

การประเมินค่าสติฟเนสของหินคลุกด้วยวิธีการปล่อยน้ำหนักตกกระทบ Evaluation of stiffness of crushed rock by a falling weight method

ธนรัฐ ขวัญเจริญทรัพย์^{1,*} วรัช ก้องกัญญา¹

¹ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี, กรุงเทพฯ, ประเทศไทย

*Corresponding author; E-mail address: thanarut.mossco1840@mail.kmutt.ac.th

บทคัดย่อ

ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient modulus, M_r) เป็นพารามิเตอร์สำคัญค่าหนึ่งที่ใช้ในการออกแบบและวิเคราะห์ความแข็งแรงของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างโครงสร้างชั้นทาง โดยทั่วไปการหาค่า M_r ของวัสดุนิยมใช้การทดสอบแรงอัดสามแกนแบบให้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Repeat load triaxial test, RLT) ซึ่งเป็นวิธีที่มีความซับซ้อนและใช้เวลานาน เพื่อแก้ปัญหาดังกล่าว การศึกษาในปัจจุบันจึงได้มีการศึกษาวิธีการอื่นเพื่อเป็นแนวทางในการวิเคราะห์ค่า M_r ในงานวิจัยนี้จึงได้ศึกษาประยุกต์ใช้วิธีการปล่อยน้ำหนักตกกระทบเพื่อประเมินค่าสติฟเนสของวัสดุเม็ดหยาบ โดยการใช้เครื่องปล่อยน้ำหนักตกกระทบ (Dynamic hammer, DH) มาใช้ทดสอบกับหินคลุกบดอัดในโมลด์ซีบีอาร์ แล้วทำการวิเคราะห์หาค่าสติฟเนสของดิน (k) และศึกษาวิธีการวิเคราะห์เพื่อหาค่าโมดูลัสจำกัด (M_{DH}) ที่ขึ้นกับระดับความเค้นเทียบกับค่าโมดูลัสจำกัดของวัสดุที่ได้จากการทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ (M_{1D}) ที่ขึ้นกับระดับความเค้นวัสดุที่ใช้ในการศึกษานี้คือ หินคลุก (Crushed rock) ที่มีการลดขนาดอนุภาคกันดี ผลการศึกษาพบว่า 1. ค่า k จากการทดสอบ DH จะเพิ่มขึ้นกับจำนวนครั้งจนมีค่าคงที่เมื่อจำนวนครั้งในการปล่อยตกมีค่าเพิ่มขึ้นเข้าสู่อินฟินิตี้ ($n = \infty$) ซึ่งค่า $k_{n=\infty}$ สามารถวิเคราะห์ได้โดยใช้วิธีไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic method) 2. ค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ DH (M_{DH}) สามารถหาได้จากค่า k ที่แท้จริงที่หาค่าได้สำหรับระดับความเค้น (θ) ที่แตกต่างกันซึ่งขึ้นอยู่กับระยะตกกระทบที่ใช้ในการทดสอบ DH และ 3. ความสัมพันธ์ $M_{DH} - \theta$ มีความสอดคล้องกับความสัมพันธ์ $M_{1D} - \theta$ แต่จะมีการกระจายตัวที่มากกว่า

คำสำคัญ: เครื่องปล่อยน้ำหนักตกกระทบ, การทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ, โมดูลัสจำกัด, ระดับความเค้น, วัสดุชั้นทาง

Abstract

Resilient modulus (M_r) is one of the important parameters used in the design and analysis of pavement materials. In general, M_r is usually evaluated by laboratory repeated load triaxial (RLT) test, which is complicated and time-consuming. To solve these problems, many researches have been studied to find out other methods for determining M_r in a simple manner. In this paper, an application of impact load method by a dynamic hammer (DH) on a crushed rock sample compacted in CBR mould was attempted for evaluating the

soil stiffness (k), and a method for analysing constrained modulus (M_{DH}) for various stress levels was proposed. Then, the M_{DH} was compared with the constrained modulus (M_{1D}) for various stress levels obtained performing one-dimensional compression test. The material used in this study was a well-graded crushed rock. The followings are found from the results of this study. Firstly, in a series of DH tests with the same falling height, the k value gradually increases with the number of drops (n), approaching a stable value when n approaches infinity. The k value corresponding to n equal to infinity ($k_{n=\infty}$) can be determined by a hyperbolic method. Secondly, the constrained modulus by DH test (M_{DH}) can be determined by the true k values determined for different stress levels (θ) depending on different falling heights used in DH test. Lastly, the $M_{DH} - \theta$ relationship agrees with the $M_{1D} - \theta$ relationship, however the former exhibited large data scattering.

Keywords: Dynamic hammer, One-dimensional compression test, Constrained modulus, Stress level, Pavement material

1. บทนำ

ความแข็งแรงของวัสดุชั้นทางเป็นสมบัติสำคัญที่จะต้องพิจารณาในงานออกแบบและประเมินสภาพชั้นทาง ค่าโมดูลัสคืนตัว (Resilient modulus, M_r) เป็นพารามิเตอร์ที่นิยมนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างชั้นทางด้วยวิธีเชิงกล (Mechanistic design method) Buchanan [1] ได้อธิบายว่า M_r คือ อัตราส่วนระหว่างความเค้นเบี่ยงเบน (Deviator stress) กับ Recoverable strain ซึ่งแสดงถึงความแข็งแรงของวัสดุ โดยทั่วไปการหาค่า M_r สามารถทำได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการตามมาตรฐาน AASHTO T307-99 [2] โดยใช้การทดสอบแรงอัดสามแกน (Repeat load triaxial test, RLT) ที่ให้แรงกระทำซ้ำเป็นวงรอบจนกระทั่งตัวอย่างดินเข้าสู่สภาวะ Resilient ที่การเสียรูปของวัสดุสามารถกลับคืนสู่สภาพเดิมได้ทั้งหมด อย่างไรก็ตาม วิธีการทดสอบดังกล่าวเป็นวิธีที่มีความยุ่งยากและมีความซับซ้อนในขั้นตอนการทดสอบ ต้องอาศัยผู้เชี่ยวชาญในการทดสอบ ดังนั้นจึงมีการศึกษาและนำเสนอวิธีการอื่นเพื่อเป็นแนวทางในการหาค่า M_r สำหรับนำไปใช้ในการออกแบบและประเมินความแข็งแรงของวัสดุชั้นทาง เช่น การประมาณค่า M_r จาก

ค่า CBR ด้วยวิธีเชิงประสบการณ์ (Empirical method) ซึ่งเป็นวิธีการประมาณที่ไม่คำนวณค่าระดับของความเค้นที่เปลี่ยนแปลงไป

งานวิจัยนี้จึงได้ศึกษาวิธีการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสจำกัดของวัสดุ เพื่อพัฒนาไปสู่แนวทางอย่างง่ายในการประมาณค่า M_r ที่ขึ้นกับระดับความเค้น โดยศึกษาการประยุกต์ใช้วิธีการปล่อยตุ้มน้ำหนักตกกระทบโดยมีวัตถุประสงค์ในการศึกษาดังนี้ 1. ประยุกต์ใช้วิธีการปล่อยน้ำหนักตกกระทบจากเครื่อง Dynamic hammer (DH) ทดสอบกับหินคลุกบดอัดในโมลชีบีอาร์เพื่อวิเคราะห์ค่าความแข็งแรง (Stiffness, k) และพัฒนาวิธีการวิเคราะห์ค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ DH (M_{DH}) ที่ขึ้นกับระดับความเค้น 2. ทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ (One-dimensional compression) กับตัวอย่างหินคลุกบดอัดในโมลชีบีอาร์ด้วยการให้แรงกระทำแบบต่อเนื่องแบบคงค้างและแบบวิงูจกร เพื่อวิเคราะห์ค่าโมดูลัสจำกัด (M_{1D}) ที่ขึ้นกับระดับความเค้น และ 3. เปรียบเทียบค่าโมดูลัสจำกัดที่ได้จากการทดสอบ 1D compression และการทดสอบ DH

2. ทฤษฎีและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ค่าโมดูลัสคืนกลับ (M_r) ของวัสดุชั้นทาง

Kuttah [3] ศึกษาการหาค่า M_r ของทรายโดยการทดสอบการให้แรงกระทำซ้ำด้วยเครื่อง Light-weight deflectometer (LWD) พบว่า วิธีการทดสอบด้วย LWD สามารถให้แรงกระทำซ้ำกับดินตัวอย่างจนเข้าสู่สภาวะ ที่การเสียรูปของวัสดุกลับคืนสู่สภาพเดิม (Resilient) โดยเส้นโค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเสียรูปจะเริ่มทับกันและสามารถนำมาใช้คำนวณค่า M_r ของวัสดุได้ ซึ่งจากการทดสอบกับทรายที่มีความชื้นและระดับความเค้นต่ำ การปล่อยตุ้มน้ำหนักของ LWD ที่จำนวน 10 ถึง 12 ครั้ง เพียงพอที่จะทำให้เห็นการทับกันของความสัมพันธ์ดังกล่าวและสามารถคำนวณหาค่า M_r ได้

