วิศวกรรมสารฉบับวิจัยและพัฒนา
Engineering Journal of Research and Development
วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์
The Engineering Institute of Thailand under H.M. The King's Patronage
ปีที่ 31 ฉบับที่ 1 มกราคม-มีนาคม 2563
Volume 31 Issue 1 January-March 2020
Received 22 April 2019
Revised 19 July 2019
Accepted 31 July 2019
Physical Sciences

การออกแบบโครงสร้างส่วนล่างของทางรถไฟแบบมีหินโรยทางโดยพิจารณาจากสมรรถนะของดินพื้นทาง

DESIGN OF BALLASTED RAILROAD SUBSTRUCTURE BASED ON ENGINEERING PERFORMANCE OF SUBGRADE SOIL

พงษ์พิพัฒน์ อานันทนสกุล[1*] และ กิตติยา สุตะพันธ์[2]
[1]ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยมหิดล
[2]บริษัท ซีทีซีไอ (ประเทศไทย) จำกัด
*Corresponding author: pongpipat.ana@mahidol.ac.th

บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอวิธีกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคสำหรับโครงสร้างทางรถไฟแบบมีหินโรยทาง โดยพิจารณาถึงสมรรถนะของชั้นดินพื้นทางที่เปลี่ยนแปลงไปตามอายุการใช้งาน วิธีการนี้ได้จากการปรับปรุงแนวทางออกแบบของ Li and Selig เพื่อใช้สำหรับทางรถไฟชนิดกว้าง 1.000 m โดยจำลองพฤติกรรมทางกลของโครงสร้างทางรถไฟที่สำคัญ 2 ประการ ได้แก่ 1) การสะสมความเครียดแบบพลาสติกในชั้นดินพื้นทางภายใต้สภาพความเค้นจากการใช้ทาง และ 2) ลักษณะการกระจายตัวของความเค้นจากน้ำหนักกดเพลาในโครงสร้างทาง การศึกษานี้จำลองการสะสมความเครียดแบบพลาสติกด้วยสมการกำลัง และวิเคราะห์ความเค้นในโครงสร้างทางด้วยแบบจำลองทางรถไฟชนิดอีลาสติก 3 มิติ โดยเปลี่ยนตัวแปรการวิเคราะห์ให้ครอบคลุมสภาพทางและลักษณะการใช้งานที่หลากหลาย เมื่อผนวกผลจากทั้งสองส่วนเข้าด้วยกัน จะได้มาซึ่งวิธีและชุดกราฟออกแบบสำหรับกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคที่เพียงพอ ที่จะสามารถป้องกันการเคลื่อนตัวและการพังวิบัติของชั้นดินพื้นทางอันเกิดจากน้ำหนักผ่านทางสะสมที่มากเกินไป กราฟออกแบบชุดนี้เหมาะสมกับบริบทและสภาพการใช้ทางรถไฟของประเทศไทยโดยเฉพาะ

คำสำคัญ: ความหนาชั้นหินอนุภาค, ชั้นดินพื้นทาง, ความเครียดแบบพลาสติก, ความเค้น, ทางรถไฟกว้าง 1.000 m

ABSTRACT

This paper presents a design procedure to determine the thickness of granular layer of ballasted railroad track based on the engineering performance of subgrade soil. The present procedure is a modification of Li and Selig method and is developed particularly for meter-gauge railroad tracks. It reflects and models two key aspects of the mechanical track response: 1) development of permanent or plastic strains of the subgrade soil subject to accumulated traffic loads and 2) stress-distribution characteristics in the track structure. A realistic three-dimensional model of railroad track based on elasticity theory is employed to analyze the stresses, while the accumulation of plastic strain of the subgrade soil is modeled by a power function. The modeling results, when combined together, render a robust method to determine granular layer thickness that is sufficient to prevent excessive deformations and subsequent failure of the subgrade.

Pongpipat Anantanasakul[1*] and Kittiya Sutapun[2]
[1]Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University
[2]CTCI (Thailand) Company Limited

Design charts based on the present methodology and suitable for the typical service conditions for railroad tracks in Thailand are introduced and provided.

KEYWORDS: Granular-layer thickness, Subgrade, Plastic strain, Stress, Meter-gauge railroad track

1. บทนำ

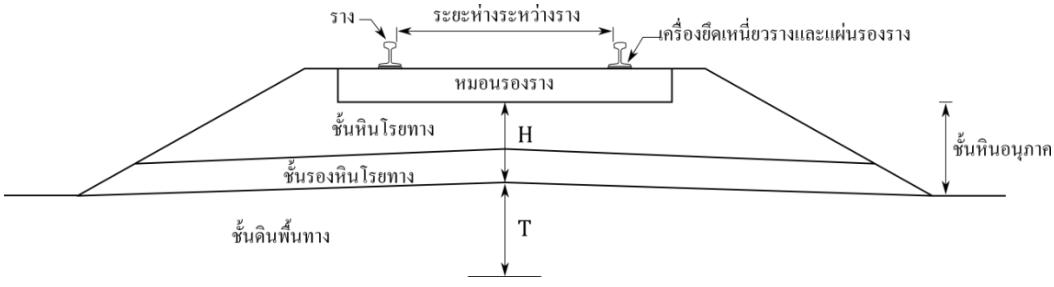
ขนาดเศรษฐกิจและจำนวนประชากรของประเทศไทยที่ขยายตัวอย่างต่อเนื่องในช่วง 4-5 ทศวรรษที่ผ่านมาทำให้ความต้องการในการขนส่งผู้คนและสินค้าภายในประเทศเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ในปัจจุบันพบว่ามากกว่าร้อยละ 80 ของการขนส่งทั้งหมดเกิดขึ้นในระบบถนน แม้ว่าจะมีความพยายามขยายความสามารถในการให้บริการของระบบถนนอย่างต่อเนื่อง แต่ก็ไม่สามารถรองรับกับความต้องการใช้งานที่เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดสภาพการจราจรที่แออัดและมีอัตราการเกิดอุบัติเหตุสูง ส่งผลกระทบต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนชาวไทยอย่างประเมินค่ามิได้ นอกจากนี้ราคาเชื้อเพลิงในท้องตลาดมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นมาโดยตลอด ทำให้ต้นทุนในการขนส่งของประเทศไทยซึ่งอาศัยระบบถนนเป็นหลักอยู่ในระดับที่สูงกว่าประเทศอื่นๆ มาก สิ่งเหล่านี้ฉุดรั้งการพัฒนาคุณภาพชีวิตของประชาการประเทศไทย และส่งผลให้ความสามารถในการแข่งขันทางเศรษฐกิจของไทยในตลาดโลกต่ำกว่าที่ควรจะเป็น

การขนส่งระบบรางมีความปลอดภัยและมีต้นทุนต่อหน่วยต่ำกว่าระบบถนนอย่างมีนัยยะสำคัญ [1] อีกทั้งการขนส่งทางรางยังสามารถใช้พลังงานทางเลือกอื่นๆ ทดแทนน้ำมันได้ และสามารถเป็นกลไกสำคัญในการพัฒนาผังเมือง และการใช้ประโยชน์ที่ดินให้เป็นระบบระเบียบมากขึ้น รัฐบาลไทยได้เล็งเห็นประโยชน์เหล่านี้ที่จะเพิ่มขีดความสามารถในการแข่งขันของประเทศ และยกระดับคุณภาพชีวิตประชาชน จึงได้ผลักดันนโยบายพัฒนาระบบขนส่งทางรางของประเทศไทยให้ทันสมัยและมีประสิทธิภาพสูงขึ้น ส่วนสำคัญของนโยบายนี้คือการพัฒนาระบบทางรถไฟให้เป็นระบบทางคู่ ก่อสร้างเส้นทางสายใหม่ พร้อมทั้งนำขบวนรถโดยสารและขบวนรถสินค้าที่มีความเร็วและน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นมาใช้งาน

องค์ประกอบสำคัญสำหรับการเดินรถไฟที่ปลอดภัย มีประสิทธิภาพและตรงต่อเวลา คือการมีระบบทางรถไฟที่มีสมรรถนะที่ดี เหมาะสมกับลักษณะการใช้ทาง รวมถึงมีคุณภาพการขับขี่สูงและสม่ำเสมอเมื่อยังอยู่ในช่วงอายุออกแบบ ทางที่ได้รับการออกแบบอย่างเหมาะสมนั้นจะเกิดคลาดเคลื่อนน้อยและมีค่าบำรุงรักษาต่ำ ระบบทางรถไฟที่มีปัญหาจนต้องลดความเร็วหรือเบารถขณะใช้งาน หรือต้องปิดซ่อมแซมบ่อยครั้งนำมาซึ่งความเสียหายทางเศรษฐกิจ ความเชื่อมั่น และความสามารถในการให้บริการของผู้ประกอบการเดินรถอย่างยิ่งยวด ดังนั้นผู้ที่เกี่ยวข้องจึงควรพิจารณาออกแบบทางรถไฟให้ถูกต้องตามหลักวิศวกรรม โดยคำนึงถึงปัจจัยต่างๆ ซึ่งมีผลกระทบต่อสมรรถนะของโครงสร้างทางจากน้ำหนักผ่านทางสะสมที่เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ

ทางรถไฟแบบมีหินโรยทางเป็นชนิดทางที่ใช้เป็นหลักในระบบโครงสร้างพื้นฐานทางรางของประเทศไทย ในด้านวิศวกรรมโยธา องค์ประกอบของทางชนิดนี้สามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วน ดังแสดงในรูปที่ 1 กล่าวคือ 1) โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) อันประกอบไปด้วย ราง (Rail) แผ่นรองราง (Rail pad) เครื่องยึดเหนี่ยวราง (Fastener) และหมอนรองราง (Tie) และ2) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) ซึ่งหมายถึง ชั้นหินโรยทาง (Ballast) ชั้นรองหินโรยทาง (Subballast) และดินพื้นทาง (Subgrade) ชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทางซึ่งสามารถเรียกรวมกันได้ว่าชั้นหินอนุภาค (Granular layer) ก่อสร้างด้วยการบดอัดหินและวัสดุหินปนดินให้มีรูปหน้าตัดทางเรขาคณิตที่เหมาะสม มีความหนาแน่น และมีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกเพียงพอที่จะแบกทานน้ำหนักจากการจราจรของรถไฟซึ่งกระจายตัวผ่านโครงสร้างส่วนบน ดินพื้นทาง (Subgrade) ก่อสร้างด้วยการลอกวัสดุที่ไม่พึงประสงค์ เช่น วัชพืช รากไม้ ดินเลน หรือวัสดุอื่นๆ ที่อาจก่อให้เกิดการยุบตัวที่คาดการณ์ไม่ได้ออกไป จากนั้นบดอัดดินที่มี

อยู่ในบริเวณก่อสร้างเดิม หรือเป็นดินคัดเลือกมาจากแหล่งยืมอื่นเพื่อให้มีความหนาแน่นและกำลังแบกทานที่เหมาะสม ในทางปฏิบัตินั้น ดินพื้นทางอาจจะเป็นคันทาง (Embankment) ที่ถูกยกขึ้นจากชั้นดินเดิมเพื่อให้ได้ระดับตามที่ต้องการ หรืออาจเป็นชั้นดินเดิมที่ได้รับการปรับปรุง เตรียมผิวดิน และวางร่องระบายน้ำด้านข้างตามแนวยาวของทางเรียบร้อยแล้ว ทางรถไฟที่พบปัญหาความคลาดเคลื่อนสูงแทบทั้งหมดเกิดจากปัญหาการเคลื่อนตัวของดินพื้นทาง [2-3] การซ่อมบำรุงชั้นดินพื้นทางทำได้ยากและมีค่าใช่จ่ายสูงกว่าการซ่อมบำรุงชั้นหินอนุภาคอย่างมาก [4] ดังนั้นจึงควรออกแบบโครงสร้างทางรถไฟเพื่อปกป้องชั้นดินพื้นทาง โดยคำนึงถึงพฤติกรรมภายใต้สภาพการใช้งานที่เพิ่ม อันจะนำมาซึ่งทางรถไฟที่มีสมรรถนะดี เหมาะสมกับลักษณะการใช้ทาง และมีคุณภาพการขับขี่สูงดังที่ได้กล่าวไป



รูปที่ 1 องค์ประกอบโครงสร้างทางรถไฟแบบมีหินโรยทาง ชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทางเรียกรวมกันว่าชั้นหินอนุภาค ซึ่งมีความหนา H

บทความนี้จะได้นำเสนอวิธีการออกแบบโครงสร้างส่วนล่างสำหรับทางรถไฟแบบมีหินโรยทาง ซึ่งพิจารณาการกระจายตัวของน้ำหนักจากการจราจรของรถไฟ รวมถึงการเคลื่อนตัวของชั้นดินพื้นทางที่สืบเนื่องกัน วิธีการออกแบบนี้พัฒนาและปรับปรุงเพื่อให้ใช้งานกับทางขนาดกว้าง 1.000 m (Meter-gauge track) โดยเฉพาะ ผลที่ได้จากการศึกษาค้นคว้าจะอยู่ในรูปของกราฟออกแบบสำหรับกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาค ซึ่งเหมาะกับบริบทและสภาพการใช้งานของทางรถไฟในประเทศไทย ในส่วนท้ายของบทความจะได้นำเสนอตัวอย่างการใช้งานกราฟออกแบบ ซึ่งนอกจากจะใช้กำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคดังที่ได้กล่าวไปแล้ว ยังสามารถใช้ประเมินอายุการใช้งานของทางโดยพิจารณาถึงสมรรถนะของชั้นดินพื้นทางอีกด้วย

