลมากกว่าค่า ϕ'

ดังนั้นผลที่ได้จากการศึกษาสามารถสรุปได้ว่าการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยซีเมนต์มีความเหมาะสมที่สุด โดยจะต้องใช้ปริมาณซีเมนต์ 10% ของน้ำหนักดินแห้งบดอัดด้วยปริมาณความชื้น OMC+3% บ่มด้วยระยะเวลาอย่างน้อย 14 วัน และปรับปรุงที่ระดับความลึกจากผิวคันดินลงไปอย่างน้อย 1.0 เมตร ซึ่งจากผลการวิเคราะห์จะมีผลทำให้คันทางมีความปลอดภัยสูง และสามารถนำไปใช้ปฏิบัติจริงในสนามได้ แต่อย่างไรก็ตามเมื่อนำไปใช้ในสนามก็ควรมีการเฝ้า เนื่องจากปัจจัยอื่น ๆ ด้วย เพราะผลที่ได้นี้ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์โดยการจำลอง Model ซึ่งค่อนข้างที่จะรัดกุมกว่าการปฏิบัติจริงในสนาม อย่างไรก็ตามสามารถนำไปใช้เป็นแนวทางในการปรับปรุงคุณภาพดินในภาคเหนือตอนล่างที่เป็นดินชนิด CH (High Plasticity Clay)

เอกสารอ้างอิง

- การรถไฟแห่งประเทศไทย. 2515. รายการละเอียดและรายการมาตรฐานการก่อสร้างทางรถไฟ. กองก่อสร้าง ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย.
- ___ ม.ป.ป. สารานุกรมรถไฟไทย. ช่างทางรถไฟ. 2 (2).
- ___ 2545. Construction Track Doubling Project (Package 2). กองก่อสร้าง ฝ่ายก่อสร้าง การรถไฟแห่งประเทศไทย. Vol.1-3.
- ___ 2549. เส้นทางรถไฟของประเทศไทย. แหล่งที่มา: <http://www.railway.co.th/line/map.asp>, 10 พฤษภาคม 2549.
- กรมทรัพยากรธรณี. 2549. กระบวนการกำเนิดดินจากหินและแร่ที่เกิดการผุพังร่วมกับสารอินทรีย์กลายเป็นดิน. แหล่งที่มา: <http://www.dmr.go.th/knowledge/soil.thm>, 15 พฤษภาคม 2549.
- กรมทางหลวง. 2532. มาตรฐานงานทาง. สำนักวิเคราะห์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง. กรุงเทพฯ.
- กรมพัฒนาที่ดิน. 2549. ความรู้ชุดดินไทย ชุดดินจัดตั้งภาคเหนือ. แหล่งที่มา: http://www.ldd.go.th/dinthai/distribute_n.asp, 16 พฤษภาคม 2549.
- กลุ่มงานดินด้านวิทยาศาสตร์ กรมชลประทาน. 2549. ผลงานวิจัยด้านปฐพีวิทยาเกี่ยวกับดินกระจายตัว. แหล่งที่มา: <http://www.geocities.com/soilsciences/mainframe1.html>, 16 พฤษภาคม 2549.
- เกษม เพชรเกตุ, พินิต ตั้งบุญเต็ม และวิชัย สังวรปทานสกุล. 2531. การปรับปรุงคุณสมบัติของดินโดยใช้ปูนขาว. วิศวกรรมสาร 4: 69-77.
- เกษม เพชรเกตุ และศุภสิทธิ์ พงศ์ศิวัชสถิตย์. 2543. การศึกษาคุณสมบัติทางวิศวกรรมของดินผสมซีเมนต์และปูนขาว. การปรับปรุงคุณภาพดินและการใช้วัสดุเสริมแรงชนิด โยสังเคราะห์. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี ร่วมกับ สถาบันเทคโนโลยี แห่งเอเชีย.
- ชนิดาวรรณ อ่าเอี่ยม และธีรเชษฐ์ ศรีวัชพงศ์. 2530. การปรับปรุงคุณสมบัติของดินด้วยปูนขาว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. กรุงเทพฯ.
- ทรงพล บุญมาดี. 2529. ความสัมพันธ์ระหว่าง UCS กับ Unsoaked CBR ของดินลูกรังผสมซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- ธนศักดิ์ ใฝ่กระโทก. 2538. การประมาณค่าคุณสมบัติเกี่ยวกับแรงดึงของดินลูกรังซีเมนต์. รายงานวิจัย ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และชัยวัฒน์ มั่นสกุล. 2543. กำลังรับแรงอัดและกำลังแบกทานของดินทรายผสมซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วพ. 178 ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- ___ และทรงพล บุญมาดี. 2534. ความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ Unsoaked CBR ของดินลูกรังผสมซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วพ. 125 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- ___ และพิชิต ลัทธิสุงเนิน. 2534. คุณลักษณะความเค้น ความเครียด และกำลังของดินแกรนิตผสมซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วพ. 126 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- ___ และสมบัติกระแสด จรัสกร. 2544. กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ที่มีความหนาแน่นแตกต่างกัน. รายงานฉบับที่ วพ. 188 ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- ___ และอนันต์ ทวีวรรณสไต. 2543. คุณสมบัติความเค้นความเครียดของวัสดุปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงอัดแนวตั้ง. รายงานวิจัย ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