Dararat et al. [4] ศึกษาวิธีการประมาณค่า M_r หรือค่าโมดูลัสอิลาสติก (E) ของวัสดุที่ใช้ในวิศวกรรมงานทางขึ้นกับระดับความเค้น (Bulk stress, θ) โดยใช้การทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ (1D compression) กับตัวอย่างดินบดอัดในโมลชีบีอาร์ จากการทดสอบพบว่า ค่า θ สามารถคำนวณได้จากความเค้นในแนวตั้งและค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง (Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest, K_0) และแสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสจำกัดที่แท้จริง (Constrained modulus, M_0) กับอัตราส่วนของระดับความเค้น (Bulk stress ratio, θ/P_a) และสามารถคำนวณค่า M_{1D} ที่ขึ้นกับระดับความเค้นที่เปลี่ยนแปลงไปได้ เพื่อนำไปใช้แปลงค่ากลับเป็นค่า E ของวัสดุสำหรับใช้ในการออกแบบโครงสร้างชั้นทาง

2.2 ค่าความแข็งแรงของวัสดุ (Soil Stiffness of Materials)

Kongkitkul et al. [5] ศึกษาการประเมินสภาพทางกายภาพของโครงสร้างชั้นทางจากการทดสอบด้วยเครื่อง DH ซึ่งผลจากการทดสอบพบว่าค่าโมดูลัสต้านทานแรงกด (Modulus of subgrade reaction) หรืออัตราส่วนของแรงกระทำต่อพื้นที่ต่อการเสียรูปภายใต้พื้นที่ที่ถูกแรงกระทำ

ที่ได้จากการทดสอบด้วยเครื่อง DH เป็นค่าพารามิเตอร์ความแข็งแรงของวัสดุและใช้พิจารณาสภาพทางกายภาพของโครงสร้างชั้นทางได้

2.3 การวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic method)

Tan et al. [6] ได้นำเสนอวิธีการวิเคราะห์การตัวคายน้ำของดินด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก โดยพิจารณาความสัมพันธ์ระหว่างการทรุดตัวเนื่องจากการยุบตัว (Consolidation settlement, S) กับเวลา (t) ซึ่งจะมีลักษณะพฤติกรรมเป็น ให้เป็นเส้นตรงจากความสัมพันธ์ระหว่าง t/S กับ t และมีความชัน (β) จากสมบัติของฟังก์ชันไฮเพอร์โบลิกจะได้ว่า ส่วนกลับของความชัน ($1/\beta$) ของเส้นตรงนี้ สามารถนำไปวิเคราะห์ค่าการทรุดตัวสุดท้ายของกระบวนการอัดตัวคายน้ำได้

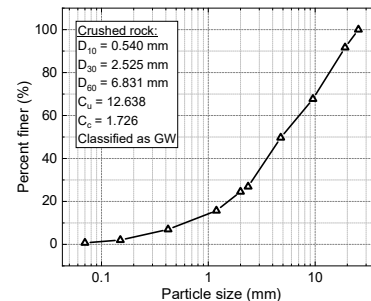
3. วิธีการทดสอบ

3.1 โมลชีบีอาร์ดัดแปลง

โมลชีบีอาร์ดัดแปลงเป็นโมลเหล็กทรงกระบอก มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางภายในเท่ากับ 152.4 mm มีความสูงเท่ากับ 177.8 mm และติดตั้ง Strain gauges บริเวณผิวข้างด้านนอกตามแนวเส้นรอบวงรอบจากการศึกษาของ Dararat et al. [4] โมลชีบีอาร์ดัดแปลง ได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้วัดความเครียดในแนวตามแนววงรอบ (Hoop strain, ϵ_θ) สำหรับการทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ (One-dimensional compression) ในการศึกษาโมลชีบีอาร์ดัดแปลงดังกล่าวถูกนำมาใช้เพื่อวัด ϵ_θ สำหรับประเมินค่าแรงดันด้านข้าง (Horizontal stress, σ_h) ที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างดินและประเมินค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างต่อไป

3.2 การเตรียมตัวอย่างทดสอบ

ดินตัวอย่างที่ใช้ในการทดสอบได้แก่ หินคลุก (Crushed rock) ซึ่งเป็นวัสดุที่นำไปใช้ในการก่อสร้างชั้นพื้นฐาน จากการทดสอบการบดอัดแบบสูงกว่ามาตรฐานพบว่า มีค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (MDD) เท่ากับ 2.430 g/cm³ และปริมาณความชื้นที่เหมาะสม (OMC) เท่ากับ 4.88 % การบดอัดหินคลุกในโมลชีบีอาร์ดัดแปลงทำโดยการบดอัดดินลงในโมล 5 ชั้น และบดอัดไปจนความหนาแน่นแห้งเท่ากับ 100% MDD การกระจายขนาดคละของหินคลุกที่ใช้ทดสอบแสดงในรูปที่ 1



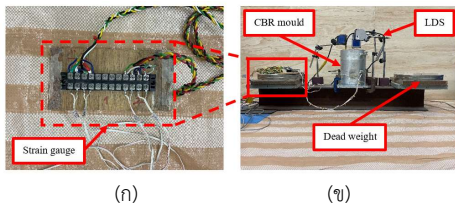
รูปที่ 1 การกระจายขนาดขนาดคละของหินคลุก (Crushed rock)

3.3 การทดสอบ DH กับตัวอย่างดินที่บดอัดในโมลชีบีอาร์

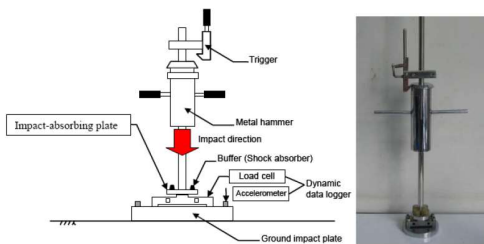
การทดสอบจะติดตั้งอุปกรณ์ประกอบไปด้วย (1) โมลชีบีอาร์ที่ติดตั้ง Strain gauge ไว้ตามแนวเส้นรอบวงเพื่อวัดค่า ϵ_θ โดยจะทำการต่อเข้ากับ

แผนผังจรวดแสดงในรูป 2(ก) และนำโมลมาติดตั้งไว้ตรงกลางเสาเหล็กโดยการยึดฐานของโมลซีบีอาร์กับปีกของเสาเหล็ก ดังแสดงในรูปที่ 2(ข) และมีน้ำหนักกดทับส่วนปลายทั้งสองของเสาเหล็กเพื่อลดการสั่นขณะทำการทดสอบ, (2) เซ็นเซอร์เลเซอร์วัดการทรุดตัว (Laser Displacement Sensor, LDS) จำนวน 3 ตัว ดังแสดงในรูปที่ 2(ข) ติดตั้งบนเสาเหล็กในตำแหน่งที่วัดจะอยู่ห่างกันเป็นมุม 120 องศา เพื่อวัดการทรุดตัวของแผ่นเหล็กของเครื่อง DH ที่ทรุดตัวลงไปโมลซีบีอาร์, (3) เครื่อง DH ดังแสดงในรูปที่ 3 เป็นเครื่องที่มีการพัฒนาโดย Kongkitkul et al. [5] ซึ่งมีรูปแบบการทำงานคล้ายกับเครื่อง Falling-Weight Deflectometer (FWD) รายละเอียดเกี่ยวกับเครื่อง DH แสดงในตารางที่ 1

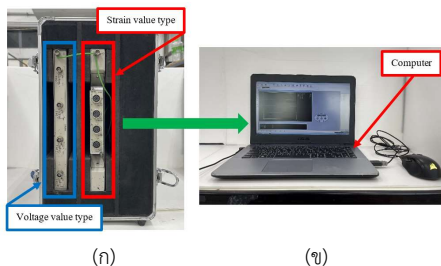
ในการทดสอบ DH ต้มน้ำหนักจะถูกยกขึ้นและปล่อยตก ทำให้เกิดแรงกระทำกับดินตัวอย่างที่อัดแน่นในโมลซีบีอาร์ ซึ่งแรงกระทำที่เกิดขึ้นวัดด้วย Load cell และความเร่งที่แผ่นเหล็กวัดด้วย Accelerometer ที่ติดตั้งไว้ตรงกลางของแผ่นเหล็กของเครื่อง DH, และ (4) Data logger สำหรับใช้ในการเก็บข้อมูลดังแสดงในรูป 4(ก) มี 2 ประเภทคือ แบบ Strain value โมเดล PCD-300B และแบบ Voltage value โมเดล PCD-320A ซึ่งสามารถใช้ความถี่ในการเก็บข้อมูลได้สูงถึง 5 kHz และสามารถแสดงผลผ่านทางคอมพิวเตอร์ ด้วยโปรแกรม DCS-100A ดังแสดงในรูป 4(ข) ในการศึกษานี้ได้ทำการทดสอบ DH โดยใช้ระยะตกกระแทกเท่ากับ 2, 4, 6, และ 8 cm กับตัวอย่างดินบดอัดในโมลซีบีอาร์ ดังแสดงในตารางที่ 2 ซึ่งแต่ละความสูงจะทำการทดสอบด้วยการปล่อยตกที่ความสูงละ 20 ครั้ง เพื่อวิเคราะห์ค่าสถิติพิเศษของวัสดุทดสอบ