2. แนวทางการออกแบบทางรถไฟแบบมีหินโรยทางที่มีมาแต่เดิม

เมื่อรถไฟเคลื่อนที่ผ่าน น้ำหนักล้อจะกระจายตัวในรูปของความเค้นผ่านพื้นที่สัมผัสที่ราง แผ่นรองราง หมอนรองราง และต่อเนื่องไปถึงชั้นหินโรยทาง ชั้นรองหินโรยทาง และชั้นดินพื้นทาง ความแข็งเกร็ง (Stiffness) ขององค์ประกอบทางแต่ละส่วนและพื้นที่สัมผัสที่ใหญ่ขึ้นส่งผลให้ความเค้นที่กระจายตัวลงไปตามชั้นโครงสร้างทางลดลงไปตามความลึก โดยปกติความเค้นที่ผิวสัมผัสระหว่างล้อกับรางจะอยู่ในระดับ 10^6 kPa และความเค้นจะลดลงมาอยู่ในช่วง 10^2 kPa ที่ผิวสัมผัสระหว่างหมอนรองรางกับชั้นหินโรยทาง ที่ผิวดินพื้นทางความเค้นจากน้ำหนักรถไฟจะเหลืออยู่ในระดับ 10^1 kPa [3][5]

การกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคตามวิธีดั้งเดิม น้ำหนักล้อพลวัต (Dynamic wheel load P_d) คำนวณจากค่ากระแทก (Impact factor ϕ) และน้ำหนักล้อสถิตของรถไฟ (Static wheel load P_s) ในรูป $P_d = \phi P_s$ โดยปกติแล้วค่า ϕ จะมากกว่าหนึ่งและเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามความเร็วรถและการเสื่อมสภาพของทางที่เพิ่มขึ้น [2-3] เมื่อทราบ P_d แล้วจึงคำนวณน้ำหนักกดหมอนรองราง

(Rail seat load q_r) ซึ่งโดยปกติจะเป็นฟังก์ชันของระยะห่างระหว่างหมอนรองรางและความแข็งเกร็งของทาง (Track stiffness) กล่าวคือเมื่อระยะห่างระหว่างหมอนรองรางมากขึ้นและความแข็งเกร็งต่ำ รางจะแอ่นตัวและทำให้เกิดแรงกดที่หมอนรางมากตามไปด้วย ต่อมาจึงใช้ค่า q_r เพื่อคำนวณความเค้นในแนวดิ่งที่ผิวสัมผัสระหว่างหมอนรองรางกับชั้นหินโรยทาง (Tie-ballast interface stress p_b) โดยที่ปริมาณของ p_b ขึ้นอยู่กับขนาดพื้นที่สัมผัสใต้หมอนรองรางและความแข็งเกร็งของชั้นหินโรยทาง [6]

ขั้นตอนต่อมาเป็นการกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคที่เพียงพอ ที่จะทำให้ความเค้นที่กระจายตัวมาสู่ชั้นดินพื้นทางไม่ทำให้ดินเคลื่อนตัวมากเกินไป (Excessive deformation) หรือพังวิบัติ (Failure) ซึ่งหากชั้นดินพังวิบัติ ชั้นหินอนุภาคและโครงสร้างส่วนบนจะเคลื่อนตัวตามลงมา ทำให้ระดับของรางเลื่อนออกจากระนาบปกติ และส่งผลให้ความคลาดเคลื่อนของทาง (Track irregularity) เพิ่มทวีขึ้น ทางรถไฟจะมีคุณภาพการขับขี่ลดต่ำลง หลักการกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคดังที่ได้อธิบายไปแล้ว สามารถเขียนในรูปความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์ คือ $\sigma = f(p_b, H) \leq \sigma_a$ โดยที่ σ คือ ความเค้นที่ผิวสัมผัสระหว่างชั้นหินอนุภาคกับชั้นพื้นทาง พารามิเตอร์ H คือ ความหนาชั้นหินอนุภาค และ σ_a คือ กำลังแบกทานปลอดภัยของดิน มีการเสนอรูปแบบของฟังก์ชัน $f(p_b, H)$ เพื่อคำนวณความเค้นใต้ชั้นหินอนุภาคไว้ ซึ่งแบ่งออกได้เป็น 3 กลุ่มได้แก่

1) กลุ่มกระจายแรง (Load spread) ฟังก์ชัน $f(p_b, H)$ รูปแบบนี้พัฒนาจากสมมุติฐานที่ว่า ความเค้นในแนวดิ่งจากหมอนรองรางกระจายตัวลงไปในชั้นหินอนุภาค และกระทำตั้งฉากต่อพื้นที่ระนาบที่ขยายใหญ่ขึ้นตามความลึก เกิดเป็นขอบเขตการกระจายตัวของความเค้น (Stress transmission envelope) รูปสี่เหลี่ยมคางหมูมีความชัน a H: 1V จากสมมุติฐานข้างต้นวิศวกรสามารถคำนวณความเค้นที่เกิดจากน้ำหนักล้อที่ใต้ชั้นหินอนุภาค คือ $\sigma = p_b BL/[(B + 2aH)(L + 2aH)]$ เมื่อ B คือ ความกว้างของหมอนรองราง และ L คือ ความยาว จากงานวิจัยในอดีตพบว่าค่าของพารามิเตอร์ a ที่เหมาะสมจะอยู่ระหว่าง 0.5-1.0 [3][6]

2) กลุ่มทฤษฎีอีลาสติก (Elasticity theory) โครงสร้างส่วนล่างของทางถูกสมมุติให้เป็นวัสดุอีลาสติกที่เป็นเนื้อเดียว ซึ่งขยายตัวออกไปด้านข้างและลึกลงไปไม่มีที่สิ้นสุด (Infinite half space) ความเค้นในแนวดิ่งที่ความลึก H ใต้หมอนรองรางได้จากการอินทิเกรตผลเฉลยของบูซิเนส (Boussinesq's solution) สำหรับแรงกระทำเป็นจุด (Point load) ให้เป็นแรงกระทำต่อพื้นที่ด้านล่างของหมอนรองรางรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า [7]

3) กลุ่มเชิงประจักษ์ (Empirical equation) ฟังก์ชัน $f(p_b, H)$ พัฒนาจากผลการตรวจวัดค่าความเค้นจริง โดยติดตั้งอุปกรณ์อ่านแรงดัน (Pressure plate) ใต้หมอนรองรางรถไฟ ที่ตำแหน่งภายในชั้นหินอนุภาค และที่ผิวชั้นดินพื้นทาง จากนั้นวัดความเค้นขณะมีน้ำหนักล้อสถิตที่ทราบปริมาณกระทำที่รางเหนือตำแหน่งที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดแรงดันดังกล่าว [3][5][9] ต่อมาจึงสร้างความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์ระหว่างความเค้นที่กระจายตัวในชั้นโครงสร้างกับความหนาของชั้นหินอนุภาค ตัวอย่างสมการเชิงประจักษ์ที่นิยมใช้มากในภาคอุตสาหกรรมได้แก่

Talbot's equation [8]

$$\sigma = \frac{p_b}{5.9H^{1.25}} \tag{1}$$

The Japanese National Railway (JNR) equation [10]

$$\sigma = \frac{50p_b}{10 + H^{1.35}} \tag{2}$$

เมื่อ p_b มีหน่วยเป็น kPa และ H มีหน่วยเป็น m ความถูกต้องแม่นยำของฟังก์ชัน $f(p_b, H)$ สำหรับกลุ่มเชิงประจักษ์จำกัดเฉพาะต่อสภาพแวดล้อมและปัจจัยที่วัดความเค้น ซึ่งขึ้นกับความกว้างราง ระยะระหว่างหมอน น้ำหนักกดล้อ และความเร็วรถ เป็นต้น สภาพการวัดนี้อาจต่างจากกรณีอื่นๆ เนื่องจากชนิดรถไฟและทางที่ใช้ต่างกัน ดังนั้นความแม่นยำของวิธีเชิงประจักษ์จึงอยู่ในระดับที่ไม่สูงมากนักสำหรับกรณีทั่วไป [3]

กำลังแบกทานปลอดภัยของดินกำหนดขึ้นตามความเหมาะสมเพื่อป้องกันการพังวิบัติของดินพื้นทาง ยกตัวอย่างเช่น The American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association [11] ได้แนะนำค่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของดินสำหรับใช้กับสมการที่ 1 เป็น 138 kPa ในส่วนของสมการที่ 2 The Japanese National Railway (JNR) กำหนดค่า σ_a เป็น 147 kPa ในปี 1985 Raymond [12] ได้นำเสนอกำลังรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของดินพื้นทางรถไฟ ซึ่งเปลี่ยนจากค่าคงที่ค่าเดียวให้แตกต่างกันสำหรับดินต่างชนิด เช่น ดินเหนียว (Clay) และ ตะกอนทรายหรือทรายแป้ง (Silt) เป็นต้น อย่างไรก็ตามการกำหนดให้ σ_a เป็นค่าคงที่สำหรับดินชนิดหนึ่งๆ ก็ยังขัดกับความเป็นจริงตามธรรมชาติ ที่กำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของดินอาจต่างจากจากค่าคงที่ที่กำหนด ขึ้นอยู่กับสภาพดิน เช่น ความชื้น หรือความหนาแน่นของดิน เป็นต้น

3. ลักษณะการเคลื่อนตัวและการพังวิบัติของชั้นดินพื้นทางรถไฟจากน้ำหนักผ่านทางที่เพิ่มขึ้น

จะสังเกตได้ว่าวิธีการกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคดังที่กล่าวข้างต้น มิได้พิจารณาอิทธิพลของน้ำหนักจากการจราจรของรถไฟที่กระทำสะสมเพิ่มขึ้น และมีผลต่อพฤติกรรมและสมรรถนะของดินพื้นทาง จากการศึกษาวิจัยโดย Office for Research and Experiments [13] Selig and Waters [2] Li and Selig [15] และ The American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association [11] พบว่าความเค้นจากน้ำหนักรถไฟที่กระทำซ้ำกับดินพื้นทางโดยเฉพาะดินอ่อน ได้แก่ ดินเหนียว และตะกอนทราย (หรือทรายแป้ง) ซึ่งมีความสามารถในการซึมผ่านของน้ำต่ำเกิดการนวดบีบตัว (Remolding) และมีการสะสมแรงดันน้ำระหว่างเม็ดดิน (Accumulation of pore water pressure) ทำให้ความเค้นประสิทธิผล (Effective stress) ในมวลดินลดต่ำลง ส่งผลให้โมดูลัสและกำลังรับแรงเฉือนของดิน (Shear strength) ลดลงตามไปด้วย ในกรณีเช่นนี้ดินพื้นทางจะเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้นและอาจพังวิบัติได้ในที่สุด การเคลื่อนตัวและการพังวิบัติที่สืบเนื่องกันของดินพื้นทางรถไฟที่พบได้ส่วนใหญ่ สามารถจำแนกออกได้เป็น 2 ลักษณะ (รูปที่ 2)

1) ดินพื้นทางพังวิบัติแบบเฉือน (Progressive shear failure)

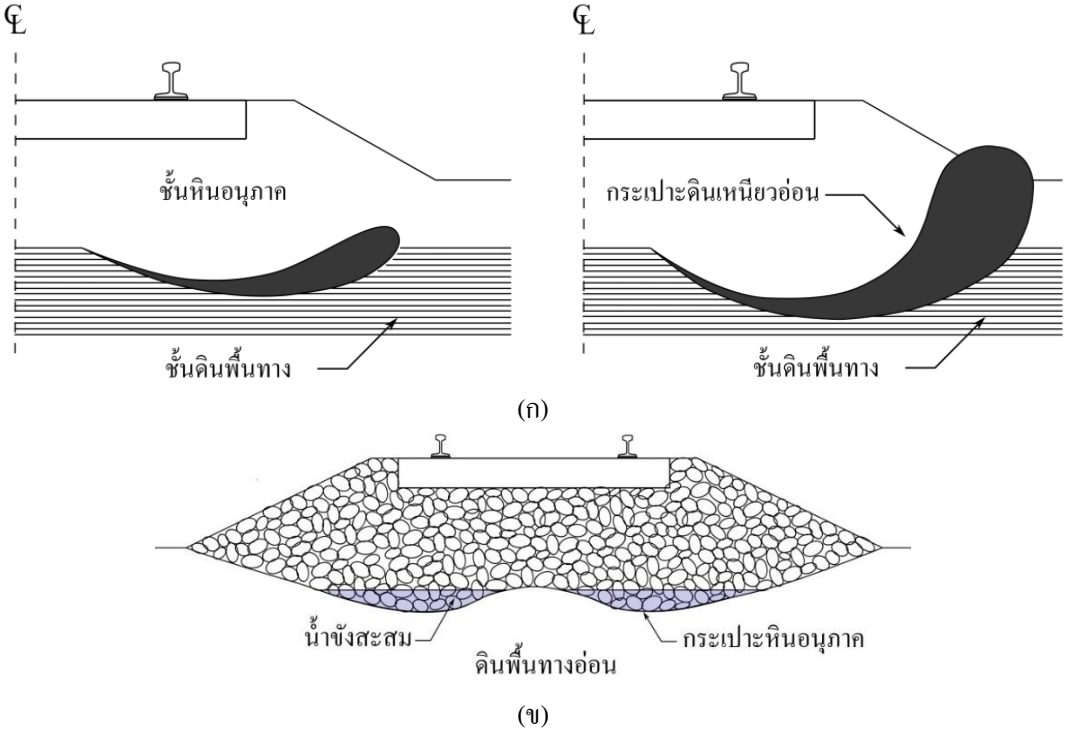
ความเค้นเฉือน (Shear stress) จากน้ำหนักการจราจรที่มากเกินไปและกระทำซ้ำไปมา ทำให้ดินพื้นทางถูกดันและผลักให้ปลิ้นออกบริเวณด้านข้างที่มีแรงต้านทานน้อยกว่า ดังแสดงในรูป 2ก เมื่อกระบวนการนี้พัฒนาเพิ่มขึ้นตามการใช้ทาง ผิวดินจะเกิดการเคลื่อนตัวแบบถาวร ทำให้เกิดกระเปาะดินอ่อนซึ่งถูกผลักออกมาอย่างต่อเนื่อง แทรกตัวอยู่ด้านชายขอบของชั้นหินอนุภาค ชั้นหินอนุภาคบริเวณใต้รางไปจนถึงปลายหมอนรองรางจะเคลื่อนตัวลงตาม ส่งผลให้รางยุบตัวอย่างไม่สม่ำเสมอ เกิดเป็นความคลาดเคลื่อน และทำให้คุณภาพการขับขี่ของทางลดลง

