

สำนักหอสมุด มหาวิทยาลัยบูรพา

ต.แสนสุข อ.เมือง จ.ชลบุรี 20131



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์
(ปีที่ ๑ ของ โครงการ ๒ ปี)

โครงการวิจัยงบประมาณเงินรายได้ (เงินอุดหนุนจากรัฐบาล)

ปีงบประมาณ พ.ศ. ๒๕๕๕

ชื่อโครงการวิจัย

การศึกษาการปรับปรุงคุณสมบัติของดินสำหรับการก่อสร้างคันทาง
รถไฟโดยการใช้สารผสมเพิ่ม

เลขที่ ๖๐/๒๕๕๕

เดิมบริการ

๕๖๙๙๕

- 6 ส.ย. 2556

- 5 ส.ค. 2556

โดย

321235

สยาม ยิ้มศิริ

คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยบูรพา

ตุลาคม ๒๕๕๕

บทคัดย่อ

งานวิจัยนี้ได้พิจารณาถึงความเป็นไปได้ในการปรับปรุงคันดินทางรถไฟในบริเวณภาคเหนือตอนล่าง เพื่อให้คันทางมีเสถียรภาพและความคงทนมากขึ้น โดยใช้การผสมด้วยปูนซีเมนต์และปูนขาว เนื่องจากคันดินจะเสี้ยก้ำล้งเมื่อต้องอยู่ในสภาวะน้ำท่วมในฤดูฝน 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

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร

รถไฟเป็นอีกทางเลือกสำหรับการคมนาคมเพื่อการเดินทาง การค้าขาย การขนส่งทั้งภายในประเทศ และระหว่างประเทศ ดังนั้นทางรถไฟจึงควรมีความมั่นคงใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพและปลอดภัยในการคมนาคม การก่อสร้างคันทางรถไฟเพื่อใช้เป็นพื้นฐานของการวางระบบรางรถไฟนั้นมีความสำคัญยิ่งในการก่อสร้างทางรถไฟ ปัญหาประการหนึ่งของการก่อสร้างคันดินทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างคือการใช้ดินเหนียวในบริเวณแนวเส้นทางมาสร้างคันดินทางรถไฟ ซึ่งดินนี้จะเสียดำล้างอย่างมากเมื่อถูกแช่น้ำหรือมีการไหลซึมของน้ำผ่านคันทางรถไฟ 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 ดังนั้นโครงการนี้จึงจะศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวในสภาพแช่น้ำซึ่งเป็นสภาวะที่ตรงกับสภาพจริงในสนาม และยังคงศึกษาถึงผลของปริมาณสารผสมเพิ่ม ปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มต่อคุณสมบัติต่างๆของดินที่ถูกปรับปรุงด้วย ทั้งนี้เพื่อสามารถนำค่า parameters ที่ได้ไปใช้วิเคราะห์เสถียรภาพและการการเคลื่อนตัวของคันดินในสภาพใช้งานเนื่องจากแรงกระทำจากรถไฟด้วยการวิเคราะห์ 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. 2555 (เลขที่ 60/2555) จากมหาวิทยาลัยบูรพา โดยส่วนหนึ่งของโครงการวิจัยนี้ได้ตีพิมพ์เป็นบทความวิจัยในเอกสารการประชุมสัมมนาทางวิชาการระดับนานาชาติ จำนวน 1 บทความ ดังนี้

Yimsiri, S. (2012), "Improvement of local soil by cement admixture for railway embankment construction", The 5th ASEAN Civil Engineering Conference, 5ACEC, 25th-26th October 2012, Ho Chi Minh City, Vietnam

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 รายการมาตรฐานสำหรับงานก่อสร้างพื้นทางรถไฟ	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	ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดอัตราเตอร์เบอร์	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

เอกสารอ้างอิง

R-1

ภาคผนวก ผลงานตีพิมพ์

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญของปัญหาที่ทำการวิจัย

รถไฟเป็นอีกทางเลือกสำหรับการคมนาคมเพื่อการเดินทาง การค้าขาย การขนส่งทั้งภายในประเทศ และระหว่างประเทศ ดังนั้นทางรถไฟจึงควรมีความมั่นคงใช้งานได้อย่างมีประสิทธิภาพและปลอดภัยในการคมนาคม การก่อสร้างคันทางรถไฟเพื่อใช้เป็นพื้นฐานของการวางระบบรางรถไฟนั้นว่ามีความสำคัญยิ่งในการก่อสร้างทางรถไฟ ปัญหาประการหนึ่งของการก่อสร้างคันดินทางรถไฟในภาคเหนือตอนล่างคือการใช้ดินเหนียวในบริเวณแนวเส้นทางมาสร้างคันดินทางรถไฟ ซึ่งดินนี้จะเสียด่างอย่างง่ายเมื่อถูกแช่น้ำหรือมีการไหลซึมของน้ำผ่านคันทางรถไฟ ซึ่งสภาพที่คันดินทางรถไฟในบริเวณนี้ต้องแช่น้ำนั้นเป็นสภาวะที่ต้องเผชิญทุกปีในฤดูฝน ทำให้แนวรางรถไฟเกิดการเคลื่อนตัวและต้องมีการบำรุงรักษาคันทางอยู่บ่อยครั้ง และยังทำให้รถไฟไม่สามารถวิ่งด้วยความเร็วที่ออกแบบไว้ได้ ซึ่งการแก้ปัญหาที่ดีที่สุดคือในการปรับปรุงคันดินคือการเปลี่ยนดินให้เป็นดินที่ดีขึ้น แต่แหล่งดินนั้นอยู่ห่างไกลและต้องใช้ดินเป็นจำนวนมากซึ่งต้องเสียค่าใช้จ่ายสูง ดังนั้นจึงเป็นการดีที่จะนำดินเหนียวในที่มาปรับปรุงคุณภาพเพื่อเสริมความมั่นคงของโครงสร้างคันทางรถไฟในระยะยาว

โครงการนี้ศึกษาเกี่ยวกับคุณสมบัติทางกายภาพและทางวิศวกรรมของดินดังกล่าวตลอดจนวิธีการป้องกันและแก้ไข โดยปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวในอัตราส่วนสารผสมเพิ่มปริมาณความชื้น และระยะเวลาการบ่มที่แตกต่างกัน การศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวนั้นได้มีการศึกษาอย่างแพร่หลาย (เช่น ศุภกิจ และ กมล, 2545; เกษม และคณะ, 2545; พานิช และคณะ, 2546 ฯลฯ) อย่างไรก็ตามการศึกษาส่วนใหญ่สนใจถึงคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงในสภาพแห้งและการบดอัดที่ความชื้น optimum moisture content เท่านั้น ไม่มีข้อมูลคุณสมบัติดินที่ถูกปรับปรุงโดยการบดอัดที่ความชื้นต่างๆในสภาพแช่น้ำ ดังนั้นโครงการนี้จึงจะศึกษาคุณสมบัติของดินที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมซีเมนต์และปูนขาวในสภาพแช่น้ำซึ่งเป็นสภาวะที่ตรงกับสภาพจริงในสนาม 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 ในสภาพแช่น้ำของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนและความชื้นต่างๆ
- ศึกษาถึง unconfined compression characteristics ในสภาพแช่น้ำของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนและความชื้นต่างๆ
- ศึกษาถึง direct shear characteristics ในสภาพแช่น้ำของดินที่ผสมปูนซีเมนต์และปูนขาวที่สัดส่วนและความชื้นต่างๆ
- 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 ระหว่างสถานีสะพานหิน (km 315/2) และ สถานีแม่เทียบ (km 365/2) โดยในการศึกษานี้ประกอบด้วย การสำรวจและทดสอบดินในสนาม การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ และการวิเคราะห์ด้วย finite element

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับการวิจัย

ผลจากการศึกษานี้จะนำไปสู่ความเข้าใจถึงพฤติกรรมของคั่นดินในสภาพแช่น้ำที่ถูกปรับปรุงโดยการผสมปูนซีเมนต์และปูนขาว ความเข้าใจนี้จะช่วยในการออกแบบและการปรับปรุงดินคั่นทางในอนาคต

บทที่ 2 การตรวจเอกสาร

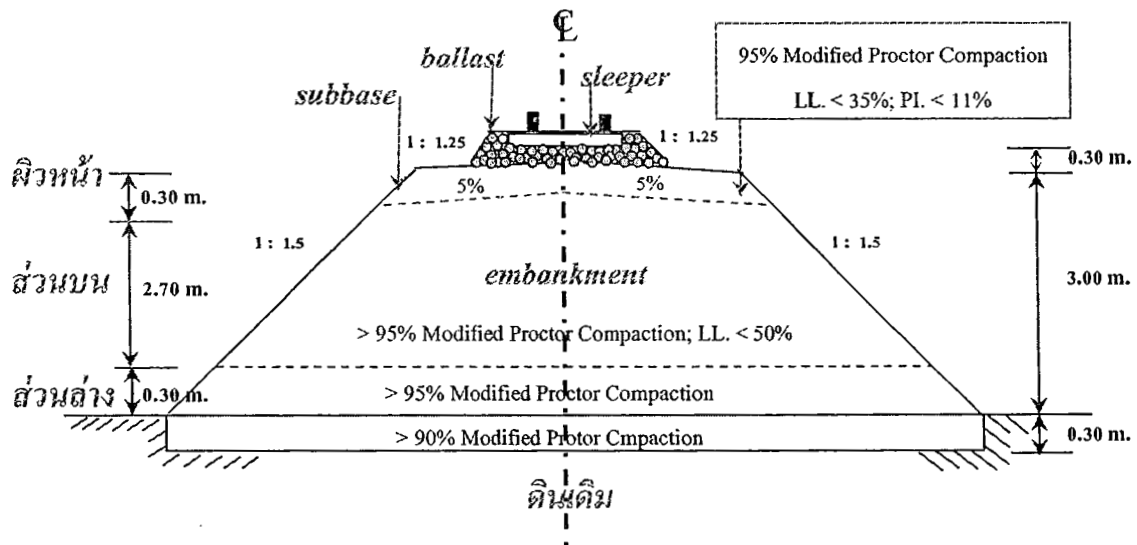
2.1 โครงสร้างและวัสดุสำหรับก่อสร้างคันทางรถไฟ

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) คันทางสำหรับทางถม

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
- ต้นไม้ หญ้า และวัชพืชต่าง ๆ หรือผิวดินที่มีสารอินทรีย์สูงบนดินเดิมบริเวณคันทางถมต้องขุดแล้วเก็บออกให้หมดเสียก่อนที่จะทำการบดอัดแน่น
- ให้ไถพรวนดินเดิมพื้นคันทาง ซึ่งได้ขุดตัดต้นไม้ หญ้า วัชพืช ออกแล้วลึกลงไปอีกไม่น้อยกว่า 30 เซนติเมตร เก็บเศษรากไม้ออกให้หมดก่อนแล้วจึงบดอัดแน่นให้ได้ไม่น้อยกว่า 90 % ของ Modified Proctor Compaction
- ถ้าดินเดิมไม่แข็งแรงพอให้เปลี่ยนดินเดิมโดยการขุดออกแล้วใช้ดินที่มีคุณสมบัติเหมาะสมใส่แทนที่หรืออาจจะทำโดยการเสริมความแข็งแรงของดินเดิมหรือดำเนินการตามที่ระบุในแบบ
- ลาดข้างทาง ขึ้นอยู่กับความแข็งแรงของพื้นดินเดิมลักษณะและคุณสมบัติของดินถมคันทางโดยทั่วไปต้องไม่ชันกว่า 1:1.5 (Vertical: Horizontal) ทั้งนี้สุดแต่ผลการทดสอบของดินแต่ละแห่ง

- บ่อยืมดิน ถ้าจำเป็นจะต้องขุดดินข้างทางเป็นบ่อยืมดินให้ขุดห่างจากตีนลาดข้างทางไม่น้อยกว่า 10 เมตร ไม่ลึกกว่า 1 เมตร บ่อยืมดินด้านซิดเซตที่ติดต่อกับที่ดินเอกชน ควรขุดให้ห่างแนวเซตที่ดินไม่น้อยกว่า 2 เมตร

4) การทดสอบดินทางปฐพีกลศาสตร์

การทดสอบในห้องทดลอง ดินจากแหล่งดินและจากที่เก็บกองก่อนทำการก่อสร้างจะต้องทำการทดสอบก่อนดังตารางที่ 2-2 การตรวจสอบที่หน้างานในระหว่างการก่อสร้างและต้องทำการตรวจสอบดังรายการต่อไปนี้ตามตารางที่ 2-3

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

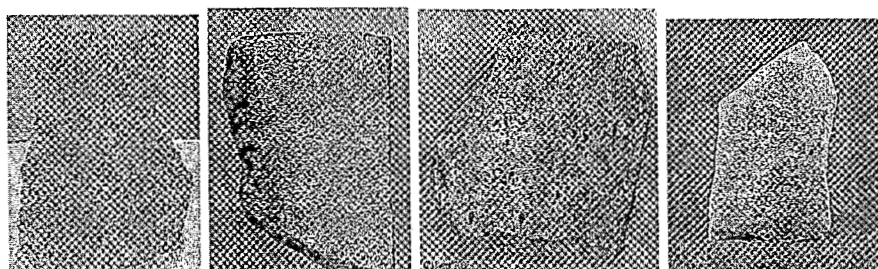
ชนิดของการทดสอบ	ความต้องการทดสอบต่ำสุด	หมายเหตุ
Gradation, Atterberg's Limit and C.B.R.	ทดสอบอย่างน้อย 1 ตัวอย่าง ต่อดินที่จะนำมาใช้ 500 ลบม.	เพื่อการพิจารณาเลือกวัสดุให้ เป็นไปตามรายการจำเพาะ
Modified Proctor Compaction	ทดสอบหา Dry Density and Moisture Content Curve อย่างน้อย 1 ตัวอย่างต่อดินที่จะนำมาใช้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

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

ชนิดของการทดสอบ	ความต้องการทดสอบต่ำสุด	หมายเหตุ
การหาความแน่นของดินในสนาม (Field Density Test)	ตรวจสอบอย่างน้อย 2 จุด ทุกระยะทาง 50 เมตร (ทางเดียว) ในทางรถไฟที่ก่อสร้างใหม่หรือทุกระยะช่วงเสาโทรเลขในทางรถไฟปัจจุบันทุกๆชั้นของการบดอัดแน่น ตรวจสอบลึกประมาณ 15 ซม. จากผิวบนที่บดอัดแล้ว	เพื่อนำความแน่นแห่งที่ได้จากการตรวจสอบในสนามมา เปรียบเทียบกับความแน่นแห่งใน ห้องปฏิบัติการ
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)

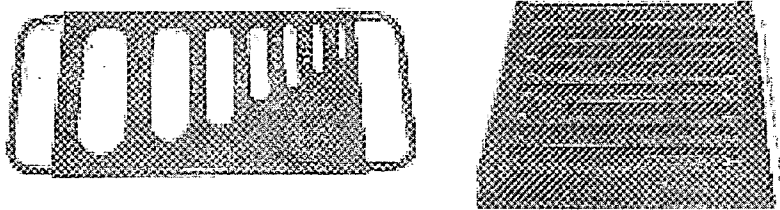
1) คุณภาพของหินโรยทาง

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



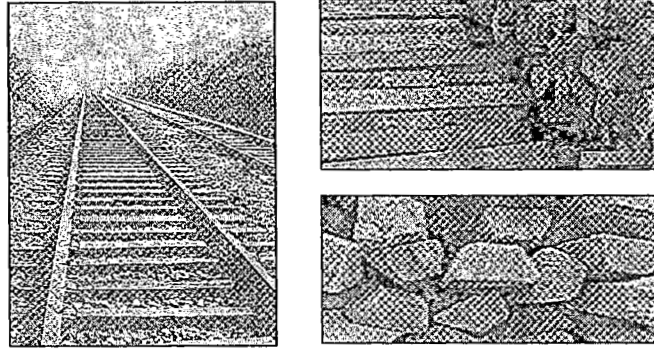
รูปที่ 2-3 ตะแกรงคัดขนาดหินโรยทาง (ที่มา: Univ of Wisconsin-stout Dept of physics, 2006)

2.1.3 มาตรฐานหมอนรองรางรถไฟ

1) วัสดุที่ใช้ทำหมอนรองราง

หมอนรองรางที่ดีจะต้องมีคุณสมบัติยืดหยุ่นสามารถต้านทานแรงกระแทกได้ดีหมอนจะต้องมีความทนทาน อายุใช้งานต้องไม่สั้นเกินสมควร พื้นที่แผ่นน้ำหนักต้องมีมากพอและแรงต้านทั้งตามยาวและตามขวาง ต้องสูง 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 การผลิตหมอนคอนกรีตอัดแรงนั้นถือหลักเอาลวดเหล็กซึ่งใช้แทนเหล็กเสริมคอนกรีตธรรมดามาติดตั้งด้วยเครื่องดึงให้ตึง เมื่อคอนกรีตแข็งตัวแล้วก็ปล่อยแรงที่ตึงลวดออก ลวดจะพยายามหดตัวกลับดังเดิม การหดตัวของลวดเหล่านี้อาจทำให้เกิดแรงอัดขึ้นในคอนกรีตซึ่งแรงอัดที่เกิดขึ้นนี้จะคำนวณให้เท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นในคอนกรีตเมื่อหมอนคอนกรีตรับน้ำหนักเต็มที่จากขบวนรถ ดังนั้นขนาดของหมอนคอนกรีตอัดแรงจึงไม่ใหญ่โตเหมือนคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ทำให้สะดวกในการผลิตและการใช้ ดังแสดงในรูปที่ 2-5 ในปัจจุบันการใช้หมอนคอนกรีตรองรางมีการยอมรับเป็นมาตรฐานโดยทั่วไปแล้ว ข้อดีของหมอนคอนกรีตนั้นก็คือ มีความมั่นคงแข็งแรงและมีอายุการใช้งานได้นานกว่าหมอนไม้ไม่น้อยกว่า 2 เท่าด้วย

ลักษณะของหมอนคอนกรีตที่ใช้กันในปัจจุบันแบ่งออกเป็น 2 จำพวกใหญ่ ๆ ได้แก่

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

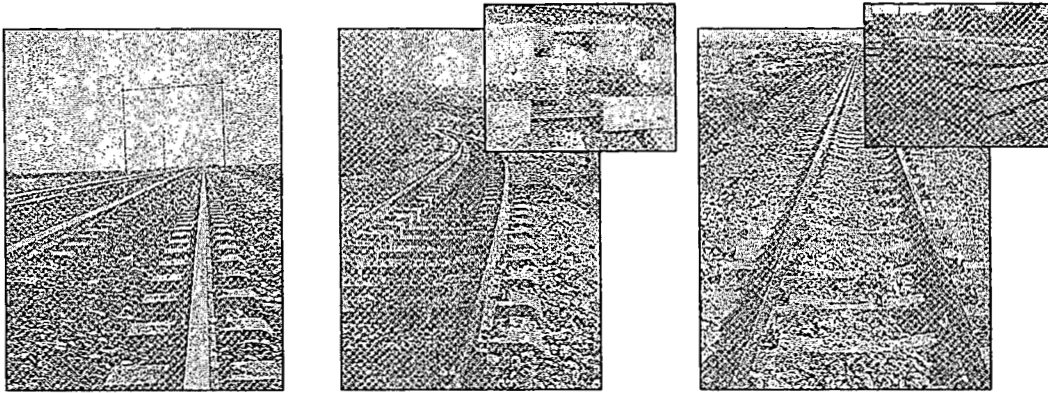
แบบดึงเหล็กก่อนหล่อคอนกรีต (Pretensioning) โดยแบบนี้ทำได้ 2 วิธี

- 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) เป็นบล็อกคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาระับแรงข้างละบล็อกต่อกันด้วยท่อนเหล็กตรงกลาง หมอนแบบนี้ออกแบบให้เป็นบล็อกเฉพาะส่วนที่อัดหินข้างละ 30-40 ซม.เท่านั้น ส่วนกลางใช้เหล็กยึดแทนโดยใช้เป็นเหล็ก T-bar หรือ ใช้เป็นแป้นเหล็ก หรือ ใช้เหล็กยึดซิกแซกแบบสลัฟพื้นปลา ยึดระหว่างบล็อกคอนกรีต

นอกจากนี้ยังมีหมอนคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดาโดยใช้ซีเมนต์ผสมใยหินแอสเบสตอสแทนคอนกรีตธรรมดา



(ก) หมอนคอนกรีต

(ข) หมอนคอนกรีต

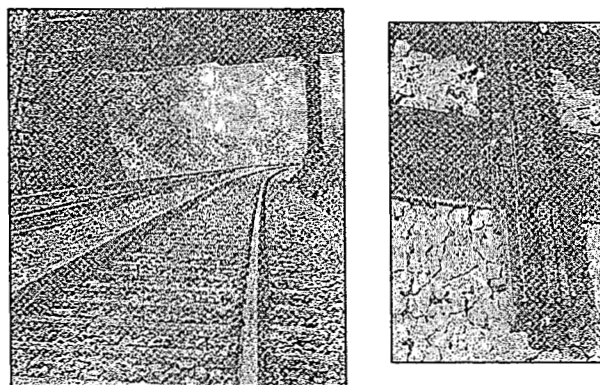
(ค) หมอนคอนกรีตท่อนเดียว

ชนิด 2 ท่อนกลบหินกลาง

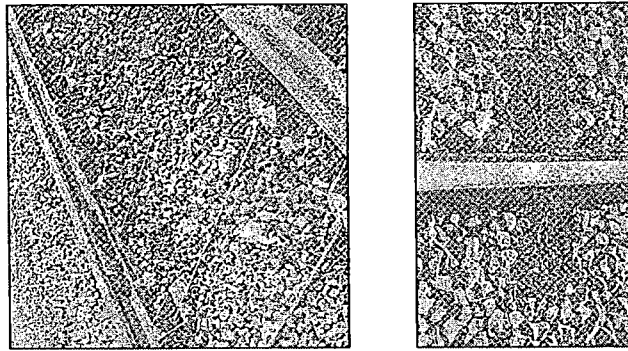
ชนิด 2 ท่อนไม่กลบหินกลาง

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

- หมอนเหล็กกล้า : หมอนเหล็กกล้าโดยทั่วไปมีคุณสมบัติคล้าย ๆ หมอนไม้ตรงที่ว่ามีความยืดหยุ่น และเหนียวสามารถต้านทานแรงกระแทกโดยตรงได้ดีเช่นกันซึ่งได้มีการนำมาใช้นานแล้วก่อนจะมีการใช้หมอนคอนกรีต ซึ่งผลิตโดยการเอาเหล็กแผ่นที่หนาประมาณ 1 ซม. มาเผาแล้วป้อนเป็นรูปร่างคว่ำดังรูปที่ 2-6 เพื่อให้แข็งแรงเหมือนกับคานเหล็กแล้วตัดที่ปลายทั้ง 2 ข้างให้คูลงเครื่องยึดเหนี่ยววางก็ตรึงติดกับแผ่นเหล็กโดยตรง หมอนเหล็กกล่ามีใช้อยู่ทั่วไปในหลายประเทศแต่สำหรับการรถไฟแห่งประเทศไทยนั้นยังไม่ดำริที่จะใช้หมอนชนิดนี้
- หมอนเหล็กหล่อ : การใช้หมอนเหล็กหล่อก็เพราะเกี่ยวกับการขาดแคลนหมอนไม้ ลักษณะโดยทั่วไปของหมอนเหล็กหล่อทำเป็น 2 แทนรองรับได้รางข้างละแทนแล้วยึดกันด้วยเหล็กกล้าดังรูปที่ 2-7 คล้ายแบบหมอนคอนกรีตแต่ผิดกันตรงที่แทนเหล็กยึดถอดออกได้ เลื่อนได้ ไม่ฝังแน่นในบล็อกเหมือนหมอนคอนกรีต แทนเหล็กหล่อมี 2 แบบ มีแบบคล้ายรูปขามเปลคว่ำ ส่วนอีกแบบหนึ่งทำเป็นแบริ่งรองรับสะพานเหล็ก เครื่องยึดเหนี่ยวที่ใช้กับหมอนแบบนี้เป็นแบบลิ้มอัดตามยาวที่ฐานรางเท่านั้น