รูปที่ 2 การติดตั้งอุปกรณ์สำหรับการทดสอบ DH test
(ก) แผนผังจรวดต่อ Strain gauge และ
(ข) การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบ



รูปที่ 3 เครื่อง Dynamic hammer (DH) ที่ใช้ในการศึกษานี้ [5]



รูปที่ 4 Data logger และคอมพิวเตอร์ที่ใช้ในการศึกษานี้
(ก) Data logger แบบ Strain value และ แบบ Voltage value และ
(ข) คอมพิวเตอร์ที่แสดงผลด้วยโปรแกรม DCS-100A

ตารางที่ 1 รายละเอียดของเครื่อง Dynamic hammer

รายละเอียด	ขนาด
น้ำหนักของตุ้มเหล็ก	10 kg
ความสูงปล่อยตกสูงสุด	500 mm
น้ำหนักตกกระแทกสูงสุด	20 kN
เส้นผ่านศูนย์กลางแผ่นเหล็กรับน้ำหนัก	150 mm
การวัดน้ำหนักตกกระแทก	Load cell
การวัดการเสียรูป	Accelerometer
การเก็บจำนวนตัวอย่าง	5 kHz
น้ำหนักรวม	19.23 kg

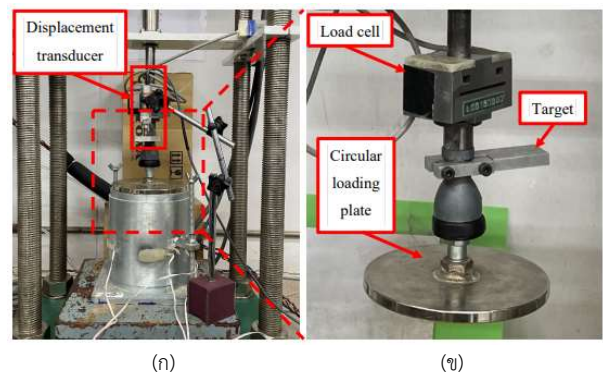
ตารางที่ 2 กรณีการทดสอบ Dynamic hammer ในการศึกษานี้

ลำดับ	กรณีทดสอบ	วัสดุ	ความสูงปล่อยตก, h (cm)	จำนวนครั้งในการปล่อยตก, n (ครั้ง)
1	DH2CR	Crushed rock	2	20
2	DH4CR		4	
3	DH6CR		6	
4	DH8CR		8	

เมื่อ h คือ ความสูงในการปล่อยตุ้มน้ำหนัก
 n คือ จำนวนครั้งในการปล่อยตุ้มน้ำหนัก
DH คือ Dynamic hammer test
DH2KS คือ ชื่อกรณีทดสอบโดยแสดงการทดสอบ, ความสูง และวัสดุ โดยที่ CR คือ หินคลุก (Crushed rock)

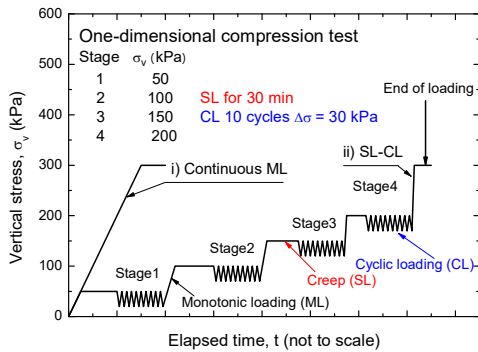
3.4 การทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ (One-dimensional compression test) กับตัวอย่างดินที่บดอัดในโมลซีบีอาร์

ในการศึกษานี้ใช้เครื่อง Compression machine ที่ประกอบด้วยเฟรมปฏิกิริยา (Reaction frame) และระบบให้แรงกระทำแบบเกียร์ (Precise gear loading system) ซึ่งจะทำการควบคุมการทดสอบด้วยคอมพิวเตอร์ การติดตั้งอุปกรณ์ทดสอบแสดงในรูปที่ 5(ก) ในการทดสอบจะวัดค่าการทรุดตัวด้วยทรานสดิวเซอร์วัดการเสียรูป (Displacement transducer) ซึ่งมีค่าความจุ (Capacity) เท่ากับ 10 mm และแรงกระทำในแนวดิ่งด้วย Load cell ที่มีค่าความจุ (Capacity) เท่ากับ 50,000 N ดังแสดงในรูปที่ 5(ข)



รูปที่ 5 การติดตั้งอุปกรณ์สำหรับการทดสอบ 1D compression test
(ก) องค์ประกอบของอุปกรณ์ และ
(ข) การติดตั้ง Load cell, Circular loading plate และ Target

รูปที่ 6 แสดงแผนผังเวลาและการให้แรงกระทำในการทดสอบ 1D compression ซึ่งในการศึกษานี้มีรูปแบบการให้แรงกระทำในแนวตั้ง 2 แบบดังนี้ 1. การทดสอบ 1D compression แบบให้แรงกระทำแบบต่อเนื่อง (Continuous monotonic loading, ML) ซึ่งจะให้แรงกระทำในแนวตั้งผ่าน Piston ของเครื่อง Compression machine บนแผ่น Plate ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 150 mm กับตัวอย่างด้วยอัตราความเครียดคงที่ (Constant strain rate) เท่ากับ 0.0277 %/min และ 2. การทดสอบ 1D compression แบบให้แรงกระทำคงค้าง (Sustained loading, SL) แล้วตามด้วยการให้แรงกระทำเป็นวัฏจักร (Cyclic loading, CL) ซึ่งการให้แรงกระทำแบบ SL-CL นั้น จะกระทำที่ระดับความเค้นในแนวตั้งเท่ากับ 50, 100, 150 และ 200 kPa ในการทดสอบจะเริ่มการให้แรงแบบ ML ไปจนถึงระดับความเค้นเป้าหมาย จากนั้นจะให้แรงแบบ SL นาน 30 นาที แล้วตามด้วยการให้แรงแบบ CL จำนวน 10 รอบ จากนั้นจึงให้แรงแบบ ML ไปยังระดับความเค้นถัดไปด้วยอัตราความเครียดคงที่ (Constant strain rate) เท่ากับ 0.0277 %/min



รูปที่ 6 แผนผังเวลาและการให้แรงกระทำในแนวตั้งกับตัวอย่างในการทดสอบ 1D compression test [4]

4. ผลการทดสอบ

4.1 ผลการทดสอบ DH

4.1.1 ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง (K_0)

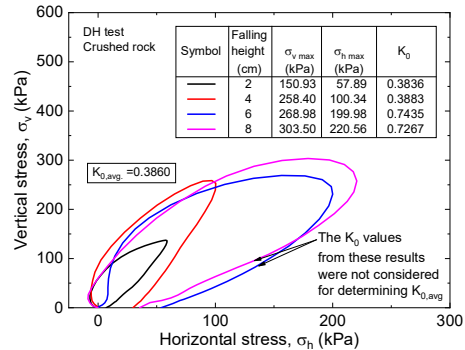
สมมติฐานที่ใช้ในการศึกษานี้คือ ความเครียดในแนวเส้นรอบวงที่เกิดขึ้นบนพื้นผิวของโมลชีบอร์ในช่วงการทดสอบ DH มีความสม่ำเสมอตลอดทั้งความสูงและขอบของโมล จากทฤษฎีความเค้นอีลาสติกในท่อทรงกระบอกของ Budynas et al. [8] สามารถคำนวณค่าความเค้นด้านข้าง (σ_h) ได้จากค่า ε_0 ที่ได้จากการทดสอบ DH ได้ดังสมการที่ 1

$$\sigma_h = \frac{\varepsilon_0 E t}{r} \quad (1)$$

โดยที่ E , t , และ r คือ ค่าโมดูลัสอีลาสติก, ความหนา, และรัศมีภายในของโมลชีบอร์ ในการศึกษานี้ได้ใช้ค่าพารามิเตอร์จากการศึกษาของ Dararat et al. [4] เท่ากับ 120 GPa, 7 mm, และ 76.2 mm ตามลำดับ

รูปที่ 7 แสดงความสัมพันธ์ $\sigma_v - \sigma_h$ จากการทดสอบ DH ด้วยระยะตกกระแทกต่าง ๆ ในครั้งที่ $n=1$ ความสัมพันธ์นี้สามารถนำไปใช้ในการคำนวณค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง (K_0) ของหินคลุก จากการคำนวณจะได้ว่า ค่า K_0 เท่ากับ 0.3860 โดยไม่นำค่าที่ได้