2) ดินพื้นทางเคลื่อนตัวมากเกินไป (Excessive deformation)

ความเค้นจากน้ำหนักรถไฟทำให้เกิดความเครียดแบบถาวรขึ้นในชั้นดินพื้นทาง โดยที่ชั้นดินจะเคลื่อนและยุบตัวสะสมเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เกิดเป็นแอ่งที่ผิวดินบริเวณใต้รางถึงปลายหมอนรองราง ชั้นหินอนุภาคจะเคลื่อนตัวตามและเกิดเป็นกระเปาะหิน (Ballast pocket) ดังแสดงในรูป 2ข แอ่งดินและกระเปาะหินที่เกิดขึ้นกักน้ำที่ไหลผ่านชั้นหินโรยทางลงมา ทำให้ปริมาณน้ำในดินสูงและกำลังของดินลดต่ำลง ดินพื้นทางจึงเคลื่อนตัวเพิ่มมากขึ้น นอกจากนี้ความเค้นจากน้ำหนักรถไฟยังทำให้ดินซึ่งมีความชื้นสูง

บีบนวดตัว กลายสภาพเป็นดินเหลว และฉีดแทรกขึ้นมาปนเปื้อนกับชั้นหินโรยทาง (Mud pumping) ส่งผลให้ช่องว่างระหว่างอนุภาคหินอุดตัน เกิดเป็นปัญหาการระบายน้ำ และเป็นตัวเร่งให้ปัญหาลักษณะเดิมทวีความรุนแรงขึ้น [14] โดยปกติแล้วการเคลื่อนตัวของดินพื้นทางมักเกิดแบบค่อยเป็นค่อยไป และสะสมจากผิวชั้นดินพื้นทางลงไปจนถึงระดับความลึก 4.5-6 m จากการศึกษาวิจัยพบว่าความคลาดเคลื่อนของทางจากดินพื้นทางเคลื่อนตัวมากเกินไปจะเกิดขึ้นช้ากว่าดินพื้นทางพังวิบัติแบบเฉือน [3][11]

Li and Selig [15-16] ได้นำเสนอวิธีการออกแบบโครงสร้างส่วนล่างของทางรถไฟแบบมีหินโรยทาง โดยคำนึงถึงการเคลื่อนตัวแบบถาวรและการพังวิบัติของชั้นดินพื้นทาง ที่เกิดจากน้ำหนักรถที่สะสมเพิ่มขึ้นตามอายุการใช้งานของทาง วิธีดังกล่าวได้ผนวกความรู้ความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมความเครียดของดินภายใต้สภาพความเค้นที่กระทำซ้ำ กับลักษณะการกระจายตัวของความเค้นจากการจราจรในโครงสร้างทางรถไฟเข้าไว้ด้วยกัน ผลที่ได้เป็นกระบวนการกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคที่สามารถป้องกันการเคลื่อนตัวและการพังวิบัติของดินพื้นทาง วิธีนี้พัฒนาขึ้นสำหรับทางชนิดกว้างมาตรฐาน 1.435 m (Standard-gauge track) และเป็นวิธีหลักที่ The American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association แนะนำให้ใช้สำหรับกำหนดความหนาสำหรับชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทาง [11] ในปัจจุบันวิธีดังกล่าวถูกใช้งานอย่างแพร่หลายในประเทศสหรัฐอเมริกาและออสเตรเลีย งานศึกษาวิจัยชิ้นนี้ปรับปรุงวิธีการออกแบบของ Li and Selig (1998a) สำหรับใช้กับทางรถไฟชนิดกว้าง 1.000 m และเพื่อให้เหมาะสมกับสภาพทางและบริบทการเดินรถไฟของประเทศไทยโดยเฉพาะ ผลที่ได้เป็นชุดกราฟออกแบบ (Design chart) ความหนาชั้นหินอนุภาค ที่สามารถป้องการพังวิบัติของดินพื้นทางทั้ง 2 ลักษณะ รายละเอียดของวิธีและกระบวนการปรับปรุงจะได้อธิบายในหัวข้อที่ 4 ถึง 6

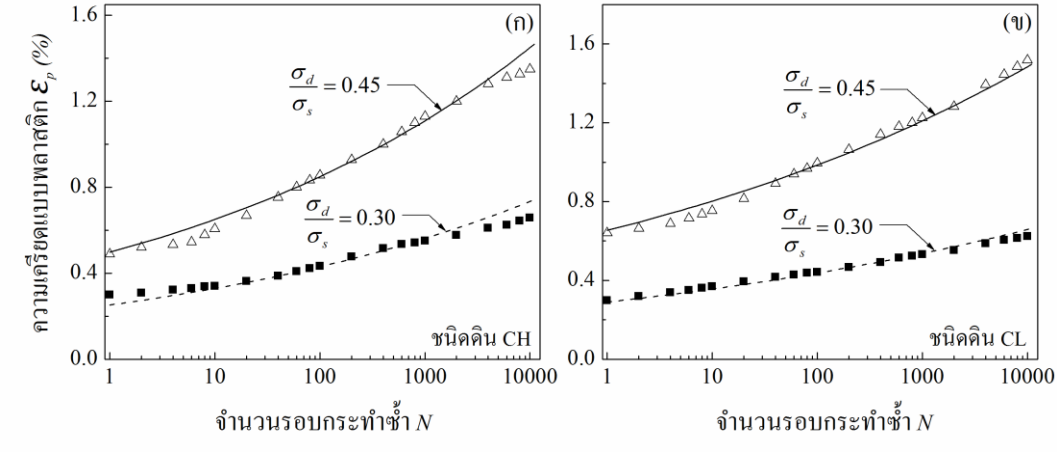


รูปที่ 2 ลักษณะการพังวิบัติของดินพื้นทางสำหรับทางรถไฟแบบมีหินโรยทาง (ก) ดินพื้นทางพังวิบัติแบบเฉือน (Progressive shear failure) และ (ข) ชั้นดินพื้นทางเคลื่อนตัวมากเกินไป (Excessive deformation)

4. พฤติกรรมความเครียดของดินพื้นทางภายใต้สภาวะความเค้นกระทำซ้ำ

ในอดีตที่ผ่านมามีการศึกษาพฤติกรรมความเค้นและความเครียดของดินพื้นทางชนิดต่างๆ ภายใต้สภาวะที่ความเค้นกระทำซ้ำ [17-19] โดยหลักเป็นการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ ภายใต้สภาพขอบเขตความเค้นแบบสมมาตรรอบแกน (Axisymmetric stress condition) หรือแบบอัดสามแกน (Triaxial stress condition) ตัวอย่างดินที่นำมาทดสอบนั้นมีหลากหลายชนิด มีความชื้นในดิน และความหนาแน่นที่แตกต่างกัน ดินถูกทดสอบทั้งในขณะที่ไม่อิ่มน้ำและอิ่มน้ำ และมีลักษณะการระบายน้ำระหว่างทดสอบทั้งแบบระบายน้ำได้ (Drained condition) และระบายน้ำไม่ได้ (Undrained condition)

ลักษณะพฤติกรรมของดินพื้นทางมวลละเอียดที่พบจากศึกษาเหล่านี้มีรูปแบบคล้ายคลึงกัน สามารถอธิบายได้พอสังเขป คือ เมื่อมีความเค้นกระทำต่อตัวอย่างดินซ้ำไปมา จะเกิดความเครียดขึ้นในดิน ความเครียดดังกล่าวแบ่งออกได้เป็น 2 ส่วน ได้แก่ 1) ความเครียดแบบคืนตัวหรือแบบอีลาสติก (Recoverable strain หรือ Elastic strain) เป็นส่วนของความเครียดที่เพิ่มขึ้นเป็นสัดส่วนโดยตรงกับความเค้น และเมื่อความเค้นถูกนำออกจากตัวอย่างดินจนหมด ตัวอย่างก็จะคืนตัวโดยไม่เหลือความเครียดชนิดนี้อยู่เลย และ 2) ความเครียดแบบถาวรหรือแบบพลาสติก (Permanent strain หรือ Plastic strain) เป็นความเครียดที่จะเพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบของความเค้นที่กระทำซ้ำ (Number of load cycles N) ความเครียดแบบพลาสติกจะยังคงอยู่และไม่ลดลงแม้ว่าความเค้นจะถูกนำออกจากตัวอย่างทั้งหมดแล้วก็ตาม นอกจากนี้ยังพบว่าระดับความเค้นมีอิทธิพลอย่างยิ่งต่อลักษณะการเพิ่มของความเครียดแบบพลาสติกในดิน กล่าวคือ เมื่อระดับความเค้นเพิ่มสูงขึ้น ปริมาณความเครียดสะสมแบบพลาสติกจะเพิ่มขึ้นตาม หากระดับความเค้นเมื่อเปรียบกับกำลังของดินยังอยู่ในระดับต่ำ ความเครียดแบบพลาสติกจะเพิ่มขึ้นในอัตราที่ลดลงเรื่อยๆ แล้วหยุดแม้ค่า N จะยังเพิ่มขึ้น (Shakedown) ดินพื้นทางที่เข้าสู่ภาวะเช่นนี้จะอยู่ในเสถียรภาพและไม่มีการเคลื่อนตัวแบบถาวรเพิ่มขึ้นอย่างมีนัยยะสำคัญอีกต่อไป อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่สัดส่วนของความเค้นกับกำลังของดินอยู่ในระดับปานกลางหรือสูง ความเครียดแบบพลาสติกจะเพิ่มขึ้นในอัตราคงที่ หรือเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ (Ratcheting) เมื่อเข้าสู่ภาวะดังกล่าว ดินพื้นทางจะเคลื่อนตัวมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง กระทั่งเสียเสถียรภาพและเกิดการพังวิบัติในที่สุด [9][20]



รูปที่ 3 ลักษณะความเครียดแบบพลาสติกที่เพิ่มขึ้นตามระดับความเค้น (σ_d/σ_s) และจำนวนรอบกระทำซ้ำของความเค้น (N) (ก) ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง (CH) และ (ข) ดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ (CL) [9]

จากความเข้าใจเกี่ยวกับพฤติกรรมของดินพื้นทางดังที่ได้กล่าวไปแล้ว Li and Selig [21] ได้นำเสนอสมการในรูปฟังก์ชันกำลังสำหรับประมาณความเครียดแบบพลาสติก ซึ่งเปลี่ยนแปลงไปตามระดับความเค้นเฉือนและจำนวนครั้งที่ความเค้นกระทำซ้ำ

$$\varepsilon_p(\%) = a\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^m N^b \tag{3}$$

เมื่อ ε_p คือ ปริมาณความเครียดแบบพลาสติก σ_d คือ ความเค้นต่าง (Deviator stress) ในบริบทการทดสอบแบบ 3 แกนและเป็นตัวแทนของความเค้นเฉือนในดิน σ_s คือ กำลังรับแรงอัดของดิน (Compressive strength) โดยมีค่าเป็น 2 เท่าของกำลังรับแรงเฉือน (Shear strength) และ $a\ b\ m$ เป็นค่าคงที่สำหรับสมการกำลัง ซึ่งเปลี่ยนแปลงไปตามชนิดดิน ค่า $a\ b\ m$ มากกว่าศูนย์และสามารถสอบเทียบได้จากผลการทดสอบดินแบบสามแกนในห้องปฏิบัติการ

