

GERD JOURNAL

VOL.7 (Between 2020 and 2021)

GEOTECHNICAL ENGINEERING



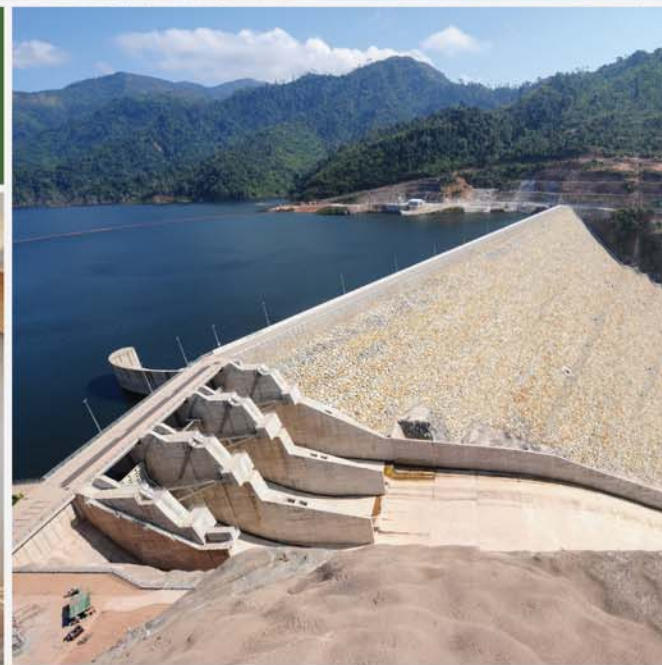
- ปรับปรุงแผนแม่บทฯและแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม
- โครงการปรับปรุงสระเก็บน้ำสำนักก
- การศึกษาการรับกำลังแรงกดแทนเดียวของเฮลิคอปเตอร์ในชั้นดินกรุงเทพ
- วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับผ่านฐานรากที่พื้นดินไม่ขี้นแน่น



CKPower SUSTAINABLE POWER FOR THE FUTURE GENERATION



พลังงาน สะอาด... ยั่งยืน... จากรุ่นสู่รุ่น



2 Hydro Plants

Nam Ngum 2 Hydroelectric Power Plant
Xayaburi Hydroelectric Power Plant

2 Cogeneration Plants

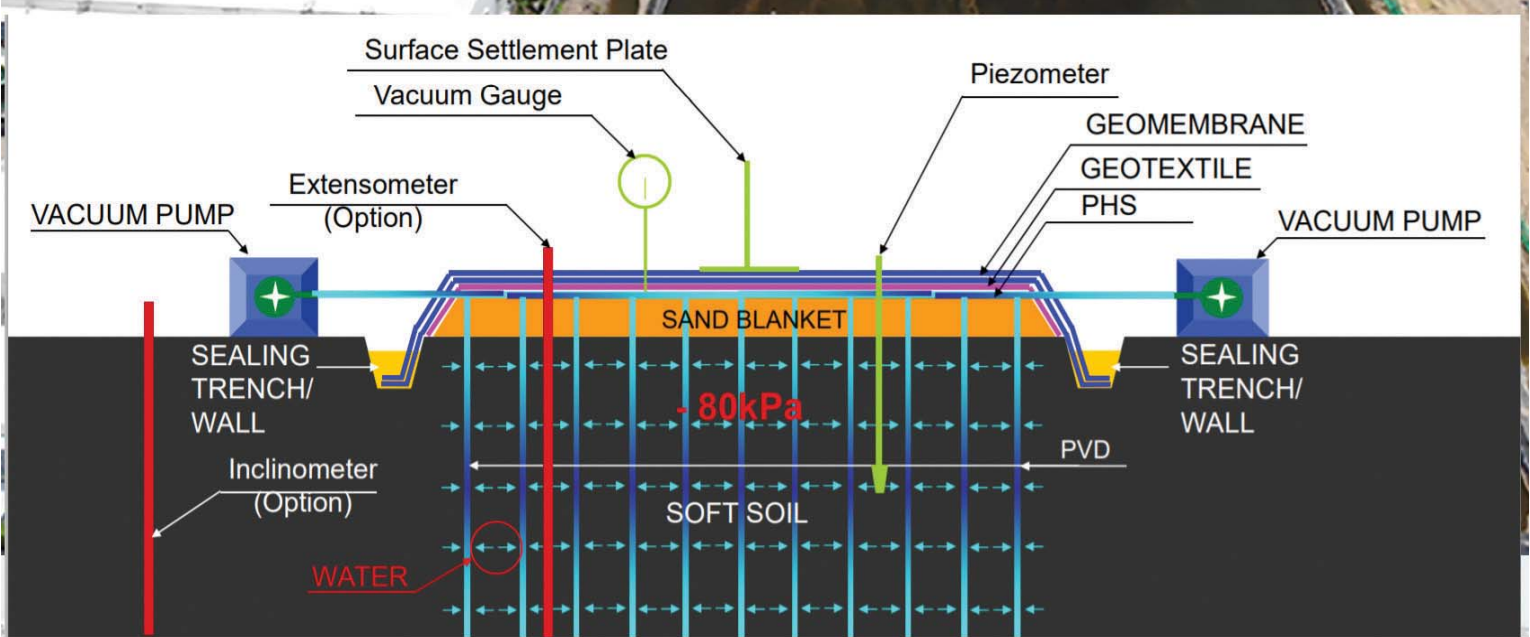
Bangpa-in Cogeneration Power Plant 1
Bangpa-in Cogeneration Power Plant 2

9 Solar Plants

7 Power Plants : Bangkhenchai Solar,
Rooftops & Solar Farms
1 Power Plant : Chiangrai Solar
1 Power Plant : Nakhon Ratchasima Solar

Business Overview

Geoharbour Group is a global professional entity specializing in research, design, consultancy and informatization detection services in the field of coastal soft soil reclamation and harbor foundation construction. The group owns a series of patent technologies of high vacuum dynamic compaction and has completed more than 1,000 mega projects foundation construction. It is estimated that our services help saving billions of RMB and 10,000,000 tons of CO₂ emission in the past 10 years.



จำหน่าย & ติดตั้ง แก๊ว งานปูแผ่นกันซึม ปูรองพื้นบ่อ ด้วยแผ่น HDPE SHEET

บริษัท เอชดีพีเอ เอเชีย จำกัด จำหน่าย รั้วออกแบบ ติดตั้ง ให้คำปรึกษา หรือเข้าพื้นที่จริงเพื่อประเมินพื้นที่และวิธีการให้กับลูกค้า ด้วยประสบการณ์การทำงานมากกว่า 10 ปี ด้วยผลงานที่มีคุณภาพและที่สำคัญเรามีทีม Service ไม่ทิ้งลูกค้า มีทีมช่างติดตั้งของเราเอง ไม่ได้จ้างช่างจากที่อื่น ดังนั้นจึงมั่นใจในคุณภาพการติดตั้งได้และเรายินดีและพร้อมแก๊วจนกว่าลูกค้าจะพอใจ

- ทีมงานติดตั้งมืออาชีพ ประสบการณ์มากกว่า 10 ปี
- งานมีคุณภาพ รับประกันคุณภาพการติดตั้ง 1 ปี
- ราคาไม่แพง เราคิดราคาตามตารางติดตั้งจริง
- งานเสร็จเร็ว ตามกำหนดเวลา
- มีทีมช่างของบริษัทเราเอง และมีทีมช่าง Service ไม่ทิ้งลูกค้า
- รับติดตั้งทั้งงานเล็กและงานใหญ่

HDPE ASIA

บริษัท เอชดีพีเอ เอเชีย จำกัด
HDPE ASIA Co.,Ltd.



"ความพึงพอใจของลูกค้า คือความสำเร็จของเรา"



สอบถามข้อมูลเพิ่มเติม
02-102-4820
(จ-ส 8.00 น.-17.00 น.)

LINE [nathata15](#) 0957914955

ติดต่อเจ้าหน้าที่ฝ่ายขาย
โทร 082-498-2945 (คุณมิน)
โทร 095-791-4955 (คุณเตือน)

ที่อยู่ 57/16 หมู่ 3 ตำบลบางโพธิ์เหนือ อำเภอสสามโคก
จังหวัดปทุมธานี รหัสไปรษณีย์ 12160
Head office : 02-102-4820 Fax : 02-102-4821
E-mail : hdpeasia.ltd@gmail.com

บริษัท ไทย ฟูลมอร์ จำกัด THAI FULLMORE CO.,LTD.



Self - Moving Attachment

บริษัท ไทย ฟูลมอร์ จำกัด
THAI FULLMORE CO.,LTD.

☎ 02-376-9402-4, 089-184-4302

📘 Sheet Pile Fullmore-thailand

🌐 www.ThaiFullmore.com



ขาย & ให้เช่า

เหล็กซีทไฟล์
เหล็ก เอช-บีม
ระบบบีมแดง
เหล็กแพลตฟอร์ม
แผ่นเหล็กปูทาง
โซลีนท์ ไพเลอร์

Sale & Leasing

Steel Sheet Pile
King Post
Steel Support Series
Steel Deck
Steel Plate
Silent Piler

-ศูนย์ซ่อมที่กำหนดไว้โดยกิเกน-
-GIKEN Designated Factory-



บริษัท เงินงาม จำกัด เป็นบริษัทฯ ที่ดำเนินธุรกิจรับเหมาก่อสร้าง ก่อตั้งขึ้นเมื่อ วันที่ 21 มิถุนายน 2544 ด้วยวิสัยทัศน์ที่จะเป็นผู้นำ ธุรกิจรับเหมาก่อสร้าง ทำให้เรารับเหมาก่อสร้าง/ปรับปรุง สถานี บริการน้ำมันซึ่งเป็นธุรกิจที่มีการเติบโตขึ้นเรื่อย ๆ โดยมีคตินิยม ในการทำงานว่า "คุณภาพและบริการคืองานของเรา" ทำให้เรามี ความชำนาญในเรื่องการก่อสร้าง/ปรับปรุง สถานีบริการน้ำมันและ เป็นที่รู้จักอย่างกว้างขวางในวงการของเจ้าของสถานีบริการน้ำมัน

สินค้าและบริการของ “เงินงาม”

- **รับเหมาก่อสร้างสถานีบริการน้ำมัน อาคารต่างๆ พร้อมทั้งงานขออนุญาต**
- **รับจ้างถมดิน**
- **รับงานออกแบบ**



บริษัท เงินงาม จำกัด (สำนักงานใหญ่)

55 หมู่ 5 ตำบลเงิน อำเภอลำสนธิ จังหวัดสุพรรณบุรี 88110

โทร.077-544-085 แฟกซ์: 077-544-088

www.ngern-ngam.com, E-mail: ngern-ngam.com

สำนักงานกรุงเทพฯ

92/218 หมู่ 6 หมู่บ้านบุญโต ถ.เสียบคลองประปา ต.บ้านใหม่

อ.ปากเกร็ด จ.นนทบุรี 11120

โทร.098.257-4544

Warehouse

45 หมู่ 6 ต.คลองควาย อ.สามโคก จ.ปทุมธานี 12160

โทร.098-258-6316

ผู้นำด้านการผลิตและจำหน่ายพลาสติกฟิล์มและซีกประเภท PE

HDPE Geomembrane คุณภาพสูง มาตรฐานระดับสากล GRI GM-13



HDPE Geomembrane ความหนา 0.75-1.80 mm



งานชลประทานและบ่อเก็บน้ำ



งานเลี้ยงสัตว์น้ำ



บ่อเก็บน้ำโดยเฉพาะในหน้าแล้ง



รถไฟฟ้า



บ้านสำเร็จรูป/แค้มป์คนงาน



ลวดหนาม (เดี่ยว&คู่)



SC-GEO™

Geo-clay Liner

SC-GEO™ Geosynthetics Demonstration



Geosynthetic Bentonite Liner (GBL)

► Description

Our GBL is a type of geocomposite that is frequently used in environment containment applications and is an alternative to a traditional compacted clay liner. GBL consists of two high strength geotextiles and sodium bentonite. Fibers of the two geotextiles are interlocked by needle-punching process. Geosynthetic Bentonite Sheet Liner (GBSL) is a special GBL which covers one side of geotextile layers with High Density Polyethylene (HOPE) sheet. GBSL is desinged for projects that is required additional chemical resistance and in harsh environment.

► Application

Flood control, Irrigation Waterproofing Dams Waste Management : Landfill Municipal Solid Waste Waste Water Containment Lagoon Liner Systems Cannal Liner Systems Tunnel

Welded Gabion



Wiremesh





ESG100

Environmental Social Governance

2020



Best Company
Performance Awards 2019



SEAFCO is the leading deep foundation specialist in thailand with more than 45 years experience.

We specialized in :

- Bored Piling
- Barrette Piling
- Deep Excavation
- Diaphragm Wall
- Substructure Works
- Ground Improvement
- Ground Engineering
- Other Civil Works

**THE FOUNDATION
OF SUCCESS**

**WE BUILD
MODERN
FOUNDATION**



www.seafco.co.th info@seafco.co.th (662)9190090-7

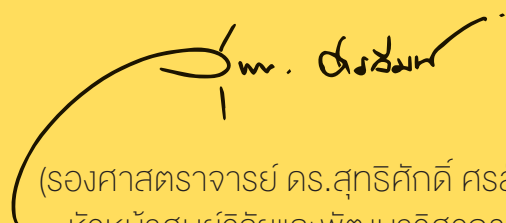
📍 144 Prayasuren Rd., Bangchan, Khlong Sam Wah, Bkk 10510

สารหัวหน้า

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก



ท่ามกลางสถานการณ์ COVID 19 ที่กระหน่ำเข้ามาแบบไม่ทันตั้งตัว ส่งผลให้ธุรกิจต่างๆ ชะลอตัวลง แต่งานวิจัยด้านวิศวกรรมปฐพีนั้นไม่ได้ชะลอลง โดยเฉพาะงานของศูนย์วิจัยฯ เพราะตราบดีที่ยังมีปัญหากเกี่ยวกับภัยธรรมชาติ งานวิจัยก็จะหยุดไม่ได้ ผมเชื่อว่าเราจะข้ามผ่านปัญหาระดับโลกนี้ไปด้วยกัน ณ จุดนี้คือการพิสูจน์ความ “ทน” ของนิกรมแห่งปฐพี


(รองศาสตราจารย์ ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์)
หัวหน้าศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรม
ปฐพีและฐานราก

“รั้วบริษัทคนไทย
เลือกบริษัทคนไทย
เพื่อเมืองไทยที่ยั่งยืน”

PBORE
Since : 1996



มุ่งมั่น พัฒนา คุณภาพเสาเข็มเจาะ
ตามมาตรฐานสากล ให้กับลูกค้า
ด้วยจิตสำนึก ความรับผิดชอบต่อสังคม
สิ่งแวดล้อม และความปลอดภัยอย่างยั่งยืน

PBORE มุ่งมั่นพัฒนาการทำงานอย่างต่อเนื่อง
เพื่อเข้าสู่มาตรฐานสากล
ISO 14001 : 2015 และ ISO 45001 : 2018

บริษัท ไพล์บอร์ลิง จำกัด

4/188 ซ.หทัยราษฎร์ 37 แขวงสามวาตะวันตก เขตคลองสามวา กทม 10510
Tel : 02-015-0005 , 02-020-0005 Fax : 02-063-0008
www.pbore.com E-mail: pboregroup@gmail.com

LINE : pboregroup

Facebook : เสาเข็มเจาะ พิลบอร์กรุ๊ป

Instagram : pboregroup

Twitter : Pboregroup

Editor Talk บทบรรณาธิการ



ศูนย์วิจัยพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานรากให้บริการเกี่ยวกับการศึกษา การวิจัย และให้คำแนะนำปรึกษาทางเทคนิคที่เกี่ยวข้องกับงานวิศวกรรมปฐพีและธรณีเทคนิค โดยแบ่งหน่วยวิจัยเป็น 4 หน่วยวิจัย ดังนี้ 1. หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน 2. หน่วยวิจัยดินถล่ม 3. หน่วยวิจัยเพื่อพัฒนาการออกแบบด้านวิศวกรรมปฐพี 4. หน่วยวิจัยธรณีวิศวกรรมแผ่นดินไหว นอกจากนี้ยังได้สร้างเครือข่ายความร่วมมือทางวิชาการกับมหาวิทยาลัย ทั้งในและต่างประเทศเพื่อส่งเสริมการวิจัยและการศึกษาอย่างต่อเนื่องต่อไป

การจัดทำหนังสือ วิศวกรรมปฐพีและฐานราก จัดทำขึ้นเพื่อเผยแพร่ผลงานการค้นคว้าวิจัย งานด้านการสำรวจ ทดสอบ วิเคราะห์ความเสี่ยงภัยพิบัติทางธรรมชาติโครงการต่างๆ

ท้ายนี้ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก และคณะผู้ประสานงานการจัดทำ สำนักพิมพ์ บริษัท เจอนัล รีเสิร์ช จำกัด จึงใคร่ขอขอบคุณทุกๆ หน่วยงานที่ได้ให้การสนับสนุนการจัดพิมพ์หนังสือ “GERD JOURNAL” VOL.7 นี้ ประสพผลสำเร็จดังที่ตั้งใจไว้

คณะผู้จัดทำ

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก
คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
อาคารบุญสม สุวชิรัตน์ (อาคาร 9) ชั้น 9 ห้อง 9903
50 ถ.งามวงศ์วาน แขวงลาดยาว เขตจตุจักร
กรุงเทพฯ 10900
โทรศัพท์/โทรสาร: 0-2579-2265
www.gerd.eng.ku.ac.th
E-mail: gerd@ku.ac.th

ที่ปรึกษา/บรรณาธิการบทความวิชาการ

รองศาสตราจารย์.ดร.สุภรศักดิ์ ศรีสัมพันธ์

บรรณาธิการผู้พิมพ์ผู้โฆษณา

วินัย พันธุ์วุฒิ

กองบรรณาธิการ

ศิริลักษณ์ ศิริสิงห์

ทินวัฒน์ จิวรักษา

ฝ่ายประสานงาน

ศิรดา จำเริญ

แพรวา ภัทรวิภาลเศรษฐ์

พลอยจันทร์ อุดมผล

กราฟฟิคดีไซน์

ทินวัฒน์ จิวรักษา

จัดพิมพ์และเผยแพร่โดย

บริษัท เจอนัล รีเสิร์ช จำกัด / Journal Research Co.,Ltd.

99/91 หมู่ที่ 4 ต.บึงยี่โก อ.ธัญบุรี จ.ปทุมธานี 12130

โทร. 0-2198-5591, 081-639-2084 แฟกซ์: 0-2198-5732 E-mail: jn.rsc14@gmail.com



บริษัท เค กรุ๊ป ดริลลิ่ง แอนด์ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด (K GROUP DRILLING AND ENGINEERING)



บริษัท เค กรุ๊ป ดริลลิ่ง แอนด์ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด (K GROUP DRILLING AND ENGINEERING)



- **สำนักงานใหญ่ :** 999/6 ซอยพหลโยธิน 34 ถนนพหลโยธิน แขวงเสนานิคม เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900
- **โรงเก็บเครื่องจักร/โกดัง :** ซอยพหลโยธิน 44 ถนนพหลโยธิน แขวงเสนานิคม เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900
- **Branch :** 026 Kounbulom Rd. Khualuang Village, Chathabuly District, Vientiane Capital, LAO PDR
Tel. 064-6535395, 02-0144409
E-mail : kgdrilling@gmail.com, info@kgdrilling.com
FB : www.facebook.com/kgdrilling

Fax : 02-0144409
Website : www.kgdrilling.com
Line ID : kgdrilling

■ บริษัท เค กรุ๊ป ดริลลิ่ง แอนด์ เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด (KGD) ให้บริการงานเจาะสำรวจทางด้านวิศวกรรมปฐพีและธรณีวิทยา รวมถึงงานใช้เครื่องมือสำรวจธรณีฟิสิกส์และแปลผลเพื่อนำข้อมูลที่ได้ไปใช้สำหรับการวางแผนออกแบบงานฐานราก และงานก่อสร้างได้อย่างมีประสิทธิภาพ ซึ่งเป็นการตอบสนองโดยตรงกับทิศทางและแนวโน้มของงานก่อสร้างอาคารและสาธารณูปโภคต่าง ๆ ในปัจจุบัน ทั้งโครงการขนาดเล็ก ขนาดกลาง และขนาดใหญ่ ที่มีการขยายตัวเพิ่มมากขึ้นอย่างต่อเนื่อง

■ KGD ได้พัฒนาความเชี่ยวชาญในการเจาะสำรวจฯ ตามมาตรฐาน ASTM และมาตรฐานสาธารณรัฐประชาชนจีน เพื่อรองรับการขยายตัวในระดับภูมิภาค โดยที่ผ่านมาได้ดำเนินงานเจาะสำรวจด้านธรณีเทคนิคและปฐพีวิทยาตามมาตรฐานสาธารณรัฐประชาชนจีนในการพัฒนาระบบรถไฟความเร็วสูงเพื่อเชื่อมโยงภูมิภาคไทย-จีน ระยะที่ 2 ซึ่งเป็นโครงการเจาะสำรวจในระยะออกแบบที่มีขนาดใหญ่ของประเทศ

■ พร้อมทั้งเป็นผู้นำเข้าและจัดจำหน่ายอุปกรณ์/เครื่องมือเจาะทุกชนิด รวมถึงชุดเครื่องมืออุปกรณ์ทดสอบตัวอย่างตามมาตรฐานสำหรับห้องแล็บ

เราคิด เพื่อชีวิตของคนไทย



วิสัยทัศน์

มุ่งเน้นให้บริการด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิค ด้วยนวัตกรรมขั้นสูง ช่วยแก้ไขปัญหาและตอบโจทย์ความท้าทายของลูกค้าได้อย่างแท้จริง



การพัฒนาอย่างยั่งยืน

นำความรู้ บูรณาการงานบริหาร ให้สอดคล้องประสานกับเป้าหมายของลูกค้า ตลอดจนหามาตรฐานการป้องกันและลดผลกระทบจากต่อสิ่งแวดล้อมและชุมชนน้อยที่สุด

บริการของเรา

ศึกษาความเป็นไปได้ของโครงการการออกแบบ ศึกษาและวิเคราะห์ด้านสิ่งแวดล้อม การบริหารโครงการ และควบคุมการก่อสร้าง ไปจนถึงการปฏิบัติการและบำรุงรักษา โดยทีมวิศวกรที่มีประสบการณ์



ออกแบบและวิเคราะห์ด้านธรณีเทคนิค

เช่น เขื่อนฐานราก อุโมงค์ โครงสร้างใต้ดิน และโครงสร้างชั้นการ รวมถึงการปรับปรุง คุณภาพดิน และงานตัด-ถมลาดคันดิน ลาดหิน และบ่อทราย



ธรณีสัณฐาน

ศึกษาข้อมูลด้านกายพิบัติการธรรมชาติ และวิเคราะห์ภัยพิบัติ แผ่นดินไหว ที่มีผลกระทบต่อพื้นที่โครงการ



อุทกธรณีวิทยา

สำรวจ วัตรระดับ และวิเคราะห์คุณภาพน้ำบาดาล รวมทั้งจัดทำแบบจำลองทางคณิตศาสตร์น้ำบาดาล 3 มิติ



ธรณีวิศวกรรม

งานศึกษาและสำรวจธรณีวิทยาฐานราก แหล่งวัสดุก่อสร้าง และงานศึกษาสำรวจธรณีวิทยาตามแนวอุโมงค์

1

ประวัติ-ความเป็นมา-วิสัยทัศน์

4

ภารกิจ

5

บุคลากร

การออกแบบและวิจัยด้านวิศวกรรมปฐพี

8

ปรับปรุงแผนแม่บทฯ และแผนปฏิบัติการ
ป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม

สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, รัฐธรรม อิศโรฬาร, และวารุณี กะการดี

16

โครงการปรับปรุงสระเก็บน้ำสำนักบก
ต.สำนักบก อ.เมือง จ.ชลบุรี

กรวิทย์ อานุภาพภราดร และรัฐธรรม อิศโรฬาร

33

Study of VCM Improved Soft Soil Properties
Using Non-Destructive and Destructive Techniques

Diandri Fakhri Alditra, Susit Chaiprakaikeow, and Suttisak Soralum

48

การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อ
ถูกปรับปรุงด้วยวิธี Vacuum Consolidation Method Estimated
Strength Properties of Soft Clay Lump Backfilled in a
Pond Improved by Vacuum Consolidation Method.

ศาสตราจารย์ ภัคดีเมฆ, ปิยะวัฒน์ เงินบำรุง, และสุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์

58

การศึกษาการรับกำลังแรงกดแกนเดี่ยวของ
เฮลิคอล์พายในชั้นดินกรุงเทพฯ

Axial load testing of helical pile in Bangkok soil layers

ณัฐภัทร วุฒิการณ์

กระเบื้องหลังคาลอนคู่ที่ฟิโอ

DELIGHT COOL

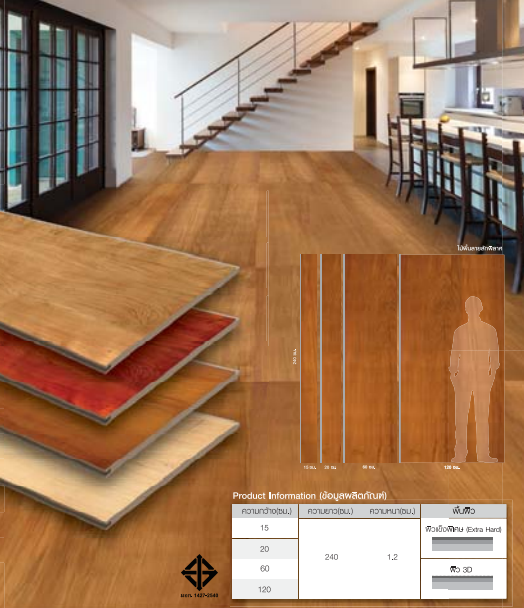
- **แข็งแรงทนทาน** ประกอบด้วยเนื้อที่เหนียวแน่น จึงสามารถทนต่อแรงกระแทก ไม่พุกร่อนง่าย ไม่ต้องเปลี่ยนหลังคาบ่อย
- **สวยงามทันสมัย** สีสวยโดดเด่น ติดแน่นไม่หลุดล่อน อีกทั้งยังมีสีสันหลากหลายให้คุณได้เลือกสรร
- **ปลอดภัยต่อสุขภาพ** เพราะปราศจากแร่ใยหิน ซึ่งเป็นสารที่ก่อให้เกิดโรคเกี่ยวกับระบบทางเดินหายใจ และมะเร็งปอด
- **ไม่นำความร้อน** ช่วยทำให้บ้านเย็นสบาย ไม่ต้องกังวลเรื่องอุณหภูมิอีกด้วย
- **ลดเสียงรบกวน** จากภายนอกดีกว่ากระเบื้องเซรามิก
- **แฉะง่าย** ใช้งาน **น้ำหนักเบา**กว่า มีสีให้เลือกมากกว่ากระเบื้องเซรามิก

ไร้ใยหิน ดีกว่า ทนกว่า
มาตรฐาน **สูงกว่า** กระเบื้องเซรามิก

ได้รับมาตรฐานอุตสาหกรรม
Standard Industrial Certification

TPI SYNTHETIC WOOD

ไม้พื้นทีฟิโอ: ไม้ Tongue & Groove



TPI MARBLE

วัสดุทดแทนลายหิน



บานประตูทีฟิโอ

และ ชุดวงกบทีฟิโอ

บานประตูทีฟิโอ พื้นผิว 3D ดีไซน์ลวดลายเหมือนจริง มีลวดลายหลากหลายให้เลือก พร้อม Hi-Gloss เพิ่มความเงางาม วงกบทีฟิโอ ซึ่มแน่นที่ฟิโอ แข็งแรง ทนทาน ทุกสภาพอากาศปลอดภัยไม่กิน ปลิวกันที่บานประตูวงกบทีฟิโอ ปราศจากใยหินและไอระเหย อันเป็นสาเหตุของโรคมะเร็งปอด ช่วยรักษาสิ่งแวดล้อมได้รับรองมาตรฐานความปลอดภัยของยุโรป CE นวัตกรรม A1 ได้มากกว่า 2 ชั่วโมง



นวัตกรรมใหม่ ทีฟิโอ 4.0

ฉาบเข้า ทาฝ้า เข้าอยู่ยง
งานเสร็จภายใน 3 ชั่วโมง

เข้าอยู่ได้ทันที ลดเวลาส่งมอบงาน 3 สัปดาห์



ปูนฉาบผิวบาง ทาทีเดียว สีอากาศ

- ✓ **ประหยัด** ค่าฉาบปูนและทาสีอย่างน้อย 55 - 100 บาท ต่อ ตร.ม.
- ✓ **ประหยัด** ค่าแรง ฉาบปูนและทาสีรองพื้น
- ✓ **ลดเวลา** งานดี งานเร็ว เร่งเข้าอยู่อาศัย จาก 3 อาทิตย์ เหลือ 1 วัน
- ✓ **ผิวเรียบเนียน** สวยงามสัมผัสได้
- ✓ **ไม่ต้องทาสีรองพื้น**
- ✓ **กันซึมในตัว** ไม่เป็นเชื้อรา ไร้ฝุ่น
- ✓ **ทาสีทับหน้าได้ทันที** ไม่ต้องทาสีรองพื้น
- ✓ **ฉาบสิ้น** ชัดแต่่ง่าย แข็งแรงทนทาน
- ✓ **ยึดเกาะสูง** ปกปิดผิวเดิมได้เป็นอย่างดี

Loft ทีฟิโอ ลอฟท์

สูตรน้ำ พร้อมใช้ สูตรผง ผสมน้ำใช้ได้ทันที



- ✓ ใช้งานง่าย ไร้กลิ่น
- ✓ ปลอดภัย ทนน้ำ ทนแดด
- ✓ ป้องกันเชื้อรา และตะไคร่น้ำ
- ✓ ใช้งานได้ดีทั้งภายในและภายนอก
- ✓ สามารถใช้ฉาบตกแต่งได้หลายพื้นผิว เช่น พับฉาบปูนฉาบ พับฉาบคอนกรีต และไฟเบอร์ซีเมนต์บอร์ด



บริษัท ทีฟิโอ โพลีน จำกัด (มหาชน)
26/56 ถนนจันทน์ตัดใหม่ แขวงทุ่งมหาเมฆ เขตสาทร กรุงเทพฯ 10120
โทร. (662) 285-5090, 213-1039 โทรสาร. (662) 213-1035



CALL CENTER
02-6786547-52
สั่งซื้อสินค้าได้ที่ : onlinemarket.tpipolene.co.th



61

การทดสอบหาพฤติกรรมทรุดตัวของจากการถมดิน
โดยใช้เครื่องหมุนเหวี่ยงทางวิศวกรรม
Backfilled Lump Soil Settlement Behavior by Centrifuge Modelling Method
จรรยาโรจน์ ผสมทรัพย์, ปภินวิช เชาวดี, และศรัณยู เรืองฉาย

67

การเปรียบเทียบเวลาและปัจจัยต่าง ๆ ในการก่อสร้างฐานราก
อาคารในพื้นที่กรุงเทพมหานครชั้นใน
Comparison of duration and related factors for the
construction of foundation piles in Bangkok area
ศุภณัฐ บุญกล้า, ณรัช เมฆานูวัฒน์, และพงศธร โตประเสริฐพงศ์

วิศวกรรมความปลอดภัยเขื่อน

75

วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับผ่านฐานรากเขื่อนที่เป็นดินไม่เชื่อมแน่น
The Methods for Investigating the Backward Erosion in
Cohesionless Soil Foundation
ณัฐฐา ไช้โสภะเชือก, สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์, และชินโรส ทองธรรมชาติ

วิศวกรรมดินถล่ม

87

การสำรวจและทดสอบด้านธรณีวิศวกรรมเพื่อประเมินความมั่นคงของลาดดิน
บ้านสันติคีรี หมู่ที่ 1 บริเวณหลังร้านสะดวกซื้อเซเว่น-อีเลฟเว่น
และบ้านราตุ หมู่ที่ 4 บริเวณ พื้นที่ประสภภัยพิบัติดินเคลื่อนตัว
ตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย
วรวัฒน์ ตอวิวัฒน์, และสิริสาสตร์ ยังแสนภู

104

ผลการศึกษาเบื้องต้นโครงการศึกษาสำรวจความเสียหายภัยพิบัติทางธรรมชาติ
และจัดทำแผนที่ความเสียหายภัยพิบัติ ในสถานศึกษาสังกัด สพฐ.
ลักษมี ยังแสนภู

116

การประเมินความแม่นยำของแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (AP-Model)
ในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า
Accuracy assessment of Antecedent Precipitation Model
(AP-Model) for landslide early warning system
สลิลยา เศษเพ็ง, เทพไท ไชยทอง, และสุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์



Wire & Wireless Co., Ltd.

Ayothaya Tower, 26th FL., 240/64-67, Ratchadapisek Road,

Huai Khwang, Huai Khwang, Bangkok 10310

Tel. 0-2034-4500



ให้บริการในการออกแบบ, การก่อสร้าง, การติดตั้ง, การซ่อมบำรุง และ
การบริการครบวงจร สำหรับงานที่เกี่ยวข้องกับด้านโทรคมนาคม
เทคโนโลยีสารสนเทศ และระบบสาธารณูปโภค

วิสัยทัศน์

บริษัทมุ่งมั่นที่จะดำเนินธุรกิจในงานด้านวิศวกรรม
เพื่อส่งมอบการบริการที่มีคุณภาพและมีจริยธรรม

ISO 9001:2015 Certified



www.ww.co.th



ประวัติ-ความเป็นมา-วิสัยทัศน์ ความเป็นมาและการดำเนินงาน

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ก่อตั้งโดย รศ.ดร.วรากร ไ้เรียง โดยเริ่มจากการใช้ความเชี่ยวชาญของท่านนำไปพัฒนาวิชาการงานที่ปรึกษาให้กับกรมชลประทานภายใต้โครงการซ่อมแซมและปรับปรุงเขื่อนมูลบน ตั้งแต่เดือนธันวาคม พ.ศ. 2535 และโครงการฐานข้อมูลเขื่อนเพื่อประเมินความปลอดภัยและบำรุงรักษาของสำนักงานชลประทานที่ 9 ตั้งแต่เดือนตุลาคม พ.ศ. 2539 เมื่อปี พ.ศ. 2541 สภามหาวิทยาลัยได้อนุมัติให้จัดตั้งศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก สังกัดภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เมื่อวันที่ 8 มิถุนายน 2541 โดยทุกโครงการได้ดำเนินการในลักษณะหน่วยวิจัยโดยมีนิสิตระดับปริญญาโท และปริญญาเอก เข้าร่วมร่วมปฏิบัติงานในฐานะผู้ช่วยอาจารย์ที่รับผิดชอบงานหลักของโครงการ และขณะเดียวกันก็สามารถทำงานวิจัยเพื่อเป็นวิทยานิพนธ์ได้ด้วย

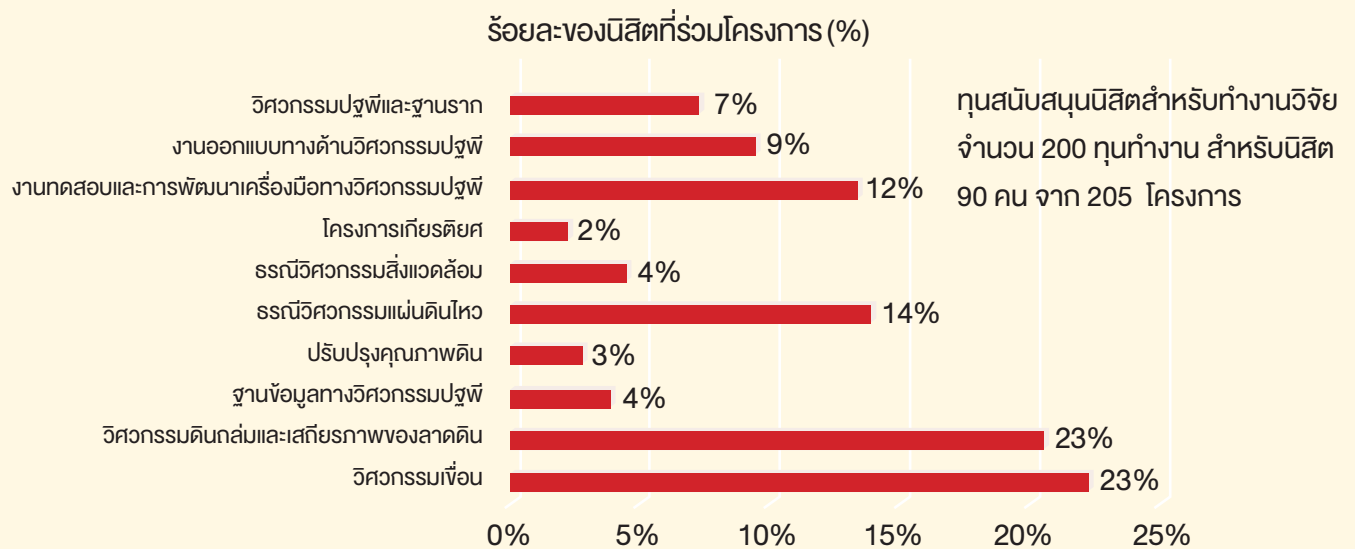
ภายหลังปี พ.ศ. 2547 รศ.ดร.สุภรศักดิ์ ศรีสัมพันธ์ ได้เข้ามาพัฒนาศูนย์วิจัยฯ เนื่องจากมีแนวนงานวิจัยและความเชี่ยวชาญที่ตรงกับท่านผู้ก่อตั้ง จากนั้นจึงได้ขยายการวิจัยและการรับให้คำปรึกษาในงานด้านวิศวกรรมปฐพีในหลายด้านมากขึ้น โดยดำเนินการในลักษณะศูนย์วิจัยฯ ที่เลี้ยงตนเองจากโครงการบริการวิชาการและโครงการวิจัย นอกจากนี้ยังได้ริเริ่มสร้างอาชีพนักวิจัยประจำในศูนย์วิจัยฯ เพื่อพัฒนางานวิจัยให้ต่อเนื่องและเพื่อเป็นพี่เลี้ยงให้กับนิสิตที่เริ่มทำงานวิจัย ทำให้สามารถสร้างองค์ความรู้ในงานวิจัยได้อย่างมั่นคงและสามารถให้ประโยชน์กับงานพัฒนาวิชาการที่ขยายตัวมากขึ้น จึงมีโอกาสดำเนินงานวิจัยและพัฒนาให้กับหน่วยงานจากราชการ รัฐวิสาหกิจและเอกชน (ตามตารางที่ 1) การดำเนินงานกับหน่วยงานดังกล่าวดำเนินการในลักษณะการร่วมกันทำงานและเลือกทำงานที่สามารถต่อยอดองค์ความรู้เดิมได้ ทั้งนี้เพื่อรักษาความเป็นสถาบันการศึกษาที่ดี ตัวอย่างหน่วยงานที่ศูนย์วิจัยฯ ได้ให้การบริการวิชาการและวิจัย ได้แก่ กรมชลประทาน กรมทรัพยากรธรณี กรมทรัพยากรน้ำ กรมทรัพยากรน้ำบาดาล กรมพัฒนา

พลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน กรมทางหลวง กรมโยธาธิการและผังเมือง การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย การทางพิเศษแห่งประเทศไทย กรมเจ้าท่า การรถไฟแห่งประเทศไทย สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.) สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ (วช.) สำนักงานพัฒนาการวิจัยการเกษตร (องค์การมหาชน) (สวก.) Asian Disaster Preparedness Center (ADPC) United Nations Development Programme (UNDP) บริษัท ปตท. จำกัด (มหาชน) บริษัท ปตท.ส.พ.อินเตอร์เนชันแนล จำกัด สาขาเมืองย่างกุ้ง ประเทศเมียนมาร์และหน่วยงานเอกชนอื่นๆ เป็นต้น นอกจากนี้ยังมีสถาบันการศึกษาทั้งในและนอกประเทศที่มีการร่วมมือกันในการทำงานวิจัย เช่น จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี Asian Institute of Technology Tokyo Institute of Technology, Kyoto University, Yangon Technological University เป็นต้น

การดำเนินงานโครงการต่างๆ จะเน้นการพัฒนาวิชาชีพและวิชาการเพื่อประโยชน์ในการปฏิบัติงานจริง โดยวางระบบการปฏิบัติทางวิชาชีพให้เป็นตัวอย่างที่ดีและให้ผลประโยชน์ของงานบริการวิชาการกลับมาเป็นงานวิจัยเพื่อจะพัฒนาองค์ความรู้เฉพาะด้านต่อไป งานที่เกี่ยวข้องและอยู่ในสายงานวิจัยประกอบด้วย งานฐานรากในชั้นดินอ่อน งานฐานรากอาคารขนาดใหญ่ในชั้นหินงานขุดดินและถมดิน พฤติกรรมของกำแพงกันดิน งานวิศวกรรมความปลอดภัยเพื่อน การประเมินพฤติกรรมและความปลอดภัยของเขื่อนจากแรงกระทำแผ่นดินไหว ธรณีวิศวกรรมแผ่นดินไหว งานเสถียรภาพของลาดดิน พฤติกรรมการพิบัติของตลิ่งแม่น้ำ การวิจัยที่เกี่ยวข้องกับการลดผลกระทบจากภัยดินถล่มและแผ่นดินไหว เป็นต้น จุดประสงค์สำคัญอีกประการหนึ่งของศูนย์วิจัยฯ คือการเป็นสถานที่ที่ให้โอกาสนิสิตในระดับต่างๆ ทั้ง ตรี โทและเอก ได้เข้ามาร่วมงานวิจัยเป็นการเปิดโลกทัศน์สำหรับนิสิต รวมทั้งยังสามารถให้โอกาสกับนิสิตที่มีความจำเป็นเรื่องค่าใช้จ่ายในการศึกษาอีกด้วย (รูปที่ 2) ดังจะเห็นได้จากผลการผลิตบัณฑิตระดับบัณฑิตศึกษา สาขาวิศวกรรมปฐพี ภายใต้โครงการพัฒนาวิชาการของศูนย์วิจัยฯ จำนวนทั้งสิ้น 87 คน สำเร็จการศึกษาแล้ว 74 คน (ระดับปริญญาเอก 6 คน และระดับปริญญาโท 68 คน) และอยู่ระหว่างการทำวิทยานิพนธ์ 13 คน

ตารางที่ 1 ประเภทงานที่ดำเนินงานโดยศูนย์วิจัยฯ (พ.ศ. 2541-2561)

ลำดับที่	ประเภทงาน	โครงการพัฒนาวิชาการ	โครงการวิจัย	รวมทั้งสิ้น (โครงการ)
1	วิศวกรรมเขื่อน	29	22	51
2	วิศวกรรมปฐพีและฐานราก	10	4	14
3	งานออกแบบทางด้านวิศวกรรมปฐพี	9	16	25
4	วิศวกรรมดินถล่มและเสถียรภาพของลาดดิน	43	12	55
5	ธรณีวิศวกรรมแผ่นดินไหว	8	1	9
6	ธรณีวิศวกรรมสิ่งแวดล้อม	6	3	9
7	ปรับปรุงคุณภาพดิน	3	3	6
8	ฐานข้อมูลทางวิศวกรรมปฐพี	2	2	4
9	งานทดสอบและการพัฒนาเครื่องมือทางวิศวกรรมปฐพี	9	2	11
10	งานอบรม-สัมมนา	12	0	12
11	โครงการเกียรติยศช่วยเหลือสังคม ศาสนา และสถาบันพระมหากษัตริย์	4	5	9
รวมโครงการทั้งสิ้น		135	70	205



รูปที่ 2 การกระจายของนิสิต ที่ช่วยงานในโครงการพัฒนาวิชาการ ดำเนินงานโดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก (พ.ศ. 2541-2562)

ตารางที่ 2 บทความตีพิมพ์ที่เป็นผลผลิตจากการดำเนินงานของศูนย์วิจัยฯ

ลำดับที่	ประเภทบทความ	จำนวนบทความ
1	วิศวกรรมเขื่อน	44
2	วิศวกรรมฐานรากและโครงสร้างดิน	17
3	วิศวกรรมดินกลุ่มและเสถียรภาพของลาดดิน	82
4	ธรณีวิศวกรรมแผ่นดินไหว	13
5	เทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดิน	16
6	กลศาสตร์ของดิน	18
7	กลศาสตร์ของดินไม่อิ่มน้ำ	10
8	อื่นๆ	5
รวมจำนวนบทความที่ตีพิมพ์		205

ที่มา: www.gerd.eng.ku.ac.th

ตารางที่ 3 วิทยานิพนธ์ระดับปริญญาโทและปริญญาเอกที่เป็นผลงานจากการให้นิสิตเข้าร่วมงานศึกษาและวิจัย

ลำดับที่	ประเภทบทความ	จำนวนวิทยานิพนธ์	
		กำลังดำเนินการ	สำเร็จการศึกษา
1.	วิศวกรรมเขื่อน	5	22
2.	วิศวกรรมดินกลุ่มและเสถียรภาพของลาดดิน	3	16
3.	ธรณีวิศวกรรมแผ่นดินไหว	-	4
4.	วิศวกรรมฐานราก	5	31
รวมจำนวนวิทยานิพนธ์		13	74

ภารกิจ

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มีลักษณะเป็น “ศูนย์วิจัยเชี่ยวชาญพิเศษเฉพาะทางด้านวิศวกรรมปฐพี” ที่สามารถที่จะให้บริการเกี่ยวกับการศึกษา การวิจัย ตลอดจนให้คำแนะนำปรึกษาทางเทคนิคที่เกี่ยวข้องกับงานวิศวกรรมปฐพีและธรณีเทคนิค เป็นการบริการแก่สังคม หรือหน่วยงานที่มีความต้องการ ทำให้เกิดบรรยากาศทางวิชาการต่างๆ นอกจากนี้ยังได้ดำเนินการประสานงานกับหน่วยงานต่างๆ เพื่อสร้างงานวิจัยที่สามารถนำไปปฏิบัติได้จริง ในขณะเดียวกันได้สร้างเครือข่ายความร่วมมือทางวิชาการกับมหาวิทยาลัยทั้งใน และต่างประเทศ ทั้งนี้ผลประโยชน์ที่ศูนย์วิจัยฯ พึงได้ ได้นำกลับมาเป็นทุนเพื่อส่งเสริมการวิจัยและการศึกษาของนิสิต และเพื่อต่อยอดการวิจัยและพัฒนาทางด้านวิศวกรรมปฐพี และฐานรากและสาขาที่เกี่ยวข้องต่อไป



ภารกิจหลัก ได้แก่

- ส่งเสริมพัฒนางานวิจัยด้านวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ความปลอดภัยเขื่อน วิศวกรรมดินถล่ม วิศวกรรมแผ่นดินไหว และธรณีภัยอื่นๆ
- ส่งเสริมการพัฒนาวิชาชีพด้านวิศวกรรมปฐพีที่เกี่ยวข้องกับงานต่างๆ
- สนับสนุนการเรียนการสอนในสาขาวิศวกรรมปฐพีและสาขาที่เกี่ยวข้อง

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ดำเนินงานโครงการในงานศึกษา วิจัย และออกแบบต่างๆ โดยแบ่งหน่วยวิจัย เป็น 4 หน่วยวิจัย คือ

- หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน (Dam Safety Research Unit)
- หน่วยวิจัยดินถล่ม (Landslide Engineering Research Unit)
- หน่วยวิจัยเพื่อพัฒนาการออกแบบด้านวิศวกรรมปฐพี (Geotechnical Design and Development Research Unit)
- หน่วยวิจัยธรณีวิศวกรรมแผ่นดินไหว (Geotechnical Earthquake Engineering Research Unit)

บุคลากร

Research Team Leader



รศ.ดร.สุทธสิทกดิ์ ศรีลัมพ์

Assoc.Prof.Suttisak Soralump
หัวหน้าทีมวิจัย (หัวหน้าศูนย์วิจัยฯ)
Email: soralump_s@yahoo.com

Honorable advisor

External Senior Researchers



**นายชินโรส
ทองธรรมชาติ**
หัวหน้าหน่วยวิจัย

Dam Safety Research Unit

- Head Research Unit (1)
- Geotechnical Researchers (2)
- Researcher (3)
- Programmer (-)



**นายจิรธรรม
อิสโรฬาร**
หัวหน้าหน่วยวิจัย

Geotechnical Design and Development Research Unit

- Head Research Unit (1)
- Geotechnical Researchers (6)
- Researcher (4)



**นายสิริศาสตร์
ยั้งแสนภู**
หัวหน้าฝ่าย

Geology Section

- Geologist (1)
- GIS (1)



**นายวรวัชร์
ตอวิวัฒน์**
หัวหน้าหน่วยวิจัย

Landslide Engineering Research Unit

- Head Research Unit (1)
- GIS (1)
- Researcher (2)

Geotechnical Earthquake Engineering Research Unit

- Researcher (-)

Secretaries

- Financial (1)
- Administration (1)
- Research Assistant (2)

รูปที่ 3 โครงสร้างการดำเนินงาน GERD



การออกแบบและ วิจัยด้านวิศวกรรมปฐพี

ปรับปรุงแผนแม่บทฯ และแผนปฏิบัติการ ป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม

สุทธศักดิ์ ศรีสัมพันธ์
รัฐธรรม อัสโรฟาร
วารุณี กะการดี

1. บทนำ จากการรายงานการเกิดแผ่นดินไหวโดยโครงการลดภัยจากแผ่นดินไหวแห่งชาติประเทศสหรัฐอเมริกา National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) พบว่าทั่วโลกมีแนวโน้มการเกิดภัยพิบัติจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวมากขึ้น (โดยเฉพาะในทวีปเอเชีย) และเป็นสาธารณภัยที่สร้างความสูญเสียทั้งชีวิตและทรัพย์สินอย่างมหาศาล ทั้งด้านอาคารบ้านเรือน สถานที่ทั้งโบราณสถาน สถานที่ราชการ เส้นทางคมนาคมและระบบโครงสร้างพื้นฐาน ส่งผลต่อความเชื่อมั่นด้านการท่องเที่ยว การลงทุน และการพัฒนาประเทศกรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย ในฐานะหน่วยงานกลางของรัฐ ในการจัดการความเสี่ยงจากสาธารณภัยของประเทศไทยได้ตระหนักถึงความสำคัญของภัยจากแผ่นดินไหว จึงได้จัดทำแผนแม่บทป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มขึ้นเพื่อใช้เป็นแนวทางในการเตรียมความพร้อมรับมือภัยจากแผ่นดินไหวในอนาคตอย่างมีประสิทธิภาพ ซึ่งคณะรัฐมนตรีได้มีมติเห็นชอบแผนแม่บทดังกล่าวเมื่อวันที่ 5 พฤศจิกายน 2556 เพื่อใช้เป็นกรอบแนวทางในการเตรียมความพร้อมรับมือภัยจากแผ่นดินไหวที่มีประสิทธิภาพของประเทศ โดยแผนแม่บทป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มได้หมดวาระลงในปี พ.ศ. 2562 ทางกรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยจึงได้ร่วมกับศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จัดทำและปรับปรุงแผนแม่บทฯ และแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มขึ้น โดยให้สอดคล้องกับกรอบการขับเคลื่อนการพัฒนาสู่ความเป็นสังคมปลอดภัยและ มีความยั่งยืนที่เป็นสากล ตลอดจนนโยบายของรัฐที่สำคัญ ได้แก่ ยุทธศาสตร์ชาติ 20 ปี (พ.ศ. 2561 - 2580) แผนพัฒนาเศรษฐกิจและสังคมแห่งชาติฉบับที่ 12 (พ.ศ. 2560 - 2564) และแผนการป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยแห่งชาติ พ.ศ. 2558 และเนื่องจากขณะจัดทำแผนแม่บทฯ เดิม (ปี พ.ศ. 2557) นั้นยังไม่ได้เกิดแผ่นดินไหวขึ้นที่จังหวัดเชียงราย (วันที่ 5 พฤษภาคม พ.ศ. 2557) ซึ่งได้สร้างความเสียหายต่ออาคารบ้านเรือนจำนวนมาก เหตุการณ์ครั้งนั้นทำให้มีหลายหน่วยงานทั้งภาครัฐและเอกชนให้ความสนใจและได้มีการรวมกลุ่มเพื่อทำกิจกรรมช่วยเหลือประชาชนในพื้นที่ประสบ

ภัยพิบัติรวมถึงมีการศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้องเกิดขึ้นตามมาอย่างมากมาย ซึ่งผลจากเหตุการณ์ครั้งนั้น ข้อมูลบางส่วนนำมาใช้ในการทบทวนปรับปรุงแผนแม่บทฯ และแผนปฏิบัติการฯ ในครั้งนี้ด้วย ซึ่งการปรับปรุงครั้งนี้จะเน้นในส่วนยุทธศาสตร์ที่ 1 คือการป้องกันและลดผลกระทบ

2. จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรคของแผนการจัดการความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวที่ผ่านมา

วิธีการดำเนินการทบทวนและปรับปรุงแผนแม่บทและแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม แบ่งเป็น 3 ส่วน ได้แก่

1. ศึกษาแผนแม่บทฯ และแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม เอกสารวิชาการ กฎหมาย นโยบาย ยุทธศาสตร์ งานวิจัย รายงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการจัดการความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวทั้งในและต่างประเทศ

(1) ผลการศึกษาแผนแม่บทป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม พ.ศ. 2557 ที่ผ่านมาพบประเด็นสำคัญหลัก (ในเชิงโครงสร้าง) ที่ต้องนำมาเป็นประเด็นในการปรับปรุงดังต่อไปนี้

(1.1) ยังไม่มีการจัดลำดับความสำคัญของกิจกรรมที่ควรจะมีการดำเนินการก่อน-หลัง

(1.2) หลายกิจกรรมไม่มีการกำหนดระยะเวลา (Time Line) ที่แน่นอน ว่าในมาตรการกิจกรรมที่กำหนดไว้ควรใช้ระยะเวลาดำเนินการเท่าไรจึงจะไปถึงเป้าหมาย ในขณะที่บางกิจกรรมที่มีเวลากำหนดไว้แต่ไม่สามารถดำเนินการได้ตามเป้าหมาย

(1.3) มีการกำหนดตัวชี้วัด แต่ไม่ได้มีการประเมินและติดตามผลงานให้บรรลุผลให้เป็นรูปธรรมตามที่กำหนดไว้

(1.4) โครงสร้างของอนุกรรมการแผ่นดินไหวไม่เอื้อให้เกิดการผลักดันแผนแม่บทฯ ได้อย่างต่อเนื่อง เนื่องจากขาดกลุ่มผู้มีส่วนได้ส่วนเสียกับขาดกลุ่มนักวิชาการที่ทำงานด้านนี้มาอย่างต่อเนื่องยาวนาน

(1.5) ขาดงบประมาณตรงที่จะสนับสนุนการ

ดำเนินงานตามแผนแม่บทฯ เพราะกิจกรรมต่างๆ ที่เชื่อมโยงกัน ต้องอาศัยงบประมาณจากหน่วยงานต้นสังกัดที่เกี่ยวข้อง ซึ่งต้องไปตั้งงบประมาณกันเองทำให้ไม่สามารถคาดการณ์แผนได้อย่างชัดเจน

(1.6) การบังคับใช้แผนแม่บทกับหน่วยงานราชการด้วยกัน เช่น กฎหมายควบคุมอาคารที่ถึงแม้จะมีการปรับปรุงและบังคับใช้กับอาคารเอกชนได้ แต่ไม่สามารถบังคับใช้กับหน่วยงานราชการได้อย่างมีประสิทธิภาพ เนื่องจากต้องอาศัยกลไกการดำเนินการภายในหน่วยงานนั้นๆ ซึ่งอาจจะมีข้อจำกัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งในหน่วยงานที่ไม่ได้เป็นหน่วยงานทางสายวิศวกรรมศาสตร์

(2) ผลการศึกษาแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มระดับพื้นที่สำหรับกรุงเทพมหานคร กาญจนบุรี และเชียงใหม่ (ฉบับปัจจุบัน) ที่ต้องนำมาเป็นประเด็นในการปรับปรุงดังต่อไปนี้

(2.1) แผนปฏิบัติการระดับพื้นที่ฯ จัดทำ 3 จังหวัด ซึ่งทำก่อนเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ จังหวัดเชียงราย เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม พ.ศ.2557 ดังนั้นจึงไม่มีแผนปฏิบัติการฯ ที่ จังหวัดเชียงราย

(2.2) แผนปฏิบัติการฯ ยังขาดการกำหนดแผนในการจัดการตามระดับของขนาดแผ่นดินไหวรวมถึงพฤติกรรมของแผ่นดินไหวตาม (After Shock) ทั้งนี้ After Shock ซึ่งอาจมีระยะเวลาการเกิดได้รุนแรงและนานเมื่อแผ่นดินไหวหลัก (Main Shock) มีค่าสูง โดยหากขณะนั้นมีทีมช่วยเหลือเข้าไปในอาคารหรือตึกถล่ม จะต้องมีการประเมินความปลอดภัยของทีมช่วยเหลือในประเด็นนี้ร่วมด้วย นอกจากนี้ยังจะเกี่ยวข้องกับการตรวจสอบอาคารและอพยพประชาชน

(2.3) ในแผนปฏิบัติการฯ ขาดการเชื่อมต่อกับหน่วยงานปฏิบัติในเรื่องการตรวจสอบอาคารและการสำรวจความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Intensity) ทั้งในด้านแผนและมาตรฐานการดำเนินการ

(2.4) ขาดแผนปฏิบัติการฯ ที่มีการจำลองแผ่นดินไหวขนาดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ที่หลายจังหวัดมีความสูญเสียจำนวนมากพร้อมๆ กัน

(2.5) กระทรวงสาธารณสุข มีการกำหนดให้โรงพยาบาลมีการซ้อมแผนเป็นปกติและมีการประเมินคุณภาพให้ได้มาตรฐานรับรองจากการประเมินของสถาบันรับรองคุณภาพสถานพยาบาล (องค์การมหาชน) ด้านความปลอดภัย ทำให้ปัญหาด้านความปลอดภัยในกรณีฉุกเฉินจากแผ่นดินไหวลดลง ขาดแต่การประเมินสภาพความปลอดภัยของอาคารต่อแรงแผ่นดินไหวที่ไม่ได้มีการประเมิน

(2.6) จากการเก็บข้อมูลพบว่า ยังไม่มีการให้ความสำคัญกับความแข็งแรงของอาคารที่จะใช้เป็นศูนย์อพยพ เช่น อาคารโรงเรียนซึ่งอาจจะต้องมีการตรวจสอบศูนย์อพยพที่มีความแข็งแรงปลอดภัยสม่ำเสมอและหากไม่แข็งแรงต้องมีการเสริมความแข็งแรง

(2.7) ศูนย์อพยพต้องประเมินความปลอดภัยจากภัยรูปแบบต่างๆ ให้ครบถ้วน เช่น แผ่นดินไหวแล้วมีเขื่อนแตกร่วมด้วย เป็นต้น

(3) สรุปผลการศึกษาเอกสารวิชาการ กฎหมาย นโยบาย ยุทธศาสตร์ งานวิจัย รายงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้องในประเทศไทย แสดงดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 สรุปผลการศึกษาเอกสารที่เกี่ยวข้องที่จะนำไปเสนอปรับปรุงแม่แม่บทฯในประเทศไทย

ลำดับ	เอกสารที่เกี่ยวข้อง	สาระสำคัญ
1	เป้าหมายการพัฒนาที่ยั่งยืน (SDGs) เป้าหมายที่ 11 เกี่ยวข้องกับการพัฒนาที่อยู่อาศัยเพื่อแก้ปัญหาชุมชนแออัดและการจัดทำผังเมือง	เพื่อให้สอดคล้องกับพระราชบัญญัติการจัดทำยุทธศาสตร์ชาติ ภายใน 10 ปี แรก ควรมีการจัดทำแผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชนเมืองให้เสร็จสมบูรณ์ และถูกต้อง เพื่อให้หน่วยงานที่มีส่วนเกี่ยวข้อง สามารถนำไปใช้ในการป้องกันและลดผลกระทบจากภัยพิบัติได้ ซึ่งจะทำให้ชุมชนที่มีความเข้มแข็งและสามารถไปพัฒนาส่วนอื่นๆ ต่อไป
2	พระราชบัญญัติป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย พ.ศ. 2550	- คณะอนุกรรมการไม่มีพันธกิจที่ชัดเจนและไม่มีงบประมาณสนับสนุน การขับเคลื่อนมาตรการเพื่อเตรียมความพร้อมจึงเป็นไปได้ยาก - อาจจะต้องมีการปรับเปลี่ยนมาตรา 17 ให้สามารถเชิญกลุ่มนักวิชาการเฉพาะด้านที่มีการรวมกลุ่มกันอยู่แล้ว มาช่วยในการดำเนินงานในการจัดทำแผนปฏิบัติการฯ ได้ หรืออาจจะให้ผู้เชี่ยวชาญในอนุกรรมการแผ่นดินไหวให้ข้อเสนอแนะในเรื่องนี้

ตารางที่ 1 สรุปผลการศึกษาเอกสารที่เกี่ยวข้องที่จะนำไปเสนอปรับปรุงแม่แบบทฯในประเทศไทย (ต่อ)

ลำดับ	เอกสารที่เกี่ยวข้อง	สาระสำคัญ
3	แผนการป้องกันและบรรเทา สาธารณภัยแห่งชาติ พ.ศ. 2558	ความยากลำบากในเรื่องแผ่นดินไหวที่เกี่ยวข้องเนื่องกับการจัดทำแผนการป้องกันคือ 1. อาคารบ้านเรือนประชาชนซึ่งมีจำนวนเป็นส่วนใหญ่ไม่ใช่อาคารที่จะถูกควบคุมได้ตามกฎหมาย 2. ไม่มีกฎหมายบังคับให้ทำการเสริมความแข็งแรงของอาคารเก่าแม้จะเข้าข่ายอาคารควบคุมให้ต้านทานแผ่นดินไหวได้
4	พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522	- มีความเข้าใจคลาดเคลื่อนเกี่ยวกับ มาตรา 7 ที่ว่ากฎหมายมีการยกเว้น ผ่อนผัน ให้อาคารองค์การของรัฐที่จัดตั้งขึ้น ฯลฯ ทั้งนี้ในความเป็นจริงถ้าเป็นอาคารควบคุม ไม่ได้มีข้อยกเว้นให้ในเรื่องความมั่นคง เพียงแต่ในทางปฏิบัติไม่ต้องทำการขออนุญาตกับหน่วยงานในพื้นที่ แต่ให้หน่วยงานรัฐฯ ที่เป็นเจ้าของอาคารจัดการกันเอง ประเด็นดังกล่าวทำให้เกิดปัญหาเกี่ยวกับหน่วยงานที่ไม่มีหน่วยงานด้านวิศวกรรมหรือมีแต่ไม่ได้มีความรู้หรือกำลังคนเพียงพอที่จะดูแลจำนวนอาคารควบคุมในหน่วยงานได้หมด เช่น วัด โรงเรียน เป็นต้น
5	กฎกระทรวง กำหนด การรับน้ำหนัก ความต้านทานความคงทนของอาคาร และพื้นที่ดินรองรับอาคารในการ ต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550	ปัจจุบันกฎกระทรวงฯ อยู่ระหว่างการปรับปรุงทั้งนี้ในร่างแก้ไขกฎกระทรวงที่อยู่ระหว่างการเสนอนั้น มีการเสนอเพิ่มพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวตามสภาวะการณ์ปัจจุบันและประเภทอาคารให้ครอบคลุมมากขึ้นเป็น 43 จังหวัด และได้มีการกำหนดให้อาคารบ้านจัดสรรจะต้องออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว รวมถึงมีการเพิ่มเติมรายละเอียดการคำนวณด้านวิศวกรรมให้เป็นสาระสำคัญโดยปรับปรุงมาจากงานวิจัยที่ดำเนินการอย่างต่อเนื่อง
6	การจัดทำแผนที่แบ่งเขตแผ่นดินไหว (Zoning) และการศึกษารอยเลื่อนที่ ผ่านมาของกรมทรัพยากรธรณี	- การสำรวจรอยเลื่อนมีพลังของกรมทรัพยากรธรณีเป็นข้อมูลพื้นฐานหลักที่สำคัญในการนำไปจัดทำแผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชนเมือง อย่างไรก็ตามกรมทรัพยากรธรณีได้มีการจัดทำมาตรฐานแล้วแต่ยังไม่ได้เสนอให้สมาคมธรณีวิทยาพิจารณา - ข้อมูลจากการสำรวจที่ผ่านมามีความไม่สมบูรณ์เพียงพอในการจัดทำแผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชน จึงจำเป็นต้องเร่งทำการสำรวจรอยเลื่อนแบ่งเป็น 2 ส่วน คือ ส่วนที่ 1 รอยเลื่อนเดิมที่สำรวจแล้วแต่ยังไม่สมบูรณ์ ส่วนที่ 2 การสำรวจรอยเลื่อนเพิ่มเติม ซึ่งจะให้สอดคล้องกับแผนแม่บทฯ ที่กำลังจะทำการปรับปรุง
7	การส่งเสริมการสร้างอาคารและ ปรับปรุงบ้านประชาชนต้านแผ่นดิน ไหว โดยมูลนิธิมิตรชนกภัย	อาคารบ้านเรือนขนาดเล็กที่ไม่ได้มีการควบคุม ต้องเริ่มจากช่างก่อสร้าง หลายพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวยังขาดการให้ความรู้ ในกรณีของพื้นที่จังหวัดเชียงรายที่ประสบความสำเร็จเนื่องจากมีหลายกลุ่มรวมกันให้ความรู้เรื่องกับช่าง เช่น มูลนิธิมิตรชนกภัย ดงลานโมเดล เป็นต้น ต้องมีกระบวนการดังกล่าวเสนออยู่ในแผนแม่บทฯ เป็นกลไกในการเชื่อมโยงเพื่ออธิบายแบบอาคารราชการกับช่างท้องถิ่นให้เกิดความรู้ความเข้าใจแล้วไปทำต่อยอดได้ไปกับอาคารเอกชน
8	โครงการ ‘เสริมกำลังอาคารโรงเรียน เพื่อต้านทานแผ่นดินไหว’ จากงาน “วิจัย” คู่ “การใช้ประโยชน์จริง” ใน พื้นที่	- ทางราชการควรจะสนับสนุนการเสริมกำลังอาคารที่เป็นอาคารสาธารณะและเป็นอาคารที่ถูกกำหนดให้ใช้เป็นศูนย์อพยพหรือเป็นอาคารสำคัญในการช่วยเหลือประชาชนในยามวิกฤติ ทั้งนี้นอกเหนือจากจะได้ใช้ประโยชน์ตามวัตถุประสงค์ยังจะทำให้ช่าง/ผู้รับเหมาในพื้นที่ได้คุ้นเคยและเรียนรู้กับการเสริมกำลังอาคารอย่างถูกต้อง เพื่อที่จะสามารถแนะนำประชาชนได้ต่อไป
9	ภัยพิบัติศึกษา: แนวทางการจัด กิจกรรมการเรียนรู้เพื่อเตรียมความ พร้อมรับมือภัยพิบัติ ระยะที่ 1 (2558)	- จากการศึกษาชี้ให้เห็นไปสู่การนำหลักสูตรและกิจกรรมไปใช้จริงใน 5 โรงเรียน ในพื้นที่จังหวัดเชียงราย เนื่องจากในพื้นที่จังหวัดเชียงรายมีความตื่นตัวในเรื่องแผ่นดินไหวสูง ดังนั้นในแผนแม่บทฯ จึงควรขยายให้โรงเรียนในพื้นที่จังหวัดเชียงรายได้ทำการปรับหลักสูตรและกิจกรรมให้มีเนื้อหาเกี่ยวกับแผ่นดินไหวทั้งจังหวัด

(4) สรุปผลการศึกษาเอกสารวิชาการ กฎหมาย นโยบาย ยุทธศาสตร์ งานวิจัย รายงานต่างๆ ที่เกี่ยวข้องในต่างประเทศ ประกอบด้วยประเทศอินโดนีเซีย จีน ญี่ปุ่น ฟิลิปปินส์ สหรัฐอเมริกา และอิตาลี ทั้งนี้มาตรการบางประการในต่างประเทศที่น่าสนใจ และอาจจะนำมาปรับใช้ให้เหมาะสมกับบริบทของประเทศไทยแสดงดังตารางที่ 2 ซึ่งจากการศึกษาข้อมูลของต่างประเทศพบว่า แต่ละประเทศมีการกำหนดกฎหมายและการจัดการที่แตกต่างกันโดยขึ้นอยู่กับ

- (4.1) ความรุนแรงและความถี่ของภัยแผ่นดินไหวในประเทศนั้นๆ
- (4.2) การเมืองและการปกครอง
- (4.3) สภาพเศรษฐกิจ และองค์ความรู้หรือเทคโนโลยี

ตารางที่ 2 มาตรการบางประการในต่างประเทศที่น่าสนใจที่อาจจะนำมาปรับใช้ให้เหมาะสมกับบริบทของประเทศไทย

ลำดับ	มาตรการ	ประเทศ
1	จัดทำแผนที่ความเสี่ยงภัยพิบัติระดับชุมชนเมือง (Micro Zonation Map) รวมทุกภัยพิบัติ	อินโดนีเซีย
2	การฝึกอบรมช่างก่อสร้างในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวให้สามารถก่อสร้างได้ถูกหลัก โดยอาจจะเป็นภารกิจของกรมพัฒนาฝีมือแรงงานเพื่อนำช่างฝีมือดังกล่าวมาใช้ในการก่อสร้าง/ปรับปรุงอาคารของราชการให้ต้านทานแผ่นดินไหว	อินโดนีเซีย
3	การให้เอกชน องค์กรที่มีส่วนได้ส่วนเสียเข้ามามีส่วนร่วมในอนุกรรมการแผ่นดินไหว	ญี่ปุ่น
4	การให้เอกชนรับผิดชอบในการจัดการความเสี่ยงของตนเองตามหลักที่รัฐบาลกำหนด ไม่ว่าจะเป็นการจัดทำแผนฉุกเฉินในองค์กรหรือการรับมือในทางธุรกิจ	ญี่ปุ่นและฟิลิปปินส์
5	การช่วยเหลือของรัฐเพื่อส่งเสริมให้มีการจัดการความเสี่ยงของเอกชน เช่น อุดหนุนเงินในการเสริมความแข็งแรงของอาคาร การใช้ระบบประกันภัย	ญี่ปุ่นและฟิลิปปินส์
6	การส่งเสริมงานวิจัยด้านการป้องกันแผ่นดินไหวจนสามารถนำไปใช้ได้จริง เช่น การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดสุขภาพการสั่นของอาคาร กำหนดในกฎหมายควบคุมอาคาร ในประเทศฟิลิปปินส์หรือการกำหนดทุนวิจัยอย่างต่อเนื่องในประเทศสหรัฐอเมริกา	ฟิลิปปินส์และสหรัฐอเมริกา
7	การให้อำนาจและภาระหน้าที่ของหน่วยงานส่วนท้องถิ่นในการจัดทำแผนที่เสี่ยงภัยระดับเมือง	ญี่ปุ่นและอิตาลี
8	การส่งเสริมระบบการเตือนภัยล่วงหน้าและการกระจายข้อมูลการเตือนภัยโดยอาศัยระบบเทคโนโลยีการสื่อสารปัจจุบัน	อินโดนีเซียและญี่ปุ่น

2. สัมภาษณ์เชิงลึกและสัมภาษณ์กลุ่มย่อย ทั้งผู้เชี่ยวชาญ/หน่วยงานระดับนโยบายและระดับพื้นที่

เนื่องจากการสัมภาษณ์ผู้เชี่ยวชาญตามหน่วยงานภาครัฐ และหน่วยงานภาคธุรกิจ รวมถึงการสัมภาษณ์กลุ่มย่อยทั้งในระดับนโยบายและระดับพื้นที่ มีประเด็นที่สำคัญหลายเรื่องจึงขอยกตัวอย่างบางประเด็นดังนี้

2.1 สรุปผลการสัมภาษณ์เชิงลึกผู้เชี่ยวชาญและหน่วยงานที่เกี่ยวข้องระดับนโยบาย

- การทำแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับเมือง (Micro Zonation Map) ความเสี่ยงเนื่องจากสภาพธรณีวิทยาของแต่ละพื้นที่ต่างกัน

- กฎหมายควบคุมอาคารใหม่และอาคารเก่า อาคารเก่าต้องใช้อาคารของรัฐทำเป็นต้นแบบ อาคารของรัฐยังไม่มีหน่วยงานเข้ามาผู้ดูแลและตรวจสอบความมั่นคงของอาคาร

- ต้องมีการสอน (Training) วิศวกรเพื่อให้สามารถทำการออกแบบได้ มีการเรียนการสอนในหลักสูตรระดับปริญญาตรี

- คณะอนุกรรมการแผ่นดินไหว เสนอให้มีผู้ทรงคุณวุฒิภายนอก อาจารย์ มหาวิทยาลัย ภาคธุรกิจ คณะอนุกรรมการเป็นกลไกทางกฎหมาย แต่ปัญหาของคณะอนุกรรมการคือความไม่สม่ำเสมอหรือไม่มีความต่อเนื่องในการประชุม เมื่อไม่มีเหตุการณ์ไม่มีการประชุม กว่าจะได้ประชุม

แต่แต่ละครั้งเปลี่ยนคนใหม่ ขาดความต่อเนื่อง แต่ถ้ามีเป้าหมายชัดเจนน่าจะขับเคลื่อนไปได้

- การจัดทำมาตรฐานสำรวจรอยเลื่อน ในแผนแม่บทฯ ให้เลขาธิการ (ปก.) เสนอคณะอนุกรรมการแผ่นดินไหว ส่งเรื่องผ่านมายังสมาคมวิชาชีพธรณีวิทยาแห่งประเทศไทย ให้นักวิชาการ ผู้เชี่ยวชาญมาช่วยพิจารณา