- ___, และ ฤทธิ์ชาร์ต ดีอำมาตย์. 2533. ความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ Unsoaked CBR ของดินเหนียวเขตผสมปูนขาว. รายงานฉบับที่ วว. 124. กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- บุญเทพ นาเนกรังสรรค์. 2539. การปรับปรุงคุณภาพดิน, น. 372-374. ใน Foundation Engineering and Tunneling. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่. พิมพ์ครั้งที่ 5. รุ่งแสงการพิมพ์, เชียงใหม่.
- ประสิทธิ์ ภูประทุม. 2537. อิทธิพลของวิธีผสมและเวลาบ่มต่อดินซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วพ.137. ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- แผนที่ไทย. 2549. แผนที่จังหวัดภาคเหนือของประเทศไทย. แหล่งที่มา: http://www.panteethai.com/northern_thailand/map.html, February 10, 2006.
- พานิช วุฒิปุณฺณ, นรินทร์ ศรีดอกไม้, มนตรี ฝ่ายอุปการะ และจตุรงค์ เสาวภาคย์ไพบูลย์. 2547. การศึกษาผลกระทบของปูนขาว ปูนซีเมนต์ซิลิกา และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ต่อความสามารถในการซึมน้ำของดินกำแพงแสน. วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ 2: 37-45.
- ภาณุวัฒน์ สุริยฉัตร และธาดาพงศ์ ประถมวงษ์. 2546. ผลกระทบของการหน่วงเวลาก่อนการบดอัดต่อกำลังของดินซีเมนต์เปรียบเทียบกับดินซีเมนต์ผสมสาร Renolith. วารสารวิจัยและพัฒนา มจร. 3: 331-321.
- ___, และสำราญ มีล่อง. 2547. คุณสมบัติธรณีเทคนิคของดินเหนียวบางกอกผสมปูนขาว. วารสารวิจัยและพัฒนา มจร. 1: 3-16.
- มนตรี ฝ่ายอุปการะ. 2546. การลดความซึมน้ำของดินกำแพงแสนด้วยปูนขาว ซิลิกาซีเมนต์ และปอร์ตแลนด์ซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ.
- รถไฟไทยตอทคอม. 2549. แกลลอรี่รถไฟไทย. แหล่งที่มา: <http://www.rotfaithai.com/gallery>, 10 พฤษภาคม 2549.
- วิชาญ ภูพัฒน์. 2547. Dispersive Soil. Soft Clay and Unstable Soil. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.
- วินิต ช่อวิเชียร. 2539. ปูนซีเมนต์. คอนกรีตเทคโนโลยี. พิมพ์ครั้งที่ 8. ม.ป.ท., กรุงเทพฯ.
- ___ . 2545. คอนกรีตเสริมเหล็ก. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน. พิมพ์ครั้งที่ 2. ม.ป.ท., กรุงเทพฯ.
- ศุภกิจ นนทนนันท์. 2543. การปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัวเพื่อใช้ในการเชื่อมดิน. การปรับปรุงคุณภาพดินและการใช้วัสดุเสริมแรงใยสังเคราะห์. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีร่วมกับสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย, กรุงเทพฯ.
- สมบูรณ์ มั่นความดี, ผจงจิต ศรีสุข, คะนิงนิจ เกกะนั้นันท์ และอร่ามศรี พัฒนโสภณ. 2541. การเกิดดินกระจายตัวในจังหวัดลำปางและแนวทางในการปรับปรุงดินกระจายตัว. รายงานวิจัย. ฝ่ายดินด้านวิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.
- สันติ กวินวงศ์ไพบูลย์. 2540. การปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัวด้วยปูนขาวสำหรับงานเชื่อมดินถม. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- สยาม คำโพธิ์, สุเทพ คุวิจิตรจากรุ และอำนาจ แสนบัวหลวง. 2541. การปรับปรุงคุณภาพทรายถมโดยใช้ซีเมนต์ สารโพลีเมอร์ และ Fly ash. โครงการปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, กรุงเทพฯ.
- สยาม ยิ้มศิริ และ รุเธียร เผ่าชัยยังยืน. 2545. การศึกษาการเคลื่อนตัวของคันดินทางรถไฟในบริเวณภาคเหนือตอนล่าง. โครงการทุนอุดหนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย ฝ่ายอุตสาหกรรม โครงการสำหรับปริญญาตรี ประจำปี 2545. ม.ป.ท., ชลบุรี.
- อดิมนต์ ยุพกรณ์. 2544. ผลกระทบของความล่าช้าในการบดอัดดินลูกรังผสมซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

- อิทธิพร ศิริสวัสดิ์. 2545. การใช้ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่1ปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวกระจายตัว, น. 143-149. ใน การประชุมวิชาการเพื่อเสนอผลงานวิจัยมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒประจำปี 2545. ฝ่ายส่งเสริมการวิจัย สำนักงาน อธิการบดี มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, กรุงเทพฯ.
- อร่ามศรี พัฒนโสภณ. 2541. ดินกระจายตัวในประเทศไทย. เอกสารวิชาการ. ฝ่ายดินด้านวิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.
- , สมบูรณ์ มั่นความดี และผจงจิต ศรีสุข. 2541. การศึกษาการเกิดดินกระจายตัว. รายงานวิจัย. ฝ่ายดินด้าน วิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.
- ฤทธิ์ชาร์ต ดีอำมาตย์. 2532. ความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ Unsoaked CBR ของดินเหนียวผสมปูนขาว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- ฤทธิเดช พันธุ์ครุฑ. 2543. อิทธิพลของการหน่วงเวลาการบดอัดที่มีต่อค่า UCS และ Soaked CBR ของดินซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA). 2002. Track. Manual for Railway Engineering. Volume 1.
- American Society for Testing and materials. 1991. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, ASTM Vol.04.08
- Anand, J.P., J.A. Griffin, L.R. Hoyos and S. Chomtid. 2004. "Studies on Sulfate-Resistant-Induced Soil Heave" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 130(4): 391-402.
- Ahmed, S.A. 1981. "Lime Treated Soil Mixture for Low-Volume Road Construction in Egypt" Transportation Research Record. National Academy of Sciences, Washington D.C.
- Arunyanak, N. 1977. "Lime-Cement Stabilization on Nong Ngoo Hao Clay". Master Thesis of Engineering, Civil Engineering Program, Chulalongkorn University.
- Balasubramaniam, A.S., D.T. Bergado, B.R. Buensuceso and W.C. Yang. 1989. "Strength and Deformation Characteristics of Lime-Treated Soft Clays" Geotechnical Engineering. Vol.20.No.1.
- Bengt, B. and B. Broms. 1980. "Stabilization of Soft Clay with lime Column". Seminar on Soil Improvement and Construction Technique in Soft Ground, Singapore.
- Boardman, D.I., S. Glendinning and C.D.F. Rogers. 2004. "The Influences of Iron and Lead Contaminants on Lime-Stabilized Clay" Geotechnique. 54 (7): 467-486.
- Brinkgreve, R.B.J. and P.A. Vermeer. 1998. General Information Plaxis V.7.
- Broms, B. and P. Boman. 1975. Lime Stabilized Column. 5th. ARC on SMFE.
- Bunnag, S. 1964. "Swelling Characteristics of Plastic Soil with Lime Stabilization". Master Thesis of Engineering, Civil Engineering Program. SEATO Graduate School of Engineering.
- Clare, K.E. 1956. "The Use of Cements of Different Fineness in Soil-Cement Mixtures" Magazine Concrete Research 8 (24): 137-144.
- Croft, J.B. 1964. "The Progresses Involved in The Lime Stabilization of Soils". Proceeding of Australian Road Research Board. 2: 1169-1204.
- Das, B.M. 1993. "Clay Minerals" Principles of Geotechnical Engineering. 3rd ed. PWS.Publishing Company, Boston.