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



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

2.1.4 มาตรฐานรางรถไฟ

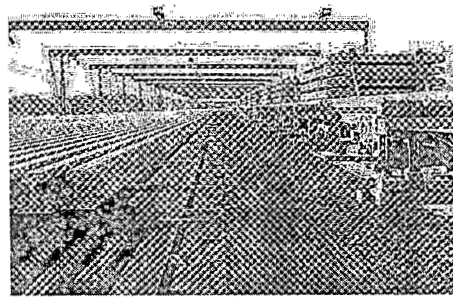
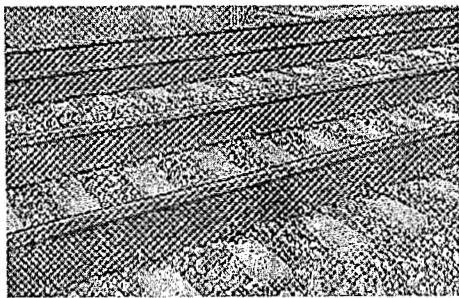
1) ขนาดรางรถไฟ

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 ใช้กับทางรถไฟสายใต้ในยุคกรมรถไฟหลวง ซึ่งจะรับน้ำหนักจากเพลาน้อยกว่า 10.5 ตัน ปัจจุบันไม่มีการใช้งานแล้ว
- ขนาด 50 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 50 ปอนด์ต่อหลา ใช้แต่โบราณปัจจุบัน ยังมีเหลือบ้างบางช่วง สามารถรับน้ำหนักเพลาได้ประมาณ 10.5 ตัน ซึ่งเป็นรางที่นำเข้ามาจากโรงเหล็กคาร์เนกี ที่พิตต์สเบิร์ก (เมืองเตาถลุงเหล็กของสหรัฐอเมริกา) 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 มาใช้ฟื้นฟูรางสายตะวันออก รางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักจากเพลาได้ประมาณ 15 ตัน
- ขนาด 74-75 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 74-75 ปอนด์ต่อหลา จะใช้ในช่วงเส้นทางสายใต้ ซึ่งได้จากทางรถไฟสายมรณะที่ญี่ปุ่นหรือเอามาจากสายมะละกาของ FMSR เพื่อวางรางให้ไปพม่าโดยราง

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

- ขนาด 80 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำด้วยเหล็กหนัก 80 ปอนด์ต่อหลา ซึ่งนำมาใช้ในช่วงเส้นทางสายใต้ และทางอีสานบางสาย ซึ่งรางขนาดนี้ได้ส่งนำเข้าจากนิปอนสตีล ประเทศญี่ปุ่น ในปี พ.ศ. 2509 และได้มีการผลิตเองในประเทศไทยเป็นครั้งแรกในปี พ.ศ. 2522 โดยบริษัทจีสตีล โรงงานมักกะสัน รางขนาดนี้สามารถรับน้ำหนักเพลลาได้ 17 ตัน
- ขนาด 100 ปอนด์ : เป็นรางรถไฟที่ทำจากเหล็กหนัก 100 ปอนด์ต่อหลา ดังแสดงในรูปที่ 2-8 โดยรางขนาดนี้ยังผลิตเองในไทยไม่ได้จึงส่งนำเข้าจากอิตาลี โปแลนด์และญี่ปุ่น ซึ่งของญี่ปุ่นต้องส่งขนาดราง 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 ข้าง 1.435 เมตรเพื่อป้องกันการล่าอาณานิคม โดยประเทศเพื่อนบ้านโดยรอบตกเป็นอาณานิคมของฝรั่งเศสและอังกฤษจะใช้ความกว้างรางเท่ากับ 1.000 เมตร แต่ในปัจจุบันทางกระทรวงคมนาคมอนุมัติให้เปลี่ยนเป็นใช้รางกว้าง 1.000 เมตร เนื่องจากสามารถทำให้รถไฟวิ่งด้วยความเร็วที่เพิ่มขึ้น และจะมีโครงการรถไฟความเร็วสูงเกิดขึ้นในอนาคตอันใกล้ด้วย 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. แต่ไม่สามารถหาข้อมูลได้ว่ามีการนำมาวิ่งใช้งานในเชิงพาณิชย์หรือไม่) ดังนั้นหากประเทศไทยต้องการให้ขบวนรถของการรถไฟฯ วิ่งด้วยความเร็วสูงสุดไม่เกิน 160-170 กม./ชม. ก็อยู่ที่จะพัฒนารถไฟรางกว้าง 1.000 เมตรซึ่งประหยัดเงินงบประมาณได้มากกว่าการเปลี่ยนความกว้างของราง

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

มากเมื่อเปรียบเทียบกับเปลี่ยนเป็นรางกว้าง 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 เพราะในช่วงชั่วโมงเร่งด่วนก็คือนั่งที่ให้คนโดยสารได้จำนวนมากขึ้น สามารถยืนเบียดเสียดกันบนรถไฟขนส่งมวลชน ถ้าเป็นรถทางไกลก็สามารถวางเก้าอี้ที่นั่งได้มากขึ้น จากแถวเรียงสี่อาจเป็นแถวเรียงห้า ฉะนั้นการที่ตัวรถกว้างขึ้น ท้ายที่สุดแล้วก็คือช่วยในระบบขนส่งรถไฟทั้งระบบมีขีดความสามารถในการขนส่งสูงขึ้น แต่ผลดีนี้ก็ต้องนำไปเปรียบเทียบกับค่าใช้จ่าย

5) การเชื่อมต่อรางรถไฟ

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

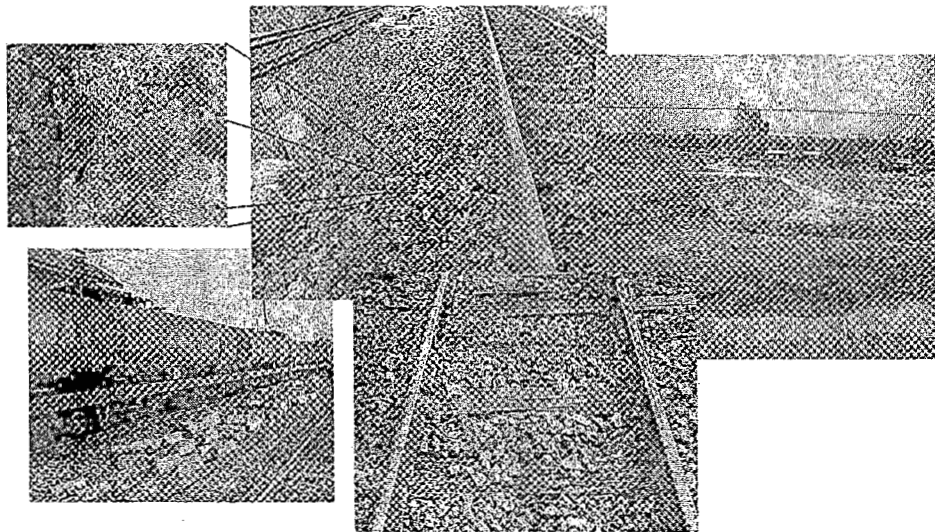
ทางรถไฟรางเชื่อม (Welded rail track) หรือทางรถไฟธรรมดาที่ได้ทำ การเชื่อมหัวต่อรางมาตรฐานให้ติดต่อกันเป็นเนื้อเดียวกัน เพื่อให้รางมีความยาวเพิ่มขึ้น เช่น 40 เมตร 72 เมตร หรือ 144 เมตร เป็นต้น ผลดีจากการเชื่อมหัวต่อราง

- ทำให้หัวต่อรางธรรมดามีน้อย ประหยัดค่าใช้จ่ายในการบำรุงรักษาทางได้
- ขนมะขบวนรถวิ่งผ่านบนทางรางเชื่อม ล้อรถไม่สะดุดหัวต่อราง ทำให้ไม่มีเสียงดังรบกวน
- สามารถเพิ่มอัตราความเร็วของขบวนรถได้อีกมาก
- ล้อรถโดยสารและล้อรถจักรสีกหรือน้อยลง
- สามารถขยายเวลาซ่อมและบำรุงรักษาล้อเลื่อนได้
- สะดวกในการใช้เป็นตัวนำไฟฟ้าเกี่ยวกับสัญญาณเดินรถ

2.2 สาเหตุของการเกิดความเสื่อมโทรมของทางรถไฟ

สภาพทางรถไฟโดยทั่วไป แม้ว่าจะสร้างให้มีโครงสร้างที่แข็งแรงเพียงใดก็ตามแต่เมื่อใช้งานไปนาน ๆ ต้องรับน้ำหนักและความสั่นสะเทือนจากขบวนรถมากเข้า ๆ ระดับและแนวทางการก็จะทรุดโทรมลง เนื่องจากความเสื่อมโทรมซึ่งมีสาเหตุเกิดจาก 4 กรณีคือ

- 1) การเสื่อมคุณสมบัติของวัสดุทาง (Track Material Failure) เช่น รางเป็นร่องลึก เครื่องยึดเหนี่ยวรางหลวม หมอนชำรุด เป็นต้น ทำให้จำเป็นต้องเปลี่ยนวัสดุทางหรือที่เรียกกันว่า Track Renewal
- 2) ความเสื่อมของหินโรยทาง (Ballast Failure) ซึ่งหินโรยทางถูกอัดจากน้ำหนักของขบวนรถและถูกอัดจากการอัดหินทำให้แตกเป็นผงซึ่งหินโรยทางก็จะสกปรกจับกันเป็นปึกเป็นเหตุให้ต้องทำความสะอาดหินหรือการเปลี่ยนหิน (Ballast Cleaning) ความเสื่อมดังกล่าวทำให้เกิดการสูญเสียความต้านทานทางขวาง รักษาแนวทางไว้ไม่อยู่ ต้องตัดแนวใหม่เสมอๆ
- 3) ความเสื่อมโทรมเนื่องจากถูกน้ำกัดเซาะ (Erosion Failure) เมื่อฝนตกน้ำซึมไปในพื้นทางที่เป็นโคลน (Cohesive Soil) ความสั่นสะเทือนจากรถไฟทำให้น้ำผสมกับดินเป็นน้ำโคลนและทะลักขึ้นมาคลุกกับหินโรยทางทำให้หินจับกันเป็นปึก จึงต้องทำความสะอาดหิน
- 4) การสูญเสียความแข็งแรงของพื้นทาง (Strength Failure) เมื่อดินรับน้ำหนักไม่ไหวและเสียรูปก็ถูกดันขึ้นมาอุดที่หัวหมอนหรือที่ป่าถนนและทำให้ระดับทางทรุดต่ำลง พื้นทางกลายเป็นร่อง เป็นหลุม ก่อให้เกิดหลุมใต้ทางทำให้น้ำขัง ถ้าเป็นทางโค้งดินมักอุดที่รางต่ำ การขุดหรือตัดดินอุดออกอาจทำให้ดินใต้ทางถูกดันขึ้นมาอีกและทำให้ต้องเสริมความมั่นคงพื้นทาง (Road Bed Stabilization)



รูปที่ 2-9 สาเหตุการเสื่อมโทรมของคันทางรถไฟในเส้นทางภาคเหนือตอนล่าง

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

2.3 มาตรฐานการบำรุงรักษาทาง

ขบวนรถที่วิ่งไปมาด้วยความเร็วบนทางนั้น ถ้าความเร็วยิ่งสูงขึ้นเท่าไรโอกาสที่จะเกิดอันตรายจากการตกรางย่อมมีมากขึ้นเท่านั้น ทั้งนี้เพราะสภาพทางที่รองรับขบวนรถนั้นแม้ว่าจะใช้วัสดุทางแข็งแรงใหญ่โตสักแค่ไหนก็ไม่อาจรักษาระดับและแนวให้คงอยู่ในสภาพสมบูรณ์ ตามมาตรฐานตลอดไปได้ ย่อมจะต้องเสื่อมโทรมไปตามสภาพการใช้งาน ถ้าใช้งานหนักก็ย่อมจะทรุดโทรมเร็วเป็นธรรมดา การที่จะคอยบำรุงทางให้อยู่ในสภาพสมบูรณ์ตลอดเวลาก็เป็นสิ่งที่เป็นไปไม่ได้ ฉะนั้นจึงต้องกำหนดให้เป็นส่วนคลาดเคลื่อนเอาไว้ให้แน่นอนว่าสภาพทางชั้นใดสำหรับขบวนรถจะวิ่งด้วยความเร็วเท่าใด ควรจะยอมให้มีส่วนบกพร่องอย่างใดได้มากน้อยแค่ไหน จึงจะปลอดภัย ส่วนบกพร่องหรือความคลาดเคลื่อนของทาง (Track irregularity) สำหรับทางในชั้นต่าง ๆ ย่อมจะต้องกำหนดไว้แตกต่างกันไป ส่วนการจะกำหนดว่าทางชั้นใดคลาดเคลื่อนได้เพียงใดนั้น การรถไฟในประเทศไทยต่างๆถือปฏิบัติต่างกันสุดแต่ว่าแห่งใดวางมาตรฐานโครงสร้างทางและระบบการบำรุงรักษาไว้อย่างใด ส่วนบกพร่องสำคัญที่จะต้องกำหนดขึ้นไว้สำหรับทางแต่ละชั้นในอัตราความเร็วขบวนรถต่าง ๆ มีดังนี้

- ระยะห่างระหว่างทาง (Gauge)
- ระดับตามขวาง (Cross level)
- ระดับตามยาว (Longitudinal level)
- ระยะที่ยอมให้ของความแตกต่าง ระดับตามขวางทั้งสองข้าง (Twist)
- ลาดของการยกทรงทางโค้ง (Cant gradient)
- ระยะลูกศร (Versine)
- แนวทางตามยาว
- พิกัดอัตราความสึกของราง

2.3.1 การตรวจทาง

การที่จะรู้ว่าทางตอนใดถูกต้องตามมาตรฐานหรือบกพร่องอย่างใดนั้นไม่สามารถเดินวัดทุกหมอนตลอดทางได้ ฉะนั้นจึงต้องอาศัยรถตรวจสภาพทางซึ่งการรถไฟต่าง ๆ ใช้กันในปัจจุบัน 4 ชนิด คือ

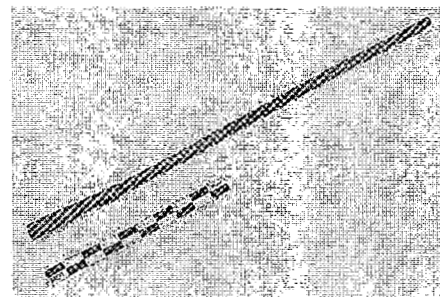
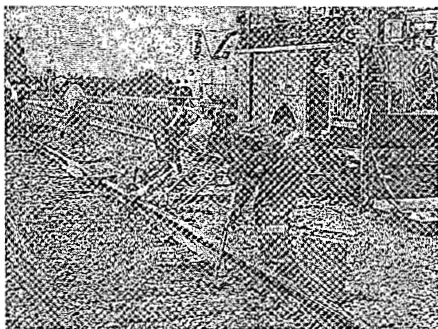
- รถโมแซ (Mauzin) เป็นรถโบกี้ตรวจทางขนาดใหญ่ พ่วงไปกับขบวนรถ ใช้ตรวจสภาพความบกพร่องของทางได้ทุกชนิดและบันทึกเป็นกราฟ บอกตำแหน่งและขนาดของความบกพร่องของทางได้โดยชัดเจน ราคาแพง
- รถฮาลาด (Hallade) บางแห่งทำเป็นรถโบกี้ตรวจทางโดยเฉพาะ ติดตั้งเครื่อง ฮาลาดสำหรับพ่วงไปกับขบวนรถใช้ตรวจความบกพร่องของทางได้โดยประมาณว่าทางตอนใด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

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

2.3.2 การอัดหิน

การอัดหินด้วยปิเตอร์มือ เป็นการอัดหินที่ใช้ในประเทศไทยโดยการใช้น้ำหนักของหัวปิเตอร์เหวี่ยงลงมาดันก้อนหินเข้าใต้ท้องหมอน จึงจำเป็นต้องเปิดหินออกให้ต่ำกว่าท้องหมอน 5 ซม. เพื่อให้หัวปิเตอร์เกือบขนานกับพื้นในขณะที่หัวปิเตอร์กระทบกับก้อนหิน และเป็นการป้องกันไม่ให้หัวปิเตอร์กระทบกับหมอนเสียหายอีกด้วย จึงอัดหินโดยจรดปลายแหลมของใบปิเตอร์อยู่ชิดด้านรางที่จะทำการอัดหินแล้วเริ่มต้นถูด้านปิเตอร์เอนไปข้างหน้าให้ใบปิเตอร์ตั้งอยู่ในแนวตั้งบนหินโรยทาง ห่างจากหมอนประมาณ 7 ซม. (1 ฝ่ามือ) ด้วยแรงสั่นสะเทือน รวมทั้งน้ำหนักของใบปิเตอร์และการโยกใบปิเตอร์ทางด้านข้างเล็กน้อยจะทำให้ปลายใบปิเตอร์ลึกลงระดับใต้ท้องหมอน แล้วเอียงใบปิเตอร์มาด้านหลังทำมุมประมาณ 50° กับแนวราบ เพื่อส่งหินเข้าใต้ท้องหมอนดึงใบปิเตอร์ขึ้นอัดไล่ออกมาจากรางมาปลายหมอนหรือศูนย์กลางทางอีกประมาณ 4-6 ครั้งต่อ 1 จุด

การอัดหินต้องอัด 4 คนพร้อมกัน โดยอัดทแยงมุมใต้ที่รางนั่งห่างออกไปจาก ศูนย์กลางรางข้างละ 30 ซม. ในตอนแรกจะต้องใช้หางปิเตอร์อัดหินที่จับกันแน่นให้หลวมตัวก่อน ตามปกติให้อัด 15 ครั้ง (หรืออาจอัดน้อยกว่าถ้าหินไม่จับกันแน่นมาก) แล้วจึงใช้หัวหนาอัดซ้ำอีก 30 ครั้ง เรียกว่าอัด 15-30 แต่ถ้ายกรางสูงมากก็ควรจะอัด 20-40 ขณะอัดหินไม่ควรยกปิเตอร์สูงเกินระดับศีรษะ ยกให้พอดีแค่ระดับไหล่ แล้วเหวี่ยงลงมาด้วยน้ำหนักของหัวปิเตอร์ในจังหวะธรรมดาไม่ต้องเร่ง ซึ่งสามารถจะตรวจสอบความถูกต้องได้โดยจับเวลาว่าถ้าอัด 15-30 แล้ว ควรจะใช้เวลาประมาณ 60-75 วินาที หรือถ้าอัด 20-40 ก็ควรใช้เวลาประมาณ 75-90 วินาที ถ้าหากจับเวลาไม่ได้ตามนี้ก็ควรจะใช้จังหวะ การยกปิเตอร์และจังหวะการตีเสียใหม่ ซึ่งวิธีการอัดหินและปิเตอร์ที่ได้กล่าวข้างต้นได้แสดงในรูปที่ 2-10



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

2.3.3 การเปลี่ยนดินพื้นทาง

เป็นการนำวัสดุที่มีคุณสมบัติดีมาเปลี่ยนแทนที่ดินผิวหน้าของพื้นทางเดิมที่มีคุณสมบัติในการรับแรงกด ซึ่งเกิดจากน้ำหนักของขบวนรถที่มากกระทำไม่ได้ ทั้งนี้เพื่อแก้ไขและปรับปรุงให้สภาพทางมีความถาวรมั่นคงยิ่งขึ้น สามารถรับแรงกดจากขบวนรถได้ดีขึ้นและสม่ำเสมอ ป้องกันการหลุดตันพื้นทางชั้นล่างให้ระบายน้ำออกได้สะดวก

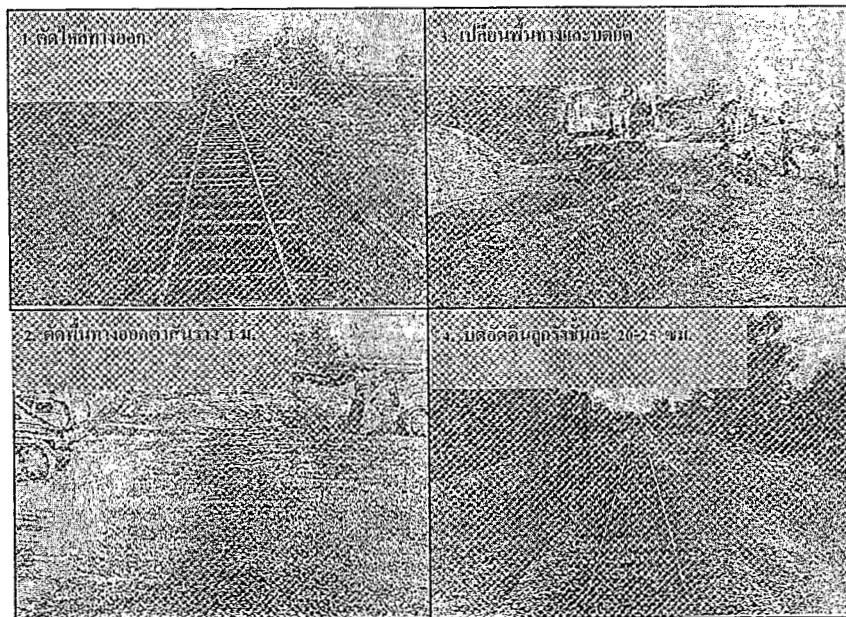
1) สาเหตุที่ต้องทำการเปลี่ยนดินพื้นทาง

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.
- เก็บหินโรยทางใต้ห้องหมอน และหัวหมอนทั้งสองข้างออก ให้ต่ำกว่าห้องหมอนเล็กน้อยปิดทางตั้งรางออกไปต้นทางและปลายทาง
- 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

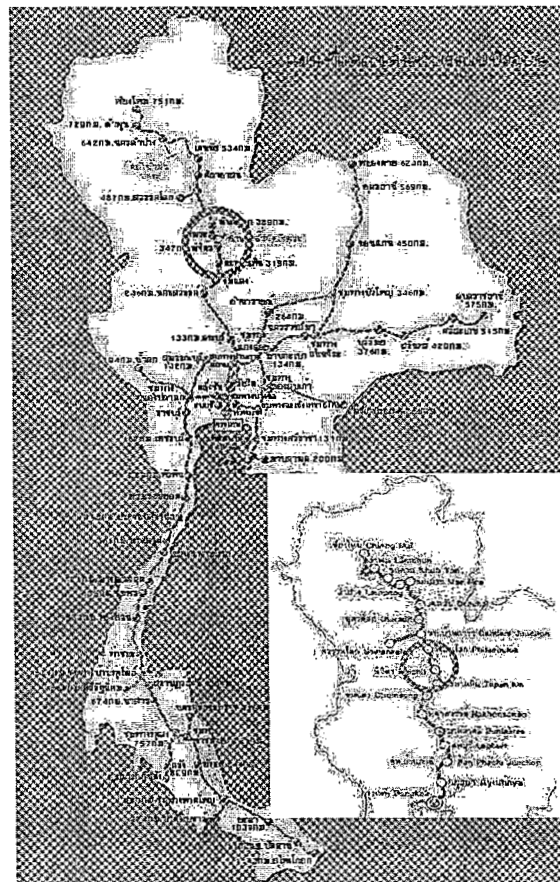
เส้นทางรถไฟสายเหนือแยกออกจากทางรถไฟสายตะวันออกเฉียงเหนือที่สถานี ชุมทางบ้านภาชี ผ่านลพบุรี, นครสวรรค์, พิจิตร, พิษณุโลก, อุตรดิตถ์ เด่นชัย (จังหวัดแพร่), ลำปาง, ลำพูน สิ้นสุดปลายทางที่สถานีเชียงใหม่ จังหวัดเชียงใหม่ (กม.751) และที่สถานีชุมทางบ้านดารา มีทางแยกไปสุดปลายทางที่สถานีสวรรคโลกจังหวัดสุโขทัย (กม.457) ในโครงการนี้สนใจศึกษาช่วงเส้นทางภาคเหนือตอนล่างที่ได้พบสภาพปัญหาของดินคันทางตั้งได้กล่าวมาแล้วข้างต้นซึ่งในการศึกษานั้นจะมีสถานีที่เกี่ยวข้องในการดำเนินการด้วยกันช่วงจังหวัดพิจิตรถึงจังหวัดพิษณุโลก 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	ตัวย่อสถานี
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	ตท.
ห้วยเกตุ (Huai Ket)	1101	324.91 กม.	4	ยต.
หัวดง (Hua Dong)	1103	332.60 กม.	3	หต.
วังกรด (Wang Krot)	1105	339.36 กม.	3	вр.