- ขั้นตอนในการทำงานของแต่ละหน่วยงานยังไม่ชัดเจน หน่วยงานไหนควรทำอะไร เช่น การทำ MMI หน่วยงานใดควรความรับผิดชอบในการจัดทำ

- ต้องมีการจัดลำดับความสำคัญของการศึกษารอยเลื่อน

- ร่างกฎกระทรวง พ.ศ.2550 มีการบังคับบ้านจัดสรรเข้าไปด้วย แต่อยู่ขั้นตอนของกฎกระทรวง

- อาคารที่ไม่ได้ ออกแบบทางวิศวกรรม (Non-engineer house) ไม่มีมาตรการในการควบคุม เนื่องจากเป็นภาระให้กับเจ้าของอาคาร มีค่าใช้จ่ายเพิ่มขึ้น และถ้าทำรายละเอียดเพิ่มเรื่องของการต้านทานแผ่นดินไหว ต้องมีวิศวกรซึ่งบางพื้นที่มีไม่เพียงพอ จึงใช้มาตรการให้ความรู้ ทำเป็นคู่มือ แนะนำการก่อสร้างอาคารขนาดเล็ก

- ในปัจจุบัน เครื่องมือการตรวจจับการเกิดแผ่นดินไหว (Detection) มีความเพียงพอแล้วแต่ไม่มีงบประมาณในการบำรุงรักษา

- ปัจจุบันมีการร่วมมือกันของ 4 หน่วยงานในการบูรณาการเรื่องของแผ่นดินไหว ได้แก่

กรมทรัพยากรธรณี กรมอุตุนิยมวิทยา การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย และกรมชลประทาน

- การติดตั้งเครื่องวัดสุขภาพอาคาร (BHM) กรมโยธาธิการและผังเมืองไม่มีอำนาจบังคับได้ ต้องเสนอให้วิศวกรรมการสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) ช่วยผลักดันในเรื่องนี้

- มาตรการด้านโครงสร้าง และไม่ใช่โครงสร้าง โดยอาศัยชุมชนเป็นฐาน (Community based disaster management ,CBDM)

- ประกันภัยจะเน้นประกันภัยอัคคีภัยเป็นประกันภัยหลัก อาคารสาธารณะที่กฎหมายอาคารควบคุม 9 ประเภท ไม่ได้บังคับเจ้าของอาคารทำประกันอาคาร แต่บังคับให้ทำประกันกับบุคคลภายนอกที่มาใช้อาคาร และในกฎหมายไม่มีบทลงโทษหากไม่ทำประกันภัย

- พอช. มีการทำประกันกันเองโดยประกันทั้งในเรื่องของภัยพิบัติ ประกันสุขภาพ และการเสียชีวิต ภายใต้ “กองทุนรักษาดินรกรากบ้าน”

- ธุรกิจอุตสาหกรรมขนาดใหญ่มีการจัดทำแผน

รองรับความเสี่ยงภัย แต่ในส่วนของธุรกิจขนาดเล็กและกลางยังไม่มีแผนการดำเนินการบริหารความต่อเนื่องเมื่อเกิดภัยแผ่นดินไหว

- ส่วนของการท่องเที่ยว เรื่องของข้อมูลสำคัญ โดยเฉพาะมัคคุเทศก์ต้องรู้ข้อมูลเกี่ยวกับเรื่องของแผ่นดินไหว เป็นอันดับแรก การปฏิบัติตนเพื่อช่วยเหลือนักท่องเที่ยวต้องทำหรือปฏิบัติตัวอย่างไรเมื่อเกิดภัย บริเวณที่ปลอดภัย สมาคมมัคคุเทศก์ควรมาร่วมในคณะอนุกรรมการแผ่นดินไหวด้วย

2.2 สรุปผลการสัมภาษณ์เชิงลึกผู้เชี่ยวชาญและหน่วยงานที่เกี่ยวข้องระดับพื้นที่

- ปก. กรุงเทพฯ : มีตึกสูงจำนวนมาก/แผ่นดินไหวจากระยะไกล/เครื่องมือไม่เพียงพอหากเกิดภัยขนาดใหญ่ ความช่วยเหลือเบื้องต้นอาจจะมาจากสมุทรปราการ จังหวัดใกล้เคียง หรือมูลนิธิอาสาสมัคร /อยากให้มามีอาคารจำลองเหตุการณ์ในการให้ความรู้และการฝึกซ้อมภัย

- จ.กาญจนบุรี : ประชาชนกลัวภัยอันเนื่องจากเขื่อนแตก/ไม่มีอาคารสูง/ยังไม่เคยเกิดเหตุการณ์รุนแรง/หน่วยงานและประชาชนไม่มีความตระหนัก

- จ.ภูเก็ต : ประชาชนมีความกังวลภัยจาก Tsunami/ภาคธุรกิจและหน่วยงานปกครองส่วนท้องถิ่นมีงบประมาณในการบริหารจัดการภัยได้เอง หากมีการจัดทำแผนที่เสี่ยงภัยที่ชัดเจนสามารถนำไปใช้บริหารจัดการภัยในพื้นที่จังหวัดได้

- จ.เชียงใหม่ : ไม่เคยเกิดเหตุการณ์ที่รุนแรงถึงแม้ว่าจะเคยมีร่องรอยการเกิดแผ่นดินไหวในอดีต/มีการเตรียมพร้อมและฝึกซ้อมแผนแผ่นดินไหวอยู่เป็นประจำ และมีหน่วยงานทหารอยู่ในพื้นที่/ประชาชนยังไม่มีความตระหนัก ซึ่งอาจสะท้อนไปถึงท้องถิ่นไม่มีความกระตือรือร้น

- จ.เชียงราย : เป็นพื้นที่ที่เคยได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวโดยตรง/หน่วยงานและประชาชนมีความตระหนัก/มีการให้ความรู้แก่นักเรียน คุณครู/ให้ความรู้ช่างก่อสร้างท้องถิ่น/เหมาะสมเป็นพื้นที่ต้นแบบ เพราะมีข้อมูลที่เคยเกิดจริง มีความครบถ้วน และประชาชนมีความตระหนัก มีการเฝ้าระวังและการเตรียมตัว/เชียงรามี NGO กลุ่มประชาชนที่เข้มแข็ง และยังมีต้นแบบของหลักสูตรการเรียนการสอนและกิจกรรมสำหรับนักเรียน ประถม มัธยม ซึ่งตรงนี้สามารถจะขยายเป็นต้นแบบออกไปทั้งจังหวัดได้ ข้อดีอีกเรื่องคือการพัฒนาช่างท้องถิ่นซึ่งก็มีกระบวนการในการดำเนินการ เช่น ดงตาลโมเดลมูลนิธิมดชนะภัย เป็นต้น

2.3 สรุปผลการรับความคิดเห็นจากการจัดสัมมนา กลุ่มย่อย

2.3.1 สัมมนาในกลุ่มย่อยระดับนโยบาย

ประเด็นสำคัญในการขอข้อคิดเห็นจากสัมมนาการครั้งนี้ คือ

(1) การปรับปรุงโครงสร้างคณะกรรมการแผ่นดินไหว

(2) การจัดแผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชนเมือง

(3) อาคารของรัฐ เชื้อน ที่ไม่ได้มีการควบคุมตรวจสอบ ต้องมีการจัดตั้งคณะกรรมการเพื่อประเมินและตรวจสอบความมั่นคงปลอดภัย

(4) การประกันภัย ปัจจุบันเป็นเรื่องของความสมัครใจ และกรณีที่จะให้อาคารของรัฐทำเป็นต้นแบบมีความเป็นไปได้ยาก เพราะในปัจจุบันยังไม่มีระเบียบรองรับ

(5) กฎหมายบังคับอาคารใหม่-อาคารเก่า

จากการสัมมนาพบว่าผู้เข้าร่วมส่วนใหญ่เห็นด้วย แต่ยังคงมีความกังวลเรื่องของงบประมาณและระยะเวลาที่กำหนดไว้ การขับเคลื่อนเพื่อไปสู่เป้าหมายเนื่องจากเหตุการณ์ไม่เกิดขึ้นบ่อย อาจทำให้ขาดความต่อเนื่องในการดำเนินการ กรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยต้องเป็นหลักในการขับเคลื่อนและมีการประเมินตรวจสอบอย่างสม่ำเสมอ

2.3.2 สัมมนาในกลุ่มย่อยระดับพื้นที่ (จังหวัดเชียงราย)

(1) ปัจจุบันมีกฎกระทรวงการออกแบบก่อสร้าง ตำนทานแผ่นดินไหวอยู่แล้ว ประเด็นคือการบังคับใช้ ซึ่งจะทำให้อาคารมีความปลอดภัยต่อแผ่นดินไหว

(2) โรงเรียนภายใต้หน่วยงานปกครองส่วนท้องถิ่น ไม่มีวิศวกรหรือนายช่างคุมงานจำเป็นต้องให้คุณครูทำหน้าที่ควบคุมงานแทน ซึ่งคุณครูส่วนใหญ่ไม่มีความรู้ในด้านนี้

(3) โรงเรียนในพื้นที่จังหวัดเชียงรายหลายแห่งที่ประสบภัยแผ่นดินไหวมีหลายหน่วยงานเข้าไปช่วยเหลือทั้งในเรื่องของการก่อสร้างอาคารใหม่ การซ่อมภัยต่าง ๆ เช่น โรงเรียนร่วมกับองค์กรแพลน และหน่วยงาน ปก.จังหวัดเชียงราย มีการเรียนการสอนแบบบูรณาการ เช่น ในวิชาลูกเสือ-เนตรนารี มีการจัดทำกิจกรรมให้ความรู้และมีการซ่อมแผนภาคเรียนละ 1 ครั้ง (โรงเรียนชุมชนบ้านป่าก่อดำ จังหวัดเชียงราย)

(4) โรงพยาบาลมีการซ่อมแผนเป็นปกติสม่ำเสมอ มีวิศวกรควบคุมงานสำหรับการก่อสร้างอาคารใหม่ รวมถึงตามนโยบายของกระทรวงสาธารณสุขโรงพยาบาลทุกแห่งต้องผ่านการประเมินคุณภาพและได้มาตรฐานรับรอง จากการประเมินของสถาบันรับรองคุณภาพสถานพยาบาล (องค์การมหาชน) โดยส่วนหนึ่งของการประเมินคือความเสี่ยงที่จะเกิดจากภัยแผ่นดินไหว

(5) จังหวัดเชียงรายมีเครือข่ายภาคประชาชน ชื่อ “ดงลานโมเดล” นำโดยมหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลล้านนา ซึ่งเป็นจุดเริ่มต้นของการส่งเสริมสร้างจิตสำนึกของช่างชาวบ้าน

เป็นโครงการต้นแบบของการฟื้นฟูในกระบวนการซ่อมสร้างหลังภัยพิบัติ

(6) วัดที่ได้รับความเสียหายจากแผ่นดินไหว รวมถึงการก่อสร้างวัดที่สามารถรองรับแรงผลกระทบจากแผ่นดินไหว ยังไม่มีหน่วยงานเข้ามาดูแล

(7) ศูนย์ปภ.เขต 15 เชียงราย มีการจัดทำโปรแกรม (Application) เพื่อรวบรวมฐานข้อมูลเกี่ยวกับอาคาร จำนวนประชาชน ฯลฯ ที่อยู่อาศัยในพื้นที่ โดยใช้ระบบ GIS

3. ข้อมูลจากแบบสอบถาม

(1) แผ่นดินไหวในประเทศไทยยังเป็นภัยที่บุคคลทั่วไปคิดว่าเป็นเรื่องไกลตัว มีโอกาสเกิดน้อย

(2) มาตรการในการป้องกันและลดผลกระทบ ทั้งเรื่องของการใช้โครงสร้างและไม่ใช่โครงสร้างยังติดปัญหาเรื่องงบประมาณเป็นหลัก รองลงมาเป็นความรู้ความเข้าใจ ความตระหนักรู้ของทั้งระดับผู้มีอำนาจไปจนกระทั่งถึงระดับประชาชน

(3) การจัดทำแผนแม่บทฯ และแผนปฏิบัติการฯ ยังขาดการประชาสัมพันธ์ให้ทั้งฝ่ายนโยบายและฝ่ายปฏิบัติการรับทราบอย่างแท้จริง

(4) หน่วยงานส่วนท้องถิ่นขนาดเล็ก ขาดอุปกรณ์เครื่องมือ บุคลากรไม่มีความพร้อม และไม่มีความรู้

(5) การประชาสัมพันธ์อย่างต่อเนื่องรวมถึงสร้างจิตสำนึกให้เด็ก เยาวชน หน่วยงานที่เกี่ยวข้องรวมถึงประชาชนเห็นความสำคัญของภัยในระยะยาวจะเป็นการสร้างความเข้มแข็งที่ยั่งยืน ต้องร่วมมือกันทุกภาคส่วนตั้งแต่ระดับนโยบาย ระดับปฏิบัติการ รวมถึงประชาชนในพื้นที่เสี่ยงภัย

(6) ไม่มีหน่วยงานที่ทำการประเมินตรวจสอบอาคารหลังเกิดภัยพิบัติ (MMI) โดยตรง

ซึ่งจากการดำเนินการศึกษาทั้ง 3 ส่วนนั้นสามารถนำมาวิเคราะห์จุดแข็ง จุดอ่อน โอกาส และอุปสรรคของแผนการจัดการความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหวที่ผ่านมาได้ดังนี้

จุดแข็งและโอกาส ของแผนการจัดการความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว

1. ในปัจจุบันจำนวนเครื่องวัดแผ่นดินไหวได้ติดตั้งอย่างเพียงพอในประเทศไทย

2. มีการลดขั้นตอนในการออกแผนที่ผังเมืองและมีการในการควบคุมความหนาแน่นและความสูงของอาคารโดยอาศัยกฎหมายผังเมือง

3. มีประชาชนทั่วไปที่มีความตระหนักและสนใจในเรื่องการป้องกันภัยแผ่นดินไหว (Active citizen), ภาคเอกชน และกลุ่ม NGO ที่พร้อมจะช่วยเหลือในเรื่องการลดผลกระทบจาก

แผ่นดินไหว ซึ่งควรนำกลุ่มเหล่านี้มาเข้าร่วมอยู่ในคณะอนุกรรมการแผ่นดินไหวเพื่อเป็นกลไกหนึ่งในการขับเคลื่อนแผนต่อไป

4. มีการนำร่องเรื่องหลักสูตรและกิจกรรมแผ่นดินไหวในโรงเรียนที่ได้มีการนำไปปฏิบัติใช้จริงในพื้นที่ จังหวัดเชียงราย

5. กระทรวงสาธารณสุขมีความเข้มแข็งด้านความปลอดภัย และมีตัวชี้วัดด้านความปลอดภัยในเรื่องของอาคาร แต่ยังคงขาดประเด็นที่เหมาะสมกับการประเมินความปลอดภัยของโครงสร้างอาคารเก่าและการเสริมความแข็งแรง

6. มีกฎหมายควบคุมอาคารและมาตรฐานในการออกแบบอาคารใหม่อย่างต่อเนื่อง

7. สถาบันพัฒนาองค์กรชุมชน (พอช.) มีความเข้าใจและมีความเข้มแข็งในการที่จะเป็นหน่วยงานตัวอย่างในการสร้างหรือเสริมความแข็งแรงที่อยู่อาศัยให้ปลอดภัยต่อแผ่นดินไหว

8. ภาครัฐกิจท่องเที่ยวมีความเข้มแข็ง

9. ศูนย์เตือนภัยพิบัติแห่งชาติ มีความเข้มแข็งและประสบการณ์ในการเตือนภัยสึนามิ

10. สมาคมธรณีวิทยาแห่งประเทศไทยเป็นหน่วยงานซึ่งมีการรวมกลุ่มนักธรณีวิทยาจากหลายหน่วยงานที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหว

11. สภาวิศวกรและสภาสถาปนิกควบคุมคุณภาพของวิศวกรที่จะได้ใบประกอบวิชาชีพ

12. ภาคอุตสาหกรรมขนาดใหญ่มีการประเมินความเสี่ยงภัยและมีการจัดทำแผนจัดการความเสี่ยงของธุรกิจ แผนต่อเนื่องในการดำเนินการธุรกิจ

13. กรมทรัพยากรธรณีร่วมกับสถาบันเทคโนโลยีนิวเคลียร์แห่งชาติ (องค์การมหาชน) ทำการพัฒนาเครื่องมือ ตรวจสอบอายุของตะกอนเพื่อลดค่าใช้จ่ายการนำตัวอย่างให้ต่างประเทศช่วยในการตรวจสอบ

จุดอ่อนและอุปสรรค ของแผนการจัดการความเสี่ยงภัยจากแผ่นดินไหว

1. การสำรวจรอยเลื่อนมีพลังยังไม่ครบหรือไม่ละเอียดพอสำหรับการใช้งานและขาดมาตรฐานกลางในเรื่องของการสำรวจรอยเลื่อน เนื่องจากไม่มีความต่อเนื่องด้านงบประมาณ

2. ไม่มีความชัดเจนในงบประมาณสนับสนุนเพื่อบำรุงรักษาระบบตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว

3. ขาด platform ด้านการรวมข้อมูลและประสานองค์ความรู้ที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินไหวจากศาสตร์ต่าง ๆ ทำให้ข้อมูลสำคัญ เช่น PGA map ที่ใช้สำหรับการกำหนดการออกแบบอาคารอาจจะยังไม่สมบูรณ์

4. อาคารควบคุมที่เป็นอาคารของรัฐ ที่ไม่ใช่หน่วยงานที่มี

ภารกิจทางด้านช่าง ยังขาดระบบการควบคุมความปลอดภัยของทั้งอาคารเก่าและอาคารใหม่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งในส่วนของอาคารโรงเรียน และวัด

5. ขาดการพิจารณาขนาดของ Aftershock ในแผนปฏิบัติการ

6. อาจจะต้องขาดวิศวกรที่สามารถประเมิน ออกแบบเสริมความแข็งแรง ของอาคารเพื่อให้ต้านทานแผ่นดินไหว

7. กฎหมายควบคุมอาคารไม่ครอบคลุมไปถึงอาคารเก่า ก่อนกฎหมายและอาคารบ้านเรือนประชาชนทั่วไปที่ไม่ได้มีการควบคุม

8. ส่วนของท้องถิ่นรวมถึงกรุงเทพมหานครไม่มีงบประมาณที่เพียงพอในการใช้เพื่อสนับสนุนการเสริมความแข็งแรงของอาคารของในส่วนของกรุงเทพมหานครเองหรือการช่วยเหลือประชาชน เนื่องจากงบประมาณมีจำกัดเพื่อใช้ในภารกิจด้านอื่น ๆ

9. ความตระหนักของประชาชนในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่ยังไม่ได้มีเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ยังน้อยมาก

10. การซ่อมหรือจำลองการอพยพขาดการจำลองสถานการณ์ขนาดใหญ่และขาดแบบจำลองที่มาจากพฤติกรรมของรอยเลื่อนมีพลังในพื้นที่

11. คณะอนุกรรมการแผ่นดินไหวขาดการประชุมต่อเนื่องเมื่อไม่มีพันธกิจและเป้าหมายที่ชัดเจนทำให้กิจกรรมที่วางไว้ไม่เป็นไปตามแผนที่กำหนด

12. ภาคอุตสาหกรรมขนาดเล็กและขนาดกลางไม่มีการประเมินความเสี่ยงภัยและไม่ได้มีการจัดทำแผนจัดการความเสี่ยงของธุรกิจ แผนต่อเนื่องในการดำเนินการธุรกิจ

3. ข้อเสนอแนะทางในการปรับปรุงและทบทวนแผนแม่บทฯและแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มระดับพื้นที่ที่มีประสิทธิภาพและมีความเหมาะสมกับบริบทของประเทศ

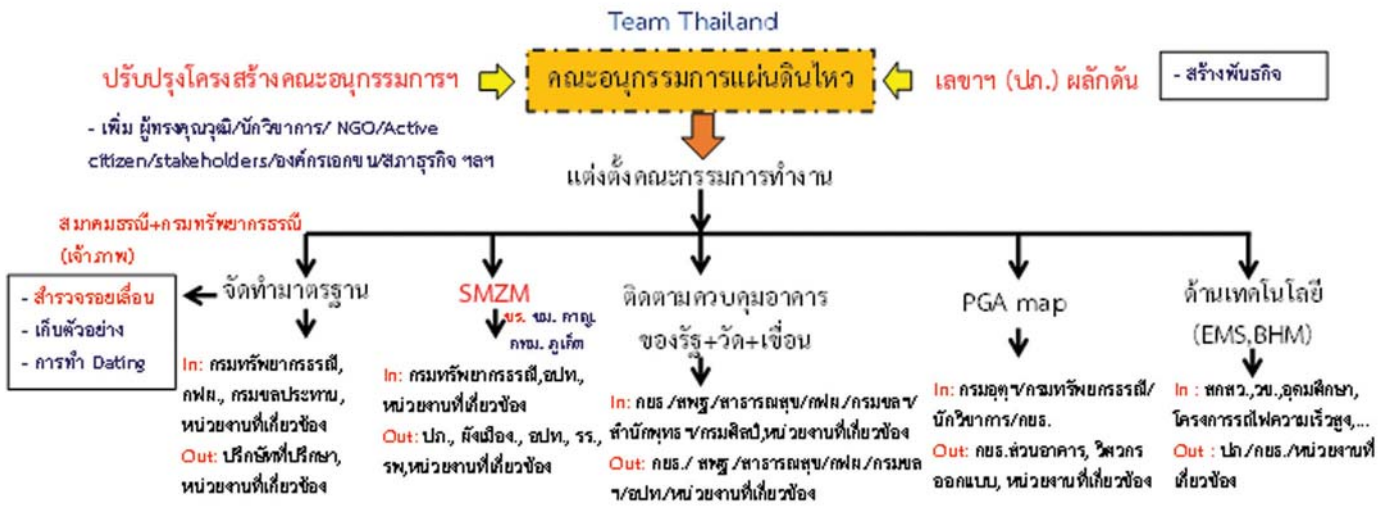
จากการดำเนินงานตามขั้นตอนที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 2 นั้น ได้มีการจัดสัมมนากลุ่มใหญ่เพื่อรับฟังความคิดเห็นทางวิชาการด้วยระบบ Online ผ่านโปรแกรม Zoom จากทุกภาคส่วนซึ่งทำให้ได้ข้อคิดเห็นเพื่อเสนอเป็นแนวทางในการปรับปรุงและทบทวนแผนแม่บทฯและแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มดังนี้

3.1 ข้อเสนอเร่งด่วนสำหรับแผนแม่บทการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม

3.1.1 เร่งสำรวจรอยเลื่อนมีพลังทั้งในและนอกประเทศที่สำคัญเร่งด่วน



กลไกการขับเคลื่อน



รูปที่ 1 กลไกการขับเคลื่อนแผนแม่บทฯ ในการจัดตั้งคณะกรรมการทำงานย่อย

3.1.2 ปรับปรุงโครงสร้างคณะอนุกรรมการแผ่นดินไหว เพิ่มที่ปรึกษา ผู้ทรงคุณวุฒิ นักวิชาการมาจากหน่วยงานต่างๆ รวมถึง หน่วยงานที่มีส่วนได้ส่วนเสียที่เป็นผู้ได้รับผลกระทบ เช่น หน่วยงานการท่องเที่ยว อุตสาหกรรม NGO สพฐ. Active Citizens เป็นต้น มีคณะกรรมการแล้วต้องมีคณะกรรมการทำงานกลุ่มย่อย (ดังรูปที่ 1) ซึ่งประกอบไปด้วย

- (1) คณะกรรมการจัดทำมาตรฐานในการสำรวจรอยเลื่อน
- (2) คณะกรรมการเพื่อจัดทำแผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชนเมือง (Seismic micro-zonation mapping)
- (3) คณะกรรมการติดตามให้คำแนะนำการก่อสร้างอาคารของรัฐ วัด และเขื่อน
- (4) คณะกรรมการจัดทำแผนที่ค่าความเร่งสูงสุดของพื้นดิน (Peak Ground Acceleration, PGA map)
- (5) คณะทำงานด้านเทคโนโลยี สร้างหัวข้องานวิจัยและนวัตกรรม โดยเสนอให้เป็น วช. หรือ สกสว.

3.1.3 จัดทำแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวระดับชุมชนเมืองพื้นที่จังหวัดเชียงรายและจังหวัดเชียงใหม่

3.1.4 การบังคับใช้กฎหมายควบคุม อาคารใหม่-อาคารเก่า

3.1.5 การให้ความรู้และสร้างความตระหนัก

3.2 ข้อเสนอสำหรับแผนแม่ปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่มระดับพื้นที่

3.2.1 จัดทำแผนปฏิบัติการฯ ให้ครอบคลุมทั้งจังหวัด และให้ครอบคลุมทุกจังหวัดที่มีการกำหนดเป็นบริเวณพื้นที่เสี่ยงภัยตามกฎหมาย โดยเฉพาะพื้นที่จังหวัดเชียงรายควรมีแผนปฏิบัติการฯ เร่งด่วน ภายใน 2 ปี

3.2.2 ทำการตรวจสอบความมั่นคงแข็งแรงของอาคารที่กำหนดให้เป็นศูนย์อพยพ และหากไม่แข็งแรงต้องมีการเสริมความแข็งแรง

3.2.3 จัดทำแผนปฏิบัติการฯ ที่จำลองแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ โดยหลายจังหวัดมีความสูญเสียจำนวนมากพร้อมกัน

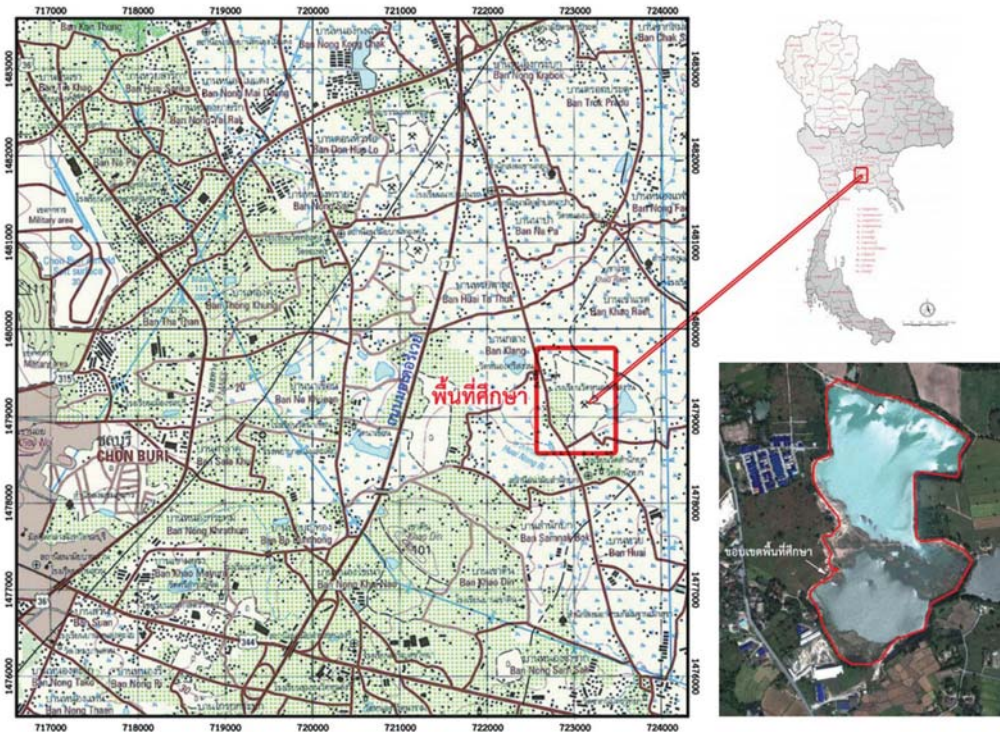
3.2.4 จัดทำแผนปฏิบัติการฯ ตามระดับของแผ่นดินไหว รวมถึงพฤติกรรมของ After Shock จะต้องมีการประเมินความปลอดภัยของทีมช่วยเหลือ และแผนการจัดการช่วยเหลือประชาชนทั้งในระยะสั้นและระยะยาว

3.2.5 จัดทำแผนและดำเนินการเชื่อมต่อกับหน่วยงานปฏิบัติในเรื่องการตรวจสอบอาคารเพื่อประเมินความปลอดภัยหลังแผ่นดินไหว และการสำรวจข้อมูลเพื่อจัดทำแผนที่ความรุนแรงของแผ่นดินไหว (Intensity)

โครงการปรับปรุงสระเก็บน้ำสำนักบก ต.สำนักบก อ.เมือง จ.ชลบุรี

กรวินท์ อนุภาพกราด
รัฐธรรม อิสโรฬาร

สระเก็บน้ำสำนักรบ ซึ่งตั้งอยู่บริเวณอำเภอเมือง จังหวัดชลบุรี ดังรูปที่ 1 มีปัญหาการพิบัติของขอบสระ จากการตรวจสอบพบการพิบัติและการกัดเซาะหลายจุด และยังคงมีแนวโน้มการกัดเซาะและมีโอกาสที่จะเกิดการพิบัติอย่างต่อเนื่อง โดยสังเกตจากรอยแตกร้าวของร่องที่เกิดจากน้ำไหลเซาะขอบสระ ร่องรอยของการเคลื่อนพังในบริเวณขอบสระด้านทิศเหนือ และการพังของขอบสระที่ส่งผลต่อทางเชื่อมลงไปยังแพสูบน้ำได้รับความเสียหาย ปัญหาดังกล่าวนี้อาจส่งผลกระทบต่อตรงต่อการเก็บกักน้ำที่มีผลทำให้เกิดการพิบัติ รวมถึงปัญหาข้อพิพาทจากการขยายตัวของขอบสระเข้าไปในพื้นที่ข้างเคียงในอนาคต



รูปที่ 1 ตำแหน่งพื้นที่โครงการ

ลักษณะการพิบัติของลาดดินขอบบ่อ

รูปแบบการพิบัติที่เกิดขึ้นรอบสระสามารถแบ่งเป็น 4 แบบ คือ การพิบัติขนาดใหญ่ การพิบัติโดยเกิดจากการกัดเซาะด้านล่าง การกัดเซาะเป็นโพรงขนาดใหญ่ และการกัดเซาะที่ผิวดิน ซึ่งแต่ละแบบจะมีความรุนแรงที่แตกต่างกัน

(1) การพิบัติขนาดใหญ่ (Deep Seated Failure) มีความสูงของการพิบัติมากกว่า 10 เมตร มีสาเหตุการพิบัติมาจากสภาพชั้นดิน และน้ำใต้ดิน แสดงดังรูปที่ 2



รูปที่ 2 ลักษณะการพิบัติขนาดใหญ่ (Deep Seated Failure)

(2) การพังทลายโดยเกิดจากการกัดเซาะด้านล่าง (Under Cut Failure) มีความสูงของการพังทลายไม่เกิน 3 เมตร โดยเกิดการกัดเซาะจากคลื่นน้ำในสระเก็บน้ำ ที่มีทิศทางการไหลของลมในแนวตะวันออกเฉียงเหนือ และตะวันตกเฉียงใต้ ความเร็วลมเฉลี่ย 10 กม./ชม. ดังรูปที่ 3



รูปที่ 3 ลักษณะการพังทลายโดยเกิดจากการกัดเซาะด้านล่าง (Under Cut Failure)

(3) การกัดเซาะเป็นโพรงขนาดใหญ่ มีระยะการพังทลายตั้งแต่ 1-5 เมตร ซึ่งมีสาเหตุมาจากการไหลรวมของน้ำผิวดินลงไปในสระ ซึ่งอาจเป็นร่องน้ำเดิม หรือบริเวณที่เป็นที่ต่ำ ดังรูปที่ 4



รูปที่ 4 การกัดเซาะเป็นโพรงขนาดใหญ่

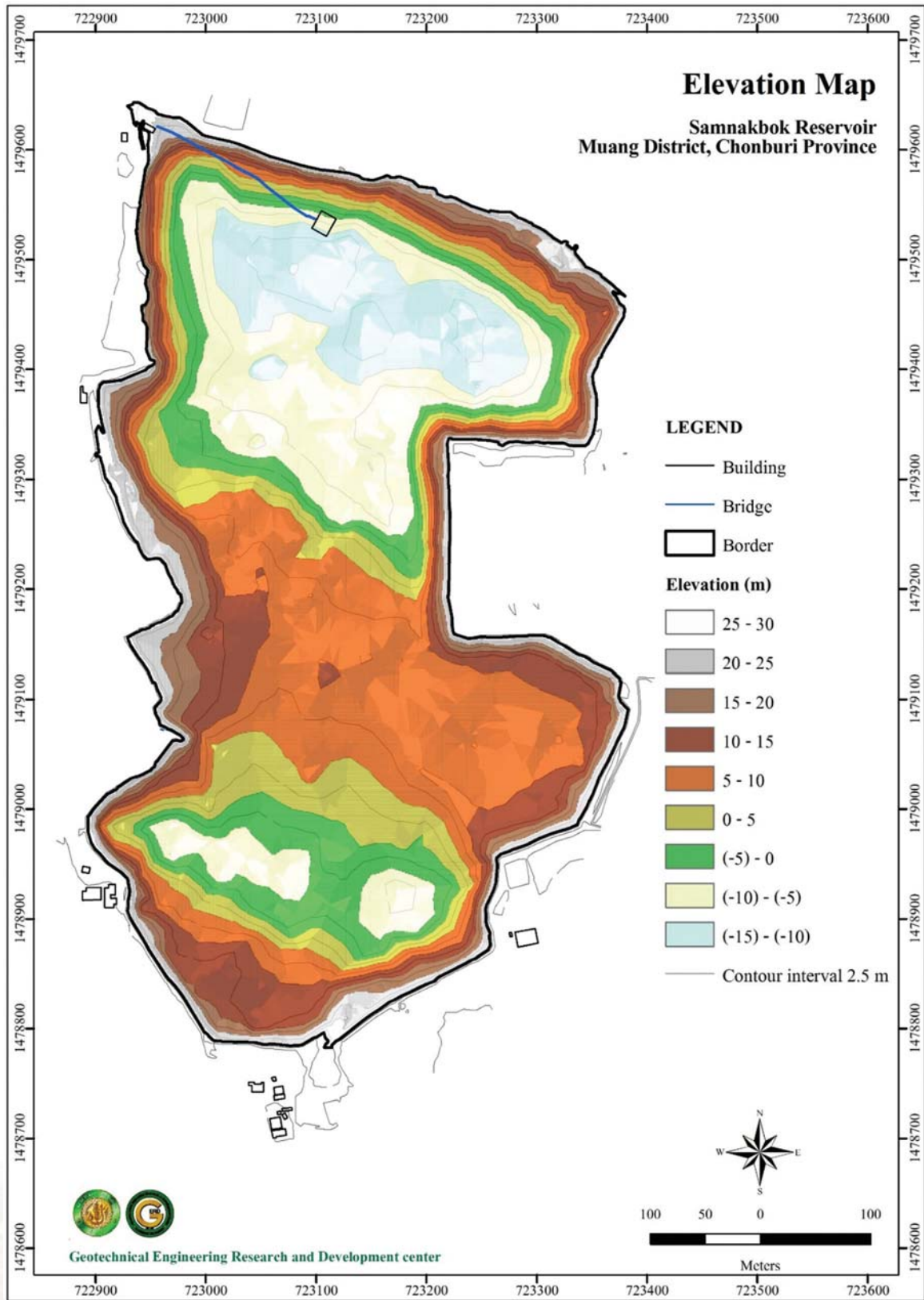
(4) การกัดเซาะที่ผิวดิน (Surface Erosion) มีความกว้างของการพังทลายไม่เกิน 1 เมตร ซึ่งมีสาเหตุมาจากการไหลของน้ำผิวดินที่ไหลบริเวณผิวดินลาดขอบบ่อ ทั้งนี้บางพื้นที่อาจเกิดร่วมกับ การพังทลายแบบ Under Cut แต่กัดเซาะที่ผิวดินมีความชัดเจนกว่า ลักษณะการพังทลายแสดงดังรูปที่ 5



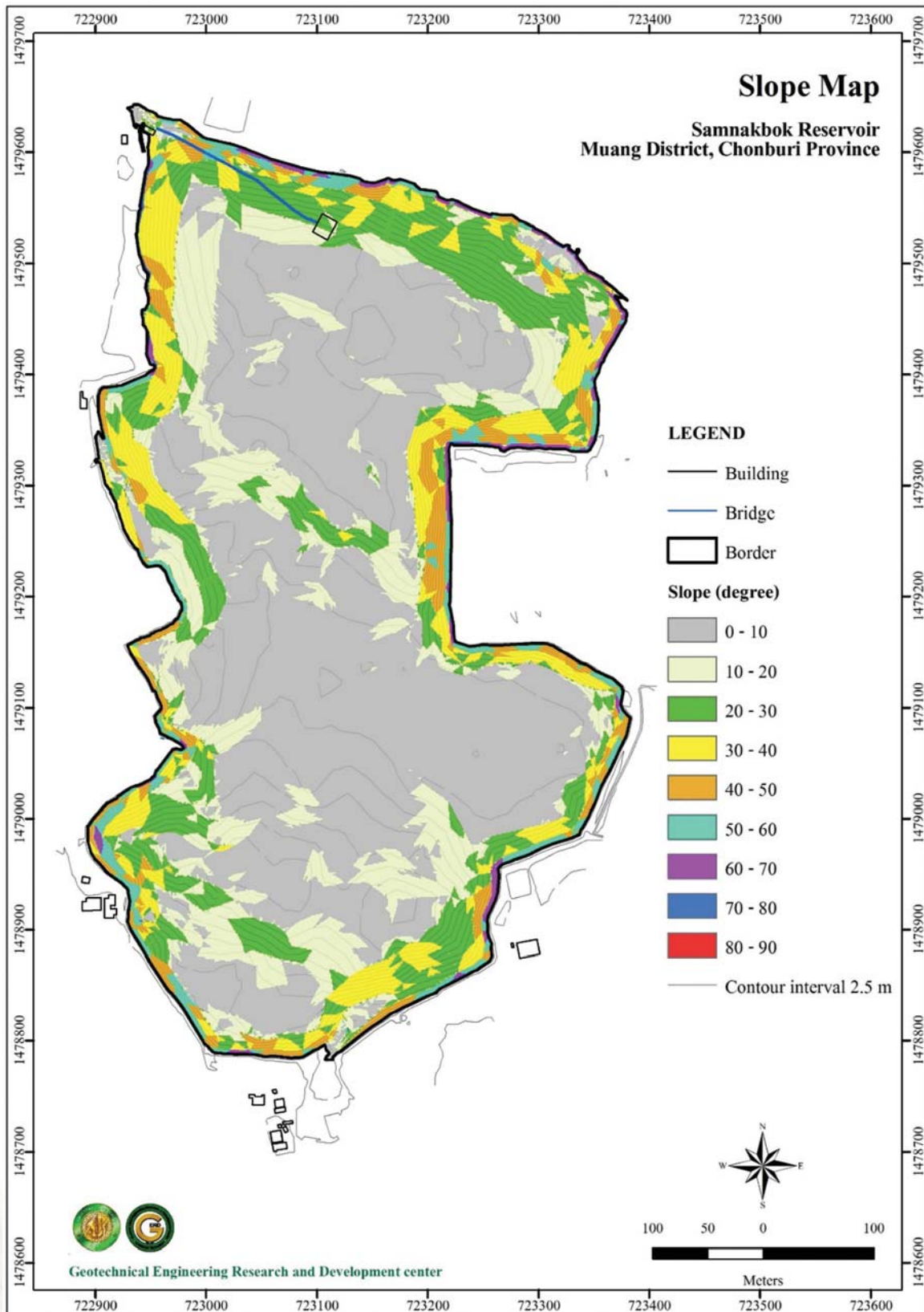
รูปที่ 5 การกัดเซาะที่ผิวดิน

ลักษณะภูมิประเทศ

สระเก็บน้ำมีพื้นที่รวมประมาณ 278,000 ตารางเมตร ระยะทางรอบขอบบ่อรวม 2.58 กิโลเมตร แผนที่แสดงระดับ (Elevation map) และความชัน (Slope map) ของสระเก็บน้ำ แสดงในรูปที่ 6 และ 7 ตามลำดับ



รูปที่ 6 แผนที่แสดงระดับของสระเก็บน้ำ (Elevation map)

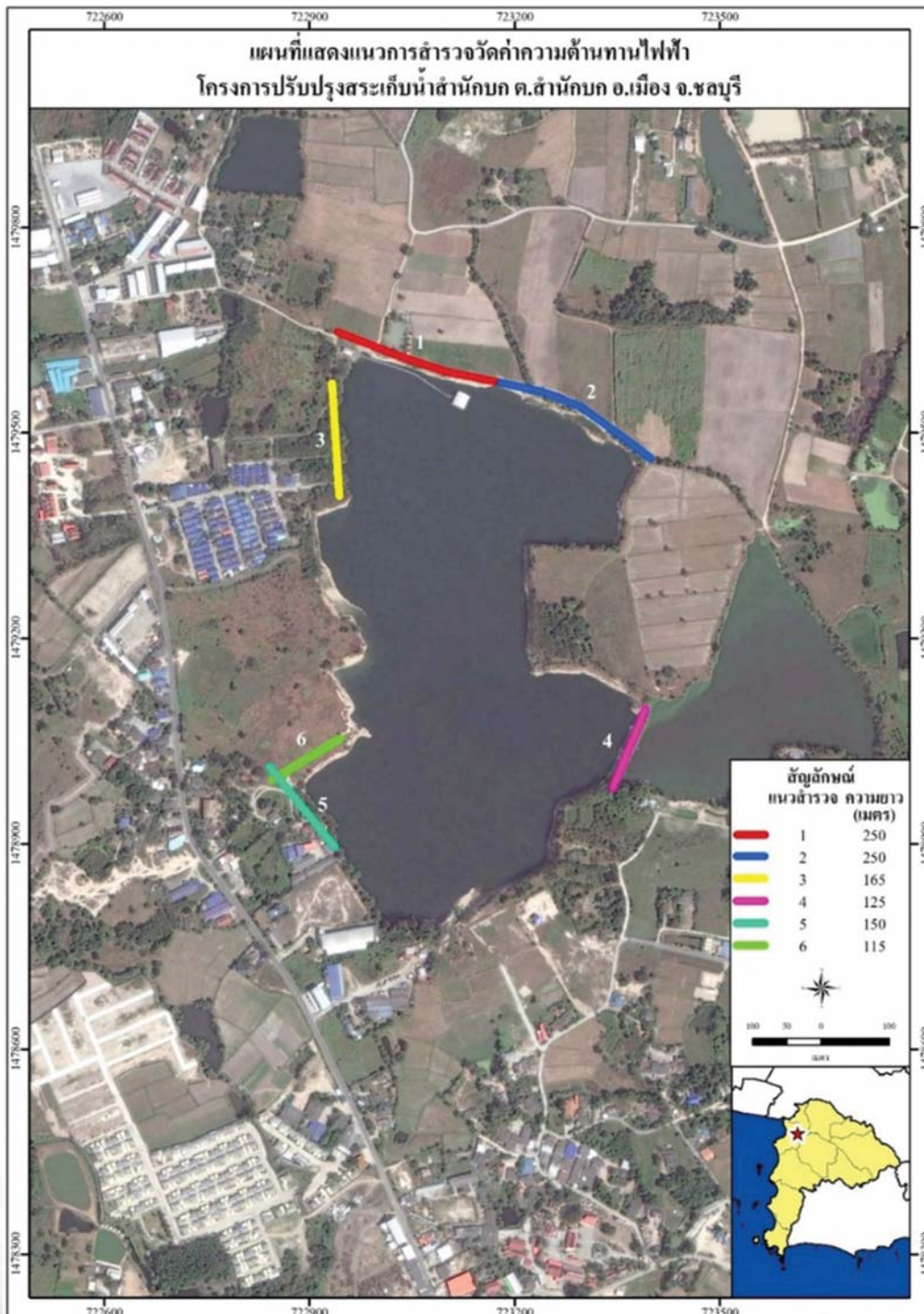


รูปที่ 7 แผนที่แสดงความชันของสระเก็บน้ำ (Slope map)

การเจาะสำรวจ และทดสอบดิน

การสำรวจประกอบด้วยวิธีการการเจาะสำรวจดิน การทดสอบความต้านทานไฟฟ้า (Resistivity Survey) และการชุดบ่อสำรวจ เพื่อเก็บตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวน (Undisturbed Sample) เพื่อนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการ

(1) การสำรวจการวัดค่าความต้านทานไฟฟ้า (Resistivity Survey) มีทั้งหมด 6 แนว (แนวที่ 1 ถึง 6) มีความยาวรวมกันทั้งหมด 1,055 เมตร ตำแหน่งและตัวอย่างการสำรวจในแต่ละแนวสำรวจ สามารถแสดงดังรูปที่ 8 ในแต่ละแนวการสำรวจถูกวางให้อยู่ในลักษณะเป็นแนวเส้นตรง โดยพยายามให้ครอบคลุมทั่วทั้งพื้นที่ของขอบสระมากที่สุด สำหรับแนวสำรวจที่ 5 และ 6 ถูกวางแนวให้ตัดกัน ทั้งนี้เนื่องจากในบริเวณดังกล่าวมีข้อจำกัดทางด้านพื้นที่ ซึ่งตัวอย่างการสำรวจแสดงในรูปที่ 9



รูปที่ 8 แนวการสำรวจวัดค่าความต้านทานไฟฟ้า



รูปที่ 9 ตัวอย่างการสำรวจแนวสำรวจค่าความต้านทานไฟฟ้า

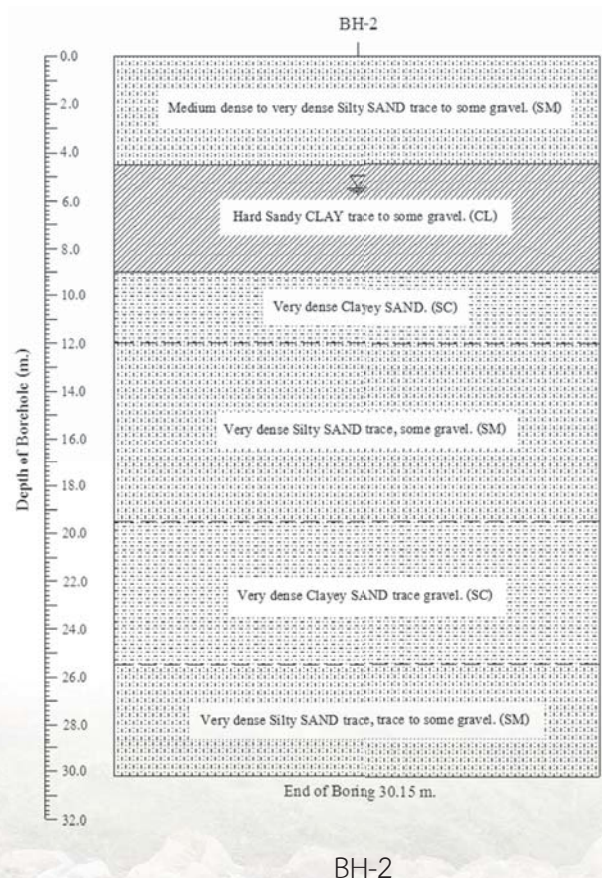
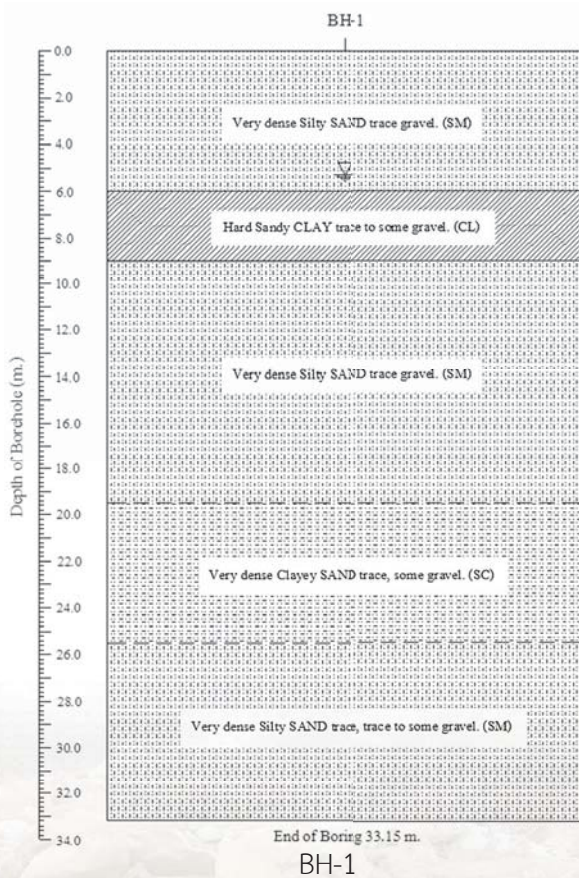
(2) การเจาะสำรวจดิน จำนวน 3 หลุม (BH-1, BH-2 และ BH-3) แสดงตำแหน่งดังรูปที่ 10 ร่วมกับข้อมูลหลุมเจาะเดิมบริเวณคันกันน้ำ (BH-4 และ BH-5) ซึ่งจะนำมาใช้ในการประเมินร่วมด้วย

พบว่าลักษณะดินเป็นชั้นดินทรายปนดินตะกอน มีกรวดปน (SM) ในชั้นบน ชั้นถัดไปเป็นชั้นดินเหนียวปนทราย มีกรวดปน (CL) โดยชั้นสุดท้ายลงไปจนถึงกันหลุมเจาะเป็นชั้นทรายปนดินตะกอน มีกรวดปน (SM) ตามลำดับ ตัวอย่างการวางตัวของชั้นดินแสดงดังรูปที่ 11





รูปที่ 10 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจ



รูปที่ 11 ตัวอย่างการวางตัวของชั้นดินจากการเจาะสำรวจ

(3) การขุดบ่อสำรวจ (Test Pit)

การขุดบ่อสำรวจเพื่อการเก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ (Undisturbed Sample) โดยในกรณีนี้ดินเดิมมีความแข็งค่อนข้างมาก การขุดบ่อสำรวจจากระดับปากบ่อทำได้ยาก จึงใช้วิธีการเก็บตัวอย่างบริเวณลาดขอบบ่อที่ระดับต่างกัน 3 ระดับ โดยขุดที่ความลึกประมาณ 3 เมตร 5 เมตร และ 10 เมตร ตามลำดับ วัดจากขอบบ่อ ดังรูปที่ 12 ผลที่ได้การทดสอบแสดงดังตารางที่ 1



รูปที่ 12 การเก็บตัวอย่างดินคงสภาพ

ตารางที่ 1 ผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการจาก Test Pit

TP	Depth (m.MSL.)	USCS	Atterberg's Limit			Direct Shear test	
			LL	PL	PI	Cohesion (t/m ²)	Phi (deg.)
1	+29.00	SC (clayey Sand)	19.74	10.87	8.87	1.34	24.26
2	+27.00	SC (clayey Sand)	26.59	17.98	8.60	1.12*	24.11*
3	+22.00	SC (clayey Sand)	30.70	16.33	14.36	1.81*	29.02*

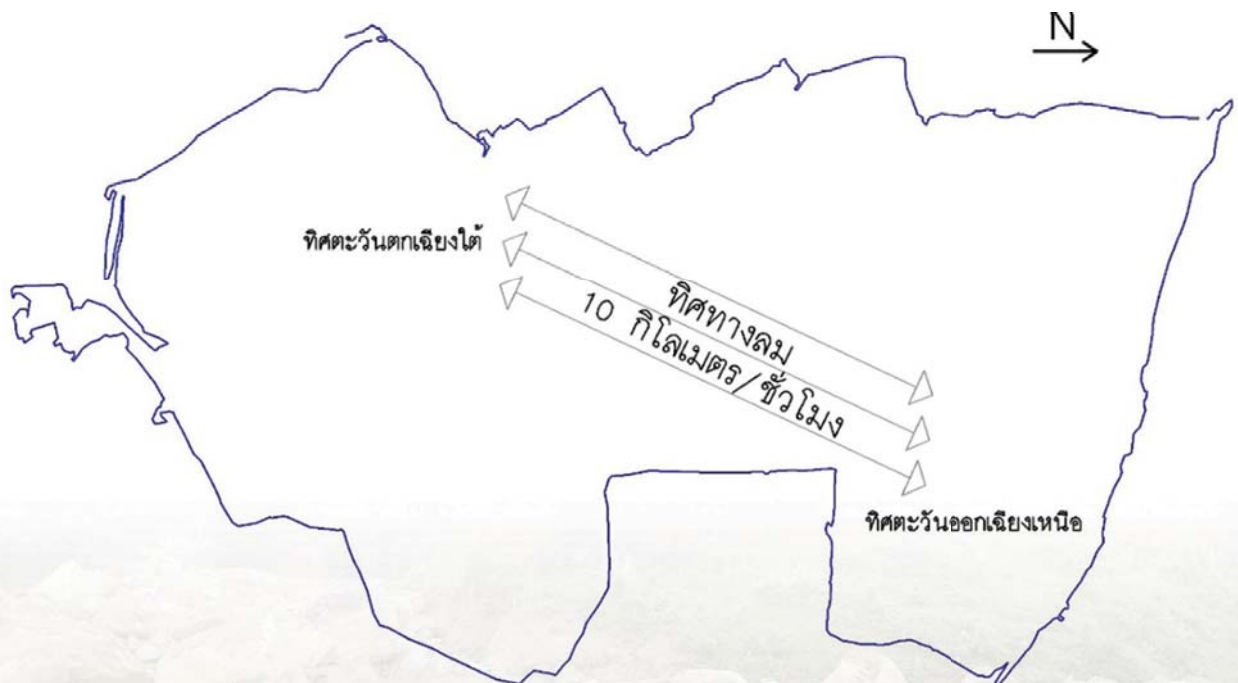
หมายเหตุ * : TP2 และ TP3 ทดสอบ Direct Shear โดยใช้ตัวอย่างบดอัดใหม่ (Recompacted Soil) เนื่องจากตัวอย่างแข็งมาก ไม่สามารถนำมาทดสอบตัวอย่างคงสภาพได้

สาเหตุของปัญหา

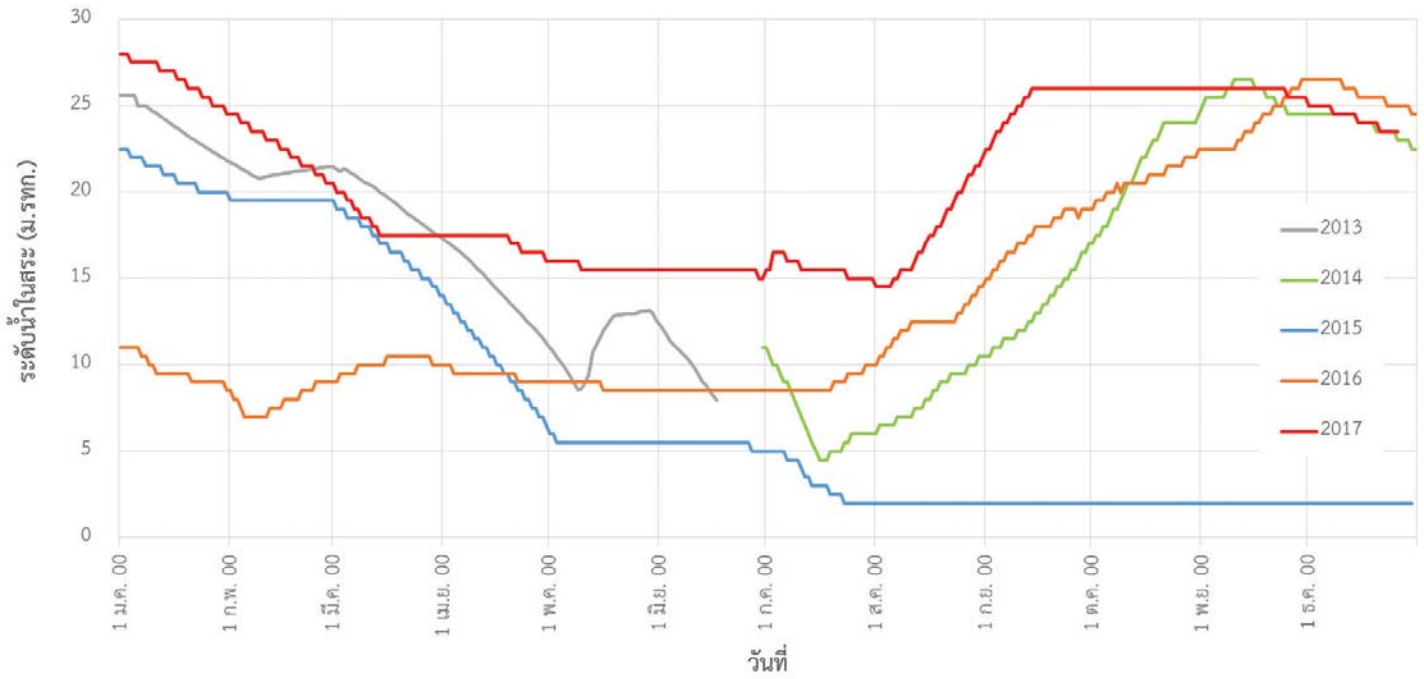
สาเหตุเกิดจากการกัดเซาะจากน้ำผิวดิน และถูกกัดเซาะจากคลื่นของน้ำภายในสระอันเกิดจากกระแสลมตามทิศทางตะวันออกเฉียงเหนือ และตะวันตกเฉียงใต้ ดังรูปที่ 13 และ 14 ประกอบกับความยาวของบ่อที่มีระยะทางมากทำให้อิทธิพลของคลื่นมีผลให้เกิดการกัดเซาะ โดยเฉพาะบริเวณที่คงระดับน้ำไว้นาน (ข้อมูลระดับน้ำ แสดงในรูปที่ 15) ทั้ง 2 ปัจจัยดังกล่าว ทำให้มีการกัดเซาะหรือเกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของลาดดินขอบสระ โดยอาจมีความชันมากขึ้น หรือเกิดการกัดเซาะด้านล่าง (Under Cut Failure) จึงทำให้เกิดการพังทลายตามมาในท้ายที่สุด



รูปที่ 13 ข้อมูลทิศทางลมในพื้นที่โครงการ (ที่มา : <https://www.windy.com>)

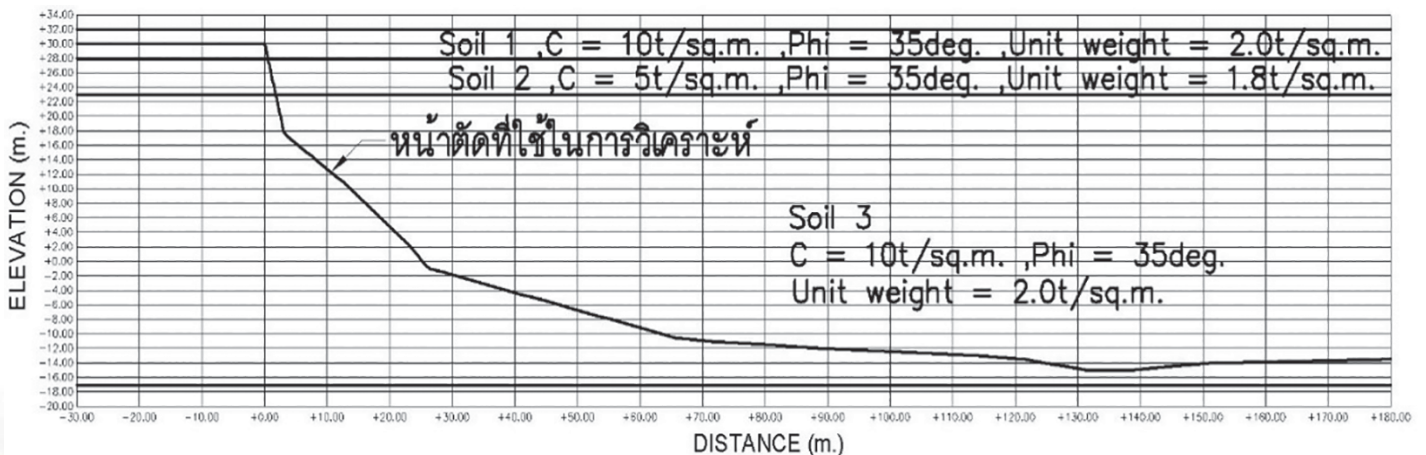


รูปที่ 14 ทิศทางของลมและระยะทางของคลื่น

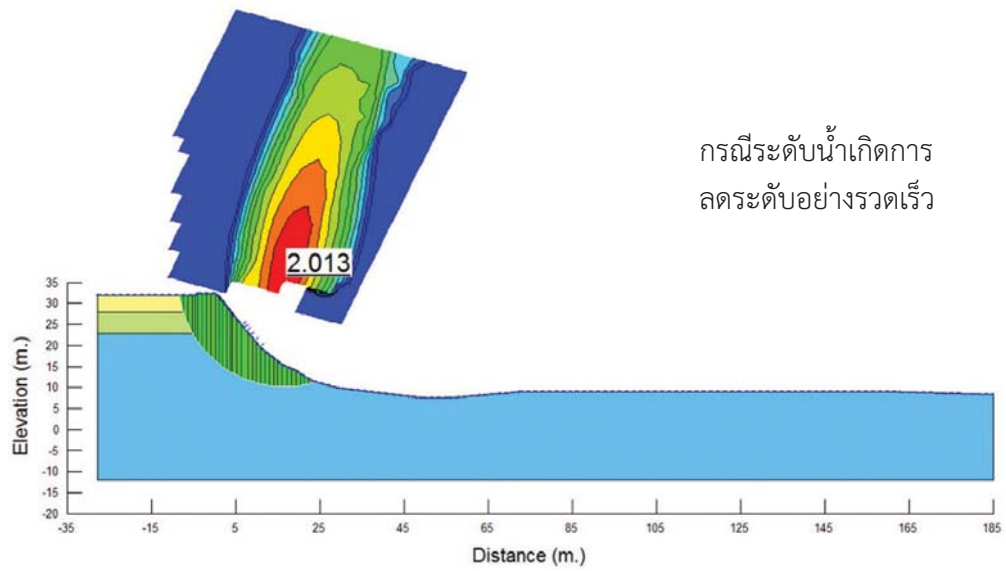
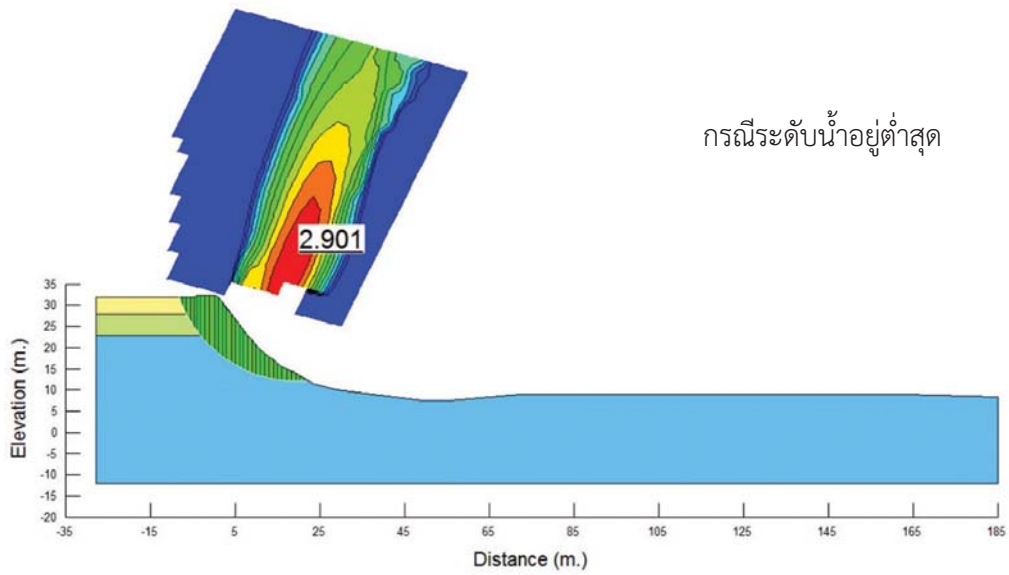


รูปที่ 15 ข้อมูลระดับน้ำตามระยะเวลาเก็บกัก

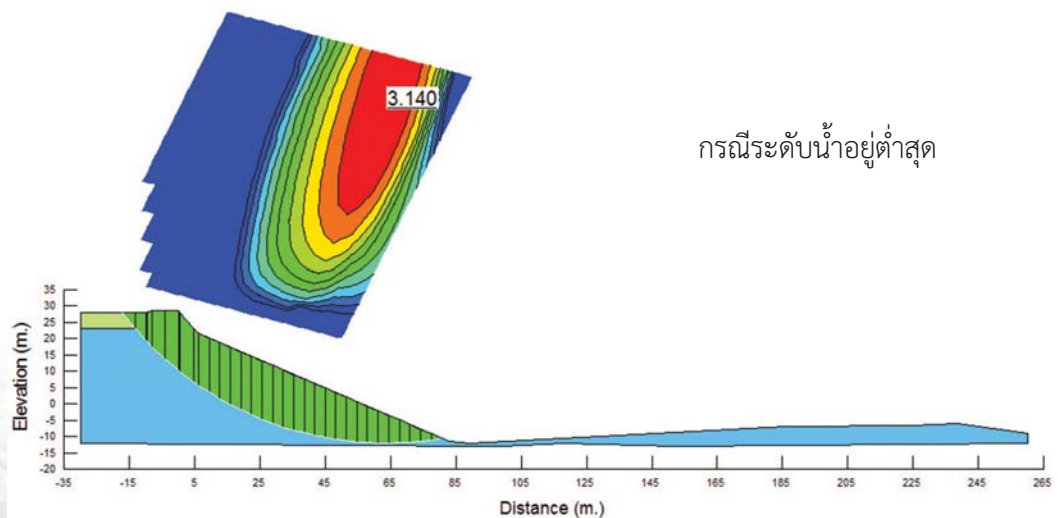
เมื่อทำการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันรอบสระกับโอกาสเกิดการพิบัติขนาดใหญ่ โดยใช้ลักษณะชั้นดินที่ได้จากการเจาะสำรวจ และทดสอบในห้องปฏิบัติการ ดังรูปที่ 16 แล้วทำการวิเคราะห์ 2 กรณี คือกรณีระดับน้ำอยู่ต่ำสุดและกรณีระดับน้ำเกิดการลดระดับอย่างรวดเร็ว จำนวน 8 แนวรอบสระเก็บน้ำ และผลการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชันแสดงในตารางที่ 2 และรูปที่ 17 ถึง 19 ตามลำดับ ซึ่งพบว่าความลาดชันมีความมั่นคงแข็งแรงในทุกกรณี และเห็นได้ว่าบางหน้าตัดของขอบสระมีความชันมาก (70 - 80 องศา) แต่ยังมีค่าอัตราส่วนปลอดภัยผ่านเกณฑ์ถ้าไม่มีปัจจัยภายนอกอื่น ๆ มากระทำ แต่ตามสภาพแวดล้อมจริงดินบริเวณขอบสระถูกกัดเซาะจากน้ำผิวดิน และถูกกัดเซาะจากคลื่นของน้ำภายในสระอันเกิดจากกระแสลม ตามสาเหตุของปัญหาข้างต้น



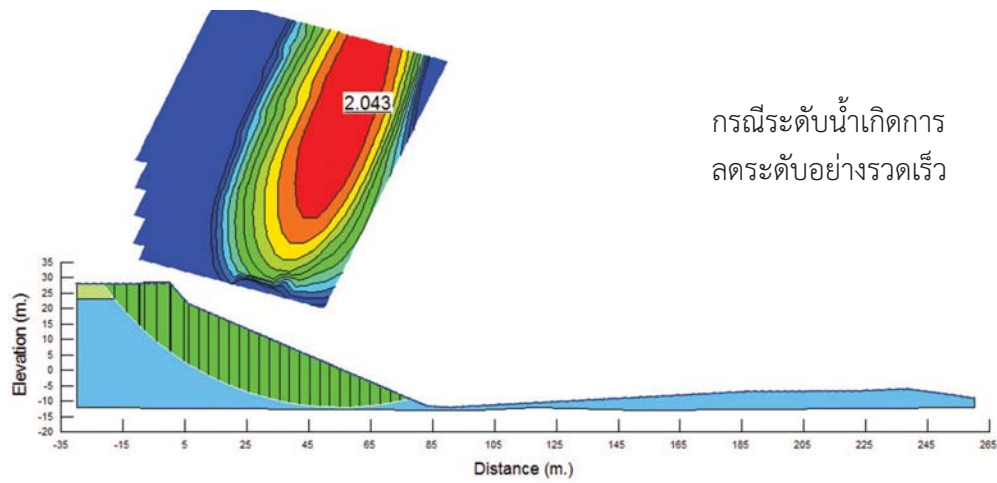
รูปที่ 16 ลักษณะชั้นดินเพื่อการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน



รูปที่ 17 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน แนวที่ 1

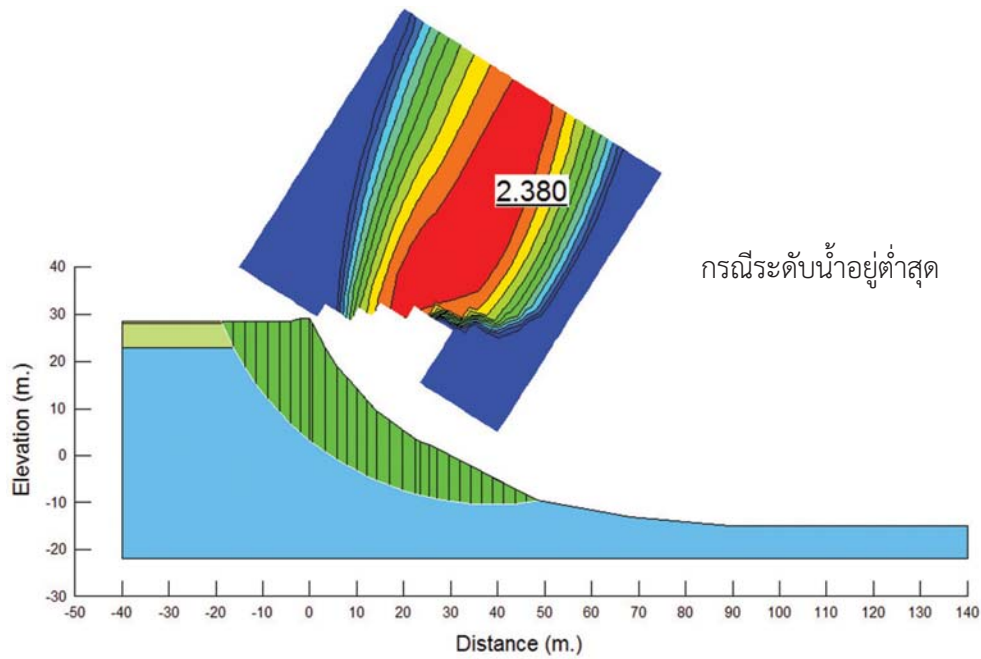


รูปที่ 18 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน แนวที่ 2

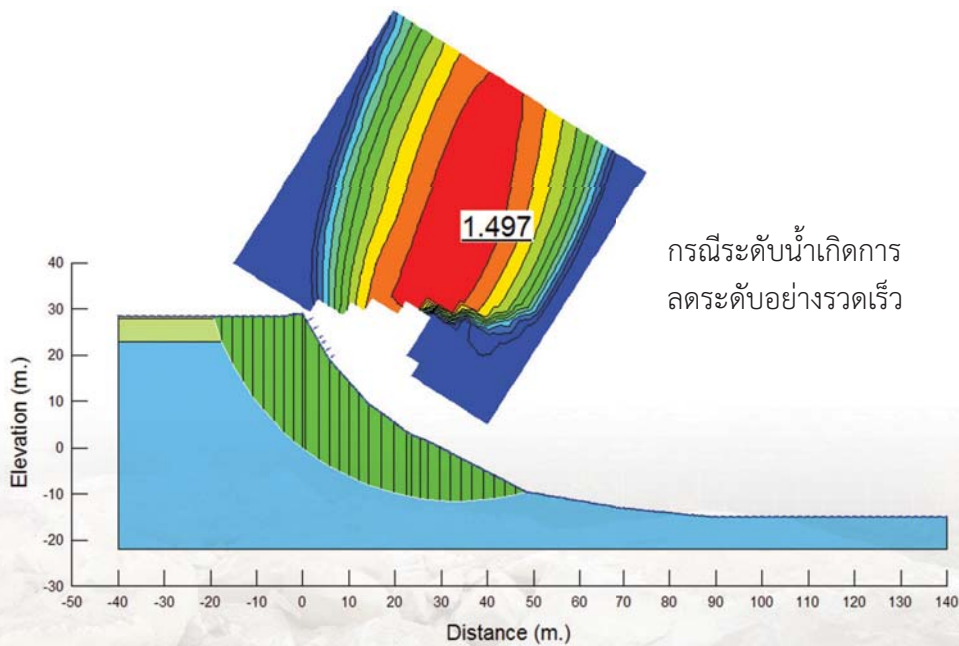


กรณีระดับน้ำเกิดการ
ลดระดับอย่างรวดเร็ว

รูปที่ 18 (ต่อ) ตัวอย่างผลการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน แนวที่ 2



กรณีระดับน้ำอยู่ต่ำสุด



กรณีระดับน้ำเกิดการ
ลดระดับอย่างรวดเร็ว

รูปที่ 19 ตัวอย่างผลการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน แนวที่ 8

ตารางที่ 2 ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน บริเวณรอบสระเก็บน้ำ