- Davidson, D.T., G.L. Pitre, M. Mateos and P.G. Kalankamary. 1962. "Moisure-Density, Moisure-Strength and Compaction Characteristics of Cement-Treated Soil Mixture". Highway Research Board, Bull.
- Diamond, S. and E.B. Kinter. 1965. "A Rapid Method of Predicting The Portland Cement Requirement for Stabilization of Plastic Soil". Highway Research Board, Bull.
- Diamond, S., J.L. White and W.I. Dolch. 1964. "Transformation of Clay Minerals Vs Calcium Hydroxide Attack". Proceeding of 12th National Conference on Clay and Clay Minerals, Oxford, Pergamon. 2: 359-379.
- Eades P.E. and D.T. Davidson. 1962. "Effect of lime on plasticity and compressive strength of representative Iowa soils" Highway Resaerch Board, Bull. Washington D.C., National Academy of Sciences.
- Felt, E.J. 1955. "Factor Influencing Physical Properties of Soil-Cement Mixtures". Highway Research Board, Bull.
- Hausamann, M.R. 1990. Engineering Principles Ground Modification. Mc Graw-Hill. International Editions.
- Herrin, M. and H. Mitchell. 1961. "Lime Soil Mixture". Highway Research Board, Bull. National Academy of Sciences, Washington D.C.
- Herzog, A. and J.K. Mitchell. 1963. "Reaction Accompanying Stabilization of Clay with Cement". Highway Research Record. 36: 146-171.
- Holmgren. 1977. "Summary-Evaluation of symposium on dispersive clays" ASTM.STP 623: 470-471.
- Ingles, O.G. 1970. "Mechanism of clay stabilization with inorganic acids and alkalis" Australia Journal of Soil Research. Vol.8: 581-596.
- Kazuhiko, N., S. Sasaki and Y. Kuboi. 1989. "Utilization of Waste Rock Powder for The Lime Stabilization of Residual Soil" Soil Improvement. Current Japanese Materials Research. Vol.9.
- Kohei, S. and S. Tomohisa. 1989. "Stabilization of Subsided Hedoro in Irrigation Ponds" Soil Improvement. Current Japanese Materails Research. Vol.9.
- Laguros J.G. and D.T. Davision. 1963. "Effect of Chemicals on Soil Cement Stabilization". Highway Research Board, Bull. National Academy of Sciences.
- Lambe, T.W., A.S. Michaels and Z.C. Moh. 1959. "Improvement of soil-cement with Alkali Metal Compounds". Highway Research Board, Bull. National Research Council, Washington D.C., U.S.A.
- Lambe, T.W. and R.V. Withman. 1969. Soil Mechanics. John Willey & Sons.Inc.
- Leondards, G.A. 1967. Foundation Engineering. Mc Graw-Hill, New York.
- Mallinckrodt Chemicals. 2007. Physical and Chemical Properties of Calcium hydroxide.Available Source: <http://www.jtbaker.com/msds/enlishhtml/c0407.htm>, February 16, 2007
- Mateos, M. 1964. "Soil Lime Research at Iowa State University". Journal of soil Mechanics and Foundation Division ASCE. 90 (SM2): 127-153.
- Mitchell, J.K. and E.L. Jack. 1966. "The Fabric of Soil-Cement and Its Formation". Proceedings 14th National Conference on Clay and Clay Minerals. Vol.26.
- Moh, Z.C. 1969. "Reaction Soil Mineral with Cement and Chemical". Highway Research Board, Bull.