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 ก็จะมีคามสำคัญ รองลงมาตามลำดับ

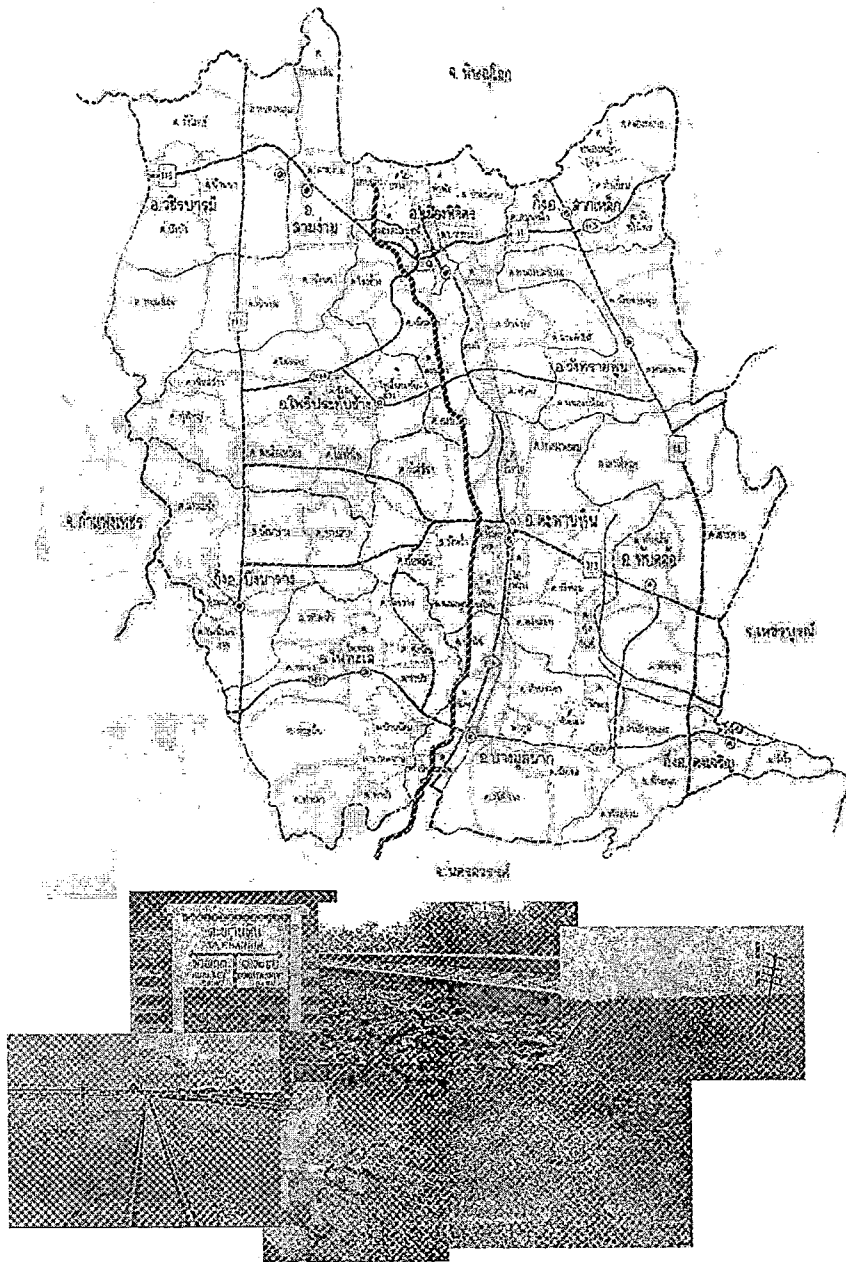


รูปที่ 2-12 แผนที่แสดงเส้นทางรถไฟปัจจุบันและช่วงเส้นทางที่ศึกษา (ที่มา: รถไฟไทยดอทคอม, 2549)

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

- รถไฟเอียงไปมามากกว่าปกติ ซึ่งมองในแง่ของความนิ่มนวลในการโดยสารแล้วไม่มีความนิ่มนวลเลย เนื่องจากเมื่อโดยสารมาถึงบริเวณดังกล่าวแล้วรถไฟเกิดการแกว่งหรือเอียงมากกว่าปกติ
- ดินคั่นทางทรุดตัว ซึ่งจากการสำรวจพบว่าดินคั่นทางช่วงบริเวณนี้บางจุดเกิดการทรุดเห็นเป็นหลุมซึ่งมีหินที่อยู่ด้านผิวหน้าคั่นดินลงไปอุดอยู่เต็มเนื่องจากดินด้านล่างเกิดการทรุดตัว

- เกิดโคลนอัดทะเล็ก (Mud Pumping) เป็นลักษณะที่เกิดจากดินคั่นทางอิมตัวด้วยน้ำในช่วงฤดูฝนได้ดูดซับน้ำไว้หรือมีน้ำซึมเข้าไปตอนน้ำท่วม ทำให้ดินคั่นทางไม่สามารถรับกำลังได้เมื่อมีแรงกระทำจากรถไฟวิ่งผ่านบริเวณนั้นก็จะทะลักพุ่งออกมาจากใต้คั่นทาง ทำให้เกิดรูโพรง ส่งผลให้คั่นทางทรุดในเวลาต่อมา
- คั่นดินบริเวณคอสะพานถูกกัดเซาะ เนื่องจากมีคลองเพื่อการเกษตรตัดผ่านคั่นทางรถไฟ และประกอปกับลักษณะคั่นทางรถไฟวางขวางทางไหลของน้ำจากที่สูงลงสู่ที่ต่ำ เมื่อมีฝนตกหนักมีน้ำท่วมทำให้ บริเวณคอสะพานของทางรถไฟถูกกัดเซาะเป็นรูโพรง เป็นจำนวนมากอาจส่งผลให้ดินคอสะพานทรุดมีผลกระทบต่อรางรถไฟได้โดยตรง
- เกิดหินฟอกขาว เป็นลักษณะหินที่นำมาใช้เกิดการซัดสีกันเมื่อถูกแรงกระทำจากรถไฟ ทำให้เกิดเป็นฝุ่นสีขาว และเหลี่ยมคมของหินจะหายไปการรับน้ำหนักได้ไม่ดีและเกิดการทรุดตัวของคั่นทางเร็วขึ้น ทั้งนี้อาจเกิดจากรถไฟที่สัญจรมีน้ำหนักสูง เช่น รถไฟบรรทุกน้ำมันดิบ บรรทุกผงปูนซีเมนต์ เป็นต้น หรือจากการนำหินที่ไม่ได้มาตรฐานมาใช้
- ดินคั่นทางเคลื่อนตัว ซึ่งจะสังเกตได้จากเสาโทรเลขตลอดข้างทางรถไฟช่วงบริเวณนี้มีลักษณะเอียงออกด้านข้างเกือบทุกต้น ทั้งนี้เนื่องจากการเคลื่อนตัวของดินคั่นทางรถไฟซึ่งไม่สามารถรับน้ำหนักมาก ๆ ได้แล้วนั้นก็ จะเคลื่อนตัวออกด้านข้างทั้ง 2 ด้านไปดันเสาโทรเลขให้เอียงออก
- รางรถไฟทรุดตัวไม่เท่ากัน ปัญหานี้อาจเกิดสืบเนื่องมาจากปัญหาอื่น ๆ ที่ได้กล่าวข้างต้นไม่ว่าจะเป็น ดินคั่นทางทรุดตัว ดินคั่นทางเคลื่อนตัว เป็นต้น ก็จะส่งผลให้รางรถไฟทรุดตัวไม่เท่ากันได้และจะมีผลกระทบอย่างมากในการสัญจรของรถไฟ
- รางรถไฟมีการขยายตัว บิดและแอน ปัญหานี้อาจเกิดมาจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิเนื่องจากในภาคเหนือมีความแตกต่างของอุณหภูมิก่อนข้างมากในแต่ละฤดูจึงทำให้รางรถไฟมีการหดตัว ขยายตัว ทำให้เกิดการบิดแอนได้ตลอดจนเมื่อมีน้ำหนักรถไฟมากกระทำสูง ๆ ก็จะทำให้เกิดการเสีรูปของรางมากขึ้นด้วย



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

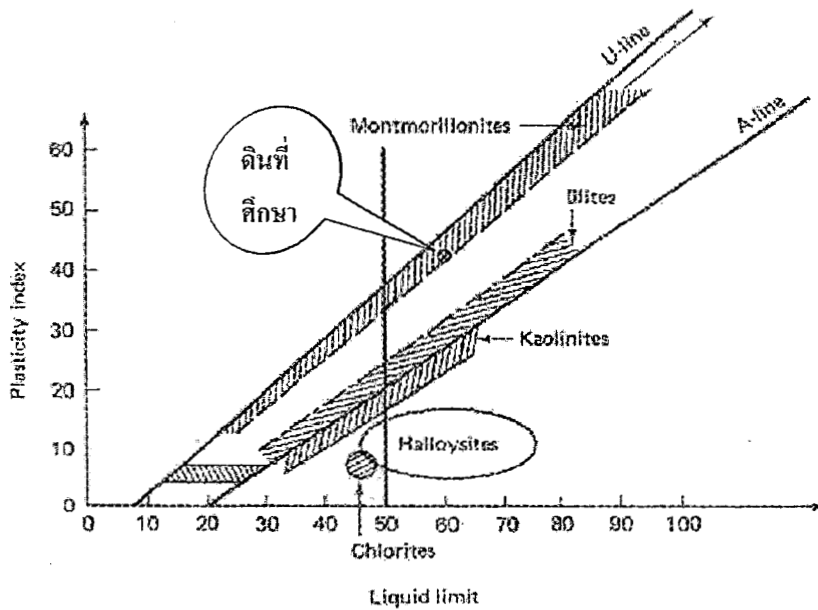
บทที่ 3 ผลการทดสอบการบดอัดและ CBR

3.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

• ดิน

ดินที่ใช้ในการศึกษานำมาจาก กม.331/3 ทิศใต้ของสถานีรถไฟหัวดวง จังหวัดพิจิตร สยาม และ รุเจียร (2004) ได้รายงานว่ 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 ให้ตีกรัการกระจายตัวเท่ากับ 10.81% ซึ่งแสดงว่าดินดังกล่าวมีคุณสมบัติกระจายตัวเล็กน้อย ดินชนิดนี้มีค่า Activity = 0.67 และตาม NAVFAC DM-7.1 สามารถจำแนกดินชนิดนี้เป็น Very High Potential of Volume Change ซึ่งคุณสมบัตินี้ น่าจะก่อปัญหาเมื่อดินอยู่ในสภาพแช่น้ำ ฉะนั้นการปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมปูนซีเมนต์หรือปูนขาวน่าจะช่วยลดปัญหาการบวมตัวภายใต้สภาวะแช่น้ำลงได้และยังน่าจะช่วยเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของดินอีกด้วย



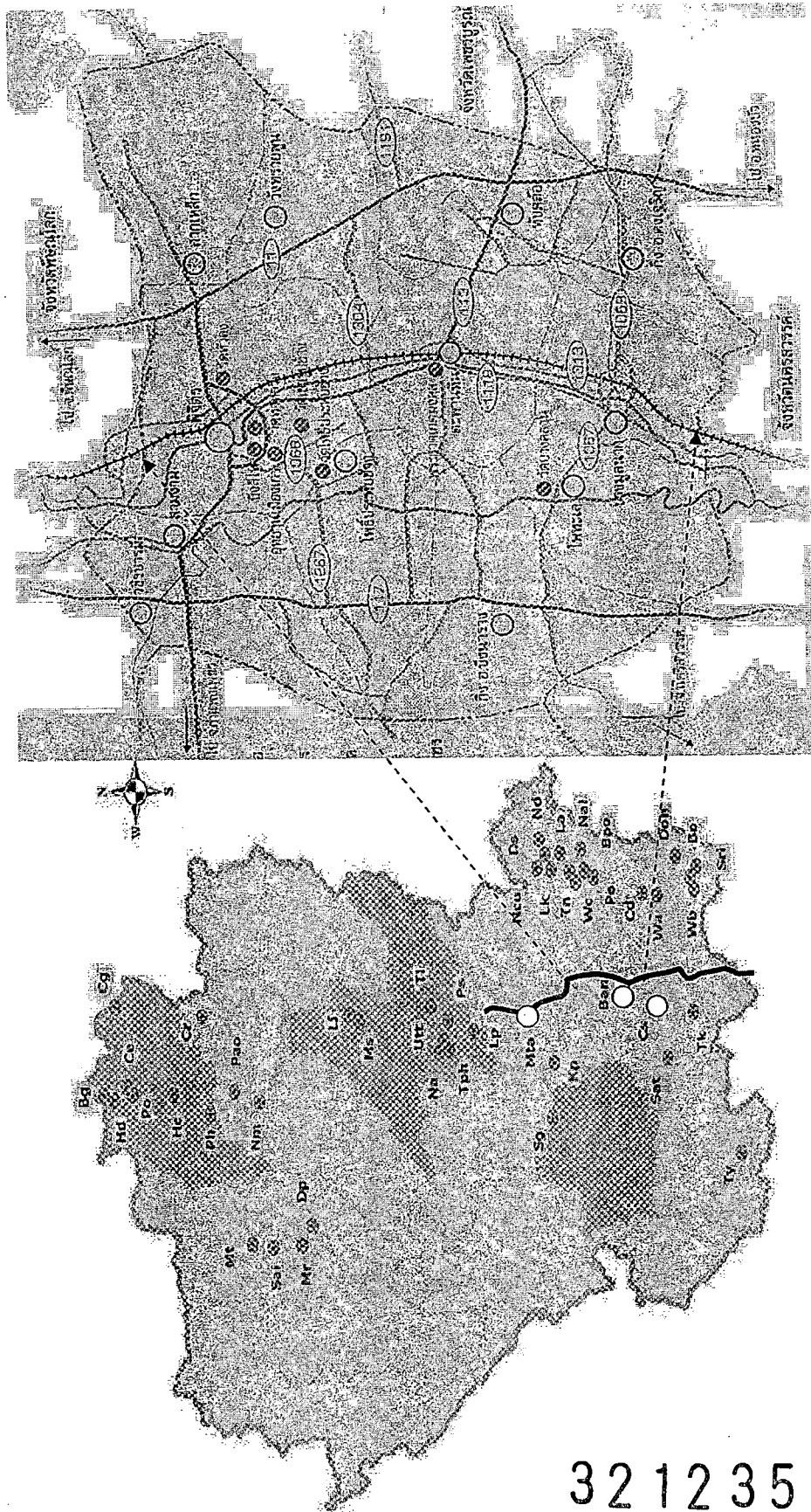
รูปที่ 3-1 ตำแหน่งของแร่ดินเหนียวใน Casagrande Plasticity Chart (Skempton, 1953)

จากรูปที่ 3-1 เป็นกราฟแสดงแร่ดินเหนียวโดยพิจารณาจากค่า Liquid Limit กับ Plasticity Index ซึ่งจากคุณสมบัติของดินที่นำมาศึกษาวิจัยโดยมีค่า Liquid Limit ~ 60 % และ Plasticity Index ~ 40 % เมื่อนำมาพล็อตลงในกราฟนี้ดังจุดสีแดง 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 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.ไทรโรงโขน 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.พิจิตร	ดินชุดแม่ทะ Mae Tha สัญลักษณ์ Mta	Silty Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-6
3. บ้านแหลมนกกระทิง ต.พิบูล อ.ชุมแสง จ. นครสวรรค์	ดินชุดชุมแสง Chumsaeng สัญลักษณ์ Cs	Sandy Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-6



รูปที่ 3-2 กลุ่มดินทางด้านเกษตรที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง (www.geocity/soilscience.com)

625.13
๕ 319 ๗
๑.๒

321235

- ปูนซีเมนต์ที่นำมาใช้ เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้าง
- ปูนขาวที่นำมาใช้ เป็น Hydrated Lime ตราแรด
- 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
- ศึกษาพฤติกรรมค่าพิกัดอัตราเบร์ก (Atterberg's Limit; ASTM D 4318) ของดินหลังจากการปรับปรุง
- ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและความหนาแน่นแห้งหลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนซีเมนต์ที่สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction test; ASTM D 1557)
- ศึกษาความสัมพันธ์ระหว่างความชื้นและความหนาแน่นแห้งหลังจากการบดอัดของดินที่ผสมปูนขาวที่ สัดส่วน 0%, 2%, 5%, 8% และ 10% โดยน้ำหนักของดินแห้ง ทำการทดสอบแบบสูงกว่ามาตรฐาน (Modified Proctor Compaction Test; ASTM D 1557)
- ศึกษาความสัมพันธ์ของปริมาณความชื้นและระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR. หลังจากการบดอัดของดินที่ผสม ปูนซีเมนต์ที่สัดส่วน 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. หลังจากการบดอัดของดินที่ผสม ปูนขาวที่สัดส่วน 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

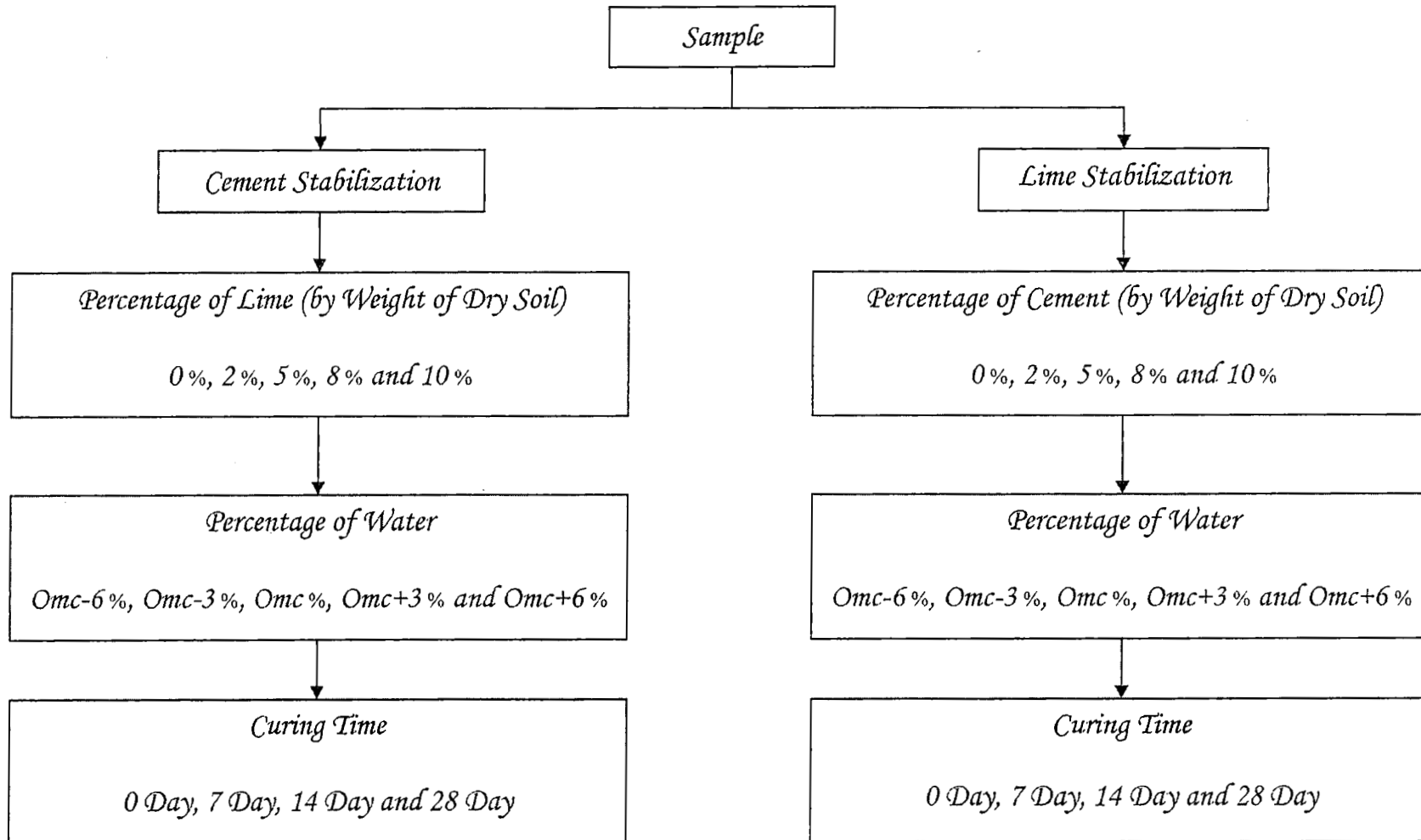
ในการศึกษาวิจัยโครงการนี้ได้มีการทดสอบ ดังนี้

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

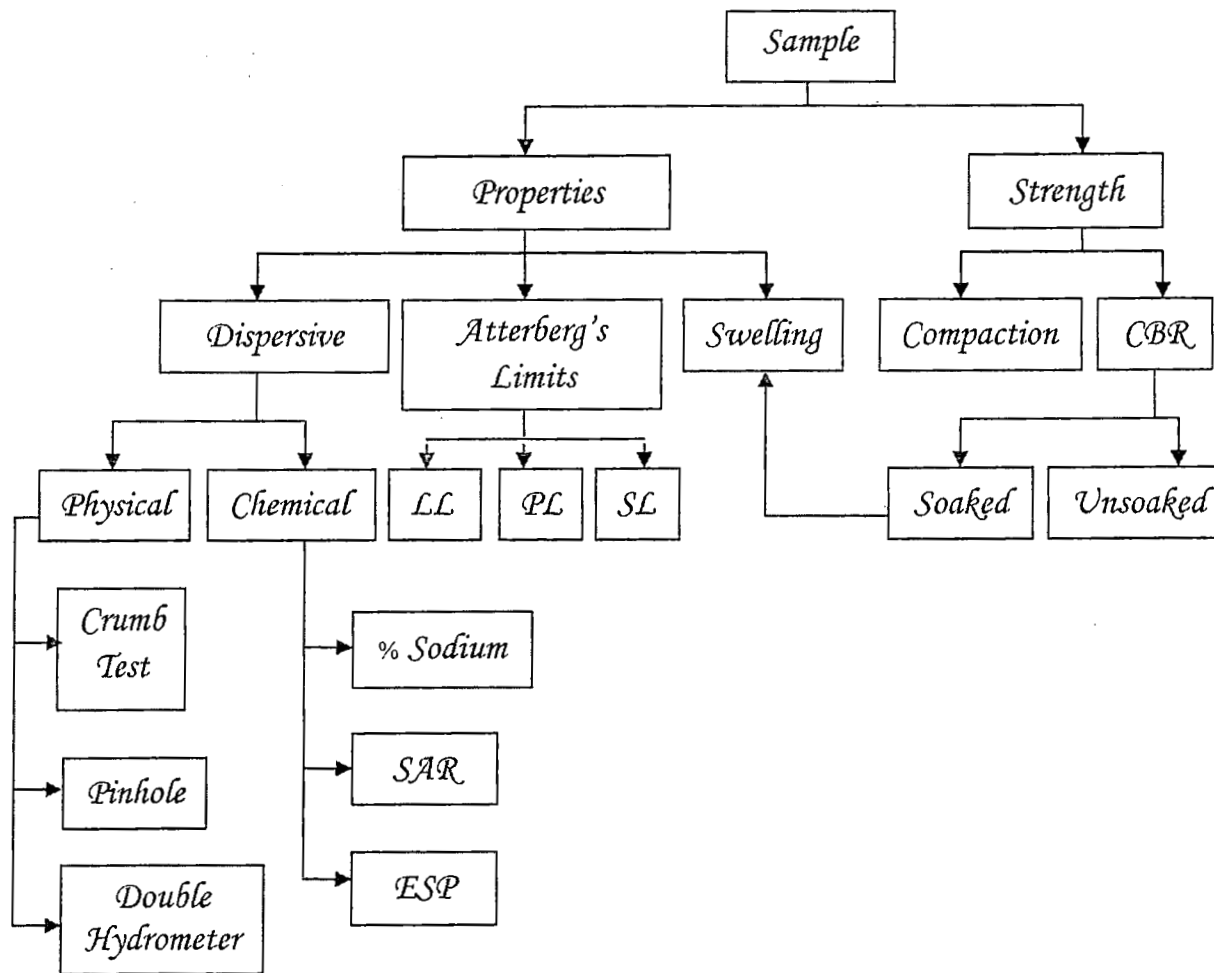
ตารางที่ 3-2 แผนการดำเนินงาน

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 ให้ตีกริการกระจายตัวเท่ากับ 10.81% ซึ่งแสดงว่าดินดังกล่าวมีคุณสมบัติกระจายตัวเล็กน้อย ดินชนิดนี้มีค่า activity = 0.67 และตาม NAVFAC DM-7.1 สามารถจำแนกดินชนิดนี้เป็น very high potential of volume change ซึ่งคุณสมบัตินี้ น่าจะก่อปัญหาเมื่อดินอยู่ในสภาพแช่ น้ำ