ลักษณะกราฟสำหรับสมการที่ 3 เมื่ออยู่ในในรูปของแผนภาพ $\varepsilon_p - \log N$ จะเป็นเส้นโค้งที่หงายขึ้น โดยจุดตัดแกนตั้งที่ $N = 1$ ขึ้นอยู่กับค่า $a\ m$ ความแอ่นของเส้นโค้งจะเพิ่มขึ้นไปตามค่า $a\ b$ แต่จะลดลงเมื่อค่า m เพิ่มขึ้น สมการนี้จะมีความแม่นยำสูงเมื่อใช้ประมาณพฤติกรรมของดินในภาวะที่ปริมาณความเครียดแบบพลาสติกสะสมเพิ่มมากขึ้นเรื่อยๆ (Ratcheting) แต่สำหรับกรณีที่ความเครียดแบบพลาสติกเพิ่มขึ้นในอัตราที่ลดลงและหยุด (Shakedown) ผลการคำนวณความเครียดแบบพลาสติกจะมากกว่าค่าที่ได้จากการทดลอง กล่าวคือ เป็นการประมาณความเครียดที่อยู่ในด้านปลอดภัย (Conservative approximation) ค่า $a\ b\ m$ ที่แนะนำให้ใช้สำหรับดินมวลละเอียด ซึ่งจำแนกตามระบบ Unified Soil Classification System (USCS) เป็นชนิด CH CL MH และ ML แสดงในตารางที่ 1

ตัวอย่างการใช้สมการที่ 3 เพื่อประมาณความเครียดแบบพลาสติกสะสม ที่ได้จากผลการทดสอบ Consolidated-undrained cyclic triaxial test กับดินพื้นทางรถไฟที่เป็นดินเหนียวชนิดมีความเป็นพลาสติกสูง (CH) และต่ำ (CL) ซึ่งเก็บจากบริเวณย่านสถานีชุมทางฉะเชิงเทราแสดงในรูปที่ 3 [9]

ตารางที่ 1 ค่าแนะนำสำหรับพารามิเตอร์ $a\ b\ m$ สำหรับคำนวณความเครียดแบบพลาสติกสำหรับดินพื้นทางชนิดต่างๆ [21]

ชนิดของดิน	a	b	m
CH (ดินเหนียวมีความเป็นพลาสติกสูง)	1.20	0.18	2.40
CL (ดินเหนียวมีความเป็นพลาสติกต่ำ)	1.10	0.16	2.00
MH (ตะกอนทรายหรือทรายแป้งมีความเป็นพลาสติกสูง)	0.84	0.13	2.00
ML (ตะกอนทรายหรือทรายแป้งมีความเป็นพลาสติกต่ำ)	0.64	0.10	1.70

สืบเนื่องจากสมการที่ 3 การเคลื่อนตัวของชั้นดินพื้นทางแบบถาวรหรือพลาสติก (ρ_p) สามารถประมาณได้ด้วยการอินทิเกรตฟังก์ชันความเครียด ทั่วทั้งชั้นความหนาที่ยุบตัวได้ของชั้นดินพื้นทาง (T) นั่นคือ

$$\rho_p = \frac{1}{100}\int_0^T \varepsilon_p\, dt \tag{4}$$

ระดับความเค้นที่มีผลให้เกิดความเครียดและการทรุดตัวของชั้นดินพื้นทางอย่างมีนัยยะสำคัญพบอยู่ในช่วงความลึก 4.5-6 m ต่ำจากผิวชั้นดินพื้นทางลงไป ดังนั้นหากชั้นดินพื้นทางมีลักษณะเป็นเนื้อเดียวและลึกมาก สามารถพิจารณาจำกัดขอบเขตการคำนวณที่ระดับ 6 m [11][15-16]

เมื่อทราบถึงพฤติกรรมความเครียดแบบพลาสติกของดินพื้นทาง และมีแบบจำลองพฤติกรรมดังกล่าวที่เหมาะสมแล้ว วิศวกรสามารถกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาค เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวที่มากเกินไปและการพังวิบัติที่สืบเนื่องกันของชั้นดินด้วยการสร้างเงื่อนไขสำหรับการออกแบบทาง คือ 1) ความเค้นต่างอันเป็นผลจากน้ำหนักของรถไฟ ที่เกิดขึ้นบริเวณผิวของชั้นดินพื้นทางต้องไม่มากเกินไป จนก่อให้เกิดการพังวิบัติแบบเฉือนกับชั้นดิน การพังวิบัติแบบเฉือนสมมุติให้เกิดที่ความเครียดแบบพลาสติกที่ยอมให้ (Allowable plastic strain) ε_{pa} นั่นคือ

$$\varepsilon_p \leq \varepsilon_{pa} \tag{5}$$

โดยที่ ε_p เป็นฟังก์ชันของ σ_d ตามสมการที่ 3 และ 2) ความเค้นต่างจากน้ำหนักรถไฟที่กระจายตัวในชั้นชั้นดินพื้นทางต้องไม่มากเกินไป จนก่อให้เกิดการเคลื่อนตัวแบบพลาสติกและเกิดเป็นกระเปาะหินโรยทางขึ้นบริเวณผิวของชั้นดินพื้นทาง (Allowable plastic deformation) โดยระยะการเคลื่อนตัวในระดับดังกล่าวสมมุติให้มีค่า ρ_{pa}

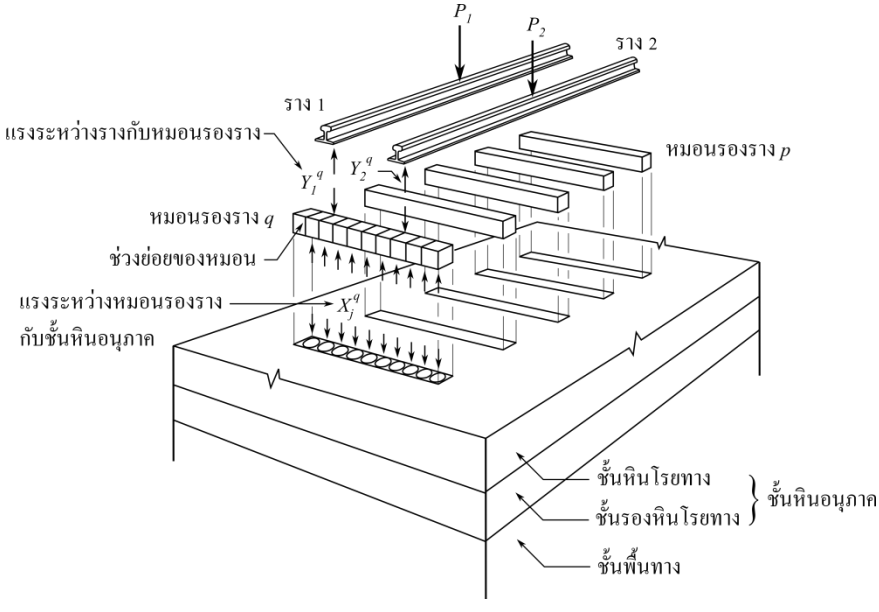
$$\rho_p \leq \rho_{pa} \tag{6}$$

เมื่อ ρ_p เป็นฟังก์ชันของ σ_d ผ่านสมการที่ 3 และ 4 ตามลำดับ ความหนาชั้นหินอนุภาคซึ่งทำให้เกิดเครียดและการเคลื่อนตัวของชั้นดินผ่านเกณฑ์ทั้ง 2 กรณี (สมการที่ 5 และ 6) ถือเป็นค่าออกแบบที่เหมาะสมกับสภาพการใช้งานและสมรรถนะของดินพื้นทาง สำหรับวิธีวิเคราะห์ความเค้นในโครงสร้างส่วนล่างของทางรถไฟแบบมีหินโรยทางตามแนวทางของ Li and Selig (1998a) ได้อธิบายไว้ในหัวข้อที่ 5

5. การวิเคราะห์ความเค้นในโครงสร้างทางรถไฟด้วยแบบจำลอง GEOTRACK

นอกจากแนวทางการวิเคราะห์แรงและความเค้นในโครงสร้างทางรถไฟด้วยวิธีแบบดั้งเดิมที่ได้นำเสนอไปแล้ว ระเบียบวิธีเชิงตัวเลข เช่น วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถใช้วิเคราะห์แรง ความเค้น และความเครียดสำหรับองค์ประกอบต่างๆ ในโครงสร้างทาง [22] โดยทั่วไปนั้นความถูกต้องแม่นยำของวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ขึ้นอยู่กับความเหมาะสม และเสมือนจริงขององค์ประกอบโครงสร้างทางส่วนบน และความสามารถของแบบจำลองพฤติกรรมวัสดุ (Constitutive model) สำหรับหินและดินในโครงสร้างทางส่วนล่าง อย่างไรก็ตามแบบจำลองความสัมพันธ์วัสดุสำหรับหินและดินที่แม่นยำสูงมีความสลับซับซ้อน และใช้พารามิเตอร์ในการคำนวณจำนวนมาก นอกจากนี้การวิเคราะห์ผลวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ต้องอาศัยความรู้ขั้นสูงด้านพฤติกรรมทางรถไฟ และคณิตศาสตร์เชิงตัวเลข จึงจะแปรความหมายผลการคำนวณได้อย่างถูกต้อง นำมาซึ่งการออกแบบวิเคราะห์ที่ปลอดภัยและประหยัด ด้วยเหตุดังกล่าว การวิเคราะห์โครงสร้างทางรถไฟด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ค่อนข้างซับซ้อน จึงอาจเข้าถึงยากเกินกว่าที่จะนำมาใช้สำหรับงานออกแบบวิเคราะห์ทั่วๆ ไปในภาคอุตสาหกรรม

อีกแนวทางหนึ่งสำหรับวิเคราะห์แรงและความเค้นจากน้ำหนักรถไฟ คือ การใช้แบบจำลองเพื่อวิเคราะห์โครงสร้างทางโดยเฉพาะ ตัวอย่างหนึ่งที่ใช้งานอย่างแพร่หลาย คือ แบบจำลอง GEOTRACK [23-24] ซึ่งเป็นโปรแกรมแบบจำลองที่ใช้การวิเคราะห์เชิงตัวเลขและพัฒนาขึ้นในรูปชุดคำสั่งภาษาฟอร์แทรน ในแบบจำลองนี้โครงสร้างทางรถไฟถูกสมมุติให้มีรูปแบบ 3 มิติ ดังแสดงในรูปที่ 4 องค์ประกอบโครงสร้างทางทั้งหมดสมมุติให้เป็นวัสดุอีลาสติก น้ำหนักล้อ (P) กระทำบนรางซึ่งจำลองด้วยคานที่วางตัวอยู่บนสปริง โดยยึดเข้ากับหมอนรองรางตรงจุดตัดระหว่างองค์ประกอบทั้งสองส่วน สปริงเป็นตัวแทนของเครื่องยึดเหนี่ยวรางและแผ่นรองราง สมมุติให้รับได้ทั้งแรงดึงและแรงอัด และมีค่าความแข็งเกร็งเฉพาะสำหรับสปริงแต่ละตัว รางและหมอนรองรางสามารถอธิบายในเชิงกำลังของวัสดุ ด้วยค่าโมดูลัส พื้นที่หน้าตัด และโมเมนต์เฉื่อย หมอนรองรางแต่ละท่อนแบ่งออกเป็นช่วงย่อย m ช่วง หมอนรองรางมีแรงกระทำจากรางผ่านสปริงที่วางอยู่ด้านบน (Y) ด้านล่างมีแรงปฏิกิริยารองรับจากชั้นหินโรยทาง (X) ซึ่งสมมุติให้กระจายตัวอย่างสม่ำเสมอ (Uniform load) บนพื้นที่วงกลม ที่มีขนาดเท่ากับช่วงย่อยของหมอนรองราง ในกรณีที่น้ำหนักล้อมากจนทำให้หมอนรองรางแอ่นตัวขึ้น ส่วนปลายของหมอนรองรางจะยกและแยกตัวออกจากชั้นหินโรยทางได้ (Ballast-tie separation) ทั้งนี้เพื่อป้องไม่ให้เกิดแรงดึงระหว่างองค์ประกอบ 2 ส่วนนี้



รูปที่ 4 โครงสร้างทางรถไฟในแบบจำลอง GEOTRACK สำหรับวิเคราะห์แรงและความเค้นในทางแบบอีลาสติก 3 มิติ

แบบจำลอง GEOTRACK แบ่งโครงสร้างทางส่วนล่างออกเป็นชั้น เพื่อให้เหมาะกับลักษณะการวางตัวของชั้นหินอนุภาคและชั้นดินพื้นทาง ชั้นโครงสร้างเหล่านี้มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (Resilient modulus E_r) และอัตราส่วนปัวซอง (Poisson's ratio ν) เฉพาะค่าโมดูลัสกำหนดให้แปรผันตามความเค้นบีบอัดในทาง (Stress-dependent modulus) ในแบบจำลองนี้สมมุติให้ชั้นหินอนุภาคและชั้นดินพื้นทางขยายออกไปด้านข้างและลึกลงไปไม่มีที่สิ้นสุด ทฤษฎีความเค้นและการยุบตัวของชั้นวัสดุอีลาสติกของ Burmister [25] ถูกใช้เพื่อสร้างเฟลกซิบิลิตี้เมตริกซ์ของโครงสร้างทางส่วนล่าง (Foundation flexibility matrix S_{ij}^{pq}) โดยที่สมาชิก S_{ij}^{pq} คือ