- Ng, S.C. 1966. "Cement Stabilization of Lateritic Soils". Master of Engineering Thesis, Civil Engineering Program, SEATO Graduate School of Engineering.
- Pietch, P.E. and D.T. Davidson. 1962. "Effect of lime on plasticity and compressive strength of representative Iowa soils". Highway Research Board, Washington D.C., National Academy of Sciences.
- Portland Cement Association. 1959. Soil-Cement Laboratory Handbook. Illinois, Skokie.
- Prakash, K., A. Sridharan and S.M. Rao. 1989. "Lime Addition and Curing Effects on The Index and Compaction Characteristics of a Montmorillonitic Soil" Geotechnical Engineering. Vol.20. No.1.
- Prusinski, J.R. and S.K. Bhattacharja. 1999. "Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilization Clay Soils". Transportation Research Record.
- Ramaswamy, S.D., M.A. Aziz and S.L. Lee. 1982. "A Study of Soil Types of Singapore Suitable for Stabilization with Lime". Proceedings of The Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference. Vol.1.
- Reinhold, F. 1955. "Elastic Behavior of Soil-Cement Mixtures". Highway Research Board, Bull.
- Richards, L.A. 1969. "Diagnosis and Improvement of Saline and Alkaline Soils". Agriculture Hand Book. No.60, United States Department., Agriculture.
- Ruenkairergsa, T. 1982. "Principle of Soil Stabilization". Group Training in Road Construction. Highway Department of Thailand.
- ____, and T. Pimsarn. 1982. "Deep Hole Lime Stabilization for Unstable Clay Shale Embankment" Report.No.MR.75. Department of Highway, Bangkok.
- Sherard, J.L., L.P. Dunningan and R.S. Decker. 1977. "Dispersive clays". ASTM.STP 623: 3-12.
- Sherwood, P.T. 1968. "The Properties of Cement Stabilized Materials". Road Research Laboratory. No.205.
- Siu, M.W. 1971. "Cement and Lime Stabilization of Select Lateritic Soil". Master of Engineering Thesis, Civil Engineering Program, Asian Institute of Technology.
- Takemitsu, T., K. Tanabe and K. Kamimura. 1989. "Stabilization of Sandy Soil Slopes by Addition of Iron Salt and Lime". Soil Improvement. Current Japanese Materials Research. Vol.9.
- The Indian railway fan club. 2006. Permanent way-Dimensional Diagrams. Available Source: http://www.emestt_train.net/docs/track-dimensions.html, May 10 2006.
- Thomson, M.R.. 1966. "Lime-Reactivity of Illinois Soils" Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. Vol.1.92, No.1 SM5.
- Thomson, M.R.. 1968. "Lime Treated Soil for Pavement Construction". Journal of Highway Division, ASCE. Vol.94, No.6249.
- University of Wisconsin-stout Department of physics. 2006. Introduction to geology and Soil mechanics. Available Source: <http://www.picrock.net/physics.uwstout.edu/geo/gallery.htm>, November 16, 2006.
- Uppal, K. 1971. "Effect of Lime Mixture for Unconfined Compressive Strength and CBR of Silty Loam Soil". National Academy of Science.

- Wang, J.W.H., M. Mateos and D.T. Davidson. 1963. "Comparison Effects of Hydraulic, Cacitic and Dolomitic Limes and Cement in Soil Stabilization". Highway Research Abstracts. 32: 11-24. Annual Meeting of The Highway Resaerch Board, Washington D.C., National Academy of Sciences.
- Woo, S.M. 1971. "Lime Stabilization of Selected Laterritic Soil" Master Thesis of Engineering, Civil Engineering Program. SEATO Graduate School of Engineering.

ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์



CONFERENCE PROCEEDINGS

The 6th

ASEAN Civil Engineering Conference (ACEC)

&

The 6th

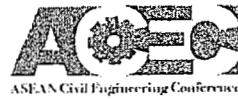
ASEAN Environmental Engineering Conference (AEEC)

Civil and Environmental Engineering for ASEAN Community

November 21-22, 2013, Pathumwan Princess Hotel

Bangkok, Thailand

Proceedings of the 6th ASEAN
Civil Engineering Conference/
the 6th ASEAN Environmental
Engineering Conference



21-22 November 2013

Pathumwan Princess Hotel, Bangkok, Thailand

Edited by

J. Rungamornrat and S. Chalermpong

Department of Civil Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

W. Pungrasmi and V. Sricharoenchaikul

Department of Environmental Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Organized by

Department of Civil Engineering

Department of Environmental Engineering

Faculty of Engineering

Chulalongkorn University

Copyright © 2013 by Department of Civil Engineering and Department of Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Chulalongkorn University

All right reserved

No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted in any form or by means, electronic, mechanical photocopying or otherwise, without permission in writing.

ISBN: 978-616-551-740-9

Printed in Thailand by Mean Services Supply Ltd., Part.
29/97 Soi Suwintawong 31, Suwintawong Rd., Lampakchee, Nongchok, Bangkok 10500
Tel: (66)2326-4125, Fax: (66)2739-1668
Email: meancopier@gmail.com

CONFERENCE COMMITTEES

Organizing Committee (ACEC)

Assoc. Prof. Dr. Sorawit Narupiti
Assoc. Prof. Dr. Akhrawat Lenwari
Assoc. Prof. Dr. Jaroon Rungamornrat
Assoc. Prof. Dr. Saksith Chalermpong
Assoc. Prof. Dr. Suched Likitlersuang
Assoc. Prof. Dr. Tirawat Boonyatee
Asst. Prof. Dr. Boonchai Sangpetngam
Asst. Prof. Dr. Manoj Lohatepanont
Asst. Prof. Dr. Noppadon Jokkaw
Asst. Prof. Dr. Tanate Srisirojanakorn
Asst. Prof. Dr. Vachara Peansupap
Asst. Prof. Dr. Watanachai Smittakorn
Asst. Prof. Dr. Withit Pansuk

Head, Department of Civil Engineering

Organizing Committee (AEEC)