หน้าตัด	กรณีระดับน้ำต่ำสุด (Allowable F.S. = 1.50)	กรณีน้ำล้นระดับอย่างรวดเร็ว (Allowable F.S. = 1.30)
แนวที่ 1	2.90	2.01
แนวที่ 2	3.14	2.04
แนวที่ 3	2.24	1.43
แนวที่ 4	2.72	1.89
แนวที่ 5	3.90	3.04
แนวที่ 6	3.08	2.05
แนวที่ 7	3.08	2.04
แนวที่ 8	2.38	1.49

การจัดทำแผนหลัก

การแผนหลัก (Master Plan) เพื่อการประเมินความเสี่ยงของพื้นที่ขอบสระและจัดลำดับการซ่อมแซม พิจารณาจากลักษณะการพังทลายดินขอบบ่อร่วมกับขอบเขตที่ดินรอบบ่อ โดยใช้หลักการที่ว่า ความเสี่ยง เท่ากับ โอกาสเกิดการพังทลาย คูณกับ ผลกระทบที่เกิดขึ้น รายละเอียดของแต่ละส่วนมีดังนี้

(1) การวิเคราะห์ความเสี่ยง

เมื่อพิจารณาโอกาสเกิดการพังทลายร่วมกับผลกระทบที่เกิดขึ้นจะทำให้ทราบได้ว่าพื้นที่บริเวณใดมีความเสี่ยงมากหรือน้อย โดยแบ่งระดับคะแนน ดังตารางที่ 3

หัวข้อ	ระดับ คะแนน	รายละเอียด
โอกาสเกิด ความเสี่ยง	1	โอกาสเกิดความเสี่ยงต่ำ ไม่มีร่องรอยการพังทลาย และไม่มีปัจจัยส่งเสริมให้เกิดการพังทลาย
	2	โอกาสเกิดความเสี่ยงปานกลาง มีโอกาสที่จะเกิดการพังทลาย แต่ยังไม่มีการพังทลาย
	3	โอกาสเกิดความเสี่ยงสูง เกิดร่องรอยการพังทลายแล้ว
ผลกระทบ	1	มีผลกระทบต่ำ หรือแทบไม่มีผลกระทบเลย และสูญเสียที่ดินของ East Water
	2	มีผลกระทบปานกลาง สูญเสียที่ดินของบุคคลอื่น และเส้นทางการคมนาคมถูกตัดขาดบางส่วน
	3	มีผลกระทบสูง มีโอกาสเกิดการเสียชีวิตหรือทรัพย์สิน และเส้นทางการคมนาคมเกิดการตัดขาดแบบสมบูรณ์

(2) ผลการวิเคราะห์ความเสี่ยง

ผลการวิเคราะห์ความเสี่ยง แต่ละรูปแบบการพังทลายนั้นมีรายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 4 โดยผลการวิเคราะห์ความเสี่ยงนั้น สามารถแบ่งระดับความเสี่ยงรวมออกเป็น 5 ระดับ ตั้งแต่ความเสี่ยงน้อยมาก ถึง ความเสี่ยงสูงมาก รายละเอียดดังแสดงในตารางที่ 5 และแผนที่ความเสี่ยงรวมบริเวณรอบสระเก็บน้ำ แสดงดังรูปที่ 20

แนวทางการซ่อมแซม

การป้องกันการพังทลายขอบบ่อ แนวทางหลักในการซ่อมแซมคือ ลดการกัดเซาะที่จะเกิดขึ้นกับลาดชันขอบสระ โดยใช้วิธีการปรับลาดชันขอบสระให้มีความลาดเอียงที่เหมาะสม แล้วพ่นคอนกรีตติดหน้า (Shotcrete) ร่วมกับการใช้สลักยึดดิน (Soil Nail) และจัดทำระบบระบายน้ำผิวดินบริเวณขอบสระเก็บน้ำเพื่อป้องกันการกัดเซาะที่มาจากกระแสน้ำจากขอบสระเก็บน้ำด้วย ดังรูปที่ 21

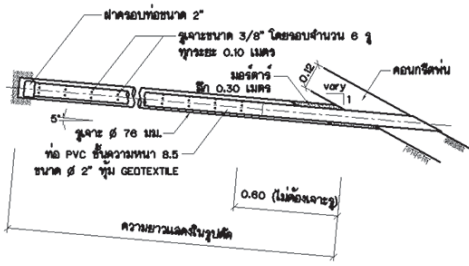
ตารางที่ 4 ผลการวิเคราะห์ความเสี่ยงตามรูปแบบการพิบัติ

รูปแบบการพิบัติ	คะแนนโอกาสเกิด	ขอบเขตที่ดิน		คะแนนผลกระทบ	คะแนนความเสี่ยง
Deep Seated Failure	3	พื้นที่ของ East Water	พิบัติแล้ว ไม่เกินขอบเขตที่ดิน	1	3
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่โล่ง	2	6
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่อยู่อาศัย	3	9
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง หรือทุ่งนา		2	6
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน		3	9
Under Cut Failure	2	พื้นที่ของ East Water	พิบัติแล้ว ไม่เกินขอบเขตที่ดิน	1	2
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่โล่ง	2	4
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่อยู่อาศัย	3	6
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง หรือทุ่งนา		2	4
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน		3	6
โพรงขนาดใหญ่	2	พื้นที่ของ East Water	พิบัติแล้ว ไม่เกินขอบเขตที่ดิน	1	2
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่โล่ง	2	4
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่อยู่อาศัย	3	6
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง หรือทุ่งนา		2	4
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน		3	6
Surface Erosion	1	พื้นที่ของ East Water	พิบัติแล้ว ไม่เกินขอบเขตที่ดิน	1	1
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่โล่ง	2	2
			พิบัติแล้วเกินขอบเขต > ที่อยู่อาศัย	3	3
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง หรือทุ่งนา		2	2
		พื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน		3	3

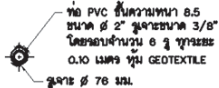


ตารางที่ 5 ระดับความเสี่ยงรวม

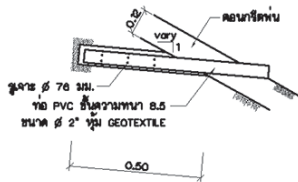
คะแนนความเสี่ยงรวม	ระดับความเสี่ยง	รูปแบบการพังทลาย	รายละเอียด
1	ความเสี่ยงน้อยมาก	Surface Erosion(ระยะพังทลาย น้อยกว่า 1 ม.)	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และไม่เกินขอบเขตที่ดิน
2	ความเสี่ยงน้อย	Under Cut (ระยะพังทลาย 3ม.)	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และไม่เกินขอบเขตที่ดิน
2		โพรงขนาดใหญ่	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และไม่เกินขอบเขตที่ดิน
2		Surface Erosion(ระยะพังทลาย น้อยกว่า 1 ม.)	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >>ที่โล่ง
2		Surface Erosion(ระยะพังทลาย น้อยกว่า 1 ม.)	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง
3	ความเสี่ยงปานกลาง	Deep Seat(ระยะพังทลาย 10 ม.) min.	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และไม่เกินขอบเขตที่ดิน
3		Surface Erosion(ระยะพังทลาย น้อยกว่า 1 ม.)	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >> ที่พักอาศัยหรือโรงงาน
3		Surface Erosion(ระยะพังทลาย น้อยกว่า 1 ม.)	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน
4		Under Cut (ระยะพังทลาย 3ม.)	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >>ที่โล่ง
4	ความเสี่ยงสูง	Under Cut (ระยะพังทลาย 3ม.)	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง
4		โพรงขนาดใหญ่	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >>ที่โล่ง
4		โพรงขนาดใหญ่	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง
6		Deep Seat(ระยะพังทลาย 10 ม.) min.	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >>ที่โล่ง
6	ความเสี่ยงสูง	Deep Seat(ระยะพังทลาย 10 ม.) min.	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่โล่ง
6		Under Cut (ระยะพังทลาย 3ม.)	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >> ที่พักอาศัยหรือโรงงาน
6		Under Cut (ระยะพังทลาย 3ม.)	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน
6		โพรงขนาดใหญ่	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >> ที่พักอาศัยหรือโรงงาน
6	ความเสี่ยงสูงมาก	โพรงขนาดใหญ่	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน
9		Deep Seat(ระยะพังทลาย 10 ม.) min.	พังทลายในพื้นที่ของ East Water และเกินขอบเขต >> ที่พักอาศัยหรือโรงงาน
9		Deep Seat(ระยะพังทลาย 10 ม.) min.	พังทลายในพื้นที่ของบุคคลอื่น เป็นที่อยู่อาศัยหรือโรงงาน



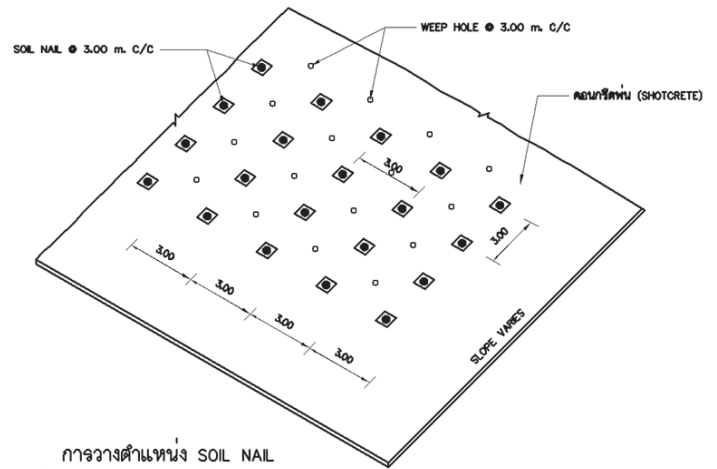
แบบขยาย HORIZONTAL DRAIN
 มาตรฐาน 1 : 10



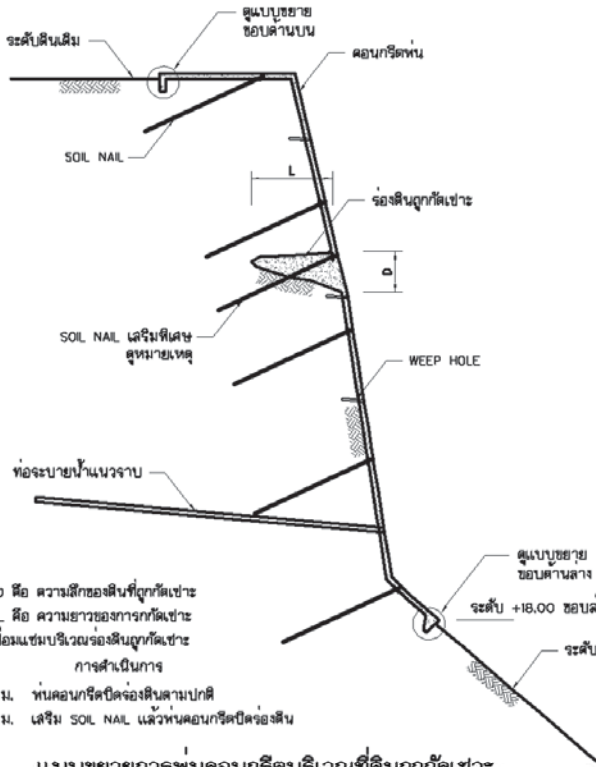
รูปตัด HORIZONTAL DRAIN
 มาตรฐาน 1 : 10



แบบขยาย WEEP HOLE
 มาตรฐาน 1 : 10



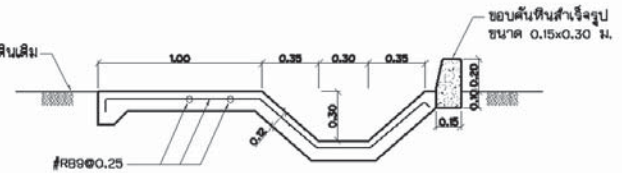
การวางตำแหน่ง SOIL NAIL
 / HORIZONTAL DRAIN / WEEP HOLE
 มาตรฐาน 1 : 50



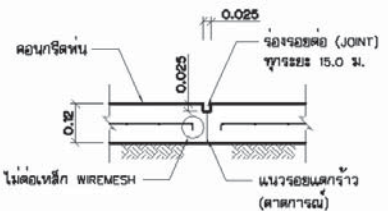
แบบขยายการพ่นคอนกรีตบริเวณที่ดินถูกกัดเซาะ
 มาตรฐาน 1 : 75

หมายเหตุ

- เมื่อ θ คือ ความลึกของดินที่ถูกกัดเซาะ
 L คือ ความยาวของสารกัดเซาะ
- การเชื่อมแผ่นบริเวณร่องดินถูกกัดเซาะ
 L กางดำเนินการ
 ≤ 0.5 ม. ทนคอนกรีตต้องสามปกติ
 > 0.5 ม. เสริม SOIL NAIL แล้วทนคอนกรีตต้องเสริม



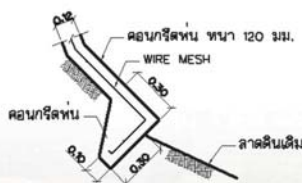
แบบขยายรางระบายน้ำ
 มาตรฐาน 1 : 20



หมายเหตุ

การจัดทำรอยต่อสามารถเลือกใช้ที่มีขนาดเหมาะสม
 มากับบริเวณคอนกรีตที่ซึ่งไม่แห้ง เพื่อให้เป็นร่องตามแบบ

แบบขยายรอยต่อ คอนกรีตพ่น
 มาตรฐาน 1 : 10



แบบขยายขอบด้านข้าง คอนกรีตพ่น
 มาตรฐาน 1 : 20



แบบขยายขอบด้านบน คอนกรีตพ่น
 มาตรฐาน 1 : 20

Study of VCM Improved Soft Soil Properties Using Non-Destructive and Destructive Techniques

Diandri Fakhri Alditra
Susit Chaiprakaikeow
Suttisak Soralum

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kasetsart University, Bangkok 10900, Thailand; diandrifakhrialditra.a@ku.th (D.F.A.); soralump_s@yahoo.com (S.S.)

* Correspondence: fengssck@ku.ac.th

Published in : Geosciences (Switzerland), 10(8):300 DOI: 10.3390/geosciences10080300, 15 pp. (August 2020)

Abstract: In Bangkok, the demand for housing is extensively high due to the city growing rapidly, so some swampy areas are filled with soil. A Prefabricated Vertical Drain (PVD) with the Vacuum Consolidation Method (VCM) is required to make the soil applicable for construction. However, it is difficult to monitor the soil strength during the process because the airtight sheet will be broken. This research aims to study the possibility of using the Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) test to monitor the effectiveness of the VCM method and to study the development of shear-wave velocity over the consolidation period. Multiple instruments were installed on site, namely, vacuum gauges, settlement plates, and a piezometer, as well as a borehole to monitor the pump pressure, settlement, porewater pressure, and soil properties. Ten SASW tests were taken to measure the change in shear-wave velocity (V_s) over 7 months. The results showed an increment in the V_s along with increments in the settlement and undrained shear strength (S_u), as well as a decrement in pore pressure during the consolidation period. The correlation between V_s and soil settlement was developed to predict the amount of settlement using V_s . These all indicated the potential of using the SASW method for soil improvement monitoring purposes.

Keywords: Prefabricated Vertical Drain (PVD); Vacuum Consolidation Method (VCM); Spectral Analysis of Surface Waves (SASW); shear-wave velocity (V_s); settlement; monitoring

1. Introduction

In Bangkok, the demand for housing is extremely high due to the city growing rapidly. This raises the question as to where the new housing should be, since most of the area has already been occupied. Some swampy areas were filled with soil to meet this demand. Soil improvement is vital because the backfilled material with its soft soil properties is initially not feasible for construction due to the settlement issue. The function of soil improvement is to increase the soil strength and performance in order to be able to withstand the load applied to the soil due to the construction. One of the examples of the soil improvement method is using a Prefabricated Vertical Drain (PVD) for a faster consolidation rate [1]. Furthermore, a PVD can be applied together with the Vacuum Consolidation Method (VCM) to replace the surcharge load. Many countries have been successfully using this method for land reclamation and soil improvement work [2–7]

An airtight sheet is used above the installed PVD area, as an impermeable layer covering the soil surface, allowing both the air and water to be sucked from the ground by the pump [8,9]. This airtight-sheet method has successfully been used for vacuum consolidation projects at soil improvement sites [10,11]. The destructive soil test to monitor the soil parameters during the improvement cannot be performed without damaging the sheet itself due to the presence of this airtight sheet. Nevertheless, an in situ, non-destructive test is still an option, and one of the tests is the Spectral

Analysis of Surface Waves (SASW) method. This will be the first SASW test to monitor the backfilled soil at the PVD with the VCM at a site in Thailand.

The SASW method is a seismic method utilizing surface waves of the Rayleigh type and has been developed to determine the shear-wave velocity (V_s) and shear modulus profiles of geotechnical sites [12]. The test uses impact sources to produce the surface wave and receivers to retrieve the data. A periodical SASW test is proposed as a method to monitor the development of the soil stiffness overtime. This SASW test will be compared with various field-instrument results to check the compatibility between the SASW test data and other instruments. The objectives of this research are firstly to study the possibility of using the SASW method to monitor the effectiveness of the VCM method; then, to study the development of the shear-wave velocity over the consolidation period; and, lastly, to create a correlation between the V_s and settlement for a VCM settlement prediction based on the V_s .

2. Methodology

2.1. Study Area

The VCM site is located in the north-eastern part of Bangkok, Thailand. It is located on an old pond that has been filled with soil material. Figure 1 shows that the site is divided into 3 zones: Zone A, Zone B, and Zone C. Figure 2 shows the boundary between Zone A and Zone B. In this research, only Zone B that will be monitored with the SASW test. The area of Zone B is approximately 6700 m² and the original soil at the site was soft Bangkok clay. In the past, approximately a 15-m-thick slice of the original soil was removed, turning the area into a pond. Recently, the pond was backfilled with the soil for construction purposes. On top of the backfilled soil, layers of materials were placed in a particular order, namely, a layer of geotextile, a layer of a 0.5-m-thick sand blanket, another layer of geotextile, and then an airtight-sheet (geomembrane) layer at the very top to cover the surface.

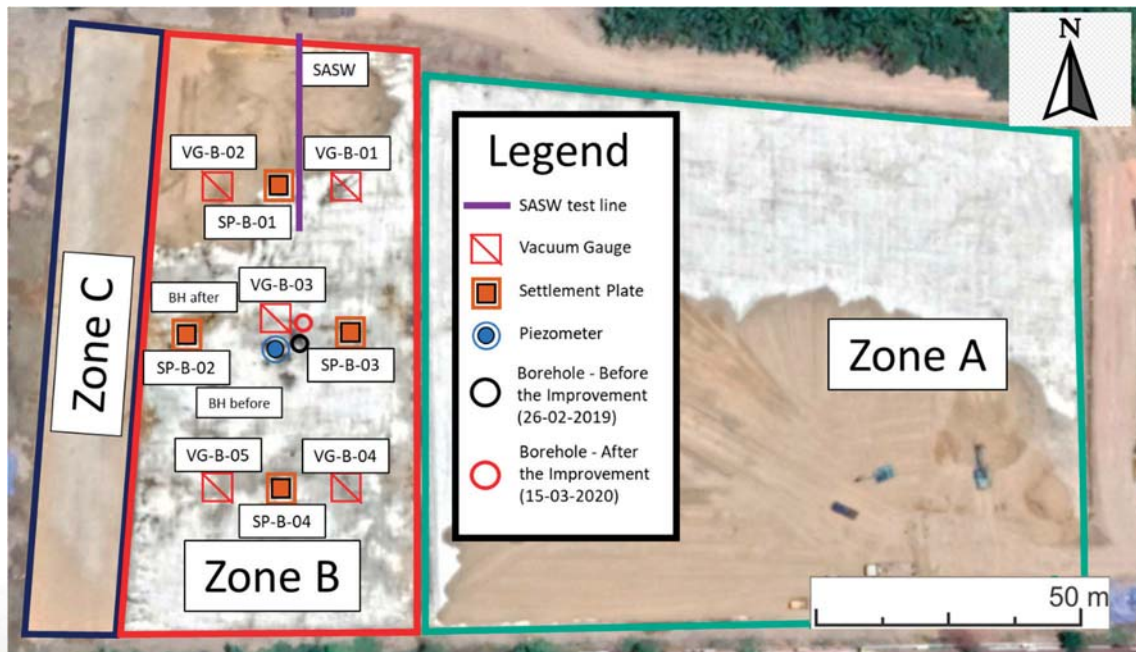


Figure 1. The overall zone of the Vacuum Consolidation Method (VCM) site and a view of the plan for the instruments' location in Zone B.



Figure 2. A photo of Zone A and Zone B, three months after the pumping started (camera facing south).

2.2. Boreholes and Soil Properties

The two boreholes are located approximately 2.5 m apart with different times, from before the soil improvement (26 February 2019) and after the soil improvement (15 March 2020). Boring log data of 30.45 m in Zone B provided information of the soil properties, such as soil strength, Atterberg's limits, the water content, and the unit weight of soil from a soil sample of 0.5 m long, which was collected at every 1.5 m depth. A thin wall tube and spilt spoon sampler were used for soft clay layer and dense sand layer, respectively. It is worth noting that the backfilled soil was collected from various locations. In this study, however, the soil was assumed to be a homogeneous soil.

Before the pump started, the boring log data had shown that there were 2 layers of the soil profile in Zone B. The first layer ranges from very soft to soft High Plasticity Clay (CH), according to Unified Soil Classification System [13], with a depth of between 0 and 21 m. The second layer was dense to very dense Silty Sand (SM), with a depth of between 21 and 30.45 m (end of borehole). The following soil properties use an average value. For the clay layer, the undrained shear strength (S_u) from the Unconfined Compression Test was 9.68 kN/m^2 , the unit weight 1.6 t/m^3 , the water content 56.96%, the Liquid Limit 77.33, and the Plastic Limit 27.44. For the sand layer, the $(N_1)_{60}$ value was 25 and water content 19.85%.

After the pump stopped, there were some soil property changes that were observed from the boring log data. From a 1.5 to 4.5 m depth, the strength was increased by 3.5 t/m^2 , the water content was decreased by 30%, and the unit weight was increased by 0.36 t/m^3 . From a 4.5 to 21 m depth, the strength was increased by 1.7 t/m^2 , the water content was decreased by 8.5%, and the unit weight was increased by 0.12 t/m^3 . From a 21 to 30.45 m depth, there were insignificant changes in the SPT-N value and water content. The summary of the boring log data before and after the soil improvement are shown in Figures 3 and 4.

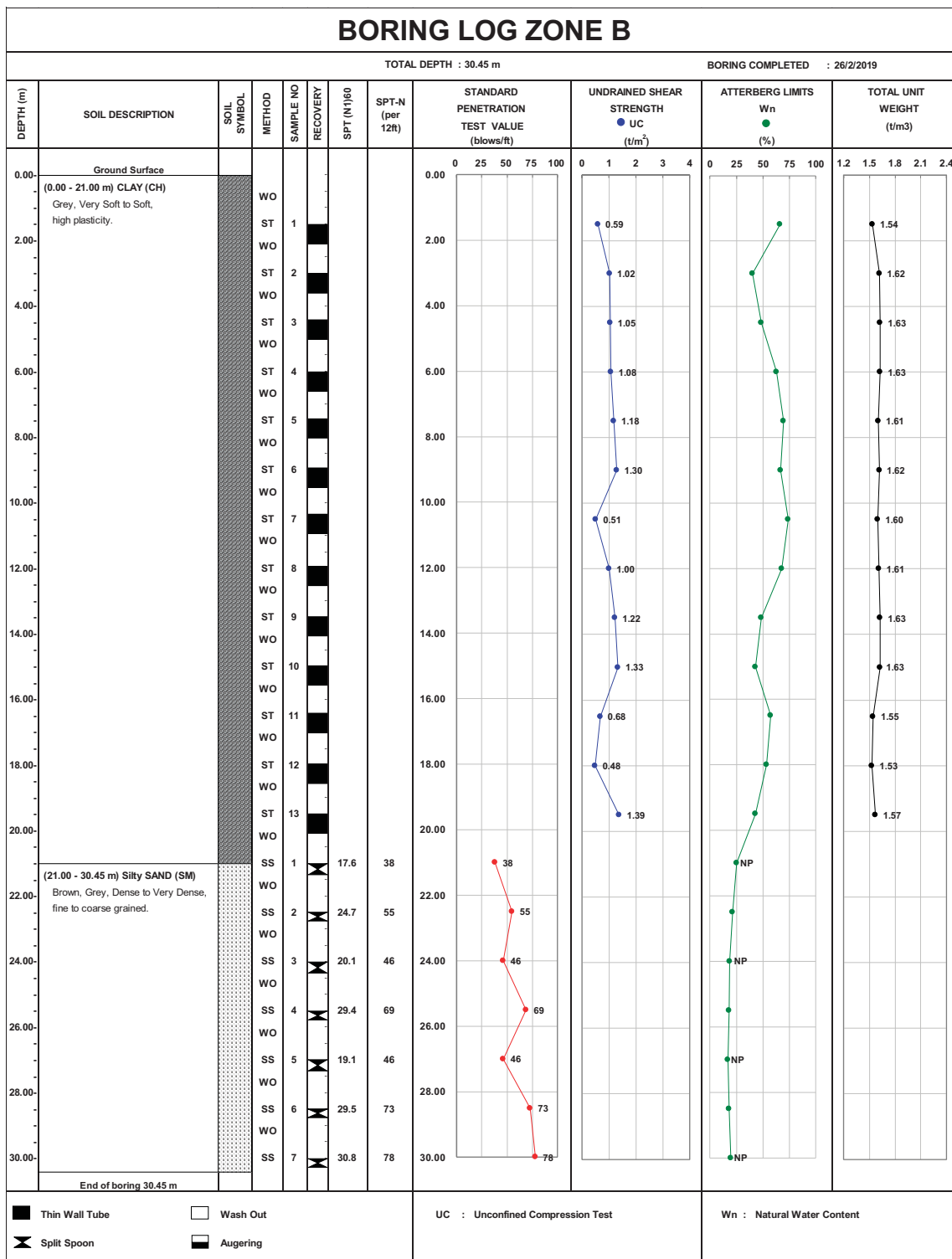


Figure 3. Summary of Zone B's boring log data before the soil improvement on 26 February 2019.

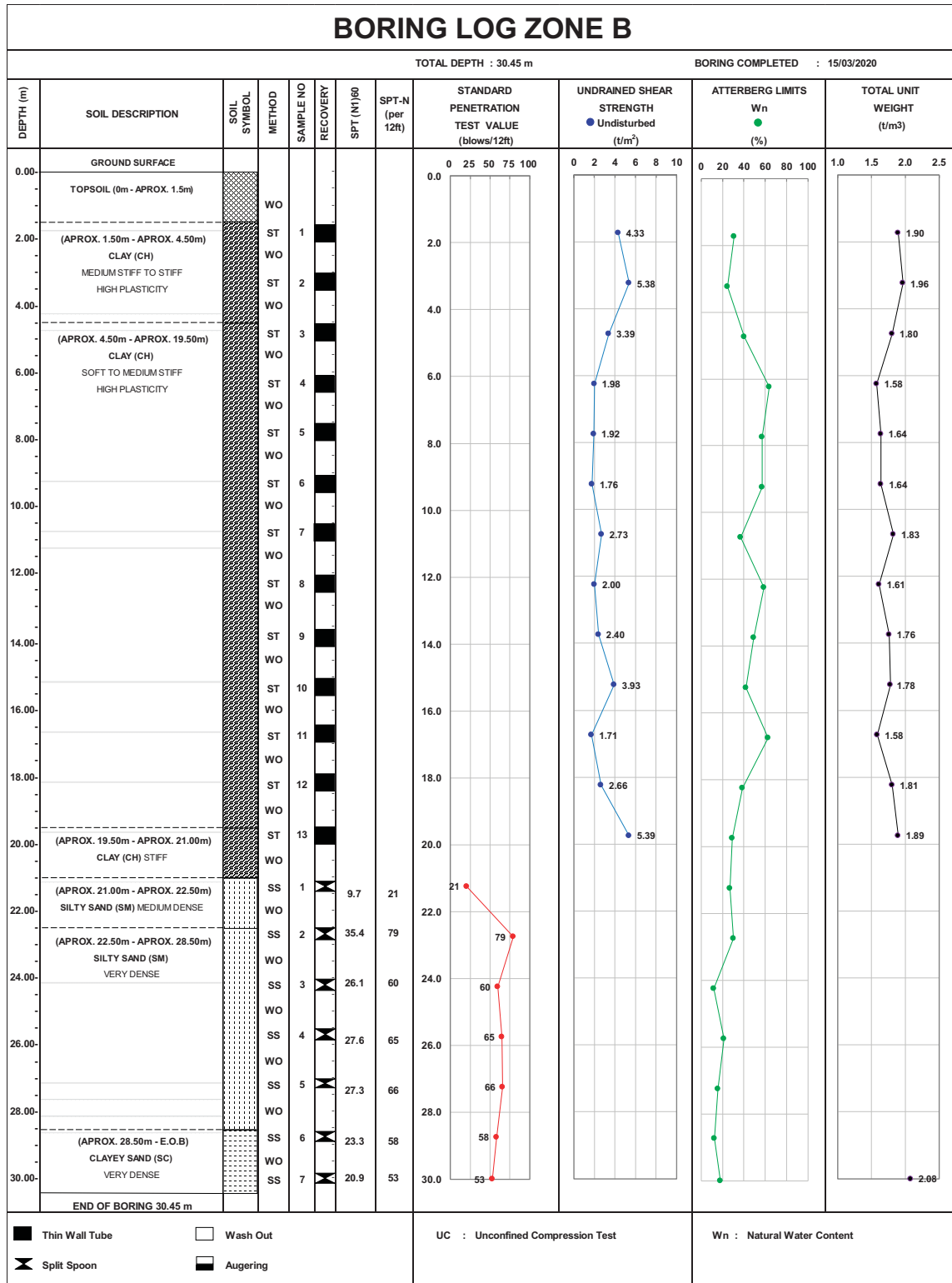


Figure 4. Summary of Zone B's boring log data after the soil improvement on 15 March 2020.

Soil properties from the consolidation test results were available from the borehole samples at 3 different depths. From a depth 6 to 6.5 m, the water content was 69.8%, the total unit weight 1.61 t/m³, the preconsolidation pressure 5.6 t/m², the C_c 1.193, the C_s 0.132, the OCR 1.19, and the C_v 5.09 cm²/sec. From a depth of 12 to 12.5 m, the soil was a normally consolidated clay with a water content of 68.7%, a total unit weight of 1.56 t/m³, a C_c of 0.707, a C_s of 0.083, and a C_v of 2.22 cm²/sec. From a depth

of 18 to 18.5 m, the soil was a normally consolidated clay with a water content of 58.1%, a total unit weight of 1.61 t/m^3 , a C_c of 0.546, a C_s of 0.074, and a C_v of $0.18 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

2.3. VCM, PVD, and Instrumentations

In the early 1950s, Vacuum consolidation was suggested by Kjellman [14]. The PVD and sand drains were used to discharge the pore water and to distribute the vacuum load [15]. The vertical drainage systems significantly reduce the drainage path, consequently accelerating the soil consolidation [16–20]. In this study, the airtight-sheet method was used for the seal system for the vacuum consolidation. A vacuum pump was used with an average pressure of around -80 kPa —continuously during the consolidation settlement process. A PVD was installed in Zone B with an average depth of 14 m with a triangular pattern of a $1.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$ spacing. The vertical drain penetrated the backfilled soil and the original soil below that. Zone B was instrumented with multiple instruments for monitoring the progress of the soil improvement.

Five vacuum gauges were placed to monitor the sub-surface pressure with a monitoring frequency of once per day. Four settlement plates were placed on the sand blanket below the airtight-sheet layer to observe the soil settlement. There were 3 monitoring plans for the settlement plates. Firstly, for the first month it was one time per day. Secondly, after the first month to the last half month, it was two times per week. Thirdly, for the last half month it was one time per day. A piezometer with a vibrating wire sensor was placed at a depth of 8.5 m at the center of Zone B to observe the change in porewater pressure over time. Figure 1 also shows the locations of the instruments.

2.4. The SASW Test

Surface waves were used by [21,22], one of the first researchers who tried to examine pavement systems. The engineers were able to build more advanced tools and equipment due to the advancement of technology. Because of these new tools, researchers were able to perform better and more accurate calculations in very little time. Provided with the new, advanced equipment, [23] was able to change from the empirical to the theoretical level regarding the surface wave method.

SASW is an in situ, low strain, non-destructive test, which has successfully been implemented by researchers of the University of Texas at Austin, as well as other researchers, to investigate the V_s and shear modulus of many pavements and highway materials [24–26] and to predict the long-term settlement based on the V_s and damping characteristics [27]. In Thailand, many SASW tests were implemented at several dams for material stiffness examination [28–31], measuring the V_s of a dyke and liquefaction site [32–34], as well as investigating the small strain modulus of the silty sand subgrades [35].

In this research study, a series of SASW tests were conducted 10 times in a 7-month period—before the pumping of the VCM started until the pump was shut down; this was the time necessary for the soil settlement to reach the desired target. The frequency of the SASW testing was twice a month for the first two months and once a month after that. The test repetition was set in such conditions as the soil settlement was expected more at the beginning of the consolidation settlement.

The SASW test used receiver spacings of 0.5, 1, 2, 4, 6, 12, and 20 m. This study used 2 different configurations of the SASW test, namely, the common source array test configuration and common receiver mid-point configuration, which are shown on Figure 5. For receiver spacings of 12 and 20 m, the tests were conducted with the former test configuration, while the rest of the spacings were conducted with the latter test configuration. There are three impact sources used in this study, as shown in Figure 6. A 300 kg drop weight was used for far receiver spacings, to generate a low frequency wave to investigate the deep profile, but can only be dropped on the soil outside of Zone B to prevent this from damaging the airtight sheet in Zone B. A 25 kg small drop weight and a sledgehammer were used for the intermediate and short spacings and can be used on top of the airtight sheet to preserve the membrane itself. Since the original backfilled soil was very soft, the sledgehammer could not generate sufficiently high energy for the receiver spacings larger than 4 m without breaking the

air-tight sheet; hence, the 25 kg small drop weight, which can generate higher energy, was used for the intermediate spacings instead. Two 2-Hz geophones were used as the receivers. The procedure for the SASW test consisted of the following: firstly, to acquire the data from the field that were collected by the spectrum analyzer, and then to analyze the dispersion curves and shear-wave velocity profile using the WinSASW program developed by Joh in 1996 [36].

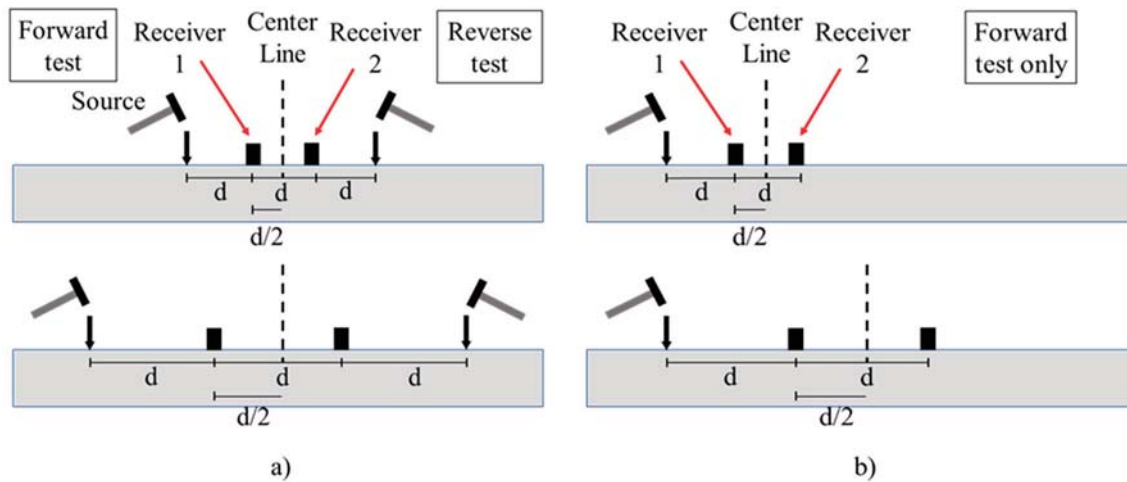


Figure 5. Two different test configurations conducted in this research: (a) the common receiver mid-point; (b) the common source.

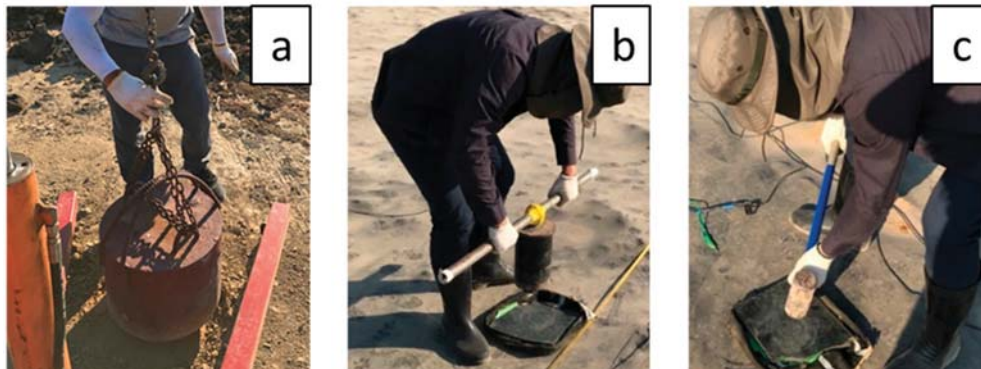


Figure 6. The impact sources of the Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) test: (a) a 300 kg drop weight for far spacing; (b) a 25 kg drop weight for intermediate spacing; (c) a sledge hammer for short spacing.

The SASW test centerline was located as nearly as possible to a borehole location in Zone B in order to be able to compare both test data sets. The 300 kg heavy drop weight cannot be dropped on the surface of Zone B as mentioned above and, therefore, the heavy drop weight can only be dropped outside of Zone B and from the edge of the zone as nearly as possible, so the centerline of the SASW test is approximately 30 m away from the borehole location. It is worth noting that the centerline of the 12 m spacing was different from the rest of the spacing for a similar reason as above. The SASW centerline sometimes shifted in the vicinity of 5 m due to some submerged water area being trapped on top of the membrane after rain. The duration of the SASW test varied between 30 min to 1 h; the increasing amount of time was because of the noise presented at the site. A lot of construction machinery was operating and creating noises and was captured by the geophones, rendering the data unusable. The test must be repeated or even stopped until the source of the noises was cleared.

An average shear-wave velocity of 15 m deep of the improved soil (V_{s15}) was used as the monitoring parameter because the V_s can be different at each depth and the approximate PVD length

was 14.7 m. The V_{s15} can be calculated by the following formula adapted from the V_{s30} , which was used in the National Earthquake Hazards Reduction Program (NERHP) for site classification [37]:

$$V_{s15} = \frac{15}{\sum_{x=1}^N \left(\frac{h_x}{v_x} \right)} \quad (1)$$

where h_x and v_x represent the thickness (in meters) and shear-wave velocity (in m/s) of the x th layer, in a total of N , existing in the top 15 m.

3. Results and Discussion

3.1. SASW Result

Figure 7 shows the V_s profiles for Zone B over the consolidated time. The first test was on the 30th of July 2019, before the pump started, and the last test was on the 2nd of March 2020, after the pump stopped. The increment in V_s was noticeable over time. The top layer was the sand blanket with a thickness of approximately 0.5 m, showing a high value of V_s . The middle layer was the very soft soil with an approximate thickness of 10 m, showing a low value of V_s . The bottom layer was the soil with a higher V_s from the layers before. Since the first test to the last, the V_s has changed around 40 m/s at the top layer and middle layer, and around 70 m/s at the bottom layer. The top layer has the highest value of V_s because it is a sand blanket that was affected the most by the vacuum pressure from the pump. On the other hand, the bottom layer has a high value of V_s , potentially because of a high overburden pressure from the upper layer. Note that the V_s profile was measured from the ground surface and the actual ground level at each time is different from the initial ground level due to the settlement over time.

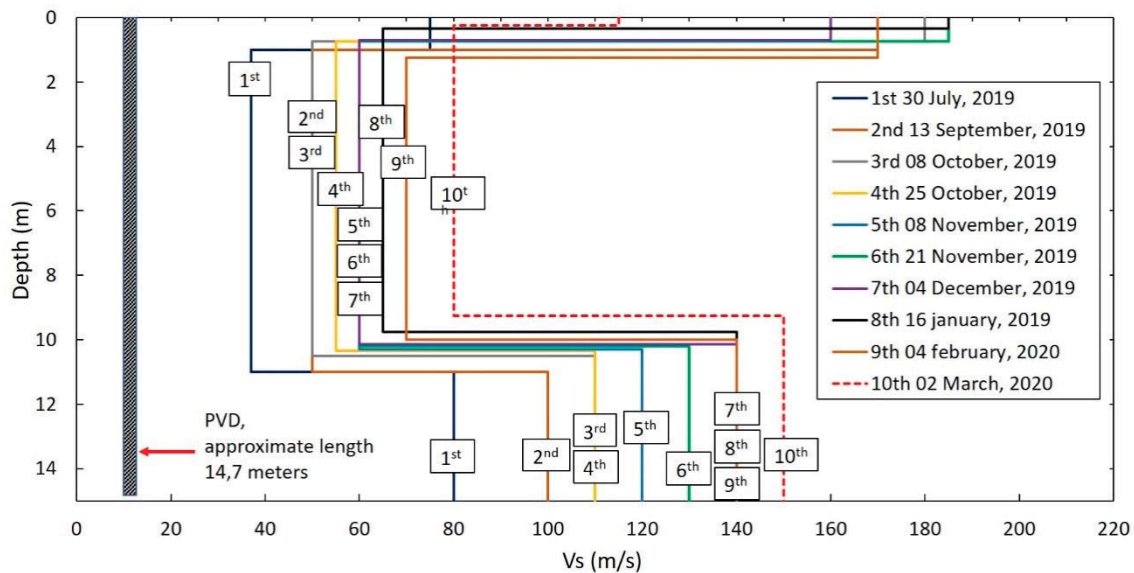


Figure 7. The V_s profile of the Zone B at different times, from before the start of the pumping until after the pumping stopped.

3.2. Comparison of Settlement and V_s

The result from the settlement plates was recorded to determine the change in the soil settlement. The settlement plate of SP-B-01 was used since the location was the closest to the SASW test line. The initial SASW test was performed around 3 weeks before the installation of the PVD in the field. Figure 8 shows the changing of the settlement and V_{s15} over time. The V_{s15} increased with the increasing settlement of soil as the soil became denser during the consolidation process. While the settlement is faster at the beginning and then starting to slow down through the end, the total settlement

was 1.12 m. In contrast, the development of the Vs shows a steady increment over time, with the maximum deviation from the “linear” trend line being 6.14 m/s.

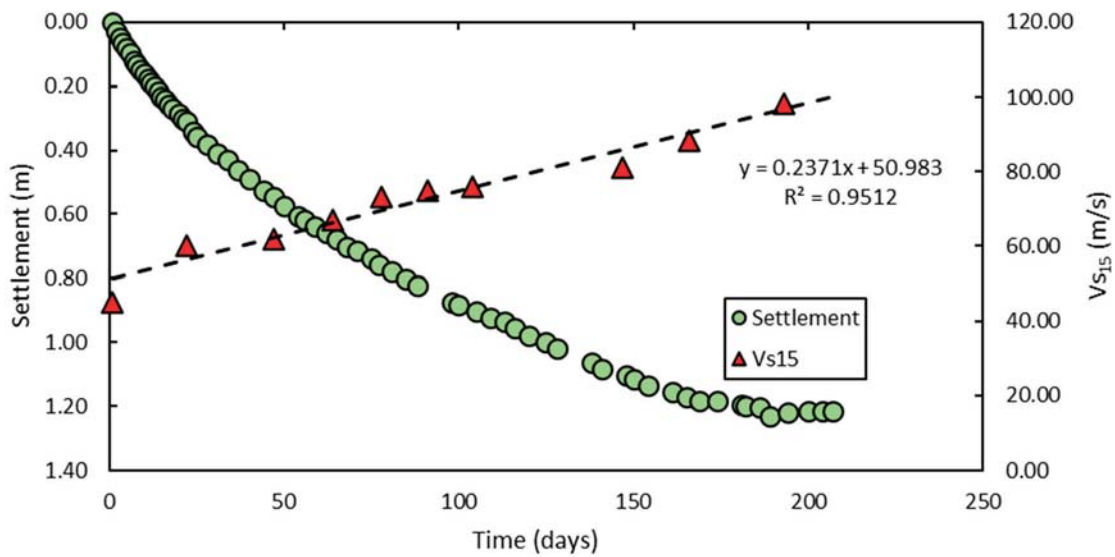


Figure 8. Comparison between the settlement and V_{s15} over time.

Figure 9 shows the correlation between settlement and the V_{s15} . The correlation between settlement and the V_{s15} is well-suited with a straight trendline, where the V_{s15} increases gradually with the increasing settlement over time. The settlement roughly increased 0.25 m for every 10 m/s increment in V_{s15} . An equation was made from this correlation to predict the amount of settlement by the value of the V_{s15} . The equation can be written as

$$s = 0.00248 \times V_{s15} - 1.0484 \tag{2}$$

where s stands for settlement (in meter).

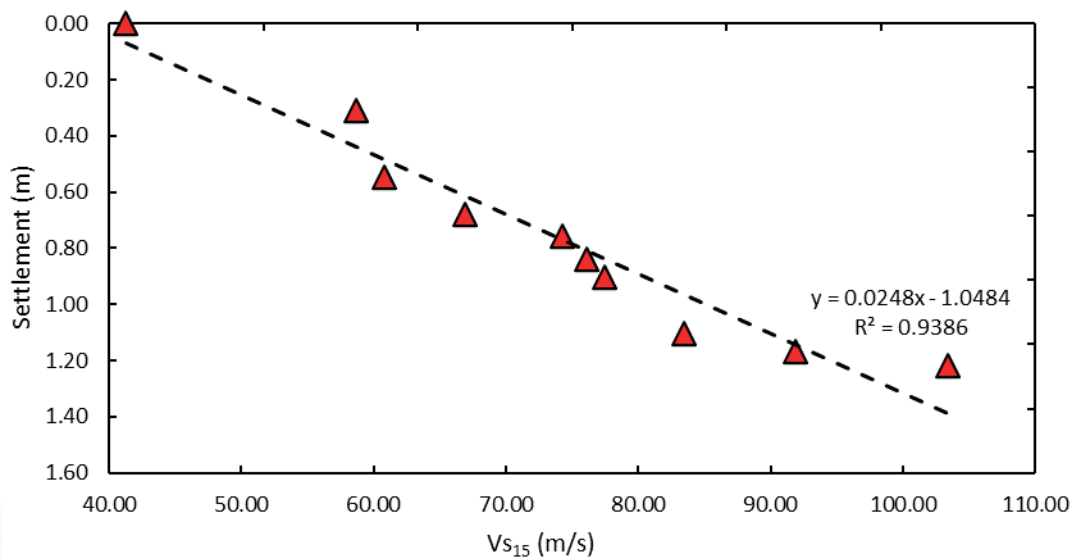


Figure 9. Relationship between settlement and V_{s15} .

The field measurement result was then compared with the theoretical model of settlement prediction from [38] and with a back-analysis model of the V_{s15} from the SASW test, as shown in Figure 10. The model of [38] was commonly used for settlement prediction, with the time based on the

measured settlement data. The prediction was based on an observational procedure and derived from a 1-dimensional consolidation equation. Vertical strain can be calculated as follows:

$$\varepsilon(t, z) = T + \frac{1}{2!} \left(\frac{z^2}{C_v} \dot{T} \right) + \frac{1}{4!} \left(\frac{z^4}{C_v} \ddot{T} \right) + \dots + zF + \frac{1}{3!} \left(\frac{z^3}{C_v} \dot{F} \right) + \frac{1}{5!} \left(\frac{z^5}{C_v} \ddot{F} \right) + \dots \quad (3)$$

where $\varepsilon(t, z)$ is the vertical strain of depth z at time t , T and F are unknown functions of time, and C_v is the coefficient of consolidation.

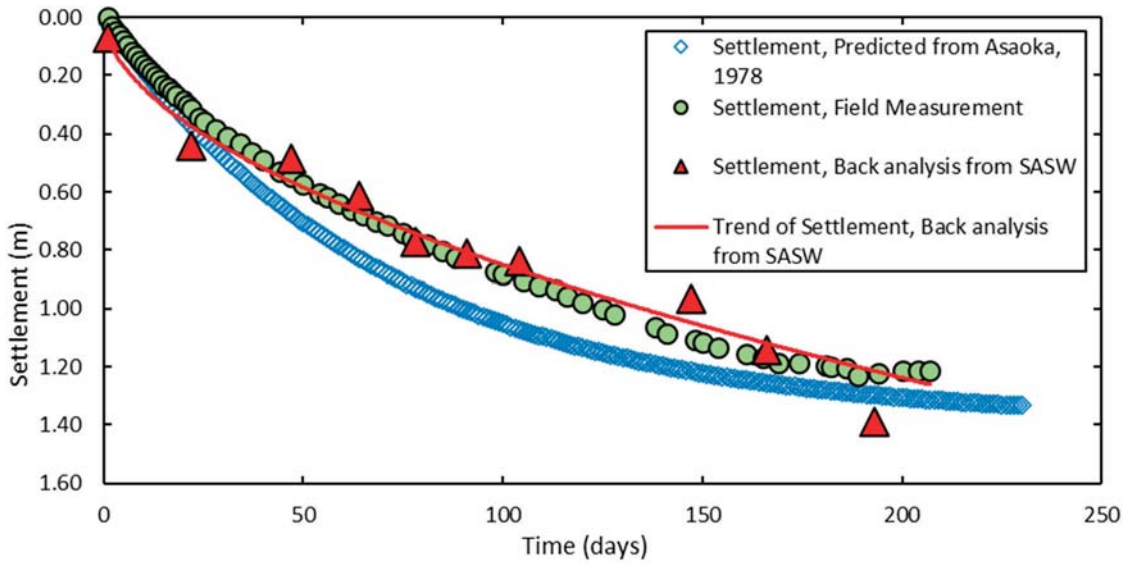


Figure 10. Settlement curve.

The equations of settlement for double drainage can be written as in the following formula:

$$\rho + \frac{1}{3!} \left(\frac{H^2}{C_v} \dot{\rho} \right) + \frac{1}{5!} \left(\frac{H^4}{C_v} \ddot{\rho} \right) + \dots = \frac{H}{2} (\bar{\varepsilon} + \varepsilon) \quad (4)$$

where ρ is settlement, H is soil thickness, and $\bar{\varepsilon}$ is the vertical strain at its initial time.

Each individual time can be expressed as

$$t_j = \Delta t \cdot j (j = 0, 1, 2, \dots) \quad (5)$$

where Δt is the time interval.

From Equations (4) and (5), the settlement equation at time j can be calculated as follows:

$$\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} \quad (6)$$

where ρ_j and ρ_{j-1} are the value of settlement at the specific time of j and $j - 1$; β_0 and β_1 are unknown parameters.

The final settlement can be calculated using the following formula:

$$\rho_j = \rho_{j-1} = \rho_f \quad (7)$$

where ρ_f is the final settlement.

The final settlement can be predicted by finding the intersection from the line ρ_j and ρ_{j-1} , which has a 45° angle from the ρ_j and ρ_{j-1} graph. Based on this, Equation (6) can be simplified by substituting ρ_j and ρ_{j-1} with ρ_f and can be written as

$$\rho_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_0} \tag{8}$$

And finally, the settlement $\rho(t)$ at specific time t can be predicted by the following formula:

$$\rho_f = \frac{\beta_0}{1 - \beta_0} - \left(\frac{\beta_0}{1 - \beta_0} - \rho_0 \right) \beta_1^t \tag{9}$$

where ρ_0 is the value of the settlement at its initial time.

The result from the back-analysis of the V_{s15} prediction is very close to the field measurement settlement, with the range of deviation being between 0.004 and 0.070 m, as well as to the result taken from the predicted settlement from [38], with the range of deviation being between 0.002 to 0.202 m.

3.3. Comparison of Pore Pressure and V_s

The result of pore pressure was obtained from the piezometer installed at a depth of 8.5 m (in the middle of the improved soil layer) at the center of the study zone. Figure 11 shows the change in pore pressure over time versus V_s at the 8.5 m depth over time. The pore pressure decreased because the water dissipates out of the soil through the PVD, making the soil stiffer, which, in turn, increases the V_s . Both pore pressure and V_s are nicely suited as both parameters increase linearly over time. Unlike the SASW test, the pore pressure data from the piezometer was monitored roughly 1 time per day while the SASW tests were performed only 10 times during the settlement period, about 7 months since the pump had been started until it was stopped.

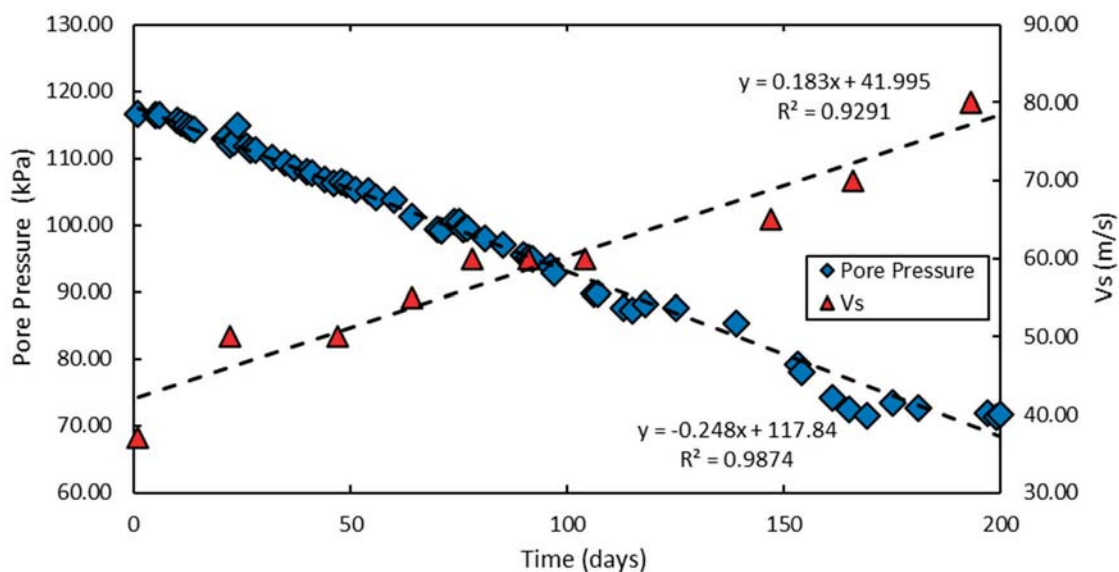


Figure 11. Pore pressure and V_s . V_s over time at a depth of 8.5 m.

Additionally, the effective vertical stress was calculated from the change in pore pressure over time. Figure 12 shows the correlation between effective vertical stress and V_s at a 8.5 m depth. The V_s had linearly increased along with the increase in the effective vertical stress as the pore pressure dissipated out and made the soil stiffer.

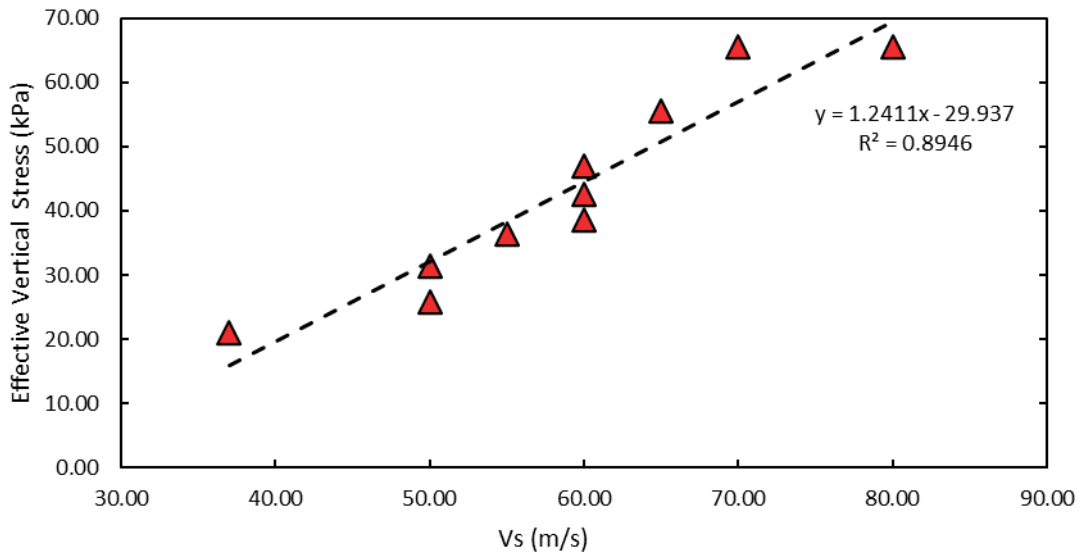


Figure 12. The relationship between effective vertical stress and V_{s15} at a depth of 8.5 m.

3.4. Comparison of S_u and V_s

The S_u data were acquired from an unconfined compression test of undisturbed soil samples collected from bore holes from two different times, before the soil improvement (26 February 2019) and after the soil improvement (15 March 2020). It is worth noting that the V_s values that were used for the comparison were the ones measured from the closest times to the S_u measurements. Figure 13 shows the comparison between S_u and V_s at those times. After the pump had stopped, S_u from the first 5 m range increased significantly to an approximate of 30 kN/m^2 , considering the stress distribution of the atmospheric pressure is higher at the top layer than the layer below. At the middle part of the soil, from 5 to 9 m depth, the S_u values increase only to an approximate of 7 kN/m^2 . At the bottom part of the soil, from 9 to 15 m depth, the S_u values increase approximately 15 kN/m^2 . The S_u of the bottom part of the soil layer increases potentially more than the middle part due to the higher overburden pressure and dissipation of water to the sand layer below.

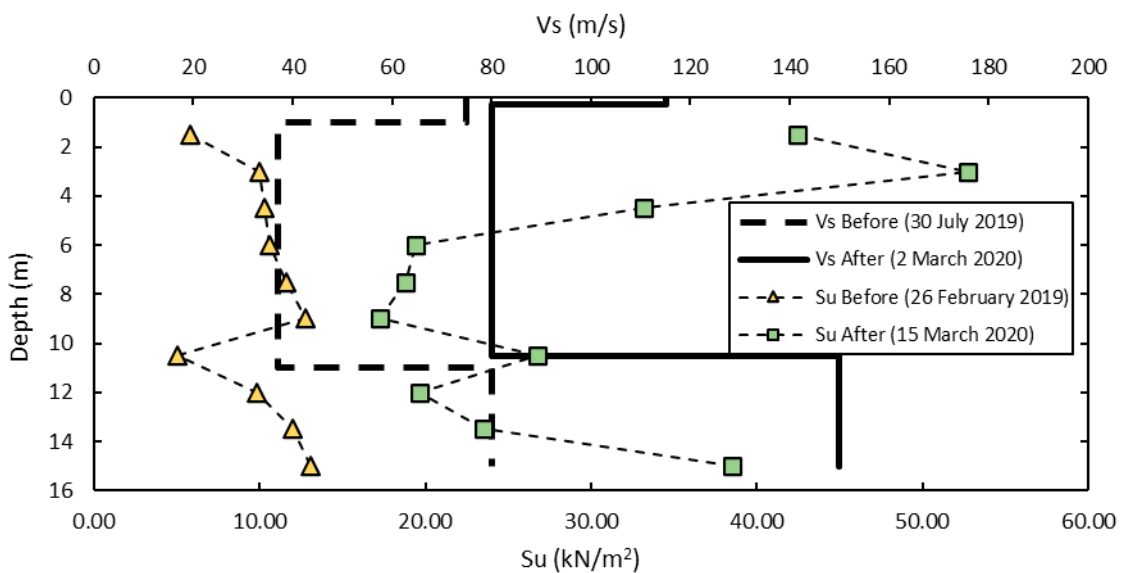


Figure 13. S_u and V_s from before the soil improvement and after the soil improvement.

The SASW data shows an increment at the top of the layer, the sand blanket, of approximately 40 m/s. In the middle part of the soil, from 1 to 11 m depth, the V_s increase around 40 m/s in comparison

with the initial V_s number. At the bottom part of the soil, from 11 to 15 m depth, the V_s increase around 70 m/s. It is noticeable that the increment in V_s at the bottom part of the soil layer is higher than the middle part, which is similar to the increment in S_u due to similar reasons.

4. Conclusions and Recommendations

The change in V_s and soil properties were studied over time during the VCM process. The SASW testing was able to investigate the soil down to 15 m deep. The results showed the change in V_s along with the alteration of the conventional soil monitoring parameters, including the settlement, S_u , and pore pressure during the consolidation period. The V_{s15} had increased linearly from 45 m/s to 98 m/s from the beginning until the end of the consolidation process, while the total settlement was 1.12 m, S_u increased about 7 to 15 kN/m², and the pore pressure decreased about 40 kPa. The settlement prediction curve using V_s was created and good compatibility was shown with the settlement curve from field measurements and the settlement prediction curve from [35]. These results indicated the likelihood of using the SASW method for soil improvement monitoring purposes.

There were several difficulties of testing SASW at the PVD sites. Firstly, the location of the SASW center line and borehole data location is different as the 300 kg drop weight could not be used on top of the airtight-sheet region. Secondly, sometimes the test line was shifted within the range of 5 m knowing that the water is being trapped at the testing spot after rain. Thirdly, the presence of noises in the field from a moving truck to a working backhoe, which creates poor quality data, meant that the operations on site had to be interrupted during the SASW test in order to improve the quality of the data. It is important to note that the correlation was made from backfilled soil material that was characterized by high plasticity clay and an assumption of homogenous soil. The study of other soil types is encouraged.

Author Contributions: Conceptualization, D.F.A., S.C. and S.S.; data curation, D.F.A.; formal analysis, D.F.A. and S.C.; funding acquisition, S.C. and S.S.; investigation, D.F.A. and S.C.; methodology, D.F.A., S.C. and S.S.; project administration, D.F.A., S.C. and S.S.; resources, S.C. and S.S.; supervision, S.C. and S.S.; validation, S.C. and S.S.; visualization, D.F.A., S.C. and S.S.; writing—original draft, D.F.A. and S.C.; writing—review and editing, S.C. and S.S. All authors have read and agreed to the published version of the manuscript.

Funding: The scholarship was provided by the Faculty of Engineering, Kasetsart University (KU), Bangkok, Thailand.

Acknowledgments: The authors appreciate the scholarship provided by the Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, KU, Bangkok, and they are grateful to the graduate students and the staff members of the Geotechnical Division and Geotechnical Engineering Research and Development Center (GERD) of KU and SILA GEOTECHNIQUE Co., Ltd. for the support and opportunity that has been given in this research project.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflicts of interest.

References

1. Budhu, M. *Soil Mechanics and Foundation*, 3rd ed.; John Wiley & Sons Inc.: Hoboken, NJ, USA, 2010; pp. 246–249. ISBN 978-040-55684-9.
2. Holtz, R.D.; Wager, O. Preloading by Vacuum: Current Prospects. *Transp. Res. Rec.* **1975**, *548*, 26–29.
3. Chen, H.; Bao, X.C. Analysis of Soil Consolidation Stress under the Action of Negative Pressure. In Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Finland, 23–26 May 1983; pp. 591–596.
4. Choa, V. Soil Improvement Works at Tianjin East Pier project. In Proceedings of the 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei, Taiwan, 16–20 April 1990; pp. 47–52.
5. Jacob, A.; Thevanayagam, S.; Kavazanjian, E. Vacuum-assisted Consolidation of a Hydraulic Landfill. In Proceedings of the Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments Part 2 (of 2), College Station, TX, USA, 16–18 June 1994; pp. 1249–1261.
6. Bergado, D.T.; Chai, J.C.; Miura, N.; Balasubramaniam, A.S. PVD Improvement of Soft Bangkok Clay with Combined Vacuum and Reduced Sand Embankment Preloading. *Geotech. Eng. J.* **1998**, *1*, 95–122.

7. Chu, J.; Yan, S.W.; Yang, H. Soil Improvement by the Vacuum Preloading Method for an Oil Storage Station. *Geotechnique* **2000**, *6*, 625–632. [[CrossRef](#)]
8. Chai, J.C.; Carter, J.P. *Deformation Analysis in Soft Ground Improvement*; Springer: Dordrecht, The Netherlands, 2011.
9. Chai, J.; Carter, J.P.; Liu, M.D. Methods of Vacuum Consolidation and Their Deformation Analyses. *Proc. Inst. Civ. Eng. Ground Improv.* **2014**, *1*, 35–46. [[CrossRef](#)]
10. Wahyu, A.L.; Mochtar, I.B. The Effectiveness of Vacuum Preloading on Eliminate Secondary Settlement; Case Study in Summarecon City Bandung Area's Development Project. In Proceedings of the IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, Makassar, Indonesia, 1–2 November 2018; Volume 279, p. 012023.
11. Phakdimek, S.; Sorulump, S. Pore Pressure Behavior of Clayey Backfilled Soil in a Pond Improved by Vacuum Consolidation Method. In Proceedings of the 8th Regional Symposium on Infrastructure Development in Civil Engineering (RSID8), Quezon City, Philippines, 25–26 October 2018.
12. Stokoe, K.H.; Wright, S.G.; Bay, J.A.; Roesset, J.M. *Characterization of Geotechnical Sites by SASW Method, Technical Report: Geophysical Characterization of Sites*; Woods, R.D., Ed.; Oxford and IBS Publishing Co.: New Delhi, India, 1994; pp. 15–25.
13. ASTM. *Test Method D2487/D2487-17, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*; ASTM International: West Conshohocken, PA, USA, 2017.
14. Kjellman, W. Consolidation of Clayey Soils by Atmospheric Pressure. In Proceedings of the Conference on Soil Stabilization, Massachusetts Institute of Technology, Boston, MA, USA, 18–20 June 1952; pp. 258–263.
15. Chu, J.; Yan, S.W. Application of the Vacuum Preloading Method in Soil Improvement Project. In *Elsevier Geo-Engineering Book Series*; Elsevier: Amsterdam, The Netherlands, 2005; Volume 3, pp. 91–117.
16. Hansbo, S. Consolidation of Fine-grained Soils by Prefabricated Drains and Lime Column Installation. In Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, 15–19 June 1981; pp. 677–682.
17. Indraratna, B.; Redana, I.W. Numerical Modeling of Vertical Drains with Smear and Well Resistance Installed in Soft Clay. *Can. Geotech. J.* **2000**, *37*, 133–145. [[CrossRef](#)]
18. Bergado, D.T.; Balasubramaniam, A.S.; Jonathan, F.R.; Holtz, R.D. Prefabricated Vertical Drains in Soft Bangkok Clay: A case study of the new Bangkok International Airport project. *Can. Geotech. J.* **2002**, *39*, 304–315. [[CrossRef](#)]
19. Indraratna, B.; Bamunawita, C.; Khabbaz, H. Numerical Modelling of Vacuum Preloading & Field Applications. *Can. Geotech. J.* **2004**, *41*, 1098–1110.
20. Chai, J.C.; Hong, Z.S.; Shen, S.L. Vacuum-Drain Method Induced Pressure Distribution and Ground Deformation. *Geotext. Geomember.* **2010**, *28*, 525–535. [[CrossRef](#)]
21. Jones, R. Surface Wave Technique for Measuring the Elastic Properties and Thickness of Roads: Theoretical Development. *Br. J. Appl. Phys.* **1962**, *13*, 21–29. [[CrossRef](#)]
22. Heukelom, W.; Klomp, J.G. Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and After Construction. In *Proceedings of International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*; University of Michigan: Ann Arbor, MI, USA, 1962; pp. 495–510.
23. Nazarian, S. In Situ Determination of Elastic Moduli of Soil Deposits and Pavement Systems by Spectral-Analysis-of-Surface-Waves Method. Ph.D. Thesis, The University of Texas, Department of Civil Engineering, Austin, TX, USA, 1984.
24. Nazarian, S.; Stokoe, K.H. *In Situ Determination of Elastic Moduli of Pavement Systems by Spectral-Analysis-of-Surface-Waves Method: Practical Aspects*; Research report 368-1F; The University of Texas at Austin: Austin, TX, USA, 1985; 161p.
25. Nazarian, S.; Stokoe, I.; Kenneth, H.; Briggs, R.C.; Rogers, R. Determination of Pavement Layer Thicknesses and Moduli by SASW Method. *Transp. Res. Rec.* **1988**, *1196*, 133–150.
26. Ismail, M.; Samsudin, A.; Rafek, A.; Nayan, K. Road Pavement Stiffness Determination Using SASW Method. *Unimas E J. Civ. Eng.* **2012**, *3*, 9–16. [[CrossRef](#)]
27. Omar, M.N.; Abbiss, C.P.; Taha, M.R.; Nayan, K.A.M. Prediction of Long-Term Settlement on Soft Clay using Shear Wave Velocity and Damping Characteristics. *Eng. Geol.* **2011**, *4*, 259–270. [[CrossRef](#)]
28. Bay, J.A.; Chaiprakaikeow, S. Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) testing of Srinagarind and Vajiralongkorn Dams. In *Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT) Report, Bangkok, Thailand*; Electricity Generating Authority of Thailand: Nonthaburi, Thailand, 2006.

29. Bay, J.A.; Chaiprakaikeow, S. Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) testing of Sirikit and Rajjaprabha Dams. In *Electricity Generating Authority of Thailand (EGAT) Report, Bangkok, Thailand*; Electricity Generating Authority of Thailand: Nonthaburi, Thailand, 2009.
30. Chaiprakaikeow, S.; Bay, J.A.; Chaowalittrakul, N. Study of Dynamic Properties of Mae Chang Dam Using Spectral Analysis of Surface Waves and Resonance Tests. In Proceedings of the 21th National Convention on Civil Engineering, Songkla, Thailand, 28–30 June 2016; p. 1426.
31. Chaiprakaikeow, S.; Bay, J.A.; Chaowalittrakul, N.; Brohmsubha, P. Evaluation of the Effect of Concrete Blocks on Seismic Response of Bhumibol Dam Using In-Situ Dynamic Tests. In Proceedings of the 85th Annual Meeting of International Commission on Large Dams (ICOLD2017), Prague, Czech Republic, 3–7 July 2017.
32. Mase, L.Z.; Likitlersuang, S.; Tobita, T.; Chaiprakaikeow, S.; Soralump, S. Local Site Investigation of Liquefied Soils Caused by Earthquake in Northern Thailand. *J. Earthq. Eng.* **2018**, *22*, 1–24. [[CrossRef](#)]
33. Jotisankasa, A.; Pramusandi, S.; Nishimura, S.; Chaiprakaikeow, S. Field Response of an Instrumented Dyke subjected to Rainfall. *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA* **2019**, *50*, 81–91.
34. Shrestha, A.; Jotisankasa, A.; Chaiprakaikeow, S.; Pramusandi, S.; Soralump, S.; Nishimura, S. Determining Shrinkage Cracks Based on the Small-Strain Shear Modulus–Suction Relationship. *Geosciences* **2019**, *9*, 362. [[CrossRef](#)]
35. Barus, R.M.N.; Jotisankasa, A.; Chaiprakaikeow, S.; Sawangsuriya, A. Laboratory and Field Evaluation of Modulus-Suction-Moisture Relationship for a Silty Sand Subgrade. *Transp. Geotech.* **2019**, *19*, 126–134. [[CrossRef](#)]
36. Joh, S.H.; Stokoe, K.H. *Advances in Interpretation and Analysis Techniques for Spectral-Analysis-of-Surface-Waves (SASW) Measurements*; Offshore Technology Research Center: College Station, TX, USA, 1997.
37. BSSC. *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Part I: Provisions, Building Seismic Safety Council*; Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA, 1994.
38. Asaoka, A. Observational Procedure of Settlement Prediction. *Soil Found.* **1978**, *4*, 87–101. [[CrossRef](#)]



© 2020 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).



การวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อถูกปรับปรุงด้วยวิธี Vacuum Consolidation Method Estimated Strength Properties of Soft Clay Lump Backfilled in a Pond Improved by Vacuum Consolidation Method.

ศาสตราจารย์ กักดีเมฆ
ปิยวัฒน์ เงินบำรุง
สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์

¹ นิสิตปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ sartsin.p@gmail.com

² นิสิตปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย piyavat.ng@gmail.com

³ รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ Soralump_s@yahoo.com

ตีพิมพ์ในการประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25, ระหว่างวันที่ 15 - 17 กรกฎาคม 2563 จ.ชลบุรี

บทคัดย่อ

ในอดีตมีบ่อน้ำที่ถูกทิ้งร้างซึ่งเต็มไปด้วยน้ำในกรุงเทพมหานคร ประเทศไทยเป็นจำนวนมาก ในปัจจุบันบ่อน้ำถูกถมกลับด้วยก้อนดินโดยไม่มีการสูบน้ำออก ก้อนดินที่นำมาใช้สำหรับถมกลับในบ่อถมดินส่วนมากจะมีความชื้นในดินสูง และมีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำซึ่งเรียกว่าดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ดินเหนียวอ่อนที่ถูกถมกลับมีลักษณะเป็นก้อน ก้อนดินถมบ่อถูกถมลงในบ่อถมดินอย่างรวดเร็ว เป็นผลทำให้ไม่สามารถระบายออกได้ทันที และถูกขังอยู่ระหว่างช่องว่างของก้อนดินถมบ่อ กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อมีค่าต่ำตลอดทั้งความลึกเกิดจากการถมกลับใหม่ การวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำสามารถแบ่งออกเป็นสองส่วนได้แก่ ประการที่หนึ่งการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำหลังจากปรับปรุงคุณภาพด้วยวิธีสุญญากาศ (Vacuum Consolidation Method) ซึ่งถูกวิเคราะห์จากการทดสอบในสนามด้วยวิธี Cone Penetration Test การทดสอบจากห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่จำกัด และทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) ประการที่สอง ปัจจัยที่มีผลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ เช่น สิ่งแวดล้อมรอบข้าง การทำถนนเพื่อถมดินกลับ คุณสมบัติของดิน และการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล

คำสำคัญ: ปรับปรุงคุณภาพดินวิธีสุญญากาศ, ก้อนดินถม, การลดลงของแรงดันน้ำ

Abstract

There were many abandoned ponds previous time which were filled by water in Bangkok , Thailand. Nowadays, the abandoned pond are dumped fully by backfilled lump soil without pumping the water out. The soil used for backfill in most of the cases have high water content and low shear strength which was called Bangkok soft clay. The backfilled soft clay are

lump soft clay about bucket backhoe shape. The backfilled lump soils are generally dumped quickly and hence the water can't leak out of pond and stuck between inter lump void. The shear strength in the backfilled lump soils are generally low uniformly along the depth because of newly deposition. The analysis has been carried out in two parts to estimate the increase in strength of backfilled soil. Firstly, the increase in strength of backfilled soil after improving by vacuum consolidation method was estimated by in-situ test (Cone Penetration Test), laboratory test (Unconfined Compression Test) and theoretical analysis (Mesri and Khan, 2011). Secondly, various factors (i.e. environmental, surcharge load, service load, soil properties and ground water level drawdown in Bangkok) responsible for increase in strength of ground surface have been estimated.