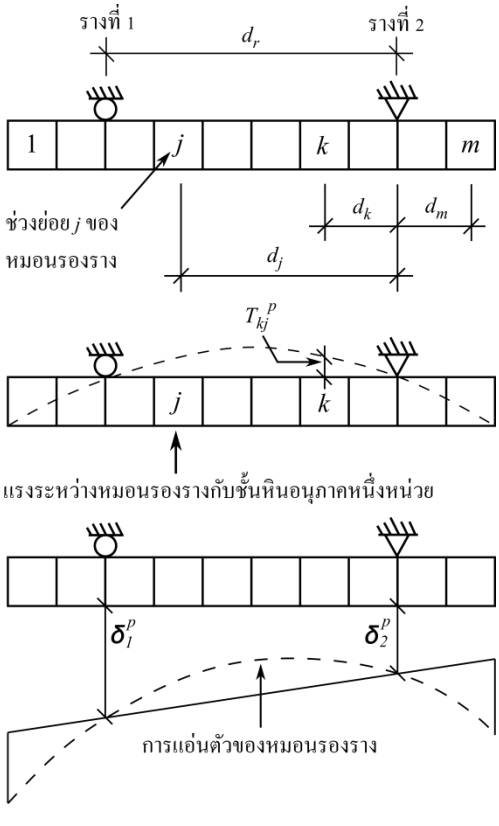
การแอ่นตัวในแนวดิ่งของช่วงย่อยที่ i ของหมอนรองราง p อันเกิดจากแรงปฏิกิริยาหนึ่งหน่วยจากชั้นหินโรยทาง ซึ่งกระทำใต้ช่วงย่อยที่ j ของหมอนรองราง q (นั่นคือ $X_j^q = 1$) ลักษณะการใช้งานของเมตริกซ์ S_{ij}^{pq} สามารถอธิบายได้ดังนี้

$$\delta_i^p = S_{ij}^{pq} X_j^q \tag{7}$$

เมื่อ δ_i^p คือ การยุบตัวในแนวดิ่งที่จุดตัดของราง i และหมอนรองรางที่ p (รูปที่ 5) แบบจำลอง GEOTRACK คำนวณแรงและความเค้นในโครงสร้างทางรถไฟจากสมการควบคุม (Governing equation) หกชุด ที่ได้กำหนดเงื่อนไขขอบเขต (Boundary conditions) ซึ่งในกรณีนี้คือน้ำหนักล้อที่กระทำกับโครงสร้างทาง ชุดสมการควบคุมแรกได้จากเงื่อนไขการกระจัดที่เข้ากันได้ (Compatibility of displacement) ของหมอนรองรางกับชั้นหินโรยทาง กล่าวคือ

$$\sum_{q=1}^{n}\sum_{j=1}^{m} S_{kj}^{pq} X_j^q = \delta_2^p + \left(\delta_1^p - \delta_2^p\right)\frac{d_k}{d_r} + \sum_{j=1}^{m} T_{kj}^p X_j^p \tag{8}$$

เมื่อเฟลกซิบิลิตี้เมตริกซ์ T_{kj}^p คือ การแอ่นตัวของช่วงย่อย k ของหมอนรองราง p อันเกิดจากแรงหนึ่งหน่วย ซึ่งกระทำที่ช่วงย่อย j ของหมอนรองรางเดียวกัน (นั่นคือ $X_j^p = 1$) หมอนรองรางสมมุติให้เป็นคานช่วงเดียว (Simply supported beam) มีจุดรองรับที่รางทั้ง 2 ฝั่งดังแสดงในรูปที่ 5 พารามิเตอร์ d_k คือ ระยะจากช่วงย่อย k ของหมอนรองรางถึงรางที่ 2 และ d_r คือ ระยะระหว่างรางที่ 1 และรางที่ 2

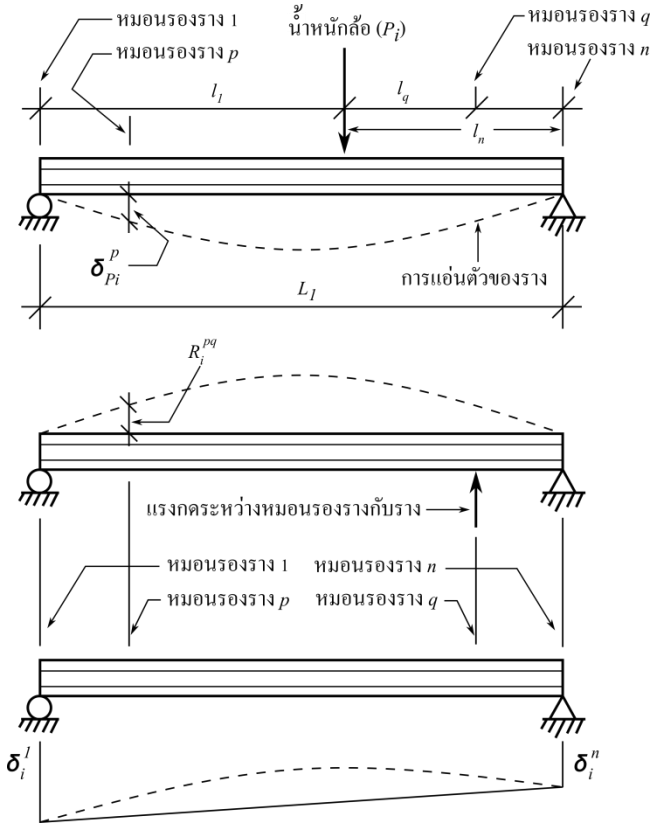


รูปที่ 5 หมอนรองรางสมมุติให้เป็นคานอีลาสติกช่วงเดียว แบ่งออกเป็น m ช่วงย่อยและมีจุดรองรับอยู่ที่รางทั้ง 2 ฝั่ง

ชุดสมการควบคุมที่สองสร้างจากเงื่อนไขการกระจัดที่เข้ากันได้ระหว่างรางและหมอนรองราง ดังแสดงในสมการที่ 9

$$\delta_i^p = \delta_i^n + (\delta_i^1 - \delta_i^n)\frac{L_p}{L_1} + \delta_{P_i}^p + \sum_{q=2}^{n-1} R_i^{pq} Y_i^q \tag{9}$$

เมื่อ R_i^{pq} คือ การแอ่นตัวในแนวดิ่งของของราง i ที่ตำแหน่งหมอนรองราง p อันเกิดจากแรงหนึ่งหน่วย ซึ่งหมอนรองราง q กระทำที่ใต้รางเดียวกัน (นั่นคือ $Y_i^q = 1$) รางสมมุติให้เป็นคานช่วงเดียวโดยมีจุดรองรับอยู่ที่หมอนรองรางที่ 1 และ n (รูปที่ 6) δ_i^p δ_i^1 และ δ_i^n คือ การแอ่นตัวในแนวดิ่งของราง i ที่หมอนรองราง p 1 และ n ตามลำดับ พารามิเตอร์ L_p คือ ระยะวัดจากหมอนรองราง n ถึง p L_1 คือ ระยะจากหมอนรองราง n ถึงหมอนรองรางที่ 1 และ δ_{Pi}^p คือ การแอ่นตัวของรางที่หมอนรองราง p อันเกิดจากน้ำหนักล้อ P_i กระทำที่ราง i



รูปที่ 6 รางรถไฟสมมุติให้เป็นคานอีลาสติกมีจุดรองรับอยู่ที่หมอนรองที่ 1 และ n มีน้ำหนักล้อกระทำที่ตำแหน่งใดๆ ระหว่างจุดรองรับทั้งสอง

ชุดสมการควบคุมลำดับที่สาม (สมการที่ 10) และสี่ (สมการที่ 11) ได้แก่สมดุลของแรงในแนวดิ่งของหมอนรองราง และสมดุลของโมเมนต์ซึ่งกระทำกับหมอนรองรางโดยมีจุดหมุนอยู่ที่ตำแหน่งรางที่ 2

$$\sum_{j=1}^{m} X_j^q = \sum_{i=1}^{2} Y_i^q, \qquad q = 1, \dots n \tag{10}$$

$$\sum_{j=1}^{m} X_j^q \, d_j = Y_i^q d_r, \qquad q = 1, \dots n \tag{11}$$

สมดุลของแรงในแนวดิ่งและสมดุลของโมเมนต์ของรางโดยมีจุดหมุนอยู่ที่หมอนรองราง q ซึ่งเป็นตำแหน่งที่น้ำหนักล้อกระทำอยู่สามารถใช้สร้างชุดสมการควบคุมที่ห้า (สมการที่ 12) และหก (สมการที่ 13) พารามิเตอร์ l_q เป็นระยะวัดจากตำแหน่งของน้ำหนักล้อจนถึงหมอนรองราง q

$$\sum_{q=1}^{n} Y_i^q = P_i, \qquad i = 1, 2 \tag{12}$$

$$\sum_{q=1}^{n} Y_i^q \, l_q = 0, \qquad i = 1, 2 \tag{13}$$

จำนวนสมการและตัวแปรทั้งหมดสำหรับการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง GEOTRACK คือ $(m + 4) \times n$ เมื่อ n คือ จำนวนหมอนรองรางทั้งหมด การคำนวณผลลัพธ์ของสมการที่ 8 ถึง 13 ได้แก่ Y_i^q X_j^q และ δ_i^p ทำได้ด้วยวิธีกระทำซ้ำ (Iterative method) โดยเมื่อได้ผลลัพธ์ คือ ความเค้นปฏิกิริยาระหว่างช่วงย่อยของหมอนรองรางกับผิวชั้นหินโรยทาง X_j^q ก็จะสามารถคำนวณความเค้นและการยุบตัวแบบอีลาสติกที่เกิดสืบเนื่องกันที่ตำแหน่งต่างๆ ในชั้นหินอนุภาคและชั้นดินพื้นทางโดยอาศัยทฤษฎีอีลาสติกของ Burmister [25] และหลักการซ้อนทับ (Superposition) ของผลลัพธ์ที่คำนวณได้จากช่วงย่อยของหมอนรองรางทุกท่อน ผลการคำนวณความเค้นในชั้นหินอนุภาคและดินพื้นทางจะอยู่ในรูปแบบสามมิติสมบูรณ์ ซึ่งสามารถเขียนได้ในรูป σ_{ij} เมื่อ $i, j = x, y, z$ เป็นพิกัดคาร์ทีเซียนใน 3 ทิศทาง มีการใช้แบบจำลอง GEOTRACK เพื่อวิเคราะห์ความเค้นในแนวดิ่งสำหรับโครงสร้างทางส่วนล่าง และเปรียบเทียบกับค่าที่ตรวจวัดจริงในทางรถไฟ โดยทั่วไปพบว่าผลการวิเคราะห์มีความแม่นยำอยู่ในระดับเกินกว่าร้อยละ 90 แบบจำลองนี้จึงถือได้ว่า เป็นเครื่องมือที่มีประสิทธิภาพและมีความแม่นยำสูง สำหรับวิเคราะห์ความเค้นในโครงสร้างส่วนล่างของทางรถไฟแบบมีหินโรยทาง [3][5][9][15][23-24]

6. การปรับปรุงวิธีออกแบบของ Li และ Selig สำหรับทางรถไฟกว้าง 1.000 m

แต่เดิมวิธีของ Li and Selig (1998a) นั้น พัฒนาขึ้นสำหรับทางกว้างมาตรฐาน 1.435 m โดยในแบบจำลองทางรถไฟ GEOTRACK คานซึ่งใช้จำลองรางวางห่างกันเป็นระยะ 1.435 m และพารามิเตอร์ต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นในโครงสร้างทางส่วนล่าง ได้แก่ น้ำหนักกดเพลา ขนาดและน้ำหนักของรางและหมอนรองราง เป็นไปตามข้อกำหนดมาตรฐานการก่อสร้างทางและบริบทการเดินรถในประเทศสหรัฐอเมริกา

การศึกษานี้ได้ปรับปรุงวิธีของ Li and Selig (1998a) สำหรับทางรถไฟกว้าง 1.000 m โดยใช้แบบจำลอง GEOTRACK ในการวิเคราะห์แรงและความเค้นในทางรถไฟ โดยรางห่างกันเป็นระยะ 1.000 m พารามิเตอร์ซึ่งใช้วิเคราะห์เป็นไปตามมาตรฐานการก่อสร้างทางและลักษณะการใช้งานของทางในประเทศไทย ข้อมูลเหล่านี้รวบรวมจากเอกสารและข้อกำหนดสำหรับออกแบบทางของการรถไฟแห่งประเทศไทย และมาตรฐานโครงสร้างทางรถไฟปี 2561 [26] ซึ่งจัดทำและเผยแพร่โดยสำนักนักงานนโยบายและแผนการขนส่งและจราจร (สนข.) กระทรวงคมนาคม สมบัติทางกลของรางและหมอนรองรางสมมุติให้เป็นค่าคงที่ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นหินอนุภาคกำหนดให้เปลี่ยนแปลงระหว่าง 150 ถึง 600 MPa ทั้งนี้เพื่อเป็นตัวแทนของหินโรยทางต่างชนิดที่บดอัดให้มีความหนาแน่นต่างกัน [2] ความหนาของชั้นหินอนุภาคให้อยู่ระหว่าง 0.15 ถึง 0.75 m โมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นดินพื้นทางให้อยู่ในช่วง 10 จนถึง 120 MPa ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมสำหรับดินที่มีความชื้น ความหนาแน่น และกำลังรับแรงเฉือนที่แตกต่างกัน [27] การวิเคราะห์ใช้หมอนรองรางทั้งสิ้น 17 ท่อน โดยแต่ละท่อนแบ่งออกเป็น 10 ช่วงย่อย จุดกึ่งกลางของหมอนรองรางแต่ละท่อนอยู่ห่างกัน 0.6 m น้ำหนักรถไฟสมมุติให้กระทำผ่านแคร่ (Bogie) 1 ชุด ซึ่งประกอบด้วย 3 เพลา โดยกระทำอยู่เหนือหมอนรองรางหมายเลข 1 4 และ 7 ตามลำดับ น้ำหนักล้อสถิตของรถไฟกำหนดให้เป็น 100 kN ทั้งนี้เพื่อจำลองสภาพการใช้ทางของหัวรถจักรขนาด 1200 kN (หัวรถจักรรุ่น CSR-U20) ค่าของตัวแปรสำหรับการวิเคราะห์ทางรถไฟกว้าง 1.000 m ด้วยแบบจำลอง GEOTRACK ในการศึกษานี้แสดงไว้ในตารางที่ 2