Asst. Prof. Dr. Chaiyaporn Puprasert

Assoc. Prof. Dr. Chavalit Ratanatamskul
Assoc. Prof. Dr. Orathai Chavalparit
Assoc. Prof. Dr. Petchporn Chawakitchareon
Assoc. Prof. Dr. Pisut Painmanakul
Assoc. Prof. Dr. Sirima Panyametheekul
Assoc. Prof. Dr. Sutha Khaodhiar
Assoc. Prof. Dr. Thares Srisatit
Asst. Prof. Dr. Benjaporn Suwannasilp
Asst. Prof. Dr. Chanathip Pharino
Asst. Prof. Dr. Khemarath Osathaphan
Asst. Prof. Dr. Manaskorn Rachakornkij
Asst. Prof. Dr. Patiparn Punyapalakul
Asst. Prof. Dr. Pichaya Rachdawong
Asst. Prof. Dr. Sarun Techasen
Asst. Prof. Dr. Tawan Limpiyakorn
Asst. Prof. Dr. Viboon Sricharoenchaikul
Asst. Prof. Dr. Wiboonluk Pungrasmi
Dr. Acthariya Suriyawong
Dr. On-anong Larpparisudthi

Head, Department of Environmental
Engineering

Scientific Committee (ACEC)

Prof. Dr. Tamon Ueda, Hokkaido University, Japan
Assoc. Prof. Dr. Jiro Takemura, Tokyo Institute of Technology, Japan
Assoc. Prof. Dr. Sorawit Narupiti, Chulalongkorn University, Thailand
Assoc. Prof. Dr. Akhrawat Lenwari, Chulalongkorn University, Thailand
Prof. Dr. Mohd Zamin Bin Jumaat, University of Malaya, Malaysia
Assoc. Prof. Dr. Nordin Yahaya, Universiti Teknologi Malaysia, Malaysia
Asst. Prof. Dr. Mongkut Piantanakulchai, SIIT, Thammasat University, Thailand

Scientific Committee (AEEC)

Prof. Dr. Takizawa Satoshi, The University of Tokyo, Japan
Prof. Dr. Fukushi Kensuke, The University of Tokyo, Japan
Prof. Dr. Fujii Shigeo, Kyoto University, Japan
Prof. Dr. Yasushi Kiyoki, Keio University, Japan
Assoc. Prof. Dr. Maria Antonia Tanchuling, University of the Philippines-Dilliman, The Philippines
Assoc. Prof. Dr. Analiza Rollon, University of the Philippines-Dilliman, The Philippines
Asst. Prof. Dr. Chaiyaporn Puprasert, Chulalongkorn University, Thailand
Assoc. Prof. Dr. Petchporn Chawakitchareon, Chulalongkorn University, Thailand
Assoc. Prof. Dr. Chart Chiemchaisri, Kasetsart University, Thailand
Assoc. Prof. Dr. Agus Jatnika Effendi, Institut Teknologi Bandung, Indonesia
Prof. Dr. Enri Damanhuri, Institut Teknologi Bandung, Indonesia
Prof. Dr. Tjandra Setiadi, Institut Teknologi Bandung, Indonesia
Assoc. Prof. Dr. Ting Yen Peng, National University of Singapore, Singapore

STABILITY ANALYSIS OF RAILWAY EMBANKMENT IMPROVED BY LIME AND CEMENT STABILIZATION

Siam Yimsiri

Department of Civil Engineering, Burapha University, Chonburi, Thailand

Abstract

The railway embankment in the Northern of Thailand was constructed from local clayey soil which losses its strength considerably in submerged condition. This submerged condition is encountered every year during rainy season, some years are more severe than others. This condition results in embankment deformation which leads to excessive track irregularity, low ride comfort, and low allowable train speed. Consequently, there were research projects studying about improving local soil by lime and cement to achieve a better construction material. This paper presents a finite element analysis on the stability of the railway embankment constructed by improved soils. The engineering properties of the improved soils are taken from laboratory investigations by previous research projects. The results from this research should be useful in determining construction criteria by these improved soils.

Keywords: Embankment, Lime/cement stabilization, Submerged condition, Clay, Finite element, Stability analysis

Introduction

From a preliminary investigation of the railway embankment condition in the lower Northern of Thailand (Pichit province), it is found that there is a problem of irregularity in the alignment of the railway track which leads trains to experience a “rolling” motion as they travel on the track [1]. Therefore, the train cannot travel at its design speed which can result in delay and possible accidents. Moreover, the embankment in that area needs unusually high maintenance cost. These problems arise from the fact that the railway embankment is constructed from local clayey soil which losses its strength considerably when submerged under water during rainy season. Inundation during rainy season is common in the lower part of Northern Thailand, some years are more severe than others (see Fig. 1). One countermeasure is to replace top layer of the embankment by dense sand (sub-ballast); however, very large amount of required sand poses some difficulties. Therefore, there have been researches on investigating possibility to improve the local soil by lime and cement for railway embankment construction. In this current study, the stability analysis of railway embankment constructed by the improved soil is presented. The engineering properties of the improved soil have been reported by previous researches ([2], [3], [4]). The results from this study should be useful in determining construction criteria by these improved soils.

Previous studies

There have been researches investigating the possibility of improving properties of this local soil by lime and cement for railway embankment construction. Jindapon and his co-workers [2] showed promising results from their study on effects of lime and cement

admixtures on Atterberg limit, compaction characteristics, and CBR. Yimsiri & Jindapon [3] investigated the strength and stiffness properties of this local soil improved by lime from unconfined compression test (UC) and direct shear test (DS). Yimsiri [4] also investigated the strength and stiffness properties of this local soil improved by cement from UC and DS. The experimental studies were undertaken at various admixture contents (0%, 2%, 5%, 8%, and 10% by dry weight of soil), at various molding water contents (OMC-6%, OMC-3%, OMC, OMC+3%, and OMC+6%), and at various curing times (0, 7, 14, and 28 days). The tests were performed under submerged condition because it was consistent with the inundation condition in the field. Table 1 summarizes the optimum conditions of soil properties improved by lime and cement from previous researches. The overall optimum conditions for lime stabilization are lime content of 5% or 8%, molding water content of OMC+3%, and curing time of 14 days. The overall optimum condition for cement stabilization are cement content of 8% or 10%, molding water content of OMC and OMC+3%, and curing time of 7 and 14 days. These optimum conditions are employed for finite element (FE) analysis in this current study.