Keywords: Vacuum Consolidation Method, Backfilled lump soil, ground water level drawdown

1. บทนำ

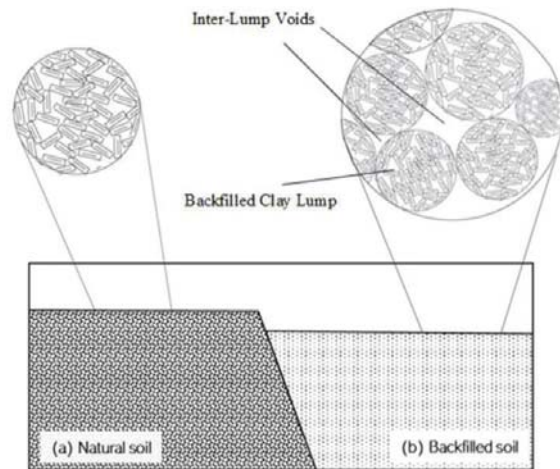
ในอดีตพื้นที่ชานเมืองกรุงเทพมหานครได้ถูกขุดเป็นบ่อถมดินเพื่อนำดินไปใช้ในการก่อสร้าง โดยบ่อถมดินนั้นถูกขุดลึกถึงชั้นดินเหนียวแข็งก่อนถึงชั้นทราย เมื่อเวลาผ่านไปบ่อถมดินที่ถูกทิ้งร้างถูกเติมเต็มไปด้วยน้ำเนื่องจากน้ำฝน และน้ำใต้ดินไหลเข้ามาสู่อบ่อ ต่อมาบ่อถมดินที่ถูกทิ้งร้างไว้ถูกซื้อขายและนำไปพัฒนาที่ดินต่อโดยการถมก้อนดินเหนียวอ่อนกลับไปในบ่อที่มีน้ำเต็มจนถึงระดับก้นบ่อโดยไม่สูบน้ำออก ความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนที่เกิดจากการถมกลับจึงหนากว่าชั้นดินเหนียวอ่อนตามธรรมชาติ ทำให้การทรุดตัวที่เกิดขึ้นมากกว่าดินเหนียวอ่อนที่ตกตะกอนตามธรรมชาติ และก้อนดินเหนียวอ่อนถมบ่อที่ถูกถมใหม่ยังไม่ได้มีการทรุดตัวเนื่องจากน้ำหนักของดินเอง (Self-weight consolidation) ดินที่ถมลงไปนั้นไม่มีโครงสร้างชัดเจน การที่ก้อนดินถูกถมลงมามวลดินจะทับถมกันอย่างรวดเร็วจนไม่มี

เวลาที่จะระบายแรงดันน้ำออกได้ทันที ซึ่งจะทำให้มวลดินมีแรงดันน้ำส่วนเกิน (Excess Pore Pressure) นอกจากนั้นดินที่ถูกถมลงในบ่อยังมีโอกาสที่จะมีช่องว่างระหว่างก้อนดินแต่ละก้อน (Inter-lump void) ที่ถมลงไปบ่อ ซึ่งอาจจะยุบตัวได้มาก การใช้ก้อนดินถมบ่อ (Backfilled Clay Lump) เพื่อการปรับปรุงคุณภาพดินได้ถูกศึกษาโดย Hartlen and Ingers (1981) และ Leung et al. (2001) อีกทั้งคุณสมบัติโดยรวมมีความแปรปรวนไม่แน่นอนสูงเนื่องจากดินถมมาจากหลากหลายแหล่งดังรูปที่ 1 ซึ่งแตกต่างจากดินที่ตกตะกอนทับถมตามธรรมชาติดังรูปที่ 2 โดยดินเหนียวอ่อนที่นำมาถมกลับลงในบ่อมีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำมาก (Undrained Shear Strength, S_u) และไม่เพิ่มขึ้นตามความลึกเช่นเดียวกับดินตกตะกอนตามธรรมชาติ และมีความชื้นในมวลดินสูง (Water Content, W_n) จึงต้องทำการปรับปรุงดินให้สามารถมีกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้น โดยเทคนิคที่ถูกนำมาใช้ คือการเร่งกระบวนการอัดตัวด้วยน้ำด้วยวิธีสุญญากาศ (Vacuum Consolidation Method, VCM)

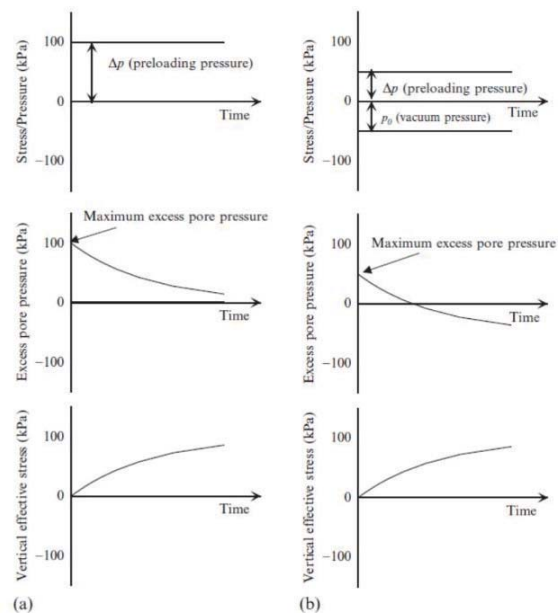
Vacuum Consolidation Method ถูกพัฒนาที่ประเทศสวีเดนโดย Kjellman (1952) โดยใช้ cardboard wick drains ถูกใช้ในการเร่งกระบวนการอัดตัวด้วยน้ำของดินเหนียวอ่อน โดยในประเทศไทยมีการใช้ Prefabricated vertical drain (PVDs) เพื่อปรับปรุงคุณภาพดินอ่อน ณ สนามบินสุวรรณภูมิ (Bergado et al., 2002) วิธีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM เป็นการสร้างแรงดันสุญญากาศในดินเพื่อก่อให้เกิดน้ำหนักรูดตัวจากแรงดันบรรยากาศด้านบน โดยวิธีการคือการใช้ปั๊มสุญญากาศดูดอากาศและน้ำออกจากชั้นดินเหนียวอ่อนผ่านทางแผ่น PVDs โดยมี Airtight membrane ป้องกันการรั่วออกของแรงดูดสุญญากาศภายในดิน ยิ่งแรงดันสุญญากาศได้ Airtight membrane ยิ่งแรงดันสุญญากาศยิ่งมาก (ติดลบมาก) แรงดันบรรยากาศที่กดทับลงยิ่งมากตาม กลไกการลดลงของแรงดันน้ำในดินเนื่องจากวิธี VCM และการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงความเค้นประสิทธิผลในมวลดิน (Vertical effective stress) ดังแสดงในรูปที่ 3 โดยมีการเปรียบเทียบระหว่างการใช้หน้าหนักบรรทุกทุกช่วงหน้าแบบปกติ และวิธี Vacuum preloading วิธีการ VCM ทำให้แรงดันน้ำส่วนเกินลดลงในขณะที่ยังคงรักษาหน่วยแรงรวม (Total stress) คงที่ แทนที่จะเพิ่มขึ้น (Indraratna et al., 2005) และสามารถเพิ่มกำลังรับน้ำหนักไม่ระบายน้ำของดินได้



รูปที่ 1 ภาพตัดขวางแสดงความแตกต่างระหว่างดินธรรมชาติ และดินถมบ่อ (ศาสตรศิลป์, 2562)



รูปที่ 2 ภาพตัดขวางแสดงความแตกต่างระหว่างดินธรรมชาติ และดินถมบ่อ (ศาสตรศิลป์, 2562)



รูปที่ 3 กลไกกระบวนการอัดตัวการคายน้ำ ด้วยการบรรทุกน้ำหนักช่วงหน้า (a) น้ำหนักบรรทุกธรรมดา (b) วิธีใช้ Vacuum preloading (Indraratna et al., 2005)

งานวิจัยนี้ได้ศึกษาการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM ซึ่งถูกวิเคราะห์จากการทดสอบในสนามด้วย Cone Penetration Test การทดสอบจากห้องปฏิบัติการด้วยวิธีการทดสอบแรงอัดแบบไม่จำกัด และทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) ประการที่สอง ปัจจัยที่มีผลต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ เช่น สิ่งแวดล้อมรอบข้าง การทำถนนเพื่อถมดินกลับ คุณสมบัติของดิน และการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล

2. ข้อมูลพื้นฐาน

2.1 คุณสมบัติของดินถมบ่อก่อนปรับปรุงคุณภาพ

จากผลการเจาะสำรวจทดสอบชั้นดินถมบ่อ และตำแหน่งการเจาะสำรวจ ณ โครงการก่อสร้างหมู่บ้านจัดสรร บราลีรี วัชรพล ดังรูปที่ 4 คุณสมบัติทั่วไปของดินถมบ่อก่อนปรับปรุงรูปที่ 5 แสดงความหนาของชั้นผิวดินหนา (Weathered Crust) 1.5 เมตรวางตัวบนชั้นดินเหนียวอ่อนมาก (Very soft clay) ถึง ดินเหนียวปนทรายแข็งปานกลาง (Medium silty clay) หนา 17 เมตร ชั้นดินด้านล่างคือดินเหนียวแข็ง (Stiff clay) ความหนา 3 เมตร โดยสามารถสรุปค่าคุณสมบัติได้ดังนี้

Weathered Crust ความลึกประมาณ 0-1.5 เมตร เป็นชั้นดินเหนียวปนซิลท์

Very Soft to Soft High Plasticity Clay (CH) มีชั้นทรายบางแทรกช่วงความลึกประมาณ 1.5-11 เมตร โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (W_n) 75% ,ขีดพิกัดเหลว (LL) 80% ขีดพิกัดพลาสติก (PL) 35% , Plasticity index (PI) 45% , ความหนาแน่นของดินอิ่มด้วย 17 kN/m³ และค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำมีค่าน้อยกว่า 20 kPa ซึ่งเป็นชั้นดินที่ถูกถมกลับลงมาใหม่ จึงทำให้มีค่าคุณสมบัติมีความแปรปรวนมาก

Soft to Medium High Plasticity Clay (CH) ช่วงความลึกประมาณ 11-17 เมตร โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (W_n) 25-80% ,ขีดพิกัดเหลว (LL) 87% ขีดพิกัดพลาสติก (PL) 35% , Plasticity index (PI) 52% , ความหนาแน่นของดิน 15-18 kN/m³ และ ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำประมาณ 5-30 kPa โดยมีชั้นทรายแน่นปานกลาง (Medium Dense Clayey Sand) หนาตั้งแต่ 1 – 3 เมตรแทรกกระจายตัวบางความลึก

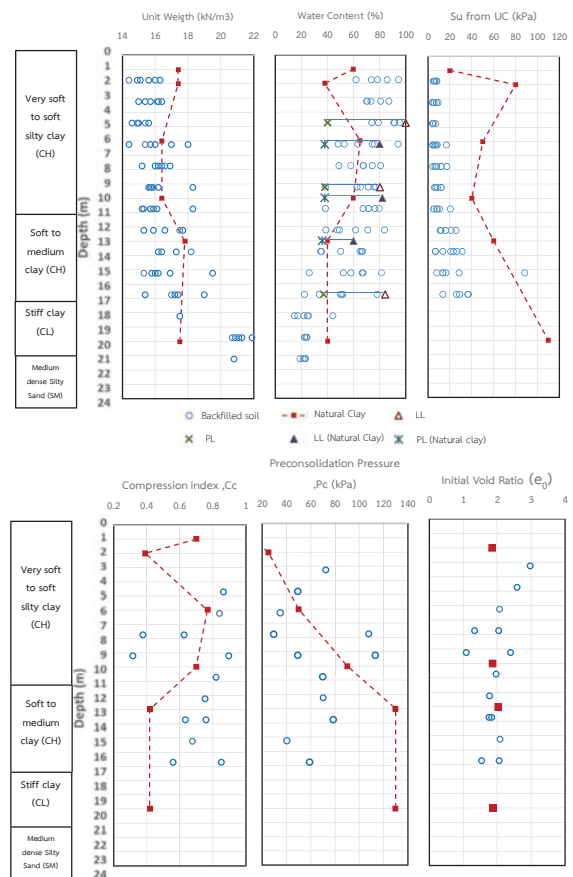
Stiff Low Plasticity Clay (CL) ช่วงความลึกประมาณ 17-21.5 เมตร โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (W_n) 25-50% ,ขีดพิกัดเหลว (LL) 52% ขีดพิกัดพลาสติก (PL) 24% , Plasticity index (PI) 28% , ความหนาแน่น 20-22 kN/m³

Medium to Very Dense Silty Sand (SM) ถูกพบเป็นชั้นถัดลงมาถึงความลึกประมาณ 21.5 เมตรเป็นต้นไป โดยมีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติ (W_n) 15-20% , ความหนาแน่น 20-22 kN/m³

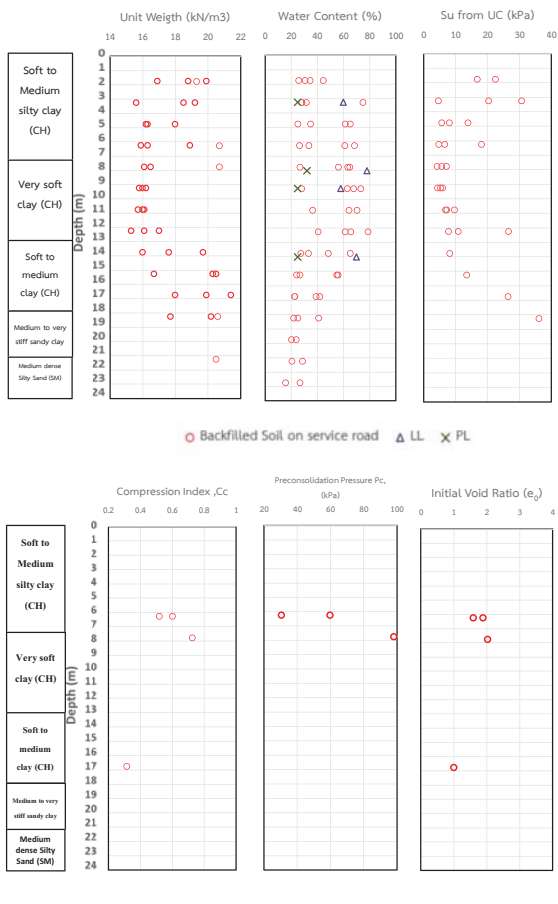
โดยในพื้นที่ทางโครงการ มีทางเดินรถบรรทุกถมดินเดิมในปี พ.ศ. 2557 ดังแสดงรูปที่ 4 โดยคุณสมบัติของดินบริเวณถนนมีความแตกต่างจากบริเวณบ่อดินเดิม ตั้งแต่บริเวณพื้นผิวถนนถึงความลึก 6 เมตร มีปริมาณความชื้นตามธรรมชาติต่ำกว่า และหน่วยน้ำหนักของดินและค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำสูงกว่า เนื่องจากได้รับผลกระทบจากการบดอัดด้วยน้ำหนักของรถบรรทุกคล้ายกับการให้น้ำหนักบรรทุกทุกช่วงหน้า ดังแสดงในรูปที่ 6



รูปที่ 4 ตำแหน่งหลุมเจาะสำรวจก่อนปรับปรุงคุณภาพดิน



รูปที่ 5 คุณสมบัติทางกายภาพของชั้นดินถมบ่อ บริเวณบ่อดินเดิม



รูปที่ 6 คุณสมบัติทางกายภาพของชั้นดินถมบ่อ บริเวณทางเดินรถบรรทุก

จากผลการเจาะสำรวจดินบริเวณดินถมบ่อจะพบค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำมีค่าต่ำกว่าดินธรรมชาติที่อยู่บริเวณใกล้เคียงกับพื้นที่ดินถมบ่อ โดยดินถมบ่อจะมีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำไม่เพิ่มขึ้นตามความลึก และเป็นชั้นหนาต่อเนื่องมีค่าประมาณต่ำกว่า 20 kPa แต่ในส่วนของค่ากำลังรับแรงเฉือนบริเวณทางเดินรถบรรทุกมีค่าสูงประมาณ 20 kPa มีความหนา 6 เมตรจากผิวดิน เนื่องด้วยดินที่ถูกนำมาถมกลับทำเป็นถนนต้องมีกำลังรับแรงเฉือนสูงเพื่อสามารถให้รถบรรทุกทุกสามารถเดินทางได้ และยังได้รับการบดอัดเพิ่มเติมจากแรงที่รถบรรทุกมากระทำ และดินถมบ่อที่มีกำลังรับน้ำหนักต่ำมากจะอยู่บริเวณ BH-8 และ BH-14 เนื่องจากเป็นบริเวณที่ดินเลนหรือดินที่มีคุณสมบัติทางวิศวกรรมไม่ดีไหลไปรวมตัวกันอยู่ ทำให้พื้นที่นั้นมีค่ากำลังรับแรงเฉือนต่ำที่สุด

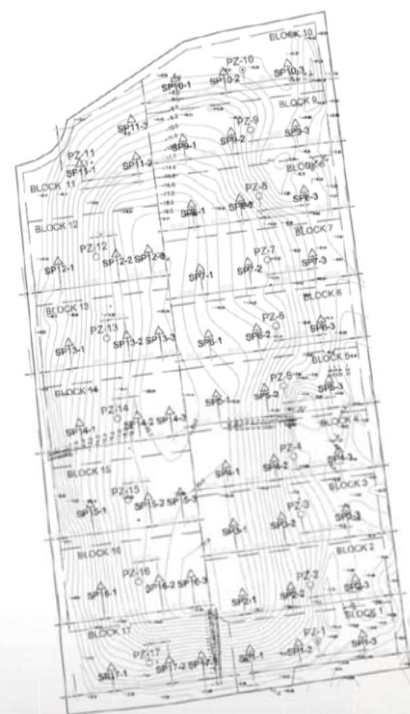
2.2 การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีสุญญากาศ (Vacuum Consolidation Method)

พื้นที่ที่ใช้ในการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM มีพื้นที่หน้าตัดขนาด 73,432 ตารางเมตร และความหนาของชั้นดินถมมีตั้งแต่ 6 ถึง 20 เมตรจากผิวดิน แบ่งออกเป็น 17 แปลงดังรูปที่ 7 และรูปตัดขวางแสดงการวางเครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมดินดังรูปที่ 8 โดยมีการใช้แรงดูดสุญญากาศ -70 kPa เพื่อให้ก่อให้เกิดน้ำหนักรีดทับ 70 kPa เทียบเท่ากับดินถมสูง 3.5 เมตร (ความหนาแน่นของดิน 20 kN/m³) และใช้ดินถมน้ำหนัก (Surcharge

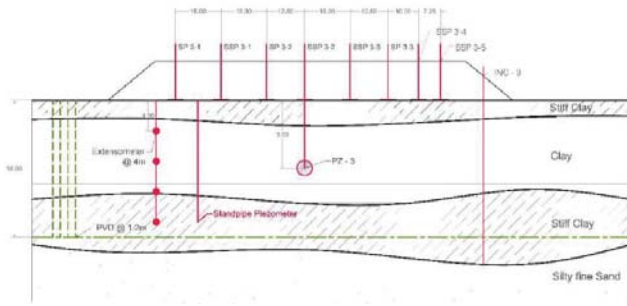
Load) ด้านบนมีความสูง 1-1.5 เมตร เพื่อเร่งอัตราการระบายน้ำ โดยความยาวของ PVDs แต่ละแผ่นมีขนาดหน้าตัด (a x b) 100 มิลลิเมตร x 5 มิลลิเมตร ขณะที่ Mandrel ที่ใช้ในการติดตั้งมีขนาดหน้าตัด (w x l) 150 มิลลิเมตร x 45 มิลลิเมตร และกำหนดรูปแบบการติดตั้งแบบจัตุรัส (Square Pattern) ระยะห่าง 1 เมตร ขั้นตอนการก่อสร้างการปรับปรุงด้วยวิธี VCM โดยใช้ PVDs และดินถม (Surcharge Loading) สามารถสรุปได้ดังตารางที่ 1

ตารางที่ 1 ลำดับการก่อสร้างระบบการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธีสุญญากาศ

งาน	รายละเอียด
ถม Sand Blanket	หนาประมาณ 0.5 เมตร เพื่อใช้ในการรับแรงเพื่อการติดตั้ง PVDs และช่วยระบายน้ำ
ติดตั้ง PVDs แนวตั้ง	ติดตั้ง PVDs ถึงระดับความลึก 6 - 20 เมตร ตามความลึกของดินถมบ่อ
ติดตั้ง PVDs แนวนอน	ติดตั้ง PVDs ในแนวนอนเพื่อช่วยระบายน้ำ และกระจายแรงดูดสุญญากาศ
ติดตั้ง Airtight Sheet	ป้องกันการรั่วออกของแรงดูดสุญญากาศ
ติดตั้งเครื่องตรวจวัด	ติดตั้งเครื่องมือตรวจวัดเพื่อใช้ในการตรวจสอบคุณภาพในการปรับปรุงดิน
เปิดระบบ VCM	เปิดปั๊มเพื่อดูดน้ำ และอากาศออกจากดินถมบ่อจนกระทั่งอัตราการทรุดตัวถึงร้อยละ 90 ของทั้งหมดจึงปิดระบบ
ถม Surcharge Loading	ถมดินสูง 1.0-1.5 เมตร เพื่อช่วยเร่งการอัดตัวคายน้ำ



รูปที่ 7 ตำแหน่งการแบ่งแปลงพื้นที่การปรับปรุง และเครื่องมือตรวจวัดในสนาม

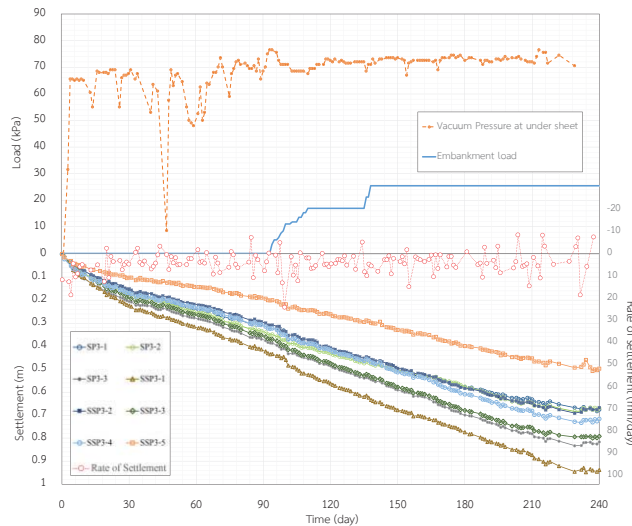


รูปที่ 8 ภาพตัดขวางแสดงการวางเครื่องมือตรวจวัดพฤติกรรมทางธรณีเทคนิค

2.3 พฤติกรรมดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM

2.3.1 พฤติกรรมการทรุดตัว

พฤติกรรมการทรุดตัวของดินถมบ่อที่เกิดขึ้นในตอนเริ่มต้นหลังจากเปิดระบบสุญญากาศจะเกิดการทรุดตัวโดยทันทีเนื่องจากช่องว่างระหว่างก้อนดินถูกบีบและกดทับทุกทิศทาง ทำให้ช่องว่างพังทลายลง การทรุดตัวในช่วงที่เปิดระบบสุญญากาศเพียงอย่างเดียว ทรุดตัวมากที่สุดประมาณ 0.4 เมตร หลังจากถมหน้าดินแล้วเพิ่มน้ำเพิ่มขึ้น 1-1.5 เมตร การทรุดตัวเกิดขึ้นมากที่สุด 0.9 เมตร ณ สิ้นสุดการเปิดระบบสุญญากาศหรือการอัดตัวคายน้ำอยู่ที่ร้อยละ 90 ดังรูปที่ 9

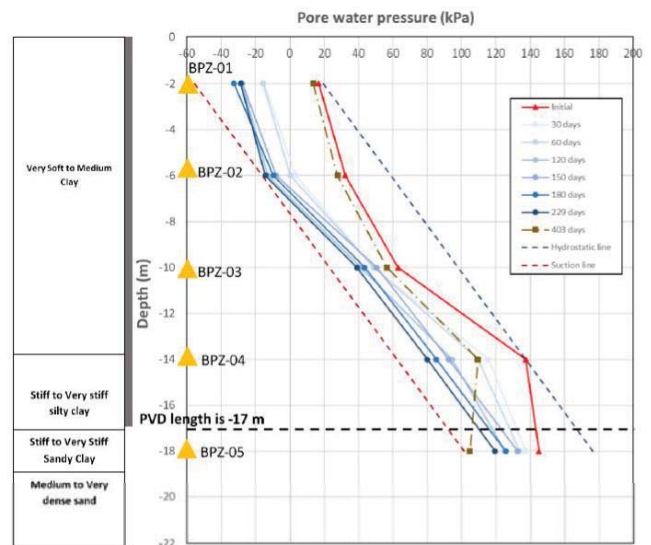


รูปที่ 9 พฤติกรรมการทรุดตัวของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM (ศาสตราจารย์ ,2562)

2.3.2 พฤติกรรมแรงดันน้ำของดินถมบ่อ

ผลการตรวจวัดแรงดันน้ำส่วนเกินในแปลงที่ 3 มีการติดตั้ง PVD 17 เมตร ซึ่งมีการติดตั้ง Piezometer (ความลึก 2, 6, 10, 14 และ 18 เมตร) เปิดระบบ VCM เป็นเวลา 229 วัน มีการเพิ่มน้ำ หนักกดทับ 2 ครั้ง ครั้งแรกวันที่ 94 (1 เมตร) และครั้งที่สองวันที่ 136 (0.5 เมตร) สามารถตรวจวัดการสลายตัวของแรงดันน้ำในช่วงแรงซึ่งมีเฉพาะการเปิดระบบ VCM แรงดันน้ำส่วนเกินลดลง 5-15 kPa แต่ ณ วันที่ 35 เกิดอุบัติเหตุที่ปั๊ม vacuum ทำให้

ให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้นฉับพลัน หลังจากเปิดระบบ VCM ใหม่อีกครั้งแรงดันน้ำลดลง และไปทางเดียวกัน และเพิ่มขึ้นเมื่อมีการเพิ่มน้ำหนักกดทับ หลังจากการเพิ่มน้ำหนักกดทับ แรงดันน้ำส่วนเกินเพิ่มขึ้น 10 kPa และสลายตัวเมื่อเวลาผ่านไป การลดลงของแรงดันน้ำส่วนเกินเมื่อเปิดระบบ VCM เป็นไปในทางเดียวกัน แต่การลดลงของแรงดันน้ำ ส่วนเกินที่ตรวจวัดได้จาก BPZ-3 (ความลึก 10 เมตร) ลดลง 27 kPa ซึ่งลดลงน้อยกว่าที่ความลึกอื่น เนื่องจากการอุดตันที่ PVD จากตะกอนทรายแป้ง ทำให้แรงดันสุญญากาศไม่สามารถกระจายได้อย่างสมบูรณ์ ที่ BPZ-5 (ความลึก 18 เมตร) แรงดันน้ำลดลง 28 kPa โดยที่ความยาวของ PVD อยู่ที่ 17 เมตร และ Piezometer ถูกติดตั้งในชั้น Stiff Clay มีชั้นทรายวางตัวอยู่ด้านล่างดังรูปที่ 10 การลดลงของแรงดันน้ำในชั้น Stiff Clay เกิดจากการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทราย เนื่องจากการลดลงของระดับน้ำใต้ดิน (Withdrawal of groundwater) การลดลงของแรงดันน้ำตลอดแนวของความยาว PVD ลดลง และเคลื่อนที่เข้าหาเส้น suction line ทั้งหมด หลังจากปิดระบบ VCM แรงดันน้ำที่ตรวจวัดได้ไม่กลับคืนสู่สภาพแรงดันน้ำสถิต (Hydrostatic Pore Pressure) เมื่อเวลาผ่านไป 174 วันหลังจากปิดระบบ แรงดันน้ำ ณ ความลึก 2 เมตร เพิ่มขึ้นเข้าใกล้เส้นแรงดันน้ำสถิตเนื่องจากมีฝนตกลงมาในพื้นที่ทำให้เกิดการซึมของน้ำในระดับตื้น ส่วนแรงดันน้ำบริเวณใกล้ชั้นทรายมีการลดลงอย่างต่อเนื่องหลังจากปิดระบบ VCM แล้ว อันเนื่องมาจากการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายที่เหนียวทำให้ในชั้นดินเหนียวไหลลงไปยังชั้นทรายทำให้เกิดการอัดตัวคายน้ำสองทาง (Two-way drainage consolidation)



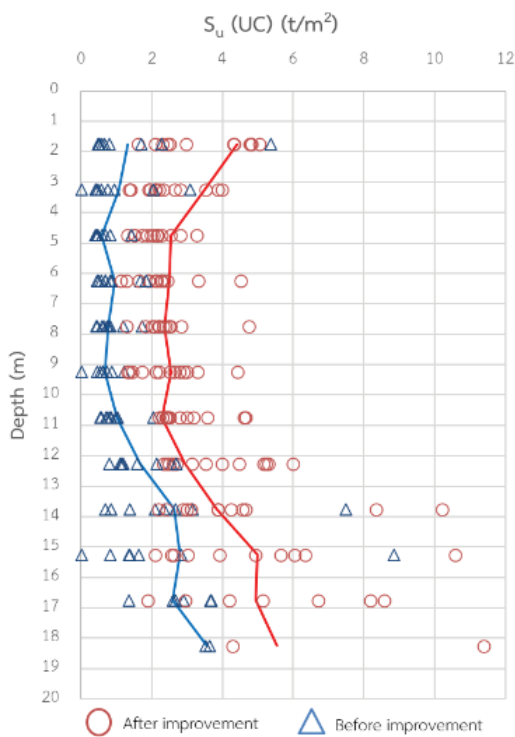
รูปที่ 10 พฤติกรรมการแรงดันของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM (ศาสตราจารย์ ,2562)

3. การวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ

3.1 กำลังแรงเฉือนไม่ระบายน้ำหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM

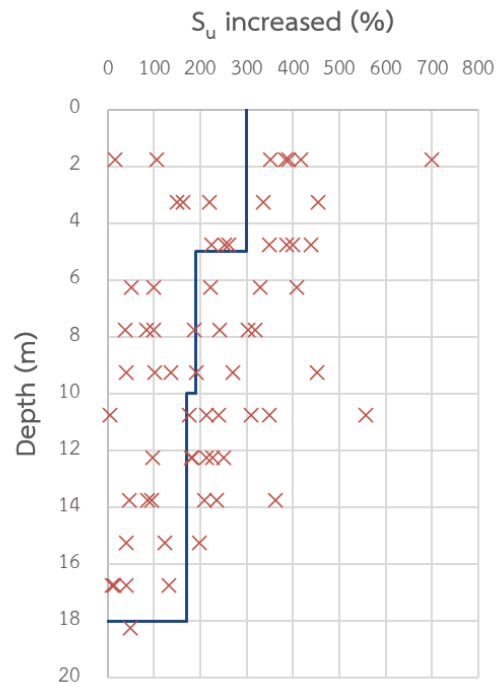
จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการคุณสมบัติของดินถมบ่อหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วย VCM ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำทดสอบ

ด้วยวิธีการ Unconfined compression test มีค่าเพิ่มขึ้นตลอดทั้งความหนาของชั้นดินเหนียวถมโป (18 – 20 เมตร) ดังรูปที่ 11 ซึ่งการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ ที่ความลึก 0-5 เมตร เพิ่มขึ้นจาก 5-10 kPa ไปยัง 25-45 kPa โดยคิดเป็นการเพิ่มขึ้นประมาณร้อยละ 265 จากก่อนปรับปรุงคุณภาพดินด้วย VCM โดยเพิ่มเนื่องจากอิทธิพลจากแรงดัน vacuum ร่วมกับ surcharge load ที่สามารถถ่ายทอดแรงดันลงดินในระดับตื้น การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ ที่ความลึก 5-10 เมตร เพิ่มขึ้นจาก 5-10 kPa ไปยัง 25 kPa โดยคิดเป็นการเพิ่มขึ้นร้อยละ 213 ได้รับอิทธิพลจากแรงดัน vacuum เพียงอย่างเดียว และที่ความลึก 10-18 เมตร เพิ่มขึ้นจาก 10-35 kPa ไปยัง 23-55 kPa มีการเพิ่มขึ้นร้อยละ 79 ซึ่งได้รับอิทธิพลจากแรงดัน vacuum แต่จะลดลงตามความลึก และชั้นดินถมโปที่มีความลึกใกล้เคียงกับชั้นทราย มีค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นเนื่องแรงดันน้ำในชั้นทรายลดลงเนื่องจากการสูบน้ำบาดาล



รูปที่ 11 ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำดินถมโปก่อนและหลังปรับปรุงด้วยวิธี VCM (Piyavat ,2019)

ถ้าหากวิเคราะห์เฉพาะดินถมโปโดยการตัดหลุมเจาะบริเวณที่เป็นแกนถนนออก การเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจะลดต่ำลงตามความลึก การเพิ่มขึ้นที่ความลึก 0-5 เมตร จะเพิ่มขึ้นร้อยละ 300 โดยเฉลี่ย ที่ความลึก 5-10 เมตร เพิ่มขึ้นร้อยละ 190 และ 10-17 เมตรจะเพิ่มขึ้นร้อยละ 170 ดังรูปที่ 12



รูปที่ 12 ร้อยละของการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินถมโป (Piyavat ,2019)

3.2 วิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยวิธี Mesri and Khan (2011)

Mesri and Khan (2011) ได้เสนอวิธีการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเนื่องจากการปรับปรุงด้วยวิธีสุญญากาศ ดังสมการที่ 1 ของ Terzaghi et al. (1996) เกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำของดินเหนียวและดินทรายแบ่งที่ถูกกดทับล่วงหน้า

$$S_u = \frac{S_{u0}}{\sigma'_p} \sigma'_v \quad (1)$$

โดย S_u คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำ

S_{u0} คือ ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเริ่มต้น

σ'_p คือ หน่วยแรงที่กระทำสูงสุดในอดีต

σ'_v คือ หน่วยแรงประสิทธิผลแนวตั้ง

ค่ากำลังรับแรงเฉือน (S_u) จะคงที่และเท่ากับค่ากำลังรับแรงเฉือนเริ่มต้น (S_{u0}) เมื่อดินอยู่ในช่วง recompression ซึ่งจะอยู่ในช่วง σ'_{v0} ถึง σ'_p เมื่อ σ'_v มีค่ามากกว่า σ'_p ค่ากำลังรับแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้น

โดย $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ สำหรับการถมน้ำหนักบรรทุกปกติ

$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + |p_{vm}|$ สำหรับการถมน้ำหนักด้วย vacuum preloading

สำหรับดินเหนียวอ่อนที่มีค่า σ'_p / σ'_{v0} และ S_{u0} / σ'_p คงที่ และ $\Delta\sigma_v$ คงที่ อัตราส่วนระหว่าง S_u / S_{u0} สามารถอธิบายได้ดังนี้

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \frac{1}{\sigma'_p / \sigma'_{v0}} + \frac{1}{\sigma'_p / \sigma'_{v0}} \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (2)$$

$$\frac{S_u}{S_{u0}} = \frac{1}{\sigma'_p / \sigma'_{v0}} + \frac{S_{u0}}{\sigma'_p} \frac{\Delta\sigma'_v}{S_{u0}} \quad (3)$$

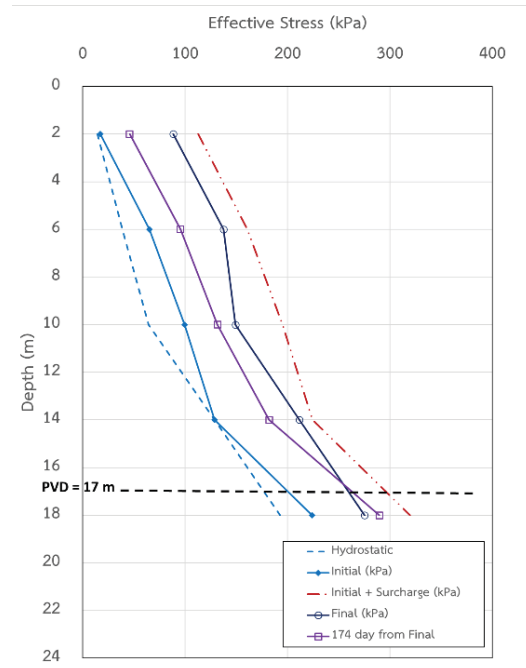
สมการที่ 2 และ 3 แสดงถึง S_u / S_{u0} มีค่าลดลงเมื่อมีการเพิ่มขึ้นของ σ'_{v0} ตามความลึก หรือการเพิ่มขึ้นของ S_{u0} นั้นเป็นจริงเมื่อ $\Delta\sigma_v$ และ $|p_{vm}|$ คงที่ การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนหรือดินทรายแข็ง สามารถวิเคราะห์ได้ตามสมการ

$$S_u - S_{u0} = (\Delta\sigma'_v - (\sigma'_p - \sigma'_{v0})) \frac{S_{u0}}{\sigma'_p} \quad (4)$$

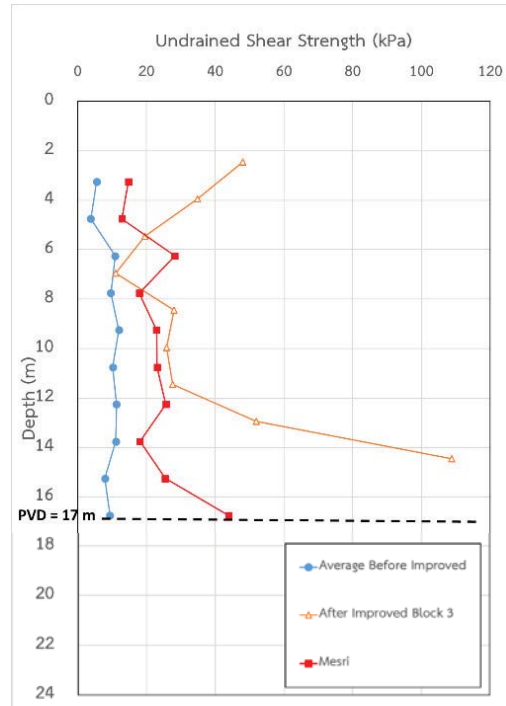
หรือ

$$S_u - S_{u0} = (\Delta\sigma'_v - \frac{1}{\sigma'_{v0}} (\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} - 1)) \frac{S_{u0}}{\sigma'_p} \quad (5)$$

จากผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเนื่องจากการปรับปรุงวิธี VCM โดยมีแรงดันสูญญากาศที่ -70 kPa และมีการเพิ่ม surcharge load ด้านบนของพื้นดินถมที่ปรับปรุงสูง 1 เมตร มีค่าประมาณ 20 kPa ค่าคุณสมบัติพื้นฐานของดินที่นำมาวิเคราะห์อยู่บริเวณ BH-5 หรือบริเวณแปลงปรับปรุงที่ 3 โดยค่าหน่วยแรงที่กระทำสูงสุดในอดีต (σ'_p) สามารถคำนวณย้อนกลับจากค่าแรงดันน้ำส่วนเกินที่สลายไปตั้งรูปที่ 10 ไปยังค่าหน่วยแรงประสิทธิผลที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการสลายไปของแรงดันน้ำในมวลดินตั้งรูปที่ 13 เปรียบเสมือนการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงสูงสุดที่กระทำในอดีต การคาดการณ์การเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำในอดีต แสดงตั้งรูปที่ 14 มีค่าเพิ่มขึ้นไปในทิศทางเดียวกันกับผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการในช่วง 6-17 เมตร แต่ในช่วง 0-6 เมตร จะมีค่าที่แตกต่างออกไปเนื่องจากหลุมเจาะสำรวจก่อนและหลังปรับปรุงคุณภาพดินมีระยะห่างกัน และสภาพดินบริเวณผิวดินอาจมีการเปลี่ยนแปลงไป การเพิ่มขึ้นในช่วง 3-6 เมตร มีค่าประมาณ 2.5 เท่า ในช่วง 6-12 เมตร มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 2 เท่า และในช่วง 12-17 เมตร มีค่าเพิ่มขึ้นประมาณ 3 เท่า จากการวิเคราะห์คาดการณ์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) จากการลดลงของแรงดันน้ำส่วนเกินในมวลดินพบว่า การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำมีค่าเพิ่มขึ้นตามแรงดันน้ำส่วนเกินที่ลดลง โดยเฉพาะบริเวณปลายของ PVDs ที่อยู่ใกล้ชั้นทรายมีการเพิ่มขึ้นชัดเจน เป็นไปในทางเดียวกับผลการทดสอบจากห้องปฏิบัติการ



รูปที่ 13 หน่วยแรงประสิทธิผลเนื่องจากการลดลงของแรงดันในมวลดิน (ศาสตร์ศิลป์ ,2562)



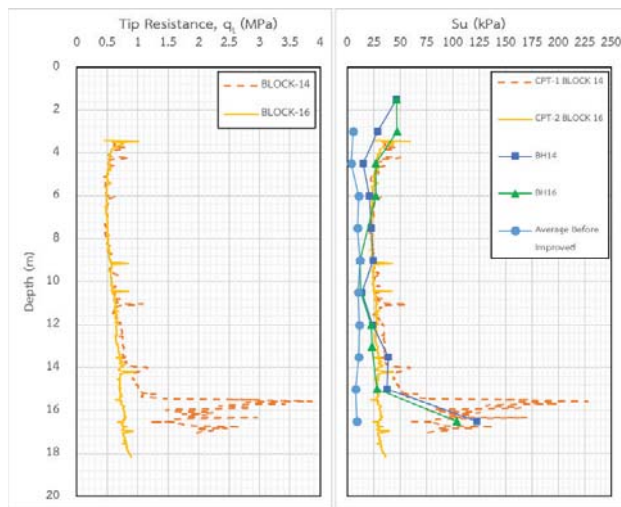
รูปที่ 14 ผลการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วย Mesri and Khan (2011) (ศาสตร์ศิลป์ ,2562)

3.3 วิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายจาก Cone Penetration Test

Campanella and Robertson (1988) เสนอการหาค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจากค่าความต้านทานของ cone (q_t) หน่วยแรงรวมกดทับจากชั้นดิน (σ_{v0}) และ cone factor (N_{KT}) ตามสมการที่ 6

$$S_u = (q_t - \sigma_{v0})/N_{KT} \quad (6)$$

โดยการทดสอบ Cone Penetration Test ในสนามหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินถมบ่อด้วยวิธี VCM มีการทดสอบ 2 ตำแหน่ง บริเวณใกล้เคียงกับหลุมเจาะสำรวจหลังจากปรับปรุงคุณภาพดินด้วยวิธี VCM แปลงที่ 14 และ 16 J. Sunitsakul et al. (2010) นำเสนอค่า cone factor สำหรับดินเหนียวอ่อนกรุงเทพ มีค่าเท่ากับ 15.6 จากการวิเคราะห์ด้วยค่า cone factor ของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพดังรูปที่ 15 พบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำมีค่ามากกว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำที่ทดสอบได้จาก Unconfined Compression Test



รูปที่ 15 ผลการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วย Cone Penetration Test ด้วย $N_{kt} = 15.6$

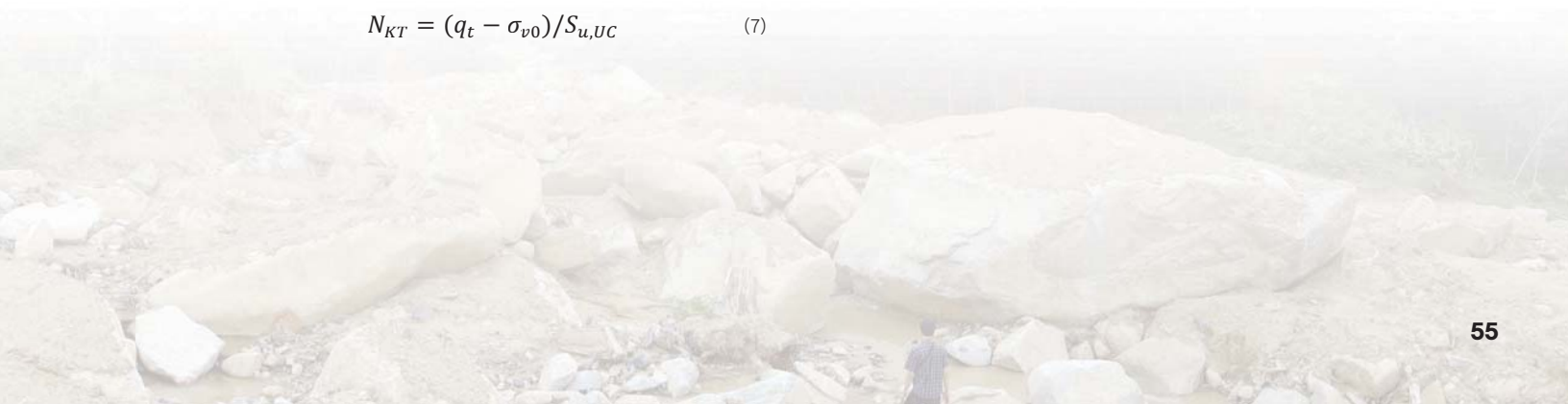
เพื่อหาค่า cone factor ที่เหมาะสมกับดินถมบ่อ ได้ศึกษาและวิเคราะห์ค่า cone factor ของดินถมบ่อจากการวิเคราะห์ย้อนกลับจากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการดังสมการที่ 7 และได้ผลการวิเคราะห์ดังตารางที่ 2 ค่าเฉลี่ยของ cone factor สำหรับดินถมบ่อมีค่าเท่ากับ 19.68 ผลที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าใกล้เคียงกับผลในห้องปฏิบัติการดังรูปที่ 16

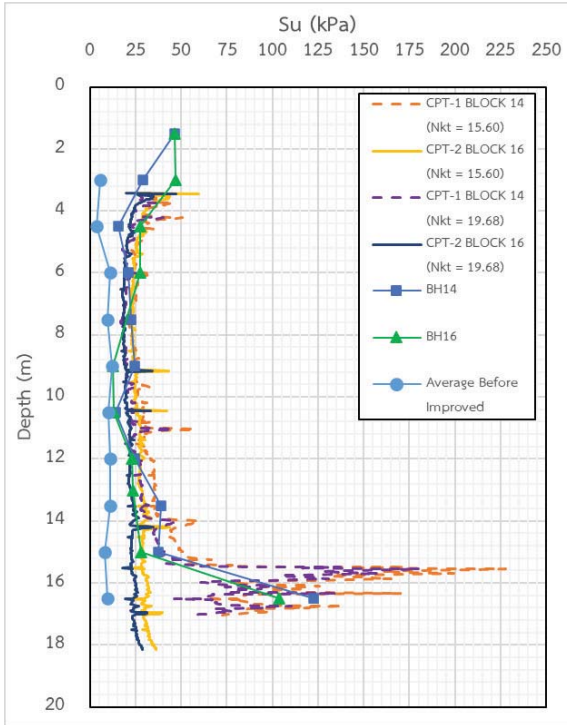
$$N_{KT} = (q_t - \sigma_{v0})/S_{u,UC} \quad (7)$$

ตารางที่ 2 การวิเคราะห์ย้อนกลับหาค่าเฉลี่ย cone factor ของดินถมบ่อ

No.CPT	Depth (m)	$q_t - \sigma_{v0}$ (kPa)	$S_{u,uc}$ (kPa)	N_{KT}
CPT-1 BLOCK 14	4.50	439.53	15.40	28.54
	6.00	476.21	21.19	22.47
	7.50	346.38	22.76	15.22
	9.00	400.74	24.53	16.34
	10.50	444.60	14.03	31.69
	12.00	529.23	24.33	21.75
	13.50	634.30	38.75	16.37
	15.00	795.92	37.67	21.13
CPT-2 BLOCK 16	4.50	423.51	27.27	15.53
	6.00	375.24	27.27	13.76
	9.00	385.74	12.36	31.21
	10.50	400.80	12.85	31.19
	12.00	454.13	23.15	19.61
	13.50	441.82	23.44	18.84
	15.00	448.40	27.96	16.04
	16.50	464.79	103.69	4.48
Average of N_{KT}				19.68

จากผลการวิเคราะห์ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Cone Penetration Test โดยใช้ค่า cone factor จากการวิเคราะห์ย้อนกลับพบว่า มีค่าสอดคล้องกับค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำจากการทดสอบ Unconfined Compression Test โดยมีการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเป็นไปในทิศทางเดียวกันกับการทดสอบ Unconfined Compression Test กล่าวคือมีการเพิ่มขึ้นตลอดทั้งความยาวของ PVDs และในช่วงปลายของ PVDs มีการเพิ่มขึ้นเนื่องจากการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทราย แต่จะมีช่วงความลึกที่ 8-12 เมตร ค่าจากการทดสอบ Cone Penetration Test ให้ค่าสูงกว่า อาจเกิดจากตัวอย่างที่นำมาทดสอบถูกรบกวนระหว่างทำการเก็บตัวอย่าง





รูปที่ 16 ผลการวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วย Cone Penetration Test ด้วย $N_{KT} = 19.68$ จากการวิเคราะห์ย้อนกลับ

4. สรุปผลการศึกษา

จากผลการวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยวิธีการเก็บตัวอย่างมาทดสอบในห้องปฏิบัติการด้วยวิธี Unconfined Compression Test (UC) และการทดสอบในสนามด้วย Cone Penetration Test (CPT) ร่วมกับการวิเคราะห์จากทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) ที่ได้ศึกษาการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี Vacuum Consolidation Method (VCM) สามารถสรุปผลได้ดังนี้

ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายของดินถมบ่อก่อนปรับปรุงคุณภาพด้วยวิธี VCM มีค่าแตกต่างจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพมหานครบริเวณรอบข้าง คือค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำต่ำและไม่เพิ่มขึ้นตามความลึก ซึ่งแตกต่างจากดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่ตกตะกอนตามธรรมชาติซึ่งเพิ่มขึ้นตามความลึก ซึ่งส่งผลให้เมื่อน้ำหนักมากกดทับบนพื้นที่บ่อถมดิน มวลดินถมบ่อจะไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ดี ทำให้เกิดการวิบัติแบบ shear flow แต่ในส่วนของค่ากำลังรับแรงเฉือนบริเวณทางเดินรถบรรทุกมีค่าสูงประมาณ 20 kPa มีความหนา 6 เมตรจากผิวดิน เนื่องด้วยดินที่ถูกนำมาถมกลับทำเป็นถนนต้องมีกำลังรับแรงเฉือนสูงเพื่อให้รถบรรทุกสามารถเดินทางได้

การวิเคราะห์การเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำด้วยทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) มีค่าใกล้เคียงกับการทดสอบจาก Unconfined Compression Test และการทดสอบในสนาม Cone Penetration Test โดยใช้ค่า Cone factor เท่ากับ 19.68 โดยมีการเพิ่มขึ้นสอดคล้องไปในทิศทางเดียวกัน โดยมีการเพิ่มขึ้นบริเวณ 0-5 เมตร มีการเพิ่มขึ้น 2-3 เท่า ช่วง 5-10 เมตรมีการเพิ่มขึ้น 2 เท่า และในช่วง 10-17 เมตร จะเพิ่มขึ้น 2 เท่า

ปัจจัยที่มีผลกระทบต่อการเพิ่มขึ้นของค่ากำลังรับเฉือนไม่ระบายน้ำสามารถแบ่งออกได้เป็น ผลกระทบจากการเพิ่มน้ำหนักกดทับด้านบนด้วย surcharge load จะสังเกตจากการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนบริเวณด้านบนจะมีค่ามากกว่าบริเวณช่วงกลางของ PVDs ผลกระทบต่อมาคือการลดลงของแรงดันน้ำในชั้นทรายส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนไม่ระบายน้ำเพิ่มขึ้นถึงแม้ว่าดินบริเวณนั้นจะอยู่ส่วนปลายของ PVDs ถูกวิเคราะห์ด้วยทฤษฎีของ Mesri and Khan (2011) เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงประสิทธิผลจากการลดลงของแรงดันน้ำในมวลดิน

กิตติกรรมประกาศ

บทความนี้ได้รับการสนับสนุนจากบริษัท แสนสิริ จำกัด (มหาชน) บริษัท ไทย มารูยามา อินดัสทรี จำกัด และ ศูนย์วิจัยปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เอกสารอ้างอิง

- [1] Hartlen, J., & Ingers, C. (1981). Land Reclamation Using Fine-Grained Dredged Material. *Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Balkema, Rotterdam, 1, 145-148.
- [2] Leung, C. F., Wong, J. C., Manivanann, R., & Tan, S. A. (2001). Experimental Evaluation of Consolidation Behavior of Stiff Clay Lumps in Reclamation Fill. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 24(2), 145-156
- [3] Bergado, D. T., Balasubramaniam, A. S., Jonathan Fanin, R., & Holtz, R. D. (2002). Prefabricated vertical drains in soft Bangkok clay : A case study of the new Bangkok International Airport project. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(39), 304-315.
- [4] Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Balasubramaniam, A. S., & Wijeyakulasuriya, V. (2005). Predictions and observations of soft clay foundations stabilized with geosynthetic drains and vacuum surcharge. *Ground Improvement - Histories Book*, vol 3. Elsevier, London, 3, 199-230.
- [5] ศาสตราจารย์ ภัคดิเมธ. (2562). การวิเคราะห์พฤติกรรมแรงดันน้ำส่วนเกินของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, วิทยาลัยวิศวกรรมศาสตร์มหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา.
- [6] Mesri, G., & Khan, A. Q. (2011). Increase in Shear Strength Due to Vacuum Preloading. *Proceeding of 2011 Pan-Am CGS Geotech Conference, Canadian Geotechnical Society, Toronto, Canada.*

- [7] Campanella, R. G., & Robertson, P. K. (1988). Current status of the piezometer test. *Penetration Testing, I Sopt De Ruiter (ed.) Balkema, Rotterdam, 93-116.*
- [8] Piyavat Ngernbumrung. (2019). *Strength Improvement of Bangkok Soft Clay Backfilled in Lake with Vacuum PVD Technique.* (M.S. thesis), Asia Institute of Technology.
- [9] Sunitsakul, J, Sawatparnich, A., and Apimeteetamrong, S. (2010). Basic soil properties from CPT in Bangkok clay for highway design. 2nd Symposium for Cone Penetration Testing, May 9-10, 2010 , Huntington Beach, California.



การศึกษาการรับกำลังแรงกดแกนเดียวของ เฮลิคอล์พายในชั้นดินกรุงเทพฯ

Axial load testing of helical pile in Bangkok soil layers.

ณัฐกักร วุฒิการณ

¹ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพฯ natthaphat.wutthikan@gmail.com

บทคัดย่อ

Helical pile หรือเสาเข็มสำเร็จรูปที่ทำจากท่อเหล็กโดยมีแผ่นเกลียวเหล็กเชื่อมประสานเข้ากับตัวท่อ สามารถติดตั้ง รื้อถอนได้อย่างสะดวก รวดเร็ว จึงมีการใช้กันอย่างแพร่หลายในงานด้านวิศวกรรมเพื่อสนับสนุนโครงสร้างเช่น คลังสินค้า เสาส่งไฟฟ้าและอาคารที่อยู่อาศัย โดยกลไกการรับกำลังของเสาเข็มจะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทานผิวระหว่างตัวท่อต่อดินและแรงแบกทานของเสาเข็มที่ขึ้นอยู่กับขนาดและจำนวนของแผ่นเกลียวเหล็ก ทำให้หลักการคำนวณมีความแตกต่างไปจากเสาเข็มทั่วไป จึงจำเป็นต้องศึกษากลไกการรับน้ำหนักและพฤติกรรมของเสาเข็มเมื่อถูกแรงกด บทความนี้นำเสนอผลการวิเคราะห์ข้อมูลการทดสอบน้ำหนักบรรทุกของ Helical pile พื้นที่หน้าตัดขนาดใหญ่ในชั้นดินกรุงเทพฯ เพื่อศึกษาพฤติกรรมการถ่ายโอนน้ำหนักของเสาเข็ม โดยผลการทดสอบที่นำมาวิเคราะห์ประกอบด้วย การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบสถิตยศาสตร์ (static pile load test) และผลของแรงที่กระทำต่อเสาเข็ม โดยการติดตั้งเกจวัดความเครียด (strain gauge) ซึ่งเสาเข็มที่นำมาทดสอบมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางท่อ 8.625 นิ้ว ยาวท่อนละ 20 นิ้ว และเชื่อมประสานเข้ากับแผ่นเกลียวเหล็กยาวเส้นผ่านศูนย์กลาง 3x26 นิ้ว โดยผลที่ได้จากการทดสอบจะถูกนำไปใช้วิเคราะห์เพื่อหาขนาดพารามิเตอร์ของเสาเข็มที่เหมาะสมกับชั้นดินกรุงเทพฯ

คำสำคัญ: การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบสถิตยศาสตร์, Helical pile, Screw pile, โหลดตามแนวแกน, เกจวัดความเครียด, ชั้นดินกรุงเทพฯ

Abstract

Helical pile foundations, made from a steel tube with helical plates, can install quickly and easily dismantled, therefore it is widely used in engineering application to support such structures as warehouses, power transmission towers and residential buildings. The capacity of the pile depends on skin friction between pipe and soil another is end bearing depends on diameter and the number of helix, therefore it is important to study the mechanism of axial load transfer and behavior of the pile when received compression load. This article presents the results analysis of static pile load test and behavior data from strain gauges. The piles tested were 8.625 inches in diameter, 20 inches long and welded the pipe with helix diameter 3x26 inch. The results obtained from the test will be used to analyze in order to find the size of the pile parameters that are suitable for Bangkok soil layers.

Keywords: Static pile load test, Helical pile, Screw pile, Axial load, Strain gauge, Bangkok soil layers

Keywords: (3-5 keywords must be given) abstract, format, methods

1. คำนำ

ในปัจจุบันกรุงเทพมหานครมีการเจริญเติบโตและมีสิ่งปลูกสร้างเพิ่มมากขึ้น แต่เนื่องจากมีพื้นที่การปลูกสร้างค่อนข้างจำกัดทำให้การก่อสร้างหรือต่อเติมอาคารนั้นเป็นไปได้ยากลำบาก เพราะนอกจากจะต้องออกแบบฐานรากให้มั่นคงแล้ววิศวกรยังต้องคำนึงถึงผลกระทบต่อพื้นที่ข้างเคียงให้มากที่สุด เสาเข็มปิกเกลียว (Helical pile) จึงเป็นเสาเข็มอีกประเภทหนึ่ง que เริ่มมีการนำเข้ามาใช้อย่างแพร่หลายในงานด้านวิศวกรรมเพื่อรองรับโครงสร้าง เนื่องจากการติดตั้งตัวเสาเข็มปิกเกลียวจะใช้มอเตอร์หมุนตัวเสาเข็มลงไปดินทำให้เสาเข็มปิกเกลียวสามารถติดตั้งและรื้อถอนได้อย่างสะดวก รวดเร็วรวมทั้งมีผลกระทบต่อและรบกวนพื้นที่รอบข้างน้อย จึงเริ่มมีการใช้งานเสาเข็มประเภทนี้เพิ่มขึ้นในประเทศไทย เช่น ป้ายโฆษณา สะพานขนาดเล็กและอาคารที่อยู่อาศัย แต่เนื่องจากกลไกการรับน้ำหนักของเสาเข็มปิกเกลียวขึ้นอยู่กับแรงเสียดทานผิวระหว่างตัวแกนต่อดินและแรงแบกทานของเสาเข็มซึ่งขึ้นอยู่กับขนาดและจำนวนของแผ่นเกลียวเหล็กทำให้หลักการคำนวณจะมีความแตกต่างไปจากเสาเข็มทั่วไป

งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มปิกเกลียวในชั้นดินกรุงเทพฯมหานคร โดยข้อมูลผลการทดสอบถูกนำมาวิเคราะห์เพื่อศึกษาพฤติกรรมการถ่ายโอนน้ำหนักของเสาเข็มที่ระดับความลึกต่างๆและหาค่าพารามิเตอร์ที่เหมาะสม เพื่อใช้ในการออกแบบและปรับปรุงเสาเข็มให้ใช้งานได้กับชั้นดินกรุงเทพฯอย่างมีประสิทธิภาพต่อไป

2. ลักษณะชั้นดินบริเวณพื้นที่ทดสอบ

ชั้นดินบริเวณพื้นที่ทดสอบชั้นบนสุดหนาประมาณ 13 เมตร จะเป็นชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft Clay) ถัดลงไป 4 เมตร จะเป็นชั้นดินเหนียวแข็งปานกลาง (Medium Clay) จากนั้นจะเป็นชั้นดินเหนียวแข็ง (Stiff Clay) จนไปถึงชั้นทราย (Dense Sand) ที่ความลึกประมาณ 21 เมตรจากผิวดิน ดังแสดงในตารางที่ 1 แสดงผลการทดสอบ Standard penetration test (SPT) และคุณสมบัติทางวิศวกรรมของชั้นดิน

ตารางที่ 1 สรุปผลการทดสอบ SPT, และค่า S_u และ ϕ ของชั้นดินบริเวณที่ทดสอบ

Depth (m)	Soil description	Undrain shear strength (t/m ²)	Total unit weight (t/m ³)	SPT	Friction angle
1	Soft Clay	1.36	1.66		
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13	Medium Clay	4.40	1.6	13	
14					
16					
17					
18	Stiff Clay	8.20	1.9	26	
19					
20	Dense Sand		2.04	28	31
21					
22					
23					
24					
25					

3. การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกด้วยวิธีสถิตยศาสตร์

การทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มแบบสถิตยศาสตร์ (Static Pile Load test) เป็นการทดสอบโดยเพิ่มแรงกระทำโดยตรงต่อเสาเข็มเพื่อประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักและพฤติกรรมของเสาเข็มเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก ในการทดสอบครั้งนี้ทำการทดสอบตามมาตรฐาน Modified ASTM D1143/D 1143M-07 โดยการเพิ่มและลดน้ำหนักทดสอบตามขั้นตอนต่อไปนี้

รอบที่ 1 : 0 % = 0 Ton >>> 25% = 25 Ton >>> 50% = 50 Ton >>>75% = 75 Ton >>> 100% = 100 Ton >>>75% = 75 Ton >>> 50% = 50 Ton >>> 25% = 25 Ton >>> 0 % = 0 Ton

รอบที่ 2 : 0 % = 0 Ton >>> 25% = 25 Ton >>> 50% = 50 Ton >>>75% = 75 Ton >>>100% = 100 Ton >>> 125% = 125 Ton >>> 150% = 150 Ton >>> 175% = 175 Ton >>> 200% = 200 Ton >>> 150% = 150 Ton >>>100% = 100 Ton >>> 50% = 50 Ton >>> 0 % = 0 Ton



รูปที่ 1 เสาเข็มและคานเหล็กทดสอบ



รูปที่ 2 ติดตั้งเสาเข็มทดสอบ



รูปที่ 3 ประกอบคานเหล็กเพื่อใช้ทดสอบ

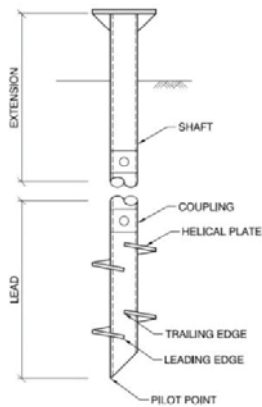


รูปที่ 4 ตรวจสอบการทรุดตัวจาก Dial gauges

4. เสาเข็มปีกเกลียว (Helical pile)

Helical pile คือ เสาเข็มเหล็กสำเร็จรูปที่ผลิตในโรงงานอุตสาหกรรม ทำการก่อสร้างโดยการหมุนเสาเข็มเข้าไปในดินเพื่อใช้รองรับน้ำหนักอาคารหรือสิ่งปลูกสร้าง สำหรับนิยามของ helical pile สามารถนิยามได้ดังนี้ Helical Pile (noun) “A manufactured steel foundation consisting of one or more helix-shaped bearing plates affixed to a central shaft that is rotated into the ground to support structures.” The phrase “helical pile” is generally used for compression applications, whereas the phrase “helical anchor” is reserved for tension applications. (Perko 2000)

ส่วนประกอบของเสาเข็ม helical ประกอบด้วย 2 ส่วนหลักคือ ตัวแผ่นปีก (Helical plate) และส่วนของท่อน (Shaft) นอกจากนี้ยังมีประอบเสริมอื่นๆเช่น สลัก (Bolt) หรือ pile cap เป็นต้น รูปที่ 1 แสดงส่วนประกอบของเสา helical โดยแผ่นปีกเป็นตัวรับน้ำหนักของปลายเสาเข็ม (end bearing) และส่วนท่อนคือส่วนสำหรับแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน (skin friction)



รูปที่ 5 ส่วนประกอบของเสาเข็ม helical (Mohajerani et al. 2016)

4.1 การคำนวณการรับแรงของเสาเข็มเกลียวด้วยวิธี Individual bearing method

สกรคำนวณโดยวิธี Individual bearing method มีแนวคิดในการคำนวณคือ กำลังรับแรงปลายเสาเข็ม (End bearing) เกิดขึ้นในแต่ละแผ่น helix จึงทำให้สมการของกำลังรับแรงแบกทานของเสาเข็มคือ ผลรวมของกำลังรับแรงปลายเสาเข็มของแต่ละแผ่นรวมกับแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็มและดิน

$$Q_u = \sum Q_{bearing} + Q_{shaft} \quad (1)$$

เมื่อ

- Q_u คือกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัย
- $Q_{bearing}$ คือแรงต้านทานปลายเสาเข็ม
- Q_{shaft} คือแรงเสียดทานระหว่างเสาเข็ม

$$Q_{bearing} \text{ คำนวณจาก } Q_{bearing} = \sigma'_v N_q A_h \quad (2)$$

$$Q_{shaft} \text{ คำนวณจาก } Q_{shaft} = K \sigma'_{v(ave)} \tan \delta A_s \quad (3)$$

เมื่อ

- σ'_v คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งที่ปลายเสาเข็ม
 - N_q คือแฟคเตอร์กำลังรับแรงแบกทาน
 - A_h คือ พื้นที่หน้าตัดของแผ่น helix
 - $\sigma'_{v(ave)}$ คือความเค้นประสิทธิผลในแนวตั้งเฉลี่ยตลอดความยาวเสาเข็ม
 - δ คือ มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย (ตารางที่ 2 และ ตารางที่ 3)
 - K คือสัมประสิทธิ์ความดันด้านข้าง (ตารางที่ 4)
 - A_s คือพื้นที่รอบรูปของเสาเข็มแฟคเตอร์
- กำลังรับแรงแบกทาน (N_q) สามารถหาค่าได้จากรูปที่ 2

ตารางที่ 2 มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย (δ) (Stas and Kulhawy, 1984)

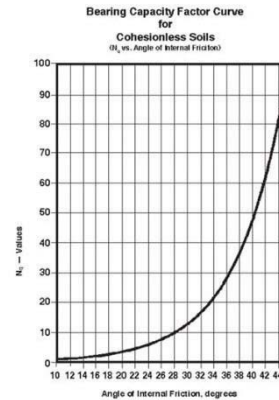
ผิวสัมผัส	δ / ϕ'
ทราย/เหล็กผิวหยาบ	0.7-0.9
ทราย/เหล็กผิวเรียบ	0.5-0.7

ตารางที่ 3 มุมเสียดทานระหว่างเสาเข็มและทราย (δ) (ASS, 1984)

ชนิดเสาเข็ม	δ
เหล็ก	20°

ตารางที่ 4 สัมประสิทธิ์ความดันด้านข้าง (Broms, 1965)

ชนิดเสาเข็ม	K	
	loose	Dense
เหล็ก	0.5	1.0



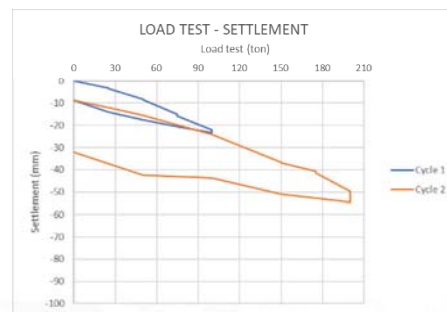
รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างมุมเสียดทานประสิทธิผลของทรายและค่า N_q (Hubbell Power Systems, Inc)

5. บทสรุป

ผลการทดสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของเสาเข็มปักเกลียวด้วยวิธีสถิตยศาสตร์พบว่า

- รอบที่ 1 (น้ำหนักทดสอบสูงสุด 100 ตัน) เสาเข็มมีค่าการทรุดตัวรวม 23.23 มม. ค่าการทรุดตัวถาวร 8.66 มม. มีค่าการคืนตัว 14.57 มม.
- รอบที่ 2 (น้ำหนักทดสอบสูงสุด 200 ตัน) เสาเข็มมีค่าการทรุดตัวรวม 54.55 มม. ค่าการทรุดตัวถาวร 32.12 มม. มีค่าการคืนตัว 22.43 มม.

พิจารณาจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุก-ค่าการทรุดตัว ในรูปที่ 3 พบว่ากราฟความสัมพันธ์ในรอบที่ 1 และ 2 ยังอยู่ในช่วงฮิสเทติก เนื่องจากไม่เกิดการหักงออย่างฉับพลันแต่อย่างใด แสดงว่าเสาเข็มทดสอบสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทดสอบที่ 200 ตัน ได้ขณะทำการทดสอบ



รูปที่ 7 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักทดสอบ-ค่าการทรุดตัว

เอกสารอ้างอิง

- [1] Perko, H.A., 2009. Helical Piles: A Practical Guide To Design and Installation, 1st ed. John Wiley & Sons Inc, USA.

การทดสอบหาพฤติกรรมทรุดตัวจากการถมดิน โดยใช้เครื่องหมุนเหวี่ยงทางวิศวกรรม

Backfilled Lump Soil Settlement Behavior by Centrifuge Modelling Method

จริญญาโรจน์ ผสมทรัพย์
ปัทมวิษ ชาติ
ศรัณยู เรืองฉาย

โครงการงานวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ประจำปี พ.ศ. 2562

ในปัจจุบัน จำนวนโครงการก่อสร้างนั้นเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ทำให้พื้นที่ที่จะใช้เริ่มโครงการ อสังหาริมทรัพย์ต่างๆ ไปเหลือน้อยลงทุกที ส่งผลให้ราคาที่ดินในปัจจุบันนั้นพุ่งสูงขึ้นเมื่อเทียบกับในอดีต ทำให้ผู้พัฒนาอสังหาริมทรัพย์จำเป็นต้องซื้อที่ดินที่เป็นบ่อน้ำเก่า หรือบ่อฝังกลบขยะเดิมมาปรับปรุงคุณภาพอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ ซึ่งการจะนำที่เหล่านี้มาใช้ในการก่อสร้าง จำเป็นที่จะต้องมีการนำดินที่นำมาจากหลายแหล่งมาถมเพิ่มเติมพื้นที่ อย่างไรก็ตาม การนำดินถมมาใช้นั้นทำให้เกิดพฤติกรรมทรุดตัวที่แตกต่างจากดินธรรมชาติอย่างเห็นได้ชัด ซึ่งการทรุดตัวจะเกิดขึ้นทันทีหลังจากที่เพิ่มน้ำหนักกดทับลงไป ซึ่งในสนามเราไม่สามารถศึกษาและเข้าใจพฤติกรรมเหล่านี้ได้ จึงเป็นจุดเริ่มต้นของโครงการเล่นนี้ เพื่อที่จะศึกษาพฤติกรรมเหล่านั้นในแบบจำลอง โดยใช้เครื่องหมุนเหวี่ยงทางวิศวกรรมมาช่วยเร่งเวลา ทำให้เราสามารถศึกษาพฤติกรรมที่ต้องใช้เวลานานในการศึกษาได้ ในระยะเวลาอันสั้น โครงการนี้ประกอบไปด้วย 2 ส่วนหลักๆ ได้แก่ การศึกษาเก็บข้อมูลจากสนาม ซึ่งจะเก็บกำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวจากหลุมเจาะ และวัดค่าการทรุดตัวตลอดช่วงเวลาการปรับปรุงคุณภาพดินด้วย ในส่วนที่สองคือการทดลองหมุนเหวี่ยงแบบจำลองด้วยเครื่องหมุนเหวี่ยงทางวิศวกรรมปฐพี เริ่มจากการสร้างแบบของก้อนดินถม และปล่อยลงไปบนอะคริลิกใสกั้นน้ำทรงกระบอก เพื่อจำลองการถมดินลงไปบนชั้นดินถมจริง จากนั้นจะแบ่งการศึกษาเป็น 2 กรณี คือแบบมีน้ำหนักกดทับ และไม่มีน้ำหนักกดทับ ซึ่งจะถูกนำไปเหวี่ยงในเครื่องหมุนเหวี่ยงทางวิศวกรรมเป็นระยะเวลา 48 นาที ที่ระดับแรงโน้มถ่วงเท่ากับ 30 เท่า ซึ่งเทียบเคียงกับเวลาจริงเท่ากับ 1 เดือน จากนั้นนำค่าที่ได้จากการศึกษาภาคสนามและใน

ส่วนด้านล่างของชั้นดิน มีค่ากำลังเพิ่มสูงขึ้นกว่าช่วงอื่นๆ อย่างชัดเจน และค่าอัตราการทรุดตัวจากการทดลอง ซึ่งแบ่งเป็นแบบไม่มีน้ำหนักกดทับ และมีกดทับมีค่าเท่ากับ 9.27% และ 9.95 % ตามลำดับ

ABSTRACT

In the present time, the numbers of the construction project are tremendously rising. Land cost is much more expensive compared to the past. These made the property developers start buying the abandoned pond or old waste landfill to start the construction projects which needs to use the soil from various sources to use filling the area. However, using the backfilled lump soil leads to the unusual excessive settlement pattern either during the construction and after the construction finished. The settlement pattern of the backfilled lump soil is significantly divergent from the natural soils, which is the first period after the backfilling is finished, the settlement rate is much higher. In the field, we cannot study and understand the reasons. So, this is the motivation of this senior project, to study them using the geotechnical centrifuge machine. This project is composed of two phases. The first is the site investigation to gather the results of undrained shear strength from borehole and settlement rate. The second is Centrifugal Laboratory, making model of clay lumps and dumped into the waterproof-cylindrical acrylic to model the clay backfilled layer, then divided to two cases of study. The first one is without putting surcharge load, and another one is the

surcharge load. Then put it on the geotechnical centrifuge machine to accelerate the level of the gravity for 48 minutes at 30 g-level, which will give the results of the one-month long consolidation of the prototype. Then comparing the outcome from the field studies and lab analysis which give positive results. The undrained shear strength from either the lab or the field given the same trend, that near the bottom of the layer, the strength of the soil is clearly increased. In addition, the settlement rate results from the centrifugal laboratory of without surcharge load and with surcharge load are 9.27% and 9.95% respectively.