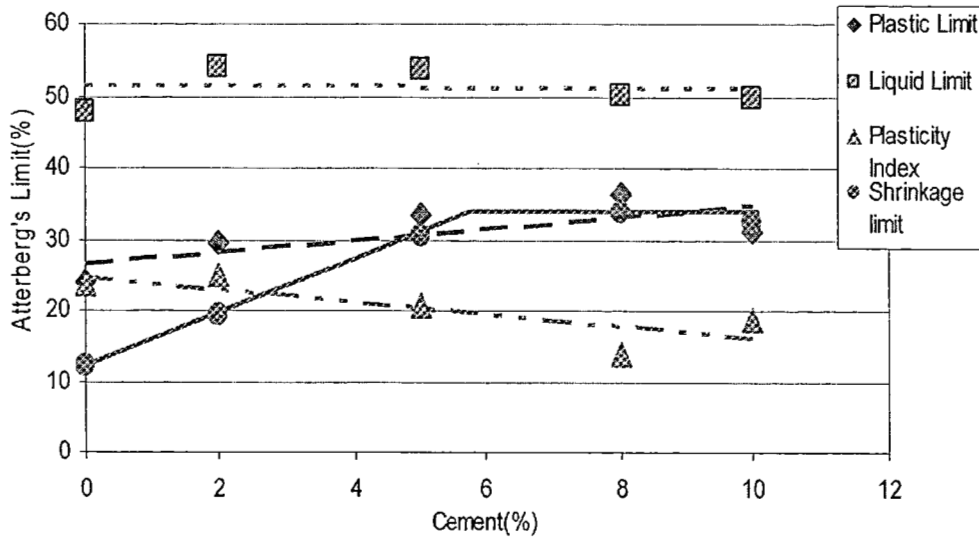
3.6 ผลการทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพ

3.6.1 ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดอัตราเตอร์เบอร์ก

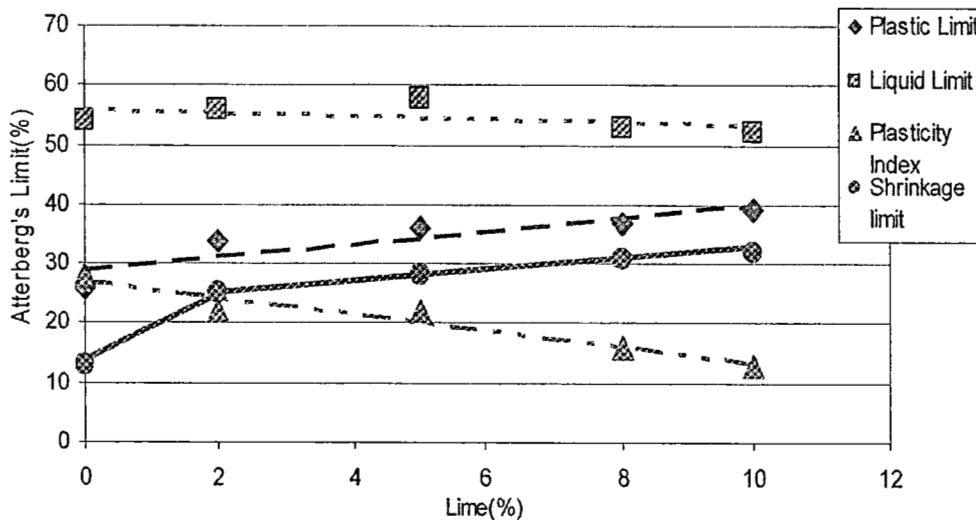
ผลการทดลองรูปที่ 3-3 แสดงว่าปริมาณปูนซีเมนต์ ไม่มีผลต่อ Liquid Limit แต่จะทำให้ Plastic Limit มีค่าเพิ่มขึ้น จึงเป็นผลให้ Plasticity Index มีค่าลดลง นอกจากนี้ยังทำให้ Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้น เนื่องจากที่ปูนซีเมนต์ทำปฏิกิริยากับน้ำซึ่งเป็นปฏิกิริยาในช่วงต้น ซึ่งจะได้สารเชื่อมระหว่างอนุภาคเม็ดดินที่เรียกว่าซีเมนต์เพสต์(Cement 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 หดแคบเข้าและเกิดการดึงดูตอนอนุภาคเม็ดดินเข้าหากันเกิดการจับตัวกันของเม็ดดิน (Flocculation and Agglomeration) ซึ่งมีผลต่อค่าพิกัดอัตราเตอร์เบอร์กของดิน(Herrin and Mitchell,1961) ประกอบกับดินที่นำมาทดสอบนี้เป็นดินเหนียวที่มีแร่ Montmorillonite เป็นส่วนใหญ่ซึ่งแร่ชนิดนี้จะมี Capacity Exchange สูง สามารถดูดซับหรือถูกแทนที่ด้วย Ca^{2+} ของปูนขาวได้เร็ว ซึ่งจะเพิ่มความเป็นพลาสติกให้กับดินมากขึ้นตามปริมาณปูนขาว แต่ในขณะเดียวกันเมื่อแห้งสารเชื่อมยึดดังกล่าวจะมีการหดตัวมากเช่นกัน ด้วยเหตุดังกล่าวจึงเป็นอีกเหตุผลหนึ่งที่ทำให้ค่า Plastic Limit เพิ่มขึ้น และค่า Shrinkage Limit มีค่าเพิ่มขึ้นด้วย

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



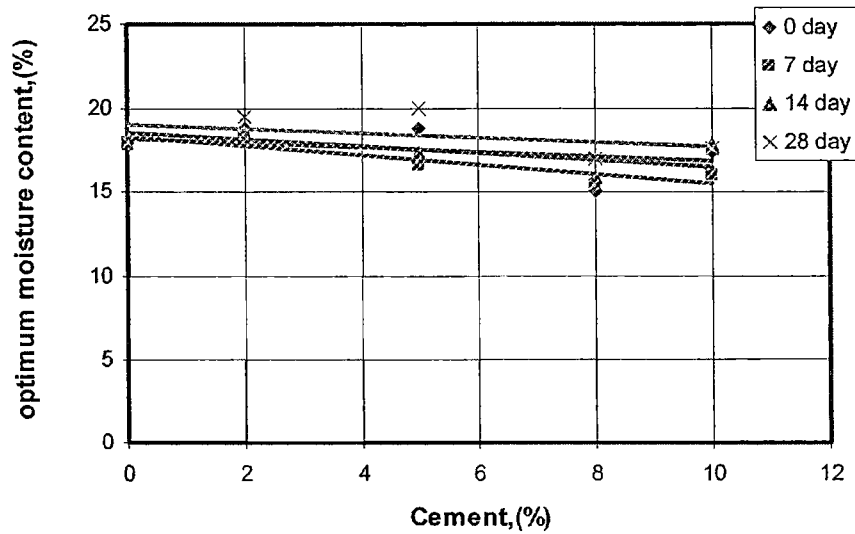
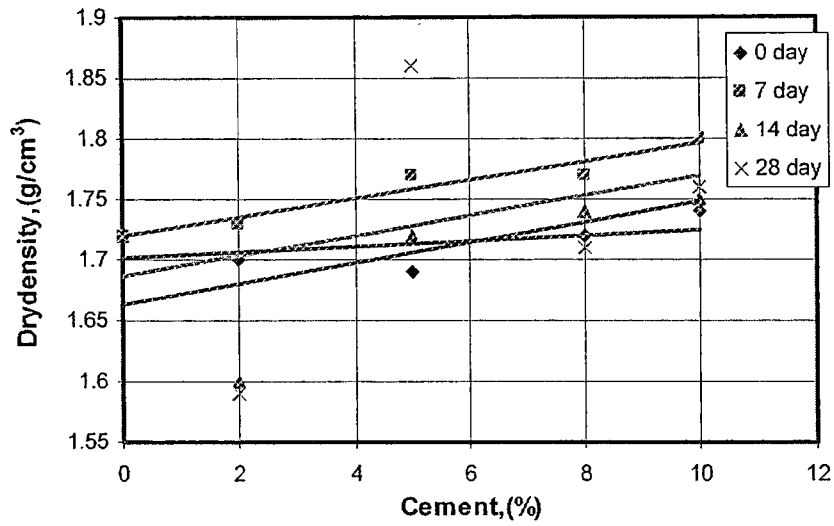
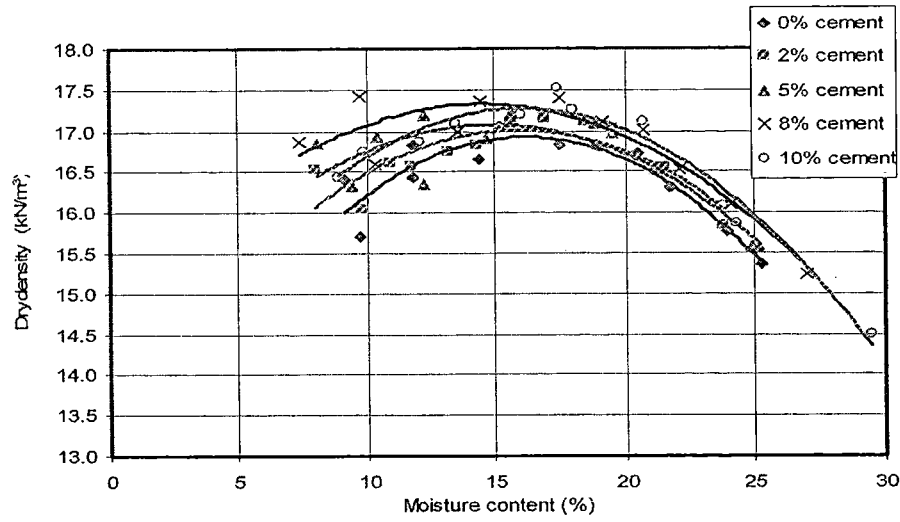
รูปที่ 3-3 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อพิกัดอัตราเบอร์ก



รูปที่ 3-4 ผลของปริมาณปูนขาวต่อพิกัดอัตราเบอร์ก

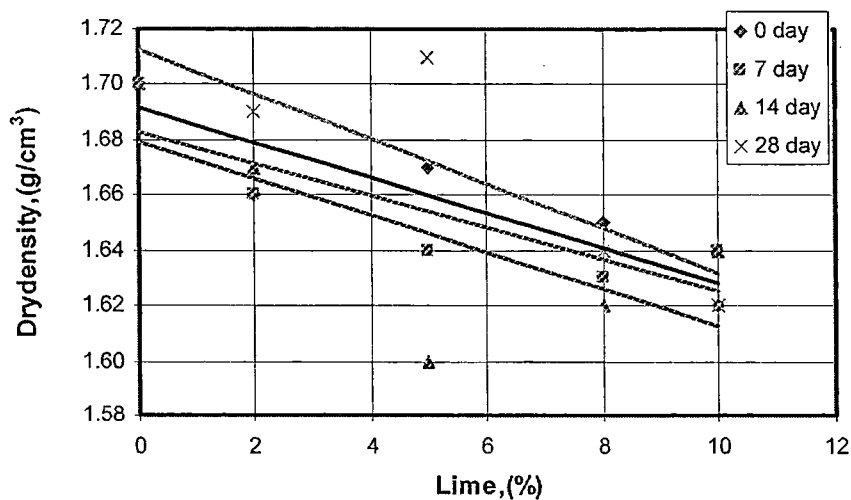
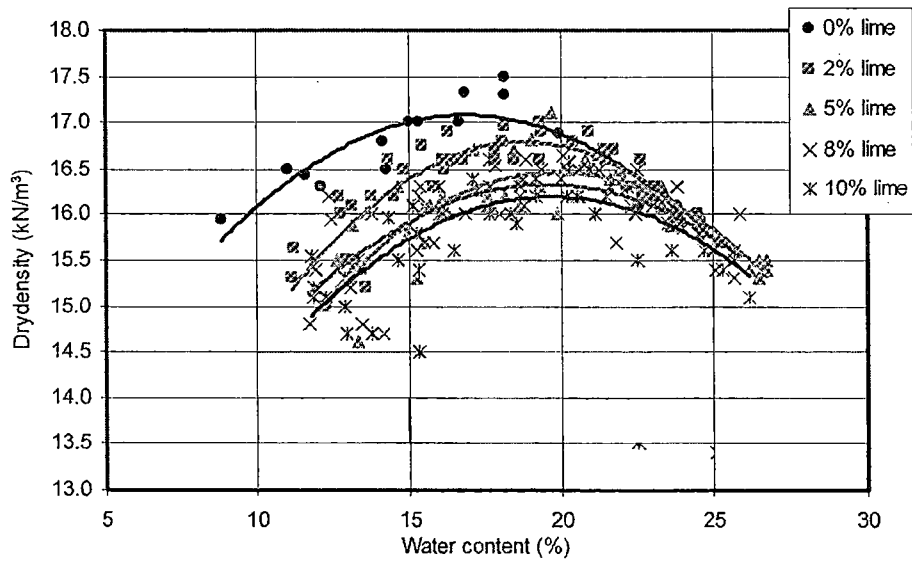
3.6.2 ผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการบดอัด

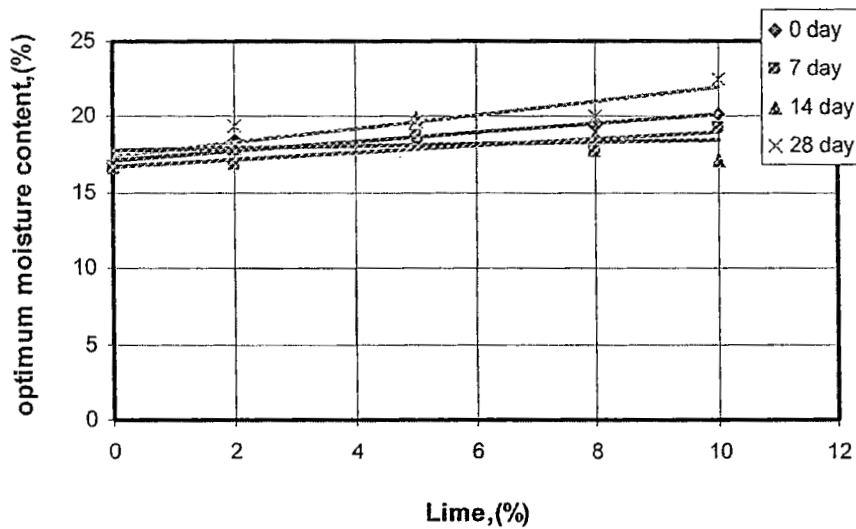
ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อพฤติกรรมการบดอัดที่แสดงในรูปที่ 3-5 ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้นค่าหน่วยน้ำหนักแห้งสูงสุด (Maximum Dry Unit Weight) จะเพิ่มขึ้นในขณะที่ค่าความชื้นที่เหมาะสม (Optimum Moisture Content) จะค่อนข้างคงที่ อาจจะเป็นผลมาจากปริมาณซีเมนต์ที่มากขึ้นก็จะเกิดปฏิกิริยา Hydration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



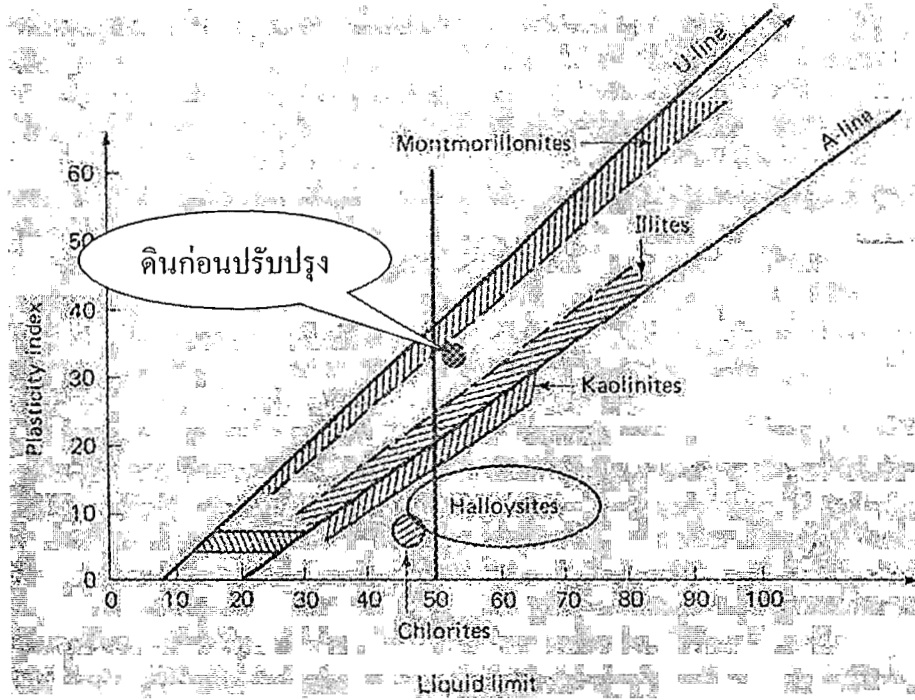


รูปที่ 3-6 Compaction curve ที่ปริมาณปูนขาวต่างๆ

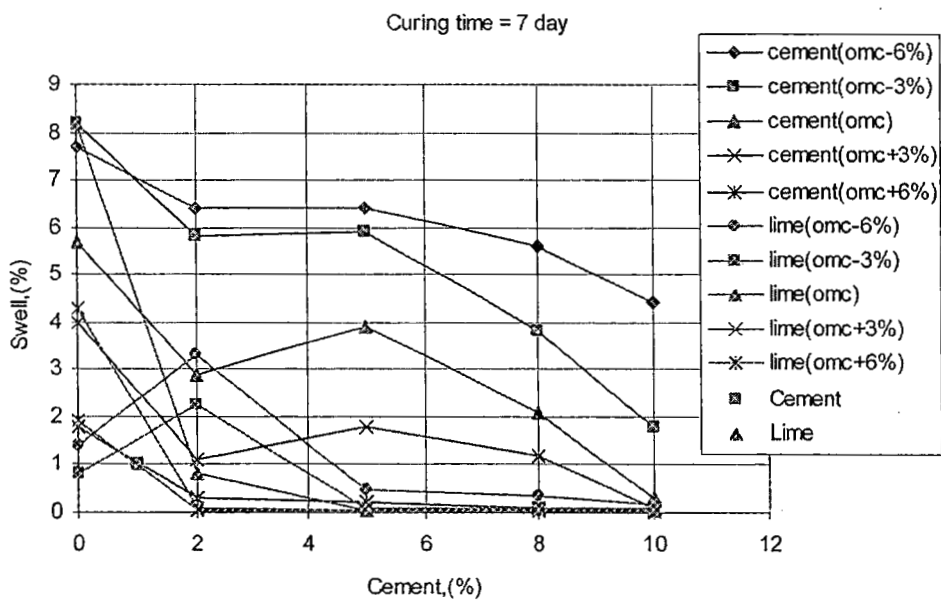
3.6.3 ผลของสารผสมเพิ่มต่อการกระจายตัว

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

จากทฤษฎีที่ว่า ดินที่มีการบวมตัวมากอาจจะมีการกระจายตัวสูงด้วยนั้น (อร่ามศรี, 2535) ผลการทดลองเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม (ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) ลงไปผสมกับดิน แล้วทำให้การบวมตัวของดินลดลง โดยสังเกตค่าการบวมตัวจากผลการทดสอบ CBR ดังแสดงในรูปที่ 3-8 โดยเฉพาะปูนขาวจะสามารถลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าการผสมปูนซีเมนต์ จึงอาจกล่าวได้ว่าปูนขาวสามารถลดการกระจายตัวลงได้ดีเช่นกัน แต่อย่างไรก็ตามปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มมากขึ้นก็สามารถลดการบวมตัวหรือการกระจายตัวของดินได้เช่นกัน ซึ่งการทดลองผลของสารผสมเพิ่มต่อพฤติกรรมการกระจายตัวของดินนี้ตรงกับผลของผู้วิจัยอื่น เช่น ศุภกิจ (2543) ทั้งนี้ที่ปริมาณความชื้นในการบดอัดมากกว่าความชื้นเหมาะสมจะสามารถลดการบวมตัวได้ดีกว่า อาจจะเป็นผลมาจากสารผสมเพิ่ม (ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) ได้ทำปฏิกิริยากับความชื้นที่มากได้เต็มที่และรวดเร็ว จึงทำให้สารที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาดังกล่าวไปยึดโครงสร้างเม็ดดินให้แข็งแรงขึ้น อดช่องว่างระหว่างเม็ดดินให้มีโครงสร้างที่แน่นขึ้น จึงส่งผลให้มีการกระจายตัวหรือแตกตัวออกจากกันได้ยากเมื่อมีการสัมผัสน้ำ



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



รูปที่ 3-8 ผลของสารผสมเพิ่มต่อการบวมตัว

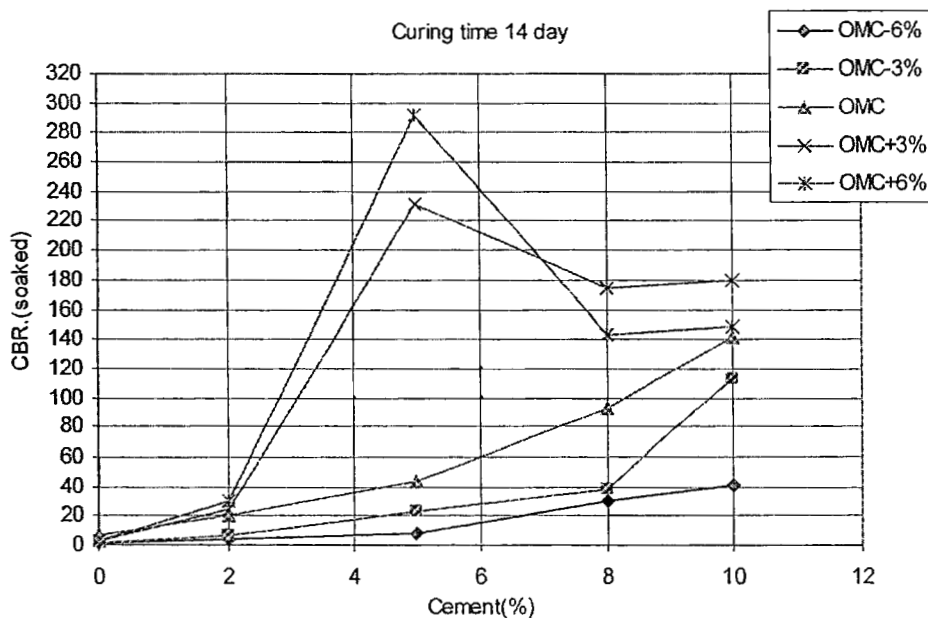
3.7 ผลการทดสอบ California Bearing Ratio

3.7.1 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า CBR (soaked)