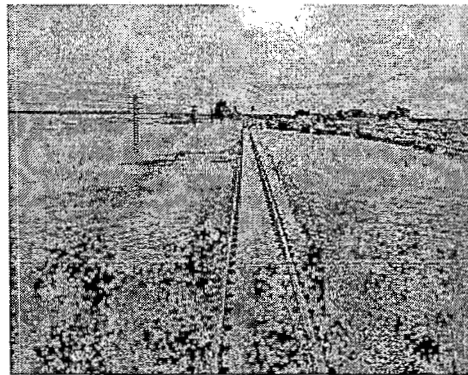


Figure 1. Inundation at Km. 309/2 of Northern Line (embankment ht. is 2.5 m.)

Table 1. Summary of optimum conditions for improved soil properties

Test	Properties	Variables	Lime	Cement
CBR	CBR (soaked)	Admix. content	5%	5%
		Water content	OMC+6%	OMC+3%
		Curing time	14 days	14 days
	Swell (soaked)	Admix. content	> 2%	> 5%
		Water content	≥ OMC	≥ OMC
		Curing time	14 days	14 days
UCS	UCS (soaked)	Admix. content	8%	8%
		Water content	OMC+3%	OMC+3%
		Curing time	14 days	14 days
	$(E_u)_{50}$ (soaked)	Admix. content	8%	8%
		Water content	OMC+3%	OMC+3%
		Curing time	14 days	14 days
DS	c' (soaked)	Admix. content	8%	10%
		Water content	OMC+3%	OMC+3%
		Curing time	14 days	14 days
	ϕ' (soaked)	Admix. content	5%	8%
		Water content	OMC+3%	OMC+3%
		Curing time	14 days	14 days

Numerical analysis approach

The numerical is performed by PLAXIS. The cross-section of the embankment is shown in Fig. 2. The model of embankment for FE analysis is shown in Fig. 3 which contains 4 major parts; (i) original ground, the properties of which are set as soaked and improved conditions at OMC+6%, (ii) embankment which has 2 conditions (a) the outer 0.5 m surface has properties of soaked and unimproved conditions at OMC+6% and (b) deeper than 0.5 m has properties of unsoaked and unimproved conditions at OMC+6%, (iii) improved soil has properties of soaked condition, and (iv) ballast and sub-ballast. The thickness of the improved soil layer is varied as 0.5, 1.0, and 1.5 m.

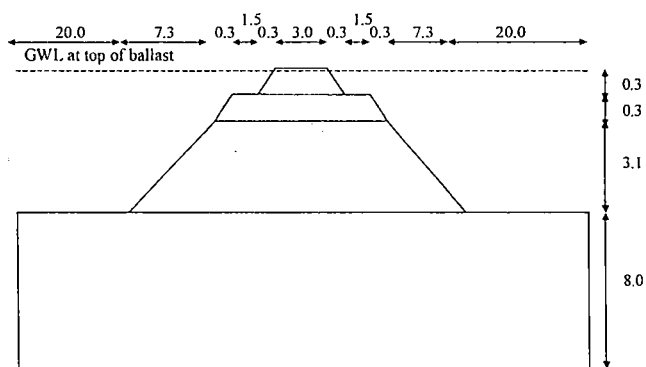


Figure 2. Cross-section of railway embankment (unit in meter)

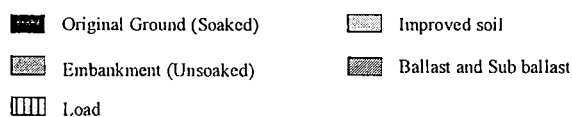
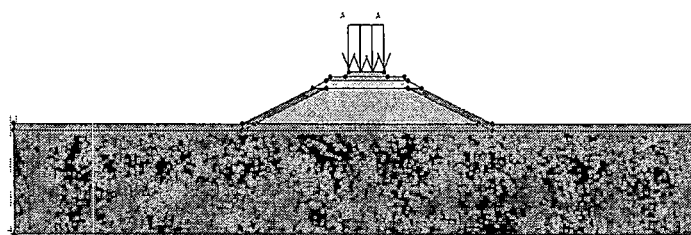


Figure 3. Model of embankment for FE analysis

The live load from a train is considered as a uniformly distributed load on a ballast layer according to AREMA[5] by assuming an axle load of 20 tons (Fig. 4) distributing over the following area.

Length = 3 feet + thickness of ballast layer (use 500 mm) = 1,414 mm.

Width = length of sleeper (2,000 mm) + thickness of ballast (use 500 mm) = 2,500 mm (for convenience this analysis use width = 3,000 mm which is the width of the top surface of ballast layer) (concrete sleeper is shown in Fig. 5).

Therefore, the calculated live load is 20 tons/(1,414 mm × 3,000 mm) = 47.3 kPa. Impacted load of diesel railcar is modeled by increasing the static load by 50%; therefore, the additional impact load is 23.7 kPa

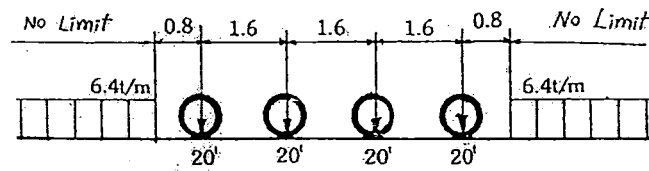


Figure 4. Diesel railcar load (SRT)