จากการทดสอบด้วยความสูง 6 และ 8 cm มาเฉลี่ยด้วย เนื่องจากมีค่าอยู่นอกพิสัย 0.25 ถึง 0.66 ซึ่งเป็นค่า K_0 โดยทั่วไปของวัสดุชั้นทางตามการแนะนำของ Austroads [9]



รูปที่ 7 ความสัมพันธ์ $\sigma_v - \sigma_h$ และค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง (K_0) จากการทดสอบ DH

4.1.2 การคำนวณค่าสติเฟนของดิน (k) ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก

ในการทดสอบ DH โดยใช้ความสูงในการปล่อยตุ้มน้ำหนักเท่ากับ 2, 4, 6, และ 8 cm ในแต่ละความสูงมีจำนวนครั้งในการปล่อยเท่ากับ 20 ครั้ง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัน (p) กับการทรุดตัวของแผ่นเหล็กที่ได้จากการอินทิเกรตความเร่ง (s_1) จากการปล่อยแต่ละครั้งจะถูกนำมาคำนวณค่าสติเฟน (k) ของดินดังสมการที่ 2 และจากการทดสอบที่ความสูงเดียวกันค่า k จะถูกนำไปวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิกต่อไปเพื่อหาค่า k สุดท้าย ($k_{n=\infty}$) เมื่อวัสดุทดสอบมีพฤติกรรมที่เข้าสู่อีลาสติกสมบูรณ์

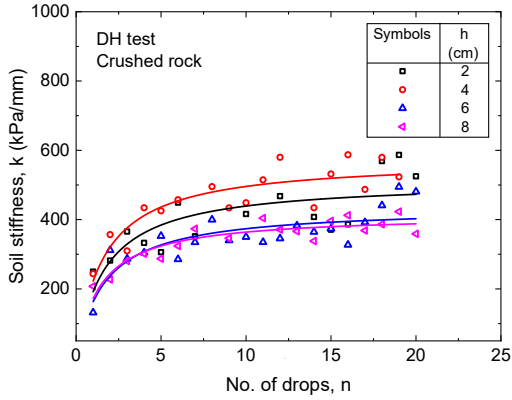
$$k = \frac{P_{max}}{S_{1,max}} \quad (2)$$

รูปที่ 8 แสดงความสัมพันธ์ $k - n$ ซึ่งจะพบว่า เมื่อจำนวนครั้งในการตกกระแทก (n) เพิ่มขึ้น ค่า k จะเพิ่มขึ้นในอัตราที่ลดลงเรื่อย ๆ จนจบมีค่าคงที่เมื่อ n เข้าสู่อนันต์ หรือกล่าวได้ว่าเส้นโค้งความสัมพันธ์มีลักษณะเป็นเส้นโค้งไฮเพอร์โบลิก ซึ่งสามารถแสดงสมการความสัมพันธ์ได้ดังสมการที่ 3

$$k = \frac{n}{\alpha + \beta n} \quad (3)$$

จากทฤษฎีวิธีไฮเพอร์โบลิก เมื่อ $n=\infty$ k สุดท้าย ($k_{n=\infty}$) สามารถประเมินได้เท่ากับ $1/\beta$ ดังแสดงในสมการที่ 4 พบว่าค่า k ที่ความสูง 2 cm และ 4 cm มีค่าเพิ่มขึ้นและมีค่า k สูงที่สุด เนื่องจากการกระดอนของตุ้มน้ำหนักที่อาจส่งผลกระทบต่อผลการแปรปรวนของข้อมูล ซึ่งในการศึกษาต่อไปต้องมีการพัฒนาอุปกรณ์ เช่น การใช้สปริงหรือวัสดุที่ดูดซับแรงกระแทก รายละเอียดขั้นตอนในการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิกแสดงในตารางที่ 3 และรูปที่ 9 แสดงแผนผังการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก

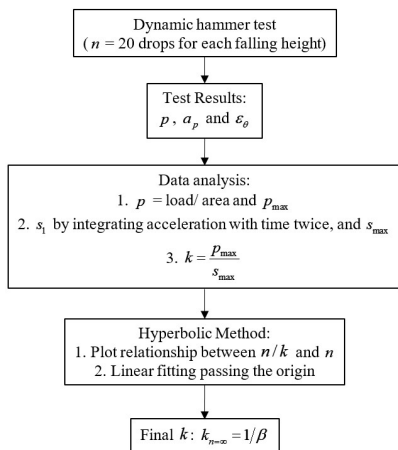
$$\lim_{n \rightarrow \infty} k = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{\alpha/n + \beta} = \frac{1}{\beta} \quad (4)$$



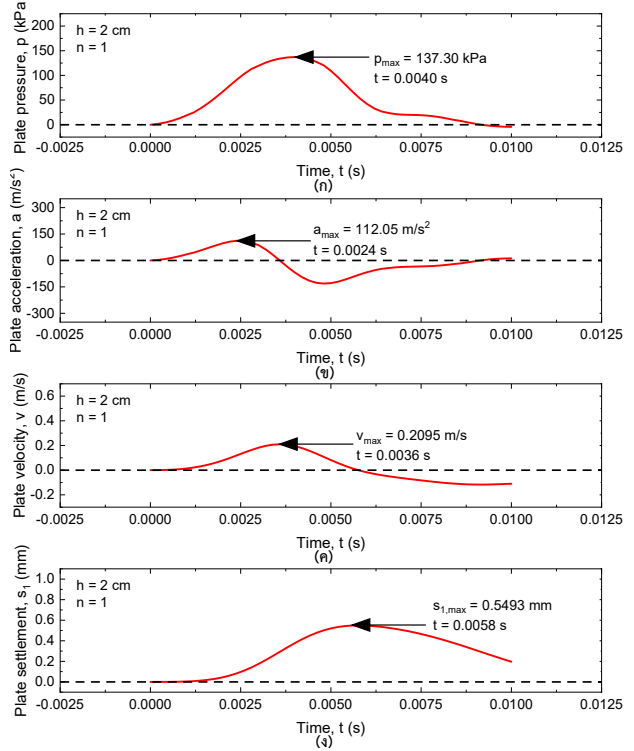
รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างสติฟเนสของดิน (k) กับจำนวนครั้งในการปล่อยตกกระแทก (n)

ตารางที่ 3 ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก

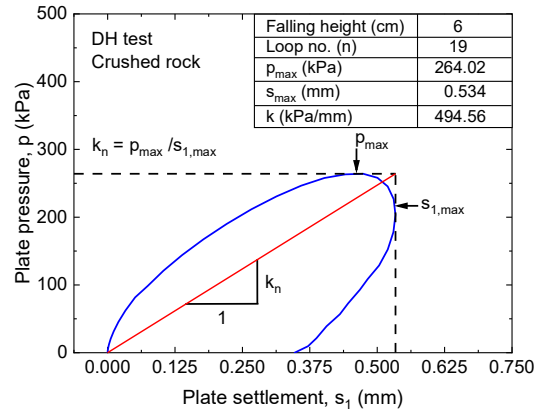
ลำดับ	ขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก
1	จากการทดสอบ DH จะได้ประวัติเวลาแรงกระทำ, ความเร่งของแผ่นเหล็ก (a), และความเครียดในแนวเส้นรอบวง (ϵ_θ)
2	คำนวณค่า $k_{n=\infty}$ สำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm โดยพิจารณาจากค่า k จากการปล่อยตกแต่ละครั้งซึ่งสามารถคำนวณได้ดังนี้
	2.1) คำนวณค่าแรงกระทำต่อพื้นที่และคำนวณค่า p_{max} ในแต่ละครั้งของการปล่อยตกสำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm ดังแสดงในรูปที่ 10(ก)
	2.2) คำนวณค่าการทรุดตัว (s_1) ในแต่ละครั้งของการปล่อยตกสำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm จากการอินทิเกรตความเร่งกับเวลาจะได้ความเร็ว จากนั้นอินทิเกรตความเร็วกับเวลาจะได้ s_1 จากนั้นคำนวณค่าการทรุดตัวสูงสุด ($s_{1,max}$) ในแต่ละครั้งของการปล่อยตกสำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm ดังแสดงในรูปที่ 10(ข) ถึง 10(ง)
	2.3) นำค่า p_{max} และ $s_{1,max}$ มาคำนวณค่า k ในแต่ละครั้งของการปล่อยตกสำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm ตามสมการที่ 2 และรูปที่ 11 แสดงการคำนวณค่า k
	2.4) สร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง n/k กับ n สำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm ดังแสดงในรูปที่ 12 โดยที่ n คือ จำนวนครั้งในการปล่อยตก ซึ่งในการศึกษานี้ใช้ $n = 20$ ครั้ง แล้วทำการวิเคราะห์ถดถอยเชิงเส้นผ่านจุดกำเนิดและคำนวณค่าความชัน (β) สำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm
	2.5) คำนวณค่า $k_{n=\infty}$ สำหรับความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm ได้เท่ากับ $1/\beta$