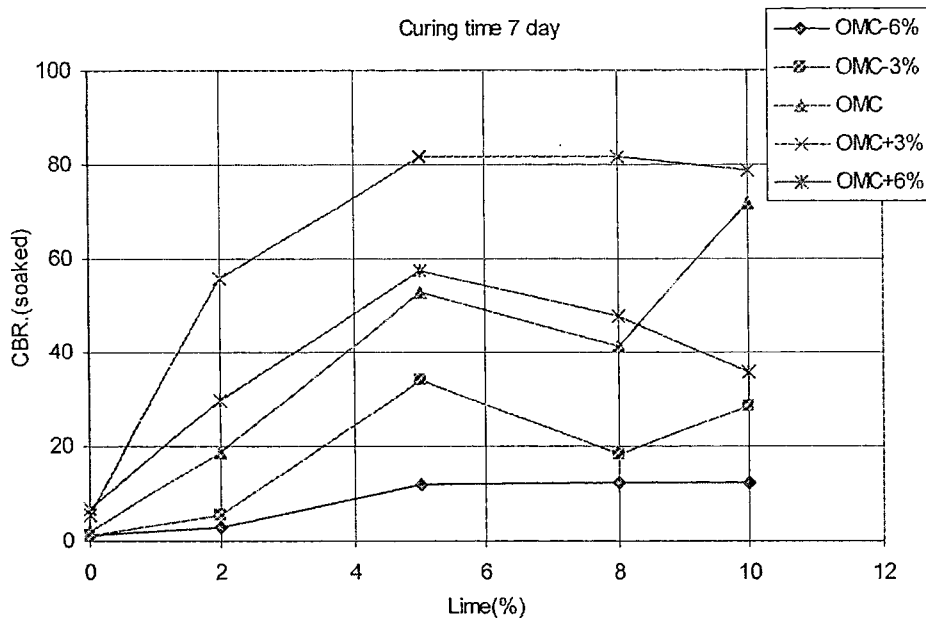
ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked) ดังรูปที่ 3-9 แสดงให้เห็นว่าปริมาณปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นมีผลทำให้ค่า CBR (soaked) เพิ่มขึ้น และผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked) นี้จะชัดเจนมากขึ้น

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



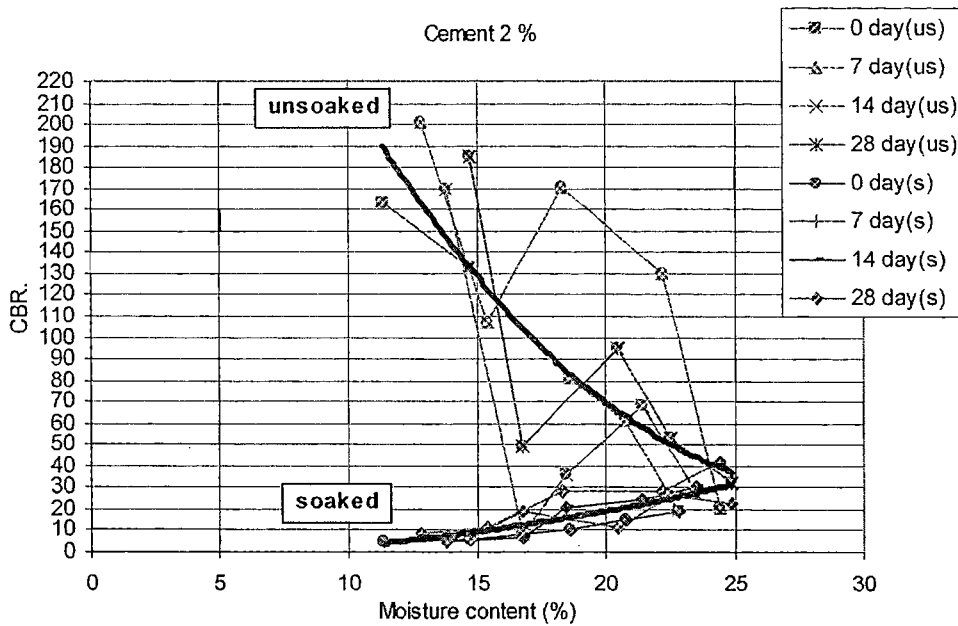
รูปที่ 3-9 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า CBR (soaked)



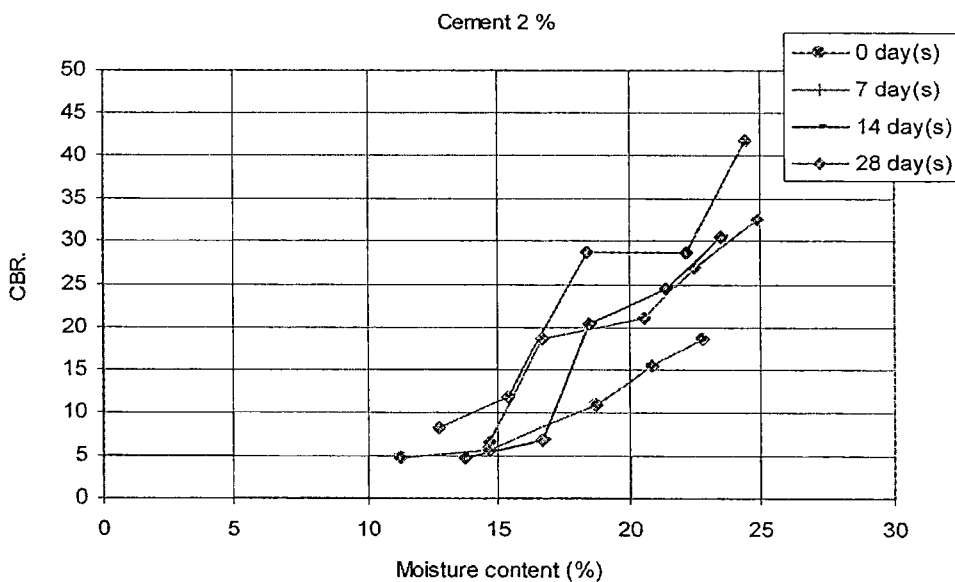
รูปที่ 3-10 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า CBR (soaked)

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 ซึ่งสังเกตจากกราฟแนวโน้มก็จะลู่ออกเข้าหากัน ทั้งนี้เนื่องมาจาก ผลของปริมาณความชื้นที่มีอิทธิพลต่อกำลังของดินโดยที่ปริมาณความชื้นที่เกี่ยวข้องในเรื่องนี้มี 2 ส่วนด้วยกันคือ ความชื้นในการบดอัดและความชื้นในการแช่น้ำ ซึ่งผลจากความชื้นในการบดอัดเป็นปริมาณความชื้นในการทำปฏิกิริยากับปูนซีเมนต์ ซึ่งจะได้สารเชื่อมอนุภาคเม็ดดิน โดยถ้าปริมาณความชื้นในการบดอัดมากจะทำให้มีปริมาณความชื้นเหลือจากการทำปฏิกิริยาทำให้กลายเป็นสารหล่อลื่นอนุภาคซึ่งบดอัดอย่างไรก็ไม่แน่น และยังเป็นตัวละลายสารเชื่อมระหว่างอนุภาคเม็ดดินด้วยจึงส่งผลให้ดินอยู่ในสภาวะที่อ่อนแอและรับกำลังได้น้อย ด้วยเหตุดังกล่าวนี้จึงทำให้ดินมีค่า CBR ที่ลดลงเมื่อปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้น ส่วนปริมาณความชื้นในการแช่น้ำนั้นจะมีผลอย่างมากกับตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ซึ่งปริมาณความชื้นที่แช่น้ำสามารถซึมเข้าไปในตัวอย่างได้อีกมากจึงทำให้ดินมีสภาพที่อ่อนแอลง ในขณะที่ดินบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เหมาะสมหรือสูงกว่านั้นเมื่อนำตัวอย่างไปแช่น้ำ ความชื้นก็ไม่สามารถเข้าไปได้อีกหรืออาจจะเข้าไปได้บ้างเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องมาจากในช่องว่างระหว่างเม็ดดินเต็มไปด้วยปริมาณน้ำที่ใช้ในการบดอัดแล้ว ดังนั้นดินที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เหมาะสมหรือสูงกว่าก็จะมีค่า CBR ที่มากกว่า ดังแสดงในรูปที่ 3-12 ซึ่งปริมาณความชื้นที่ใส่ลงไปนั้นจะต้องมีส่วนที่เหลือจากการบดอัดแล้วทำให้ดินแน่นจึงกลายมาเป็นส่วนหล่อลื่นจึงเปรียบเสมือนเป็นตัวป้องกันไม่ให้ความชื้นภายนอกเข้าไปรบกวนการทำปฏิกิริยาอีก



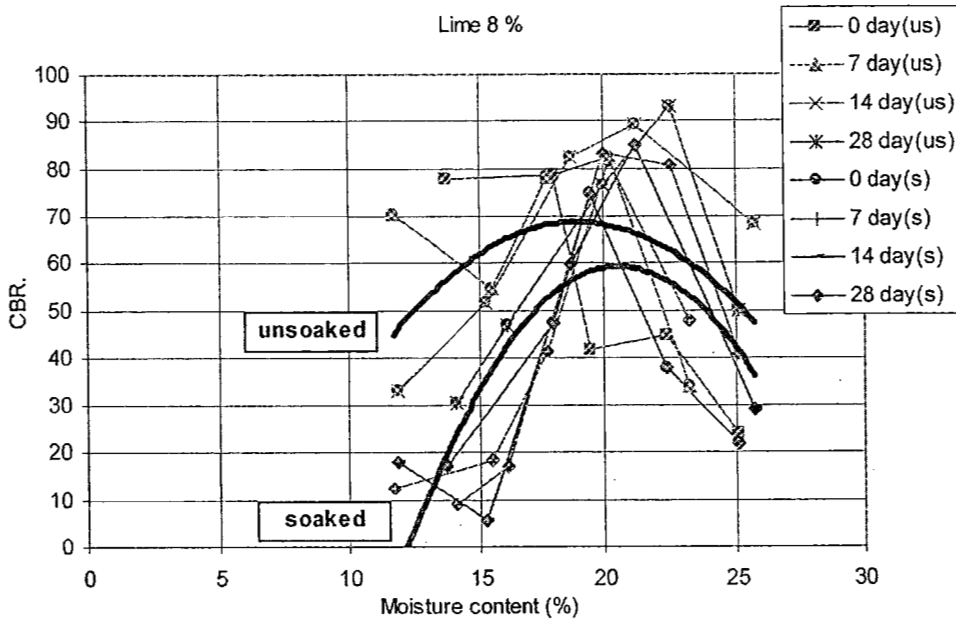
รูปที่ 3-11 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนซีเมนต์



รูปที่ 3-12 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนซีเมนต์

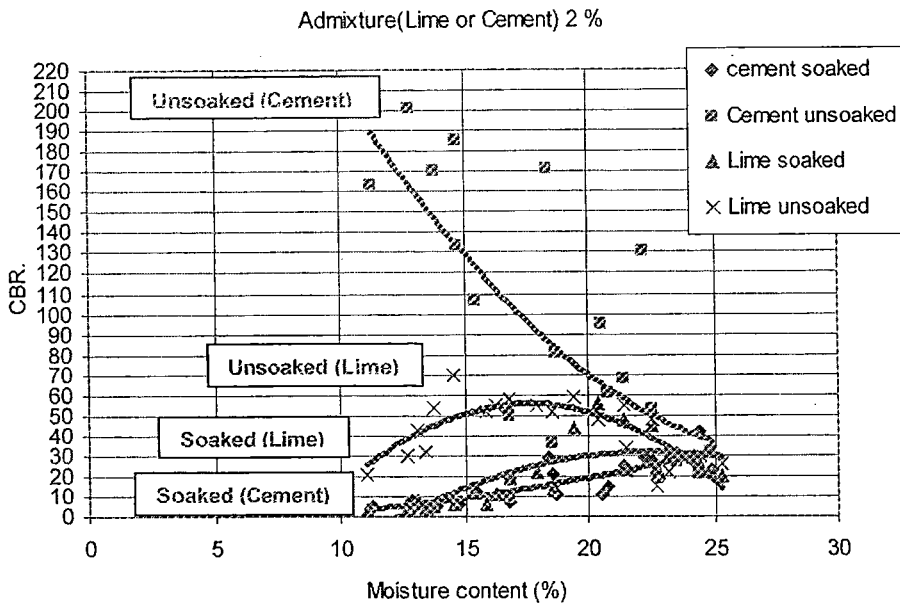
สำหรับปูนขาวผลการทดลองแสดงว่าค่า CBR (Soaked) จะต่ำกว่า CBR (Unsoaked) เมื่อปริมาณปูนขาวน้อยกว่า 5% โดยเฉพาะด้านที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่าปริมาณความชื้นเหมาะสม เมื่อปริมาณปูนขาวมากกว่า 5% กราฟความสัมพันธ์ของ CBR-Moisture content ของทั้งสองสภาพ Soaked และ Unsoaked จะใกล้เคียงกัน โดยจะเป็นรูประฆังคว่ำและมีจุดยอดอยู่ที่ความชื้นสูงกว่าความชื้นเหมาะสมเล็กน้อย (ประมาณ 3%) ดังรูปที่ 3-13 แต่อย่างไรก็ตามตัวอย่างที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นเท่ากับหรือสูงกว่าปริมาณความชื้นเหมาะสมจะมีค่า CBR.

ใกล้เคียงกันทั้งแบบ Soaked และ Unsoaked ตั้งแต่ปริมาณปูนขาวน้อยๆจนเพิ่มมากขึ้นค่า CBR. ก็จะใกล้เคียงกันมากขึ้นด้วย



รูปที่ 3-13 ผลของปริมาณความชื้นในการบดอัดต่อค่า CBR ของดินผสมปูนขาว

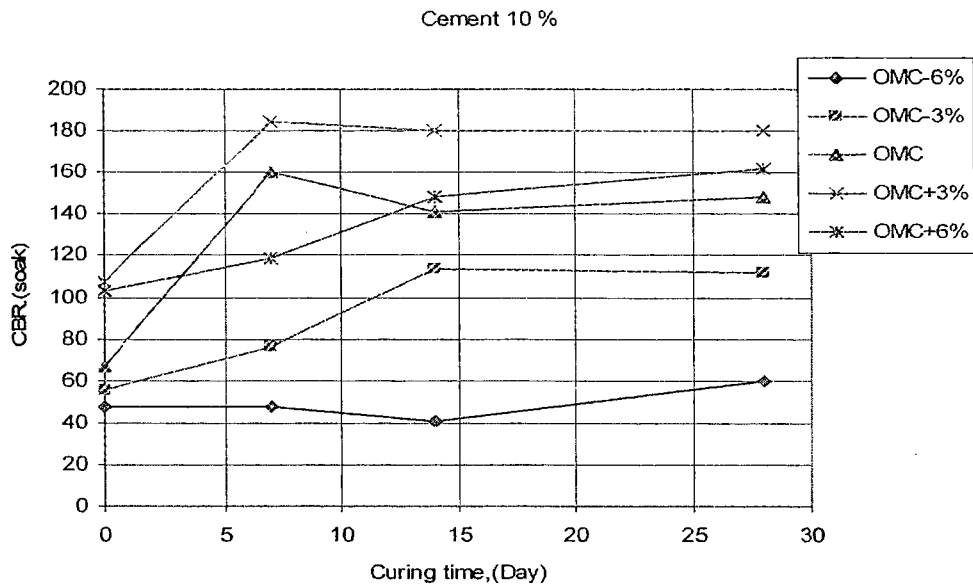
รูปที่ 3-14 แสดงภาพรวมความสัมพันธ์ระหว่าง Moisture content - CBR. ซึ่งจากผลการทดลองพบว่า กราฟความสัมพันธ์ดังกล่าวของดินผสมปูนซีเมนต์จะมีแนวโน้มของกราฟเป็นลักษณะโค้งหงายทั้งแบบ Soaked และ Unsoaked ซึ่งค่า CBR (Unsoaked) มีค่ามากกว่า CBR (Soaked) ดังได้กล่าวไปแล้วข้างต้นนั้น ส่วนค่า CBR. ของดินผสมปูนขาวมีแนวโน้ม 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 อีระชาติและฤทธิชาร์ต (2533)



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

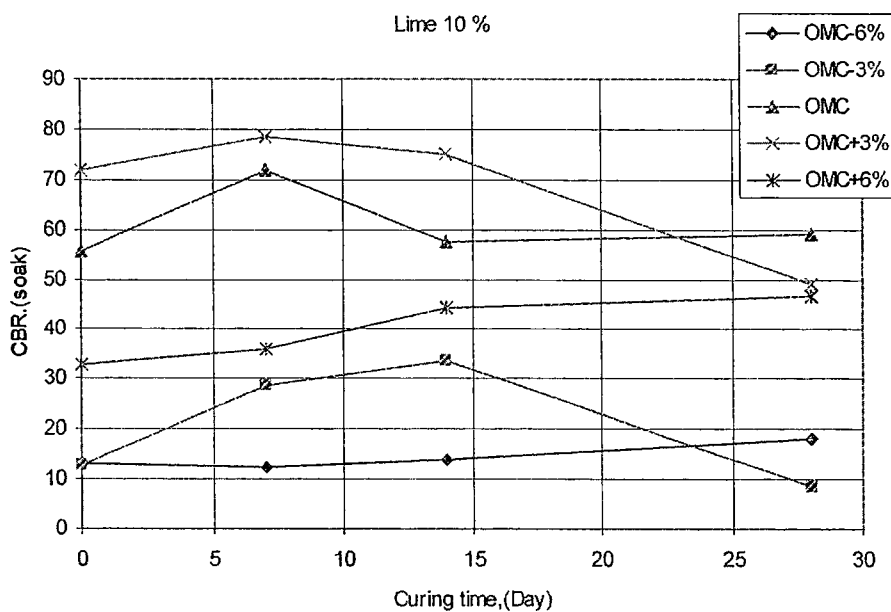
3.7.3 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า CBR (soaked)

ผลการทดลองดินผสมปูนซีเมนต์ดังแสดงในรูปที่ 3-15 จะเห็นได้ว่าค่า CBR (soaked) มีแนวโน้มเพิ่มขึ้นในช่วงระยะเวลาการบ่ม 0-14 วัน เมื่อระยะเวลาการบ่มมากกว่านี้ก็จะไม่มีผลต่อค่า CBR (soaked) หรืออาจจะมีผลน้อยมาก โดยเฉพาะตัวอย่างที่มีการบดอัดด้วยปริมาณความชื้นเหมาะสมและสูงกว่า (OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะให้ค่า CBR (soaked) ที่มากกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ทั้งนี้เนื่องมาจากช่วงระยะเวลาดังกล่าวเป็นช่วงเวลาก่อตัวช่วงต้นของซีเมนต์เพสหลังจากเกิดปฏิกิริยา 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 ทำให้เป็นการเพิ่มความชื้นเป็นพลาสติกให้กับดิน ทำให้เกิดการเกิดปฏิกิริยา Flocculation and Agglomeration ที่มากขึ้น ซึ่งในช่วงเวลานั้นเป็นช่วงระยะเวลาที่สำคัญเช่นเดียวกัน ในการ Grain strength ของปูนขาว



รูปที่ 3-16 ผลของระยะเวลาบ่มต่อ CBR (soaked) ของดินที่ผสมปูนขาว

ฉะนั้นจากผลการทดสอบดังกล่าวข้างต้นเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม(ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว)แล้ว ช่วงระยะเวลาการบ่มที่เหมาะสมทำให้ค่า CBR (soaked) เพิ่มขึ้น คือ 14 วัน เพราะระยะเวลานานกว่านี้ก็จะไม่ค่อยมีผลต่อกำลังของดินมากนัก โดยเฉพาะดินที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นเหมาะสมหรือสูงกว่า (O_{mc} , $O_{mc}+3\%$, $O_{mc}+6\%$) จะให้ค่า CBR(soaked) ที่มากกว่าดินที่บดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่ต่ำกว่า

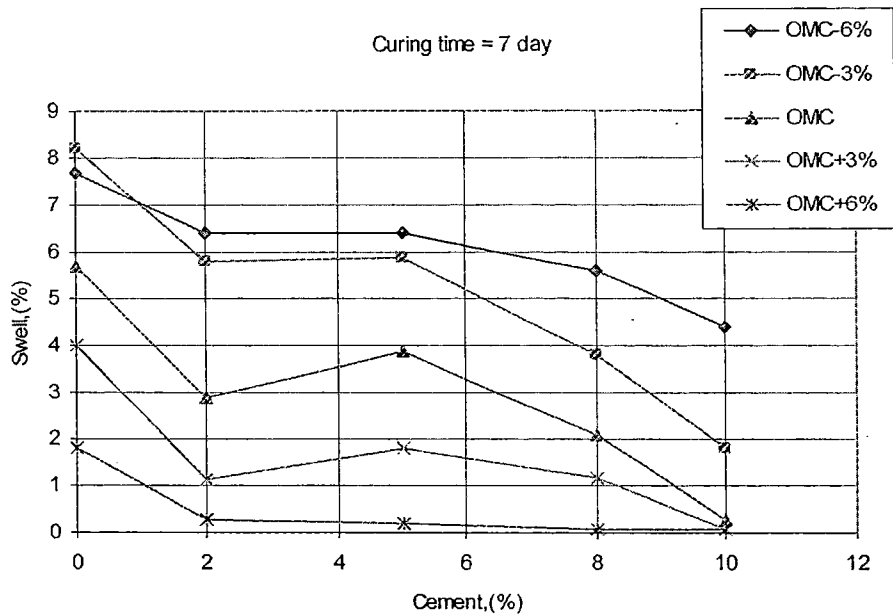
3.8 ผลการทดสอบค่าการบวมตัว

3.8.1 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่าการบวมตัว

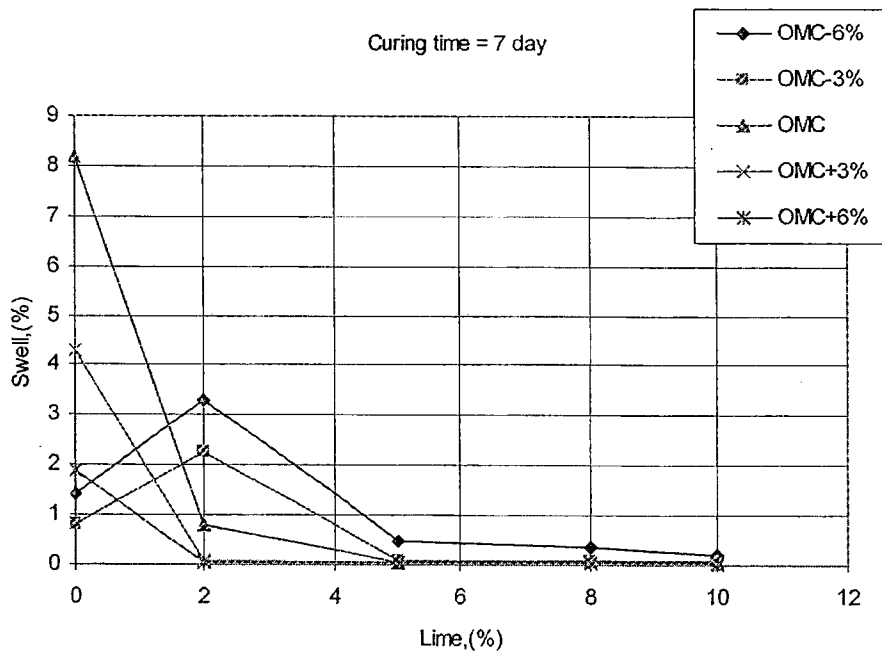
ผลการทดลองแสดงว่ายิ่งปริมาณปูนซีเมนต์เพิ่มขึ้น ค่าการบวมตัวหลังแช่น้ำก็จะยิ่งลดลง ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนเมื่อปริมาณปูนซีเมนต์มากกว่าหรือเท่ากับ 5% ค่าการบวมตัวของดินก็จะลดลงในอัตราที่มากกว่าปูนซีเมนต์น้อยๆ (น้อยกว่า 5%) นอกจากนี้ยังพบว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเหมาะสมหรือมากกว่า (O_{MC} , $O_{MC}+3\%$, $O_{MC}+6\%$) จะสามารถลดการบวมตัวของดินได้เร็วกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่าความชื้นเหมาะสม ดังแสดงในรูปที่ 3-17 ทั้งนี้เนื่องมาจากหลังจากการทำปฏิกิริยาของปูนซีเมนต์แล้วได้ซีเมนต์เพสตัน ตัวซีเมนต์เพสตันดังกล่าวจะเป็นสารห่อหุ้มเคลือบอนุภาคเม็ดดิน จึงส่งผลให้ความชื้นเข้าไปในอนุภาคเม็ดดินได้น้อย จึงไม่สามารถทำให้อนุภาคเม็ดดินขยายตัวได้จึงไม่เกิดการบวมตัวมาก ซึ่งจริงๆ แล้วดินนี้มีแร่ Montmorillonite เป็นส่วนประกอบค่อนข้างมากซึ่งจะมีการขยายตัวได้มากเมื่อสัมผัสน้ำ