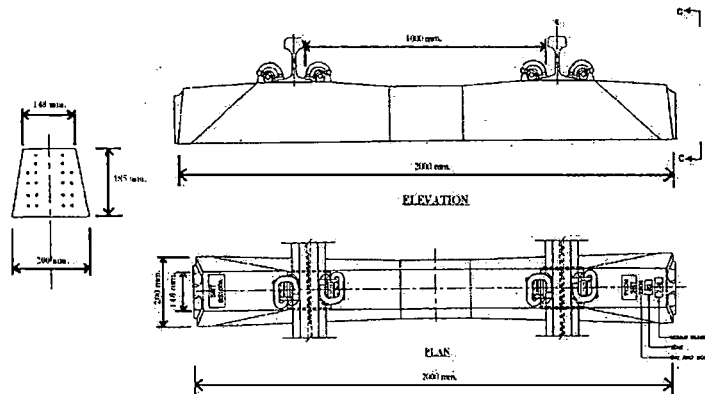


Figure 5. Prestressed-concrete sleeper (SRT)

Finite element analysis

Finite element analysis is performed to analyze the stability and deformation of the embankment due to train load. The analysis is done in plane strain and undrained conditions. The side and bottom boundaries are smooth surfaces. The soil and ballast are modeled by 6-node triangular elements with second-order interpolation of displacement. The constitutive model is a Mohr-Coulomb model. For simplicity, the analysis only concentrates on original ground and embankment and does not include rail, sleeper, and appurtenances. Train load is modeled as static load and does not consider cyclic condition. An example of FE mesh is shown in Fig. 6. The point of deformation monitoring is at the top of the ballast layer and at center line of the embankment.

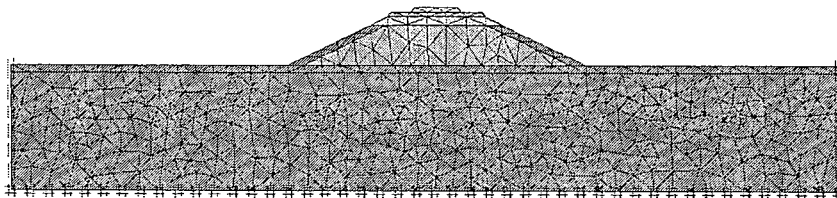


Figure 6. Example of FE mesh

The Mohr-Coulomb model requires 5 soil parameters as follow.

- (i) Young's modulus (E') – For clay (original ground and embankment), E' is E_{50}' by calculating from $(E_u)_{50}$ from UC ($E_{50}' = 0.85(E_u)_{50}$ when $\nu = 0.3$). For ballast, E_{50}' is assumed as 100 kPa [6].
- (ii) Poisson's ratio (ν) – The ν is assumed as 0.3 for clay (original ground and embankment) and 0.28 for ballast [6].
- (iii) Cohesion (c') – For clay (original ground and embankment), c' uses data from DS.

Cohesion for ballast is assumed as 1.5 kPa.

- (iv) Friction angle (ϕ') – For clay (original ground and embankment), ϕ' uses data from DS. The friction angle of ballast is assumed as 40° [6].
- (v) Dilatancy angle (ψ) – The ψ is assumed as 0° for clay (original ground and embankment) and 15° for ballast.

Other physical properties are obtained from relevant tests, e.g. unit weight from compaction test and soil permeability from consolidation test. The permeability of soil is assumed to be identical in both vertical and horizontal directions. Tables 2 to 4 summarize the properties of soils used in FE analysis.

FE analysis procedures consist of 4 steps as follow.

- (i) Initial condition – Geostatic condition is generated.
- (ii) Train load – Train load of 43.7 kPa is uniformly distributed fully on the entire width of the top of ballast surface.
- (iii) Impact load – Impact load of 23.7 kPa is added.
- (iv) Calculation Factor of Safety (FS) – FS is calculated according to Phi-c reduction [7] by which the strength from c' and ϕ' are divided by a factor which is gradually increased until failure is reached. This maximum factor is defined as FS.

Table 2. Properties of unimproved soil at OMC+6%

Parameters	Original	Embankment		Ballast
	Ground Unsoaked	Unsoaked	Soaked	
Material Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Behavior	Undrained	Undrained	Undrained	Drained
γ_{dry} (kN/m ³)	16.3	16.5	16.5	27.1
γ_{wet} (kN/m ³)	20.3	20.8	20.8	29.5
k_x (m/day)	5×10^{-5}	5×10^{-5}	5.6×10^{-5}	1×10^{-7}
k_y (m/day)	5×10^{-5}	5×10^{-5}	5.6×10^{-5}	1×10^{-7}
E' (kN/m ²)	3,219	60,900	3,219	1×10^8
ν	0.3	0.3	0.3	0.28
c' (kN/m ²)	5	10	34	1.5
ϕ' (°)	34	23	20	40
ψ (°)	0	0	0	15

Table 3. Properties of improved soil by lime in soaked condition

Parameters	Embankment	
	Lime 5%	Lime 8%
Material Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type of Behavior	Undrained	Undrained
γ_{dry} (kN/m ³)	16.5	16.3
γ_{wet} (kN/m ³)	20.4	21.1
k_x (m/day)	2.2×10^{-4}	2.9×10^{-4}
k_y (m/day)	2.2×10^{-4}	2.9×10^{-4}
E' (kN/m ²)	25,143	56,028
ν	0.3	0.3
c' (kN/m ²)	68	74
ϕ' (°)	42	58
ψ (°)	0	0

Table 4. Properties of improved soil by cement in soaked condition

Parameters	Embankment	
	Cement 8%	Cement 10%
Material Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type of behavior	Undrained	Undrained
γ_{dry} (kN/m ³)	17.1	17.0
γ_{wet} (kN/m ³)	21.0	20.8
k_x (m/day)	4.9×10^{-5}	4.8×10^{-5}
k_y (m/day)	4.9×10^{-5}	4.8×10^{-5}
E' (kN/m ²)	56,028	51,852
ν	0.3	0.3
c' (kN/m ²)	33	435
ϕ' (°)	63	17
ψ (°)	0	0

Analysis results

Table 5 and Fig. 7 present FE analysis results of various conditions. Under LL+IL, the analysis results show that the proposed improvement conditions increase FS from 0.96 to more than 2.0 and reduce the vertical settlement from 70.6 mm to 30-40 mm. The results from lime stabilization seem to be somewhat better than from cement stabilization (higher FS and lower vertical settlement).