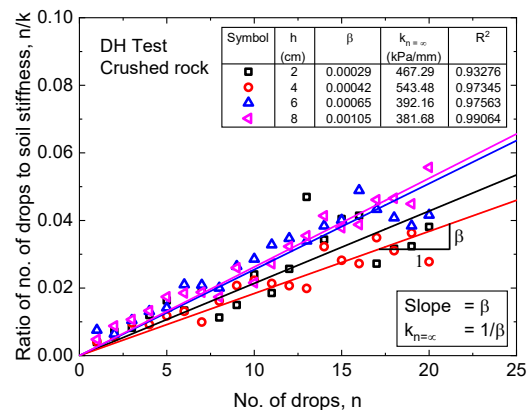
รูปที่ 9 แผนผังแสดงขั้นตอนการวิเคราะห์หาค่าสติฟเนสสุดท้าย ($k_{n=\infty}$)



รูปที่ 10 ประวัติเวลาของแรงดันที่แผ่นเหล็ก, ความเร่ง, ความเร็วและการทรุดตัวของแผ่นเหล็กจากการทดสอบ DH ในครั้งที่ $n = 1$ และ $h = 2$ cm



รูปที่ 11 ความสัมพันธ์ $p-s$ จากการทดสอบ DH ด้วยระยะ $h = 6$ cm ในครั้งที่ $n = 19$ และการหาค่าสติฟเนส



รูปที่ 12 ความสัมพันธ์ระหว่าง n/k กับ n ที่ได้จากการทดสอบ DH ที่ความสูงต่างๆ และค่าสติฟเนสสุดท้ายจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก

จากตารางที่ 4 แสดงค่า $k_{n=\infty}$ ของหินคลุกที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก สำหรับความสูง 2, 4, 6, และ 8 cm เท่ากับ 467.29, 543.48, 392.16, และ 381.68 kPa/mm ตามลำดับ ค่า $k_{n=\infty}$ ของหินคลุกที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิกมีค่ามากกว่าค่า k โดยทั่วไปของดิน Well-compacted crushed stone ที่ 200-300 kPa/mm จากการศึกษาของ Ubani et al. [7] เนื่องจากการศึกษานี้ได้ทำการทดสอบในโมลชีบีอาร์ซึ่งได้รับอิทธิพลจากแรงดันด้านข้างมาทำให้ดินตัวอย่างมีสตีฟเนสสูงขึ้นกว่าการทดสอบ Plate load test กับผิวดินในสนาม

ตารางที่ 4 ค่าสตีฟเนสสุดท้าย ($k_{n=\infty}$) ที่ได้จากการทดสอบ DH ที่ความสูงต่างๆ

ความสูงปล้อยตก, h (cm)	$k_{n=\infty}$ (kPa/mm)
2	467.29
4	543.48
6	392.16
8	381.68

4.1.3 การปรับแก้ค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ได้จากการอินทิเกรต

รูปที่ 13 แสดงตัวอย่างความสัมพันธ์ ($p-s$) จากการปล้อยตกครั้งเดียวจากการทดสอบ DH ซึ่งจะพบว่า เมื่อค่า p กลับเข้าสู่ศูนย์ ค่าการทรุดตัวถาวร (s_{1p}) จะมีค่าน้อยกว่าค่าการทรุดตัวสูงสุด ($s_{1,max}$) การทดสอบ DH ในการศึกษาครั้งนี้ ได้ติดตั้ง LDS ไว้ทั้งหมด 3 ตัวที่ฐานของโมลชีบีอาร์เพื่อวัดค่าการทรุดตัวถาวร (s_{2p}) ที่เกิดขึ้น รูปที่ 14 แสดงประวัติเวลาการทรุดตัวของแผ่นเหล็กซึ่งจะพบว่า ค่า s_{1p} ที่ได้จากการอินทิเกรตความเร่งมีค่ามากกว่าค่า s_{2p} ที่วัดได้โดยตรงจาก LDS ดังนั้นจึงต้องทำการปรับแก้ค่า $s_{1,max}$ ก่อนนำไปคำนวณค่า k ในวิธีไฮเพอร์โบลิกเสียก่อน

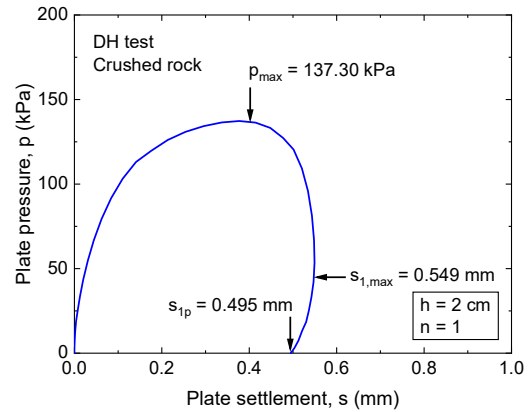
ในการศึกษานี้ได้นำค่า $s_{1,max}$ มาใช้ในการคำนวณค่า k ของแต่ละครั้งในการปล้อยตก ก่อนที่จะนำไปวิเคราะห์ค่า $k_{n=\infty}$ ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก ซึ่งการคำนวณโดยใช้ค่า $s_{1,max}$ โดยตรงจะทำให้ค่า k ที่ได้มีค่าน้อยกว่าความเป็นจริง ดังนั้นในการศึกษานี้จึงนำเสนอการปรับแก้ด้วยค่าปรับแก้ดังแสดงในสมการ 5 ตารางที่ 5 แสดงค่าปรับแก้ของแต่ละความสูงที่นำไปใช้ในการปรับแก้ค่า $s_{1,max}$ ก่อนนำไปคำนวณค่า $k_{n=\infty}$ ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิกดังแสดงในรูปที่ 15

$$CF = \frac{s_{2p,avg}}{s_{1p,avg}} \quad (5)$$

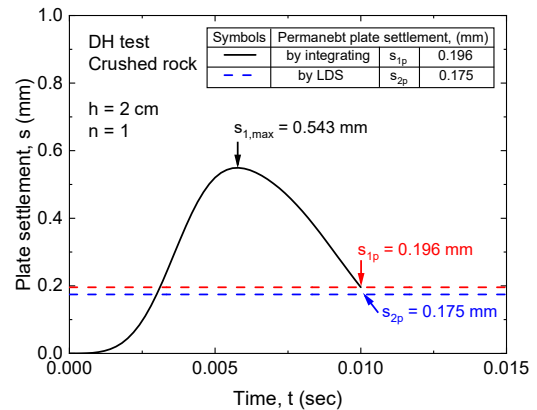
โดยที่ CF คือ ค่าปรับแก้, $s_{1p,avg}$ คือ การทรุดตัวถาวรเฉลี่ยที่ได้จากการอินทิเกรตความเร่ง (mm) และ $s_{2p,avg}$ คือ การทรุดตัวถาวรเฉลี่ยที่ได้จาก LDS (mm)

ตารางที่ 5 ค่าปรับแก้การทรุดตัวของแต่ละความสูง

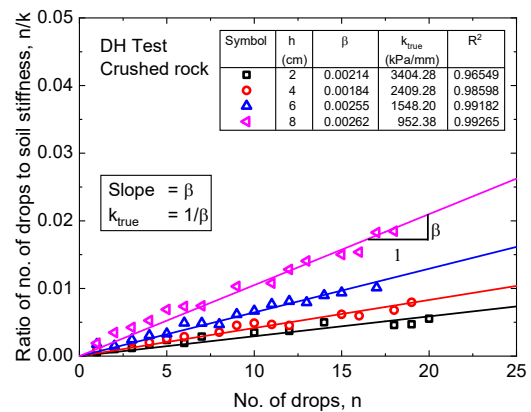
ความสูงปล้อยตก, h (cm)	CF
2	0.145
4	0.219
6	0.234
8	0.397



รูปที่ 13 ความสัมพันธ์ $p-s$ เปรียบเทียบค่าการทรุดตัวสูงสุด ($s_{1,max}$) กับค่าการทรุดตัวถาวรที่ได้จากการอินทิเกรต (s_{1p})



รูปที่ 14 ประวัติเวลาการทรุดตัวของแผ่นเหล็กเปรียบเทียบค่าการทรุดตัวถาวรจากการอินทิเกรตความเร่งกับค่าการทรุดตัวถาวรที่วัดได้โดยตรงด้วย LDS



รูปที่ 15 ความสัมพันธ์ระหว่าง n/k กับ n โดยใช้ค่า k ที่คำนวณจากค่าการทรุดตัวสูงสุดที่ปรับแก้แล้ว และการวิเคราะห์หาค่าสตีฟเนสแท้จริง (k_{true})