ผลการวิเคราะห์ความเค้น (σ_{ij}) ในชั้นดินพื้นทางด้วยแบบจำลอง GEOTRACK สามารถใช้คำนวณความเค้นต่าง (σ_d) ที่ตำแหน่งใดๆ ในบริบท 3 มิติสมบูรณ์ด้วยสมการต่อไปนี้

$$\sigma_d = \sigma_a - \sigma_r \tag{14}$$

$$\sigma_a = \sigma_{oct} + \sqrt{2}\tau_{oct} \tag{15}$$

$$\sigma_r = \sigma_{oct} + \frac{1}{\sqrt{2}}\tau_{oct} \tag{16}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{I_1}{3} \tag{17}$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{-\frac{2}{3}\left(I_2 - \frac{I_1^2}{3}\right)} \tag{18}$$

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \tag{19}$$

$$I_2 = \sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{xx}\sigma_{zz} + \sigma_{yy}\sigma_{zz} - \sigma_{xy}^2 - \sigma_{xz}^2 - \sigma_{yz}^2 \tag{20}$$

ตารางที่ 2 ค่าตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ความเค้นสำหรับทางรถไฟกว้าง 1.000 m ด้วยแบบจำลอง GEOTRACK

รางเหล็ก		หมอนรองรางคอนกรีตอัดแรง	
โมดูลัส (E_r)	200 GPa	ความกว้างฐาน (B_t)	0.26 m
โมเมนต์เฉื่อย (I_r)	1,961 cm^4	ความยาวฐาน (L_t)	2 m
พื้นที่หน้าตัด (A_r)	63.93 cm^2	โมดูลัส (E_t)	36.41 GPa
ระยะห่างระหว่างราง (G_r)	1.000 m	โมเมนต์เฉื่อย (I_t)	15,189 cm^4
มวล (M_r)	50.18 kg/m	พื้นที่หน้าตัด (A_t)	4,986 cm^2
		ระยะห่างระหว่างหมอนรองราง (S)	0.6 m
		มวล (M_t)	194 kg
		สติฟเนสเครื่องยึดเหนี่ยวราง (K_f)	175 kN/mm

(ก)

ชั้นหินอนุภาค		ชั้นดินพื้นทาง	
ความหนาแน่น (ρ_b)	1,600 kg/m^3	ความหนาแน่น (ρ_s)	2,200 kg/m^3
อัตราส่วนปัวซอง (ν_b)	0.3	อัตราส่วนปัวซอง (ν_s)	0.35
โมดูลัสยืดหยุ่น (E_b)	150-600 MPa	โมดูลัสยืดหยุ่น (E_s)	10-120 MPa
K_{0b}	0.3	K_{0s}	0.5
มุมเสียดทานภายใน (φ_b)	45 deg	มุมเสียดทานภายใน (φ_s)	30 deg
ความหนา (H)	0.15-0.75 m	ความหนา (T)	0.3-6 m

(ข)

สภาพการใช้งานของทาง	
หมอนรองรางที่น้ำหนักล้อกระทำ	1 4 และ 7
น้ำหนักล้อ (P_s)	100 kN
เส้นผ่าศูนย์กลาง (D)	0.914 m

(ค)

เมื่อ σ_{ij} โดยที่ $i = j$ เป็นความเค้นตั้งฉาก และ σ_{ij} โดยที่ $i \neq j$ เป็นความเค้นเฉือน I_1 คือ อินแวเรียนต์ที่ 1 และ I_2 คือ อินแวเรียนต์ที่ 2 ของความเค้น ค่า σ_d ที่คำนวณได้จากสมการที่ 14 สำหรับสภาพ 3 มิติ สอดคล้องและเป็นตัวแทนของปริมาณความเค้นต่างในบริบทการทดสอบดินแบบสามแกนในห้องปฏิบัติการ ซึ่งใช้ผลนี้ในการกำหนดค่าของพารามิเตอร์ $a\ b\ m$ ที่แนะนำสำหรับประมาณความเครียดแบบพลาสติกตามสมการที่ 3 พึงพิจารณาว่า ค่าความเค้นต่างที่คำนวณจากสมการที่ 14 เป็นปริมาณที่เกิดจากน้ำหนักรถไฟเท่านั้น และมิได้รวมถึงอิทธิพลของความเค้นบีบอัดจากน้ำหนักกดทับของมวลดิน (Geostatic stress)

6.1 การกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคเพื่อป้องกันดินพื้นทางพังวิบัติแบบเฉือน

เนื่องจากการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลอง GEOTRACK เป็นไปตามทฤษฎีอีลาสติก ดังนั้นอัตราส่วนระหว่างความเค้นต่างบนผิวของชั้นดินพื้นทางกับน้ำหนักล้อจะคงที่ อัตราส่วนดังกล่าวสามารถใช้คำนวณค่าอิทธิพลความเครียด (Strain influence factor I_ε) ซึ่งไม่มีหน่วย ดังแสดงในสมการที่ 21

$$I_\varepsilon = \frac{\sigma_d A}{P_d} \tag{21}$$

เมื่อ A คือ ค่าคงที่ซึ่งมีหน่วยเป็นพื้นที่ และ P_d เป็นน้ำหนักล้อพลวัตสำหรับออกแบบ Li and Selig [15] แนะนำค่า A เป็น 0.65 m^2 ค่า I_ε ที่ผิวของชั้นดินพื้นทางบริเวณใต้รางไปจนถึงปลายหมอนรองรางสามารถใช้สร้างความสัมพันธ์กับความหนาของชั้นหินอนุภาค ซึ่งแปลงให้เป็นปริมาณไม่มีหน่วยด้วยพารามิเตอร์ L = 0.15 m (นั่นคือ H/L) ดังแสดงในรูปที่ 7 จะสังเกตได้ว่าค่าโมดูลัสของชั้นหินอนุภาค E_b และโมดูลัสชั้นดินพื้นทาง E_s คู่หนึ่งจะให้เส้นความสัมพันธ์ $I_\varepsilon - H/L$ เฉพาะตัวหนึ่งเส้น ค่า I_ε ในบริบทการวิเคราะห์ความเค้นด้วยทฤษฎีอีลาสติก เปลี่ยนไปตามโมดูลัสขององค์ประกอบโครงสร้างทางส่วนล่างและความหนาของชั้นหินอนุภาคเท่านั้น ดังนั้นเส้นความสัมพันธ์ในรูปที่ 7 จึงไม่ขึ้นอยู่กับชนิดของดินพื้นทางที่พิจารณา กราฟความสัมพันธ์ $I_\varepsilon - H/L$ สามารถใช้ควบคู่กับสมการที่ 3 และ 5 เพื่อกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาค H กล่าวคือ ค่า I_ε จากน้ำหนักรถไฟต้องไม่มากเกินไปจนชั้นดินพื้นทางพังวิบัติแบบเฉือน (รูป 2ก) การพังวิบัติลักษณะนี้สมมุติให้เกิดขึ้นเมื่อปริมาณความเครียดแบบพลาสติกที่ผิวชั้นดินพื้นทางมากเกินกว่าค่าที่ยอมให้

ขั้นตอนการใช้กราฟออกแบบในรูปที่ 7 ประกอบด้วย 1) กำหนดค่าความเครียดของชั้นดินพื้นทางที่ยอมให้ ε_{pa} 2) คำนวณความเค้นต่างที่สืบเนื่องกัน σ_{da} โดยใช้สมการที่ 3ซึ่งในขั้นตอนนี้ต้องทราบกำลังรับแรงอัดของดินพื้นทาง จำนวนเพลาผ่านสะสมสำหรับออกแบบ และค่าพารามิเตอร์ $a\ b\ m$ ที่เหมาะสมสำหรับชนิดดินพื้นทาง 3) คำนวณค่า I_ε ด้วยสมการที่ 21 และ 4) เลือกใช้กราฟออกแบบสำหรับค่า E_b และ E_s ของชั้นหินอนุภาคและชั้นดินพื้นทาง จากนั้นจึงระบุค่า H/L และคำนวณ H เป็นลำดับท้ายสุด

6.2 การกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคเพื่อป้องกันดินพื้นทางเคลื่อนตัวแบบพลาสติกมากเกินไป

การเคลื่อนตัวแบบพลาสติกของชั้นดินพื้นทางในสมการที่ 4 เมื่อแทนด้วยสมการที่ 3 จะสามารถแสดงได้ในรูป

$$\rho_p = \frac{1}{100}\frac{aN^b}{(\sigma_s)^m}\int_0^T (\sigma_d)^m\, dt = \frac{1}{100} aN^b L \left(\frac{P}{A\sigma_s}\right)^m I_\rho \tag{22}$$

$$I_\rho = \int_0^T \left(\frac{\sigma_d A}{P}\right)^m \frac{dt}{L} \tag{23}$$

โดยที่ I_ρ คือ ค่าอิทธิพลการเคลื่อนตัว (Deformation influence factor) ที่ไม่มีหน่วย ผลการคำนวณค่า I_ρ สำหรับชั้นดินพื้นทางที่มีความหนา T สามารถใช้สร้างความสัมพันธ์กับความหนาของชั้นหินอนุภาค (H/L) โดยที่การอินทิเกรตในสมการที่ 23 ประมาณจากพื้นที่ใต้กราฟของ I_ρ กับความหนาของชั้นดินพื้นทางด้วยกฎสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal rule)

ลักษณะความสัมพันธ์ $I_\rho - H/L$ คล้ายกับของ I_ε ซึ่งมีความเฉพาะกับค่า E_b และ E_s คู่หนึ่ง แต่ที่เพิ่มขึ้นมาคือ ความหนาของชั้นดินพื้นทาง จะสังเกตได้ว่าชนิดดินพื้นทางมีผลต่อการคำนวณค่า I_ρ และกราฟ $I_\rho - H/L$ จากพารามิเตอร์ m ซึ่งปรากฏในสมการที่ 23 ตัวอย่างกราฟความสัมพันธ์ $I_\rho - H/L$ สำหรับดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง (CH) แสดงในรูปที่ 8 กราฟความสัมพันธ์ $I_\rho - H/L$ สำหรับดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ (CL) ตะกอนทรายหรือทรายแป้งที่มีความเป็นพลาสติกสูง (MH) และตะกอนทรายหรือทรายแป้งที่มีความเป็นพลาสติกต่ำ (ML) และสำหรับค่า E_b E_s และ T ที่หลากหลาย ได้นำเสนอไว้ในวิทยานิพนธ์ของผู้เขียนลำดับที่ 2 [28] กราฟความสัมพันธ์ $I_\rho - H/L$ สามารถใช้ควบคู่กับสมการที่ 4 และ 6 เพื่อกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาค H นั่นคือ ค่า I_ρ ต้องไม่ทำให้ชั้นดินพื้นทางที่มีความหนา T เคลื่อนตัวแบบพลาสติกมากเกินไป (รูป 2ข) การพังวิบัติลักษณะนี้สมมุติให้เกิดขึ้นเมื่อชั้นดินพื้นทางเคลื่อนตัวแบบพลาสติกมากเกินกว่าค่าที่ยอมให้

ขั้นตอนการใช้กราฟออกแบบในรูปที่ 8 ประกอบด้วย 1) กำหนดค่าการทรุดตัวของชั้นดินพื้นทางที่ยอมให้ ρ_{pa} 2) คำนวณค่า I_ρ ด้วยสมการที่ 22 และ (3) เลือกใช้กราฟออกแบบสำหรับค่า E_b และ E_s ที่ต้องการวิเคราะห์ จากนั้นจึงระบุค่า H/L โดยเลือกความหนาชั้นดินพื้นทาง T ที่เหมาะสม และคำนวณ H ในท้ายสุด

6.3 ตัวอย่างการใช้งานกราฟออกแบบ

เพื่อให้เข้าใจวิธีกำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคที่จะป้องกันการพังวิบัติของดินพื้นทางทั้ง 2 ลักษณะ พิจารณาตัวอย่างการออกแบบ สำหรับทางรถไฟกว้าง 1.000 m วางตัวอยู่บนชั้นดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง (CH) มีกำลังอ่อนถึงปานกลาง และมีความหนาที่ยุบตัวได้เป็น 4 m น้ำหนักผ่านทางสะสมสำหรับออกแบบกำหนดเป็น 60 MGT (ล้านตัน) ข้อมูลอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ได้สรุปไว้ในตารางที่ 3