บทนำ

ในปัจจุบันเริ่มมีบริษัทก่อสร้างมีทรัพย์จำนวนมากขึ้น จึงก่อให้เกิดโครงการก่อสร้างใหม่เป็นจำนวนมาก ทั้งในแนวราบและแนวสูง ทำให้เป็นที่แข่งขันกันในการแย่งชิงที่ดิน ซึ่งก็จะมีทั้งโครงการที่ได้ที่ดินบริเวณที่เป็นพื้นดินเลยและก็จะมีการที่จำเป็นต้องถมดินลงไปเพื่อเติมเต็มช่องว่าง เช่น ที่ดินเดิมเป็นบ่อน้ำ เป็นต้น โดยไม่ว่าจะจะเป็นแบบไหนก็จำเป็นที่จะต้องคำนึงถึงปัญหาทางด้านวิศวกรรมปฐพี หลักๆก็คือปัญหาการทรุดตัวของชั้นดิน ปัญหาการทรุดตัวของชั้นดินนั้นเมื่อมองผิวเผินอาจเป็นเรื่องเล็กน้อย แต่ถ้าไม่จัดการด้วยวิธีที่ถูกต้องก็อาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อองค์อาคารได้อย่างมาก โดยเฉพาะโครงการที่เป็นแบบอาคารสูง ต้องเน้นการปรับปรุงคุณภาพดินเป็นอย่างมาก โดยการปรับปรุงคุณภาพดินนั้นมีหลายวิธีมาก อาทิเช่น การทำ Dynamic Compaction โครงการที่จำเป็นที่จะต้องถมดินอาจคาดคะเนอัตราการทรุดตัวของดินได้ยาก เนื่องจากดินจะทรุดตัวไวกว่าปกติ ทั้งนี้ทั้งนั้นเราไม่ทราบว่าจะสาเหตุจริงๆที่เป็นเช่นนั้น เป็นเพราะช่องว่างขนาดใหญ่ที่อยู่ระหว่างก้อนดินถม (Inter lump void) ที่เป็นตัวการทำให้ดินทรุดตัว

เร็วกว่าปกติ ตามที่ Leung et al.(2001) ได้ศึกษาและทำการทดสอบการทรุดตัวด้วยเครื่องหมุนเหวี่ยง

วัตถุประสงค์ของโครงการ

- เพื่อเปรียบเทียบค่ากำลังรับแรงของดินถมก่อนและหลังจากการทรุดตัว
- เพื่อศึกษาพฤติกรรมทรุดตัวของดินถมเนื่องจาก Inter Lump Void ภายในชั้นดินถม
- เพื่อศึกษาพฤติกรรมการระบายน้ำของดินถมบ่อ (Backfilled Lump Soil)

ขอบเขตของโครงการ

- ทดสอบมวลดินถมด้วยเครื่องจำลองแบบหมุนเหวี่ยงทางวิศวกรรม เพื่อวิเคราะห์การทรุดตัวของดินถม
- สภาพดินในโครงการมีคุณสมบัติแปรปรวน เนื่องจากแหล่งดินที่นำมาถมมาจากหลากหลายที่

วิธีการดำเนินโครงการ

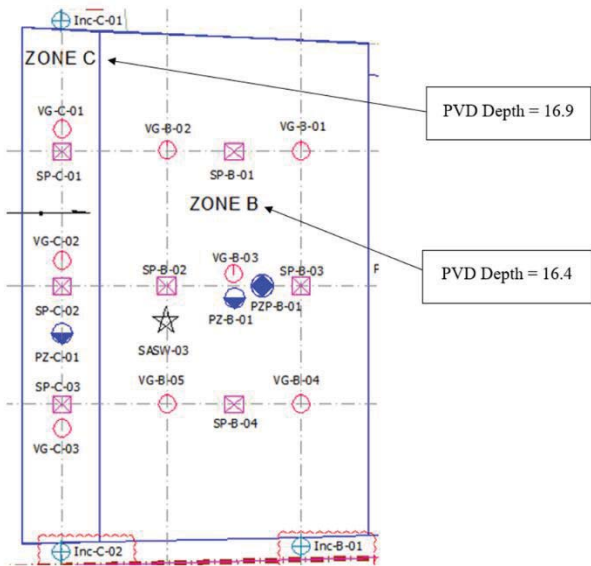
- สำรวจและศึกษาลักษณะพื้นที่ของโครงการสำรวจลักษณะดินถมบ่อ
- รวบรวมข้อมูลพฤติกรรมของดินในสนาม ค่าการทรุดตัวที่ผิวดิน ตรวจวัดจาก Surface Settlement Plate ค่าคุณสมบัติต่างๆของดิน เราได้ทำการเก็บค่ากำลังรับแรงของดินเหนียว (Undrained Shear Strength) และเปอร์เซ็นต์ความชื้นของดิน (Water Content) จาก Boring Log ของดินบริเวณเดียวกับที่เก็บตัวอย่าง
- สำรวจลักษณะการถมดินในโครงการและดินที่ใช้ถมในโครงการ โดยความลึกของดินที่จะจำลอง มีขนาดความลึกจริงที่ 10 เมตร
- กำหนดเพื่อลดขนาดในการจำลองดินใส่เครื่องจำลองแบบหมุนเหวี่ยงจากกฎการย่อส่วน (Scale Law)จะสามารถคำนวณขนาดของความลึก ขนาดของก้อนดิน ที่จำลองมา

จากขนาดจริง แล้วทำการเตรียมตัวอย่างดินตามขนาดที่ได้คำนวณไว้แล้ว โดยความลึกที่ต้องการจำลอง 6 เมตรคำนวณได้เป็น 20 เซนติเมตร ในแบบจำลอง ใช้ขนาดก้อนดินในแบบจำลองขนาด 9.81 ลูกบาศก์เซนติเมตร คิดเป็นขนาดจริง 0.265 ลูกบาศก์เมตรซึ่งเท่ากับความจุของรถตักดินขนาดเล็ก โดยระยะเวลาจริงที่จะสังเกตพฤติกรรมการทรุดตัวคือ 1 เดือน เท่ากับเวลาที่ต้องจำลอง 48 นาที

- ทดสอบด้วยเครื่องจำลองแบบหมุนเหวี่ยง
- วิเคราะห์ผลจากเครื่องจำลองแบบหมุนเหวี่ยง นำผลที่ได้จากการทดลอง มาวิเคราะห์เทียบกับค่าในความเป็นจริงจากสนาม

ผลการดำเนินโครงการและวิจารณ์

- ผลการทดสอบค่าอัตราการทรุดตัวดินถมบ่อ



ภาพที่ 1 ภาพแสดงตำแหน่งของ Settlement Plate ต่าง ๆ และค่าความลึกของ PVDs

ตารางที่ 1 อัตราส่วนทรุดตัวดินถมบ่อต่อความหนาของชั้นดินเมื่อถูกปรับปรุงด้วย VCM

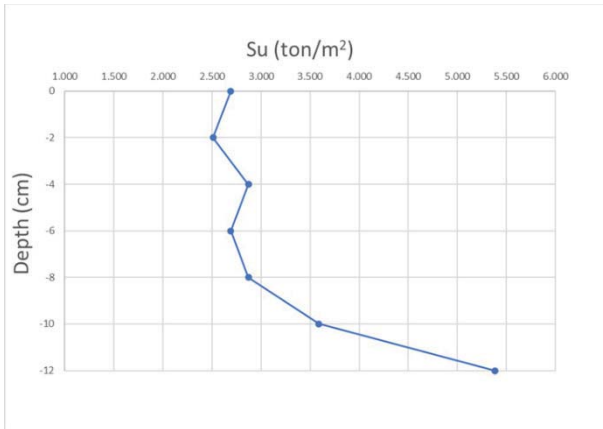
Settlement Plate (SP)	การทรุดตัวสุดท้าย (m)	ความหนาของชั้นดินถมบ่อ (m)	อัตราส่วนการทรุดตัวดินถมบ่อ (%)
SP-C01	1.002	16.9	5.93
SP-C02	1.050	16.9	6.21
SP-C03	0.915	16.9	5.41
SP-B01	1.205	16.4	7.35
SP-B02	1.260	16.4	7.68
SP-B03	0.998	16.4	6.09
SP-B04	1.045	16.4	6.37

จากตารางที่ 1 จะสังเกตได้ว่าอัตราการทรุดตัวนั้นมีค่าค่อนข้างใกล้เคียงมาก โดยในบริเวณที่เกิดการอัตราการทรุดตัวน้อยกว่าบริเวณอื่นนั้น อาจเป็นเพราะก่อนที่จะทำการถมชั้นทรายระบายน้ำ (Sand Blanket) เคยเป็นถนนที่ไ้รถบรรทุกผ่านมาก่อน ทำให้ดินในบริเวณมีการทรุดตัวไปก่อนเป็นที่เรียบร้อยแล้ว เช่นในกรณีของ SP-B03 และ SP-B04 ในส่วนของบริเวณพื้นที่กลางบ่อที่มีดินถมหนามาก มีการทรุดตัวมากกว่าบริเวณอื่น ได้แก่ SP-B01 และ SP-B02

ส่วนในบริเวณที่น้อยที่สุด ซึ่งก็คือ SP-C03 นั้น ตั้งอยู่ในบริเวณที่ดินค่อนข้างแข็งเป็นทุนเดิม และอยู่ในแกนถนนเดียวกับ SP-B03 และ SP-B04 ซึ่งส่งผลให้อัตราการทรุดตัวที่จุดนี้มีค่าน้อยที่สุด



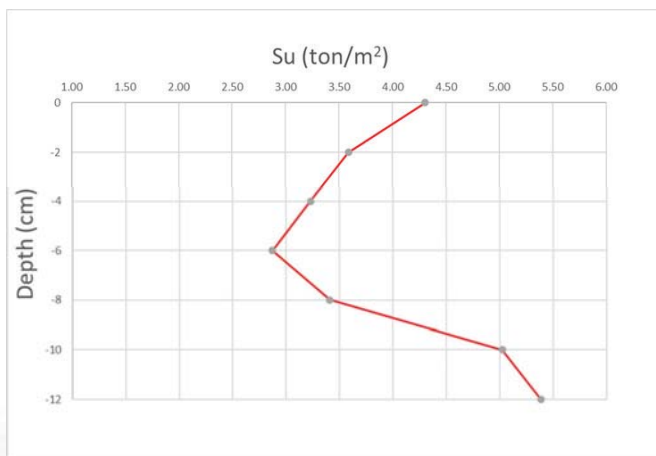
- ผลการทดสอบการหมุนดิน โดยไม่มี Surcharge



ภาพที่ 2 แผนภูมิแสดงค่ากำลังของดินหลังการทดสอบ
 แบบไม่มี Surcharge Load

ค่ากำลังรับน้ำหนักไม่ระบายน้ำของดินเมื่อไม่มี Surcharge Load นั้น จากภาพที่ 2 ดินที่ผิวด้านบนจะมีกำลังค่อนข้างต่ำกว่าที่ระดับความลึกอื่นๆ เนื่องจากไม่ได้มีการกดทับที่ด้านบน ทำให้การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวเกิดขึ้นน้อยกว่าที่ระดับความลึกอื่นๆ และ ด้านล่างสุดมีค่ากำลังสูงที่สุด อาจเนื่องจากเพราะเป็นจุดที่อยู่ติดกับทรายที่ระบายน้ำด้านล่าง ทำให้การอัดตัวคายน้ำเกิดขึ้นมากกว่าด้านบน

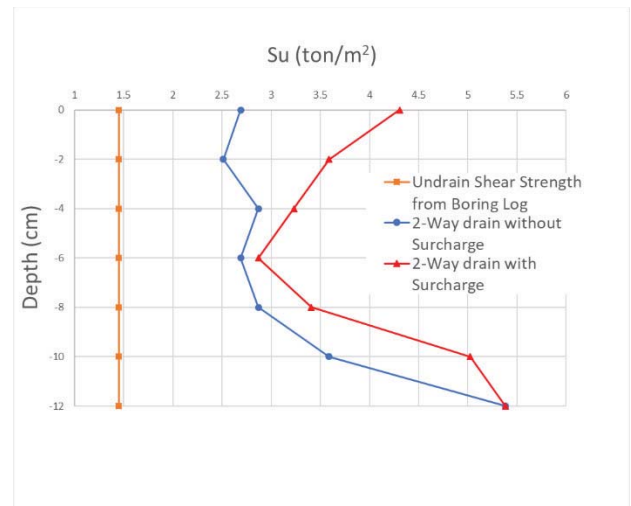
- ผลการทดสอบการหมุนดิน โดยมี Surcharge



ภาพที่ 3 แผนภูมิแสดงค่ากำลังของดินหลังการทดสอบ
 แบบมี Surcharge Load

ค่ากำลังรับน้ำหนักไม่ระบายน้ำของดินเมื่อมีการนำ Surcharge Load มากกดทับด้านบนแล้ว จากภาพที่ 3 จะสังเกตได้ว่าดินที่ผิวด้านบนจะมีค่ากำลังมากกว่าแบบที่ไม่มี Surcharge Load กดทับ ทั้งนี้ก็อาจเพราะเนื่องจากการกดทับด้วยน้ำหนักที่มีความสามารถในการระบายน้ำด้วย จึงทำให้การอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวนั้นเป็นไปได้ด้วยอัตราที่รวดเร็วกว่าแบบ ไม่มี Surcharge Load กดทับ

- การเปรียบเทียบระหว่างค่าที่ได้จากการทดลอง และค่าจริงในสนาม

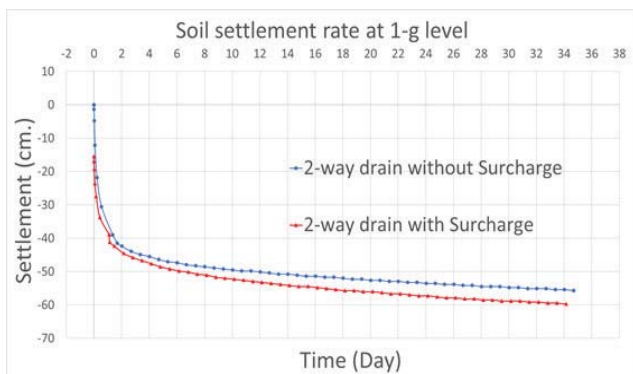


ภาพที่ 4 แผนภูมิเปรียบเทียบค่ากำลังของดินหลังการทดสอบและค่ากำลังของดินก่อนปรับปรุงคุณภาพ

เราได้ทำการนำค่ากำลังรับแรงของดินที่ได้จากการทดลอง แบบมี Surcharge Load กดทับอยู่ด้านบน และแบบไม่มี Surcharge Load กดทับอยู่ มาอยู่ในกราฟเดียวกัน จากภาพที่ 4 จะสังเกตได้ว่า ในกรณีที่มี Surcharge Load จะทำให้ค่ากำลังของดินตลอดทั้งช่วงมีค่ามากกว่า โดยค่ากำลังที่ผิวด้านบนสุด จะแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด ทั้งนี้ อาจเป็นเพราะ ถ้าเราไม่มีการวาง Surcharge Load การบีบอัดตัวคายน้ำของดินเหนียวจะเป็นไปในอัตราที่ช้ากว่า แต่ในช่วงล่างสุดของชั้นความหนา จะมีค่ามากเช่นเดียวกัน เป็นเพราะด้านล่างมีชั้นทรายที่มีความสามารถในการช่วยระบายน้ำ ค่ากำลังที่ได้จึงมีค่าใกล้เคียงกัน และจะสังเกตได้

ว่า ค่ากำลังของการทดสอบทั้งสองแบบนี้ มีค่ามากกว่าค่ากำลังของดินก่อนปรับปรุงคุณภาพ ที่นำผลมาจาก Boring Log ของดินบริเวณเดียวกับที่เก็บตัวอย่าง ซึ่งมีค่าเท่ากับ 1.45 ตัน/ตร.ม.

- ผลการทดสอบค่าการทรุดตัวของดินที่แปลงเป็นสภาวะ 1 g level



ภาพที่ 5 ความสัมพันธ์ค่าการทรุดตัวกับเวลาระหว่างแบบมีและไม่มี Surcharge

จากภาพที่ 5 เป็นการเปรียบเทียบอัตราการทรุดตัวของดินถมในเครื่องหมุนเหวี่ยงทางวิศวกรรม (Geotechnical Centrifuge) ดังภาพที่ 5 จะเห็นได้ว่า กราฟเส้นของการทดลองแบบมี Surcharge Load นั้น ค่าของการทรุดตัวจะเริ่มต้นที่ 15 cm เนื่องจากในตอนที่ยังมี Surcharge Load ลงไปนั้น ทำให้เกิดการพังทลายของ Inter Lump Void จึงทำให้ค่าเริ่มต้นต่างกับอีกกรณีหนึ่ง และสามารถสรุปได้ว่าแบบมี Surcharge Load นั้น มีค่าการทรุดตัวที่มากกว่า และแนวโน้มของกราฟมีความชันมากกว่า อย่างไรก็ตาม ค่าที่ทรุดตัวไม่ได้แตกต่างกันอย่างเด่นชัด ทั้งนี้คาดว่าเกิดจากช่องว่างระหว่างก้อนดินถมที่ไม่เท่ากัน ตั้งแต่ตอนเตรียมตัวอย่างเสร็จทันที ซึ่งเป็นสิ่งที่ไม่สามารถควบคุมได้

- ผลการทดสอบค่าอัตราการทรุดตัวของดินถมบ่อ

ตารางที่ 2 อัตราส่วนทรุดตัวของดินถมบ่อต่อความหนาของชั้นดินเมื่อถูกปรับปรุงด้วย VCM

Settlement Plate (SP)	การทรุดตัวสุดท้าย (m)	ความหนาของชั้นดินถมบ่อ (m)	อัตราส่วนการทรุดตัวของดินถมบ่อ (%)
Without Surcharge	0.556	6	9.27
With Surcharge	0.597	6	9.95

จากตารางที่ 2 จะสังเกตได้ว่าค่าการทรุดตัวของกรณีที่มีน้ำหนักกดทับ (Surcharge Load) นั้น มีอัตราการทรุดตัวที่มากกว่าแบบไม่มีน้ำหนักกดทับซึ่งเป็นไปตามทฤษฎี ทั้งนี้ค่าอัตราการทรุดตัวมีค่าใกล้เคียงกับที่ได้จากสนาม ที่มีค่าอยู่ที่ 5.41% – 7.68% แต่ที่จากการทดลองมีค่าเยอะกว่าในสนาม อาจเนื่องมาจากในสนามนั้น หลังจากถมดินเสร็จจะใช้เวลาประมาณหนึ่ง ก่อนที่จะเริ่มปรับปรุงคุณภาพดิน และรื้อวัดค่าการทรุดตัวได้ จึงทำให้สูญเสียข้อมูลในช่วงที่ดินทรุดตัวลงโดยธรรมชาติไป แต่ในการทดลองนั้น เมื่อเราเตรียมตัวอย่างเสร็จเราทำการใส่ Surcharge Load แล้วนำเข้าเครื่องเหวี่ยงเลย จึงทำให้ค่าจากการทดลองมีค่ามากกว่าในสนามจริงเล็กน้อย

สรุปผลการวิเคราะห์

การทดสอบที่มี Surcharge และไม่มี Surcharge ได้ค่ากำลังรับน้ำหนักไม่ระบายน้ำของดินที่ไม่มี Surcharge เพิ่มขึ้นมีค่าอยู่ประมาณ 2.5-2.7 ตันต่อตารางเมตร จากเดิม 1.45 ตันต่อตารางเมตร ในขณะที่ดินด้านบนที่มี Surcharge จะมีค่ากำลังเพิ่มขึ้นเป็นประมาณ 3.5-4.25 ตันต่อตารางเมตร จากเดิม 1.45 ตันต่อตารางเมตร และดินถมที่อยู่ช่วงล่างก็มีกำลังที่เพิ่มมากขึ้นเหมือนกัน ทั้งดินถมที่มีและไม่มี Surcharge ซึ่งมีค่าประมาณ 5-5.5 ตันต่อตารางเมตร จาก

กำลังดินเดิมที่ 1.45 ตันต่อตารางเมตร กำลังของดินด้านล่างที่เพิ่มขึ้นนี้เกิดขึ้นจากการที่ด้านล่างที่มีชั้นทรายรองเพื่อระบายน้ำออกทำให้เกิดการอัดตัวคายน้ำได้เร็วกว่าดินที่อยู่ช่วงกลางๆ โดยการเพิ่มขึ้นของกำลังของดินถมบ่อโดยเฉลี่ยจากการทดลอง Centrifuge นั้นเพิ่มขึ้นประมาณ 2-3 เท่า

การทรุดตัวของดินถมที่เกิดขึ้นมากที่สุดนั้นเกิดขึ้นในช่วงแรกๆของการหมุน เป็นผลมาจาก Inter Lump Void ภายในชั้นดิน ที่มีอยู่มาก ซึ่งการทรุดตัวจะเกิดขึ้นทันทีหลังจากที่มีการใส่ Surcharge เพิ่มเข้าไป อัตราการทรุดตัวที่เกิดขึ้นจากการทดสอบด้วย Centrifuge มีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 9.61 % ซึ่งมากกว่าอัตราการทรุดตัวจริงที่เกิดขึ้นในสนามซึ่งมีค่าอยู่ที่ 5.41% - 7.68%

ข้อเสนอแนะ

1. ควรเพิ่มจำนวนการทดสอบให้มากขึ้น เพราะจำนวนครั้งการทดสอบที่น้อยไป ทำให้ค่าที่ได้จึงมีความน่าเชื่อถือได้น้อย เพื่อให้การศึกษาและการวิเคราะห์หามีประสิทธิภาพมากขึ้น
2. เครื่องจำลองการหมุนเหวี่ยงที่เจ้าของโครงการนี้ได้ใช้ทดสอบมีข้อจำกัดค่อนข้างเยอะ ทำให้ไม่สามารถวัดค่า Parameter บางอย่างที่ต้องการได้
3. การจำลองด้วย Centrifuge เป็นการทดสอบที่ดีแต่มีค่าใช้จ่ายค่อนข้างสูง หากทำให้เป็นที่นิยมในวงการวิศวกรรมปฐพีไทยได้ อาจมีผู้ผลิตเครื่องจากภายในประเทศเพิ่มขึ้น ซึ่งจะทำให้ค่าใช้จ่ายลดลง

อ้างอิง

- Leung, C. F., Wong, J. C., Manivanann, R., and Tan, S. A., "Experimental Evaluation of Consolidation Behavior of Stiff Clay Lumps in Reclamation Fill," Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 24, No. 2, June 2001, pp. 145-156.

- Kongsomboon, T., T.T. Soon, W. Mairaing and Y.K. Yew. 2000. "Centrifuge Modelling in Geotechnical Engineering", pp. 205 – 210. The 6th National Convention on Civil Engineering, Phetchaburi.

- มนพัทธ์ สาสิงห์. 2560. "พฤติกรรมการบีบอัดของถนนริมคลองและการใช้เสาเข็มสั้นสลับแถวเสริมความแข็งแรง" วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

- นายศาสตรศิลป์ ภักดีเมฆ. 2562 "การวิเคราะห์พฤติกรรมแรงดันน้ำส่วนเกินของดินถมบ่อที่ถูกปรับปรุงด้วยวิธี VCM" วิทยานิพนธ์วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.

การเปรียบเทียบเวลาและปัจจัยต่าง ๆ ในการก่อสร้าง ฐานรากอาคารในพื้นที่กรุงเทพมหานครชั้นใน

Comparison of duration and related factors for the construction of
foundation piles in Bangkok area

ศุภณัฐ บุญกล้า
ณรัช เมฆานุวัฒน์
พงศธร โตประเสริฐพงศ์

อาจารย์ที่ปรึกษา รองศาสตราจารย์ ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

โครงการวิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ประจำปี พ.ศ. 2562

บทคัดย่อ

ปัจจุบันงานด้านวิศวกรรมฐานรากมีการใช้งานที่หลากหลายรูปแบบในกรุงเทพมหานคร การศึกษาวิเคราะห์ฐานรากต่างๆจึงมีความสำคัญเพื่อให้เลือกใช้งานได้อย่างเหมาะสม โดยต้องคำนึงถึงเรื่องของสิ่งแวดล้อม และการทำงานในเขตเมืองเริ่มที่มีความแออัด บทความนี้มีวัตถุประสงค์ทำการเปรียบเทียบฐานรากแต่ละประเภท โดยเริ่มต้นตั้งแต่การหาข้อมูลเสาเข็มแต่ละประเภทที่มีการใช้งานในกรุงเทพมหานคร ทำการลงพื้นที่เขตสาทร กรุงเทพมหานคร เพื่อศึกษาข้อจำกัดทางการเข้าถึงพื้นที่ในเขตแออัด นำผลดินในเขตดังกล่าวมาทำการออกแบบแปลนของฐานรากสำหรับอาคารที่พักอาศัย และทำการเปรียบเทียบแง่มุมต่างๆที่จะเกิดขึ้นในการใช้เสาเข็มแต่ละประเภท ราคาค่าก่อสร้างโดยสังเขป ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม กำลังรับน้ำหนักและจำนวนของเสาเข็มที่ต้องใช้งาน และระยะเวลาในการก่อสร้าง สำหรับการศึกษาที่พบว่า การทำงานที่ใช้ฐานรากที่ใช้ราคาน้อยสุดคือเสาเข็มตอกขณะเดียวกันก็ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมมากที่สุด ในขณะที่เสาเข็มเกลียวมีจำนวนการใช้งานเสาเข็ม ระยะเวลาในการทำงานที่น้อยที่สุด

Abstract

Pile foundation is currently used in a variety of applications in Bangkok. Therefore, the study of various foundations is important to be able to use it appropriately. Which must consider environmental matters and working in urban area. This article aims to compare each type of foundations. Beginning with the research for each type of pile used in Bangkok. Study various aspects that will arise from the use of each type of pile. By studying in the actual location and looking for information from various companies that provide pile services and then down to the Sathorn area Bangkok. As a case study of restrictions on access to areas in crowded areas to design the foundation plan. For this case study, compare the use of piles of each type, the aspect that is of primary importance is brief construction cost, environmental impact, load capacity and the number of piles that must be used. And the construction duration for this case study, it was found that the foundation work that uses the least cost is Driven piles but also affecting the environment the most. While the Helical pile has the minimum usage number of piles and working time.

บทนำ

ปัจจุบันมีการให้ความสำคัญกับเรื่องของสิ่งแวดล้อมอย่างมาก นอกจากนี้การก่อสร้างในเขตเมืองเริ่มมีความแออัดทั้งในด้านการปฏิบัติงาน และการเข้าถึงพื้นที่ รวมถึงระยะเวลาในการก่อสร้างเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องมีการคำนึงถึง

โครงการนี้จะทำการศึกษาวิเคราะห์งานก่อสร้างทางด้านวิศวกรรมฐานรากในกรุงเทพมหานคร ซึ่งมีวิธีการที่หลากหลายรูปแบบ ได้แก่ เสาเข็มตอก (Driven Pile), เสาเข็มเจาะ (Bored Pile), เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยง (Spun Pile), เสาเข็มระบบ JIP

(Jack In Pile), เสาค้ำเข็มเจาะเสียบ (Auger Press Pile) และเสาค้ำเข็มเกลียว (Helical Pile) บทความนี้มีวัตถุประสงค์ทำการเปรียบเทียบ ราคาค่าก่อสร้าง โดยสังเขป ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมที่ใกล้เคียงสถานที่ก่อสร้าง กำลังรับน้ำหนักและจำนวนของเสาค้ำเข็มที่ต้องใช้งาน ในขอบเขตเสาค้ำเข็มชนิดต่างๆดังที่ได้กล่าวมา โดยใช้ตัวอย่างโครงสร้างประเภทบ้านใช้สอย หรืออาคาร 6 ชั้น ในบริเวณพื้นที่เขตสาทร กรุงเทพมหานคร และกำหนดใช้ปลายเสาค้ำเข็มที่ระดับความลึกจากผิวดินประมาณ 18 ถึง 20 เมตร หรือวางบนชั้นทรายชั้นแรก และมุ่งเน้นการศึกษาฐานรากประเภทเสาค้ำเข็มเกลียว (Helical Pile) เนื่องจากเป็นเสาค้ำเข็มชนิดใหม่ในงานวิศวกรรมฐานรากของประเทศไทย

ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

เสาค้ำเข็มตอก (Driven pile) คือการใช้ปั้นจั่นตอกเสาค้ำเข็มลงไปในดินจนได้ความลึกที่ต้องการ ซึ่งเป็นวิธีการที่ได้รับความนิยมมากที่สุด เนื่องจากมีวิธีการก่อสร้างไม่ซับซ้อนและค่าใช้จ่ายไม่สูง แต่มีปัญหาเกี่ยวกับอาคารรอบข้างเนื่องจากแรงสั่นสะเทือนจากการตอก และแรงเคลื่อนตัวของดินที่ถูกแทนที่ด้วยเสาค้ำเข็ม

เสาค้ำเข็มเจาะหล่อในที่ (Bored pile) คือเสาค้ำเข็มอีกประเภทหนึ่งซึ่งจะต้องทำ ณ สถานที่ที่จะใช้งานจริง โดยใช้เครื่องมือเจาะขุดดินลงไปให้ได้ขนาดของเส้นผ่านศูนย์กลางและความลึกของเสาค้ำเข็มตามที่กำหนดจาก นั้นจึงจะใส่เหล็กเสริมและเทคอนกรีตลงไปเพื่อหล่อเป็นเสาค้ำเข็ม

เสาค้ำเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยง (Spun Pile) คือ เสาค้ำเข็มแบบกลม หรือเสาค้ำเข็มแบบสี่เหลี่ยม ซึ่งตรงกลางกลวง โดยใช้วิธีการตอกเสาค้ำเข็มชนิดนี้ด้วยปั้นจั่นแบบพิเศษ เนื่องจากเสาค้ำเข็มสปันช่วยลดการสั่นสะเทือนเวลาตอก และสามารถลดแรงดันของดินในขณะที่ตอกได้ จะช่วยลดความกระทบกระเทือนที่มีต่ออาคารข้างเคียงได้มาก

เสาค้ำเข็มระบบ JIP (Jack In Pile) เป็นเทคโนโลยีการติดตั้งเสาค้ำเข็มแบบไฮดรอลิก โดยใช้เครื่องจักร Jack in Pile ซึ่งสามารถกดเสาค้ำเข็มลงได้อย่างแม่นยำ สำหรับการกดเสาค้ำเข็มโดยไม่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมใกล้เคียงโครงสร้างที่มีอยู่

เสาค้ำเข็มเจาะเสียบ (Auger press pile) นิยมใช้เสาค้ำเข็มกลมแรงเหวี่ยงซึ่งมีรูกลวงตรงกลางโดยในระหว่างที่กดเสาค้ำเข็มลงไปในดิน ส่วนซึ่งใส่อยู่ในรูเสาค้ำเข็มก็จะหมุนเพื่อนำดินขึ้นมาเมื่อกดเสาค้ำเข็มพร้อมกับเจาะดินจนเสาค้ำเข็มจมลงใกล้ระดับที่ต้องการก็หยุดกดดึงดอกสว่านออกแล้วตอกด้วยลูกตุ้มจนได้ระดับที่ต้องการ

เสาค้ำเข็มเกลียว (Helical pile) เป็นเสาค้ำเข็มเหล็กกลวงที่มีใบมีดติดอยู่ที่ปลายท่อเรียกว่า Helix เพื่อใช้ในการติดตั้งในลักษณะที่คล้ายกับการขันเสาค้ำเข็มลงไปในดิน

ขั้นตอนและวิธีการดำเนินงาน

- ค้นคว้าหาข้อมูลของเสาค้ำเข็มแต่ละประเภท
- สำรองและศึกษาสถานที่จริง
- การคำนวณกำลังใช้งาน
- เปรียบเทียบเสาค้ำเข็มประเภทต่างๆ
- วิเคราะห์ข้อมูล
- สรุปผล

1. ค้นคว้าหาข้อมูลของเสาค้ำเข็มแต่ละประเภท

ทำการหาข้อมูลเสาค้ำเข็มแต่ละประเภทในขอบเขตงานวิจัย ในด้านผลกระทบกับสิ่งแวดล้อม การขนส่ง การคำนวณกำลังใช้งาน โดยทำการศึกษาในสถานที่จริง และหาข้อมูลจากบริษัทต่างๆที่ให้บริการเสาค้ำเข็มที่สนใจ

2. สำรองและศึกษาสถานที่จริง

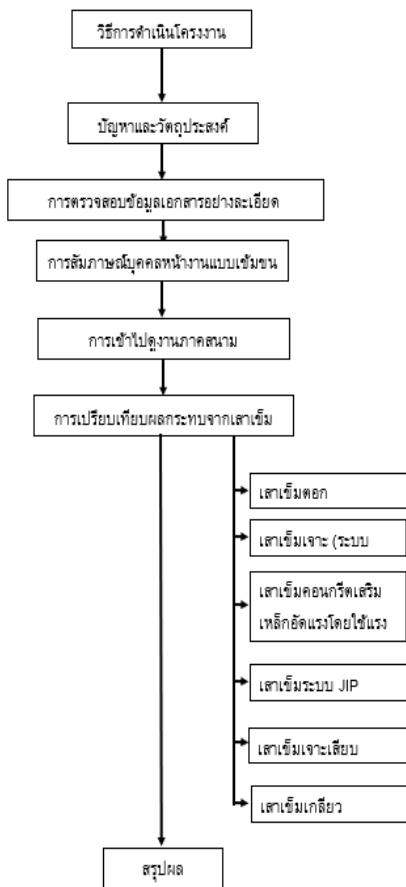
ลงพื้นที่เขตสาทร กรุงเทพมหานคร เพื่อศึกษาข้อจำกัดทางด้าน การเข้าถึงพื้นที่ และหาข้อมูลของดินในพื้นที่เพื่อใช้ในการออกแบบฐานรากสำหรับตัวอย่างอาคารที่พักอาศัย

3. การคำนวณกำลังใช้งาน

นำข้อมูลดินที่ได้ มาออกแบบกำลังใช้งานของเสาเข็มแต่ละประเภทในขอบเขตงานวิจัย

4. เปรียบเทียบเสาเข็มประเภทต่างๆ

ทำการออกแบบแปลนของฐานรากสำหรับอาคารที่พักอาศัย ทำการเปรียบเทียบจำนวน ผลกระทบกับสิ่งแวดล้อม ราคา และระยะเวลาการก่อสร้าง ของลำเข็มแต่ละประเภท



รูปที่ 1 ขั้นตอนการดำเนินงาน

ผลการดำเนินงาน

ตารางที่ 1 ตารางเปรียบเทียบผลกระทบจากเทคนิคการก่อสร้างเสาเข็ม

เสาเข็มคอก	เสาเข็มเจาะระบบแห้ง	เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงดึง	เสาเข็มระบบ JIP	เสาเข็มเกลียว
สามารถเข้าถึงได้ ในพื้นที่ที่มีความกว้าง 4 เมตร	สามารถเข้าถึงได้ ในพื้นที่ที่มีความกว้าง 4 เมตร	สามารถเข้าถึงได้ ในพื้นที่ที่มีความกว้าง 4 เมตร	สามารถเข้าถึงได้ ในพื้นที่ที่มีความกว้าง 4 เมตร	สามารถเข้าถึงได้ ในพื้นที่ที่มีความกว้าง 4 เมตร
จำเป็นต้องทำ				
Last 10 blow (3 ชุด) มาก มาก มาก	Seismic test ปานกลาง มาก น้อย	Dinamic Pile Load Test มาก ปานกลาง ปานกลาง	Hydraulic Control น้อย น้อย น้อย	Torque Control น้อย น้อย ปานกลาง
ยังมีรอยต่อมาก ความเสี่ยงในการรับน้ำหนักจะมากขึ้น	1. ความเสี่ยงจากน้ำใต้ดิน 2. End bearing ไม่ถึงค่าที่ออกแบบ 3. การทรุดตัว	ยังมีรอยต่อมาก ความเสี่ยงในการรับน้ำหนักจะมากขึ้น	ยังมีรอยต่อมาก ความเสี่ยงในการรับน้ำหนักจะมากขึ้น	ยังมีรอยต่อมาก ความเสี่ยงในการรับน้ำหนักจะมากขึ้น End bearing ไม่ถึงค่าที่ออกแบบ

ตารางที่ 3 ตารางเปรียบเทียบผลของจำนวนเสาเข็ม, ระยะเวลาก่อสร้าง และค่าก่อสร้างฐานรากจากโครงการตัวอย่างศึกษา

เสาเข็มที่เลือกใช้	จำนวน(ต้น)	ราคา (บาท) / ต้น	ค่าขุดดินทั้ง (700 THB) / 3 cu.m / round	ราคาทั้งหมด (เฉพาะเสาเข็ม) บาท	เวลาในการทำงาน (ต้น/วัน)	เวลาดำเนินการที่จะใช้ใบการวางเสาเข็ม (วัน)
เสาเข็มตอกสี่เหลี่ยมคางหมู 0.35 * 0.35	99	13,000	-	1,316,700	8	13
เสาเข็มเจาะแห้ง D60	123	18,000	98,000	2,348,900	2	62
เสาเข็มตอก Spun D40	117	14,165	28,000	1,720,405	8	15
เสาเข็มตอกสี่เหลี่ยมคางหมู 0.35 * 0.35 (JIP)	99	13,000	-	1,716,700	7	15
เสาเข็มตอก Spun D60 (AUGER)	65	38,850	42,000	2,746,750	3	22
เสาเข็ม Helical	36	50,000	-	1,810,800	12	3

ตารางที่ 2 ตารางเปรียบเทียบค่าก่อสร้าง, ระยะเวลา, ค่าตัดหัวเสาเข็ม และค่าขนดินทิ้ง

8 ชั่วโมงทำงาน	เสาเข็มตอก	เสาเข็มเจาะระบบแห้ง	เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยง	เสาเข็มระบบ JIP	เสาเข็มเจาะเสียบ	เสาเข็มเกลียว
ระยะเวลาการก่อสร้าง ต่อต้นที่ความลึก 21 เมตร	8 ต้น / วัน (1 ชั่วโมงต่อต้น)	2 ต้น / วัน (3 ชั่วโมงต่อต้น)	8 ต้น / วัน (1 ชั่วโมงต่อต้น)	7 ต้น / วัน (70 นาทีต่อต้น)	3 ต้น / วัน (160 นาทีต่อต้น)	12 ต้น / วัน (30 นาทีต่อต้น ที่ความลึก 24 เมตร)
ราคาเสาเข็มต่อต้น ที่ความลึก 21 เมตร	13,000 บาท [BOQ] 14,000 บาท [PACO] (เข็มสี่เหลี่ยมคางหมูขนาด 0.35 เมตร) **รวมค่าขนส่งและค่าแรงงาน	43,000 บาท [BOQ] 18,000 บาท [ปรับเพิ่ม] (เส้นผ่านศูนย์กลาง 0.6 เมตร) **รวมค่าขนส่งและค่าแรงงาน	14,165 บาท [BOQ] (เส้นผ่านศูนย์กลาง 0.4 เมตร) **รวมค่าขนส่งและค่าแรงงาน	ค่าเครื่องจักร 400,000 บาท ต่อ โครงการ [PACO] 13,000 บาท [BOQ] (เข็มสี่เหลี่ยมคางหมูขนาด 0.35 เมตร)	ค่าเครื่องจักร 160,000 บาท ต่อ โครงการ [TNP] เสาเข็มเส้น 38,850 บาท [TNP] (เส้นผ่านศูนย์กลาง 0.6 เมตร)	143,027 บาทที่ความลึก 24 เมตร [CYNTECH] **4,555 USD อัตราแลกเปลี่ยน 30.4 50,000 บาทที่ความลึก 24 เมตร [BOQ] **รวมค่าขนส่ง (8.625" OD x 0.5" WT x 20' LG, 4 x 16" DIA x 0.75" THK Helix)
การตัดหัวเสาเข็ม				300 บาท ต่อ ต้น		
ค่าขุดดินทิ้ง	0	700 บาท ต่อ เข็ม		0	700 บาท ต่อ เข็ม	0

สรุปผล

1) จำนวนเสาเข็ม

จำนวนของเสาเข็มทั้งหมดที่ใช้ในโครงการก่อสร้างนี้ เสาเกลียว จะมีจำนวนที่น้อยที่สุดคือ 36 ต้น โดยที่มีจำนวนของเสาเข็มประเภท เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรง โดยใช้แรงเหวี่ยง 60 ซม., เสาเข็มสี่เหลี่ยมตันระบบตอกและระบบ JIP ขนาด 35 x 35 ซม. และ เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยง 40 ซม. เพิ่มมากขึ้นตามลำดับ แต่ว่าสำหรับเสาเข็มเจาะระบบแห้งแล้วจะมีจำนวนเสาเข็มที่ใช้ในการก่อสร้างมากที่สุดคือ 123 ต้น

2) ราคาค่าก่อสร้างทั้งหมด

เสาเข็มสี่เหลี่ยมตันระบบตอกขนาด 35 x 35 ซม. มีราคาค่าก่อสร้างต่ำที่สุด คือ 1,316,700 บาท ในขณะที่เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยง 40 ซม. และเสาเข็มสี่เหลี่ยมตันระบบ JIP ขนาด 35 x 35 ซม. มีค่าก่อสร้างที่เพิ่มขึ้นใกล้เคียงกัน สำหรับเสาเข็มเกลียว และเสาเข็มเจาะระบบแห้งนั้น มีราคาที่สูงขึ้นมากขึ้นคือ 2,263,500 และ 2,348,900 บาทตามลำดับ ซึ่งมีราคาค่าก่อสร้างที่ห่างกันอยู่ถึง 85,400 บาทเท่านั้น แต่ทว่าสำหรับเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยงระบบเจาะเสียบขนาด 60 ซม. แล้วกลับมีราคาที่สูงที่สุดคือ 2,746,700 บาท

3) เวลาก่อสร้างที่ใช้ในโครงการ

เสาเข็มเกลียวใช้เวลาในการก่อสร้างต่ำสุดใช้ไปเพียงแค่ 3 วันเมื่อเทียบกับ เสาเข็มสี่เหลี่ยมตันระบบตอกขนาด 35 x 35 ซม. เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยง 40 ซม. เสาเข็มสี่เหลี่ยมตันระบบ JIP ขนาด 35 x 35 ซม. เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงโดยใช้แรงเหวี่ยงระบบเจาะเสียบขนาด 60 ซม. และเสาเข็มที่ใช้เวลาในการทำงานมากที่สุดอย่างเสาเข็มเสาเข็มเจาะระบบแห้ง ใช้เวลาทั้งหมด 62 วัน ถ้าคิดในเชิงสัดส่วนจะพบว่าอัตราส่วนระยะเวลาในการทำงานของเสาเข็มเกลียวต่อเสาเข็มที่ใช้เวลานานสุด(เสาเข็มเจาะระบบแห้ง) พบว่ามี

ค่าห่างกันประมาณ 21 เท่า ซึ่งอาจกลายเป็นปัจจัยที่สำคัญถ้าเราพิจารณามูลค่าของโครงการด้วยเวลา

4) ผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อม

จากการศึกษาผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมของเสาเข็มแต่ละประเภททำให้ทราบว่าเสาเข็มที่ส่งผลกระทบต่อสิ่งแวดล้อมมากที่สุด

พิจารณาจากปัญหาเสียงรบกวนระบบที่ส่งเสียงดังมาก ได้แก่ เสาเข็มตอก เสาเข็มกลมแรงเหวี่ยง ระบบที่ส่งเสียงดังน้อยได้แก่ เสาเข็มเจาะ (ระบบแห้ง) JIP เสาเข็มระบบเจาะเสียบ เสาเข็มเกลียว

พิจารณาจากปัญหาฝุ่นละอองที่มากที่สุด ได้แก่ เสาเข็มตอก เสาเข็มเจาะ (ระบบแห้ง) ระบบที่ก่อให้เกิดฝุ่นละอองปานกลาง ได้แก่ เสาเข็มกลมแรงเหวี่ยง ระบบที่ก่อให้เกิดฝุ่นละอองน้อย ได้แก่ JIP เสาเข็มระบบเจาะเสียบ เสาเข็มเกลียว

พิจารณาจากปัญหาแรงสั่นสะเทือนมากที่สุด ได้แก่ เสาเข็มตอก ระบบที่ก่อให้เกิดแรงสั่นสะเทือนปานกลาง ได้แก่ เสาเข็มกลมแรงเหวี่ยง ระบบที่ก่อให้เกิดแรงสั่นสะเทือนน้อย ได้แก่ เสาเข็มเจาะ (ระบบแห้ง) JIP เสาเข็มระบบเจาะเสียบ เสาเข็มเกลียว

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอแสดงความขอบพระคุณ คุณสงกรานต์ เม่นทอง จากบริษัท เซฟคอน อินสเปคชั่น จำกัด (มหาชน) และคุณ กฤษดา ศิริรัตนพงษ์ จากบริษัท บริษัท เอพี (ไทยแลนด์) จำกัด (มหาชน) ที่ได้ให้ความช่วยเหลือในการค้นหาข้อมูล การดูงานในสถานที่จริง และคำแนะนำที่มีประโยชน์

อ้างอิง

- [1]พัลลภ วิสุทธิ์เมธานุกุล. คู่มือวิศวกรรมฐานราก กรุงเทพฯ. บริษัท ซีเอ็ดดูเคชั่น จำกัด (มหาชน). 2558.
- [2]ปรีชา ทองนวน. ผลกระทบของวิธีการก่อสร้างเสาเข็มตอกแรงเหวี่ยงที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักเสาเข็ม. ปรินญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต. สาขาวิชา

วิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, คณะ
วิศวกรรมโยธา, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2546.

[3] สงกรานต์ เม่นทอง. วิศวกรสนามบริษัท เซฟคอน
อินสเปคชั่น จำกัด (มหาชน). สัมภาษณ์, 16 ตุลาคม
2562.

[4] กฤษดา ศิริรัตน์พงษ์. วิศวกรสนามบริษัท บริษัท เอพี
(ไทยแลนด์) จำกัด (มหาชน). สัมภาษณ์, 2 มีนาคม
2563.

[5] กรมโยธาธิการและผังเมือง. มาตรฐานการรับน้ำหนัก
ของเสาเข็มด้วยวิธีพลศาสตร์ Dynamic Load Test
และตรวจสอบความสมบูรณ์ของเสาเข็มด้วยวิธี
Seismic Test. 200 เล่ม. พิมพ์ครั้งที่ 1. กรุงเทพฯ.
กรมโยธาธิการและผังเมือง. 2551.

[6] Abbas Mohajerani, Dusan Bosnjak and Damon
Bromwich. Analysis and design methods of
screw piles: A review. ELSEVIER, 2016
(February): 115.

[7.] J. P. Hambleton, S. A. Stanier and C. Gaudin,
K. Todehkejoei. ANALYSIS OF INSTALLATION
FORCES FOR HELICAL PILES IN CLAY.
Australian Geomechanics, 2014 Vol.49 No.4
(December):73.

[8] ASHRAF GHALY, ADEL HANNA and MIKHAIL
HANNA. INSTALLATION TORQUE OF SCREW
ANCHORS IN DRY SAND. Japanese Society of
Soil Mechanics and Foundation Engineering,
1991 Vol.31 No.2 (June) 77.

[9] Howard A. Perko. Helical Piles. Canada. John
Wiley & Sons, Inc. 2009.

[10] BRAJA M. DAS. (2008). Advanced Soil
Mechanics. (Third edition). New York, USA:
Taylor&Francis Group

[11] BRAJA M. DAS. (2010). Principle of
FOUNDATION ENGINEERING (8th edition).

รับชมวิดีโอที่เกี่ยวข้องได้ที่



Link <https://qr.go.page.link/GuXze>



link <https://youtu.be/mZFxbDqNeZw>



link <https://qr.go.page.link/XbQXM>

วิศวกรรม ความปลอดภัยเขื่อน

หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน (Dam Safety Research Unit)

การพัฒนาองค์ความรู้ด้านวิศวกรรมเขื่อน ได้ดำเนินการอย่างต่อเนื่อง โดยอาศัยการวิจัยและแก้ปัญหาให้กับหน่วยงานต่างๆ สามารถให้การปรึกษาทั้งในส่วนหน่วยงานของรัฐ อันได้แก่ กรมชลประทาน การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย กรมพัฒนาพลังงานทดแทนและอนุรักษ์พลังงาน โดยให้ดำเนินการวิเคราะห์และประเมินความมั่นคงของเขื่อน เช่น เขื่อนขุนด่านปราการชล เขื่อนแควน้อยบำรุงแดน เขื่อนสิริกิติ์ เขื่อนวชิราลงกรณ เขื่อนศรีนครินทร์ และเขื่อนแม่มาว เป็นต้น โดยได้ศึกษาและวิจัยเพื่อให้เขื่อนอยู่ในสภาพที่ทำให้เกิดความปลอดภัยมากที่สุด นอกจากนี้บริษัทเอกชนได้ว่าจ้างให้เป็นที่ปรึกษาในการติดตั้งเครื่องมือวัดพฤติกรรมของเขื่อนและการวิเคราะห์พฤติกรรมเขื่อนในระหว่างการก่อสร้างและใช้งาน ทำให้ได้ข้อมูลพฤติกรรมเขื่อนมาเพื่องานวิจัยอย่างต่อเนื่อง อีกความเชี่ยวชาญหนึ่งคือการศึกษวิเคราะห์ความเสี่ยงภัยของเขื่อนจากการพิบัติของเขื่อน เพื่อการพิจารณาการก่อสร้างเขื่อนหรือเพื่อการเพิ่มระดับเก็บกักน้ำ นอกจากนี้ยังดำเนินการวิจัยด้านการตรวจสอบเขื่อนด้วยสายตา ที่พัฒนาจากองค์ความรู้และประสบการณ์ เป็นผลให้เกิดวิธีการประเมินสภาพและความปลอดภัยของเขื่อนเพื่อการบำรุงรักษาเขื่อนในระยะยาว

โครงการสำคัญในปี พ.ศ.2559-2561

- โครงการจ้างดำเนินงานตรวจสอบและทดสอบระบบ DS-RMS: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย
- โครงการควบคุมการปรับปรุงเขื่อนและอาคารประกอบ โครงการเขื่อนแม่สรวย จังหวัดเชียงราย: กรมชลประทาน
- ศึกษาและวิเคราะห์พฤติกรรมการทรุดตัวและการเคลื่อนตัว เพื่อออกแบบปรับปรุงเขื่อนคลองป่าบอน อำเภอป่าบอน จังหวัดพัทลุง: กรมชลประทาน
- งานศึกษาแนวทางการวิเคราะห์ความเสี่ยง (Risk Assessment) และจัดลำดับความเสี่ยงภัย (Hazard Classification) สำหรับเขื่อนของกรมชลประทาน ส่วนความปลอดภัยเขื่อน จังหวัดกรุงเทพมหานคร: กรมชลประทาน
- โครงการประเมินความเสี่ยงต่อความมั่นคงปลอดภัยเขื่อนดินช่องเขาขาด ของเขื่อนสิริกิติ์: การไฟฟ้าฝ่ายผลิตแห่งประเทศไทย

วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับผ่านฐานราก เหนือที่เป็นดินไม่เชื่อมแน่น

The Methods for Investigating the Backward Erosion in
Cohesionless Soil Foundation

ณัฐชา ไซโสภเชือก
สุทธิศักดิ์ ศรีลัมพ์
ชินรส กองธรรมชาติ

^{1,2,3} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ จ.กรุงเทพมหานคร

*Corresponding author; E-mail address: nuttha5022@gmail.com

ตีพิมพ์ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25, ระหว่างวันที่ 15 - 17 กรกฎาคม 2563 จ.ชลบุรี

บทคัดย่อ

เนื่องจากความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นอย่างมากจากทั้งการเพิ่มของประชากรและการขยายตัวของกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ขณะที่แหล่งน้ำแห่งใหม่พัฒนาขึ้นได้ลำบาก สถานการณ์เช่นนี้คล้ายบังคับให้หน่วยงานที่รับผิดชอบต้องทบทวนการเพิ่มปริมาณเก็บกักในอ่างเก็บน้ำอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การเพิ่มปริมาณน้ำยิ่งทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้น และมีความเสี่ยงต่อการรั่วซึมโดยเฉพาะที่ฐานรากเขื่อน ในกรณีที่ฐานรากเขื่อนเป็นดินตะกอนทรายหรือทรายแป้งที่มี PI น้อยกว่า 7 จะอ่อนไหวต่อกลไกการพิบัติแบบการกัดเซาะย้อนกลับ แม้ว่าเขื่อนได้เก็บน้ำไว้เป็นเวลานานแล้วก็ตาม ความปลอดภัยจากกลไกการพิบัตินี้จำเป็นต้องถูกตรวจสอบ ในขั้นการออกแบบ การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อนอาจถูกประเมินไว้ได้ด้วยสมการเชิงประสบการณ์ หรือลาดระดับวิกฤติที่จุดออก ซึ่งต่อมาได้เพิ่มการพิจารณาตัวคูณปรับแก้เพื่อหาค่าลาดระดับน้ำวิกฤติจากผลการทดสอบการไหลทางขึ้น รวมทั้งการทดสอบด้วยแบบจำลองทางกายภาพที่พบว่าความต้านทานของดินไม่มีความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึมสัมพันธ์ค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของดินฐานราก บทความนี้ได้นำวิธีการตรวจสอบข้างต้นมาทดลองใช้กับกรณีศึกษาเขื่อนมูลบน เพราะเคยมีประวัติการรั่วซึม ผลการตรวจสอบพบว่าวิธีสมการเชิงประสบการณ์และลาดระดับวิกฤติที่จุดออกเหมาะสมกับดินฐานรากที่มีขนาดคละกนดีและมีเสถียรภาพภายใน แต่ถ้าดินฐานรากเป็นดินที่ขนาดคละกนไม่ดี วิธีการตรวจสอบด้วยแบบจำลองแสดงผลลัพธ์ที่สอดคล้องกับสิ่งที่เกิดขึ้นในสนาม

คำสำคัญ: การกัดเซาะย้อนกลับ, ดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น, ลาดระดับน้ำ, จุดทางออก, ค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ

Abstract

The demand of water has been increasing rapidly caused by the population and extension of economic activity while the new water resource project is developed hardly. Under this situation, it seems to force the government agency who take in charge to review inevitably the heightening for the existing reservoirs. The heightening of reservoir with additional water pressure may result in the risk of leakage at dam foundation.

The dam foundation comprised with the cohesionless soil ($PI < 7$) is sensitive to be failed by backward erosion. Even the reservoir has operated for a certain period though the safety of the dam against backward erosion should be investigated. In design stage, the underseepage might be evaluated by the empirical equation of either or by the critical exit gradient proposed. After that gave the adjusting factor for critical exit gradient based on their upward flow tests. Including the physical models showed the resistance of the soil related to the coefficient of uniformity of the soil. These methods are applied for a study cases of Mun Bon dam that had a history of leakage to investigate the backward erosion within the dam foundation. The results shows that the methods of the empirical equation and the critical exit gradient are workable for the well graded and internally stable soil foundation. In the other hands, the method of the physical models conforms with the appearance in the field.

Keywords: Backward Erosion, Cohesionless Soil, Hydraulic Gradient, Exit Gradient, Coefficient of Uniformity

1. บทนำ

เนื่องจากความต้องการใช้น้ำเพิ่มขึ้นอย่างมากจากทั้งการเพิ่มของประชากรและการขยายตัวของกิจกรรมทางเศรษฐกิจ ในขณะที่แหล่งน้ำแห่งใหม่พัฒนาขึ้นได้ลำบาก สถานการณ์เช่นนี้คล้ายบังคับให้หน่วยงานที่รับผิดชอบต้องทบทวนการเพิ่มปริมาณเก็บกักในอ่างเก็บน้ำอย่างหลีกเลี่ยงไม่ได้ การเพิ่มระดับเก็บกัก หรือ การเพิ่มปริมาณน้ำ ยิ่งทำให้แรงดันน้ำเพิ่มขึ้น และมีความเสี่ยงต่อการรั่วซึมโดยเฉพาะที่ฐานรากเขื่อน

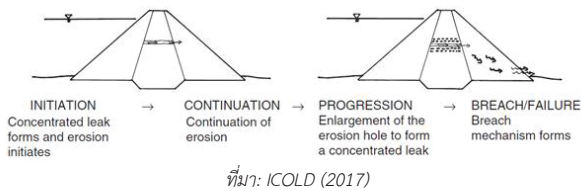
ที่ผ่านมาอ่างเก็บน้ำในประเทศไทยที่เพิ่มศักยภาพโดยเพิ่มระดับเก็บกักไปแล้วประมาณ 14 แห่ง โดยเฉพาะโครงการในภาคตะวันออก เช่น เขื่อนคลองสียัด, เขื่อนบางพระ และเขื่อนประแสร์ ถึงแม้ว่าโครงการเหล่านี้ได้ถูกทดสอบเก็บน้ำแล้วก็ตาม หากดินฐานรากเป็นดินที่อ่อนไหว เมื่อถูกกระตุ้นด้วยความดันน้ำที่สูงขึ้น ย่อมจำเป็นต้องได้รับการตรวจสอบ โดยเฉพาะรูปแบบการพิบัติจากการกัดเซาะย้อนกลับ (Backward Erosion, BE)

เพราะจะเกิดการพิบัติได้อย่างรวดเร็ว ซึ่งในประเทศไทยเขื่อนที่เคยเกิดความเสียหายและพิบัติจากการกัดเซาะย้อนกลับในฐานรากเขื่อน เช่น เขื่อนมูลบน ในเดือนตุลาคม 2533 และเขื่อนมรสุม เดือนสิงหาคม 2562 เป็นต้น

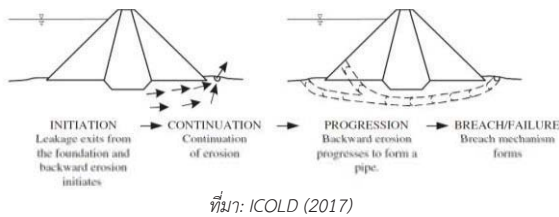
องค์ความรู้ในปัจจุบันเรื่องพฤติกรรมกรไหลซึมของ ICOLD [1] ได้แบ่งเส้นทางการไหลซึมเป็น 3 เส้นทาง อันได้แก่ 1) การไหลซึมผ่านตัวเขื่อน (Seepage through Embankment) 2) การไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน (Seepage through Dam Foundation) 3) การไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน (Seepage through Embankment into Dam Foundation)

แต่ละเส้นทางการไหลซึมจะมีการพัฒนาดังแสดงในรูปที่ 1 ถึงรูปที่ 3 ตามลำดับ โดยการพิบัติของเขื่อนมีกลไกที่ทำให้เกิดกระบวนการของการไหลซึมจนนำไปสู่การพิบัติได้ มี 4 ขั้นตอน ได้แก่

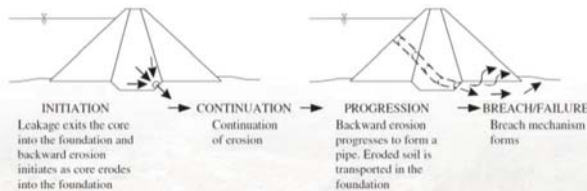
1. Initiation ขั้นตอนการกัดเซาะเริ่มต้นขึ้น ซึ่งขึ้นอยู่กับเส้นทางการไหล และวัสดุ
2. Continuation ขั้นตอนการกัดเซาะต่อเนื่อง ซึ่งเป็นผลจากการกรอง (Filtering)
3. Progression ขั้นตอนการกัดเซาะพัฒนา ดินที่ถูกกัดเซาะได้เชื่อมต่อกันเป็นโพรงและมีขนาดใหญ่ขึ้น
4. Breach Formation and Failure ขั้นตอนการเกิดการพิบัติ วัสดุสูญเสียไปจากการพัดพานำไปสู่การทรุดตัวของสันเขื่อนหรือการเคลื่อนตัวจากความดันน้ำที่สูง จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้



รูปที่ 1 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านตัวเขื่อน



รูปที่ 2 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านฐานรากเขื่อน



รูปที่ 3 กระบวนการพิบัติเนื่องจากการไหลซึมผ่านตัวเขื่อนสู่ฐานรากเขื่อน

ทั้งนี้การกัดเซาะย้อนกลับเป็นกลไกหนึ่งที่มีจะเกิดขึ้นในฐานรากเขื่อนมากกว่าในตัวเขื่อน ที่ดินฐานรากมีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ เป็นกลุ่มดินที่มีความเชื่อมโยงแน่นน้อย ($PI < 7$) และชั้นดินมีการวางตัวต่อเนื่องจากด้านเหนือน้ำไปด้านท้ายน้ำ

รูปที่ 2 เป็นตัวอย่างรูปแบบกลไกการกัดเซาะผ่านฐานรากเขื่อน โดยการกัดเซาะเริ่มต้น (Initiation) เริ่มจากดินฐานรากด้านท้ายน้ำที่เรียกว่า จุดหางออก (Exit Point) ไม่มีเสถียรภาพ สูญเสียหน่วยแรงประสิทธิผลและเริ่มเกิดการพัดพาเม็ดดินจากความดันน้ำในลักษณะทรายผุด (Boiling) แสดงตัวอย่างทรายผุดดังในรูปที่ 4 หากกระบวนการกัดเซาะด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง (Continuation) ซึ่งการพัดพาเม็ดดินจะค่อยๆ กัดเซาะย้อนกลับไปด้านเหนือน้ำ จะเห็นว่าจุด Exit Point จะเปลี่ยนแปลงตำแหน่งย้อนกลับไปด้านเหนือน้ำเรื่อยๆ จากนั้นชั้นดินที่ถูกกัดเซาะจะพัฒนาเชื่อมต่อกันเป็นโพรง หรือเรียกว่าชั้น Progression จนกระทั่งโพรงขยายตัวเรื่อยๆ เมื่อการขยายตัวของโพรงมากขึ้นจนนำไปสู่การทรุดตัวของตัวเขื่อนหรือการเคลื่อนตัว จนทำให้น้ำล้นข้ามสันเขื่อนได้ หรือเกิด Breach and Failure



ที่มา: Fell et al. (2015)

รูปที่ 4 Sand Boil ที่เกิดขึ้นบริเวณด้านท้ายน้ำของพังกันน้ำ

2. วิธีการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ

ในส่วนนี้ได้รวบรวมวิธีการตรวจสอบการไหลซึมผ่านดินฐานรากที่มีความอ่อนไหวต่อการถูกกัดเซาะย้อนกลับ ดังนี้

2.1 Creep Ratio ของ Bligh (1910)

ในปีค.ศ. 1910 Bligh พิจารณาการไหลซึมผ่านฐานรากตั้งแต่ชั้นเริ่มต้นไปจนถึงชั้นพิบัติด้วยสมการเชิงประจักษ์ (Empirical Equations) ด้วยวิธี Creep Ratio ดังสมการที่ 1 [2]

$$C_{Creep} = \frac{L_{Bligh}}{\Delta H} \quad (1)$$

โดยที่ C_{Creep} คือ Creep Ratio, L_{Bligh} คือ ความยาววิกฤตของเส้นทางการไหลซึมที่ได้จากผลรวมในแนวราบและแนวตั้ง (Critical

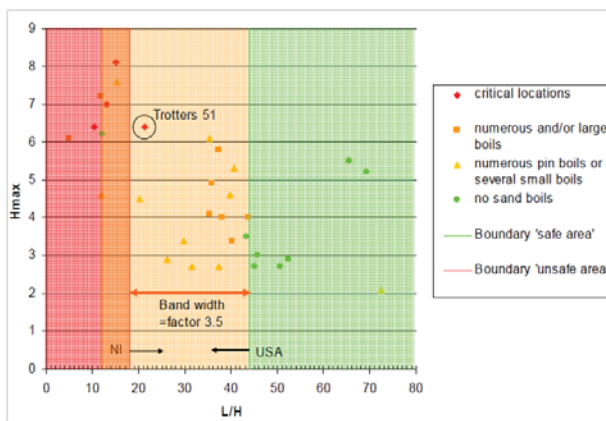
Seepage Length) หน่วยเป็นเมตร, ΔH คือ ความต่างศักย์ของระดับน้ำ ด้านเหนือน้ำและด้านท้ายน้ำ (Head Difference) หน่วยเป็นเมตร

Creep Ratio ที่ปลอดภัยต้องไม่น้อยกว่า Minimum Creep Ratio ที่กำหนดไว้ในตารางที่ 1 ซึ่งได้จากกรณีศึกษาที่เกิดการกัดเซาะย้อนกลับได้ ฐานรากเขื่อน จะเห็นว่า Bligh ยังไม่มีกรณีศึกษาที่ฐานรากเป็นดิน Medium Sand, Fine Gravel, Medium Gravel และ Coarse Gravel, including Cobbles

ตารางที่ 1 Minimum Creep Ratio

Piping Material	Minimum Creep Ratio
Very Fine Sand or Silt	18
Fine Sand	15
Coarse Sand	12
Gravel and Sand	9

ปีค.ศ. 2007 Ammerlann ได้ศึกษาวิธีของ Bligh ผ่านกรณีศึกษาของ พังกันแม่น้ำ Mississippi ในประเทศสหรัฐอเมริกา พังมีฐานรากเป็นทรายหยาบปนกรวด (Coarse sand and Gravel) ไปจนถึงทรายละเอียด (Fine Sand) [3] รูปที่ 5 แสดง C_{Creep} (L/H) ของ Bligh กับระดับน้ำสูงสุด (H_{max}) จะเห็นว่าพังที่พิบัติส่วนใหญ่มีค่า L/H ต่ำกว่า 18 ขณะที่ 18 - 43 ยังพบ Sand Boil แต่เมื่อ L/H มากกว่า 43 จะไม่เกิด Sand Boil นั้นแปลว่า Creep Ratio น้อยกว่า 43 ไม่ปลอดภัยต่อการออกแบบพัง หรือเขื่อนที่มีฐานรากเป็นทราย



ที่มา: Ammerlann (2007)

รูปที่ 5 ตำแหน่ง Sand Boil กรณีศึกษาของพังกันแม่น้ำ Mississippi

เมื่อพิจารณาพบว่า Creep Ratio เป็นส่วนกลับของค่าลาดระดับน้ำเฉลี่ย (Average Hydraulic Gradient) ที่เกิดขึ้นบริเวณใต้ฐานรากดัง สมการที่ 2 และส่วนกลับของ Minimum Creep Ratio คล้ายกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Hydraulic Gradient)

$$\frac{1}{C_{creep}} \approx i_{avg} \quad (2)$$

$$\frac{1}{\text{Minimum Creep Ratio}} \approx i_{critical}$$

เมื่อ

$$C_{creep} > \text{Minimum Creep Ratio}$$

$$\frac{1}{C_{creep}} < \frac{1}{\text{Minimum Creep Ratio}}$$

$$i_{avg} < i_{critical}$$

จะได้ว่า

$$FS = \frac{i_{critical}}{i_{avg}} \approx \frac{C_{creep}}{\text{Min. } C_{creep}}$$

2.2 วิธี Critical Gradient ของ Terzaghi & Peck (1948)

ปีค.ศ. 1948 Terzaghi & Peck วิเคราะห์การไหลซึมผ่านฐานรากตาม หลักกลศาสตร์ พิสูจน์ได้ว่าลาดระดับน้ำวิกฤตที่จุดทางออก (Exit Point) ดังสมการที่ 3 เมื่อลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางออกมีค่าสูงกว่าลาดระดับน้ำ วิกฤต แสดงว่ามีความเป็นไปได้ที่จะเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ [4]

$$i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} \quad (3)$$

โดยที่ i_c คือ ลาดระดับน้ำวิกฤต (Critical Gradient), γ_b คือ หน่วยน้ำหนักลอยตัวของดินอิ่มตัวด้วยน้ำ (Buoyant Weight of the Saturated Soil) และ γ_w คือ หน่วยน้ำหนักของน้ำ (Unit Weight of Water)

ในคู่มือ Design Standard No 13 ของ USBR [5] ได้แนะนำค่า อัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ (Allowable Factor of Safety) ต่อ Boiling ด้านท้ายน้ำ จากสมการที่ 4 และตารางที่ 2

$$FS = \frac{i_c}{i_{exit}} \quad (4)$$

โดยที่ i_{exit} คือ ลาดระดับน้ำในแนวตั้ง (Vertical Hydraulic Gradient) บริเวณจุดทางออก (Exit Point) ซึ่งจะได้จากการวิเคราะห์การไหลซึม

ตารางที่ 2 อัตราส่วนปลอดภัยที่ยอมรับได้ต่อ Boiling

ชนิดของเขื่อน	Allowable F.S.
เขื่อนใหม่ (New Dam)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีการซ่อมแซม (Remedial Repair)	4.0
เขื่อนเดิมที่มีอยู่แล้ว (Existing Dam)	3.0
เขื่อนที่มีฐานรากดี มีเครื่องมือวัดเพียงพอ	2.0 ถึง 2.5

2.3 วิธีการปรับแก้ Critical Gradient

ผลการทดสอบการไหลในทางขึ้น (Upward Flow) ในห้องปฏิบัติการ ของนักวิจัยหลายท่าน เช่น ในปีค.ศ. 2007 Perzmaier et al ได้เสนอตัวคูณปรับแก้จากสมการของ Terzaghi & Peck เพื่อหาค่าลาดระดับน้ำวิกฤต ดังสมการที่ 5 [6]

$$i_c = (0.7 \text{ to } 0.8) \frac{(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)}{\gamma_w} \quad (5)$$

โดยที่ n คือ ความพรุน (Porosity), γ_s คือ หน่วยน้ำหนักของเม็ดดิน (Unit Weight of the Particle)

2.4 แบบจำลองกายภาพของ Schmertmann (2000)

ในปีค.ศ. 2000 Schmertmann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพ (Physical Model) แล้วพบว่า ความต้านทานของดินที่ไม่มีน้ำหนักเชื่อมแน่นต่อการไหลซึม (Maximum point gradient, i_{pmt}) สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ของดินฐานราก ดังแสดงในรูปที่ 6 ซึ่งค่า i_{pmt} มาจากสมการที่ 6 [7]

$$i_{pmt} = 0.05 * 0.183(C_u - 1) \quad (6)$$

โดยที่ C_u คือค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดินหาได้จาก d_{60}/d_{10}

กลุ่มดินที่มีค่า C_u น้อยกว่า 6 เป็นกลุ่มดินที่มีเม็ดดินขนาดเดียวคละกัน ทำให้การยึดเกาะระหว่างเม็ดดินน้อยและมีช่องว่างมาก เมื่อน้ำไหลซึมผ่าน เม็ดดินไม่สามารถเกาะตัวกันได้ดี จึงทำให้เม็ดดินถูกพัดพาได้ง่าย

การปรับแก้ i_{pmt} เพื่อให้ตรงกับขนาดจริง (Prototype) โดยการพิจารณาพารามิเตอร์ดังในสมการที่ (7)

$$(i_{pmt})_{Corrected} = \frac{(C_D C_L C_s C_k C_z C_y C_\alpha) i_{pmt}}{C_R} \quad (7)$$

โดยที่

i_{pmt} = Maximum point seepage gradient needed for complete in The flume test based on the soil coefficient of uniformity

C_D = Correction factor for (D/L)

C_L = Correction factor for total pipe length L

C_s = Correction factor for grain size

C_k = Correction factor, for permeability anisotropy. This is for the anisotropy of the soil layer subject to backward erosion, not the embankment core as a whole