ตารางที่ 6 แสดงค่า $k_{n=\infty}$ และ k_{true} จากการทดสอบ DH ด้วยความสูงที่ต่างกันจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮโดรโพลิก ค่า $k_{n=\infty}$ ได้จากการคำนวณโดยใช้ค่า $s_{1,max}$ ที่ยังไม่ได้ทำการปรับแก้จึงมีค่าน้อยกว่าค่า k_{true} ซึ่งเป็นค่าที่คำนวณโดยใช้ค่า $s_{1,max}$ ที่ทำการปรับแก้แล้ว

4.1.4 ค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ DH (M_{DH})

การวิเคราะห์ค่า M_{DH} จะใช้ทฤษฎีอิลาสติกสำหรับวัสดุทรงกระบอกที่จำกัดการเสียรูปด้านข้างโดยมีสมมติฐานว่า ก) ตัวอย่างดินเป็นวัสดุอิลาสติก; ข) การทรุดตัวเกิดขึ้นในดินเพียงอย่างเดียว; ค) แรงกระแทก (Impact load) เป็นแรงสถิตย์เสมือน (Quasi-static load) การศึกษาของ Schwartz et al. [10] ได้กล่าวถึงการคำนวณค่าโมดูลัสของดินที่ทดสอบด้วยเครื่อง LWDT ในโมลโลหะด้วยทฤษฎีอิลาสติกดังแสดงในสมการที่ 6

$$E = \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) \frac{4H}{\pi D^2} k \quad (6)$$

โดยที่ E คือ ค่าโมดูลัสอิลาสติก (N/m^2), ν คือ อัตราส่วนปัวซอง, H คือ ความสูงของตัวอย่างดิน (m), D คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของโมล (m) และ k คือ ค่าสตีสนของตัวอย่างดินจากการทดสอบ DH (N/m)

การทดสอบ DH กับตัวอย่างดินบดอัดในโมลซีปียาร์ตัดแปลงจึงได้นำทฤษฎีดังกล่าวมาใช้ในการคำนวณเพื่อวิเคราะห์ค่า M_{DH} ดังแสดงในสมการที่ 7

$$M_{DH} = k \times H_{CBR} \quad (7)$$

โดยที่ M_{DH} คือ ค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ DH ในโมลซีปียาร์ตัดแปลง (kPa) และ H_{CBR} คือ ความสูงของโมลซีปียาร์เท่ากับ 177.8 mm และ k คือ ค่าสตีสนของตัวอย่างดินจากการทดสอบ DH (N/m)

จากการทดสอบ DH ที่ความสูง 2, 4, 6 และ 8 cm ด้วยการปล่อยตก 20 ครั้งในแต่ละชุดความสูง ค่าระดับความเค้น (Bulk stress, θ) จะแตกต่างกันเนื่องจากความสูงในการปล่อยตกที่ไม่เท่ากัน เมื่อพิจารณา ค่า $\sigma_{v,max}$ ที่ได้จากการเฉลี่ยค่า σ_v สูงสุดจากแต่ละครั้งในการปล่อยตกในแต่ละความสูง และค่า $\sigma_{h,max}$ สามารถคำนวณได้ตั้งสมการที่ 8 และค่า θ สามารถคำนวณได้ตั้งสมการที่ 9

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v \quad (8)$$

โดยที่ K_0 คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างที่มาจากหัวข้อที่ 4.1.1

$$\theta = \sigma_v + 2\sigma_h \quad (9)$$

ตารางที่ 7 แสดงค่า θ และค่า M_{DH} ที่ได้จากการคำนวณด้วยค่า k ก่อนการปรับแก้ ($k_{n=\infty}$) และตารางที่ 8 แสดงค่า θ และค่า M_{DH} ที่ได้จากการคำนวณด้วยค่า k หลังการปรับแก้ (k_{true}) ซึ่งจะพบว่าค่าการปรับแก้การทรุดตัวทำให้ค่า k และ M_{DH} หลังการปรับแก้มีค่าเพิ่มขึ้น ซึ่งจะได้นำไปพิจารณาเปรียบเทียบในหัวข้อต่อไป

ตารางที่ 6 การเปรียบเทียบระหว่างค่า $k_{n=\infty}$ กับ k_{true} จากการทดสอบ DH ด้วยความสูงที่ต่างกัน

ความสูงปล่อยตก, h (cm)	$k_{n=\infty}$ (kPa/mm)	k_{true} (kPa/mm)
2	467.29	3404.28
4	543.48	2409.28
6	392.16	1548.20
8	381.68	952.38

ตารางที่ 7 ค่า θ และ M_{1D} โดยใช้ค่า k ก่อนการปรับแก้ ($k_{n=\infty}$)

K_0	h (cm)	$\sigma_{v,max}$ (kPa)	$\sigma_{h,max}$ (kPa)	θ ¹⁾ (kPa)	k_{true} (kPa/mm)	M_{DH} ²⁾ (MPa)
0.3859	2	166	64	294	467.29	83.08
	4	260	100	461	543.48	96.63
	6	269	104	477	392.16	69.73
	8	325	125	576	381.68	67.86

$$^1) \theta = \sigma_{v,max} + 2\sigma_{h,max} ; ^2) M_{DH} = kH_{CBR} \text{ โดยที่ } H_{CBR} = 177.8 \text{ mm}$$

ตารางที่ 8 ค่า θ และ M_{1D} โดยใช้ค่า k หลังการปรับแก้ (k_{true})

K_0	h (cm)	$\sigma_{v,max}$ (kPa)	$\sigma_{h,max}$ (kPa)	θ ¹⁾ (kPa)	k_{true} (kPa/mm)	M_{DH} ²⁾ (MPa)
0.3859	2	166	64	294	3404.28	605.28
	4	260	100	461	2409.28	428.37
	6	269	104	477	1548.20	275.27
	8	325	125	576	952.38	169.33

$$^1) \theta = \sigma_{v,max} + 2\sigma_{h,max} ; ^2) M_{DH} = kH_{CBR} \text{ โดยที่ } H_{CBR} = 177.8 \text{ mm}$$

4.2 ผลการทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ (1D compression)

4.2.1 ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในสภาวะอยู่นิ่ง (K_0) จากการทดสอบ 1D compression แบบให้แรงกระทำต่อเนื่อง (Continuous monotonic loading, ML) ในโมลซีปียาร์แบบตัดแปลง

รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นในแนวตั้ง (σ_v) และความเค้นในแนวราบ (σ_h) กับความเครียดในแนวตั้งจากการทดสอบการอัดตัวหนึ่งมิติ (1D compression) แบบให้แรงแบบ ML ในโมลซีปียาร์แบบตัดแปลง การคำนวณค่า K_0 ได้ใช้สมมติฐานและทฤษฎีความเค้นของวัสดุอิลาสติกทรงกระบอกที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 4.1.1 ซึ่ง σ_h พิจารณาจากสมการที่ 1 และจากความสัมพันธ์ $\sigma_v - \epsilon_v$ และ $\sigma_h - \epsilon_v$ ดังแสดงในรูปที่ 16 พบว่าพฤติกรรมที่เกิดขึ้นมีลักษณะเป็นการแข็งตัวเนื่องจากความเครียด (Strain-hardening) ต่อเนื่องกัน รูปที่ 17 แสดงความสัมพันธ์ $\sigma_v - \sigma_h$ และค่า K_0 จากการวิเคราะห์หาค่าเฉลี่ยเชิงเส้นของความสัมพันธ์ $\sigma_v - \sigma_h$ ค่า K_0 ของหินคลุกที่ได้จากการทดสอบ 1D compression เท่ากับ 0.3962 ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 0.25-0.66 สำหรับวัสดุที่ใช้ในงานวิศวกรรมงานทางตามคำแนะนำของ Austroads [9]

4.2.2 ค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ 1D compression (M_{1D})

จากการทดสอบ 1D compression แบบให้แรงกระทำคงค้าง (Sustained loading, SL) และตามด้วยแรงกระทำเป็นวัฏจักร (Cyclic loading, CL) ในโมดูลัสแบบตัดแปลง

รูปที่ 18 แสดงความสัมพันธ์ $\sigma_v - \epsilon_v$ ที่ได้จากการทดสอบ 1D compression แบบให้แรงแบบ SL-CL ในโมดูลัสแบบตัดแปลงซึ่งจะพบว่า พฤติกรรมในระหว่างที่ให้แรงกระทำเป็นวัฏจักรขนาดเล็ก (Small unload-reload cycle) มีลักษณะเป็นพฤติกรรมอีลาสติกเชิงเส้นขั้นสูง (Highly linear-elastic) จากข้อสังเกตตามข้อเท็จจริงที่ว่า ก) วงรอบของความสัมพันธ์ $\sigma_v - \epsilon_v$ ที่เกิดขึ้นระหว่างวัฏจักรการให้แรงถอนแรง (Unload-reload) นั้นมีขนาดที่เล็กมาก และ ข) ความเครียดคงค้างในแนวตั้ง (Residual vertical strain) ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยมาก

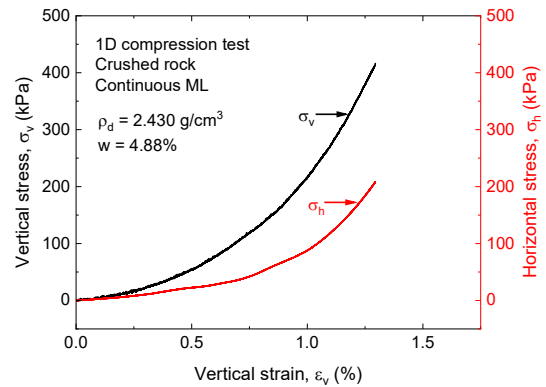
รูปที่ 19 แสดงการคำนวณค่า M_{1D} ซึ่งได้จากการหาความชันของความสัมพันธ์จากช่วงการถอนแรง (Unloading) จากวงรอบที่ 6 ถึง 10 มาหาค่าเฉลี่ยกัน โดยพิจารณา σ_v เท่ากับ 50, 100, 150 และ 200 kPa ดังแสดงในตารางที่ 9 ซึ่งค่า θ ที่สอดคล้องกับ M_{1D} นั้นคำนวณจากค่า σ_v และ σ_h จากสมการที่ 8 โดยคำนวณค่า σ_h จากค่า K_0 ที่ได้จากหัวข้อที่ 4.2.1

ในการศึกษานี้ ค่า M_{1D} ที่คำนวณได้จะไม่คำนึงถึงผลกระทบจาก Bedding error ที่เกิดขึ้นที่ผิวสัมผัสระหว่างแผ่นเหล็กกับผิวบนของตัวอย่าง กล่าวคือค่า M_{1D} จะเท่ากับค่าโมดูลัสจำกัด (Nominal constrained modulus, M_0) ซึ่งไม่เท่ากับค่าโมดูลัสจำกัดที่แท้จริง (True constrained modulus, M_{1D}) จากการศึกษาของ Dararat et al. [4]

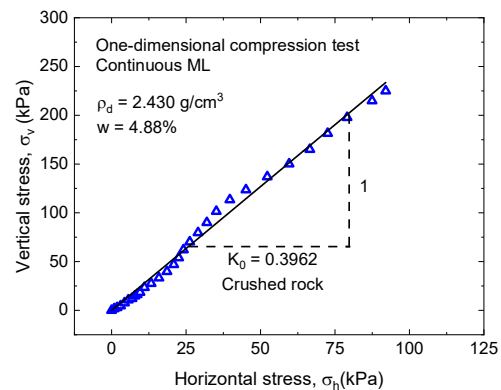
รูปที่ 20 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง M_{1D} และ M_0 กับอัตราส่วนระดับความเค้น (θ/P_a) ซึ่งค่า θ จะถูกนอร์มอลไลซ์ด้วยด้วยแรงดันอ้างอิง (P_a) เท่ากับ 100 kPa จากความสัมพันธ์ระหว่าง $M_{1D} - \theta$ พบว่าค่า M_{1D} ของหินคลุก (Crushed rock) เพิ่มขึ้นอย่างมีนัยสำคัญ เมื่อค่า θ เพิ่มขึ้น ซึ่งมีแนวโน้มคล้ายคลึงกับผลการศึกษาของ Dararat et al. [4] แต่จะมีค่าน้อยกว่าเนื่องจากคุณสมบัติของวัสดุมีความแตกต่างกันและค่า M_0 จากงานวิจัยของ Dararat et al. [4] ได้ทำการปรับแก้ผลกระทบจาก Bedding error แล้ว ความสัมพันธ์นี้สามารถแสดงให้อยู่ในรูปของสมการระหว่าง M_{1D} และ θ/P_a ได้ดังแสดงในสมการที่ 10

$$M_{1D} = M_{1D,0} \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_{M_{1D}}} \quad (10)$$

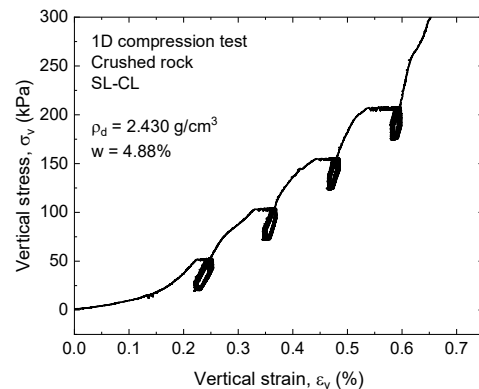
จากแนวโน้มความสัมพันธ์ระหว่าง $M_{1D} - \theta$ พบว่าพฤติกรรมที่เกิดขึ้นมีลักษณะคล้ายกับสมบัติ Hypo-elastic ซึ่งพบในการศึกษาของ Tasuoka [11] และ Hoque and Tasuoka. [12] ซึ่งได้ทำการทดสอบแรงอัดสามแกน (Triaxial compression test) ในวัสดุที่ไม่มีเนื้อเชื่อมแน่น (Unbound geomaterial) และการศึกษาของ Kongkitkul et al. [13] กับวัสดุที่มีความเชื่อมแน่น (Bound geomaterial)



รูปที่ 16 ความสัมพันธ์ $\sigma_v - \epsilon_v$ และ $\sigma_h - \epsilon_v$ จากการทดสอบ 1D compression ด้วยการให้แรงกระทำแบบ ML ต่อเนื่อง



รูปที่ 17 ความสัมพันธ์ $\sigma_v - \sigma_h$ และค่า K_0 ที่ได้จากการทดสอบ 1D compression ด้วยการให้แรงกระทำแบบ ML ต่อเนื่อง

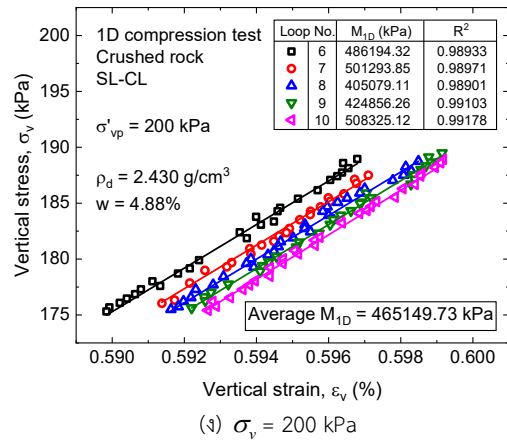
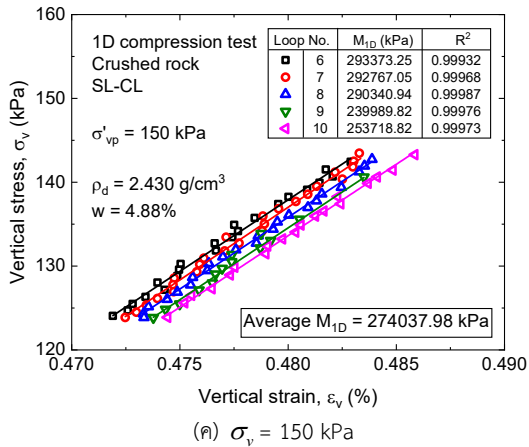
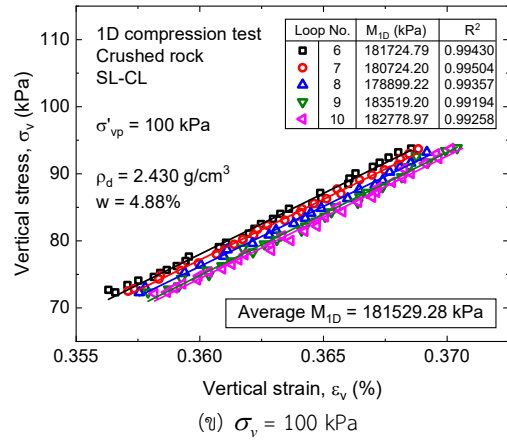
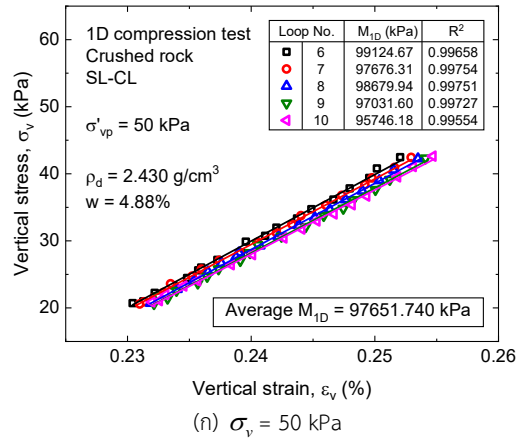


รูปที่ 18 ความสัมพันธ์ $\sigma_v - \epsilon_v$ จากการทดสอบ 1D compression ด้วยการให้แรงกระทำแบบ SL-CL