6.3.1 การออกแบบเพื่อป้องกันดินพื้นทางพังวิบัติแบบเฉือน

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณค่ากระแทกและน้ำหนักล้อพลวัตสำหรับออกแบบ

เลือกใช้สมการสำหรับค่ากระแทกตามความเหมาะสม ตัวอย่างนี้ใช้ความสัมพันธ์ที่แนะนำโดย The American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association [11] จึงได้ค่ากระแทกเป็น

$$\phi = 1 + 0.0052\frac{V}{D} = 1 + 0.0052\left(\frac{100}{0.914}\right) = 1.569$$

โดยที่ V คือ ความเร็วรถ มีหน่วยเป็น km/h และ D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของล้อ มีหน่วยเป็น m จากนั้นคำนวณน้ำหนักพลวัตสำหรับออกแบบ

$$P = \phi P_s = 1.569(100) = 156.893 \text{ kN}$$

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณความเค้นต่างจากความเครียดแบบพลาสติกที่ยอมให้

น้ำหนักผ่านทางสะสมสามารถแปลงให้เป็นจำนวนเพลาผ่าน คือ $N = 60 \times 10 \times 10^6$ kN$/(2 \times 100)$ kN $= 3 \times 10^6$ ครั้ง สมมุติให้ความเครียดแบบพลาสติกที่ยอมให้บริเวณผิวบนของชั้นดินพื้นทางเป็น 2% ทั้งนี้เพื่อป้องกันการพังวิบัติของดินพื้นทางแบบเฉือน ความเค้นต่างที่ยอมให้บริเวณผิวชั้นดินพื้นทางคำนวณได้จากสมการที่ 3 เป็น

$$\sigma_d = \left(\frac{\varepsilon_p(\sigma_s)^m}{aN^b}\right)^{\frac{1}{m}} = \left(\frac{2(50)^{2.4}}{1.2(3{,}000{,}000)^{0.18}}\right)^{\frac{1}{2.4}} = 20.213 \text{ kPa}$$

โดยที่ค่า $a\ b\ m$ ซึ่งใช้ในการคำนวณได้จากตารางที่ 1

ขั้นตอนที่ 3 คำนวณค่าอิทธิพลความเครียดที่ยอมให้

จากสมการที่ 15 จะได้ว่า

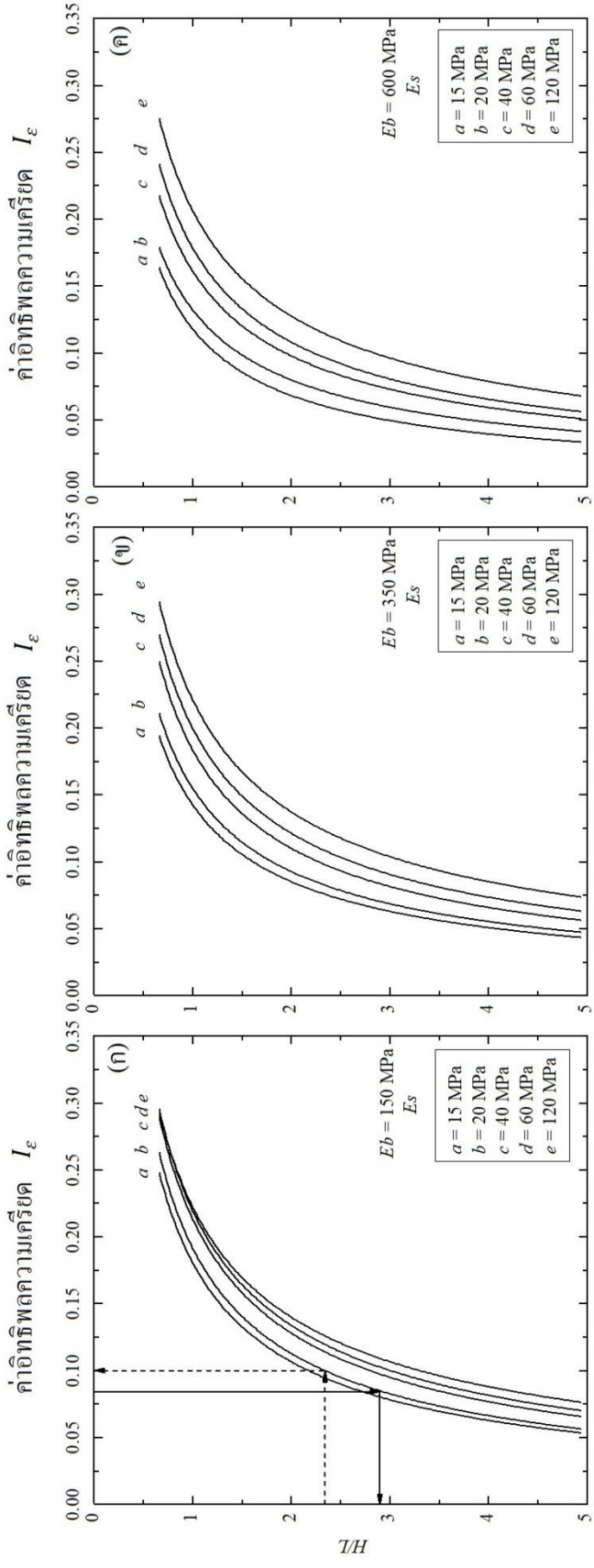
$$I_\varepsilon = \frac{\sigma_d A}{P} = \frac{20.213(0.65)}{156.893} = 0.084$$

ขั้นตอนที่ 4 กำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคจากกราฟความสัมพันธ์ $I_\varepsilon - H/L$

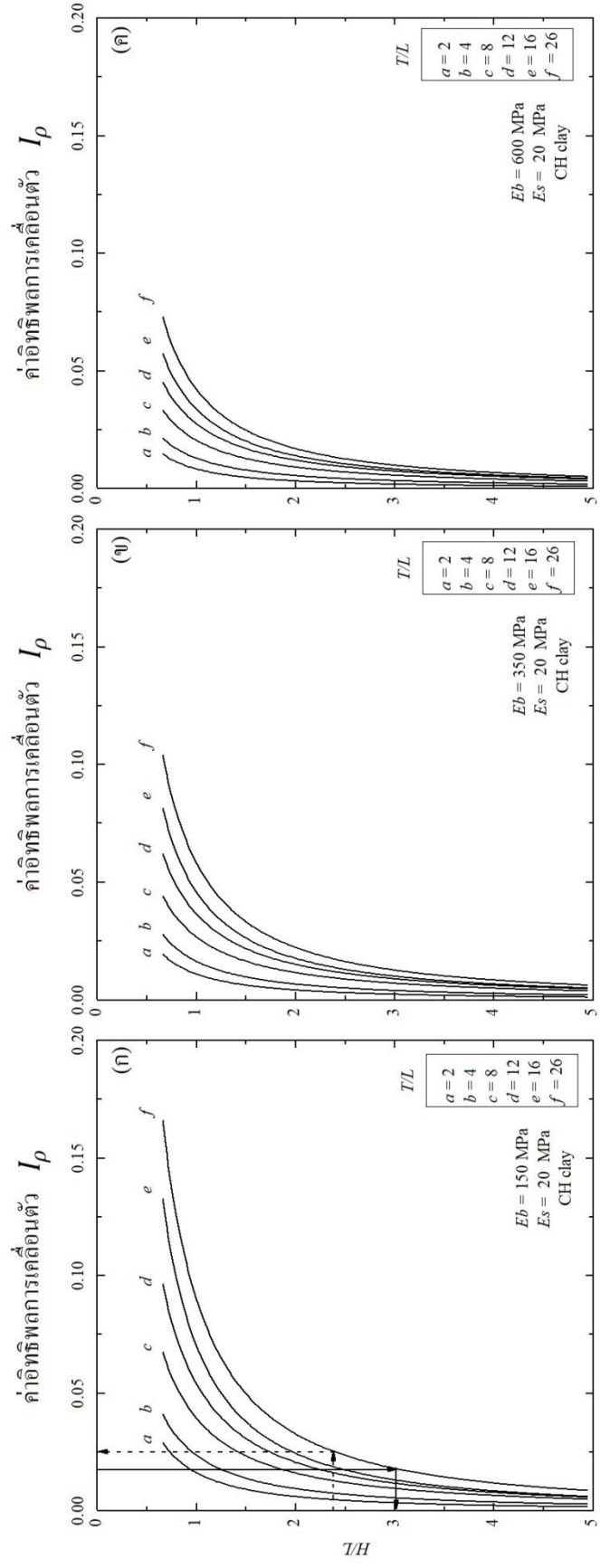
เมื่อทราบค่า E_b =150 MPa และ E_s =20 MPa เลือกใช้กราฟออกแบบรูป 7ก ค่า I_ε จากขั้นตอนที่ 3 ซึ่งเท่ากับ 0.084 สามารถกำหนด H/L ได้เป็น 2.89 (เส้นทึบในรูป 7ก) จากนั้นคำนวณความหนาของชั้นหินอนุภาคคือ $H = 2.89L = 2.89(0.15)$ = 0.43 m ความหนาที่คำนวณได้นี้เป็นค่าต่ำสุดที่ยอมให้สำหรับชั้นหินอนุภาคเพื่อป้องกันการพังวิบัติของดินพื้นทางแบบเฉือน

ตารางที่ 3 ข้อมูลออกแบบของชั้นหินอนุภาค ชั้นดินพื้นทาง และสภาพการใช้งานของทาง

ข้อมูลออกแบบสำหรับชั้นหินอนุภาคและชั้นพื้นทาง		สภาพการใช้ทาง	
กำลังรับแรงอัดของดิน (σ_s)	50 kPa	น้ำหนักล้อสถิต (P_s)	100 kN
โมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นหินอนุภาค (E_b)	150 MPa	ความเร็วรถออกแบบ (V)	100 km/h
โมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นดินพื้นทาง (E_s)	20 MPa	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางล้อ (D)	0.914 m
ความเครียดแบบพลาสติกสะสมที่ยอมให้ (ε_{pa})	2%	น้ำหนักผ่านทางสะสม	60 MGT
การทรุดตัวแบบพลาสติกที่ยอมให้ (ρ_{pa})	20 mm		
ความหนาของชั้นพื้นทางที่ยุบตัวได้ (T)	4 m		
ชนิดชั้นดินพื้นทาง	CH		



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอิทธิพลความเครียดกับความหนาของชั้นหินอนุภาค สำหรับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของชั้นหินอนุภาคและชั้นดินฐานต่างๆ



รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าอิทธิพลการเคลื่อนตัวกับความหนาของชั้นหินอนุภาค สำหรับดินเหนียวที่มีความเป็นพลาสติกสูง (CH)

6.3.2 การออกแบบเพื่อป้องกันชั้นดินพื้นทางเคลื่อนตัวแบบพลาสติกมากเกินไป

ขั้นตอนที่ 1 คำนวณค่าอิทธิพลการเคลื่อนตัวที่ยอมให้

สมมุติให้การเคลื่อนตัวสะสมแบบพลาสติกที่ยอมให้ของชั้นดินพื้นทางเป็น 20 mm ทั้งนี้เพื่อป้องกันดินพื้นพังวิบัติในลักษณะที่ 2 จากสมการที่ 22 จะได้ว่า

$$I_\rho = 100 \times \frac{\rho_p}{aN^b L\left(\frac{P}{A\sigma_s}\right)^m} = 100 \times \frac{0.02}{1.2(3{,}000{,}000)^{0.18}0.15\left(\frac{156.893}{0.65(50)}\right)^{2.4}} = 0.017$$

ขั้นตอนที่ 2 และ 3 กำหนดความหนาของชั้นหินอนุภาคจากกราฟความสัมพันธ์ $I_\rho - H/L$

เลือกใช้กราฟออกแบบรูป 8ก เพื่อให้สอดคล้องกับค่า E_b = 150 MPa และ E_s =20 MPa เมื่อ $I_\rho = 0.017$ และ $T/L = 4/0.15 = 26$ สามารถกำหนดค่า H/L ได้เป็น 3 (เส้นทึบในรูป 8ก) ขั้นต่อไปคำนวณความหนาของชั้นหินอนุภาค $H = 3L = 3(0.15)$ = 0.45 m ความหนานี้เป็นค่าต่ำสุดที่ยอมให้สำหรับชั้นหินอนุภาค เพื่อจะป้องกันการเคลื่อนตัวแบบพลาสติกที่มากเกินไปของชั้นดินพื้นทาง