C_z = Correction factor for high-permeability under layer

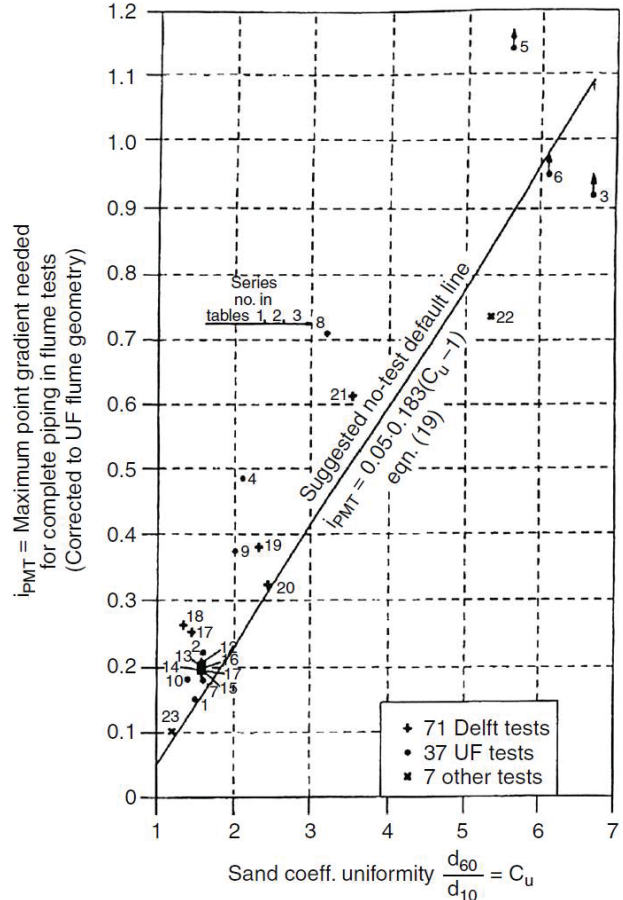
C_y = Correction factor for density

C_α = Adjustment for pipe inclination

C_R = Correction factor for dam axis curvature

D = Depth of piping sand layer, in direction perpendicular to α (m)

L = Direct (not meandered) length between ends of a completed pipe path, from downstream to upstream exit, measured along the pipe path (m)



ที่มา: Schmertmann (2000)

รูปที่ 6 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่า i_{pmt} และ C_u

ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F_{px}) ได้จากการเปรียบเทียบกับ Hydraulic Gradient (i_{fx}) ได้ฐานรากเขื่อนที่จุดใด ๆ ดังในสมการที่ 8 นอกจากนี้ Schmertmann ได้แนะนำค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุด (Minimum for Factor of Safety) ที่ยอมรับได้ ว่าขึ้นอยู่กับโอกาสของการไม่พิบัติ (Reliability) [8] ดังแสดงในตารางที่ 3 โอกาสของการไม่พิบัติแต่ละระดับ จะเลือกได้ตามรูปแบบเขื่อน ดังนี้ Reliability 90% สำหรับเขื่อนมีระบบระบายน้ำ (Filter) ส่วน 95% หรือ 99% จะใช้สำหรับเขื่อนที่ไม่มีระบบระบายน้ำ และยังพิจารณาถึงระดับผลกระทบจากการพิบัติของเขื่อนร่วมด้วย

$$F_{px} = \frac{(i_{pmt})_{Corrected}}{i_{fx}} \quad (8)$$

โดยที่ $(i_{pmt})_{Corrected}$ คือ Critical Gradient ที่ปรับแก้ค่าแล้ว และ i_{fx} คือ Hydraulic Gradient บริเวณใต้ฐานเขื่อนที่จุด x (เลือกตำแหน่งที่ค่า i มากที่สุด)

ตารางที่ 3 เกณฑ์ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่ำสุดที่ยอมรับได้ ขึ้นอยู่ระดับโอกาสของการพิบัติไม่เกิดขึ้น

	RELIABILITY =		
	[1 - p(F.S. < 1)]		
	90%	95%	99%
Minimum for maximum single value of F_{px}	2.6	3.2	4.8
Minimum for average value of f_{px} over L = F_p	1.4	1.7	2.4

หมายเหตุ: F_{px} เหมาะสำหรับการใช้โปรแกรม Finite Element

F_p เหมาะสำหรับการประมาณแบบหยาบ

จะเห็นว่าวิธีการตรวจสอบที่กล่าวมาข้างต้น เป็นการตรวจสอบอัตราส่วนความปลอดภัยที่อาศัยหลักสมดุลย์จำกัด (Limit Equilibrium) ของแรง ซึ่งแทนขั้นตอนการเริ่มต้นของการกัดเซาะย้อนกลับ

3. กรณีศึกษา

เขื่อนมูลบน ตำบลจรเข้หิน อำเภอบึงสามพัน จังหวัดนครราชสีมา เป็นเขื่อนดินถมเนื้อเดียว (Homogeneous Dam) ความสูงลิกที่สูงสุดประมาณ 32.7 เมตร ความยาวสันเขื่อน 880 เมตร ตัวเขื่อนตั้งอยู่บนฐานรากตะกอนทรายไม่สมน้ำเสมอ ประกอบด้วยชั้นดินเหนียวปนทราย (Silty Clay) และชั้นทรายละเอียดถึงปานกลาง (Fine-Medium Sand) ที่แทรกสลับกันเป็นชั้นๆ ดังแสดงในรูปที่ 7 ในแบบก่อสร้างแสดงการปรับปรุงชั้นดินฐานรากเพื่อปิดกั้นการไหลซึม โดยการขยายฐานของเขื่อนให้กว้างออกไปด้านเหนือน้ำ ภายในตัวเขื่อนมีชั้นกรอง Chimney Drain และ Blanket Drain พร้อมทั้งติดตั้ง Relief Well บริเวณด้านท้ายน้ำเพื่อช่วยระบายน้ำและลดความดันน้ำ

โอบเอื้อ วราทร [9] อธิบายว่า เขื่อนมูลบนดำเนินการก่อสร้างแล้วเสร็จในเดือนพฤศจิกายนปีพ.ศ. 2532 แล้วเริ่มเก็บน้ำครั้งแรกปลายปีพ.ศ. 2532 เมื่อวันที่ 4 เดือนตุลาคม 2532 ปริมาณน้ำในอ่างเก็บน้ำประมาณ 20 ล้านลูกบาศก์เมตร ได้เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว เนื่องจากพายุโซนร้อนอีราและโลล่าที่พัดผ่านภาคตะวันออกเฉียงเหนือ จึงทำให้เกิดฝนตกหนักในเขตลุ่มน้ำมูล ในวันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ปริมาณน้ำในอ่างฯ มีเพิ่มมากขึ้นถึง 131 ล้านลูกบาศก์เมตร ระดับน้ำสูงชันอย่างรวดเร็ว ทำให้เกิดการรั่วซึมในจุดที่ 1 (กม. 0+856) บริเวณรางระบายน้ำด้านท้ายเขื่อนเป็นรูโพรงขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.15 เมตร ลักษณะสีของน้ำที่ไหลพุ่งออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น มีตะกอนทรายปะปนออกมาเป็นจำนวนมาก ดังแสดงในรูปที่ 8 แสดงลักษณะช่องเปิดด้านท้ายน้ำที่มีน้ำรั่วออกมาจาก Rockfill Toe

จุดรั่วที่ 2 (กม.0+475) เกิดขึ้นบนลาดท้ายเขื่อน ขนาดของรูรั่วมีเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 0.12 เมตร พบตะกอนดินทรายไหลปนออกมากับน้ำเป็นจำนวนมาก ในภายหลังได้เกิดการยุบตัวของดินถมตัวเขื่อนถล่มลงไปปิดกั้นทางรั่วซึม ทำให้ปริมาณที่กักน้ำไหลพุ่งออกมาอย่างรุนแรง ลดน้อยลง ทำให้สามารถแก้ไขเร่งด่วนและหยุดการรั่วซึมของน้ำที่จุดนี้ได้สำเร็จ



รูปที่ 2 - จุดรั่วที่ 1 - Sta. 0+856 ระดับที่ไหลออกจากจุดรั่วสูงกว่าระดับหลังของ Rockfill Toe - วันที่ 24 ตุลาคม 2533

รูปที่ 8 ช่องเปิดด้านท้ายน้ำจุดรั่วที่ 1 ของเขื่อนมูลบนที่เกิดขึ้นในปี พ.ศ. 2533

การตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ แบ่งเป็นการวิเคราะห์ก่อนปรับปรุงเขื่อน และหลังปรับปรุงเขื่อนโดยการเพิ่มกำแพงที่บั้นน้ำในชั้นฐานราก (Cutoff Wall) ในการวิเคราะห์ได้เลือกหน้าตัด กม.0+838 เป็นตัวแทนที่ใช้ในการวิเคราะห์การไหลซึม เพราะอยู่ใกล้บริเวณจุดรั่วที่ 1 และมีผลการสำรวจธรณีวิทยาฐานรากชัดเจน ระดับน้ำที่ใช้ในการวิเคราะห์เท่ากับ +220.42 ม.รทก. ซึ่งเป็นระดับน้ำ ณ วันที่ 22 ตุลาคม พ.ศ. 2533 ส่วนคุณสมบัติค่าความซึมของดินและหินได้อ้างอิงจากกรมชลประทาน [10] และวิทยานิพนธ์ของวราวุฒิ ปิมทะบุตร [11] โดยเลือกค่า Expected Value มาใช้ในการวิเคราะห์ ซึ่งค่าความซึมที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบนแสดงดังในตารางที่ 4 สำหรับค่าความความหนาแน่นของวัสดุดินฐานรากเขื่อน ไม่พบข้อมูลผลการทดสอบการบดอัดดิน ในการวิเคราะห์จึงอ้างอิงค่า Typical Value ของความหนาแน่นของดินตะกอนเม็ดหยาบมาใช้ในการวิเคราะห์

ตารางที่ 4 ค่าความซึมที่ใช้ในการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนมูลบน

บริเวณ	ชนิดดิน	ค่าความซึม (ซม./วินาที)	อัตราส่วนแนวราบต่อแนวดิ่ง
Embankment	SC, CL	1.00×10^{-8}	3
Soil Foundation I	CL	4.80×10^{-7}	9
Soil Foundation II	SP	2.70×10^{-4}	1
Fine Filter	-	3.82×10^{-3}	1
Coarse Filter	-	4.80×10^{-1}	1
Fresh Rock	-	1.00×10^{-4}	1
Cutoff Wall	-	1.00×10^{-7}	1

พฤติกรรมการไหลซึมจากแบบจำลองก่อนการปรับปรุงเขื่อน ผลการวิเคราะห์เส้นความสูงน้ำรวม พบว่ามีการไหลซึมผ่านฐานรากมากกว่าตัวเขื่อน โดยเฉพาะบริเวณชั้นฐานรากดินตะกอนทรายมีการไหลซึมมากกว่าบริเวณอื่นเพราะมีปริมาณลูกศร (Vector) มากกว่าบริเวณอื่น ดังแสดงในรูปที่ 9 และรูปที่ 10 เมื่อพิจารณาอัตราระดับน้ำ บริเวณที่มีค่าอัตราระดับน้ำสูง ได้แก่ จุดทางเข้า Chimney Drain และ จุดทางออกด้านท้ายน้ำ

ซึ่งมีค่าลาดระดับน้ำประมาณ 0.140 และ 0.133 ตามลำดับ เมื่อเปรียบเทียบกับค่าลาดระดับน้ำวิกฤต มีความเป็นไปได้ที่จะเกิดทรายนุดด้านท้ายน้ำ และหากระบบกรองด้านท้ายน้ำไม่มีประสิทธิภาพ เม็ดดินจะถูกพัดพาออกไปอย่างต่อเนื่อง เช่นเดียวกับเหตุการณ์รั่วซึมในปีพ.ศ. 2533 พบการรั่วซึมบริเวณด้านท้ายน้ำ ลักษณะของน้ำที่ไหลออกมาเป็นสีน้ำตาลขุ่น

สำหรับพฤติกรรมกรไหลซึมจากแบบจำลองหลังการปรับปรุงเงื่อนไขโดยเพิ่มกำแพงที่น้ำในชั้นดินฐานราก พบว่าค่าลาดระดับน้ำบริเวณจุดทางเข้า Chimney Drain และจุดทางออกด้านท้ายน้ำลดลงอยู่ที่ 0.029 และ 0.066 จะเห็นว่าระบบการทำงานของกำแพงที่น้ำจะช่วยทำให้อัตราการไหลซึมและแรงดันน้ำในบริเวณด้านท้ายน้ำลดลง

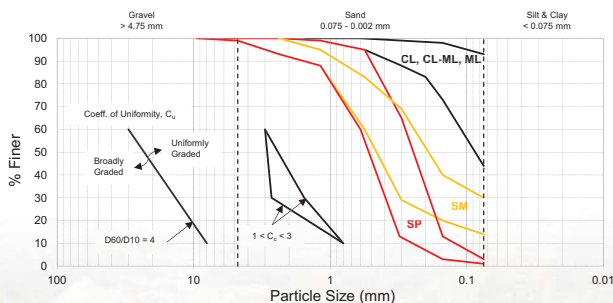
ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับแต่ละวิธี สำหรับกรณีก่อนปรับปรุงเงื่อนไขแสดงในตารางที่ 5 ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 14.67 ซึ่งมากกว่าค่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 เพราะฐานรากส่วนใหญ่เป็นกลุ่มดินตะกอนเม็ดหยาบ ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเงื่อนไข

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำวิกฤต (i_c) ได้เท่ากับ 0.594 และค่าลาดระดับน้ำในแนวตั้งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากการวิเคราะห์การไหลซึมในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 9 มีค่าเท่ากับ 0.026 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกับ จะได้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 23.02

ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzmaier คำนวณค่า i_c ได้เท่ากับ 0.416 เมื่อเปรียบเทียบกับ i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 16.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Schmermann จำเป็นต้องพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอ (Uniformity Coefficient, C_u) ดังในรูปที่ 11 แสดงขนาดคละของชั้นดินฐาน 3 กลุ่ม ได้แก่ กลุ่มดิน CL, CL-ML, ML, กลุ่มดิน SM และกลุ่มดิน SP เมื่อพิจารณากลุ่มดินตะกอนทราย (SP) พบว่ามีค่า C_u อยู่ระหว่าง 2.15 ถึง 2.46 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 6 ดังนั้นจึงใช้วิธีของ Schmermann ในการตรวจสอบความปลอดภัยได้



ที่มา: ดัดแปลงจาก วรภูมิ ปิณฑะบุตร (2538)

รูปที่ 11 ขนาดคละของชั้นดินฐาน

วิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} ได้เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพามีเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเงื่อนไข (i_{fx}) ที่ได้จากการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 10 มีค่าเท่ากับ 0.133 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกับกัน จะได้ F.S. เท่ากับ 1.5 ซึ่งมีค่าน้อยกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ (F.S. ที่ยอมรับได้เท่ากับ 2.6 โดยพิจารณาที่ความน่าเชื่อถือเท่ากับ 90% สำหรับเงื่อนไขระบบระบายน้ำ)

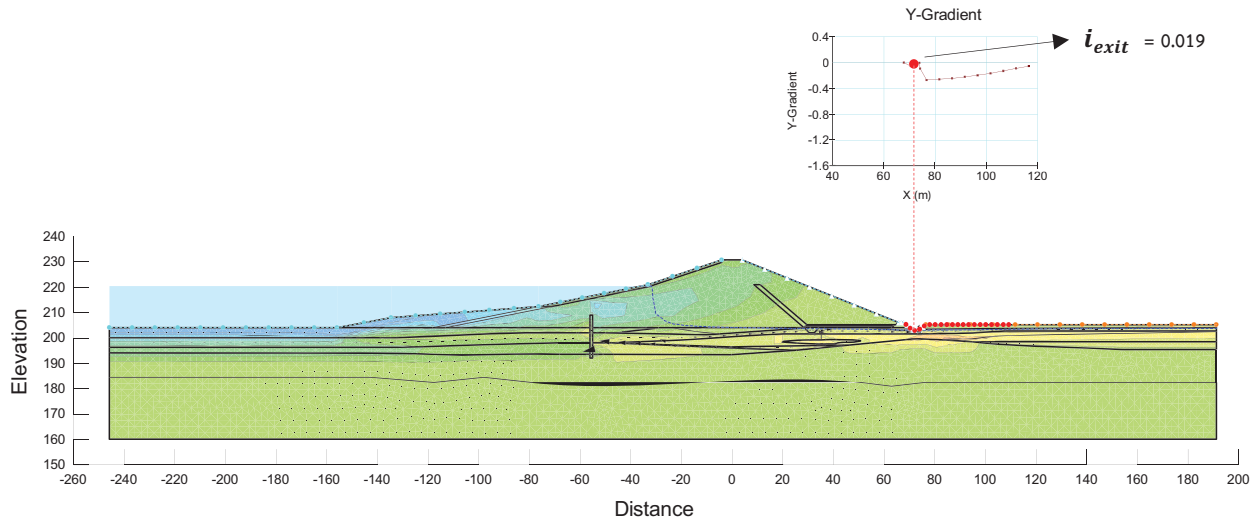
สำหรับผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับ กรณีหลังปรับปรุงเงื่อนไขแสดงในตารางที่ 6 ซึ่งรายละเอียดการตรวจสอบจะกล่าวในลำดับดังนี้

การตรวจสอบด้วยวิธีของ Bligh คำนวณค่า Creep Ratio ได้เท่ากับ 16.23 ซึ่งมีค่าสูงกว่ากรณีก่อนปรับปรุงเงื่อนไข เพราะความยาววิกฤตของเส้นทางการไหลซึม (L_{Bligh}) ได้เพิ่มการพิจารณาความยาวของกำแพงที่น้ำเข้ามาเกี่ยวข้อง และ Creep Ratio ที่มีค่าน้อยกว่า Minimum Creep Ratio ของดิน Coarse Sand ที่มีค่าเท่ากับ 12 ผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับไม่เกิดขึ้นในฐานรากเงื่อนไข

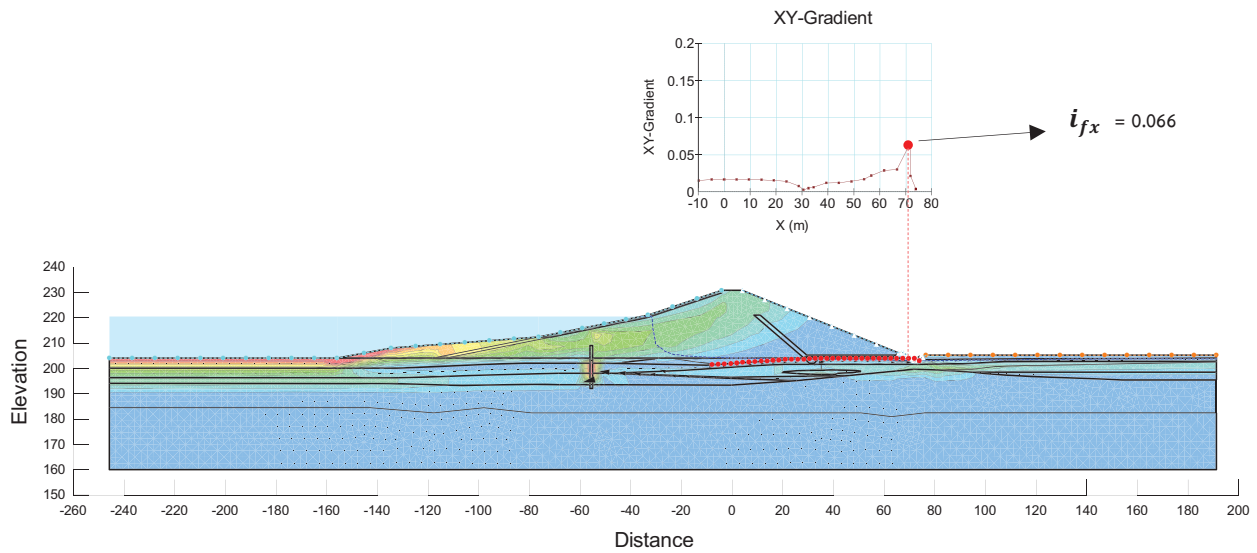
การตรวจสอบด้วยวิธีของ Terzaghi & Peck คำนวณค่าลาดระดับน้ำในแนวตั้งบริเวณจุดทางออก (i_{exit}) ที่ได้จากการวิเคราะห์การไหลซึมในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 12 มีค่าเท่ากับ 0.019 เมื่อเปรียบเทียบกับค่า i_c จะได้อัตราส่วนปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) เท่ากับ 31.6

ในทำนองเดียวกันวิธีของ Perzmaier เมื่อเปรียบเทียบกับค่า i_c และค่า i_{exit} จะได้อัตราส่วนปลอดภัยเท่ากับ 22.1 จะเห็นว่าค่า F.S. ของวิธี Perzmaier ต่ำกว่าวิธีของ Terzaghi & Peck แต่ทั้ง 2 วิธีได้ค่ามากกว่าอัตราส่วนความปลอดภัยที่ยอมรับได้ที่เท่ากับ 3

สำหรับวิธีของ Schmermann คำนวณค่า i_{pmt} เท่ากับ 0.275 เมื่อนำไปคูณพามีเตอร์ปรับแก้ จะได้ $(i_{pmt})_{Corrected}$ เท่ากับ 0.207 ในขณะที่ค่าลาดระดับน้ำสูงสุดบริเวณใต้ฐานเงื่อนไข (i_{fx}) ที่ได้จากการวิเคราะห์ในโปรแกรมดังแสดงในรูปที่ 13 มีค่าเท่ากับ 0.066 เมื่อนำทั้งสองค่ามาเปรียบเทียบกับกัน จะได้ F.S. เท่ากับ 3.2 ซึ่งมีค่ามากกว่า F.S. ที่ยอมรับได้ จะเห็นว่าตัวกำแพงที่น้ำสามารถช่วยลดระยะทางการไหลซึมได้



รูปที่ 12 การพิจารณา i_{exit} บริเวณจุดทางออกด้านท้ายน้ำของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน



รูปที่ 13 การพิจารณา i_{fx} บริเวณใต้ฐานรากเขื่อนของเขื่อนมูลบน กรณีหลังปรับปรุงเขื่อน

ตารางที่ 5 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (ก่อนการปรับปรุง)

วิธีการตรวจสอบ	ระดับน้ำ (ม.รทก.)	i_c	i	FS	FS ที่ยอมรับได้	ผลการตรวจสอบ
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.068	1.2	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.026	23.0	3.0	✓
Perzmaier (2007)	+220.42	0.416	0.026	16.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.133	1.5	2.6	✗

หมายเหตุ: ✓ คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ, ✗ คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

ตารางที่ 6 สรุปผลการตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับของเขื่อนมูลบน (หลังการปรับปรุง)

วิธีการตรวจสอบ	ระดับน้ำ (ม.รทก.)	i_c	i	FS	FS ที่ยอมรับได้	ผลการตรวจสอบ
Bligh (1910)	+220.42	0.083	0.061	1.4	1.2	✓
Terzaghi & Peck (1948)	+220.42	0.594	0.019	31.6	3.0	✓
Perzmaier (2007)	+220.42	0.416	0.019	22.1	3.0	✓
Schmermann (2000)	+220.42	0.207	0.066	3.2	2.6	✓

หมายเหตุ: ✓ คือ ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ, ✗ คือ ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

4. สรุปและวิจารณ์

ผลการตรวจสอบด้วยวิธีที่กล่าวมาข้างต้นสรุปได้ว่า ก่อนปรับปรุงเชื่อมมูลบนจะผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzmaier แต่ไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบของ Schmermann อาจกล่าวได้ว่าวิธีของ Bligh, Terzaghi & Peck และ Perzmaier ไม่สอดคล้องกับความเป็นจริงที่เกิดขึ้นกับเชื่อมมูลบน ในขณะที่หลังปรับปรุงเชื่อมด้วยกำแพงที่บ้น้ำผ่านเกณฑ์การตรวจสอบทุกวิธี

การวิเคราะห์การไหลซึมด้วยการใช้โปรแกรมทางคณิตศาสตร์ SEEP/W ที่นำเสนอในบทความนี้ เป็นการวิเคราะห์พฤติกรรมก่อนการกัดเซาะภายในจะเริ่มต้นขึ้น (Initiation of Erosion) เท่านั้น ผลการวิเคราะห์การไหลซึมบอกถึงเสถียรภาพก่อนเม็ดดินจะสูญเสียโครงสร้าง ซึ่งหากเม็ดดินสูญเสียโครงสร้างไปแล้ว การวิเคราะห์เช่นนี้จะไม่ถูกต้อง

วิธีของ Terzaghi & Peck สนใจพฤติกรรมบริเวณจุดทางออก (Exit Point) ด้านท้ายน้ำของเขื่อน ซึ่งพิจารณาสมดุลของแรงที่กระทำต่อชั้นดิน ถ้าเม็ดดินเรียงตัวไม่ดี เมื่อแรงดันน้ำมากกระทำ เม็ดดินจะถูกพัดพาได้ จะเห็นว่าวิธีของ Terzaghi & Peck นั้นก็ไม่ได้พิจารณาโครงสร้างของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน (Internal Instability) ดังนั้นเมื่อตรวจสอบความปลอดภัยต่อการเกิด Boiling ด้านท้ายน้ำ จึงผ่านเกณฑ์การตรวจสอบเช่นเดียวกับวิธีของ Perzmaier เพียงเสนอตัวคูณปรับแก้สมดุลของแรงจากสมการของ Terzaghi & Peck

สำหรับวิธีของ Schmermann ดำเนินการทดสอบด้วยแบบจำลองกายภาพที่พิจารณาตั้งแต่ Initiation ไปจนถึง Progression พบว่าดินที่ไม่มี ความเชื่อมแน่นต่อการไหลซึมหรือดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายใน สัมพันธ์กับค่าสัมประสิทธิ์ความสม่ำเสมอของเม็ดดิน (Uniformity Coefficient, C_u) ซึ่ง Schmermann สนใจโครงสร้างของเม็ดดินที่ไม่มีเสถียรภาพโดยตรง จึงเหมาะสมกับกรณีเชื่อมมูลบนที่มีฐานรากเป็นดินที่ไม่มี ความเชื่อมแน่น เมื่อตรวจสอบการกัดเซาะย้อนกลับใต้ฐานรากเขื่อน จึงไม่ผ่านเกณฑ์การตรวจสอบ

ข้อพึงระวังสำหรับปัญหาของดินที่ไม่มีเสถียรภาพภายในคือ จะต้องดำเนินการสำรวจและทดสอบตัวอย่างดินให้เพียงพอ

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบคุณ หน่วยวิจัยความปลอดภัยเขื่อน ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ที่สนับสนุนข้อมูลสำหรับการศึกษานี้

เอกสารอ้างอิง

- [1] ICOLD. (2017). Internal Erosion of Existing Dam, Levees and Dikes, and their Foundations. Bulletin 164, Committee on Embankment Dams, ICOLD, Paris.
- [2] Bligh, W.G., (1910). Dams Barrages and Weirs on Porous Foundations, Engineering news. pp.708-710

- [3] Ammerlaan, P.R.M. (2007). Levees and levee evaluation, the Dutch and US practice Compared. MSc-Thesis. Delft University of Technology, the Netherlands.
- [4] Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley International, New York.
- [5] USBR. (2014). Reclamation, Managing Water in the West. Design Standards No. 13, Embankment Dams. Chapter 8
- [6] Perzmaier, S., Muckenthaler, P. and Koelewijn, A.R. (2007). Hydraulic Criteria for Internal Erosion in Cohesionless Soil, in Proceedings Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Contributions to the Symposium in Freising, Germany, September 2007.
- [7] Schmermann, J.H. (2000). The Non-Filter Factory of Safety Against Piping through Sand. ASCE Geotechnical Special Publication No. 111, Judgment and Innovation. Edited by F. Silva and E. Kavazanjian, ASCE, Reston.
- [8] Fell, R., Foster, M., Cyganiewicz, J., Sills, G., Vroman, N. and Davidson, R. (2009). Risk Analysis for Dam Safety. The University of New South Wales, Australia. Volume II.
- [9] โอบเอื้อ วราทร (2534). การออกแบบแรงดันเสริมความมั่นคงเชื่อมลำมูลบนระยะวิกฤต. งานประชุมใหญ่ทางวิชาการประจำปี 2534 และ CAFEO-9, ณ โรงแรมแชงกรีลา, 31-3 พฤศจิกายน 2534.
- [10] Saihom, N., Ammawat R., Kangsasiatam M. and Harnpattanpanich T. (1993). Leakage at Upper Mun Dam. Proseeding: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, 1-4 June 1993
- [11] วรวุฒิ ปินตะบุตร (2538). การวิเคราะห์การไหลซึมของเชื่อมมูลบน. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท. มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์, กรุงเทพฯ.



วิศวกรรมดินถล่ม

หน่วยวิจัยวิศวกรรมดินถล่ม (Landslide Engineering Research Unit)

ศูนย์วิจัยฯ เล็งเห็นความสำคัญของภัยดินถล่มอย่างยิ่งและได้ทำการศึกษาร่วมกับหลายหน่วยงานอย่างต่อเนื่อง อาทิ กรมทรัพยากรธรณี กรมทรัพยากรน้ำ Asian Disaster Preparedness Center (ADPC) United Nations Development Programme (UNDP) เป็นต้น และได้รับทุนสนับสนุนอย่างต่อเนื่องจากสำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ (วช.) โดยในระยะแรกเป็นการศึกษาพฤติกรรมของดินที่มีน้ำฝนเป็นปัจจัยสำคัญที่ทำให้เกิดการถล่ม และต่อมาจึงได้พัฒนาเป็นแบบจำลองการวิเคราะห์พื้นที่ที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม รวมถึงการวิเคราะห์เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมสำหรับการเตือนภัยที่เหมาะสมในแต่ละพื้นที่ การวิจัยดำเนินการทั้งการศึกษาเชิงลึกในพื้นที่ตัวอย่าง และการศึกษาในเชิงพื้นที่กว้าง โดยการศึกษาเชิงลึกนั้นเป็นการศึกษาหาคูสมบัติของดินที่ไม่อิ่มตัวด้วยน้ำ (Unsaturated Soil) ในลักษณะการจำลองการเกิดฝนตกในพื้นที่ตัวอย่างและวิเคราะห์หาตัวแปรทางวิศวกรรมที่จำเป็นต่อการสร้างแบบจำลองการวิเคราะห์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม สำหรับงานวิจัยดินถล่มในเชิงพื้นที่กว้าง จะอาศัยเกณฑ์กำหนดและแบบจำลองจากการศึกษาเชิงลึกเพื่อประเมินพื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม โดยมีการศึกษาร่วมกับศูนย์บริการวิชาการและเผยแพร่ข้อมูลภาพถ่ายดาวเทียมอตุณิยมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ และสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำและการเกษตร (สสนก.) โดยนำข้อมูลดาวเทียมมาประยุกต์ใช้ในการเตือนภัยด้านดินถล่มในเชิงพื้นที่กว้างนี้ด้วย ทั้งนี้ในปัจจุบันได้เริ่มเน้นการวิจัยและพัฒนาอุปกรณ์เตือนภัยโดยใช้เทคโนโลยีที่สามารถใช้งานได้จริง และได้ติดตั้งอุปกรณ์เตือนภัยในหลายพื้นที่ในประเทศไทย

โครงการสำคัญในปี พ.ศ. 2559-2561

- โครงการศึกษาพฤติกรรมและการเกิดดินถล่มเพื่อการป้องกันและสร้างระบบเตือนภัยดินถล่มในพื้นที่ภาคเหนือ: พื้นที่ต้นแบบบ้านดอยช้าง ตำบลลาวี อำเภอแม่สรวย จังหวัดเชียงราย (ระยะที่ 2): สำนักงานพัฒนาการวิจัยการเกษตร (องค์การมหาชน)
- โครงการ “การรับมือภัยพิบัติดินถล่มในพื้นที่โครงการพัฒนาดอยตุงฯ”: โครงการพัฒนาดอยตุง
- Landslide Disaster and Climate Risk Management (LDCRM) and Climate change impact assessment: ADAP-T Project
- Regional Integrated Multi-Hazard Early Warning System for Africa and Asia (RIMES) as Technical Expert -Geology Position: RIMES, UNDP
- จ้างเหมาบริการจัดทำข้อเสนอแนะในการป้องกันน้ำใต้ดินและน้ำท่วมขังของแหล่งขึ้นทะเบียนซากฯ บริเวณไม้กลายเป็นหินต้นที่ 1 และไม้กลายเป็นหินที่พบใหม่ในสระน้ำ: กรมทรัพยากรธรณี

การสำรวจและทดสอบด้านธรณีวิศวกรรมเพื่อประเมินความมั่นคงของลาดดิน บ้านสันติคีรี หมู่ที่ 1 บริเวณหลังร้านสะดวกซื้อเซเว่น-อีเลฟเว่น และบ้านธาตุ หมู่ที่ 4 บริเวณ พื้นที่ประสบภัยพิบัติดินเคลื่อนตัว ตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย

วรวัฒน์ ตอวิวัฒน์
สิริสาสตร์ ยิงแสนุก

บทคัดย่อ

การเคลื่อนตัวของมวลดินในช่วงต้นเดือนกันยายน พ.ศ. 2560 บริเวณริมถนนทางหลวงหมายเลข 1234 และพื้นที่บ้านเรือนประชาชนในเขตพื้นที่หมู่ที่ 1 บ้านสันติคีรี และหมู่ที่ 4 บ้านธาตุ ตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย ส่งผลให้เกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้าง ทั้งต่อบ้านเรือนประชาชนและระบบสาธารณูปโภคต่าง ๆ ในพื้นที่ เช่น อาคารแถวร้านจมน้ำจืดรูปจำนวนหลายหลังคาเรือน ถนนเส้นทางหลักมีการทรุดตัวเป็นแนวยาว เป็นต้น พื้นที่ดังกล่าวเคยเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินมาแล้วในอดีต โดยเฉพาะอย่างยิ่งในพื้นที่การทรุดตัวของมวลดินบริเวณริมถนนทางหลวงหมายเลข 1234 ซึ่งเคยเกิดในเดือนกันยายน 2560 และตุลาคม พ.ศ. 2553 (เกิดซ้ำ)

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ นำโดย รศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ (หัวหน้าศูนย์วิจัยฯ และผู้เชี่ยวชาญด้านปฐพีและฐานราก) ซึ่งมีความเชี่ยวชาญและทำงานวิจัยเกี่ยวกับดินถล่มมาอย่างยาวนานและต่อเนื่อง ได้ตระหนักถึงปัญหาและผลกระทบที่เกิดขึ้น จึงได้เข้าไปสำรวจเบื้องต้นในพื้นที่ร่วมกับองค์การบริหารส่วนตำบลแม่สลองนอก พบว่าความเสียหายและผลกระทบดังกล่าวที่เกิดขึ้นมีแนวโน้มของความรุนแรงและการขยายตัวของพื้นที่อาจเพิ่มมากขึ้น จนอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนได้

องค์การบริหารส่วนตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย ได้ให้ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ เป็นที่ปรึกษาภายใต้โครงการ “การสำรวจและวิเคราะห์ทางธรณีวิศวกรรมเพื่อประเมินเสถียรภาพความมั่นคงของลาดดิน พื้นที่ตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย” การศึกษาอย่างละเอียดและประเมินศักยภาพการเคลื่อนตัวของมวลดินในพื้นที่ เพื่อหาแนวทางการปรับปรุงแก้ไขและการลดผลกระทบที่เหมาะสมทางธรณีวิศวกรรมต่อไป

Abstract

On September 2017, there was report of soil movement on highway 1234 and village areas consist of Moo 1 of Santikhiri village and Moo 4 of Ban That village, Mae Salong Nok sub district, Mae Fah Luang district, Chiang Rai province. The movement caused wide effect on households and facilities in the areas such as deformed buildings and collapsed road etc. These areas used to have landslide event in the past, especially along highway 1234 that used to have soil collapse in 2010 (Reoccurrence).

Geotechnical Engineering Research and Development Center which lead by Assoc. Prof. Dr. Suttisak Sorulump (Chief of our research center and specialist of geotechnical engineering) have been working on several landslide researches. We realized that the situation and effects caused a huge damage to villagers, therefore, our research center worked together with Subdistrict Administrative Organization of Mae Salong Nok to survey and investigate in the areas and found that damages and effect from soil movement trend to increase and may cause severe issue to safety of villager and their properties.

Our research center as consult of Subdistrict Administrative Organization of Mae Salong Nok performed deep investigation, assessing of potential of soil movement and proposing solution in order to manage and release the effects of the movement under the project of “Geotechnical survey and analysis for assessing slope stability of Mae Salong Nok subdistrict, Mae Fah Luang district, Chiang Rai province”.

Key word : การเคลื่อนตัวของดินแม่สลองนอก, การตรวจสอบอาคาร

Ground movement Maesalongnok, building inspection

บทนำ

การเคลื่อนตัวของมวลดินในช่วงต้นเดือนกันยายน พ.ศ. 2560 บริเวณริมถนนทางหลวงหมายเลข 1234 และพื้นที่บ้านเรือนประชาชนในเขตพื้นที่หมู่ที่ 1 บ้านสันติคีรี และหมู่ที่ 4 บ้านธาตุ ตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย ส่งผลให้เกิดความเสียหายเป็นบริเวณกว้าง ทั้งต่อบ้านเรือนประชาชนและระบบสาธารณูปโภคต่าง ๆ ในพื้นที่ (รูปที่ 1) เช่น อาคารแตกร้าวจนผิดรูปจำนวนหลายหลังคาเรือน ถนนเส้นทางหลักมีการทรุดตัวเป็นแนวยาว เป็นต้น พื้นที่ดังกล่าวเคยเกิดการเคลื่อนตัวของมวลดินมาแล้วในอดีต โดยเฉพาะอย่างยิ่งในพื้นที่การทรุดตัวของมวลดินบริเวณริมถนนทางหลวงหมายเลข 1234 ซึ่งเคยเกิดในช่วงเดือนตุลาคม พ.ศ.2553 (เกิดซ้ำ) ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ นำโดย รศ.ดร.สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ (หัวหน้าศูนย์วิจัย ฯ และผู้เชี่ยวชาญด้านวิศวกรรมปฐพีและฐานราก) ซึ่งมีความเชี่ยวชาญและทำงานวิจัยเกี่ยวกับดินถล่มมาอย่างยาวนานและต่อเนื่อง ได้ตระหนักถึงปัญหาและผลกระทบที่เกิดขึ้น จึงได้เข้าไปสำรวจเบื้องต้นในพื้นที่ร่วมกับองค์การบริหารส่วนตำบลแม่สลองนอก พบว่าความเสียหายและผลกระทบดังกล่าวที่เกิดขึ้นมีแนวโน้มของความรุนแรงและการขยายตัวของพื้นที่อาจเพิ่มมากขึ้น จนอาจก่อให้เกิดความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนได้ จึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่ควรมีการศึกษาอย่างละเอียดและประเมินศักยภาพการเคลื่อนตัวของมวลดินในพื้นที่ เพื่อหาแนวทางการปรับปรุงแก้ไขและการลดผลกระทบที่เหมาะสมทางธรณีวิศวกรรมต่อไป

วัตถุประสงค์โครงการ

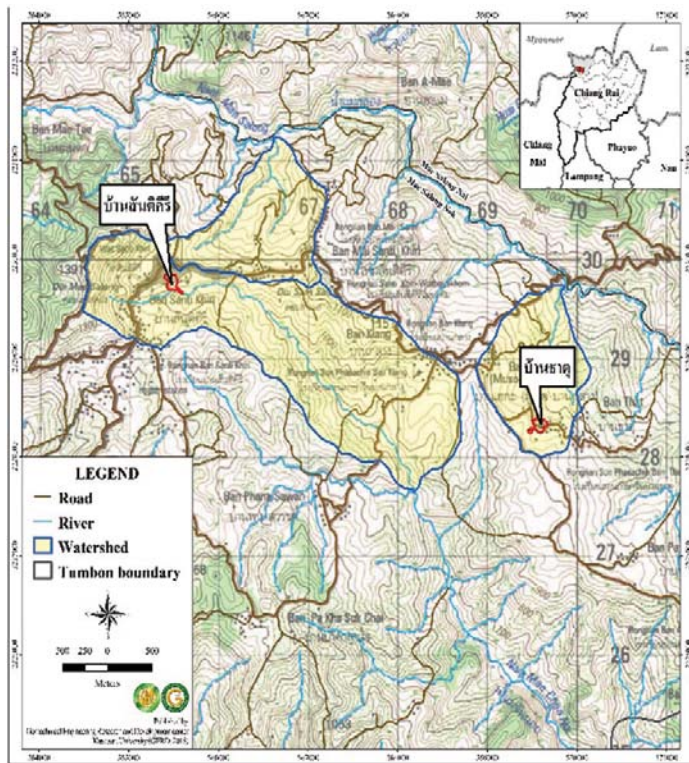
- (1) เพื่อทราบขอบเขตการเคลื่อนตัวของมวลดิน ทั้งบนผิวดินและใต้ดินในบริเวณพื้นที่ที่ลาดดินมีแนวโน้มว่าไม่มั่นคง หรือมีความปลอดภัยไม่เพียงพอในสภาพปัจจุบันของพื้นที่ศึกษา
- (2) เพื่อศึกษาและหาปัจจัยที่เกี่ยวข้องกับความไม่มั่นคงของลาดดินในสภาพปัจจุบันของพื้นที่ศึกษา โดยใช้การสำรวจและการวิเคราะห์ทางธรณีวิศวกรรม
- (3) เพื่อศึกษาและประเมินพื้นที่ที่มีความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม (Landslide Susceptibility) โดยใช้วิธีการทางธรณีวิศวกรรม (Geotechnical Engineering Method)
- (4) เพื่อเสนอแนวทางการปรับปรุงแก้ไขและการลดผลกระทบที่เหมาะสมทางธรณีวิศวกรรมของลาดดิน (เชิงหลักการ) ในบริเวณที่มีความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มสูงหรือมีความปลอดภัยไม่เพียงพอ
- (5) เพื่อประเมินระดับความปลอดภัยของที่อยู่อาศัยและข้อเสนอแนะตามหลักทางวิศวกรรมโครงสร้าง



รูปที่ 1 ตัวอย่างความเสียหายทางกายภาพที่เคยเกิดขึ้นในพื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษา

ตั้งอยู่ในเขตพื้นที่ตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย ประกอบด้วย 2 พื้นที่ ได้แก่ พื้นที่หมู่ที่ 1 บ้านสันติคีรี บริเวณหลังร้านสะดวกซื้อเซเว่น-อีเลฟเว่น และพื้นที่หมู่ที่ 4 บ้านธาตุ บริเวณพื้นที่ประสบภัยพิบัติดินเคลื่อนตัว สามารถแสดงตำแหน่งพื้นที่ศึกษาและตัวอย่างความเสียหายทางกายภาพดังรูปที่ 2 โดยพื้นที่ทั้งสองปรากฏอยู่ในแผนที่ภูมิประเทศของกรมแผนที่ทหาร มาตราส่วน 1: 50,000 ระวัง 4949 III มีพิกัดตำแหน่งโดยประมาณที่โซน 47Q 565527E, 2229944N และ 47Q 569565E, 2228314N ตามลำดับ

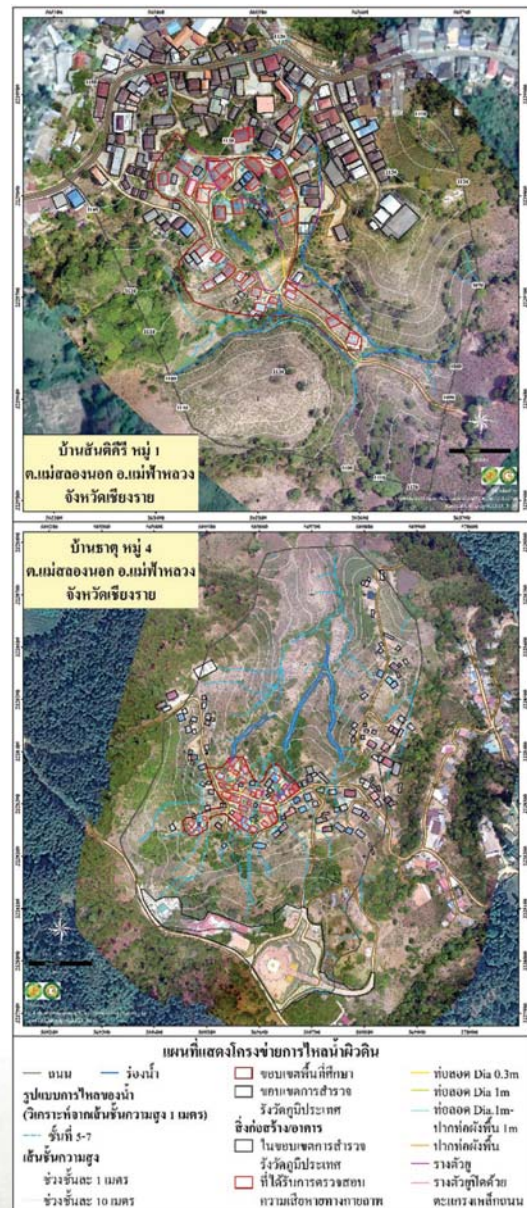


รูปที่ 2 ตำแหน่งพื้นที่บ้านสันติคีรีและบ้านธาตุ ตำบลแม่สลองนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย

การสำรวจจริงวัดภูมิประเทศและโครงข่ายการไหลของน้ำผิวดิน

ความละเอียดของการสำรวจมาตราส่วน 1: 4,000 หรือมีช่วงของเส้นชั้นระดับความสูง (Contour Interval) ทุก ๆ 1 เมตร เมื่อพิจารณาข้อมูลที่ได้จากการรังวัด ดังรูปที่ 3 พบว่าพื้นที่ที่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินในพื้นที่ศึกษาทั้งสองตั้งอยู่ในพื้นที่เชิงเขาขวางเส้นทางการไหลของน้ำผิวดิน รางระบายน้ำที่มีอยู่ส่วนใหญ่เป็นวัสดุคอนกรีต มีทั้งร่องระบายแบบเปิดและร่องระบายแบบปิด (ท่อลอด) ขนาด 0.3 - 1 เมตร บ้านสันติคีรีมีการไหลของน้ำไปทางทิศตะวันออกเฉียงใต้ มีระดับความสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง 1,070 - 1,120 เมตร ขอบเขตพื้นที่ที่ได้รับความเสียหาย มีความลาดชันประมาณ 5 - 30 องศา ความลาดชัน 10 องศา เป็นความลาดชันที่พบมากที่สุด ส่วนบ้านธาตุมีการไหลของน้ำไปทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือ มีระดับความสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง 930-960 เมตร มีความลาดชันของพื้นที่ส่วนใหญ่ประมาณ 5-20 องศา ความลาดชัน 15 องศา เป็นความลาดชันที่พบมากที่สุด จากงานวิจัยด้านดินถล่มในประเทศไทย (สุทธิศักดิ์ ศรลัมภ์ และคณะ, 2555) พบว่าบริเวณที่มีร่องรอยของดินถล่ม (Landslide scar) ในลาดดินธรรมชาติ ส่วนใหญ่มีค่าความลาดชันประมาณ 20 - 30 องศา ดังนั้นความลาดชันของพื้นที่ทั้งสองไม่อยู่ในขอบข่ายของความลาดชันที่เสี่ยงต่อการเกิดดินถล่มตามธรรมชาติ

ทะเลปานกลาง 1,070 - 1,120 เมตร ขอบเขตพื้นที่ที่ได้รับความเสียหาย มีความลาดชันประมาณ 5 - 30 องศา ความลาดชัน 10 องศา เป็นความลาดชันที่พบมากที่สุด ส่วนบ้านธาตุมีการไหลของน้ำไปทางทิศตะวันออกเฉียงเหนือ มีระดับความสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง 930-960 เมตร มีความลาดชันของพื้นที่ส่วนใหญ่ประมาณ 5-20 องศา ความลาดชัน 15 องศา เป็นความลาดชันที่พบมากที่สุด จากงานวิจัยด้านดินถล่มในประเทศไทย (สุทธิศักดิ์ ศรลัมภ์ และคณะ, 2555) พบว่าบริเวณที่มีร่องรอยของดินถล่ม (Landslide scar) ในลาดดินธรรมชาติ ส่วนใหญ่มีค่าความลาดชันประมาณ 20 - 30 องศา ดังนั้นความลาดชันของพื้นที่ทั้งสองไม่อยู่ในขอบข่ายของความลาดชันที่เสี่ยงต่อการเกิดดินถล่มตามธรรมชาติ

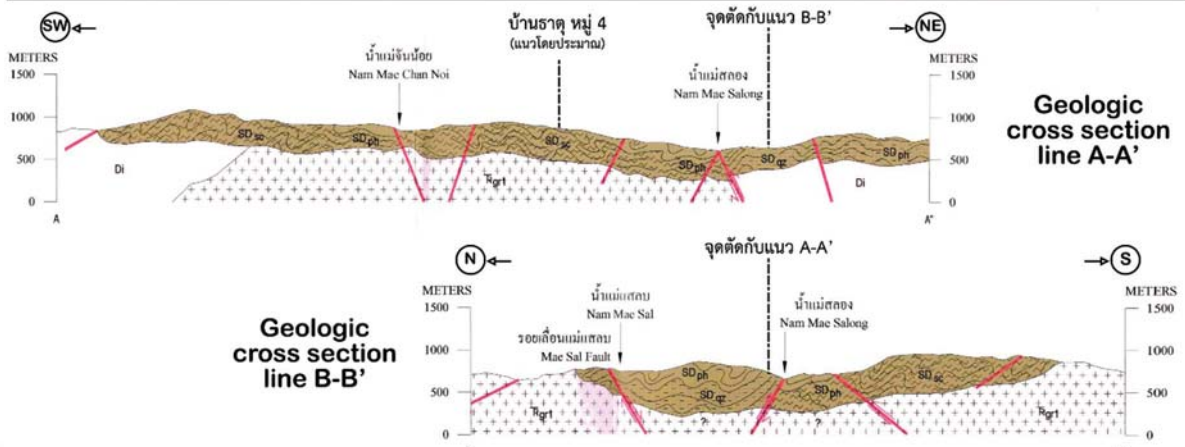
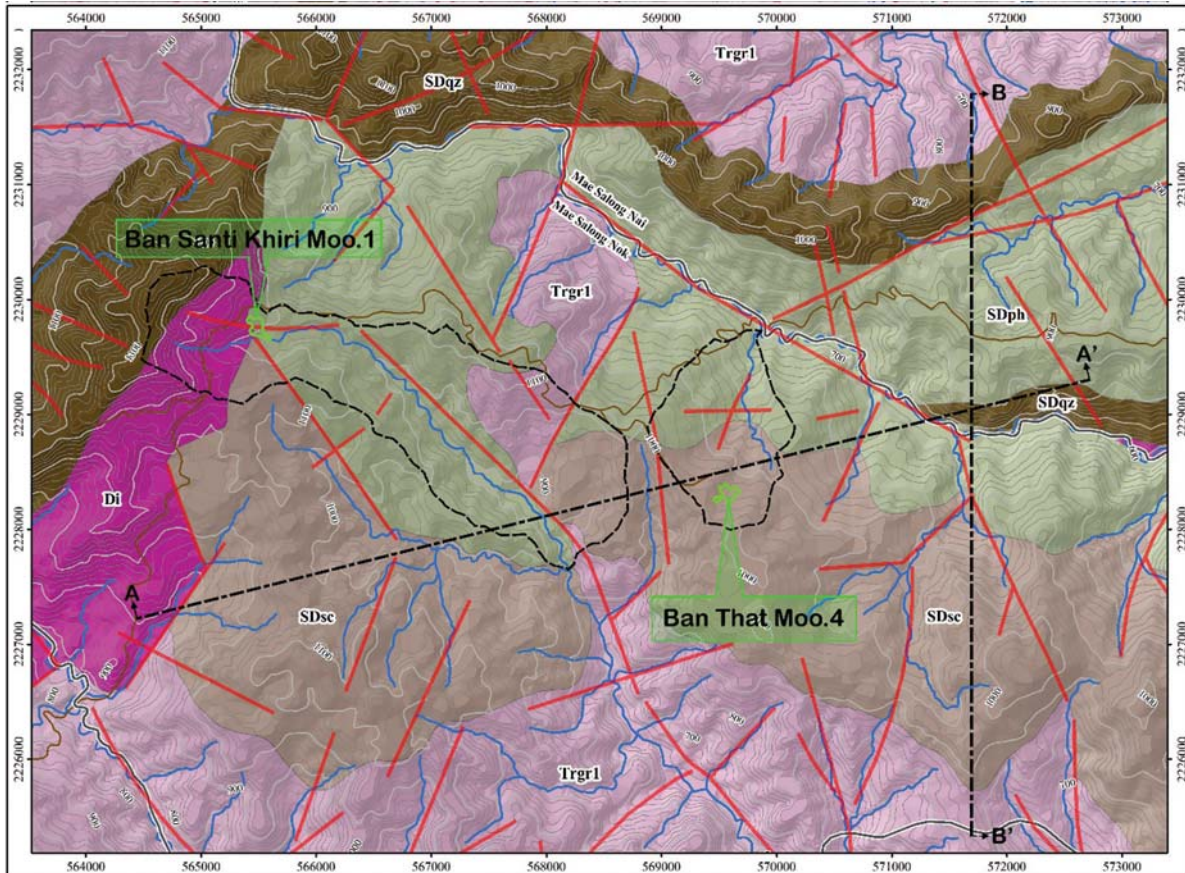


รูปที่ 3 ลักษณะภูมิประเทศและโครงข่ายการไหลของน้ำผิวดินจากการรังวัด (บน) บ้านสันติคีรี (ล่าง) บ้านธาตุ

ลักษณะธรณีวิทยา

จากแผนที่ธรณีวิทยามาตราส่วน 1: 50,000 ราว 4949 III ของกรมทรัพยากรธรณี (2560) ซึ่งคัดลอกมาเฉพาะส่วนที่มีความเกี่ยวข้องกับพื้นที่ศึกษาดังรูปที่ 4 เมื่อพิจารณาพิกัดตำแหน่งขอบเขตความเสียหายที่เกิดจากการเคลื่อนตัวของมวลดินในพื้นที่บ้านสันติคีรีบริเวณหลังร้านสะดวกซื้อเซเว่น-อีเลฟเว่น ส่วน

ใหญ่ตั้งอยู่บนกลุ่มธรณีวิทยา SDph ประกอบด้วย หินฟิลไลต์ สีเทาปานกลางถึงเทาเข้ม โดยมีกลุ่มธรณีวิทยา Di (กลุ่มหินแกรนิต) ซึ่งประกอบด้วย หินไดออไรต์ เนื้อละเอียดถึงปานกลาง สีเทาปานกลางถึงเทาเข้ม หินฮอร์นเบลนด์ สีเทาเข้มถึงดำ สีเทาเข้มถึงดำ เนื้อปานกลางถึงหยาบมาก และกลุ่มธรณีวิทยา SDsc (กลุ่มหินแปร) ซึ่งประกอบด้วย หินไม่ก้ำชีสต์ และหินเซอร์ไซต์



คำอธิบายชนิดหิน อ้างอิงจากแผนที่ธรณีวิทยามาตราส่วน 1: 50,000 ราว 4949 III ดอยแม่สลอง (กรมทรัพยากรธรณี, 2560)

SD ph	หินฟิลไลต์ สีเทาปานกลางถึงเทาเข้ม Phyllite, medium gray to dark gray.	Trgr1	หินใบ โปทโทแกรนิต หินฮอร์นเบลนด์-ไบ โปทโทแกรนิต เนื้อปานกลางถึงหยาบ เนื้อปานหยาบถึงเนื้อหยาบผลึก หินไดออไรต์ เนื้อละเอียดถึงปานกลาง และหินเซอร์ไซต์ Biotite granite, hornblende-biotite granite, medium- to coarse-grained, equigranular to fine porphyritic; leucogranite, fine- to medium-grained; apatite.
SD sc	หินไมกาเชิสต์ เซริคเชิสต์ สีเทาอมดำถึงสีน้ำตาลอมม่วง Mica schist, sericite schist, brownish gray to purplish brown.	Di	หินไดออไรต์ เนื้อละเอียดถึงปานกลาง สีเทาปานกลางถึงเทาเข้ม หินฮอร์นเบลนด์ สีเทาเข้มถึงดำ เนื้อปานกลางถึงหยาบมาก Diorite, fine- to medium-grained, medium gray to dark gray; hornblende, dark gray to black, medium- to very coarse-grained.
SD qz	หินควอตซ์ หินควอตซ์ชีสต์เป็นชั้นบางถึงหยาบ สีเทาถึงเทาเข้ม Quartzite, quartz schist, massive- to thin-banded, light gray to dark gray.		

รูปที่ 4 ลักษณะธรณีวิทยาและภาพตัดขวางทางธรณีวิทยาจากแผนที่ธรณีวิทยามาตราส่วน 1: 50,000 ราว 4949 III ของกรมทรัพยากรธรณี (2560) โดยคัดลอกมาเฉพาะส่วนที่มีความเกี่ยวข้องกับพื้นที่ศึกษา

สีเทาแกมน้ำตาลถึงสีน้ำตาลแกมม่วง เป็นกลุ่มธรณีวิทยาที่อยู่ข้างเคียงในบริเวณด้านเหนือน้ำและด้านขวา ตามลำดับสำหรับพื้นที่บ้านธาตุตั้งอยู่บนกลุ่มธรณีวิทยา SDsc (กลุ่มหินแปร) ไม่มีธรณีวิทยาข้างเคียงอื่น แม้ว่าชนิดหินของกลุ่มธรณีวิทยา SDph และ SDsc ของสองพื้นที่ศึกษาจะแตกต่างกัน แต่ในงานวิจัยทางด้านดินถล่มถือว่ามีธรณีวิทยาที่ใกล้เคียงกัน โดย SDph และ SDsc ถูกจัดให้อยู่ในกลุ่มหินแปร นอกจากนี้ ข้อมูลในแผนที่ธรณีวิทยาดังที่ได้แสดงแนวการพาดผ่านไว้ในรูปที่ 4 ได้มีการศึกษาและแปลความหมายลักษณะธรณีวิทยาโครงสร้างตามแนวภาพตัดขวางทางธรณีวิทยา (Geologic cross section) มีทั้งหมด 2 แนว ได้แก่ แนว A-A' ซึ่งพาดผ่านในแนวตะวันตกเฉียงใต้-ตะวันออกเฉียงเหนือ (SW-NE) และแนว B-B' ซึ่งพาดผ่านในแนวเหนือ-ใต้ (N-S) โดยแนว A-A' เป็นแนวภาพตัดขวางทางธรณีวิทยาที่พาดผ่านใกล้กับพื้นที่บ้านธาตุ จากภาพตัดขวางทางธรณีวิทยาทั้งสองแนว พบว่าลักษณะธรณีวิทยาโครงสร้างในพื้นที่ศึกษาทั้งสอง ซึ่งเป็นกลุ่มหินแปร ชั้นหินมีลักษณะโครงสร้างคดโค้ง (Fold) คล้ายลอนคลื่น มีการเอียงเทของชั้นหินสลับไปมาทางด้านตะวันออกเฉียงเหนือ (NE) และตะวันตกเฉียงใต้ (SW) มีแนวแกนของการคดโค้ง (Fold Axis) วางตัวแนวตะวันตกเฉียงเหนือ-ตะวันออกเฉียงใต้ (NE-SW)

การสำรวจค่าความต้านทานไฟฟ้า

การสำรวจวัดค่าความต้านทานไฟฟ้า (Resistivity Survey) หรือการสำรวจวัดค่าความต้านทานไฟฟ้าปรากฏในสนาม อ้างอิงมาตรฐาน ASTM D 6431-99 เป็นการสำรวจทางด้านธรณีฟิสิกส์ที่ถูกนำมาประยุกต์ใช้เพื่อการสำรวจและประเมินลักษณะธรณีวิทยาใต้ผิวดิน โดยอาศัยการแปลความหมายจากค่าความต้านทานไฟฟ้าที่ถูกตรวจวัดได้ในช่วงเวลาสำรวจนั้น ๆ การสำรวจครั้งนี้ออกแบบการสำรวจด้วยการวางขั้วไฟฟ้าแบบ 4 Electrodes ใช้รูปแบบเวนเนอร์-ชลัมเบอร์เจอร์ (Wenner - Schlumberger Array) และเก็บข้อมูลแบบ 2 มิติ (Profiling 2D) มีระยะห่างระหว่างขั้วไฟฟ้า (a) ที่น้อยที่สุด 5 เมตร ขยับตำแหน่งการวัดค่าตามตำแหน่งที่กำหนดไว้ตลอดแนวสำรวจ จากนั้นทำการขยายระยะออกเป็นจำนวนเท่า (na) ไปจนถึงความยาวสูงสุดของแต่ละแนวสำรวจ ความลึกของการแปลความหมายในแต่ละพื้นที่ไม่น้อยกว่า 20 เมตร สำรวจทั้งหมด 4 แนว ความยาวรวม 500 เมตร รายละเอียดแนวสำรวจแสดงดังตารางที่ 1 ค่าความต้านทานไฟฟ้าจะถูกนำมาสร้างเป็นภาพตัดขวางใต้ผิวดินจำลอง (Pseudo-section) เพื่อศึกษาลักษณะธรณีวิทยาใต้ผิวดิน

ตารางที่ 1 รายละเอียดแนวสำรวจวัดค่าความต้านทานไฟฟ้าในแต่ละพื้นที่

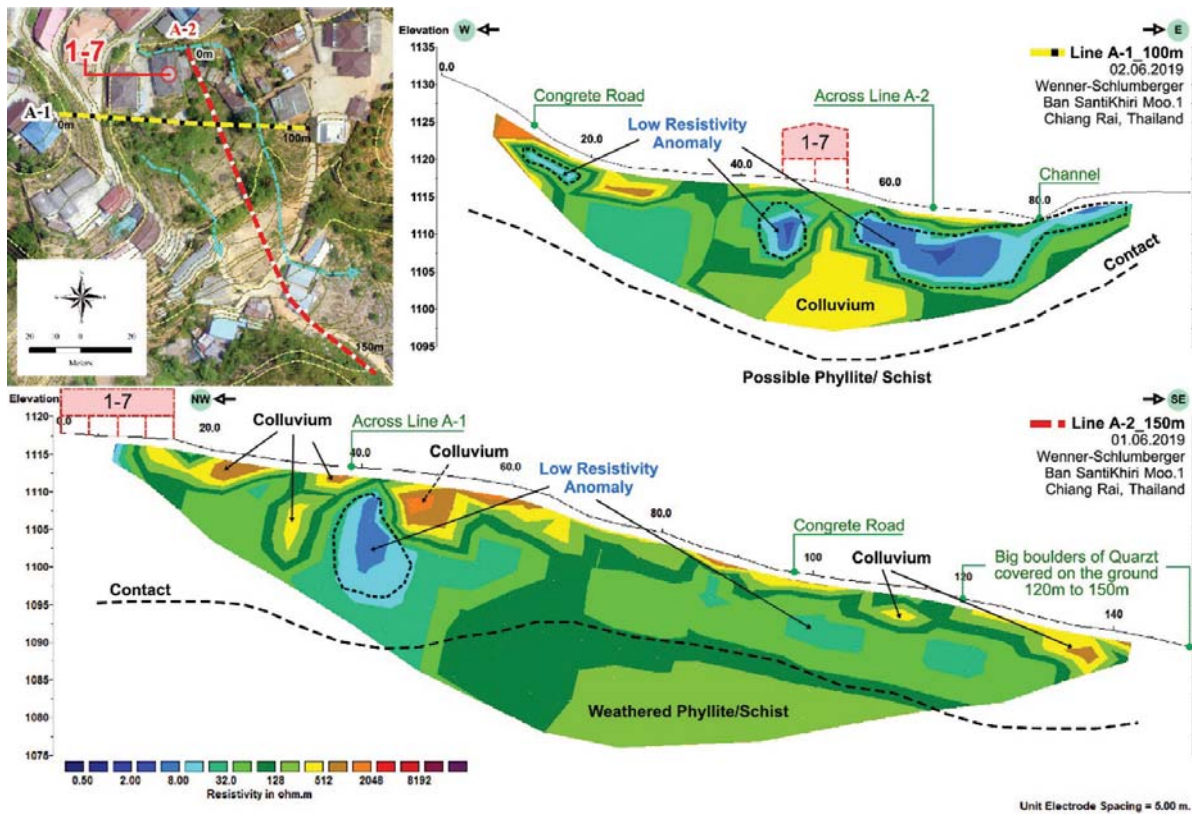
พื้นที่สำรวจ	แนวสำรวจ	ความยาวแนวสำรวจ	ความลึกการแปลความจากระดับผิวดิน
สันติคีรี	A-1	100 เมตร	20 เมตร
	A-2	150 เมตร	30 เมตร
ธาตุ	B-1	150 เมตร	30 เมตร
	B-2	100 เมตร	20 เมตร
	รวม 4 แนว	รวม 500 เมตร	ลึก 20-30 เมตร

(3.1) ผลการแปลความหมายค่าความต้านทานไฟฟ้าพื้นที่บ้านสันติคีรี

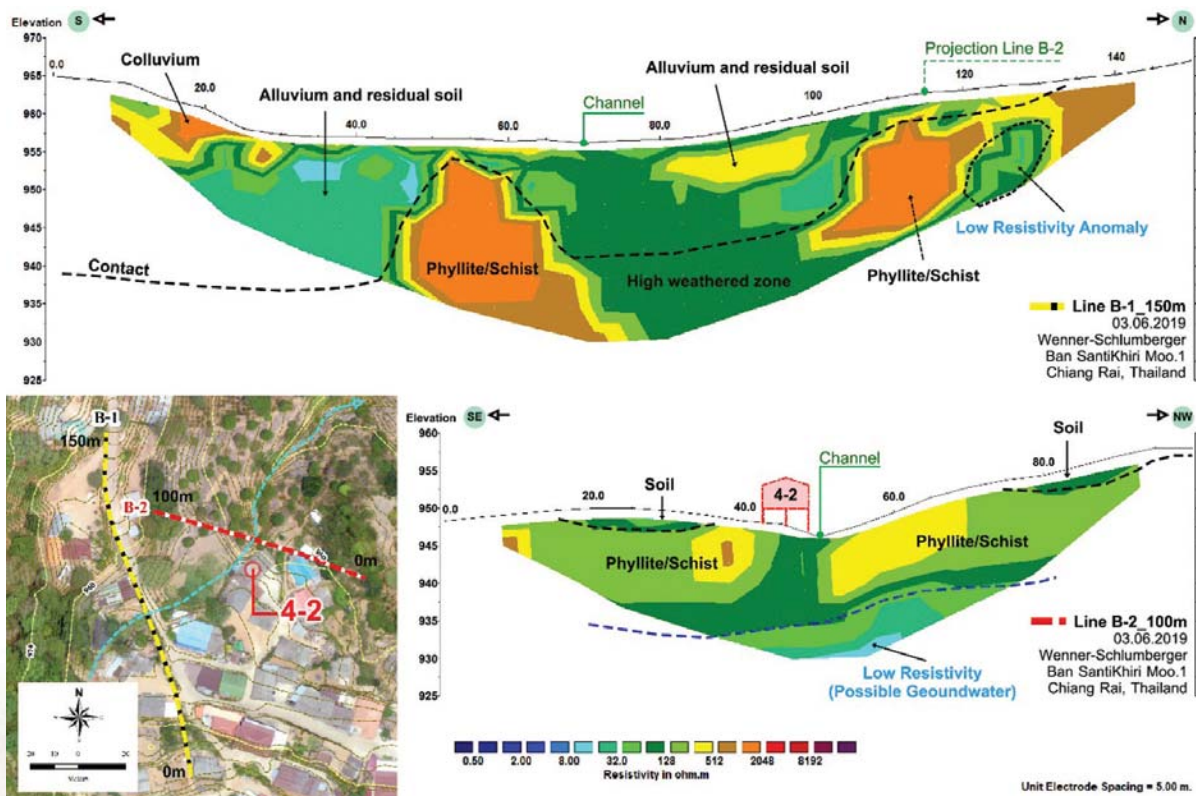
จากรูปที่ 5 คาดว่าพื้นที่สำรวจถูกปกคลุมด้วยวัสดุ 2 ชั้น ได้แก่ ชั้นบนประกอบด้วยตะกอนเศษหินเชิงเขา (Colluvium) และตะกอนดินจากหินที่ผุพังอยู่กับที่ (Residual soil) ชั้นนี้มีความหนาประมาณ 20-30 เมตร ค่าความต้านทานไฟฟ้าที่ได้จากการสำรวจมีความแปรปรวนสูง โดยมีค่าตั้งแต่ 4-2,000 โอห์ม.เมตร ความแปรปรวนดังกล่าวนี้ สอดคล้องกับร่องรอยของตะกอนเศษหินเชิงเขาบนผิวดินตามแนวสำรวจ ซึ่งมีลักษณะเป็นดินปนกับก้อนหินของแร่ควอตซ์ขนาดใหญ่ จึงส่งผลทำให้ค่าความต้านทานไฟฟ้าแปรปรวนตามขนาดและชนิดดิน/หินที่ปกคลุมอยู่ ส่วนชั้นล่างคาดว่าป็นชั้นมวลหิน (จากแผนที่ธรณีวิทยาระบุว่าเป็นหินฟิลไลต์ของกลุ่มธรณีวิทยา SDph) มีลักษณะเป็นมวลขนาดใหญ่ ค่าความต้านทานไฟฟ้าที่เกิดขึ้นมีความต่อเนื่องกันในแนวตั้งและแนวนอน โดยมีความประมาณ 32-256 โอห์ม.เมตร นอกจากนี้ในบริเวณแนวรอยต่อระหว่างชั้นบนและชั้นล่าง มีค่าความต้านทานไฟฟ้าค่อนข้างต่ำกว่าผิดปกติกว่าบริเวณอื่น มีลักษณะเป็นกระเปาะหรือกลุ่มบริเวณ (Low Resistivity Anomaly) ประมาณ 2-8 โอห์ม.เมตร โดยคาดว่าป็นบริเวณที่มีการไหลของทางน้ำใต้ดินหรือมีค่าความชื้นในมวลดินสูง เนื่องจากน้ำหรือความชื้นที่เพิ่มขึ้นสามารถทำให้ค่าความต้านทานไฟฟ้าของวัสดุมีค่าต่ำกว่า

(3.2) ผลการแปลความหมายค่าความต้านทานไฟฟ้าพื้นที่บ้านธาตุ

จากรูปที่ 6 คาดว่าพื้นที่สำรวจถูกปกคลุมด้วยวัสดุ 2 ชั้น ได้แก่ ชั้นบนประกอบด้วยตะกอนดินสะสมตัวตามร่องน้ำ (Alluvium) ตะกอนดินจากหินที่ผุพังอยู่กับที่และตะกอนเศษหิน



รูปที่ 5 ภาพตัดขวางจำลองย้อนกลับและการแปลความค่าความต้านทานไฟฟ้า พื้นที่ที่ 1 บ้านสันติคีรี Line A-1 (100m) และ Line A-2 (150m)



รูปที่ 6 ภาพตัดขวางจำลองย้อนกลับและการแปลความค่าความต้านทานไฟฟ้า พื้นที่ที่ 2 บ้านธาตุ Line B-1 (150m) และ Line B-2 (100m)

เชิงเขา ชั้นนี้มีความหนาแปรปรวนตั้งแต่ 2 - 30 เมตร ค่าความต้านทานไฟฟ้าที่ได้มีความแปรปรวนสูงเช่นกัน โดยมีค่าตั้งแต่ 4 - 2,000 โอห์ม.เมตร ความแปรปรวนดังกล่าวนี้ คาดว่าเกิดจากลักษณะเป็นดินปนกับก้อนหินขนาดใหญ่ ส่วนชั้นล่างคาดว่า เป็นชั้นมวลหิน จากตรวจสอบในสนามพบว่า เป็นหินฟิลโลไลต์ มีลักษณะเป็นมวลขนาดใหญ่ ซึ่งถูกปกคลุมด้วยตะกอนดินจากหินที่ผุพังอยู่กับที่หนาประมาณ 4-5 เมตร ในแผนที่ธรณีวิทยาระบุว่า เป็นกลุ่มธรณีวิทยา SDsc (กลุ่มหินแปร) ค่าความต้านทานไฟฟ้าที่เกิดขึ้นมีความต่อเนื่องกันแนวระดับ โดยมีค่าประมาณ 16-2,000 โอห์ม.เมตร นอกจากนี้ยังพบบริเวณที่ค่าความต้านทานไฟฟ้าค่อนข้างต่ำกว่าบริเวณอื่น ๆ มีลักษณะเป็นผืนใหญ่พบในชั้นที่คาดว่า เป็นชั้นดินและชั้นหิน คาดว่าเป็นทางน้ำใต้ดินหรือพื้นที่ชุ่มน้ำ