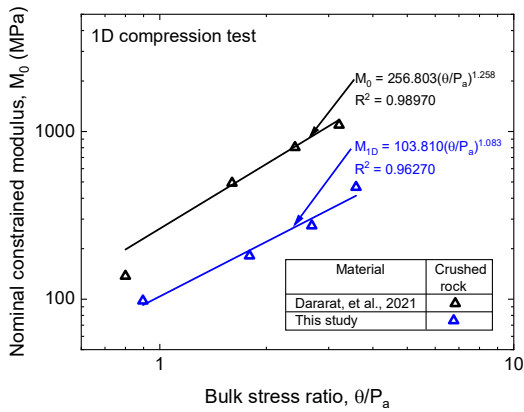
ตารางที่ 9 ค่า θ และค่า M_{1D} จากการทดสอบ 1D compression

K_0	σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	θ ¹⁾ (kPa)	M_{1D} ²⁾ (MPa)
0.3962	50	20	90	97.652
	100	40	179	181.529
	150	59	269	274.038
	200	79	358	465.150

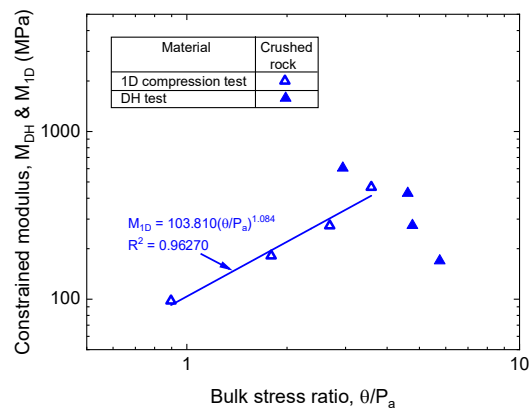
¹⁾ $\theta = \sigma_v + 2\sigma_h$; ²⁾ พิจารณาจากค่าเฉลี่ยของ M_{1D} จากวงวัฏจักรที่ 6-10



รูปที่ 19 การคำนวณค่าโมดูลัสจำกัดด้วยวิธี 1D compression (M_{ID}) จากช่วงการถอนแรง (Unloading) ระหว่างการให้แรงกระทำแบบ SL-CL ที่มีค่า σ_v ต่างกัน



รูปที่ 20 ความสัมพันธ์ระหว่าง M_{ID} และ M_0 กับ θ/P_a สำหรับหินคลุก (Crushed rock) ที่ได้จากการทดสอบ 1D compression



รูปที่ 21 ความสัมพันธ์ระหว่าง M_{DH} และ M_{ID} กับ θ/P_a สำหรับหินคลุก (Crushed rock)

4.3 การเปรียบเทียบค่าโมดูลัสจำกัด (Constrained modulus)

รูปที่ 21 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ $M_{DH} - \theta/P_a$ กับความสัมพันธ์ $M_{ID} - \theta/P_a$ ของหินคลุก (Crushed rock) ซึ่งจะพบว่าจุดข้อมูลของ $M_{DH} - \theta/P_a$ ที่สอดคล้องกันนั้นมีการกระจายตัวอยู่ใกล้กับเส้นความสัมพันธ์ระหว่าง M_{ID} กับ θ/P_a ซึ่งการกระจายตัวของ M_{DH} อาจขึ้นอยู่กับปัจจัยสำคัญที่ได้กล่าวถึงในหัวข้อที่ 4.1.3

ดังนั้นในการทำการทดสอบด้วย DH ในโมดูลัสที่ปรับแก้แล้วนั้นต้องจำกัดการกระจายตัวของข้อมูลออกไป อย่างไรก็ตามการแก้ไขดังกล่าวอยู่นอกเหนือขอบเขตของการศึกษานี้

5. สรุปผลการทดสอบ

งานวิจัยนี้ทำการศึกษาการประยุกต์ใช้วิธีการปล่อยน้ำหนักตกกระทบ เพื่อประเมินค่าโมดูลัสจำกัดของหินคลุก ผลการทดสอบได้ถูกนำมาวิเคราะห์และสรุปผลได้ ดังนี้

1. ค่าสตีเฟนของดิน (k) ที่ได้จากการทดสอบ DH เข้าสู่สภาวะคงที่ เมื่อจำนวนครั้งของการปล่อยตกเพิ่มขึ้นเข้าสู่อินฟินิตี้ ($n = \infty$) ซึ่งพฤติกรรมของหินคลุกที่ทดสอบจะเข้าสู่สภาวะที่การเสียรูปสามารถกลับคืนสู่สภาพเดิมได้ทั้งหมด (Resilient)
2. การวิเคราะห์ค่าสตีเฟนสุดท้ายของดิน ($k_{n=\infty}$) เมื่อ $n = \infty$ สามารถทำได้โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฮเพอร์โบลิก (Hyperbolic method)
3. จากการทดสอบ DH พบว่าค่าการทรุดตัวถาวรที่ได้จากการอินทรีเกรตความเร่ง ($s_{1,p}$) มีค่ามากกว่าค่าการทรุดตัวถาวร ($s_{2,p}$) ที่วัดโดยตรงจากทรานซ์ดิวเซอร์เลเซอร์ วัดการทรุดตัว (Laser displacement sensor, LDS) ดังนั้นการปรับแก้จึงจำเป็นสำหรับการหาค่าการทรุดตัวสูงสุด ($s_{1,max}$) ที่เชื่อถือได้สำหรับกาวิเคราะห์ค่าสตีเฟนที่แท้จริง (k_{true})
4. ค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ DH (M_{DH}) ขึ้นอยู่กับระดับความเค้น (θ) ที่เปลี่ยนแปลงตามความสูงในการปล่อยตก (h) และหลังจากการปรับแก้ค่า $s_{1,max}$ แล้วพบว่าค่าสตีเฟนที่แท้จริง (k_{true}) และค่า M_{DH} มีค่าเพิ่มขึ้นและค่า M_{DH} มีการกระจายตัวใกล้กับความสัมพันธ์ระหว่างค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ 1D compression กับระดับความเค้น ($M_{1D} - \theta$)
5. ค่าโมดูลัสจำกัดจากการทดสอบ DH (M_{DH}) สามารถนำไปใช้ในการประมาณค่า E ได้จากสมการ 6 ซึ่งค่า E สามารถนำไปใช้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมของโครงสร้างชั้นทางด้วยวิธีอีลาสติกเชิงเส้น (Linear Elastic Analysis) ซึ่งต้องมีการพัฒนาอุปกรณ์และขั้นตอนที่เหมาะสมต่อไป

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณนายสุรพันธ์ สุดใจ กรมทางหลวง ที่ได้ช่วยประสานงานและกรมทางหลวงที่ได้อนุเคราะห์หินคลุกสำหรับใช้ในงานวิจัยนี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] Buchanan, S. (2007). Resilient Modulus: What, Why, and How. *Vulcan Materials Company*, 8(31)
- [2] AASHTO, *Standard method of test for determining the resilient modulus of soil and aggregate materials*, in T307-99. 2012, AASHTO: Washington, D.C.
- [3] Kuttah, D. (2021). Determining the resilient modulus of sandy subgrade using cyclic light weight deflectometer test. *Transportation Geotechnics*, 27, 100482.
- [4] Dararat, S., et al. (2021). Estimation of stress state-dependent elastic modulus of pavement structure materials using one-dimensional loading test. *Road Materials and Pavement Design*, 22(2), pp.245-267.
- [5] Kongkitkul, W., et al. (2011). Simple dynamic hammer for evaluation of physical conditions of pavement structures. *Transportation research record*, 2204(1), pp.35-44.
- [6] Tan, T.-S., T. Inoue, and S.-L. Lee. (1991). Hyperbolic method for consolidation analysis. *Journal of geotechnical engineering*, 117(11), pp.1723-1737.
- [7] Ubani, O., et al. (2020). Effect of soil compressibility on the structural response of box culverts using finite element approach. *Nigerian journal of technology*, 39(1), pp.42-51.
- [8] Budynas, R.G., J.K. Nisbett, and J. Shigley. (2006). Load and stress analysis. *Shigley's mechanical engineering design*, pp.9-10.
- [9] Austroads, (2004) *Pavement design: A guide to the structural design of road pavements*. Austroads.
- [10] Schwartz, C.W., Z. Afsharikia, and S. Khosravifar, (2017) *Standardizing lightweight deflectometer modulus measurements for compaction quality assurance*. Maryland. State Highway Administration.
- [11] Tasuoka, F. (1994). Importance of measuring local strains in cyclic triaxial tests on granular materials, *Dynamic Geotechnical Testing II. ASTM*, pp.288-302.
- [12] Hoque, E. and F. Tatsuoka. (1998). Anisotropy in elastic deformation of granular materials. *Soils and foundations*, 38(1), pp.163-179.
- [13] Kongkitkul, W., et al. (2014). Anisotropy in compressive strength and elastic stiffness of normal and polymer-modified asphalts. *Soils and foundations*, 54(2), pp.94-108.