สำหรับการผสมด้วยปูนขาวนั้น เมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นจะทำให้ลดการบวมตัวได้ดีตั้งแต่ปริมาณปูนขาวน้อยๆ (ปูนขาวน้อยกว่า 2%) ซึ่งเมื่อเพิ่มปริมาณยิ่งมากขึ้นก็จะลดการบวมตัวได้ดีหรืออาจจะทำให้ไม่เกิดการบวมตัวเลย นอกจากนี้จะเห็นได้ว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นที่เหมาะสมหรือสูงกว่า (O_{MC} , $O_{MC}+3\%$, $O_{MC}+6\%$) จะสามารถลดการบวมตัวได้ดีกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำ ซึ่งการบดอัดด้วยความชื้นต่ำ ($O_{MC}-3\%$, $O_{MC}-6\%$) เมื่อผสมปูนขาวลงในดิน 2 % ก็จะมีมีการบวมตัวอยู่บ้างแต่เมื่อมีการเพิ่มปริมาณปูนขาวขึ้น ก็จะมีการบวมตัวลดลงทันที ดังแสดงในรูปที่ 3-18 ทั้งนี้เนื่องจากการทำปฏิกิริยา Flocculation and Agglomeration ของปูนขาว จะดึงดูดอนุภาคเม็ดดินเข้าหากันได้ง่ายและเร็ว ด้วยการสร้าง Double Layer ที่หนาขึ้นเคลือบรอบอนุภาคเม็ดดินจึงทำให้การบวมตัวเกิดขึ้นน้อยลงมากและลดลงรวดเร็วเมื่อเพิ่มปริมาณปูนซีเมนต์ ซึ่งการทดลองนี้สอดคล้องกับผลการทดสอบของนักวิจัยท่านอื่น เช่น ศุภกิจ (2543)

อย่างไรก็ตามการใส่สารผสมเพิ่ม(ปูนซีเมนต์หรือปูนขาว) จะทำให้การบวมตัวลดลงเมื่อมีการเพิ่มปริมาณสารผสมเพิ่ม โดยจะเด่นชัดสำหรับกรณีตัวอย่างบดอัดด้วยความชื้นเหมาะสมหรือสูงกว่า (O_{MC} , $O_{MC}+3\%$, $O_{MC}+6\%$) จะมีผลทำให้การบวมตัวลดลงทันทีตามปริมาณสารผสมเพิ่มที่มากขึ้น ทั้งนี้ปูนขาวสามารถลดการบวมตัวได้ดี และเร็วกว่า การผสมด้วยปูนซีเมนต์



รูปที่ 3-17 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อการบวมตัว



รูปที่ 3-18 ผลของปริมาณปูนขาวต่อการบวมตัว

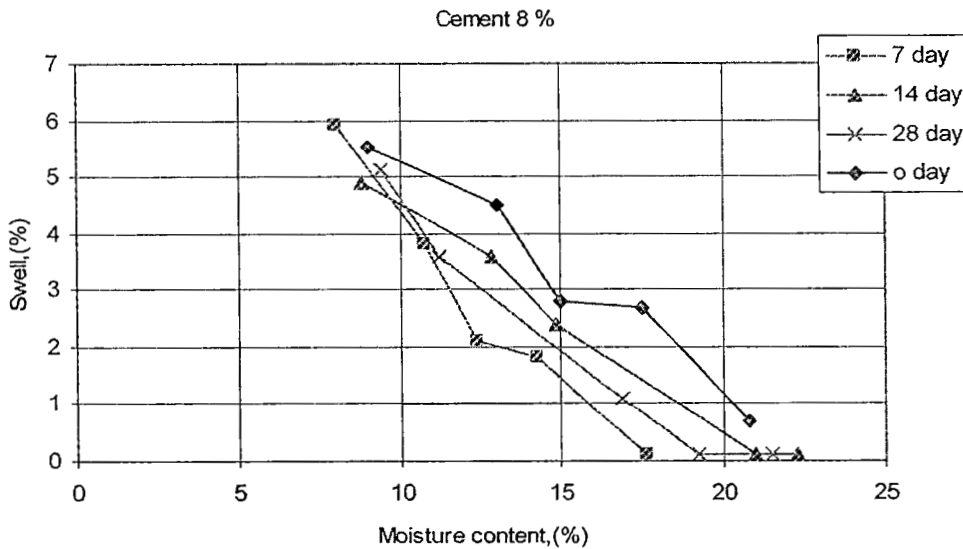
3.8.2 ผลของความชื้นที่ใช้ในการบดอัดต่อค่าการบวมตัว

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

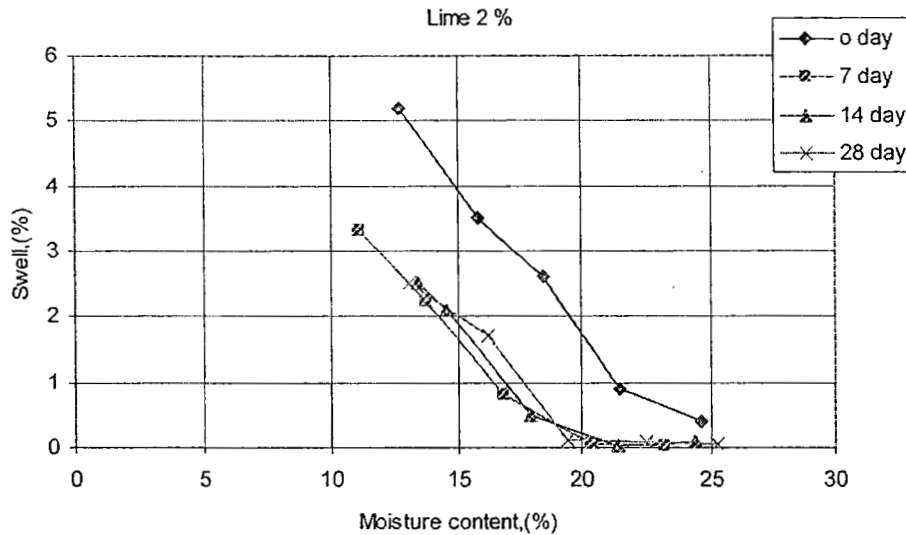
ซึมน้ำน้อย ทำให้มีการบวมตัวน้อย ด้วยเหตุผลดังกล่าวอาจเป็นสาเหตุที่ทำให้ CBR (soaked) ของดินที่มีความชื้นในการบดอัดต่ำมีค่าน้อยกว่า เพราะการดูดซึมน้ำเข้าไปในตัวอย่าง ทำให้ดินอ่อนแอลง

สำหรับการผสมด้วยปูนขาวเมื่อปริมาณความชื้นในการบดอัดมากขึ้น (OMC, OMC+3%, OMC+6%) ก็จะทำให้การบวมตัวลดลงเช่นเดียวกัน แต่จะสังเกตได้ชัดเจนว่า ถ้าไม่มีการบ่มจะทำให้ยังมีการบวมตัวมากกว่าตัวอย่างที่มีระยะเวลาการบ่ม ในกรณีที่มีปริมาณปูนขาวเดียวกัน ดังแสดงในรูปที่ 3-20 ทั้งนี้อาจเนื่องมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวจะต้องการความชื้นมากเพื่อมาสร้าง Double Layer ที่หนาขึ้นหุ้มอนุภาคระหว่างเม็ดดินดังนั้นจึงเป็นเหตุผลการบดอัดที่ใช้ความชื้นสูง (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



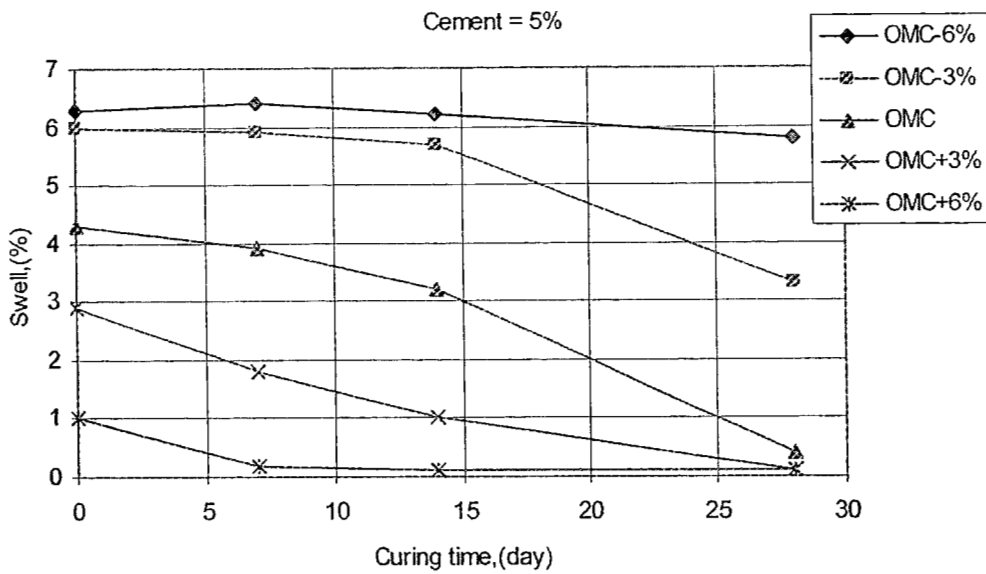
รูปที่ 3-20 ผลของปริมาณความชื้นต่อค่าการบวมตัวของดินผสมปูนขาว

3.8.3 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่าการบวมตัว

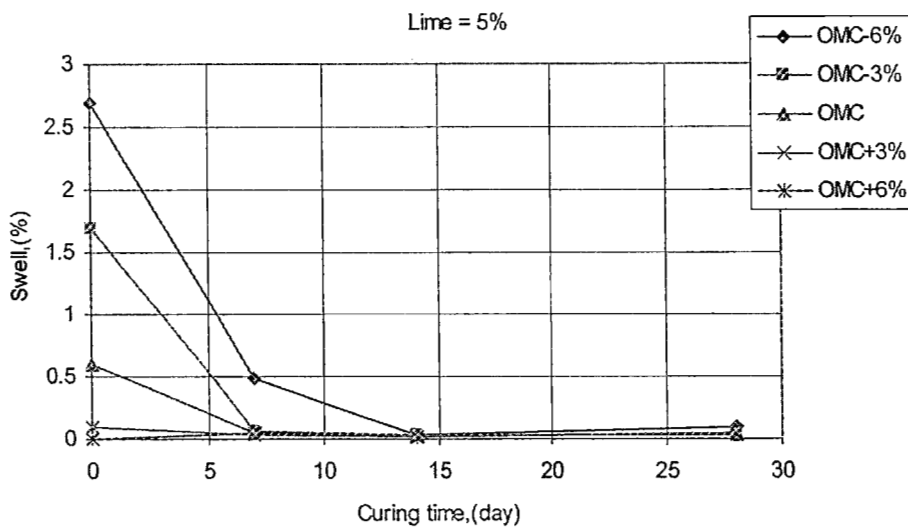
ผลการทดลองสำหรับดินที่ผสมปูนซีเมนต์แสดงว่าเมื่อระยะเวลาในการบ่มเพิ่มขึ้นค่าการบวมตัวมีแนวโน้มที่ลดลงตามลำดับ โดยเฉพาะตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นเหมาะสมหรือสูงกว่า(OMC, OMC+3%, OMC+6%) จะลดการบวมตัวได้มากกว่าและเร็วกว่าตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำ ทั้งนี้เนื่องจากปริมาณความชื้นสูงในการบดอัดจะสนับสนุนการทำปฏิกิริยาได้ดีกว่า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

สำหรับการผสมด้วยปูนขาวก็จะให้ผลในการทำงานเดียวกัน โดยที่ระยะเวลาการบ่มตั้งแต่ 14 วันขึ้นไป จะสามารถลดการบวมตัวได้ทั้งหมด 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

ผลของสารผสมเพิ่มต่อค่าพิกัดอัตราเบอร์ริก 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

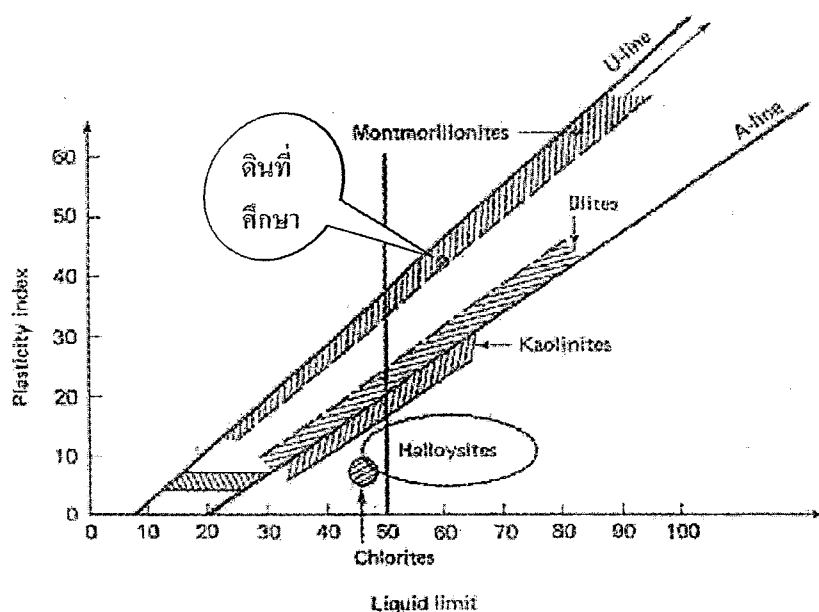
สำหรับปริมาณความชื้นในการบดอัดดินใส่สารผสมเพิ่มที่เหมาะสมที่สุด คือ OMC+3% และระยะเวลาในการบ่มที่เหมาะสมที่สุดจะต้องไม่น้อยกว่า 14 วัน ส่วนด้านการบวมตัวเมื่อใส่สารผสมเพิ่ม จะมีผลทำให้การบวมตัวลดลงซึ่งเมื่อผสมปูนซีเมนต์มากกว่า 5% และเมื่อผสมปูนขาวมากกว่า 2% ทั้งนี้การผสมด้วยปูนขาวจะลดการบวมตัวได้ดีและเร็วกว่าการผสมด้วยปูนซีเมนต์

บทที่ 4 ผลการทดสอบ unconfined compression test

4.1 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

1) ดินที่ใช้ในการศึกษานำมาจาก กม.331/3 ทิศใต้ของสถานีรถไฟหัวดวง จังหวัดพิจิตร สยาม และ รุเธียร์ (2004) ได้รายงานว่าคุณสมบัติของดินดังกล่าวมีค่า 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 (มีปฏิกริยาพอประมาณ) การทดสอบ Pinhole Test ให้ผลเป็น ND4 (Intermediate Soils) และ การทดสอบ Double Hydrometer Test ให้ตีกรีกการกระจายตัวเท่ากับ 10.81% ซึ่งแสดงว่าดินดังกล่าวมีคุณสมบัติการกระจายตัวเล็กน้อย ดินชนิดนี้มีค่า Activity = 0.67 และตาม NAVFAC DM-7.1 สามารถจำแนกดินชนิดนี้เป็น Very High Potential of Volume Change ซึ่งคุณสมบัติที่น่าจะก่อปัญหาเมื่อดินอยู่ในสภาพแช่น้ำ ฉะนั้นการปรับปรุงคุณภาพด้วยการผสมปูนซีเมนต์หรือปูนขาวน่าจะช่วยลดปัญหาการบวมตัวภายใต้สภาวะแช่น้ำลงได้และยังน่าจะช่วยเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของดินอีกด้วย



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

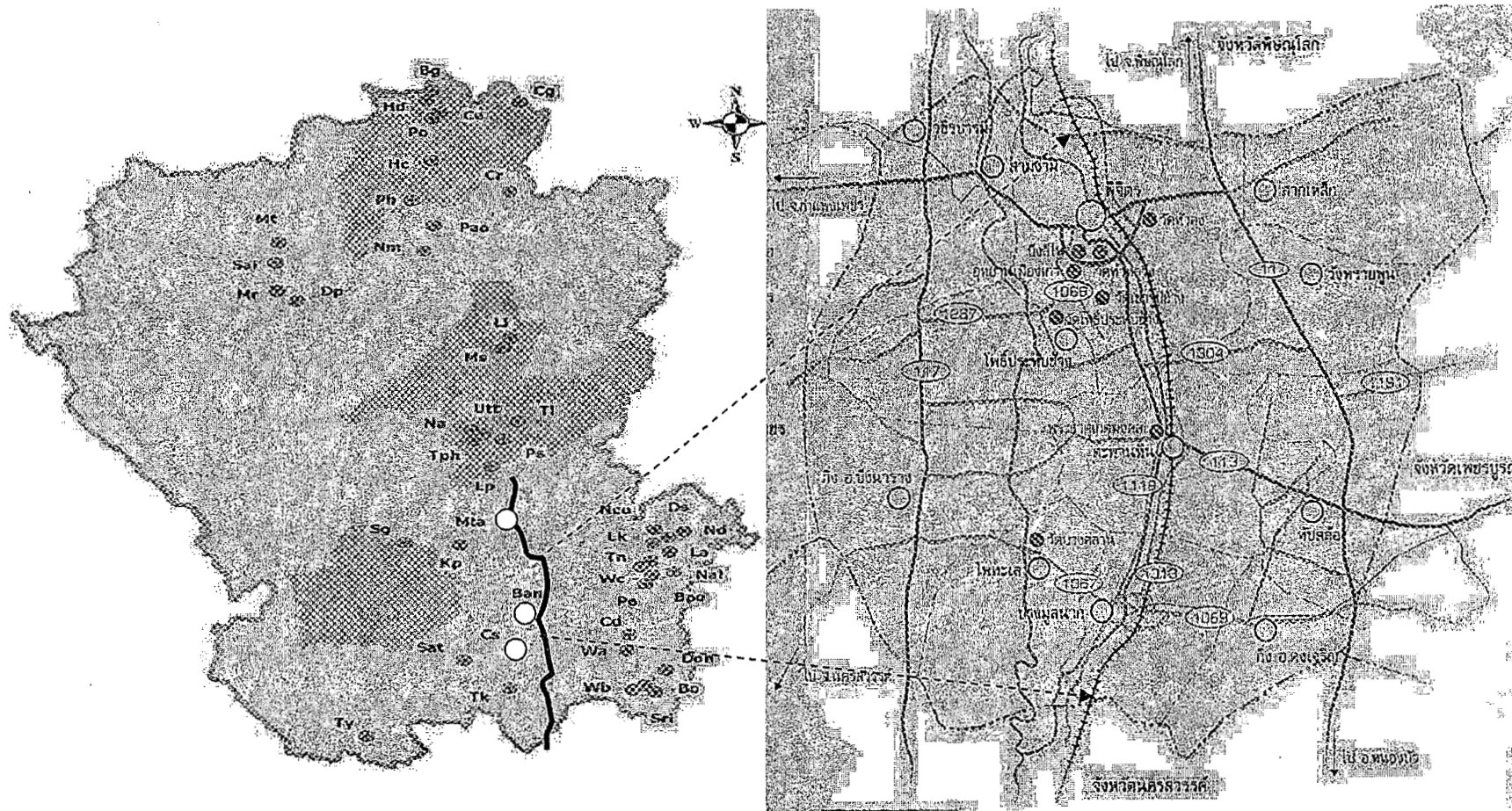
จากรูปที่ 4-1 เป็นกราฟแสดงแร่ดินเหนียวโดยพิจารณาจากค่า Liquid Limit กับ Plasticity Index ซึ่งจากคุณสมบัติของดินที่นำมาศึกษาวิจัยโดยมีค่า Liquid Limit ~ 60 % และ Plasticity Index ~ 40 % เมื่อ

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.ไทรโรงโชน 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. พิจิตร	ดินชุดแม่ทะ Mae Tha สัญลักษณ์ Mta	Silty Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-6
3. บ้านแหลมนกกระทง ต.พิบูล อ.ชุมแสง จ. นครสวรรค์	ดินชุดชุมแสง Chumsaeng สัญลักษณ์ Cs	Sandy Clay สัญลักษณ์ CL	A-7-5



รูปที่ 4-2 กลุ่มดินทางด้านเกษตรที่พบในเส้นทางรถไฟภาคเหนือตอนล่าง (www.geocity/soilscience.com)

- 2) ปูนซีเมนต์ที่นำมาใช้ เป็นปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ตราช้าง
- 3) ปูนขาวที่นำมาใช้ เป็น Hydrated Lime ตราแตร
- 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*

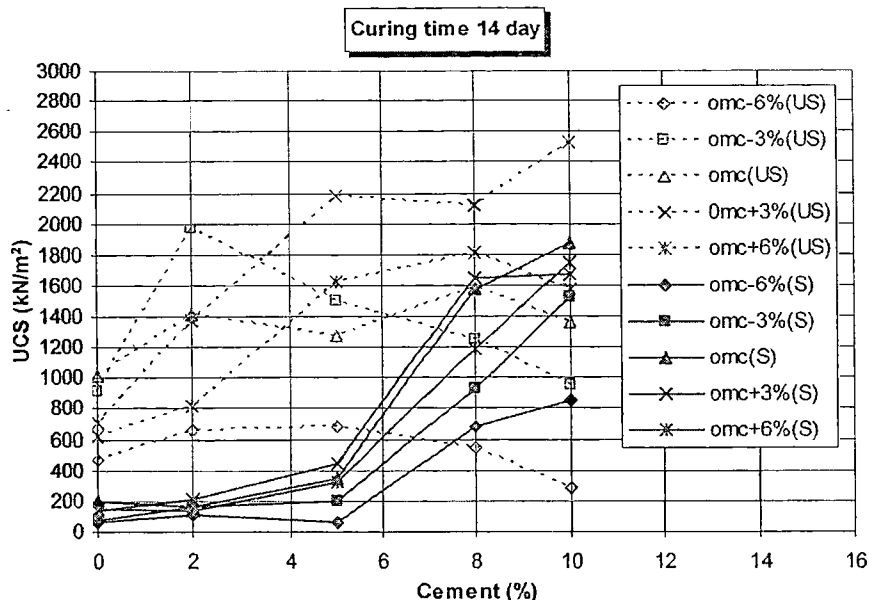
% Cement or Lime	Moisture content	Curing time (days) for soaked tests			
		0	7	14	28
0%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
5%	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 2%	0	7	14	28
	OMC	0	7	14	28
	OMC + 2%	0	7	14	28
	OMC + 4%	0	7	14	28
	OMC - 4%	0	7	14	28
	OMC - 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