การขุดบ่อสำรวจ

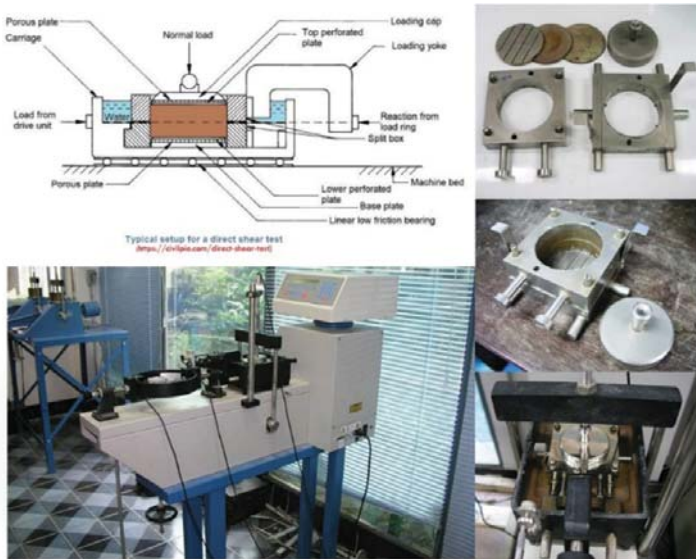
ดำเนินการเพื่อเก็บตัวอย่างดินที่เป็นตัวแทนของดินในพื้นที่ที่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินแบบคงสภาพ (Undisturbed Sample) พื้นที่ละ 1 ชุดตัวอย่าง ความลึกของการขุดประมาณ 0.5 เมตร จากระดับผิวดิน นำไปทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนตรง (Direct Shear Test) ด้วยเครื่องมือเก็บตัวอย่างดิน KU-Miniature Sampler ดังรูปที่ 7 ซึ่งถูกพัฒนาอุปกรณ์มาอย่างต่อเนื่องและถูกนำไปใช้ในงานวิจัยมาแล้วในหลายพื้นที่ โดยศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ (วรากร และคณะ 2546, 2548) ชุดอุปกรณ์เก็บตัวอย่างดินประกอบด้วย กระจบอกเก็บตัวอย่าง แกนเหล็กดก และตุ้มน้ำหนัก โดยกระจบอกเก็บตัวอย่างเป็นทรงกระจบอกเหล็กกล้า ภายในบรรจุกระจบอก PCV ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 2.5 นิ้ว สูง 2 นิ้ว ซึ่งเป็นขนาดตัวอย่างที่สามารถนำเข้าเครื่องทดสอบ Direct Shear Test ได้อย่างพอดีและช่วยลดกระบวนการที่อาจรบกวนตัวอย่างดินระหว่างการเตรียมตัวอย่างก่อนการทดสอบ



รูปที่ 7 ชุดอุปกรณ์เก็บตัวอย่างดินคงสภาพระดับตื้น (KU-Miniature Sampler) (ล่าง) การเก็บตัวอย่างดินแบบคงสภาพ (Undisturbed soil sampling) ในพื้นที่บ้านสันติคีรีและบ้านธาตุ

การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน

ตัวอย่างดินแบบคงสภาพระดับตื้นจากการขุดบ่อสำรวจตามที่ได้กล่าวมาแล้วนั้น ถูกนำมาทดสอบหาค่าสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินในห้องปฏิบัติการโดยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบเฉือนตรง หรือ Direct shear Test ซึ่งอ้างอิงมาตรฐานการทดสอบ ASTM D6528 แสดงเครื่องมือและอุปกรณ์ดังรูปที่ 8 การทดสอบสามารถกระทำได้ทั้งแบบการเฉือนระบายน้ำและไม่ระบายน้ำ โดยการเพิ่มน้ำหนักกดแนวตั้งฉากจะต้องรอให้ความดันน้ำคายตัวออกจนหมด (Consolidation) แล้วจึงทำการการเฉือนตัวอย่างด้วยอัตราเร็วตามแต่กำหนด ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับเงื่อนไขการระบายน้ำขณะเฉือนตัวอย่าง สำหรับการทดสอบในครั้งนี้ออกแบบใช้การเฉือนระบายน้ำ (Consolidation Drained Test) ในสถานะดินตัวอย่างชุ่มน้ำ (Soaked) ด้วยอัตราการเฉือน 0.02 mm/min กำลังรับแรงเฉือนที่ได้ คือ กำลังของดิน ณ ความชื้นที่ทดสอบนั้น ๆ ในรูปแบบของค่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน (Cohesion, c) และค่ามุมแรงเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดิน (Friction Angle, ϕ) ซึ่งคุณสมบัติดังกล่าวจะนำไปสู่การวิเคราะห์ความมั่นคงของดินต่อไป โดยผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินสามารถสรุปดังตารางที่ 2



รูปที่ 8 เครื่องมือและอุปกรณ์ทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างดินแบบคงสภาพในห้องปฏิบัติการ

ตารางที่ 2 สรุปผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากบ่อสำรวจ

พื้นที่บ้าน	แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน (กก./ตร.ซม.)	มุมแรงเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดิน (องศา)
สันติคีรี	0.163	29.65
ธาตุ	0.027	37.31

(6) การเจาะหลุมสำรวจ

ดำเนินการเจาะหลุมสำรวจ (Drilling Hole) บริเวณพื้นที่ที่ลาดดินมีแนวโน้มว่าไม่มั่นคงหรือมีความปลอดภัยไม่เพียงพอในพื้นที่ศึกษา จำนวนพื้นที่ละ 1 หลุมเจาะ ผลการเจาะสำรวจสามารถแสดงดังรูปที่ 9 เพื่อสำรวจและศึกษาคุณสมบัติทางธรณีวิศวกรรมใต้ผิวดินตามความลึก กรณีที่เป็นชั้นดินจะดำเนินการเจาะแบบเป่าล้าง (Wash Boring) พร้อมกับการเก็บตัวอย่างดินแบบไม่คงสภาพ (Disturbed Sample) ด้วยกระบอกผ่าบาง (Split Spoon Sampler) ที่ได้จากการทดสอบด้วยตุ้มมาตรฐาน ซึ่งอ้างอิงมาตรฐาน ASTM D1586 กรณีที่เป็นชั้นหินจะดำเนินการด้วยเครื่องเจาะแบบหมุน (Rotary Drilling) โดยใช้หัวเจาะเพชร (Diamond Core Bit) เจาะหมุนตัดเข้าไปในเนื้อดินและหิน เจาะเป็นช่วง ๆ ละ 3 เมตร แ่่งตัวอย่างหินที่ได้มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางประมาณ 50 มิลลิเมตร

(6.1) ผลเจาะสำรวจดินพื้นที่บ้านสันติคีรี OW-1

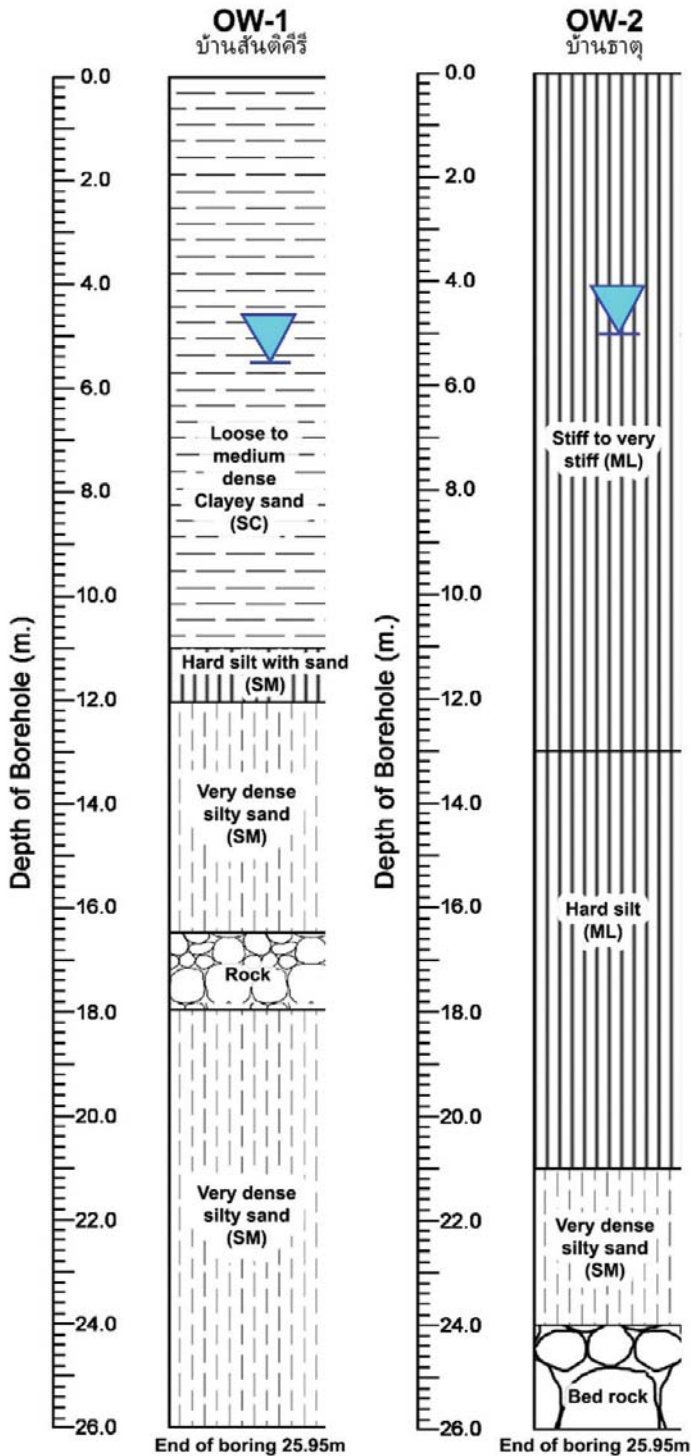
ความลึกของหลุมเจาะ 25.95 เมตร สามารถแบ่งชั้นดินออกเป็น

3 ชั้น ดินชั้นที่ 1 จากผิวดินลงไปถึงระดับความลึกประมาณ 11.00 เมตร เป็นชั้นทรายปนดินเหนียว (SC) แน่นถึงแน่นปานกลาง (Loose to Medium Dense) มีค่าความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 12.4-24.6% ค่าพิกัดเหลว (LL) 38.5% ค่าพิกัดพลาสติก (PL) 21.6% และค่าดัชนีพลาสติก (PI) 17.0% ดินชั้นที่ 2 พบวางตัวอยู่ที่ดินชั้นที่ 1 ลงไป หนาประมาณ 1.50 เมตร เป็นชั้นดินตะกอนปนทราย (ML) แข็งมากที่สุด (Hard) มีค่าความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 24.9% ค่าพิกัดเหลว (LL) 48.9% ค่าพิกัดพลาสติก (PL) 32.4% และค่าดัชนีพลาสติก (PI) 16.4% ดินชั้นที่ 3 พบวางตัวอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 12.00 เมตร ไปจนถึงก้นหลุมเจาะ เป็นชั้นทรายปนดินตะกอน (SM) แน่นมาก (Very Dense) มีค่าความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 11.4-18.4% ไม่มีความเป็นพลาสติก และมีหิน แทรกสลับที่ความลึก 16.50-18.00 เมตร

(6.2) ผลเจาะสำรวจดินพื้นที่บ้านธาตุ OW-2

ความลึกของหลุมเจาะ 25.95 เมตร สามารถแบ่งชั้นดินออกเป็น 3 ชั้น ดินชั้นที่ 1 จากผิวดินลงไปถึงระดับความลึกประมาณ 13.50 เมตร เป็นชั้นดินตะกอนปนทราย (ML) แข็งถึงแข็งมาก (Stiff to Very Stiff) มีค่าความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 32.0-55.8% และไม่มีความเป็นพลาสติก ดินชั้นที่ 2 พบวางตัวอยู่ที่ดินชั้นที่ 1 ลงไป หนาประมาณ 7.50 เมตร เป็นชั้นดินตะกอน (ML) แข็งมากที่สุด (Hard) มีค่าความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 40.8-49.7% และไม่มีความเป็นพลาสติก ดินชั้นที่ 3 พบวางตัวอยู่ที่ระดับความลึกประมาณ 21.00 เมตร เป็นชั้นทรายปนดินตะกอน (SM) แน่นมาก (Very Dense) มีค่าความชื้นตามธรรมชาติ (Wn) 11.8-14.1% ค่าพิกัดเหลว (LL) 49.4% ค่าพิกัดพลาสติก (PL) 28.9% และค่าดัชนีพลาสติก (PI) 20.4%

ผลสำคัญที่ได้จากหลุมเจาะสำรวจ OW-1 (บ้านสันติคีรี) และ OW-2 (บ้านธาตุ) ทำให้ทราบว่าพื้นที่ทั้งสองถูกปกคลุมด้วยมวลดินที่มีความหนาน้อย 25.95 เมตร และ 24 เมตร มีระดับน้ำใต้ดิน -5.50 เมตร และ -5.0 เมตร จากระดับผิวดินตามลำดับ มวลดินในหลุมเจาะ OW-1 มีเศษหินแทรกตัวอยู่บ่งชี้การเป็นตะกอนเศษหินเชิงเขา มวลดินในหลุมเจาะ OW-2 มีความหนาต่อเนื่องไม่พบมวลหินแทรกตัวในมวลดินบ่งชี้การเป็นตะกอนทางน้ำและดินจากหินผุฟุ้งอยู่กับที่ นอกจากนั้นระดับน้ำใต้ดินที่พบมีค่าระดับสอดคล้องกับลักษณะที่คาดว่าเป็นทางน้ำใต้ดินหรือพื้นที่ชุ่มน้ำที่ได้จากการสำรวจวัดค่าความต้านทานไฟฟ้า



รูปที่ 9 ข้อมูลชั้นดินจากหลุมเจาะสำรวจบ้านสันติคีรี (OW-1) และบ้านธาตุ (OW-2)

แบบจำลองการวิเคราะห์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดถล่ม

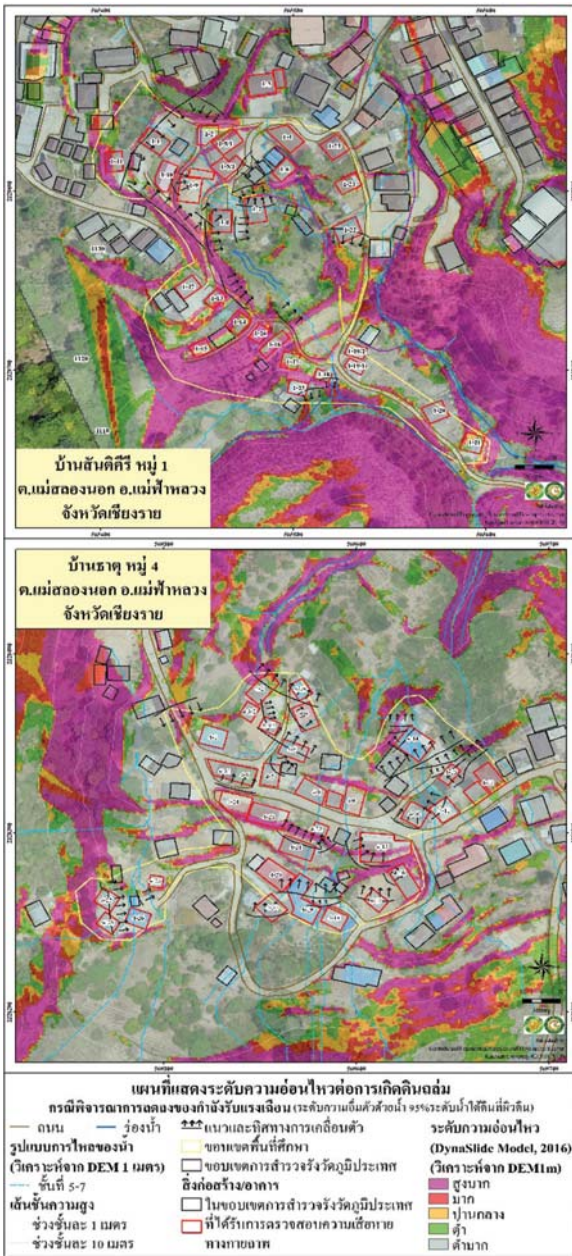
แบบจำลองการวิเคราะห์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม พลวัต (DynaSlide Model, Dynamic Landslide Susceptibility Model) แบบจำลองนี้เป็นแบบจำลองการวิเคราะห์ทางคณิตศาสตร์ตามหลักธรณีวิศวกรรม (Geotechnical Model)

ที่ใช้การวิเคราะห์ร่วมกัน 2 วิธี คือ การวิเคราะห์การไหลซึมของน้ำในมวลดินและการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินในสภาวะความชื้นที่เปลี่ยนแปลงไปเนื่องจากฝนตก เมื่อจำลองสภาวะฝนตกลงมาในพื้นที่ มีการไหลซึมของน้ำฝนลงสู่มวลดินด้านล่างจนทำให้ความชื้นของดินในแต่ละระดับความลึกของดินเปลี่ยนแปลงไป จากนั้นทำการวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดินในแต่ละระดับความลึกเพื่อจัดลำดับอัตราส่วนความปลอดภัยที่น้อยที่สุดตลอดความลึก 3 เมตร ดังนั้นผลลัพธ์ที่จะได้จากแบบจำลอง คือ ค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety, F.S.) ของลาดเอียงที่แตกต่างกันในแต่ละค่าความลาดชัน ซึ่งสามารถนำมาใช้จำแนกระดับของช่วงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสำหรับการเตือนภัยทางด้านดินถล่มได้ หรือเรียกว่า ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม (Landslide Susceptibility Classification) โดยสุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์ และคณะ (2559) ได้เสนอเกณฑ์การจำแนกระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากช่วงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดินธรรมชาติ สำหรับการจัดทำแผนที่เพื่อการเตือนภัยดินถล่มดังตารางที่ 5-1

ตารางที่ 3 การจำแนกระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากช่วงค่าอัตราส่วนความปลอดภัยสำหรับการจัดทำแผนที่เพื่อการเตือนภัยดินถล่ม (สุทธิศักดิ์ ศรีสัมพันธ์และคณะ, 2559)

ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม	อัตราส่วนความปลอดภัยของลาดดินธรรมชาติ (Factor of Safety, F.S.)
สูงมาก (Very high)	$FS < 1.1$
สูง (High)	$1.1 \leq FS < 1.3$
ปานกลาง (Moderate)	$1.3 \leq FS < 1.5$
ต่ำ (Low)	$1.5 \leq FS < 1.8$

ผลจากการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลองสามารถแสดงพื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มดังรูปที่ 10 พบว่าไม่ปรากฏพื้นที่ที่มีระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มสูงหรือสูงมาก (High to Very high Landslide Susceptibility) ในขอบเขตพื้นที่ศึกษา ที่ได้รับความเสียหายจากการเคลื่อนตัวของมวลดินในทั้งสองหมู่บ้าน ผลที่ได้ไม่สอดคล้องกับผลกระทบที่เกิดขึ้นจริงในพื้นที่ ทั้งนี้อาจเนื่องจากค่าความลาดชันที่ได้จาก DEM 5m ระบุว่าพื้นที่ทั้งสองมีความลาดชันสูงสุดอยู่ในช่วงประมาณ 10-15 องศา ซึ่งถือว่ามีความลาดชันค่อนข้างน้อย ดังนั้นการเคลื่อนตัวของมวลดินที่เกิดขึ้นในพื้นที่ศึกษาอาจมีปัจจัยที่อยู่นอกเหนือจากปัจจัยตามธรรมชาติร่วมด้วย



รูปที่ 10 แผนที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มในพื้นที่ศึกษาจากแบบจำลอง DynaSlide กรณีสมมุติค่าความอิ่มตัวด้วยน้ำ 95%

การสำรวจอาคารและการเคลื่อนตัว

การสำรวจความเสียหายทางกายภาพ ตามตารางที่ 4 ของพื้นที่หมู่ที่ 1 บ้านสันติคีรี และหมู่ที่ 4 บ้านธาตุ ตำบลแม่สลอนนอก อำเภอแม่ฟ้าหลวง จังหวัดเชียงราย ประกอบไปด้วย การสำรวจอาคาร รอยแยกและการเคลื่อนตัวของลาดดิน ถนน กำแพงกันดิน รางระบายน้ำ ฯลฯ ที่อาจส่งผลกระทบต่อความมั่นคงของอาคาร ซึ่งเป็นการสำรวจและประเมินด้วยสายตาและการสอบถามความเสียหายจากเจ้าของอาคารและประชาชนที่อยู่บริเวณข้างเคียง ผลประเมินความเสียหาย ณ วันที่ทำการสำรวจ วันที่ 1 ถึง 3 มิถุนายน พ.ศ. 2562 เท่านั้น โดยเกณฑ์ที่ทำการประเมินความเสียหายแบ่งออกเป็น 4 ระดับ ดังนี้

ระดับที่ 1 : สีเขียว : อาคารมีความเสียหายเล็กน้อยแต่ยังมีความปลอดภัย (ในช่วงที่ทำการสำรวจ)

ระดับที่ 2 : สีเหลือง : อาคารมีความเสี่ยง ควรซ่อมแซมให้แข็งแรง

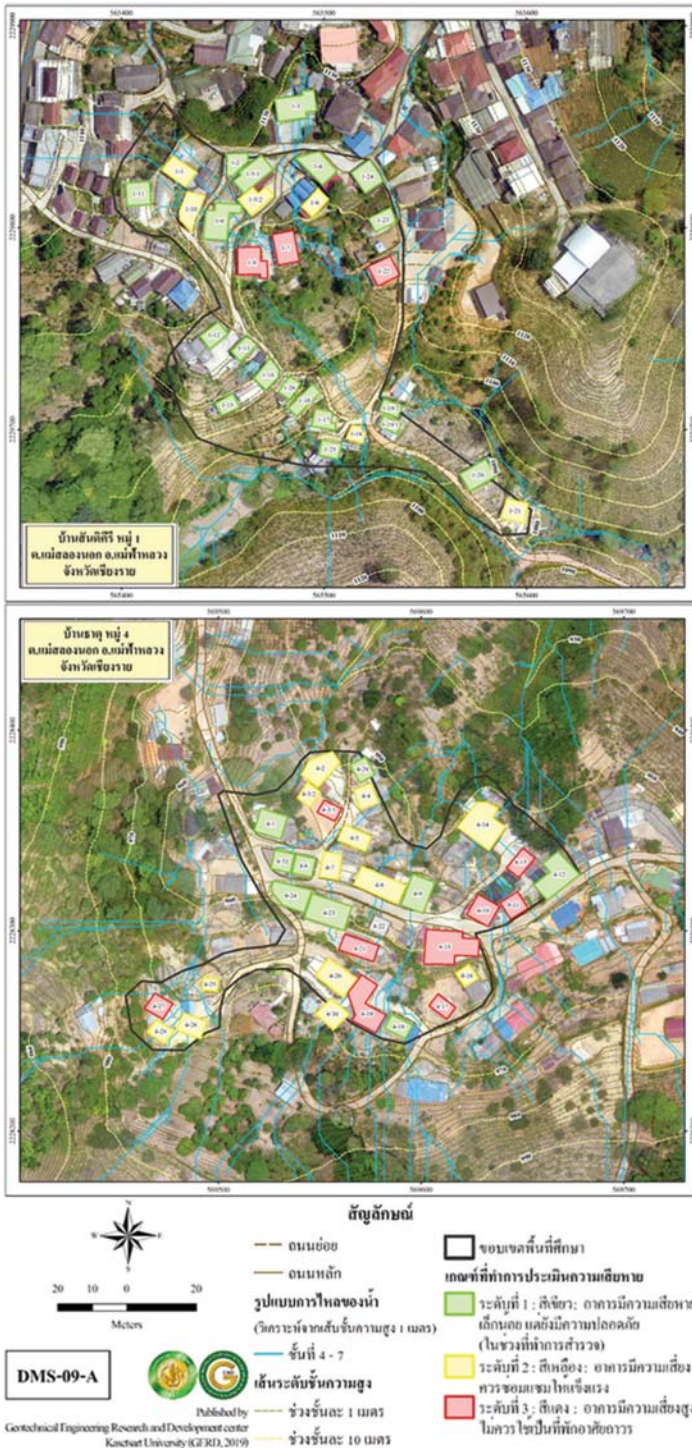
ระดับที่ 3 : สีแดง : อาคารมีความเสี่ยงสูง ไม่ควรใช้เป็นที่พักอาศัยถาวร

สำหรับอาคารที่ไม่ได้รับรายงานความเสียหายให้ถือว่าไม่มีความเสียหายขณะสำรวจเกณฑ์อยู่ในระดับ 0

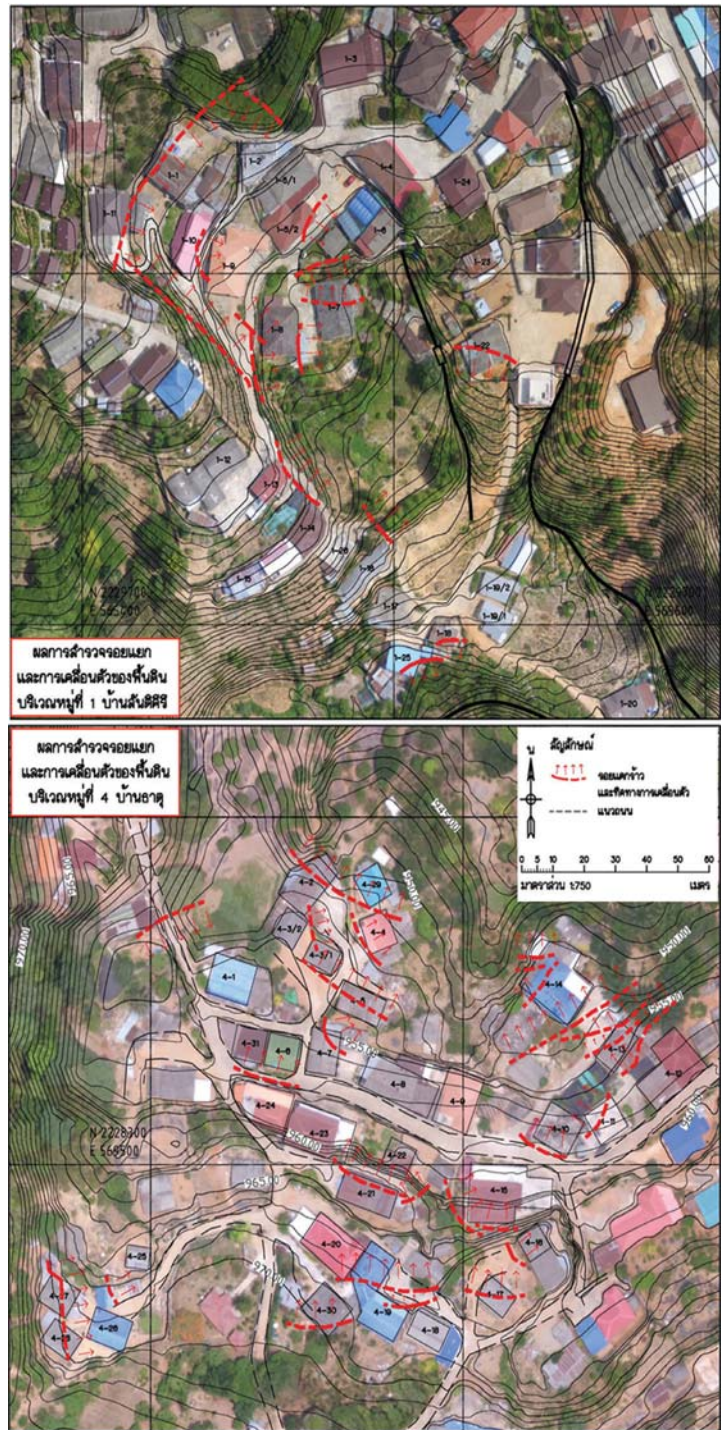
รูปที่ 11 แสดงแผนที่ผลการประเมินความเสียหายทางกายภาพของอาคาร และรูปที่ 12 แสดงแผนที่การสำรวจรอยแยกและการเคลื่อนตัวของลาดดิน

ตารางที่ 4 แนวทางการประเมินความเสียหายทางกายภาพ

ระดับ	ความเสียหาย	ส่วนโครงสร้าง			ประเภทความเสียหาย			ความปลอดภัยต่ออาคาร
		เสา	คาน	พื้น	ผนัง	ประตูหน้าต่าง	ฝ้าเพดาน	
0	ไม่มีความเสียหาย	ไม่มีความเสียหาย			ไม่มีความเสียหาย			อาคารมีความปลอดภัยต่อการอยู่อาศัย
1	น้อย	ไม่ทรุด ไม่เอียง ไม่แตกอกริด	เล็กน้อย คอนกรีต	พื้น	แตกกร้าว ความกว้าง < 1 มม.	เริ่มมีรอยแตกกร้าว หรือฉีกขาด	เริ่มมีความเสียหาย	สามารถอยู่อาศัยได้ แต่อาจมีความอันตรายเกิดขึ้นได้บ้าง
2	ปานกลาง	ทรุด เอียง เหล็กทะลุออก เห็นเหล็กเสริม แต่เหล็กเสริมยังไม่คดงอ	คอนกรีตส่วนหุ้มเหล็กทะลุออก เห็นเหล็กเสริม	เห็นเหล็กเสริม	แตกกร้าว ความกว้าง > 1 มม.	แตกกร้าว ฉีกขาดสังเกตเห็นได้ชัดเจน	ทรุด เอียง หักพัง บางส่วน	ต้องทำการซ่อมแซม หรือเสริมความแข็งแรง เพื่อไม่ให้เกิดความเสียหายเพิ่มเติม
3	มาก	ทรุด เอียง คัดงออย่างชัดเจน เหล็กแกนและเหล็กปลอก ขาด บิดเบี้ยว	เห็นเหล็กเสริม	เห็นเหล็กเสริม	ผนังแตกร้าว	ทรุดเอียง ผนังทรุดพัง หักพัง > 50%	ไม่ควรมีอยู่อาศัย ต้องได้รับการซ่อมแซมก่อน	



รูปที่ 11 ผลการประเมินระดับความเสียหาย



รูปที่ 12 ผลการสำรวจรอยแยกและการเคลื่อนตัวของดิน

การวิเคราะห์เสถียรภาพลาดดิน

แนวทางการวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของลาดดิน แบ่งเป็น 3 กรณี คือ การวิเคราะห์ย้อนกลับ (Back Analysis), การวิเคราะห์โดยวิธีสมดุลจำกัด (Limit Equilibrium Method, LEM) และการวิเคราะห์แบบ Pseudostatic

การวิเคราะห์ย้อนกลับ (Back Analysis) เพื่อทำการปรับค่าคุณสมบัติของดิน (Soil Strength Parameters) ที่ระดับน้ำ

อยู่บนผิวดิน จนกระทั่งได้ค่าที่ทำให้ลักษณะการพิบัติมีผลกระทบต่อแนวอาคารบริเวณที่เกิดการพิบัติขึ้นคล้ายกับที่เกิดขึ้นจริง จากนั้นทำการวิเคราะห์สภาพปัจจุบันในสภาวะปกติ สภาวะแผ่นดินไหว พิจารณาค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F.S.) หากไม่อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดจะต้องทำการวิเคราะห์ออกแบบแก้ไข เพื่อให้ลาดชันตามแนวอาคารมีเสถียรภาพมั่นคงปลอดภัย รวมถึงความมั่นคงโดยรวมของลาดชันของทั้ง 2 พื้นที่

การวิเคราะห์โดยวิธีสมดุลจำกัด (Limit Equilibrium Method, LEM) ด้วยโปรแกรม Slope/W โดยกำหนดพื้นผิวการพังทลาย (Failure surface) ของลาดชันในการวิเคราะห์ให้สอดคล้องกับการปับติจริงในสนาม เช่น ลักษณะพังทลายแบบเลื่อนบนระนาบ (Translational), แบบส่วนโค้งวงกลม (Circular) ประเมินเสถียรภาพของลาด โดยใช้อัตราส่วนระหว่าง กำลังเฉือนของดิน (Shearing resistance) ต่อ ค่าความเค้นเฉือนที่เกิดขึ้น (Mobilized shear stress) นั่นคืออัตราส่วนความปลอดภัยหรือ Factor of safety, F.S. หากค่า F.S. = 1 นั่นคือลาดดินอยู่ในสถานะที่ความเค้นเฉือนเท่ากับกำลังของดินที่จะต้านทานได้พอดี นั่นคือเป็นสถานะที่เกิดการพังทลาย

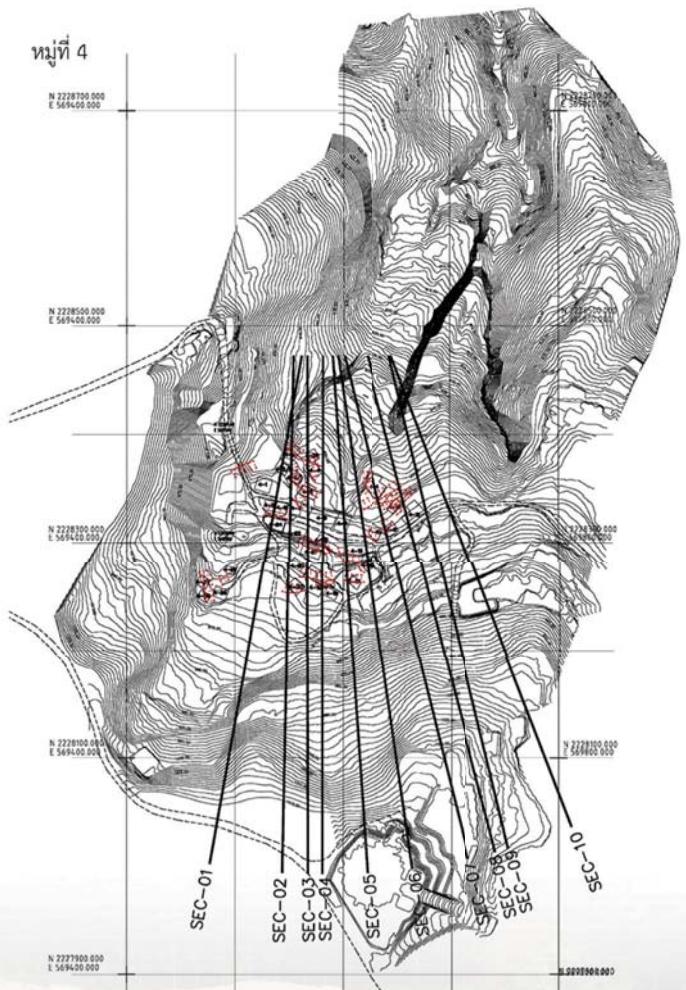
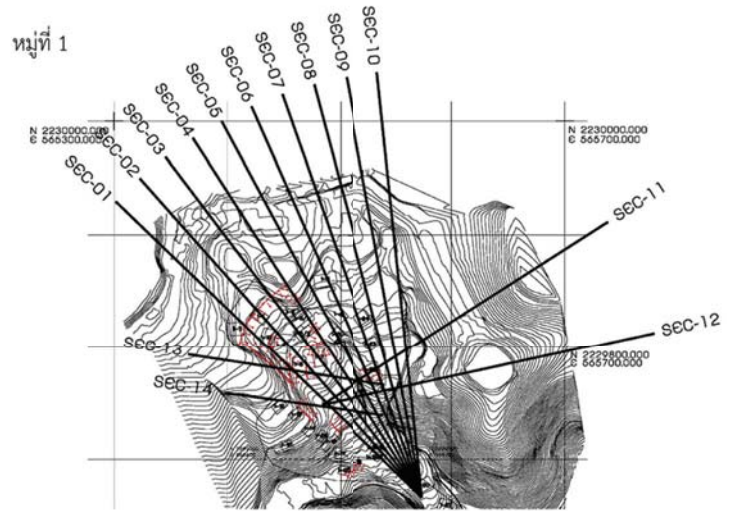
การวิเคราะห์แบบ Pseudostatic การวิเคราะห์ความมั่นคงกรณีที่มีแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหวแบบ Pseudostatic Analysis จะใช้ค่าสัมประสิทธิ์ความสั่นสะเทือนในแนวราบ (Seismic coefficient, kh) สำหรับการวิเคราะห์ พื้นที่ศึกษาอยู่ใกล้กับแนวรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย ได้แก่ รอยเลื่อนแม่จัน จากเหตุนี้จึงอาจเกิดความไม่มั่นคงของอาคารและเสถียรภาพของลาดดิน ดังนั้นการประเมินหาอัตราเร่งพื้นดินสูงสุด (หรือ สัมประสิทธิ์แรงกระทำแผ่นดินไหวในแนวราบ) จึงมีความจำเป็นต่อการการวิเคราะห์เสถียรภาพความลาดชัน การประเมินสัมประสิทธิ์แรงกระทำแผ่นดินไหวในแนวราบวิเคราะห์ได้จากหลายแนวทางในที่นี้จะนำค่ามาจาก แผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว พื้นที่ศึกษาอยู่ในเขตแผ่นดินไหวโซน 2B และ 3 ตามวิธีการวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวสูงสุดของ Warnitchai and Lisantono (1996) สามารถได้รับผลกระทบของค่าอัตราเร่งพื้นดินตั้งแต่ 0.15g - 0.30g สำหรับการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดชันกรณีเกิดแผ่นดินไหวค่า kh อยู่ในช่วง 0.075 - 0.15 (kh=0.5PGA.)

สำหรับพื้นที่หมู่ที่ 1 บ้านสันติคีรีและพื้นที่หมู่ที่ 4 บ้านธาตุ แบ่งออกเป็น 14 และ 10 หน้าตัดการดังรูปที่ 13 โดยกำหนดเงื่อนไขการวิเคราะห์ดังนี้

(1) กรณีการวิเคราะห์ย้อนกลับ (จำลองสถานะฝนตกหนัก) ค่าระดับความอิ่มตัวของน้ำในมวลดิน (Saturation, Sr) ที่ 100% ที่มีโอกาสทำให้เกิดการปับติ

(2) การวิเคราะห์สภาพปัจจุบัน กรณีสถานะปกติ น้ำอยู่ระดับ -5.5 ม. และ -5.0 ม. สำหรับพื้นที่หมู่ที่ 1 และ 4 ตามลำดับ ส่วนกรณีสถานะแผ่นดินไหว แรงกระทำจากแผ่นดินไหวใช้สัมประสิทธิ์แรงสั่นสะเทือนในแนวราบ (Kh) มีค่า 0.075 และ 0.15

(3) วิเคราะห์ออกแบบแก้ไข น้ำอยู่ที่ระดับ -1.0, -2.0 ม. และ -3.0 ม. (จำลองเสมือนมีการทำบ่อดักน้ำใต้ดินและวางระบายน้ำ)



รูปที่ 13 หน้าตัดการวิเคราะห์เสถียรภาพ

(4) เกณฑ์กำหนดค่าอัตราส่วนความปลอดภัย ดังนี้

(4.1) กรณีวิเคราะห์ย้อนกลับ (Back Analysis) น้ำใต้ดินอยู่ที่ผิวดิน ค่า F.S. ไม่ต่ำกว่า 1.0

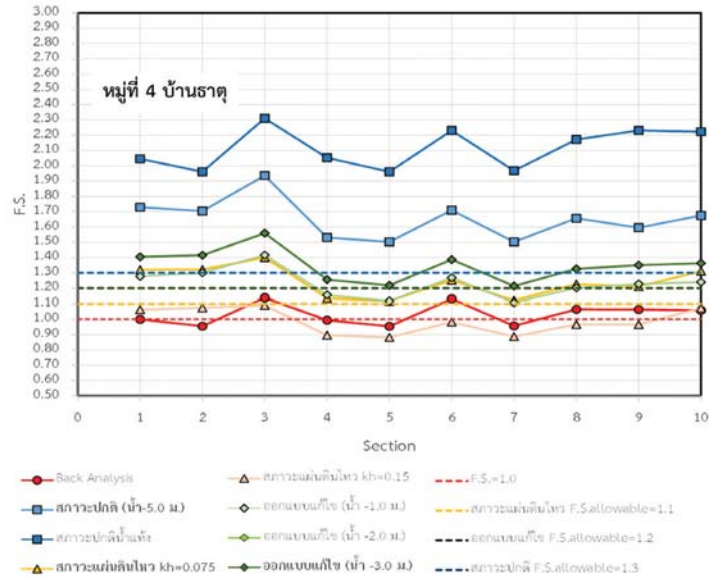
(4.2) กรณีสภาวะปกติ (Static Analysis) น้ำใต้ดินอยู่ในระดับต่ำ ค่า F.S. ไม่ต่ำกว่า 1.30

(4.3) กรณีสภาวะแผ่นดินไหว (Pseudostatic Analysis) น้ำใต้ดินอยู่ในระดับต่ำ ค่า F.S. ไม่ต่ำกว่า 1.10

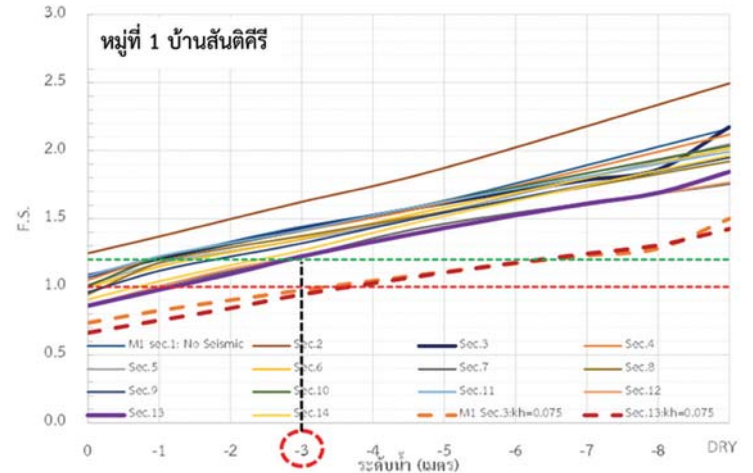
(4.4) กรณีออกแบบแก้ไข น้ำใต้ดินเพิ่มขึ้นใกล้ผิวดิน ค่า F.S. ไม่ต่ำกว่า 1.20

ผลการวิเคราะห์เสถียรภาพความมั่นคงของลาดชัน ทั้ง 2 พื้นที่ พบว่าในสภาวะปกติและสภาวะแผ่นดินไหวเมื่อจำลองค่า $kh=0.075$ เสถียรภาพของลาดดินมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F.S.) อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้ และเมื่อทำการจำลองเสมือนจะมีการจัดการน้ำใต้ดินให้อยู่ที่ระดับไม่เกินที่ -3.0 เมตร และ -2.0 เมตร นับจากผิวดิน (กรณีการวิเคราะห์ออกแบบแก้ไข) สำหรับหมู่ที่ 1 และ 4 ตามลำดับ ช่วยให้เสถียรภาพของลาดดินดีขึ้นได้ตามรูปที่ 14 ถึง 17 ตามลำดับ

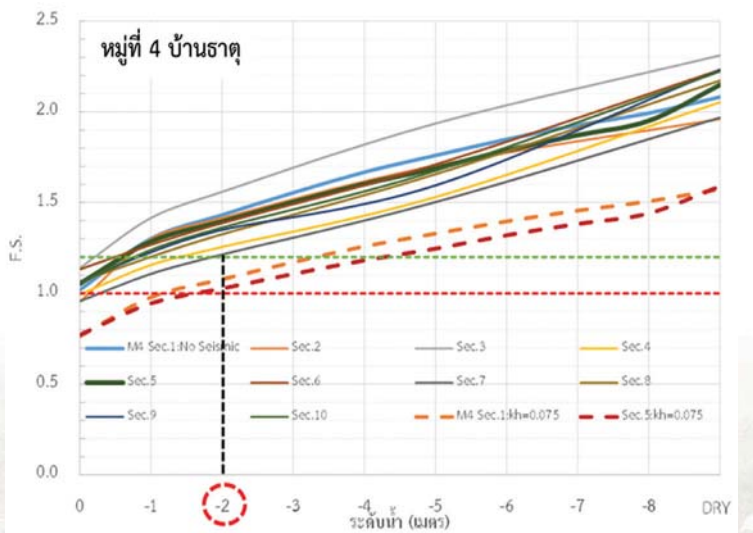
อย่างไรก็ตามหากเกิดแผ่นดินไหวขนาดรุนแรง ค่า $kh = 0.15$ พบว่า เสถียรภาพลาดดินมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัยน้อยกว่าเกณฑ์ที่กำหนดไว้ วิธีการแก้ไขป้องกันลาดดินเป็นไปได้ยาก แต่สามารถออกแบบอาคารให้ต้านแผ่นดินไหวได้ โดยใช้โครงสร้างที่มีความยืดหยุ่น



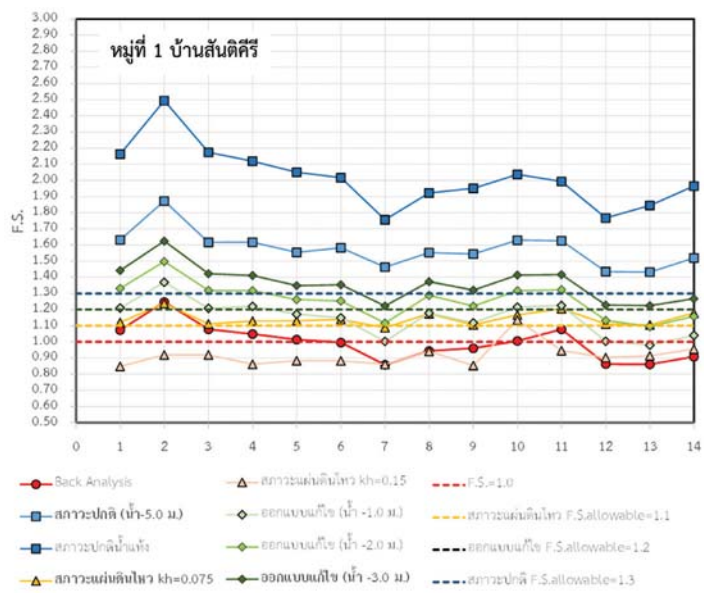
รูปที่ 15 กรณีวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน หมู่ที่ 4 บ้านธาตุ



รูปที่ 16 กรณีวิเคราะห์แนวทางการจัดการน้ำใต้ดิน หมู่ที่ 1 บ้านสันติคีรี



รูปที่ 17 กรณีวิเคราะห์แนวทางการจัดการน้ำใต้ดิน หมู่ที่ 4 บ้านสันติคีรี



รูปที่ 14 กรณีวิเคราะห์เสถียรภาพของลาดดิน หมู่ที่ 1 บ้านสันติคีรี

แนวทางการป้องกันและข้อเสนอแนะ

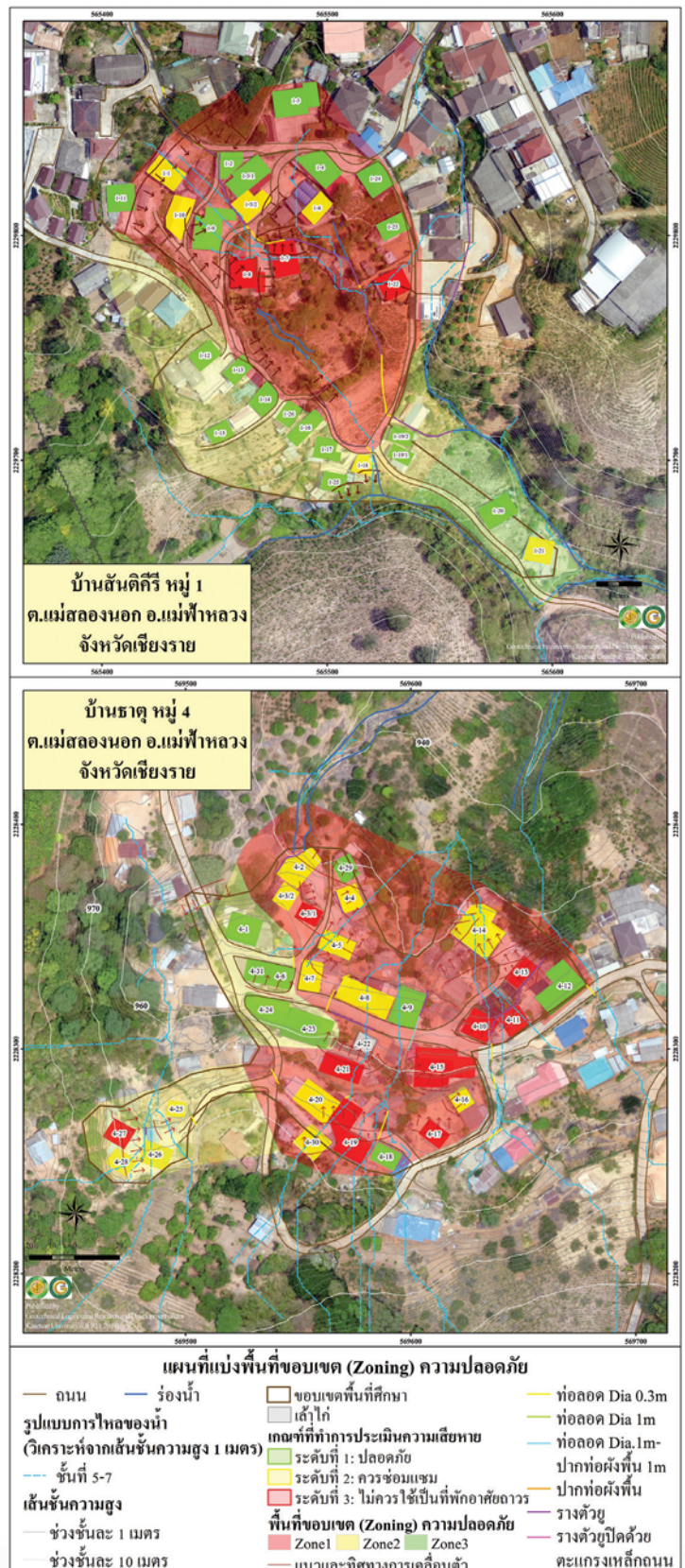
สาเหตุการเคลื่อนตัวปัจจัยหลักคือน้ำและลักษณะของดิน กล่าวคือ เมื่อเกิดฝนตกหนัก

มีปริมาณน้ำฝนที่มาก น้ำไหลสู่พื้นดินทำให้น้ำใต้ดินสูงขึ้น และน้ำผิวดินระบายไม่ทัน ซึ่งจากผลการเจาะสำรวจดินเป็น ดินทรายมีดินเหนียวปน (SC) สำหรับพื้นที่หมู่ที่ 1 และดินทราย แปรมีความเหนียวต่ำ (ML) สำหรับพื้นที่หมู่ที่ 4 ซึ่งทั้ง 2 พื้นที่ ดินมีลักษณะพฤติกรรมอุ้มน้ำ น้ำไม่สามารถระบายได้รวดเร็ว ทันที เมื่อระยะเวลาผ่านไปจะเสมือนมีน้ำหนักที่มากขึ้นส่งผลให้ ดินมีพฤติกรรมสูญเสียกำลังส่งผลโดยตรงให้ดินเสีรูปร่าง เกิดการ เคลื่อนตัว และเมื่อมีเหตุการณ์เช่นนี้เกิดขึ้นซ้ำ ๆ จะเป็นการ กระตุ้นดินที่เคลื่อนตัวอยู่แล้วให้เกิดการเคลื่อนตัวต่อไปอีกอย่าง ต่อเนื่อง ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์จากการสำรวจค่าความ ต้านทานด้านไฟฟ้า (Resistivity) พบว่า บริเวณพื้นที่หมู่ที่ 1 อาคารมีการพิบัติมาก ID 1-7 และ ID 1-8 มีการเคลื่อนตัวของ ดินเป็นแนวยาว คาดเป็นบริเวณการไหลของทางน้ำใต้ดินหรือมี ค่าความชื้นในมวลดินสูง ในบริเวณแนวรอยต่อระหว่างชั้นบน และชั้นล่าง ซึ่งดินผุพังหนาประมาณ 20 - 30 เมตร จากผลการ วิเคราะห์เสถียรภาพลาดดินหน้าตัดที่ 3 และ 4 พบว่าความลึก ของลาดการพิบัติสามารถลึกลงไป 20 - 30 เมตร เช่นกัน

สำหรับพื้นที่หมู่ที่ 4 การพิบัติส่วนมากเป็นแบบเฉพาะจุด (Local failure) ซึ่งค่าความต้านทานไฟฟ้าค่อนข้างต่ำในชั้นดิน และชั้นหินระดับลึก มีโอกาสเป็นบริเวณทางน้ำใต้ดินหรือพื้นที่ ชุ่มน้ำสูง การพิบัติของพื้นที่หมู่ที่ 4 เป็นไปได้ว่าสาเหตุการพิบัติ หลักเกิดจากการพัฒนาที่ดิน เช่น การขุดถมเพื่อปรับพื้นที่ก่อน การสร้างอาคารที่พักอาศัย นอกจากนี้ทั้ง 2 พื้นที่ยังมีสาเหตุจาก ความไม่แข็งแรงของโครงสร้างบ้านร่วมด้วย ดังนั้น การจัดการ พื้นที่ที่มีความปลอดภัยในระยะสั้นโดยจัดโซนพื้นที่ที่มีความ อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม (Zoning Map) จากผลการสำรวจ ทางกายภาพทั้งการตรวจสอบอาคารที่อยู่อาศัย การเคลื่อนตัว ของมวลดิน รวมถึงผลการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดดินในแต่ละ หน้าตัดนำมาประมวลพิจารณา (รูปที่ 18) ได้แบ่งขอบเขตออกเป็น 3 โซน (ไม่รวมตัวอาคาร) ดังนี้

Zone 1 : ย้ายออกจากพื้นที่ ไม่ควรใช้เป็นพื้นที่อยู่อาศัย

Zone 2 : อยู่อาศัยได้ แต่ห้ามต่อเติมอาคาร ห้ามขุดดิน ถมดิน

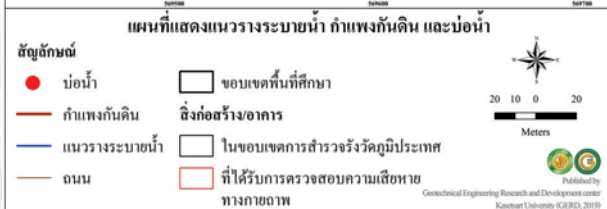
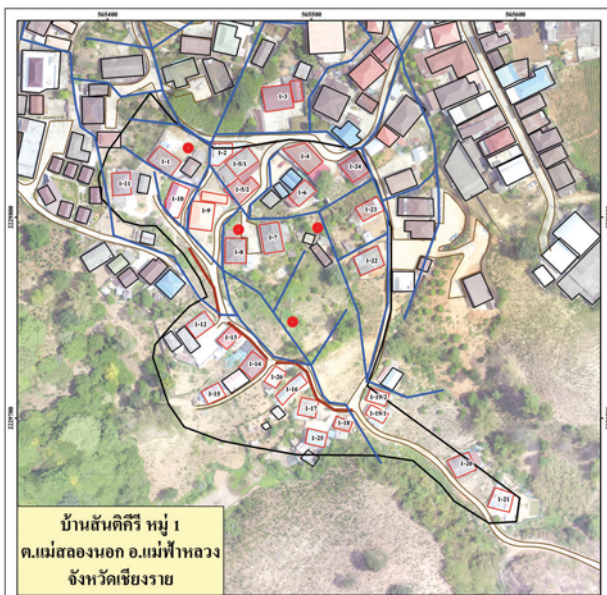


รูปที่ 13 หน้าตัดการวิเคราะห์เสถียรภาพ

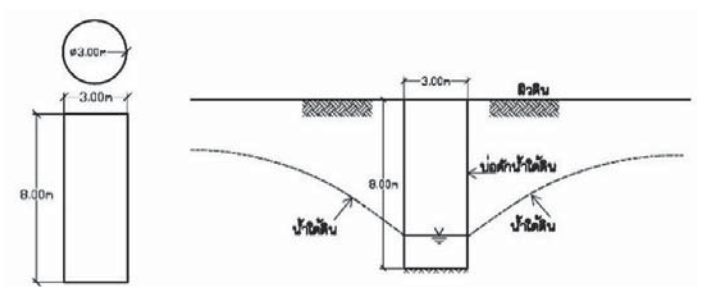
Zone 3 : อยู่อาศัยได้ และก่อสร้างได้ตามปกติ ทั้งนี้ควรมีระบบ ป้องกันทางวิศวกรรมที่เหมาะสมกับแต่ละพื้นที่ เช่น กำแพงกัน ดิน ระบบระบายน้ำใต้ดิน เป็นต้น

สำหรับการจัดการพื้นที่ที่มีความปลอดภัยในระยะยาวนั้น หลักการป้องกันการพังทลายสำหรับลาดพิบัติ มีหลายวิธีสามารถใช้ได้วิธีใดวิธีหนึ่งหรือหลายวิธีร่วมกัน เพื่อเพิ่มเสถียรภาพของพื้นที่ลาดเอียง เช่น วิธีการใช้น้ำหนักย้อน วิธีการลดน้ำหนัก วิธีการใช้โครงสร้างกันดิน วิธีการปรับปรุงคุณภาพดิน วิธีการระบายน้ำผิวดิน เป็นต้น เนื่องจากพื้นที่ศึกษามีข้อจำกัดเรื่องสภาพภูมิประเทศและปัจจัยด้านอื่น ๆ จึงเสนอวิธีการป้องกันเพื่อลดการเคลื่อนตัวด้วยการป้องกันไม่ให้น้ำผิวดินลงไปเติมน้ำใต้ดินซึ่งจะไปกระตุ้นการเคลื่อนตัวให้เกิดการพิบัติเพิ่มมากขึ้น ร่วมกับ

ทำการลดปริมาณมวลน้ำใต้ดิน นอกจากนี้ต้องมีกำแพงกันดินป้องกันการบริเวณขอบพื้นที่เกิดการเคลื่อนตัว ซึ่งเป็นวิธีที่สามารถดำเนินการได้ง่ายและงบประมาณไม่มากจนเกินไป (ตารางที่ 5) รูปแบบการป้องกันเบื้องต้น โดยมีรางระบายน้ำ บ่อดักน้ำใต้ดิน และกำแพงกันดิน ซึ่งตำแหน่งรายละเอียดของทั้ง 2 พื้นที่ แสดงดังรูปที่ 19 รูปที่ 20 ถึง 22 แสดงลักษณะทั่วไปของบ่อดักน้ำใต้ดิน รางระบายน้ำ และกำแพงกันดิน นอกจากนี้ควรจัดเตรียมให้มีรางรับน้ำฝนจากหลังคาและระบายน้ำไม่ให้น้ำลงสู่ผิวดินหรือน้ำลงสู่ใต้ดินให้น้อยที่สุด



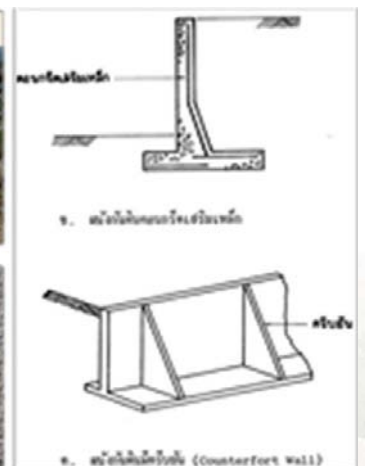
รูปที่ 19 ตำแหน่งโครงสร้างป้องกัน



รูปที่ 20 ลักษณะทั่วไปบ่อดักน้ำใต้ดิน



รูปที่ 21 รางระบายน้ำ



รูปที่ 22 ระบบกำแพงกันดิน

ตารางที่ 5 ประมาณการงบประมาณก่อสร้าง

หมู่	รายละเอียดโครงสร้างป้องกัน	ปริมาณ	หน่วย	ราคาต่อหน่วย	จำนวนเงิน (บาท)
1	- รางระบายน้ำคอนกรีตเสริมเหล็ก	2,150	เมตร	3,000	6,450,000.00
	- กำแพงกันดิน สูง 2.5 เมตร	115	เมตร	4,000	460,000.00
	- บ่อดักน้ำใต้ดิน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 เมตร ลึก 8 เมตร	4	บ่อ	250,000	1,000,000.00
	- อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัว	3	ตำแหน่ง	100,000	300,000.00
ประมาณราคาเบื้องต้น หมู่ที่ 1					8,210,000.00
4	- รางระบายน้ำคอนกรีตเสริมเหล็ก	1,735	เมตร	3,000	5,205,000.00
	- บ่อดักน้ำใต้ดิน ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 3 เมตร ลึก 8 เมตร	7	บ่อ	250,000	1,750,000.00
	- อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนตัว	3	ตำแหน่ง	100,000	300,000.00
	ประมาณราคาเบื้องต้น หมู่ที่ 4				
รวมราคาโครงสร้างป้องกันการเคลื่อนตัวทั้ง 2 หมู่บ้าน					15,465,000.00

สรุปผลและอภิปรายผล

(1) ความเสียหายทางกายภาพที่เกิดขึ้นอย่างเด่นชัดในบริเวณพื้นที่ที่มีการเคลื่อนตัวของมวลดิน ในพื้นที่ที่บ้านสันติคีรี และบ้านธาตุ คือ รอยแตกร้าว การแยกตัว และการทรุดตัว ส่วนใหญ่ปรากฏในสิ่งก่อสร้างที่มีวัสดุทำมาจากคอนกรีต ขนาดของพื้นที่และจำนวนอาคารบ้านเรือนที่ได้รับความเสียหายมีความใกล้เคียงกันในทั้งสองพื้นที่ โดยครอบคลุมเนื้อที่ประมาณพื้นที่ละ 10 ไร่ และมีจำนวนอาคารบ้านเรือนที่ได้รับความเสียหายประมาณพื้นที่ละ 26-31 หลัง

(2) ผลการเจาะสำรวจพบว่าบริเวณที่มีการเคลื่อนตัวของมวลดินในพื้นที่ที่บ้านสันติคีรีเป็นตะกอนเศษหินเชิงเขา พื้นที่บ้านธาตุเป็นตะกอนล้นน้ำและดินที่ผุพังจากหินอยู่กับที่ มีความหนาอย่างน้อย 24-25.95 เมตร นอกจากนั้นทั้งสองพื้นที่ตั้งอยู่ในพื้นที่เชิงเขาและมีทางน้ำผิวดินไหลผ่าน ผลการสำรวจวัดค่าความต้านทานไฟฟ้าแสดงให้เห็นว่าในพื้นที่ที่บ้านสันติคีรีมีทางน้ำใต้ผิวดินไหลผ่านในพื้นที่ที่พบความเสียหาย ความลึก

เอกสารอ้างอิง

กรมทรัพยากรธรณี, (2560), แผนที่ธรณีวิทยามาตราส่วน 1: 50,0000 ระวัง 4949 III, กองธรณีวิทยา, ถนนพระราม 6, กรุงเทพฯ.
 วรากร ไม้เรียง และคณะ, (2545), การพัฒนาแผนหลักการจัดการภัยธรรมชาติที่เกี่ยวข้องกับแผ่นดินถล่ม, สำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย (สกว.), กรุงเทพฯ.
 ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก, (2559), ฐานข้อมูลดินถล่มในประเทศไทย, คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บางเขน, กรุงเทพฯ.
 สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ และคณะ, (2554), โครงการศึกษาวิจัยภายใต้ความร่วมมือองค์การความร่วมมือด้านอวกาศแห่งเอเชียแปซิฟิก, คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ บางเขน, กรุงเทพฯ.
 สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ และคณะ, (2558), การศึกษาพฤติกรรมการเกิดน้ำท่วม-ดินถล่ม ในพื้นที่ต้นแบบเพื่อสร้างแบบจำลองสำหรับกำหนดเกณฑ์และวิธีการในการเตือนภัย (ระยะที่ 3), สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ (วช).

ประมาณ 5-10 เมตร จากระดับผิวดิน

(3) ผลจากแบบจำลองการวิเคราะห์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มพลวัต โดยใช้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากบ่อสำรวจในการวิเคราะห์ ไม่

(4) ถล่มสูงหรือสูงมาก (High to Very high Landslide Susceptibility) ในขอบเขตพื้นที่ศึกษาที่ได้รับความเสียหายจากการเคลื่อนตัวของมวลดินในทั้งสองหมู่บ้าน ผลที่ได้ไม่สอดคล้องกับพฤติกรรมความเสียหายจริง เนื่องจากลาดดินในสภาพปัจจุบันของพื้นที่ไม่ใช่ลาดดินธรรมชาติ

(5) จากการวิเคราะห์เสถียรภาพลาดดินกรณีสภาวะปกติและสภาวะแผ่นดินไหวเมื่อจำลองค่า $kh=0.075$ เสถียรภาพของลาดดินมีค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (F.S.) อยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดไว้ และเมื่อทำการจำลองเสมือนว่ามีการจัดการน้ำใต้ดินให้อยู่ในระดับที่ไม่สูงถึงผิวดิน พบว่า ถ้าหากสามารถจัดการน้ำใต้ดินให้อยู่ที่ระดับไม่เกินที่ -3.0 เมตร และ -2.0 เมตร นับจากผิวดิน (กรณีการวิเคราะห์ออกแบบแก้ไข) สำหรับหมู่ที่ 1 และ 4 ตามลำดับ ช่วยให้เสถียรภาพของลาดดินดีขึ้นได้ ร่วมกับการออกแบบอาคารให้ต้านแผ่นดินไหวได้ โดยใช้โครงสร้างที่มีความยืดหยุ่นทำให้อาคารที่พังกาศัยมีความปลอดภัยมากขึ้น

(6) แนวทางการปรับปรุงแก้ไขและการลดผลกระทบที่เหมาะสมทางธรณีวิศวกรรมของลาดดิน (เชิงหลักการ) ในบริเวณที่มีความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มสูงหรือมีความปลอดภัยไม่เพียงพอ การจัดการระยะสั้นโดยการกำหนดโซนพื้นที่ปลอดภัยและการจัดการระยะยาว ด้วยการก่อสร้างทางธรณีวิศวกรรมโดยมีรางระบายน้ำ บ่อดักน้ำใต้ดิน และกำแพงกันดิน นอกจากนั้นควรจัดเตรียม

ให้มีรางรับน้ำฝนจากหลังคาและระบายน้ำไม่ให้ล้นสู่ผิวดินหรือน้ำลงสู่ใต้ดินให้น้อยที่สุด

ผลการศึกษาเบื้องต้นโครงการศึกษาสำรวจความเสี่ยงภัยพิบัติทางธรรมชาติ และจัดทำแผนที่ความเสี่ยงภัยพิบัติในสถานศึกษาสังกัด สพฐ.

ลักษมี ยิงแสนุก

1. ที่มาโครงการ

สำนักงานคณะกรรมการการศึกษาขั้นพื้นฐาน (สพฐ.) กระทรวงศึกษาธิการ มีสถานศึกษาที่อยู่ภายใต้การกำกับดูแลหรืออยู่ในสังกัด จำนวนมากกว่า 29,000 สถานศึกษา ตั้งแต่ระดับก่อนประถมศึกษา ระดับประถมศึกษา ระดับมัธยมศึกษาตอนต้น และระดับมัธยมศึกษาตอนปลาย กระจายตัวอยู่ทั่วทุกภูมิภาคของประเทศ และด้วยสถานการณ์ความเสี่ยงภัยพิบัติทางธรรมชาติในปัจจุบันที่เกิดขึ้นบ่อยครั้งและมีแนวโน้มของความรุนแรงเพิ่มมากขึ้น “โครงการศึกษา สำรวจความเสี่ยงภัยพิบัติทางธรรมชาติและจัดทำแผนที่ความเสี่ยงภัยพิบัติในสถานศึกษาสังกัด สพฐ.” จึงได้มีการดำเนินการเพื่อศึกษาและประเมินสถานการณ์ความเสี่ยงภัยพิบัติทางธรรมชาติในสภาพปัจจุบันของสถานศึกษา โดยภัยพิบัติทางธรรมชาติที่ดำเนินการศึกษาในครั้งนี้ประกอบด้วย แผ่นดินไหว น้ำท่วม สึนามิ น้ำป่าไหลหลาก ดินโคลนถล่ม และดินถล่ม ซึ่งได้รวบรวมข้อมูลหตุยภูมิความเสี่ยงภัยพิบัติทางธรรมชาติที่มีความเป็นปัจจุบันมากที่สุดจากหน่วยงานและแหล่งข้อมูลที่เกี่ยวข้อง โดยจัดเตรียมข้อมูลให้อยู่ในระบบสารสนเทศภูมิศาสตร์ (Geographic Information System; GIS) เพื่อใช้เป็นฐานข้อมูลในการวิเคราะห์ ประเมิน และจัดลำดับสถานการณ์ความเสี่ยงภัยธรรมชาติที่อาจเกิดขึ้น จากนั้นเสนอแผนการจัดการเชิงนโยบายและกรอบงบประมาณ ตลอดจนแนวทางการลดผลกระทบ การป้องกันภัยและการปรับปรุงโครงสร้างอาคารหรือสิ่งปลูกสร้างพื้นฐานให้มีความแข็งแรงปลอดภัยตามหลักวิชาชีพทางวิศวกรรมในแต่ละประเภทภัยพิบัติ อีกทั้งยังมีการจัดอบรมเพื่อเป็นการยกระดับศักยภาพบุคลากร

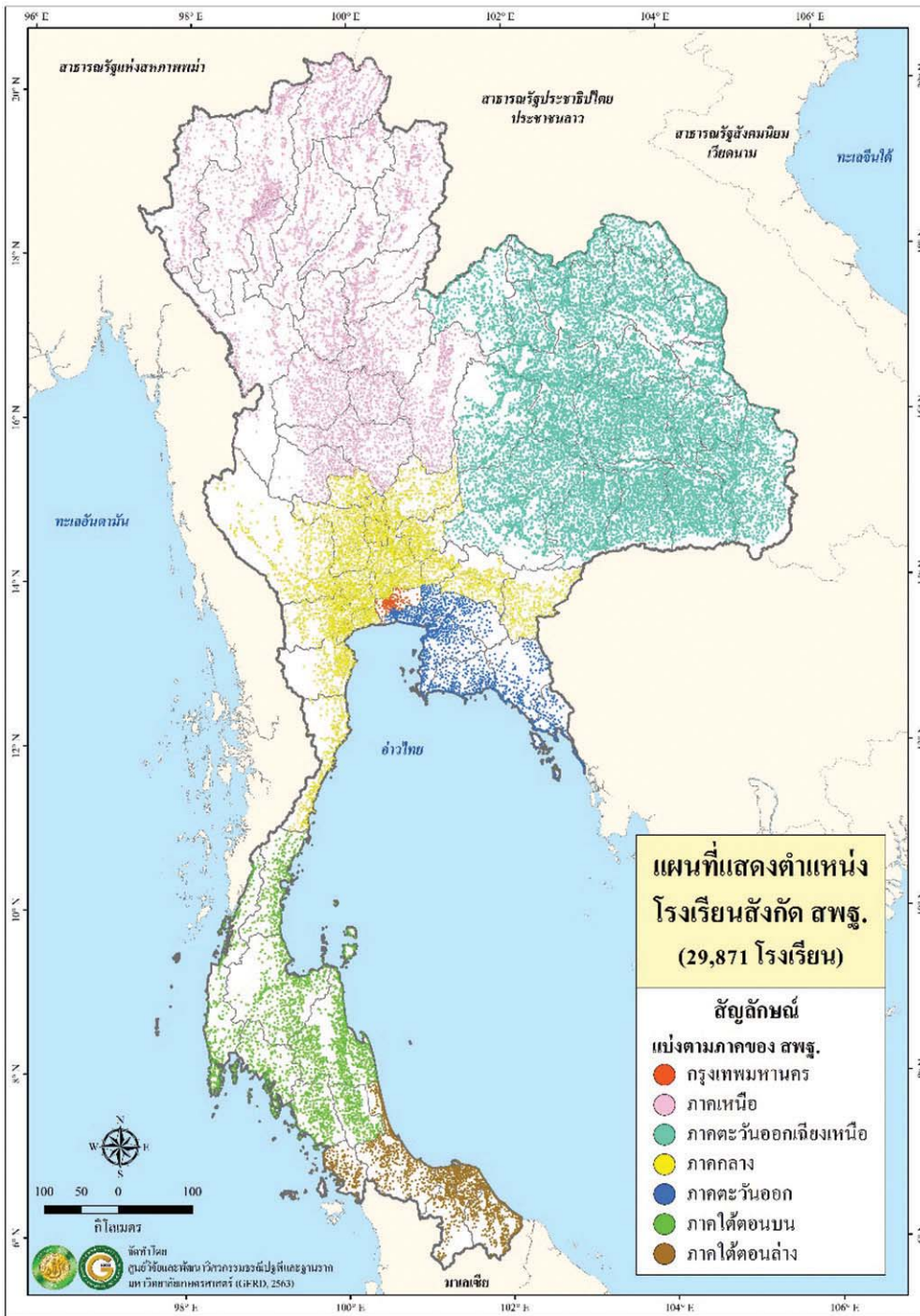
ของ สพฐ. ให้มีฐานข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ในการสืบค้น วิเคราะห์และสามารถปรับปรุงผลการประเมินสถานการณ์ความเสี่ยงภัยธรรมชาติ กรณีหากมีข้อมูลที่มีความละเอียดมากขึ้นหรือข้อมูลมีความเป็นปัจจุบันมากขึ้นในอนาคตต่อไป

2. วัตถุประสงค์โครงการ

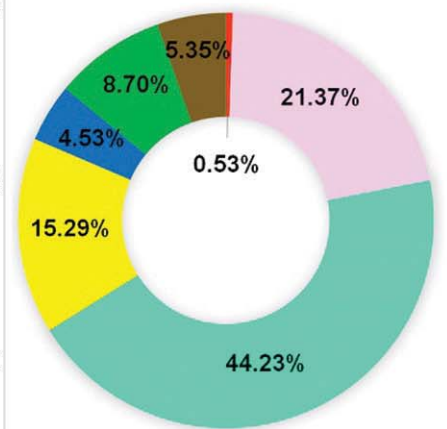
1. ศึกษาเพื่อระบุความเสี่ยงของโรงเรียนในสังกัด สพฐ. ต่อภัยแผ่นดินไหว น้ำท่วม สึนามิ น้ำป่าไหลหลากดินโคลนถล่ม และดินถล่ม
2. จัดลำดับความเสี่ยงของโรงเรียนตามลักษณะของภัยต่าง ๆ
3. เสนอแนะวิธีการในการลดผลกระทบจากภัยในภาพรวม

3. พื้นที่ศึกษา

พื้นที่ศึกษา คือ สถานศึกษาที่อยู่ในสังกัดของสำนักงานคณะกรรมการการศึกษาขั้นพื้นฐาน (สพฐ.) จากข้อมูลการสำรวจในปี พ.ศ. 2562 ซึ่งได้รับมาจาก สพฐ. ระบุว่ามีความสถานศึกษากระจายตัวอยู่ทั่วประเทศทั้งหมด 29,871 สถานศึกษา แสดงตำแหน่งดังรูปที่ 1-1 โดยแบ่งออกตามเขตการปกครองเป็น 7 เขต ประกอบด้วย เขตกรุงเทพมหานคร เขตจังหวัดภาคเหนือ เขตจังหวัดภาคตะวันออกเฉียงเหนือ เขตจังหวัดภาคกลาง เขตจังหวัดภาคตะวันออก เขตจังหวัดภาคใต้ตอนบน และเขตจังหวัดภาคใต้ตอนล่าง



เขตจังหวัด/ภาค	โรงเรียน	ร้อยละ
กรุงเทพมหานคร	159	0.53
เหนือ	6,384	21.37
ตะวันออกเฉียงเหนือ	13,211	44.23
กลาง	4,568	15.29
ตะวันออก	1,354	4.53
ใต้ตอนบน	2,598	8.70
ใต้ตอนล่าง	1,597	5.35
รวม	29,871	100.00



รูปที่ 1 ตำแหน่งสถานศึกษาที่อยู่ในสังกัดของสำนักงานคณะกรรมการการศึกษาขั้นพื้นฐาน (สปฐ.)