Table 5. Summary of FE analysis results

Case	Admixture content	LL* (100%)		LL+IL* (150%)	
		Displ. (mm)	FS	Displ. (mm)	FS
Not Stabilized Unsoaked	0%	15.68	1.27	67.15	0.99
Not Stabilized Soaked	0%	45.94	1.02	70.60	0.96
Lime (Depth 0.5 m.)	5%	28.43	2.63	39.65	2.33
	8%	22.96	3.11	41.52	2.89
Lime (Depth 1.0 m.)	5%	25.51	2.89	35.72	2.31
	8%	20.96	3.24	28.62	3.09
Lime (Depth 1.5 m.)	5%	18.09	3.74	33.13	2.90
	8%	14.42	3.47	24.79	3.22
Cement (Depth 0.5 m.)	8%	23.78	2.94	44.79	2.16
	10%	20.84	3.14	35.63	2.73
Cement (Depth 1.0 m.)	8%	19.92	3.58	28.48	2.69
	10%	18.42	3.81	34.34	3.17
Cement (Depth 1.5 m.)	8%	16.29	3.75	25.05	2.78
	10%	16.19	3.80	27.05	3.73

* LL = live load, IL = impact load

Conclusions

From the analysis results, it is shown that the improvement by 5% lime and 8% cement with the depth of improvement of 0.5 m increases the FS to be greater than 2.0 and reduces vertical settlement by 50%. In the Track Rehabilitation Project Phase 1 and 2, it was

required to change the top 50 cm of original embankment with dense sand (sub-ballast). These analysis results present the possibility to use original soil improved with lime or cement instead of dense sand. Furthermore, if it is deemed that the acceptable factor of safety can be as low as 1.5 [8], a thinner stabilized layer may be used. However, this analysis does not consider repeated load; therefore, the consideration for the depth of improvement may need to be studied by additional tests, e.g. full-scale test or trial section.

Acknowledgements

This study is partly supported by the National Research Council of Thailand. Sirisak Jindapon provided help on the numerical analysis.

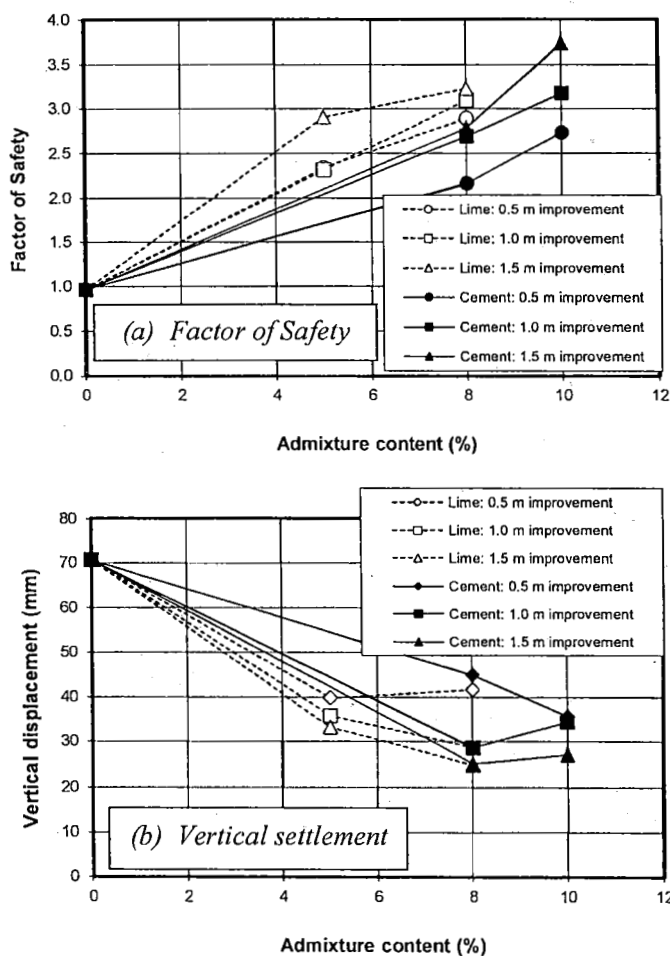


Figure 7. FE analysis results

References

- [1] S. Yimsiri and R. Paochaiyangyuen, "Study of railway embankment deformation in Pichit province", 9th National Convention on Civil Engineering, Thailand, 2004. (in Thai)
- [2] S. Jindapon, S. Yimsiri, S. Solalump, and S. Mitaim, "Cement and lime stabilization of soil in submerged condition", 11th National Convention on Civil Engineering, Thailand, 2006. (in Thai)

- [3] S. Yimsiri and S. Jindapon, "Improvement of local soil in the Northern of Thailand by lime stabilization for use as a construction material for railway embankment", The 2nd GMSARN International Conference, 2007.
- [4] S. Yimsiri, "Improvement of local soil by cement admixture for railway embankment construction", 5th ASEAN Civil Engineering Conference, 5ACEC, Ho Chi Minh City, Vietnam, 2012.
- [5] American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA), Manual for Railway Engineering, 2002.
- [6] T.W. Lambe and R.V. Whitman, Soil Mechanics, John Willey & Sons: Inc, 1969.
- [7] R.B.J. Brinkgreve and P.A. Vermeer, General Information Plaxis V.7, 1998.
- [8] Y.H. Huang, Stability Analysis of Earth Slopes. Van Nostrand Reinhold Company, 1983.