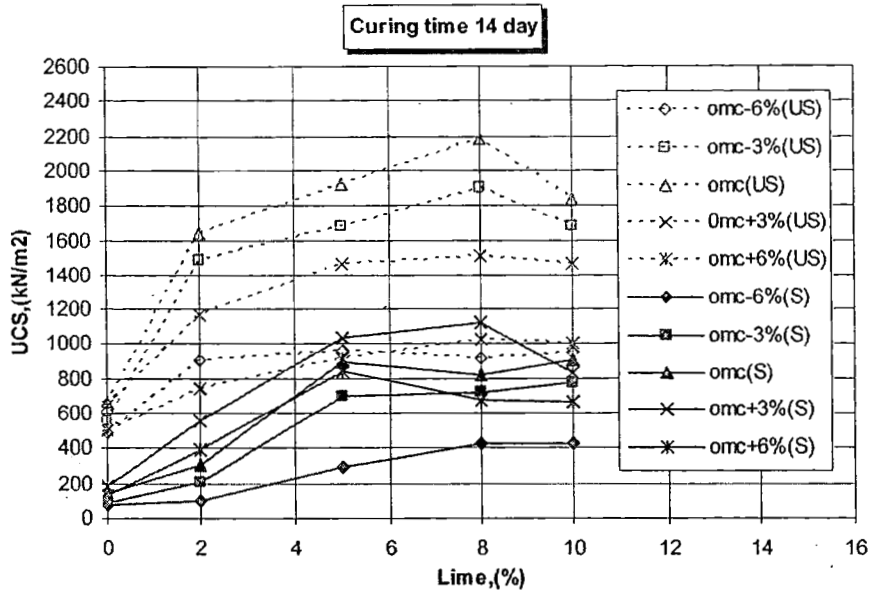
4.5 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Unconfined Compressive Strength (UCS)

ผลของปริมาณซีเมนต์ต่อค่า UCS ดังรูปที่ 4-3 แสดงว่าเมื่อปริมาณซีเมนต์เพิ่มขึ้น ค่า UCS (Soaked) ก็เพิ่มขึ้น 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 นอกจากนี้ยังพบว่า การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยการผสมซีเมนต์เมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้กำลังอัดแบบไม่จำกัด (UCS) ลดลงประมาณ 40% หรือเหลือค่ากำลังอัดเพียง 60%



รูปที่ 4-3 ผลของปริมาณปูนซีเมนต์ต่อค่า UCS

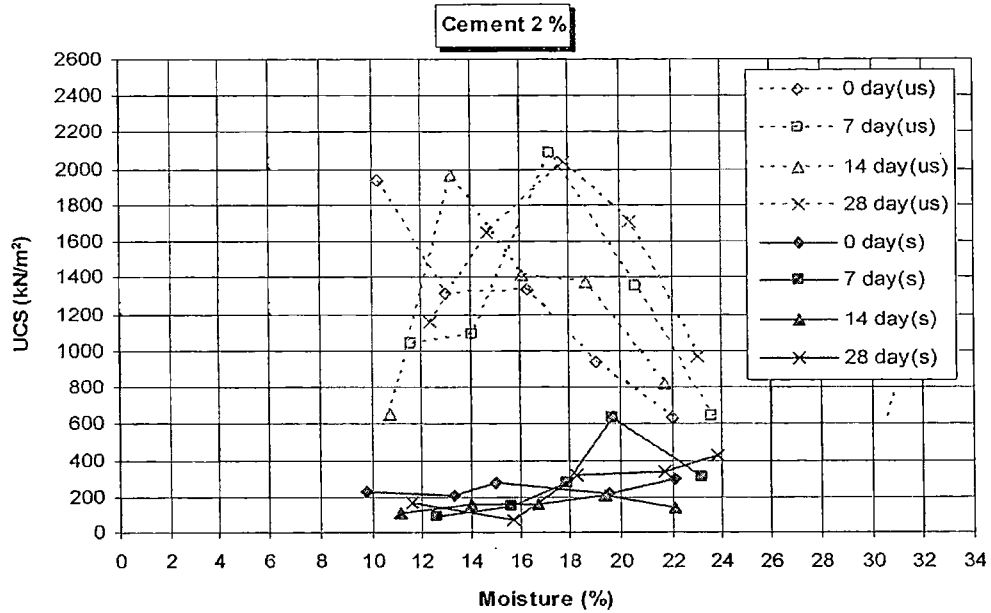
ผลของปริมาณปูนขาวกับค่า UCS ดังรูปที่ 4-4 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนขาวเพิ่มขึ้นค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ก็จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณปูนขาวที่ผสมในดิน เมื่อใช้ปริมาณปูนขาวผสมมากกว่าหรือเท่ากับ 8% จะทำให้ค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ค่อนข้างคงที่หรือมีผลลดลงบ้างเล็กน้อย ซึ่งผลการทดลองนี้สอดคล้องกับงานวิจัยของ ชนิตวารรณและธีรเชษฐ์ (2530) แต่อย่างไรก็ตามเมื่อผสมปูนขาวในปริมาณสูงขึ้นไป ค่า UCS (Soaked) และ UCS (Unsoaked) ก็จะมีค่าไม่ใกล้เคียงกันโดยที่ UCS (Unsoaked) จะมีค่ามากกว่า เนื่องจากปริมาณความชื้นเข้าไปทำลายโครงสร้างดินให้มีความอ่อนแอลงจึงมีผลต่อค่ากำลังของดิน สำหรับการผสมดิน ด้วยปูนขาวถ้าลองเปรียบเทียบกำลังอัดกับกำลังอัดประลัยของคอนกรีต ที่ระยะเวลาบ่ม 28 วันเช่นกัน โดยใช้ค่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาว 8% มีค่า UCS (Unsoaked) เท่ากับ 1,882 kN/m² และค่า UCS (Soaked) เท่ากับ 982 kN/m² พบว่าค่ากำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมปูนขาวในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 6.4 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต และ กำลังอัดแบบไม่จำกัดของดินผสมปูนขาวในสภาพแช่น้ำ (Soaked) มีค่ากำลังเท่ากับ 3.3 % ของกำลังอัดประลัยคอนกรีต นอกจากนี้ได้พบว่า การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะมีผลทำให้กำลังลดลงประมาณ 50 % จะเห็นได้ว่าค่ากำลังของดินผสมปูนขาวเมื่ออยู่ในสภาพแช่น้ำจะทำให้มีกำลังลดลงมากกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 10 % และเมื่อเปรียบเทียบกำลังอัดของดินผสม ปูนขาวกับดินผสมปูนซีเมนต์ พบว่ากำลังอัดของดินผสมปูนขาวน้อยกว่าดินผสมปูนซีเมนต์ในสภาพไม่แช่น้ำ (Unsoaked) ประมาณ 30% หรือมีค่าเป็น 70% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ และในสภาพแช่น้ำ (Soaked) ดินผสมปูนขาวมีค่ากำลังอัดต่ำกว่าดินผสมซีเมนต์ประมาณ 40% หรือมีค่าเป็น 60% ของกำลังอัดดินผสมซีเมนต์ ทั้งนี้เนื่องจากปูนขาวมีความถ่วงจำเพาะน้อยกว่าปูนซีเมนต์ เมื่อเกิดปฏิกิริยาแล้วมีการเชื่อมประสานระหว่างอนุภาคของโครงสร้างดินมีความที่บ้นน้อยกว่า ทำให้น้ำสามารถเข้าไปทำลายโครงสร้างดินให้มีความแข็งแรงลดลง



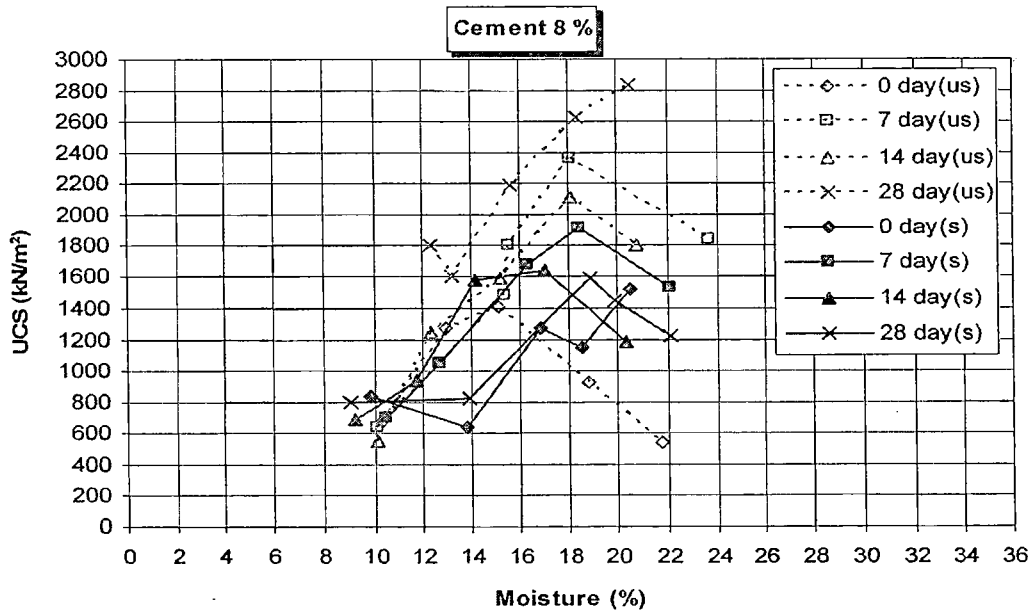
รูปที่ 4-4 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า UCS

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) เนื่องมาจากผลของการทำปฏิกิริยาของความชื้นและปริมาณซีเมนต์ 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% ซึ่งอาจจะเป็ผลมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนซีเมนต์และน้ำเช่นกัน แต่สำหรับกรณีนี้ความชื้นจากการแช่น้ำจะมีผลต่อการพัฒนากำลังของดินมากกว่าความชื้นบดอัด ซึ่งปริมาณซีเมนต์ที่สูงขึ้นการเกิดปฏิกิริยากับความชื้นบดอัดจะเกิดขึ้นได้ไม่สมบูรณ์ เมื่อนำไปแช่น้ำก็จะทำให้มีการทำปฏิกิริยาได้สมบูรณ์ขึ้น จึงส่งผลให้มีการพัฒนากำลังขึ้นได้ใกล้เคียงกับสภาพที่ไม่แช่น้ำ ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนสำหรับตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นต่ำกว่า OMC



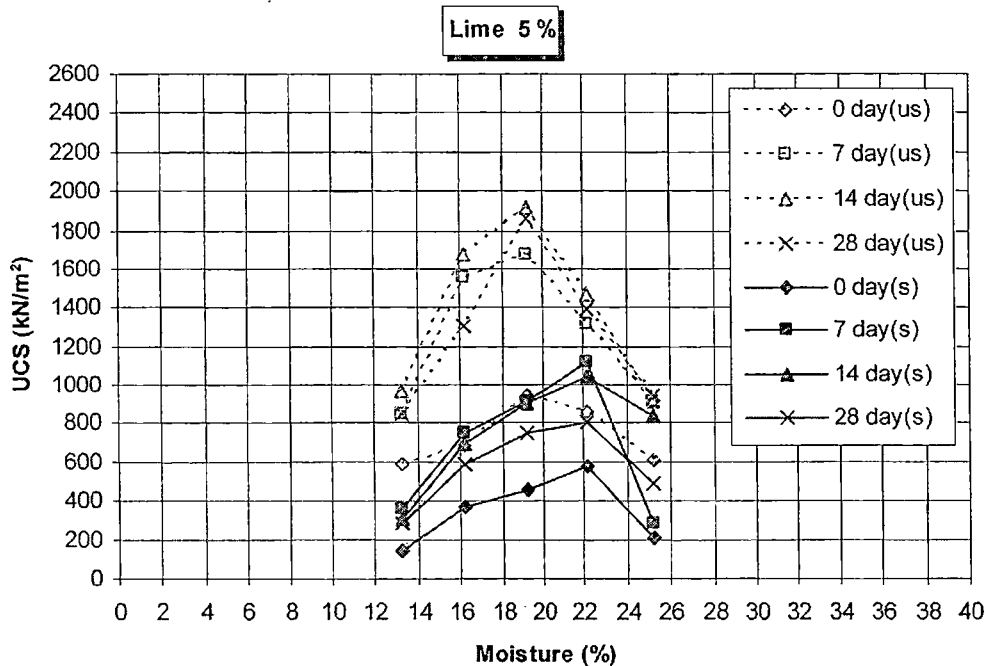
รูปที่ 4-5 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ



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

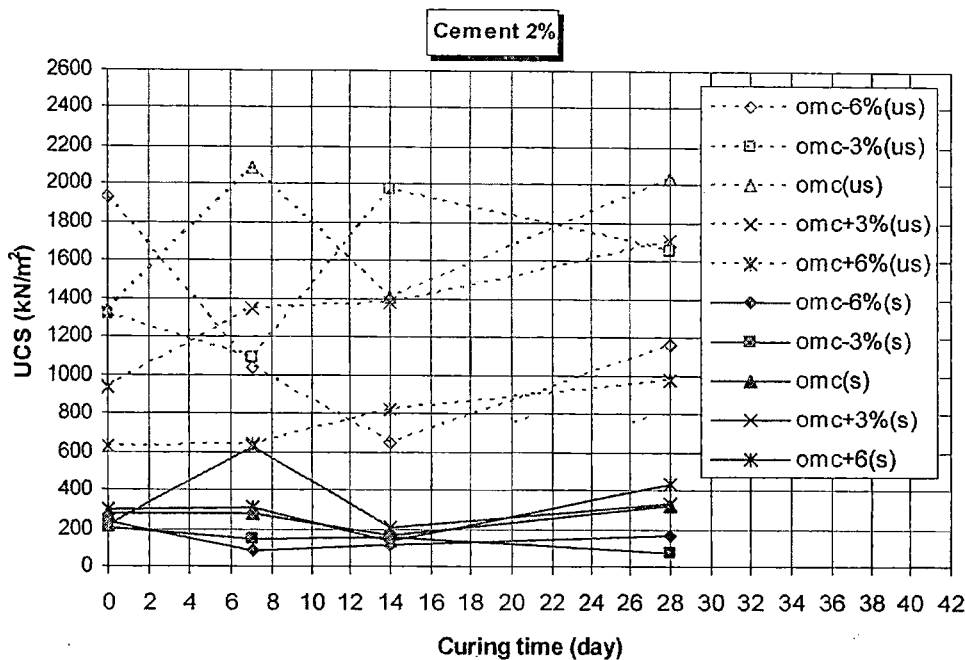
สภาพหลวมๆ และมีการพัฒนากำลังที่ช้า (Diamond and Kinter, 1965) จึงทำให้ปริมาณความชื้นบดอัดที่ OMC มีอิทธิพลมากที่สุด ค่า UCS (Unsoaked) ค่อนข้างใกล้เคียงกับดินที่ไม่มีการผสมปูนขาว แต่สำหรับดินตัวอย่างในสภาพแน่น การพัฒนากำลังของดินได้จากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับความชื้นบดอัดและความชื้นจากการแช่น้ำ จึงทำให้ปริมาณความชื้นที่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



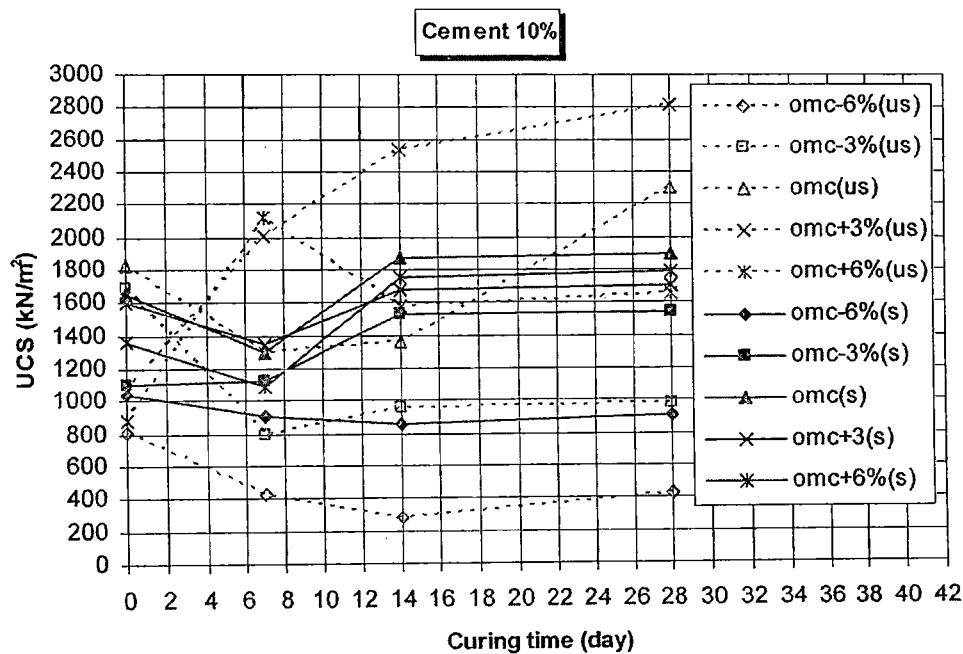
รูปที่ 4-7 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า UCS ของดินผสมปูนขาว

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 ทั้งนี้ผลการทดลองดังกล่าวขึ้นอยู่กับอัตราส่วนที่เหมาะสมของน้ำได้ทำปฏิกิริยากับปูนซีเมนต์และระยะเวลาในการพัฒนากำลังจากปฏิกิริยาที่เพียงพอ (Moh, 1965)



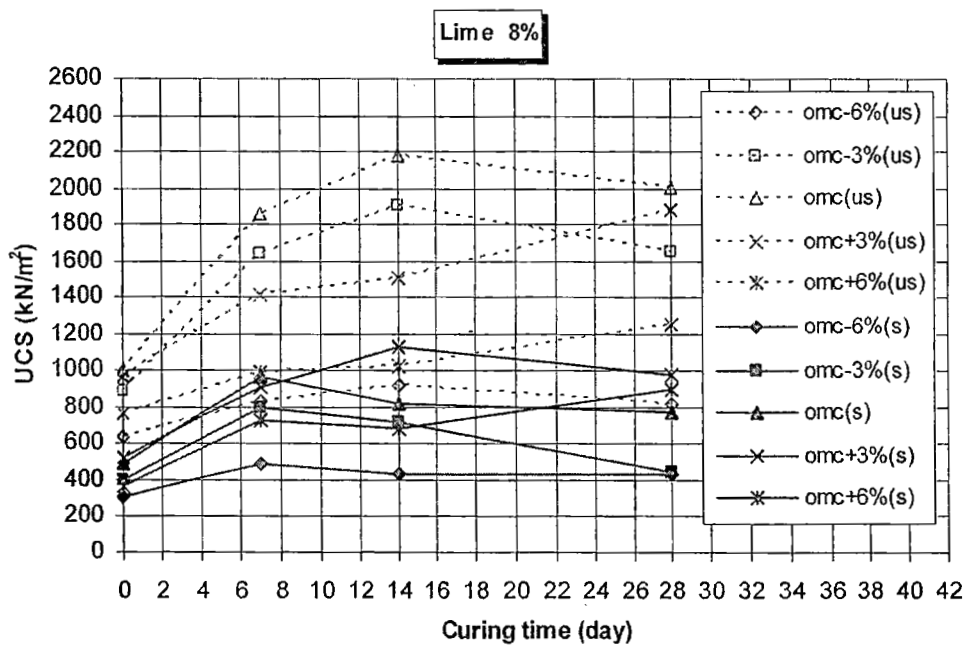
รูปที่ 4-8 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า UCS ของดินผสมซีเมนต์ปริมาณต่ำ



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)

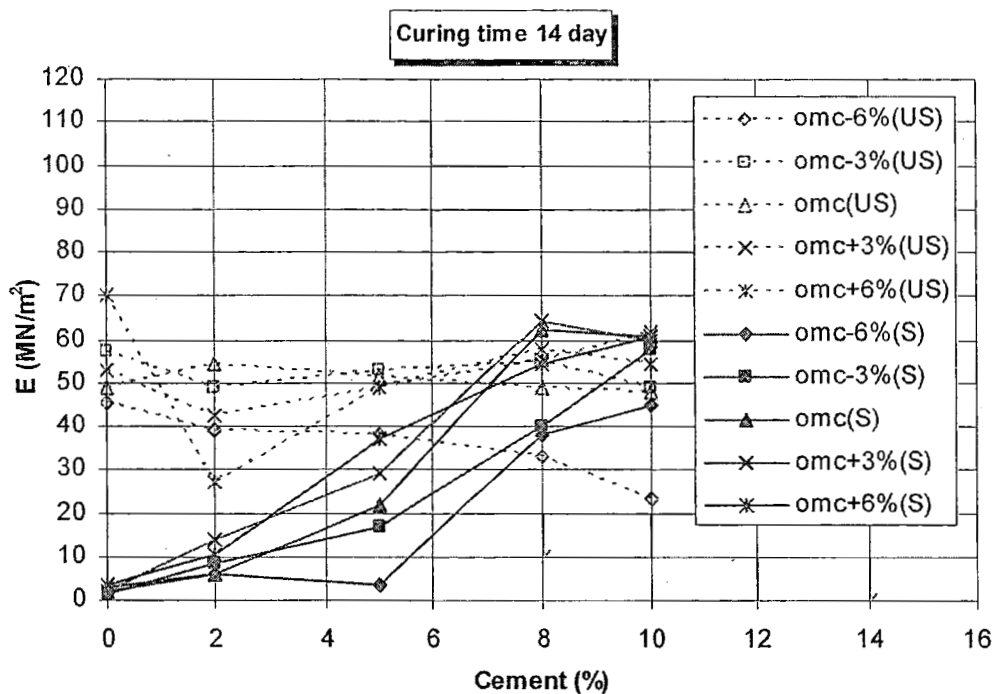
เมื่อบ่มเป็นระยะเวลามากกว่า 14 วัน ค่า UCS (Unsoaked) จะค่อนข้างคงที่ โดยตัวอย่างที่บดอัดด้วยความชื้นที่ OMC จะมีค่า UCS (Unsoaked) มากที่สุดทุกปริมาณปูนขาวที่ผสม ทั้งนี้อาจเป็นผลมาจากการทำปฏิกิริยาของปูนขาวกับน้ำ ก็จะได้สารประกอบ Calcium Silicate Hydrate (CSH) และสารประกอบ Calcium Aluminate Hydrate (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