จากการคำนวณทั้ง 2 วิธี วิศวกรควรพิจารณาเลือกใช้ความหนาของชั้นหินอนุภาคที่มากกว่า คือ H = 0.45 m ทั้งนี้เพื่อให้ป้องกันการพังวิบัติของชั้นดินทั้ง 2 ลักษณะ ในการก่อสร้างจริงอาจกำหนดให้ความหนาของชั้นหินโรยทางเป็น 0.20 m และชั้นรองหินโรยทางเป็น 0.25 m (นั่นคือ ความหนาที่เหลือของชั้นหินอนุภาคหลังจากหักความหนาของชั้นหินโรยทางออกแล้ว) ความหนาของชั้นหินโรยทางควรกำหนดไว้อย่างต่ำประมาณ 0.20 m เพื่อให้การซ่อมบำรุงทางด้วยการอัดหิน ล้างหิน หรือเปลี่ยนหมอนรองรางด้วยเครื่องจักร สามารถทำได้โดยสะดวกและไม่ก่อให้เกิดความเสียหายกับชั้นรองหินโรยทางที่วางตัวอยู่ด้านล่าง [2][11] การกำหนดความหนาของชั้นหินโรยทางที่มากเกินไปทำให้ค่าก่อสร้างและค่าบำรุงรักษาสูง และเป็นการสิ้นเปลืองโดยเปล่าประโยชน์

6.3.3 การประเมินน้ำหนักผ่านทางสะสมที่ยอมให้หรืออายุการใช้งานของทางรถไฟ

กราฟออกแบบในรูปที่ 7 และ 8 สามารถใช้ประมาณน้ำหนักผ่านทางสะสมที่ยอมให้ เพื่อป้องกันการพังวิบัติของชั้นดินพื้นทางทั้ง 2 ลักษณะ สำหรับการพังวิบัติลักษณะแรก ยกตัวอย่างโดยสมมุติให้ความหนาชั้นหินอนุภาคของทางรถไฟที่ได้ก่อสร้างไว้แล้วเป็น 0.35 m โดยเป็นชั้นหินโรยทาง 0.2 m และเป็นชั้นรองหินโรยทาง 0.15 m จะได้ว่า $H/L = 0.35/0.15 = 2.33$ หากสมมุติให้ข้อมูลอื่นๆ สำหรับการออกแบบคงเดิม จากรูป 7ก จะได้ค่า I_ε เป็น 0.1 (เส้นประในรูป) และค่า σ_d ที่ยอมให้ คำนวณจากสมการที่ 21 ได้เป็น 24.02 kPa ต่อมาคำนวณค่า N ที่ยอมให้ (สมการที่ 3) ซึ่งเท่ากับ 300,000 ครั้ง

สำหรับกรณีออกแบบเพื่อป้องกันการพังวิบัติของดินพื้นทางลักษณะที่ 2 เมื่อ $H/L = 0.35/0.15 = 2.33$ จะได้ค่า I_ρ ที่ยอมให้จากรูปที่ 8ก เป็น 0.025 (เส้นประในรูป) ขั้นต่อไปคำนวณค่า N ที่ยอมให้ด้วยสมการที่ 22 ซึ่งได้เป็น 400,000 ครั้ง วิศวกรสามารถกำหนดค่า N เป็นค่าที่น้อยกว่า คือ 300,000 ครั้ง ทั้งนี้เพื่อป้องกันการพังวิบัติของชั้นดินพื้นทางทั้ง 2 ลักษณะ จำนวนเพลาผ่านสามารถแปลงเป็นน้ำหนักผ่านทางสะสมที่ยอมให้ (Allowable accumulated tonnage AAT) คือ 300,000 × 100 × 2 kN /10 m/s^2 = 6 MGT หากทราบน้ำหนักผ่านทางสะสมตั้งแต่เปิดใช้ทางจนถึงปัจจุบัน (Current accumulated tonnage CAT) เช่น 2 MGT และทราบน้ำหนักผ่านทางสะสมเฉลี่ยต่อปี (Annual accumulated tonnage $ANAT$) เช่น 1.5 MGT/year ก็สามารถประมาณอายุการ

ใช้งานที่เหลืออยู่ของทาง (Remaining service life RSL) ได้ คือ $RSL = (AAT - CAT)/ANAT = (6-2)/1.5 = 2.67$ years อายุการใช้งานของทางที่เหลืออยู่ซึ่งคำนวณได้นี้มีประโยชน์สำหรับวางแผนซ่อมบำรุงทางด้วยการเปลี่ยนชั้นหินอนุภาคและบดอัดดินพื้นทางใหม่ในอนาคต

พึงระลึกว่า วิธีของ Li and Selig ไม่ว่าสำหรับทางกว้างมาตรฐาน 1.435 m (1998a) และ 1.000 m (ดังที่ได้นำเสนอในบทความนี้) พิจารณาการเคลื่อนตัวแบบถาวรหรือพลาสติกของชั้นดินพื้นทางอันเกิดจากน้ำหนักรถไฟที่กระทำซ้ำเท่านั้น แต่มิได้รวมถึงการเคลื่อนตัวของดินที่เกิดจากการบีบตัวคายน้ำอันเกิดจากน้ำหนักกดทับของทางเอง (Consolidation of subgrade soil) หรือการไถลของดินในกรณีที่พื้นทางมีลักษณะเป็นคันทาง (Slope stability failure) นอกจากนี้ วิธีของ Li and Selig มิได้พิจารณาการเคลื่อนตัวแบบถาวรของชั้นหินโรยทาง จากการขยับและแตกหักของอนุภาคหิน หรือการปนเปื้อนด้วยดินโคลน (Ballast fouling due to mud pumping) และมิได้รวมการเคลื่อนตัวของชั้นรองหินโรยทางจากความเค้นที่กระทำซ้ำที่อาจเกิดตามการใช้งานของทางที่เพิ่มขึ้น

7. สรุป

บทความนี้ได้นำเสนอวิธีการออกแบบความหนาของชั้นหินอนุภาคสำหรับทางรถไฟแบบมีหินโรยทาง วิธีการดังกล่าวปรับปรุงแนวทางออกแบบของ Li and Selig (1998a) เพื่อใช้สำหรับทางกว้าง 1.000 m การศึกษานี้ใช้แบบจำลองทางรถไฟชนิดอีลาสติก 3 มิติ (GEOTRACK) เพื่อวิเคราะห์ความเค้นจากน้ำหนักรถซึ่งกระจายตัวในโครงสร้างทางส่วนล่าง และจำลองการสะสมความเครียดแบบพลาสติกของชั้นดินพื้นด้วยสมการกำลัง เมื่อผนวกผลจากสองส่วนเข้าด้วยกัน จะได้ชุดกราฟสำหรับกำหนดความหนาของชั้นหินโรยทางและชั้นรองหินโรยทาง เพื่อป้องกันการพังวิบัติของดินพื้นทาง อันเกิดจากน้ำหนักการจราจรของรถไฟที่สะสมมากเกินไป กราฟออกแบบชุดนี้เหมาะสมกับบริบทและสภาพการใช้ทางในประเทศไทยโดยเฉพาะ ความหนาของชั้นหินอนุภาคที่เหมาะสม จะช่วยปกป้องชั้นดินพื้นทางไม่ให้เกิดการเคลื่อนตัวมากเกินไปเมื่อยังอยู่ในช่วงอายุออกแบบของทาง สิ่งนี้จะนำมาซึ่งทางที่มีสมรรถนะดี เหมาะสมกับลักษณะการใช้งาน มีคุณภาพการขับขี่สูง และเป็นส่วนสำคัญซึ่งช่วยให้การเดินรถไฟของประเทศไทยปลอดภัยและมีประสิทธิภาพสูงยิ่งขึ้น

กิตติกรรมประกาศ

การศึกษานี้ได้รับทุนสนับสนุนจาก สำนักงานพัฒนาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีแห่งชาติ (สวทช.) ประจำปีงบประมาณ 2558 ภายใต้โครงการ “การศึกษาพฤติกรรมและสมรรถนะทางวิศวกรรมขององค์ประกอบโครงสร้างทางรถไฟแบบมีหินโรยทางภายใต้น้ำหนักกดเพลาและความเร็วรถหลายระดับ” สัญญาโครงการเลขที่ FDA-CO-2558-126-TH ผู้เขียนขอขอบพระคุณ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. บุญชัย แสงเพชรงาม ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย และ ดร. อรรถพล เก่าประเสริฐ วิศวกรกำกับการ กองทางถาวร ฝ่ายการช่างโยธา การรถไฟแห่งประเทศไทย สำหรับข้อคิดเห็นและข้อเสนอแนะต่างๆ ตลอดระยะเวลาการศึกษาค้นคว้าและการเตรียมนำเสนอบทความฉบับนี้

เอกสารอ้างอิง

[1] Chantasorn, N. *Introduction to Railway Engineering and Modernization of Thailand’s Rail Transportation and Related Industries*. Bangkok: The National Science and Technology Development Agency, 2012.

[2] Selig, E. T. and Waters, J. M. *Track Geotechnology and Substructure Management*. London: Thomas Telford Publications, 1994.

[3] Indraratna, B., Salim, W., and Rujikiatkamjorn, C. *Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track*. London: Taylor and Francis Group, 2011.

[4] Burrow, M. P. N., Bowness, D., and Ghataora, G. S. A comparison of railway track foundation design methods. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 2007, 221(1), pp. 1-12.

[5] Anantanasakul, P. , Indraratna, B. , Nimbalkar, S. , and Neville, T. Monitoring of ballasted rail track with geosynthetic reinforcement. *Proceedings of Conference on Railway Engineering (CORE)*, Brisbane, Australia, 10-12 September 2012, pp. 367-374.

[6] Jeffs, T. and Tew, G. P. *A Review of Track Design Procedures, Volume 2. Sleepers and Ballast*. Melbourne: Railway of Australia, 1991.

[7] Bathurst, L. A. and Kerr, A. D. An improved analysis for the determination of required ballast depth. *Proceedings of AREMA Annual Conference,* Track and Structures, Chicago, Illinois, 1999, pp. 916-947.

[8] Talbot, A. N. Second Progress Report of Special Committee on Stresses in Railroad Track. *Proceedings of the American Railway Engineering Association*, 1919, 20(11), pp. 779-814.

[9] Trilaksanawilai, N. *Study of the Engineering Behavior of Ballasted Railroad Track on Soft Subgrade Soils Subject to Moderate Axle Loads and Rail Speeds*. Master Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University, 2019.

[10] Indraratna, B., Nimbalkar, S., Anantanasakul, P., Rujikiatkamjorn, C. and Neville, T. Performance monitoring of rail tracks stabilized by geosynthetics and shock mats: case studies at Bulli and Singleton in Australia. *Proceedings of GeoCongress 2013*, San Diego, California, USA, 2013, pp. 19-33.

[11] American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA) . *Manual for Railway Engineering, Volume 1. Track*. Maryland: AREMA, 2010.

[12] Raymond, G. P. Design for railroad ballast and subgrade support, *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 1985, 104(1), pp. 45-59.

[13] Office for Research and Experiments (ORE). *Repeated Loading of Clay and Track Foundation Design*. Report No. D 71/RP 12, Utrecht: ORE of the International Union of Railways, 1970.

[14] Tennkoon, N, Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Nimbalkar, S., and Nimbalkar, S. The role of ballast-fouling characteristics on the drainage capacity of rail substructure, *Geotechnical Testing Journal ASTM*, 2012, 35(4), pp. 629-640.

[15] Li, D. , and Selig, E. T. Method for railroad track foundation design I, Development. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 1998a, 124(4), pp. 316-322.

[16] Li, D. , and Selig, E. T. Method for railroad track foundation design II, Applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 1998b, 124(4), pp. 323-329.

[17] Brown, S. F., Lashine, A. K. F., and Hyde, A. F. L. Repeated load triaxial testing of a silty clay. *Geotechnique*, 1975, 25(1), pp. 95-114.

[18] Konrad, J. M., and Wagg, B. T. Undrained cyclic loading of anisotropically consolidated clayey silts. *Journal of geotechnical Engineering*, 1993, 119(5), pp. 929-949.

[19] Miller, G. A. , Teh, S. Y. , Li, D. , and Zaman, M. M. Cyclic shear strength of soft railroad subgrade. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 2000, 126(2), pp. 139-147.

[20] Heath, D. L., Shenton, M. J., Sparrow, R. W., and Waters, J. M. Design of conventional rail track foundations. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, 1972, 51(2), pp. 251-267.

[21] Li, D., and Selig, E. T. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 1996, 122(12), pp. 1006-1013.

[22] Chiou, J. S., Lin, H. S., Yeh, F. Y., and Sung, Y. C. Plastic settlement evaluation of embedded railroads under repeated train loading. *Journal of GeoEngineering*, 2016, 11(2), pp. 97-107.

[23] Adegoke, C. W. *Elastic and Inelastic Response of Track Structures under Train Loads*. PhD Thesis, State University of New York at Buffalo, 1978.

[24] Chang, C. S., Adegoke, C. W., and Selig, E. T. GEOTRACK model for railroad track performance. *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 1980, 106(11), pp. 1201-1218.

[25] Burmister, D. M. The general theory of stresses and displacements in layered systems. *Journal of Applied Physics*, 1945, 16(2), pp. 89-94.

[26] The Office of Transport and Traffic Policy and Planning (OTP). *Standards for Railway Track Structure*. Bangkok: OTP of the Ministry of Transport of Thailand, 2018.

[27] Li, D. and Selig, E. T. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 1994, 120(6), pp. 939-957.

[28] Sutapun, K. *Analysis of Stress Distribution in Meter-gauge Railroad Tracks Subjected to Moderate Axle Loads and Rail Speeds*. Master Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Mahidol University, 2019.