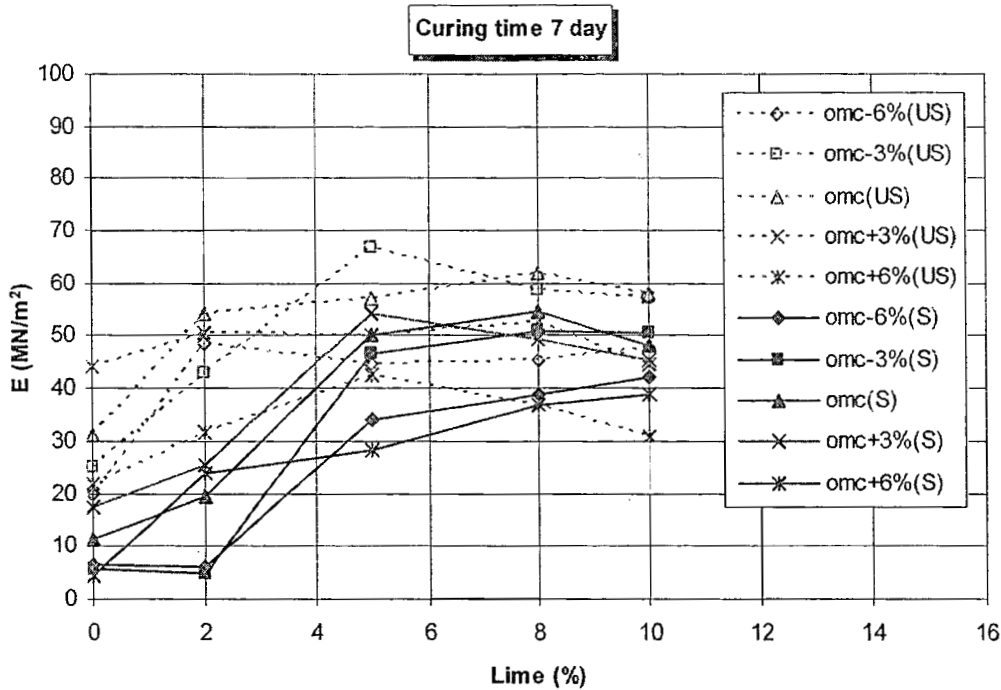
4.8 ผลของปริมาณสารผสมเพิ่มต่อค่า Young's Modulus (E)

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



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

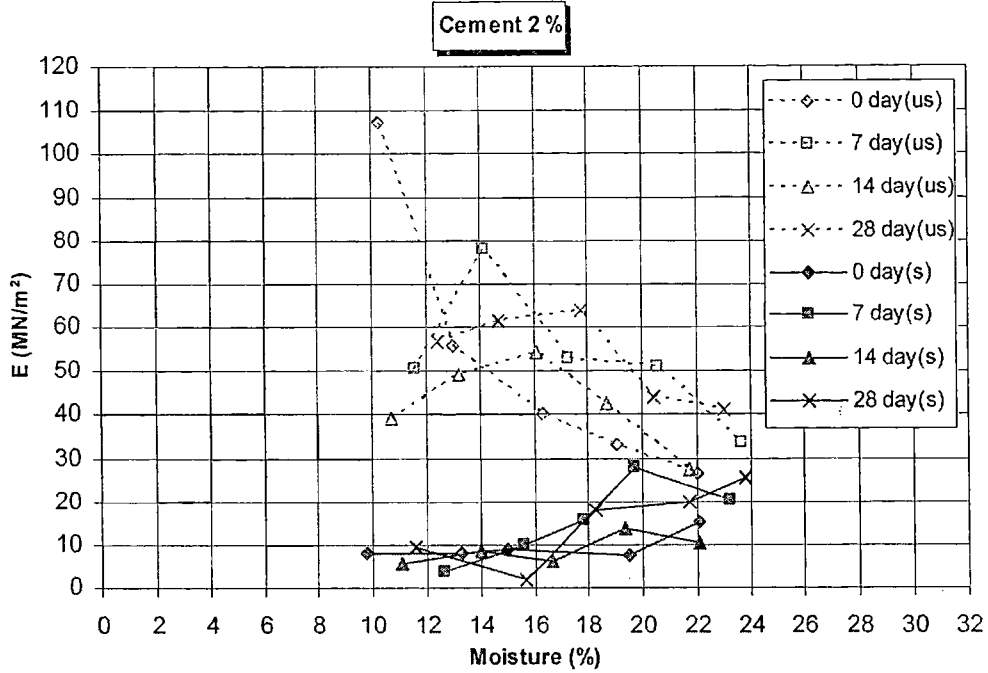
ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า E ดังรูปที่ 4-12 แสดงว่าเมื่อปริมาณปูนขาวน้อยกว่าหรือเท่ากับ 5% ค่า E (Soaked) จะเพิ่มขึ้น แต่เมื่อเพิ่มปริมาณปูนขาวมากขึ้นค่า E (Soaked) จะมีค่าสูงสุดที่ปริมาณปูนขาวผสม 8% เมื่อเพิ่มปริมาณมากขึ้นอีกค่า E (Soaked) ก็จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ แต่สำหรับค่า E (Unsoaked) มีแนวโน้มค่อนข้างคงที่หรืออาจจะลดลงบ้างเล็กน้อยเมื่อมีการเพิ่มปริมาณปูนขา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



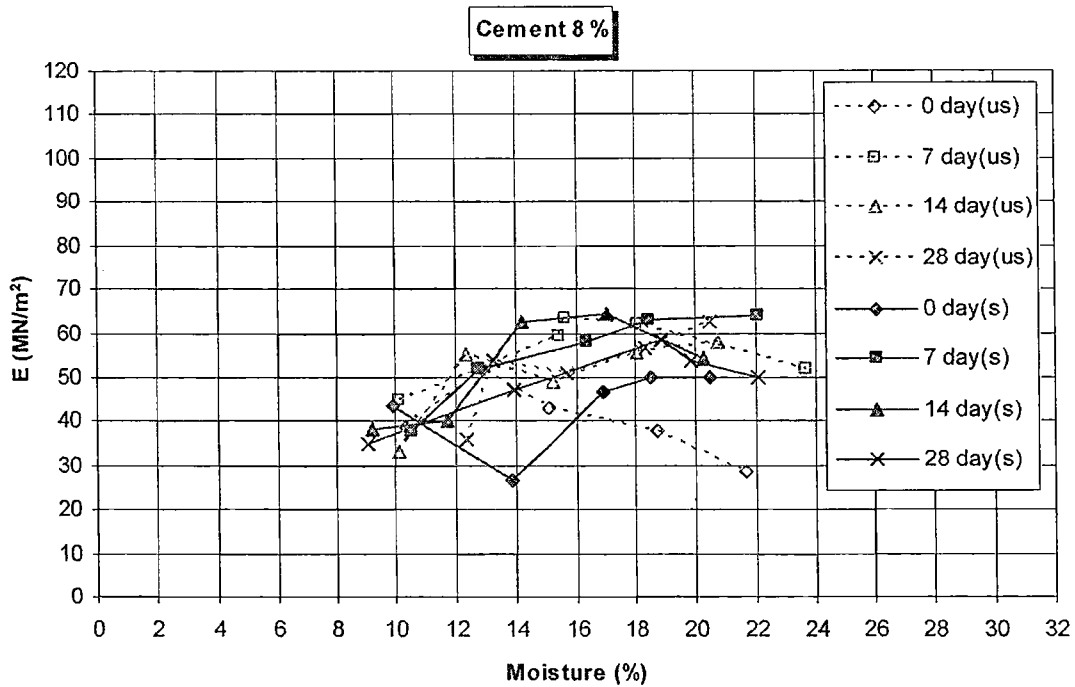
รูปที่ 4-12 ผลของปริมาณปูนขาวต่อค่า Young's Modulus (E)

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 ทำให้ดินอยู่ในสภาพที่อ่อนแองจึงส่งผลให้มีกำลังที่ลดลงตามไปด้วย สำหรับตัวอย่างที่มีปริมาณซีเมนต์ผสมสูง ๆ (8%, 10%) ดังรูปที่ 4-14 เมื่อบดอัดด้วยปริมาณความชื้นที่เพิ่มขึ้นจะมีผลทำให้ค่า E (Soaked) และ E (Unsoaked) มีค่าใกล้เคียงกันมาก ทั้งนี้เนื่องจากอิทธิพลของอนุภาคปูนซีเมนต์ที่มากขึ้นสามารถเข้าไปแทนที่ช่องว่างระหว่างเม็ดดินได้มาก ประกอบกับการถูกบดอัดจึงทำให้ดินแน่นขึ้น ฉะนั้นเมื่อมีปริมาณความชื้นเพิ่มขึ้นก็จะมีผลมากนัก และจะมีค่า E สูงสุดอยู่ที่ปริมาณความชื้นบดอัดประมาณ OMC+3% เป็นความชื้นที่เหมาะสมในการนำไปใช้ทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ปริมาณสูง ๆ



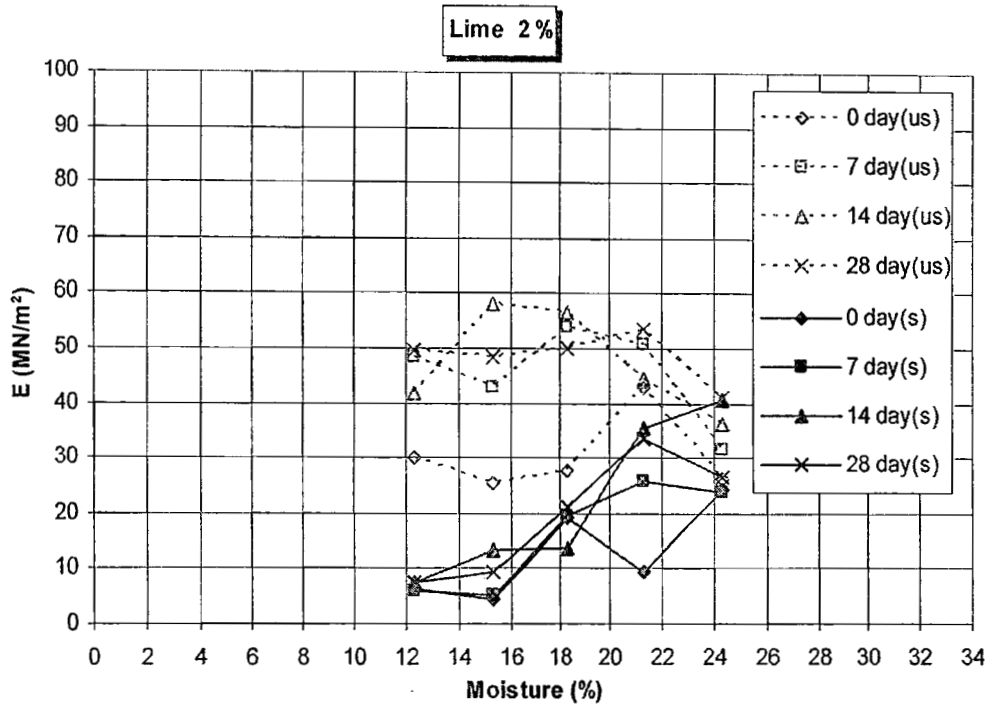
รูปที่ 4-13 ผลของปริมาณความชื้นบนอัตราค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์ต่ำ



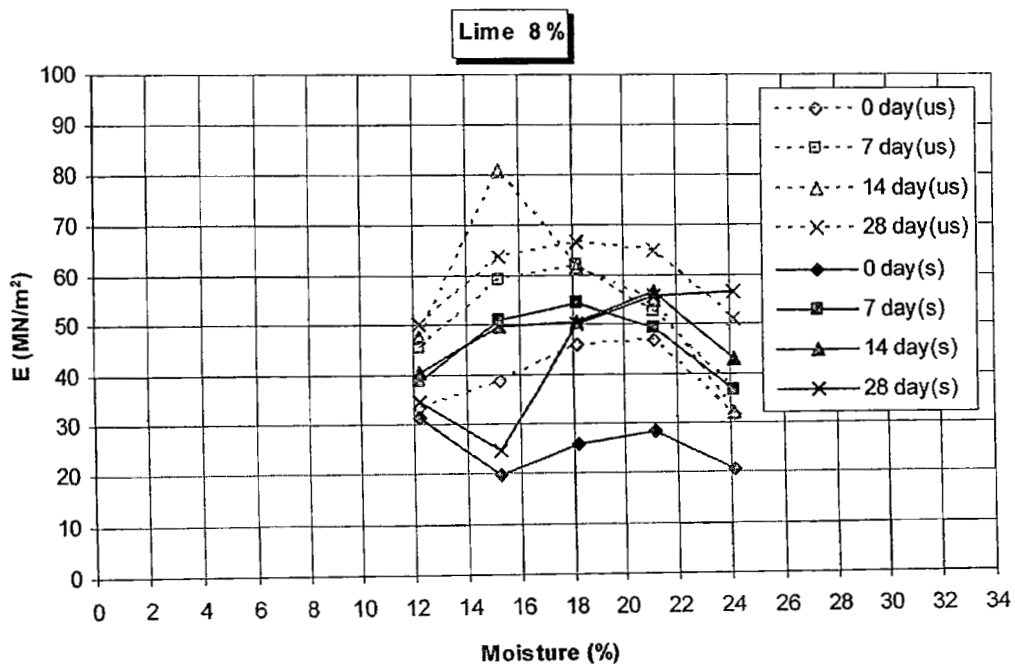
รูปที่ 4-14 ผลของปริมาณความชื้นบนอัตราค่า Young's Modulus (E) ของดินผสมซีเมนต์สูง

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)



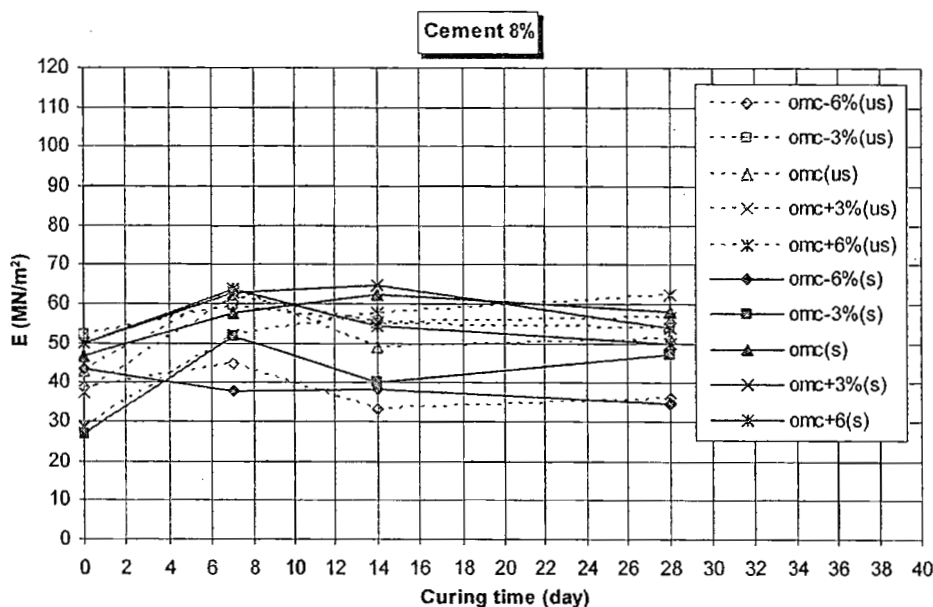
รูปที่ 4-15 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาวต่ำ



รูปที่ 4-16 ผลของปริมาณความชื้นบดอัดต่อค่า E ของดินผสมปูนขาวสูง

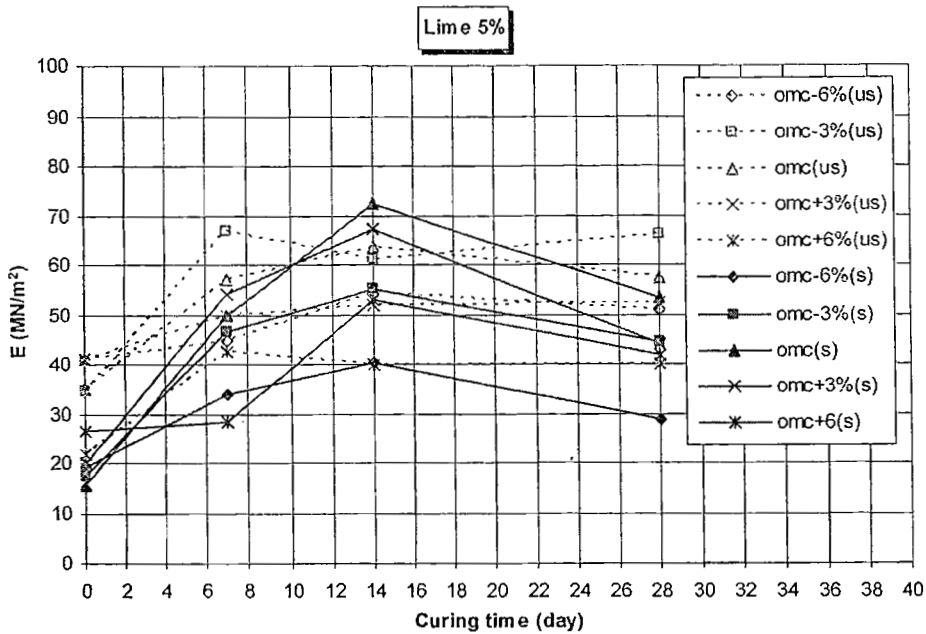
4.10 ผลของระยะเวลาการบ่มต่อค่า Young's Modulus (E)

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 แสดงว่าตัวอย่างสภาพแช่น้ำจะต้องใช้ระยะเวลาการบ่มอย่างน้อย 14 วันจึงจะให้ค่า E (Soaked) ที่เพิ่มขึ้นเมื่อบ่มนานขึ้นก็จะมีแนวโน้มค่อนข้างคงที่ แต่สำหรับค่า E (Soaked) ที่ลดลงนั้นเนื่องมาจากความไม่แน่นอนจากการทดสอบ สำหรับตัวอย่างสภาพไม่แช่น้ำจะต้องใช้ระยะเวลาการบ่ม 7 วันจึงจะทำให้มีค่า E (Unsoaked) มีค่าเพิ่มขึ้น ถ้าบ่มนานกว่านี้จะไม่ผลมากนักต่อค่า 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

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. ความรู้ชุดดินไทยชุดดินจัดตั้งภาคเหนือ. แหล่งที่มา: http://www.ddd.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 สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย.
- ชนิตวารรณ อ่ำเอี่ยม และธีระเชษฐ์ ศรีธวัชพงศ์. 2530. การปรับปรุงคุณสมบัติของดินด้วยปูนขาว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี. กรุงเทพฯ.
- ทรงพล บุญมาดี. 2529. ความสัมพันธ์ระหว่าง UCS กับ Unsoaked CBR ของดินลูกรังผสมซีเมนต์. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- ธนศักดิ์ ไฝ่กระโทก. 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 ว. 125 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- , และพิชิต ลัทธิสุงเนิน. 2534. คุณลักษณะความเค้น ความเครียด และกำลังของดินแกรนิตผสมซีเมนต์. รายงานฉบับที่ ว. 126 กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- , และสมบัติกระแสด จรัสกร. 2544. กำลังรับแรงอัดของดินซีเมนต์ที่มีความหนาแน่นแตกต่างกัน. รายงานฉบับที่ วพ. 188 ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- , และอนันต์ ทวีวรรณสถไส. 2543. คุณสมบัติความเค้นความเครียดของวัสดุปรับปรุงคุณภาพด้วยซีเมนต์ภายใต้การทดสอบกำลังรับแรงอัดแนวตั้ง. รายงานวิจัย ศูนย์วิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.

- , และ ฤทธิชาร์ต ตีอำมาตย์. 2533. ความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ Unsoaked CBR ของดินเหนียวเซลผสมปูนขาว. รายงานฉบับที่ วว. 124. กองวิเคราะห์และวิจัย กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- บุญเทพ นานะรังสรรค์. 2539. การปรับปรุงคุณภาพดิน, น. 372-374. ใน Foundation Engineering and Tunneling. ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเชียงใหม่. พิมพ์ครั้งที่ 5. รุ่งแสงการพิมพ์, เชียงใหม่.
- ประสิทธิ์ ภูประทุม. 2537. อิทธิพลของวิธีผสมและเวลาบ่มต่อดินซีเมนต์. รายงานฉบับที่ วพ.137. ศูนย์วิจัยและพัฒนางานทาง, กรมทางหลวง, กรุงเทพฯ.
- แผนที่ไทย. 2549. แผนที่จังหวัดภาคเหนือของประเทศไทย. แหล่งที่มา: http://www.panteethai.com/northern_thailand/map.html, February 10, 2006.
- พานิช วุฒิพุกษ์, นรินทร์ ศรีตอกไม้, มนตรี ฝ่ายอุปการะ และจตุรงค์ เสาวภาคย์ไพบูลย์. 2547. การศึกษาผลกระทบของปูนขาว ปูนซีเมนต์ซีลิก้า และปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทที่ 1 ต่อความสามารถในการซึมน้ำของดินกำแพงแสน. วารสารวิชาการพระจอมเกล้าพระนครเหนือ 2: 37-45.
- ภาณุวัฒน์ สุริยฉัตร และธาดาพงศ์ ประถมวงษ์. 2546. ผลกระทบของการหน่วงเวลาก่อนการบดอัดต่อกำลังของดินซีเมนต์เปรียบเทียบกับดินซีเมนต์ผสมสาร Renolith. วารสารวิจัยและพัฒนา มจร. 3: 331-321.
- , และสำราญ มีถ่อง. 2547. คุณสมบัติธรณีเทคนิคของดินเหนียวบางกอกผสมปูนขาว. วารสารวิจัยและพัฒนา มจร. 1: 3-16.
- มนตรี ฝ่ายอุปการะ. 2546. การลดความซึมน้ำของดินกำแพงแสนด้วยปูนขาว ซีลิก้าซีเมนต์ 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 ช่อวีเชียร. 2539. ปูนซีเมนต์. คอนกรีตเทคโนโลยี. พิมพ์ครั้งที่ 8. ม.ป.ท., กรุงเทพฯ.
- . 2545. คอนกรีตเสริมเหล็ก. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน. พิมพ์ครั้งที่ 2. ม.ป.ท., กรุงเทพฯ.
- ศุภกิก นนทนานันท์. 2543. การปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัวเพื่อใช้ในงานเชื่อมดิน. การปรับปรุงคุณภาพดินและการใช้วัสดุเสริมแรงใยสังเคราะห์. มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรีร่วมกับสถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย, กรุงเทพฯ.
- สมบูรณ์ มั่นความดี, ผจงจิต ศรีสุข, คะนิงนิจ เกกะนันท์ และอร่ามศรี พัดนโสภณ. 2541. การเกิดดินกระจายตัวในจังหวัดลำปางและแนวทางในการปรับปรุงดินกระจายตัว. รายงานวิจัย. ฝ่ายดินด้านวิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนากรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.
- สันติ กวินวงศ์ไพบูลย์. 2540. การปรับปรุงคุณภาพดินกระจายตัวด้วยปูนขาวสำหรับงานเชื่อมดินถม. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- สยาม ต้าโพธิ์, สุเทพ คูวิจิตรจางู และอำนาจ แสนบัวหลวง. 2541. การปรับปรุงคุณภาพทรายถมโดยใช้ซีเมนต์ สารโพลีเมอร์ และ Fly ash. โครงการปริญญาวิทยาศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, กรุงเทพฯ.
- สยาม ยิ้มศิริ และ รุเชียร 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 สำนักงานอธิการบดี มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ, กรุงเทพฯ.
- อร่ามศรี พัฒนโสภณ. 2541. ดินกระจายตัวในประเทศไทย. เอกสารวิชาการ. ฝ่ายดินด้านวิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.
- ___, สมบูรณ์ มั่นความดี และผจงจิต ศรีสุข. 2541. การศึกษาการเกิดดินกระจายตัว. รายงานวิจัย. ฝ่ายดินด้านวิทยาศาสตร์ สำนักวิจัยและพัฒนา กรมชลประทาน, กรุงเทพฯ.
- ฤทธิ์ชาร์ต ดีอำมาตย์. 2532. ความสัมพันธ์ระหว่าง Unconfined Compressive Strength กับ Unsoaked CBR ของดินเหนียวสมปนขาว. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี.
- ฤทธิ์เดช 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.
- 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.
- 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. "Moisture-Density, Moisture-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/englishhtml/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 Resaerch 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.