4. ขอบเขตการดำเนินงาน

เป็นการรวบรวมข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ความเสี่ยงภัยพิบัติทางธรรมชาติในแต่ละประเภท ได้แก่ แผ่นดินไหว น้ำท่วม สึนามิ น้ำป่าไหลหลากดินโคลนถล่ม และดินถล่ม เพื่อใช้ในการพิจารณาและประเมินความเสี่ยงภัยเบื้องต้น จากนั้นจัดทำแบบสอบถามภัยพิบัติในรูปแบบดิจิทัล เพื่อนำมาจัดทำข้อมูลประเมินความเสี่ยงภัย (Multi Hazard Risk Assessment) และนำไปสู่การจัดลำดับความเสี่ยงภัยของโรงเรียนในแต่ละประเภทตามหลักการวิเคราะห์ความเสี่ยง โดยอาศัยการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมสารสนเทศภูมิศาสตร์ (GIS Analysis) ที่สามารถจัดรูปแบบของผลลัพธ์ที่สามารถนำไปใช้งานได้ง่าย เช่น Google Platform เป็นต้น อีกทั้งจัดเก็บเป็นฐานข้อมูลเพื่อการสืบค้นและวิเคราะห์ความเสี่ยงได้อีกด้วย

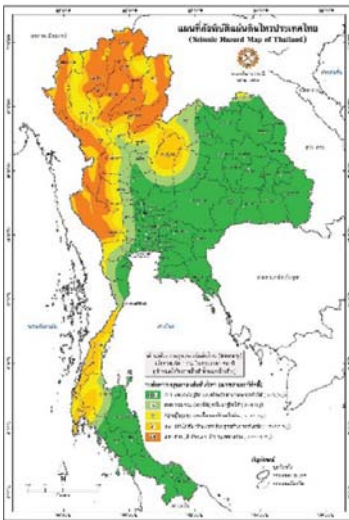
5. ข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์เพื่อการประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติ

5.1 ข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ของภัยพิบัติทางธรรมชาติ

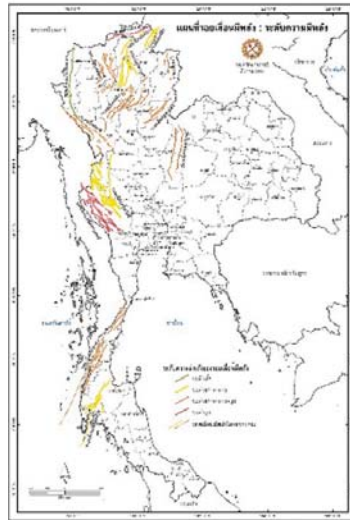
ข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ของภัยพิบัติทางธรรมชาติที่ใช้ดำเนินงาน ได้รวบรวมและความอนุเคราะห์จากหน่วยงานและแหล่งข้อมูลเกี่ยวข้องต่าง ๆ ที่เชื่อถือได้และมีความเป็นปัจจุบันมากที่สุด นอกจากนี้คณะทำงานยังได้รวบรวมข้อมูลผลการศึกษาในอดีตทั้งจากเอกสารและรายงานการวิจัยมาใช้ประกอบการพิจารณาเพิ่มเติมเพื่อให้ผลการดำเนินงานมีความสมบูรณ์มากขึ้น โดยสามารถสรุปรายละเอียดแหล่งข้อมูลที่ได้รวบรวมและขอความอนุเคราะห์จากหน่วยงานและแหล่งข้อมูลเกี่ยวข้องต่าง ๆ ดังตารางที่ 1 และรูปที่ 2

ตารางที่ 1 แหล่งข้อมูลที่ได้รวบรวมและขอความอนุเคราะห์จากหน่วยงานและแหล่งข้อมูลเกี่ยวข้อง

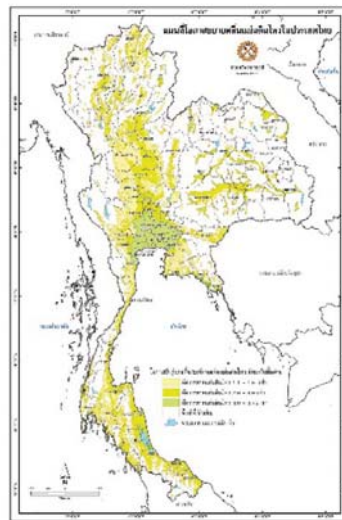
ภัยพิบัติ	ข้อมูล	แหล่งข้อมูล	ปี พ.ศ.
แผ่นดินไหว	แผนที่ภัยพิบัติแผ่นดินไหวประเทศไทย	กรมทรัพยากรธรณี	2559
	แผนที่รอยเลื่อนมีพลัง : ระดับความมีพลัง	กรมทรัพยากรธรณี	2561
	แผนที่โอกาสขยายคลื่นแผ่นดินไหวในประเทศไทย	กรมทรัพยากรธรณี	2561
	แผนที่แสดงพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว และพื้นที่ที่มีแผนปฏิบัติการป้องกันและบรรเทาภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม	กรมโยธาธิการและผังเมือง	2550
น้ำท่วม	แผนที่แสดงพื้นที่เสี่ยงอุทกภัยกรณีไม่มีแผนหลักระบบน้ำ บริเวณลุ่มน้ำเจ้าพระยาลุ่มน้ำท่าจีนและลุ่มน้ำสะแกกรัง	กรมโยธาธิการและผังเมือง	2561
	แผนที่พื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วมซ้ำซาก (GISTDA, 2547-2562)	สำนักงานพัฒนาเทคโนโลยีอวกาศและภูมิสารสนเทศ (องค์การมหาชน)	2562
สึนามิ	แผนที่แสดงพื้นที่เสี่ยงภัยสึนามิ	กรมป้องกันและบรรเทาสาธารณภัย	2556
น้ำป่าไหลหลากดินโคลนถล่ม	แผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชนของกรมทรัพยากรธรณี	กรมทรัพยากรธรณี	2562
ดินถล่ม	แผนที่แสดงพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่ม ประเทศไทย	กรมทรัพยากรธรณี	2559



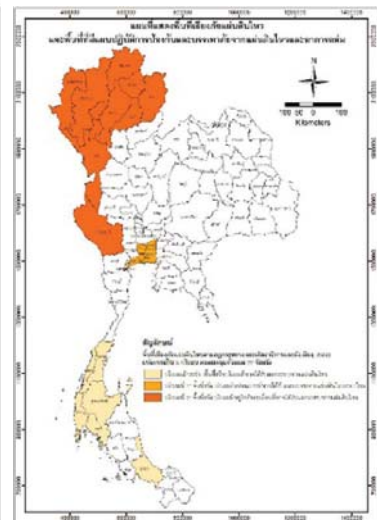
แผนที่ภัยพิบัติแผ่นดินไหว
ประเทศไทย



แผนที่รอยเลื่อนมีพลัง :
ระดับความมีพลัง



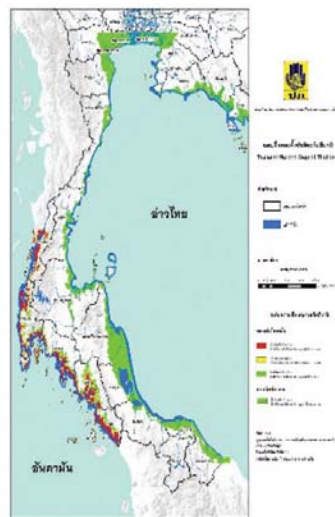
แผนที่โอกาสขยายคลื่นแผ่นดิน
ไหวในประเทศไทย



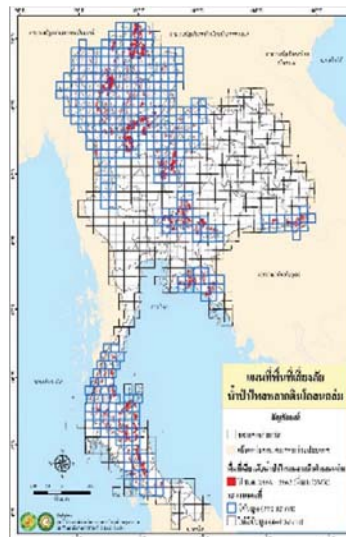
แผนที่แสดงพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว
และพื้นที่ที่มีแผนปฏิบัติการ
ป้องกันและบรรเทาภัย จากแผ่นดิน
ไหวและอาคารถล่ม



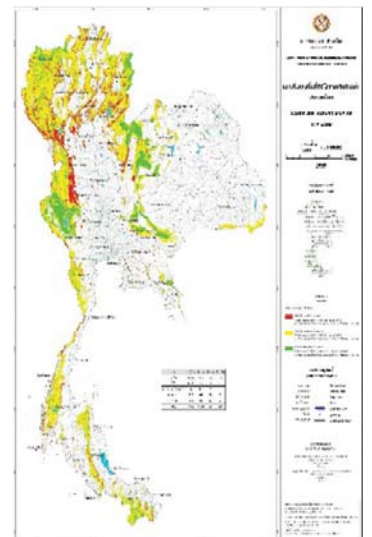
แผนที่พื้นที่เสี่ยงภัย
น้ำท่วมซ้ำซาก



แผนที่แสดงพื้นที่เสี่ยงภัย
สึนามิ



ดัชนีแผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชน
ของกรมทรัพยากรธรณี
ที่มีการแสดงขอบเขตพื้นที่เสี่ยงภัย
น้ำป่าไหลหลากดินโคลนถล่ม



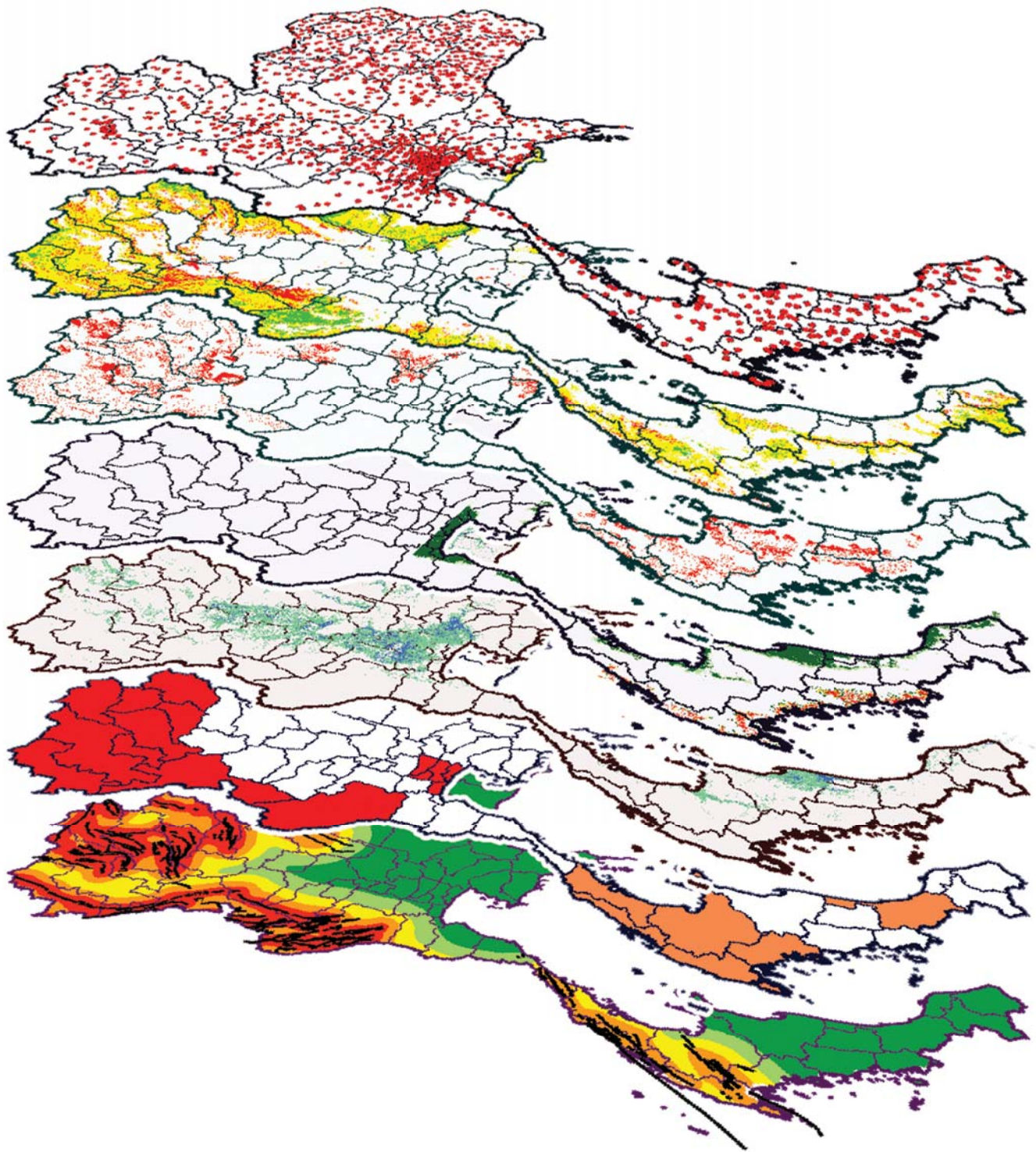
แผนที่แสดงพื้นที่ที่มีโอกาสเกิด
ดินถล่ม ประเทศไทย

รูปที่ 2 แผนที่ที่ได้รวบรวมและขอความอนุเคราะห์จากหน่วยงานและแหล่งข้อมูลเกี่ยวข้อง

6. การประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้น

6.1 วิธีประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้น

การประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้น มุ่งเน้นเพื่อการประเมินในเชิงปริมาณ (Quantitative Assessment) สำหรับวิธีที่ใช้ในการประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้น คือ การซ้อนทับข้อมูลระหว่างตำแหน่งสถานศึกษากับข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ที่เกี่ยวข้องกับภัยพิบัติตามที่กล่าวในหัวข้อที่ผ่านมา โดยแบ่งตามประเภทของภัยพิบัติ สามารถแสดงกระบวนการซ้อนทับข้อมูลดังรูปที่ 3



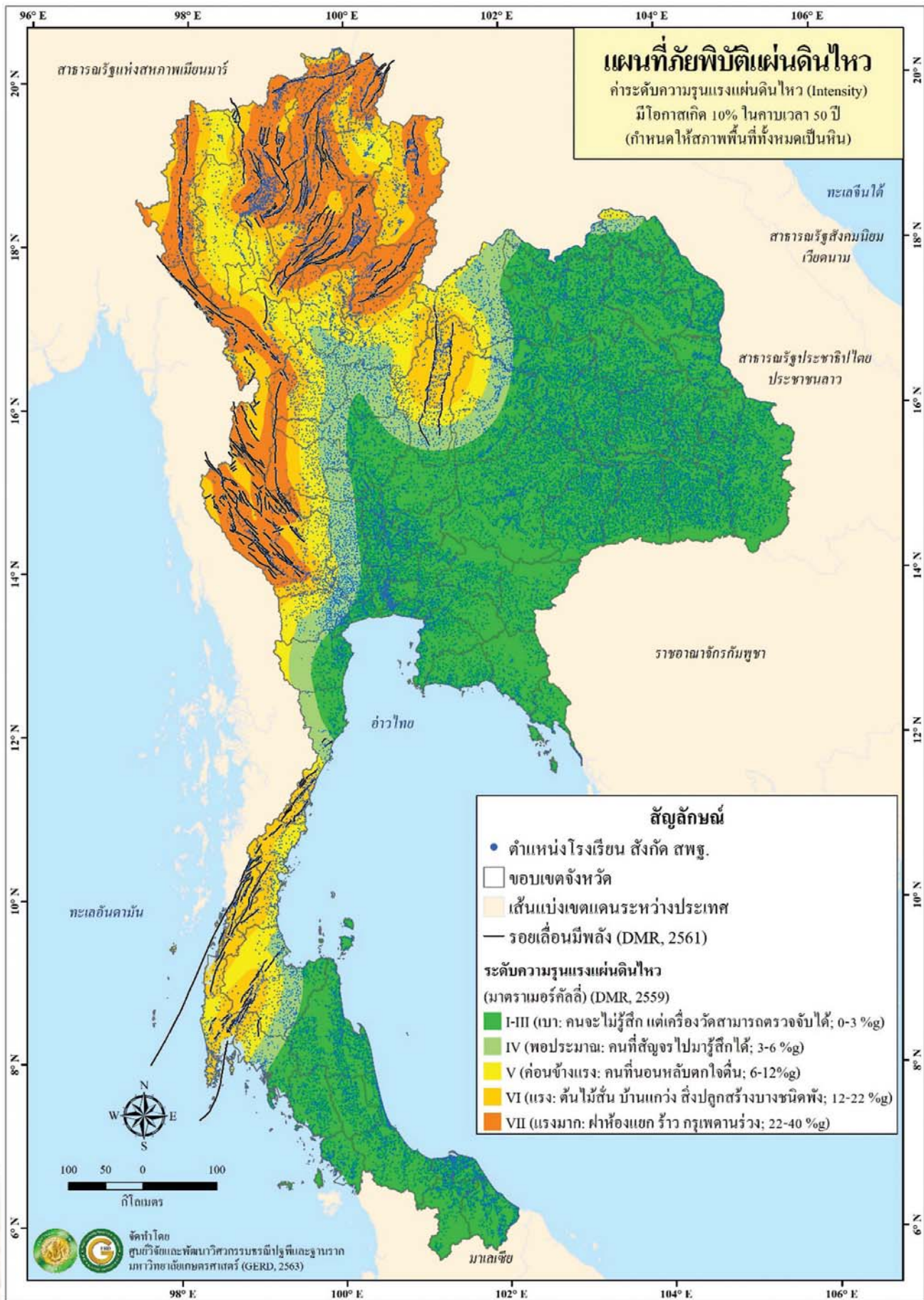
รูปที่ 3 การซ้อนทับข้อมูลเพื่อใช้ในการประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้นเชิงปริมาณ

6.2 สรุปผลการประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้น

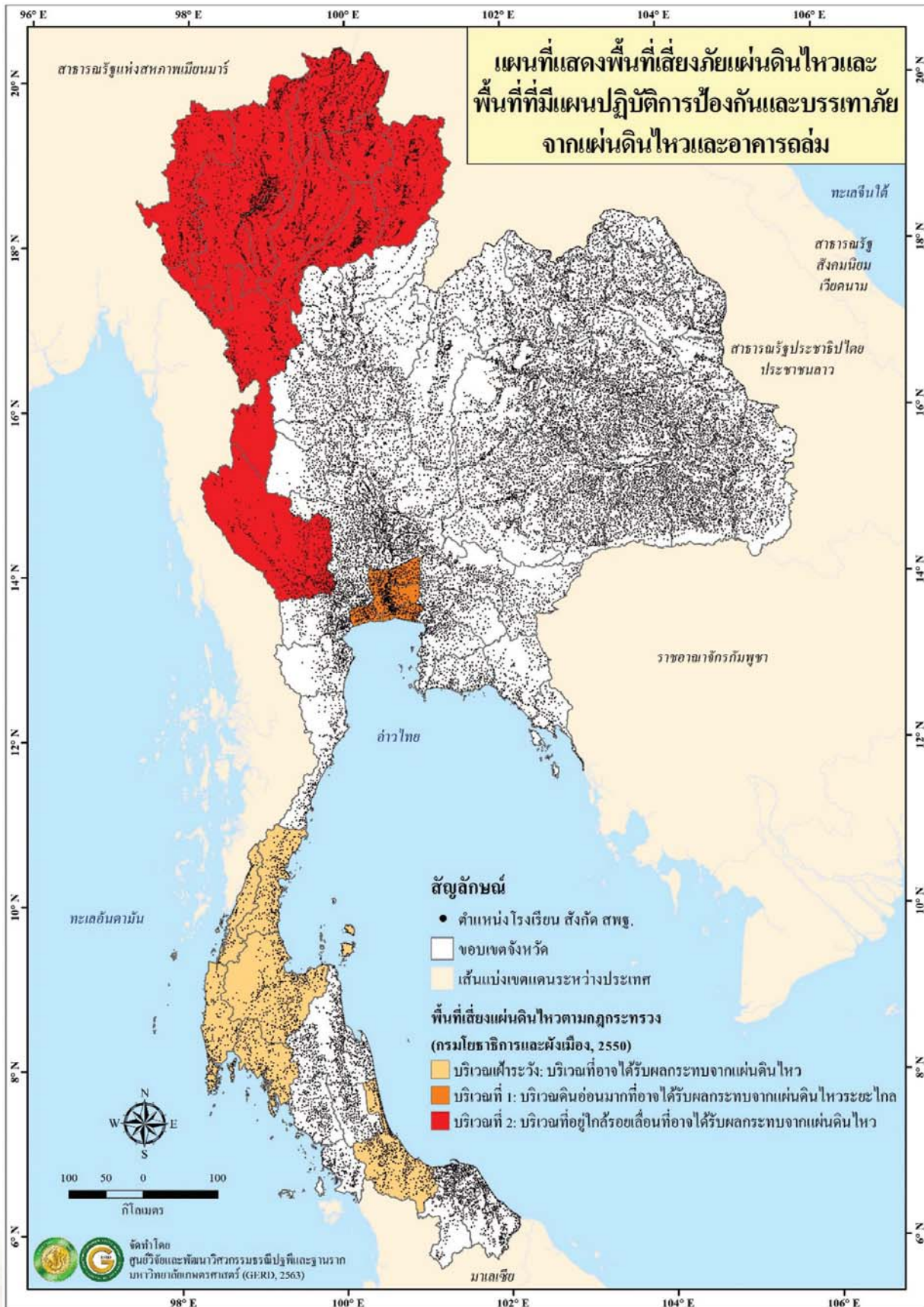
จากผลการประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้น โดยการซ้อนทับข้อมูลระหว่างตำแหน่งสถานศึกษากับข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ที่เกี่ยวข้องกับภัยพิบัติ สามารถสรุปผลการประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้นเชิงปริมาณในแต่ละภัยพิบัติสามารถแสดงดังตารางที่ 2 และรูปที่ 4 ถึงรูปที่ 9

ตารางที่ 2 สรุปผลการประเมินความเสี่ยงภัยพิบัติเบื้องต้นในแต่ละภัยพิบัติแบบรายเขตจังหวัด/ภาค

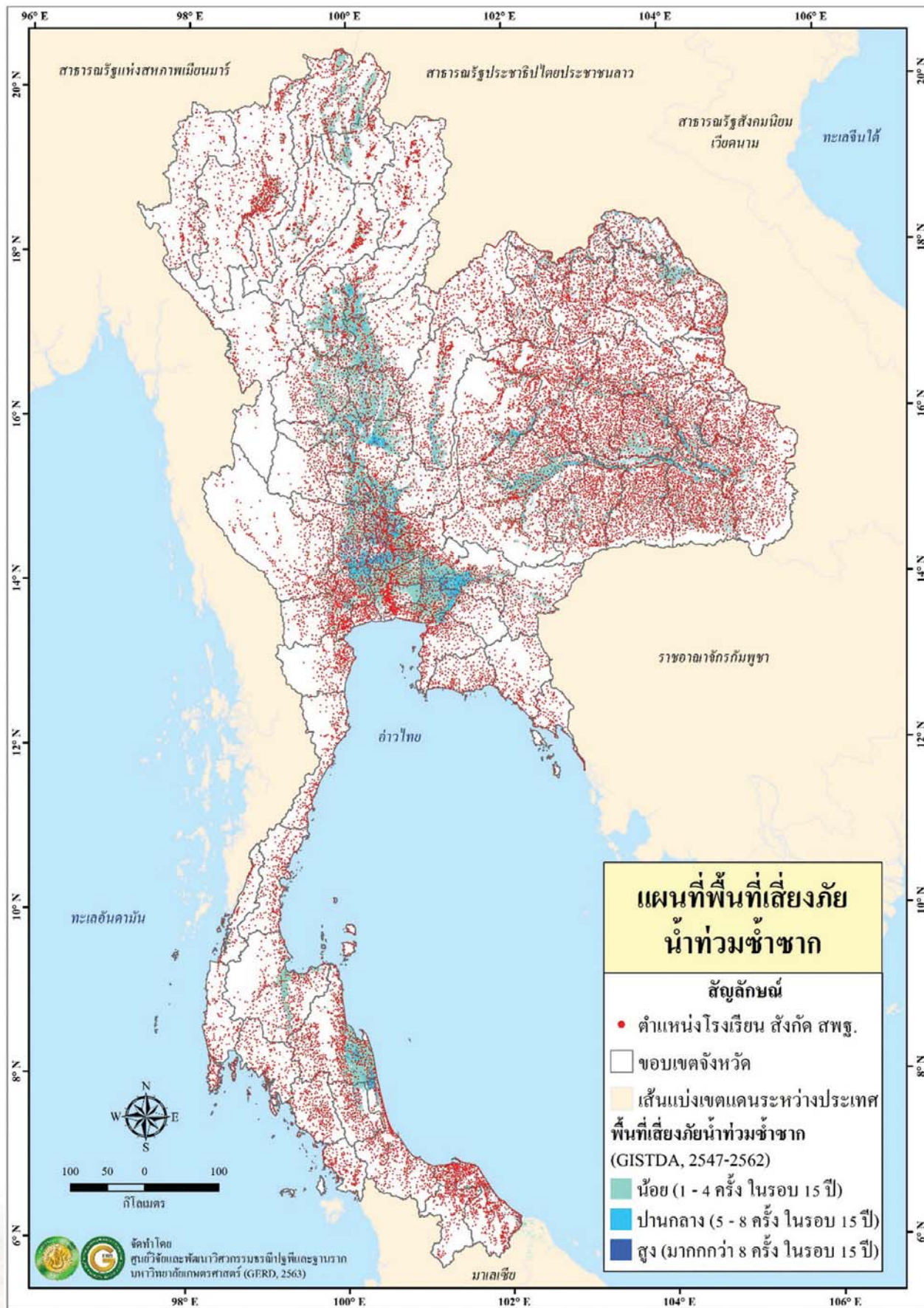
ผลกระทบ	ระดับผลกระทบ	เขตจังหวัด/ภาค (จำนวนโรงเรียน)						
		กทม.	เหนือ	ตะวันออกเฉียงเหนือ	กลาง	ตะวันออก	ใต้ตอนบน	ใต้ตอนล่าง
ระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว (มาตราเมอร์คัลลี) ค่าระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว (Intensity) มีโอกาสเกิด 10% ในคาบเวลา 50 ปี (กำหนดให้สภาพพื้นที่ทั้งหมดเป็นหิน)	I-III (เบา: คนจะไม่รู้สึก แต่เครื่องวัดสามารถตรวจจับได้; 0-3 %g)	159	416	12,250	2,985	1,354	1,495	1,597
	IV (พอประมาณ: คนที่สัญจรไปมารู้สึกได้; 3-6 %g)	-	956	689	868	-	313	-
	V (ค่อนข้างแรง: คนที่นอนหลับตกใจตื่น; 6-12%g)	-	1,101	217	317	-	335	-
	VI (แรง: ต้นไม้ล้ม บ้านแกว่ง สิ่งปลูกสร้างบางชนิดพัง; 12-22 %g)	-	1,465	55	221	-	455	-
	VII (แรงมาก: ฝาห้องแยก ราว กรูเพดานร่วง; 22-40 %g)	-	2,446	-	177	-	-	-
	รวม	159	6,384	13,211	4,568	1,354	2,598	1,597
พื้นที่เสี่ยงแผ่นดินไหว ตามกฎกระทรวง	บริเวณเฝ้าระวัง บริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว	-	-	-	-	-	1,282	506
	บริเวณที่ 1 บริเวณดินอ่อนมากที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ระยะไกล	159	-	-	422	169	-	-
	บริเวณที่ 2 บริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจรับได้ผลกระทบจากแผ่นดินไหว	-	3,355	-	446	-	-	-
	รวม	159	3,355	-	868	169	1,282	506
พื้นที่น้ำท่วมซ้ำซาก (ครั้ง)	1	41	748	865	631	103	393	65
	2	3	232	223	514	66	31	20
	3	1	81	64	258	43	8	4
	4	-	34	33	70	16	1	1
	5	-	10	18	34	4	3	1
	6	-	3	5	20	1	1	-
	7	-	3	1	15	-	-	-
	8	-	4	1	4	-	1	-
	9	-	1	2	2	-	-	-
	10	-	3	-	-	-	-	-
	รวม	45	1,119	1,212	1,548	233	438	91
ระดับความรุนแรง พื้นที่เสี่ยงภัยสินามิ	เสี่ยงน้อยมาก	-	-	-	83	129	264	238
	เสี่ยงน้อย	18	-	-	466	412	498	376
	เสี่ยงปานกลาง	-	-	-	-	-	127	25
	เสี่ยงสูง	-	-	-	-	-	181	66
	รวม	18	-	-	549	541	1,070	705
น้ำป่าไหลหลากดินโคลนถล่ม	มีพิกัดตำแหน่งอยู่ในพื้นที่เสี่ยงภัย น้ำป่าไหลหลากดินโคลนถล่ม	-	1,421	213	78	69	499	28
ระดับความเสี่ยงต่อการเกิดดินถล่ม พื้นที่หน้าดินหนาขาดรากไม้ยึดเหนี่ยว และความลาดเอียงของพื้นที่มากกว่า 30 องศา	อันดับ 1 ปริมาณน้ำฝน 100 มิลลิเมตรต่อวัน	-	196	50	8	-	20	5
	อันดับ 2 ปริมาณน้ำฝน 200 มิลลิเมตรต่อวัน	-	1,242	2,043	54	4	101	64
	อันดับ 3 ปริมาณน้ำฝน 300 มิลลิเมตรต่อวัน	-	79	255	23	2	15	6
	รวม	-	1,517	2,348	85	6	136	75



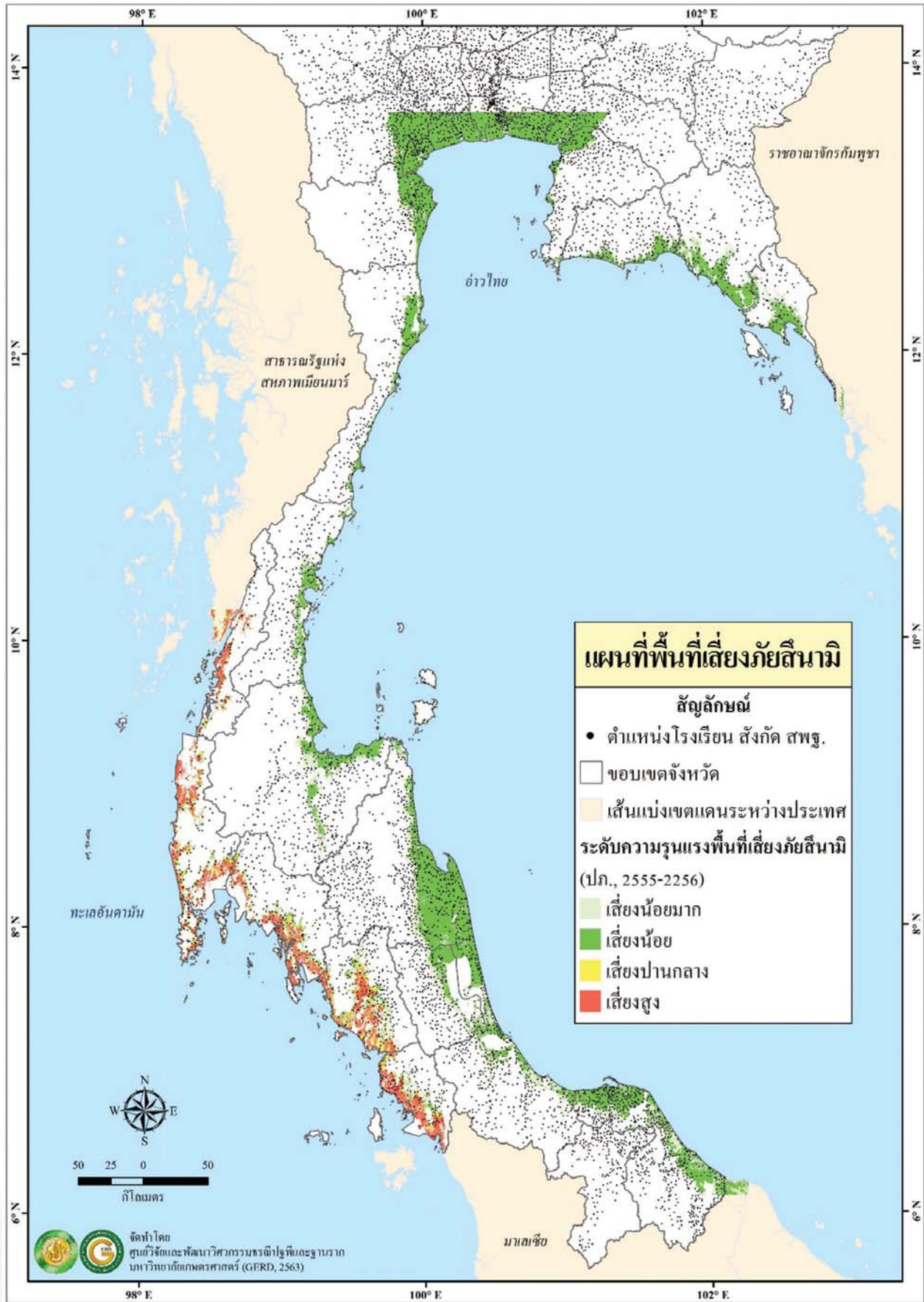
รูปที่ 4 แผนที่แสดงการซ้อนทับตำแหน่งสถานศึกษา กับแผนที่ภัยพิบัติแผ่นดินไหว



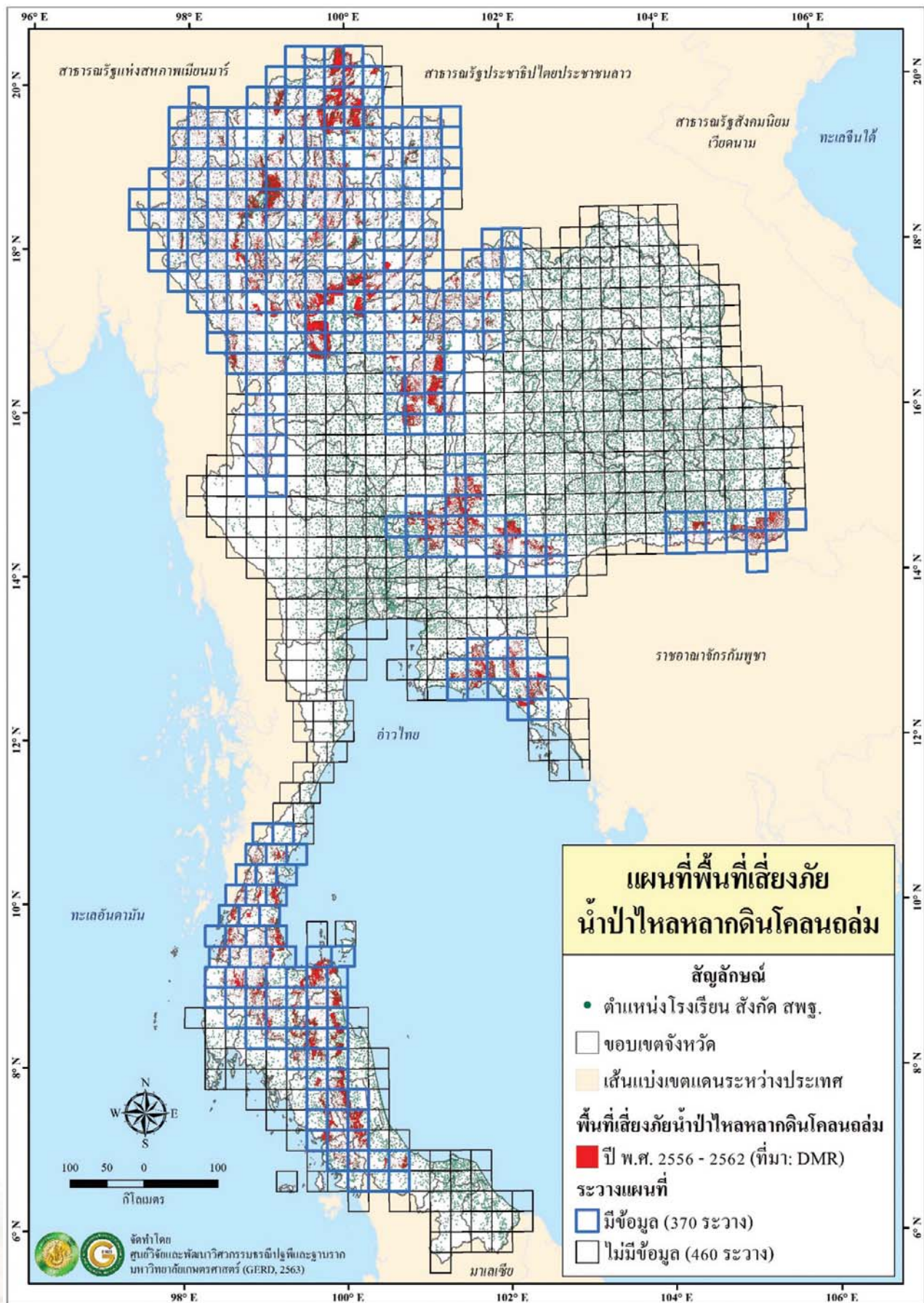
รูปที่ 5 แผนที่แสดงการซ้อนทับตำแหน่งสถานศึกษา กับแผนที่แสดงพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวและพื้นที่ที่มีแผนป้องกันและบรรเทาสาธารณภัยจากแผ่นดินไหวและอาคารถล่ม



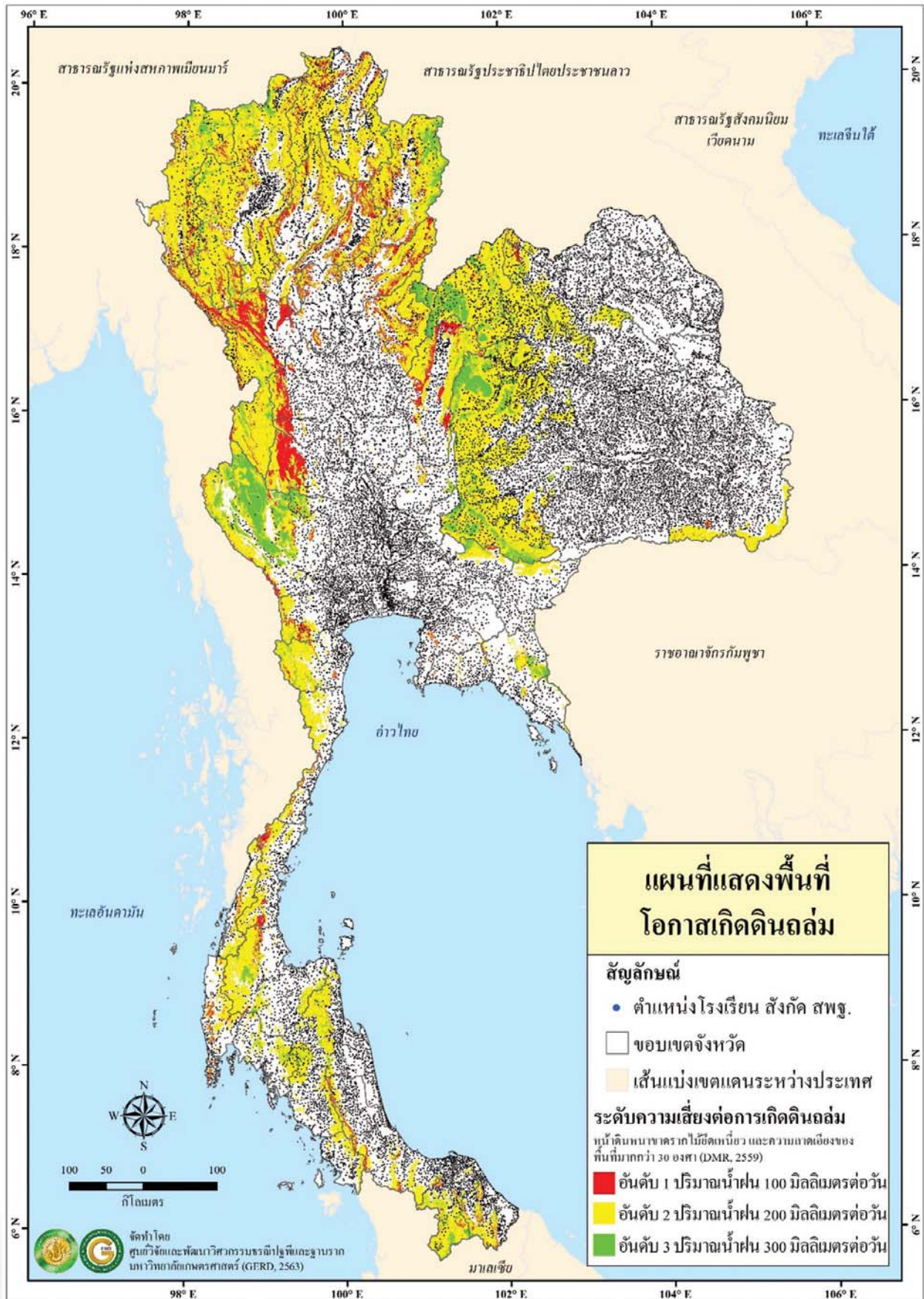
รูปที่ 6 แผนที่แสดงการซ้อนทับตำแหน่งสถานศึกษา กับแผนที่พื้นที่เสี่ยงภัยน้ำท่วมซ้ำซาก



รูปที่ 7 แผนที่แสดงการซ้อนทับตำแหน่งสถานศึกษา กับแผนที่แสดงพื้นที่เสี่ยงภัยสึนามิ



รูปที่ 8 แผนที่แสดงการซ้อนทับตำแหน่งสถานศึกษากับแผนที่เสี่ยงภัยระดับชุมชน



รูปที่ 9 แผนที่แสดงการซ้อนทับตำแหน่งสถานศึกษากับแผนที่แสดงพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่ม

การประเมินความแม่นยำของแบบจำลองปริมาณน้ำฝน สะสมวิกฤติ (AP-Model) ในการคาดการณ์พื้นที่ระดับ ความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า

Accuracy assessment of Antecedent Precipitation Model
(AP-Model) for landslide early warning system

สลิลยา เศษพิง
เกพีโท ไซทอง
สุรศักดิ์ ศรีสัมพันธ์

ตีพิมพ์ใน การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 25 , ระหว่างวันที่ 15 - 17 กรกฎาคม 2563 จ.ชลบุรี

^{1,2,3} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

*Corresponding author; E-mail address: salinya.se@ku.th

บทคัดย่อ

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พัฒนาเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ จากการรวบรวมตำแหน่งและข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ตกจริงในช่วงเวลาเกิดเหตุการณ์ดินถล่มในอดีตมาสร้างความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าและปริมาณน้ำฝนรายวันที่นำไปใช้ในแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ใช้คาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า โดยแบบจำลอง AP-Model นั้นวิเคราะห์โดยใช้ข้อมูลน้ำฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF (Weather Research and Forecasting Model) ของสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) เข้าสู่กระบวนการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าและปริมาณน้ำฝนรายวันเปรียบเทียบกับเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ จากการวิเคราะห์ของแบบจำลองในข้างต้นแสดงให้เห็นถึงข้อจำกัดในการใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝน เนื่องจากแบบจำลอง AP-Model ใช้ปริมาณน้ำฝนของแบบจำลอง WRF ซึ่งมีความถูกต้องอยู่ที่ร้อยละ 69 ในการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้า ด้วยข้อจำกัดนี้อาจส่งผลให้แบบจำลอง AP-Model มีความแม่นยำในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มลดลง ดังนั้น บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินความแม่นยำในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้าด้วยวิธี ROC โดยเปรียบเทียบข้อมูลพื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากการแบบจำลอง AP-Model และข้อมูลสถิติของเหตุการณ์เกิดดินถล่มในพ.ศ. 2557 ถึงพ.ศ. 2562 จากการประเมินความถูกต้อง พบว่า Area Under Curve (AUC) สำหรับการเตือนภัยดินถล่มในพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มในช่วงร้อยละ 20-50 (ระดับเตรียมพร้อมรับมือ พื้นที่สีเหลือง) เท่ากับ 0.736 อยู่ในระดับ ดี และ AUC สำหรับการเตือนภัยดินถล่มในพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าร้อยละ 50 (ระดับอพยพ พื้นที่สีแดง) เท่ากับ 0.639 อยู่ในระดับ ปานกลาง

คำสำคัญ: ความแม่นยำ, เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติ, แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ AP-Model

Abstract

Geotechnical Engineering Research and Development Center (GERD), Faculty of Civil Engineering, Kasetsart University has developed a Critical Rainfall Threshold by studying various landslide location and collecting rainfall data from events to create the relationship between rainfall accumulated in 3 days and rainfall on the day of landslide incident. The threshold uses Antecedent Precipitation Model (AP-Model) to analyze landslide susceptibility areas. The AP-Model creates a map for landslide early warning system. The model is analyzed by the use of predictive rainfall dataset of the Weather Research and Forecasting Model (WRF) by Hydro Informatics Institute to calculate a cumulative rainfall of 3 days and compare it with the Critical Rainfall Threshold. The limitation of the rainfall dataset usage affects the model because the predictive rainfall dataset of WRF model is only 69 percent accurate. This limitation may reduce accuracy of AP-model for landslide early warning system. Therefore, the purpose of this research is to evaluate the accuracy of the AP-Model for landslide early warning system by ROC method and comparing statistical data of landslide with simulate landslide susceptibility areas of the AP-model during 2014 to 2019. This result shows that area under curve (AUC) of landslide probability 20-50% and more than 50% is 0.736 and 0.639 that means good and medium respectively.

Keywords: Accuracy, Critical Rainfall Envelope, Antecedent Precipitation Model (AP-Model)

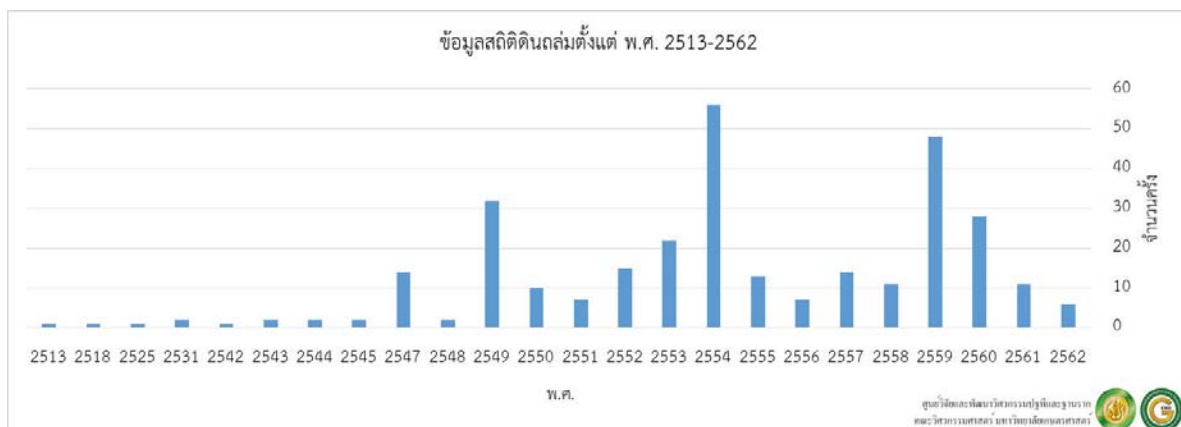
1. คำนำ

พิบัติภัยดินถล่มสร้างความเสียหายและสูญเสียต่อชีวิตและทรัพย์สินเป็นจำนวนมาก ประเทศไทยมีเหตุพิบัติภัยดินถล่มเกิดขึ้นในหลายพื้นที่และเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง[1] ซึ่งปัจจัยที่มีผลต่อการเกิดพิบัติดินถล่มได้แก่ ความลาดชันของพื้นที่ การใช้ประโยชน์ที่ดินในพื้นที่และการเปลี่ยนแปลงลาดดินโดยมนุษย์ รวมทั้งปัจจัยที่สำคัญที่สุดต่อการเกิดดินถล่มคือปริมาณน้ำฝน เนื่องจากประเทศไทยตั้งอยู่ในพื้นที่มรสุมเขตร้อน ส่งผลให้หลายพื้นที่มีโอกาสเกิดดินถล่มได้ง่ายเพราะประเทศไทยมีปริมาณน้ำฝนสะสมรายปีเฉลี่ย 1,572.5 มิลลิเมตร โดยเฉพาะบริเวณภาคใต้ที่มีบางพื้นที่มีปริมาณน้ำฝนรายปีสูงถึง 4,000 มิลลิเมตร[2] จากสถิติเหตุการณ์ดินถล่มที่เกิดขึ้นในประเทศไทยในอดีตพบว่าส่วนใหญ่เกิดขึ้นในช่วงเวลาที่เกิดฝนตกหนักติดต่อกันหลายวันโดยเกิดจากฝนที่ตกตามฤดูกาลรวมถึงฝนที่ตกนอกฤดูกาลที่ส่งผลให้เกิดฝนตกมากกว่าปกติ ดังเช่นในวันที่ 29 มีนาคม พ.ศ.2554 เกิดดินถล่มบริเวณเทือกเขาพนมมณเฑียร พื้นที่บ้านต้นหาร และบ้านห้วยแก้ว ตำบลหน้าเขา อ.เขาพนม จ.กระบี่ ซึ่งมีปริมาณน้ำฝนสะสมตั้งแต่วันที่ 26-29 มีนาคม พ.ศ.2554 อยู่ที่ 410 มิลลิเมตรโดยประมาณ ส่งผลให้พื้นที่

การเกษตรเสียหายจำนวนมาก รูปที่ 1 แสดงจำนวนเหตุการณ์ดินถล่มในอดีต

ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ พัฒนาแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) ภายใต้ความร่วมมือกับกรมทรัพยากรธรณี กระทรวงทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม โดยใช้ข้อมูลน้ำฝนคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลอง Weather Research and Forecasting Model (WRF) ของสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) โดยแบบจำลอง AP-Model จะทำการคาดการณ์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มล่วงหน้า 3 วันเพื่อใช้เตือนภัยแก่ประชาชนที่อยู่ในพื้นที่

บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่อการประเมินความถูกต้องของการคาดการณ์พื้นที่ระดับอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากแบบจำลอง AP-Model โดยเปรียบเทียบกับเหตุการณ์ดินถล่มที่เกิดขึ้นจริงด้วยวิธี Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve ทั้งนี้เพื่อการพัฒนาให้แบบจำลองมีประสิทธิภาพและความแม่นยำในการเตือนภัยดินถล่มมากขึ้น



รูปที่ 1 ข้อมูลสถิติดินถล่มตั้งแต่พ.ศ. 2547-2562

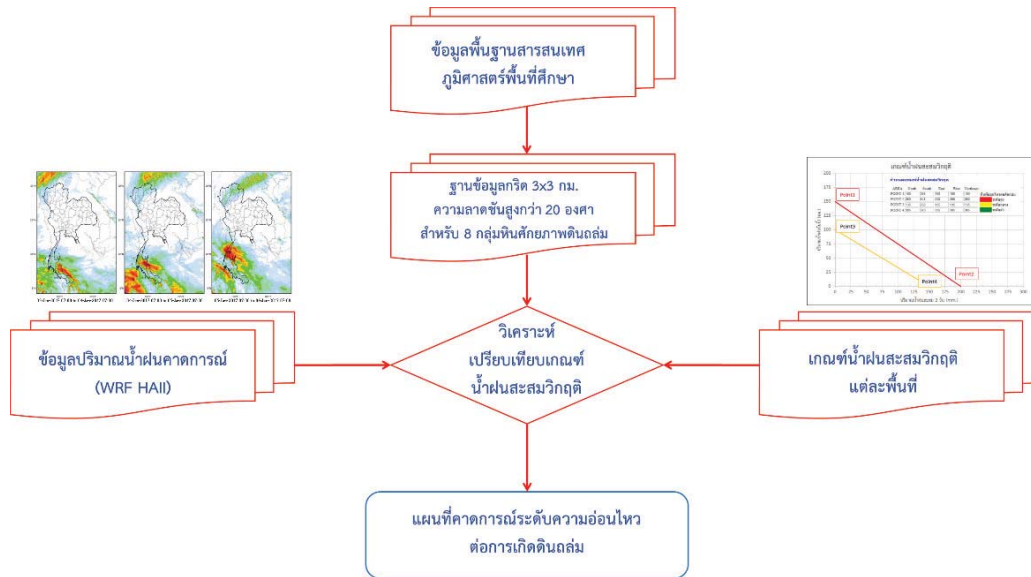
2. แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ

(Antecedent Precipitation Model, AP-Model)

แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) เป็นแบบจำลองที่ใช้เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ และปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ในการเตือนภัยดินถล่มล่วงหน้า โดยแบบจำลองได้สร้างฐานข้อมูลสารสนเทศภูมิศาสตร์ประกอบด้วยข้อมูลความลาดชัน (Slope angle) สำหรับ 8 กลุ่มชุดหินศักยภาพดินถล่มที่มีความละเอียดของกริดขนาด 3x3 กม. ร่วมกับข้อมูลน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้า 3 วันจากระบบคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลอง WRF โดยสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) ที่มีความละเอียดของกริดขนาด 3x3 กม. เข้าสู่กระบวนการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสมเปรียบเทียบกับเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Critical Rainfall Threshold) ของแต่ละภูมิภาค[3]

จากนั้นแสดงผลการประเมินแผนที่ของระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม รูปที่2 แสดงขั้นตอนการวิเคราะห์ของ AP-Model

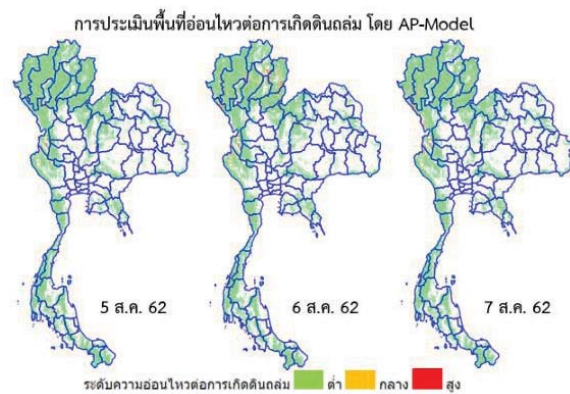
แบบจำลองคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มออกมาในรูปแบบของแผนที่ โดยแผนที่แสดงระดับความอ่อนไหว ดังนี้ ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มต่ำ มีโอกาสเกิดดินถล่มต่ำกว่าร้อยละ 20 แสดงเป็นสีเขียว หมายถึง ปลอดภัย ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มปานกลาง มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 แสดงเป็นสีเหลือง หมายถึง เตรียมพร้อมรับมือ และ ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มสูง มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าร้อยละ 50 แสดงเป็นสีแดง หมายถึง อพยพ ดังตารางที่1 และตัวอย่างแผนที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มแสดง ดังรูปที่3 สามารถติดตามข้อมูลได้ที่ <http://gerdmodel.ku.ac.th/dmrweb/index.php> และทางแอปพลิเคชัน “LandslideWarning-Thai”



รูปที่ 2 ขั้นตอนการวิเคราะห์ AP-Model[3]

ตารางที่ 1 ความหมายที่แสดงในแผนที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม

สีบนแผนที่	ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม	โอกาสเกิดดินถล่ม (%)	ความหมาย
เขียว	ต่ำ	ต่ำกว่า 20	ปลอดภัย : พื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มน้อย
เหลือง	ปานกลาง	20 - 50	เตรียมพร้อมรับมือ : โอกาสเกิดดินถล่มปานกลาง หากยังมีฝนตกหนักต่อเนื่อง ควรติดตามปริมาณน้ำฝน อาจเกิดดินไหลตามลาดดินตัด เช่น ไหล่ทาง
แดง	สูง	มากกว่า 50	อพยพ : โอกาสเกิดดินถล่มสูง ต้องเฝ้าติดตามค่าปริมาณน้ำฝนอย่างใกล้ชิด หรือตัดสินใจอพยพเพื่อความปลอดภัย

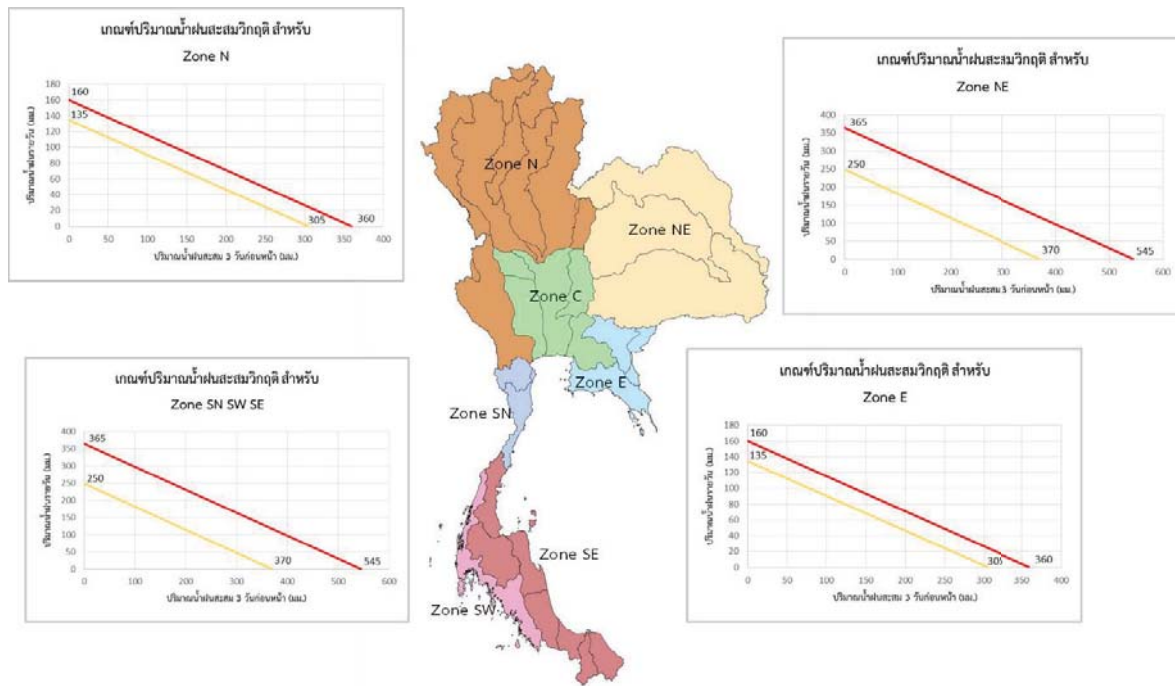


รูปที่ 3 ตัวอย่างแผนที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม[3]

2.1 เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Critical Rainfall Threshold)

เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Critical Rainfall Threshold)[4] พัฒนขึ้นด้วยวิธีการถดถอยโลจิสติก (Logistic Regression) โดยใช้ข้อมูลปริมาณรายวันและปริมาณน้ำฝนสะสมก่อนหน้า 3 วันของเหตุการณ์ดินถล่มในอดีตพัฒนาเป็นความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าและปริมาณน้ำฝนรายวันและสร้างเป็นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติพบว่าแต่ละภูมิภาคของประเทศไทยจะมีเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติแตกต่างกัน เนื่องจากแต่ละภูมิภาคมีปริมาณน้ำฝนที่ตกในพื้นที่แตกต่างกัน[4] รูปที่4 แสดงเส้นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมของแต่ละภูมิภาค โดยที่การเตือนภัยในระดับต่างๆ มาจากปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าในแนวแกน X ร่วมกับปริมาณน้ำฝนรายวันในแนวแกน Y โดยมีเส้นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติแบ่งการเตือนภัยในระดับต่างๆ สำหรับ Zone N ประกอบด้วยจังหวัดในภาคเหนือและจังหวัดกาญจนบุรี Zone NE ประกอบด้วยจังหวัดในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ Zone E ประกอบด้วย

จังหวัดในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ Zone SN SW และ SE ประกอบด้วยจังหวัดในภาคตะวันตกและภาคใต้ทั้งหมด



รูปที่ 4 เส้นเกณฑ์ปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติของแบบจำลอง[4]

2.2 ข้อมูลคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลอง Weather Research and Forecasting Model (WRF)

ข้อมูลคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นจากแบบจำลอง Weather Research and Forecasting Model (WRF) เป็นแบบจำลองเชิงตัวเลขซึ่งประกอบด้วยตัวแปรทางอุตุนิยมวิทยาหลายพารามิเตอร์ โดยแบบจำลอง WRF ถูกออกแบบมาเพื่อใช้คาดการณ์ปริมาณน้ำฝนสำหรับช่วงเวลา 2-3 วัน [5] โดยแบบจำลอง AP-Model เลือกใช้ข้อมูลคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 3 วันที่มีความละเอียด 3x3 กม.

ความถูกต้องของการคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 3 วัน ขนาด 3x3 กม. กับข้อมูลปริมาณน้ำฝนรายวันจากการตรวจวัดของกรมอุตุนิยมวิทยาและสถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) พิจารณาตามช่วงปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ของปริมาณน้ำฝนในช่วงเวลาเดียวกันพบว่าการคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 1 วัน 2 วัน และ 3 วัน มีความถูกต้อง (Accuracy) อยู่ที่ร้อยละ 69 66 และ 62 ตามลำดับและความถูกต้องเพิ่มขึ้นเมื่อคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนมากกว่า 50 มิลลิเมตรต่อวัน โดยพื้นที่ที่สอดคล้องมากที่สุด ได้แก่ ภาคตะวันออกเฉียงเหนือตอนล่าง ภาคตะวันออก และภาคใต้ฝั่งตะวันออก[6]

แบบจำลอง AP-Model ใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้าจากแบบจำลอง WRF ทั้งหมดในการคาดการณ์ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม โดยแบบจำลอง AP-Model คำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วัน ก่อนหน้าจากข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF ที่เก็บไว้ก่อนหน้า ดังรูปที่ 5

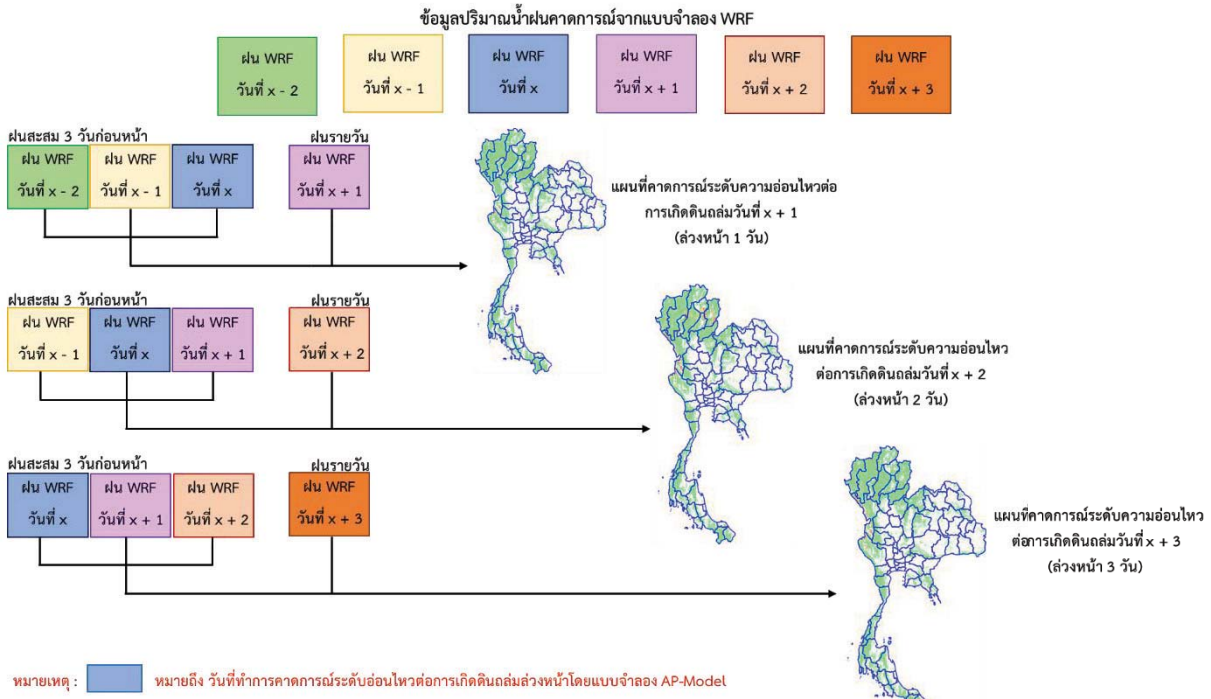
เมื่อทำการคาดการณ์ระดับพื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มวันที่ X จะใช้ชุดข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้าจากแบบจำลอง WRF สำหรับวันที่ X ซึ่งประกอบไปด้วย ข้อมูลปริมาณน้ำฝนล่วงหน้า 1 วัน, 2 วัน และ 3 วัน ซึ่งแบบจำลอง AP-Model ให้ผลการคาดการณ์สำหรับวันที่ X+1, X+2 และ X+3 เมื่อมีการคาดการณ์ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มในวันถัดไป ข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์ล่วงหน้าสำหรับวันที่ X จะเก็บไว้เพื่อใช้คำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าต่อไป

3. ขั้นตอนการศึกษาและประเมินความถูกต้อง

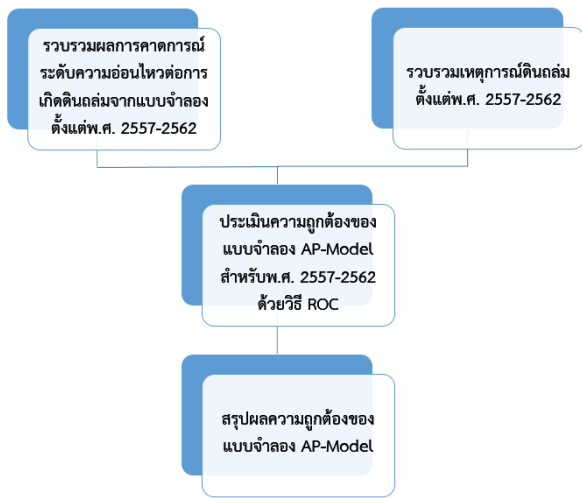
3.1 ขั้นตอนการศึกษา

ขั้นตอนการศึกษาและประเมินความถูกต้องในการคาดการณ์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจากแบบจำลอง AP-Model ดังรูปที่ 6 ประกอบด้วยการรวบรวมผลการคาดการณ์ระดับอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มและเหตุการณ์ดินถล่มตั้งแต่พ.ศ. 2557-2562 โดยมีข้อมูลผลการคาดการณ์ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มจำนวน 936 วันและเหตุการณ์ดินถล่มจำนวน 105 เหตุการณ์ จากนั้นเป็นการเตรียมข้อมูลสำหรับการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง โดยจะประเมินความถูกต้องของการประเมินพื้นที่อ่อนไหวในระดับเตรียมพร้อมรับมือ (พื้นที่สีเหลือง) และระดับ

อพพ (พื้นที่สีแดง) โอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 และมากกว่า ร้อยละ 50 ตามลำดับ



รูปที่ 5 ตัวอย่างการรวบรวมข้อมูลปริมาณน้ำฝนที่ใช้วิเคราะห์ในแบบจำลอง AP-Model

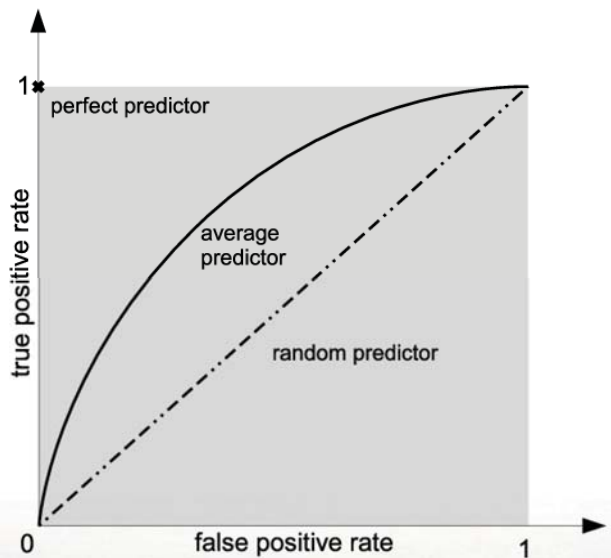


รูปที่ 6 ขั้นตอนการศึกษา

3.2 ขั้นตอนการประเมินความถูกต้อง

วิธีประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง AP-Model ด้วยวิธี Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้ในการประเมินความถูกต้องสำหรับการทำนายผลของแบบจำลอง โดยตัวแปรที่ใช้บอกความถูกต้องของแบบจำลองได้แก่ ความถูกต้อง (Accuracy) และพื้นที่ใต้เส้นโค้ง ROC (Area under curve, AUC) เกิดจากจุดคู่อันดับระหว่าง True positive rate ในแกน Y และ False positive rate ในแกน X สร้างเป็นเส้นโค้งและคำนวณพื้นที่ใต้เส้นโค้งนั้น ดังที่แสดงในรูปที่ 7

ซึ่งแบบจำลองที่มีความถูกต้องในระดับที่ยอมรับได้ จุดคู่อันดับนี้ต้องอยู่ในตำแหน่งเหนือเส้น Random predictor หากต่ำกว่าเส้น Random predictor แบบจำลองนั้นนับว่าเป็นแบบจำลองที่ใช้งานไม่ได้ โดยค่า AUC บ่งบอกระดับความถูกต้องสำหรับการทำนายผลของแบบจำลอง ดังตารางที่ 2



รูปที่ 7 Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve[7]

ตารางที่ 2 ระดับความถูกต้องของแบบจำลองจากค่า AUC[8]

Area under curve (AUC)			
0.9	-	1	excellent
0.8	-	0.9	very good
0.7	-	0.8	good
0.6	-	0.7	medium
0.5	-	0.6	poor

ในการประเมินความถูกต้องของแบบจำลองด้วยวิธี ROC Curve จะต้องรวบรวมตัวชี้วัดโดยตัวชี้วัดสำหรับการศึกษานี้ มีนิยามดังนี้

- True positive (TP) หมายถึง เมื่อแบบจำลองเตือนภัยดินถล่มและเกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริง
- False positive (FP) หมายถึง เมื่อแบบจำลองเตือนภัยดินถล่มแต่ไม่เกิดเหตุการณ์ดินถล่ม, สำหรับบทความนี้จัดว่าเป็นความผิดพลาดชนิดที่ 1 หมายถึง ไม่เกิดเหตุการณ์ดินถล่มบนพื้นที่ที่แบบจำลองมีการเตือนภัยดินถล่ม
- True negative (TN) หมายถึง เมื่อแบบจำลองไม่เตือนภัยดินถล่มและไม่เกิดเหตุการณ์ดินถล่ม
- False negative (FN) หมายถึง เมื่อแบบจำลองไม่เตือนภัยดินถล่มแต่เกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริง, สำหรับบทความนี้จัดว่าเป็นความผิดพลาดชนิดที่ 2 หมายถึง เกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริงบนพื้นที่ที่แบบจำลองไม่มีการเตือนภัยดินถล่ม

การรวบรวมตัวชี้วัดทั้ง 4 ค่าที่กล่าวไปข้างต้น บทความนี้ทำการแบ่งประเภทการรวบรวมตัวชี้วัดดังตารางที่ 3

ตารางที่3 ตัวชี้วัดในการประเมินความถูกต้อง

		เหตุการณ์จริง	
		เกิด	ไม่เกิด
การประเมินจากแบบจำลอง	เดือน		
		5 ส.ค. 62 True positive	7 ส.ค. 62 False positive
	ไม่เดือน		
		27 ส.ค. 62 False negative	7 ส.ค. 62 True negative

จากนั้นจึงทำการประเมินเพื่อพิจารณาความถูกต้องของการคาดการณ์พื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มของแบบจำลอง ดังนี้

3.2.1 True positive rate

True positive rate แสดงถึงประสิทธิภาพของแบบจำลองเมื่อมีการเตือนระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม โดยค่าที่ดีที่สุดคือ 1 ซึ่งหมายถึงหากแบบจำลองมีค่านี้เข้าใกล้ 1 นั่นคือแบบจำลองมีประสิทธิภาพในการคาดการณ์เมื่อแบบจำลองมีการเตือนภัยดินถล่ม สามารถแสดงดังสมการที่ (1)

$$\text{True positive rate} = \text{TP} / (\text{TP} + \text{FN}) \quad (1)$$

3.2.2 False positive rate

False positive rate แสดงถึงความผิดพลาดของแบบจำลองเมื่อไม่มีการเตือนระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม โดยค่าที่ดีที่สุดคือ 0 ซึ่งหมายถึงหากแบบจำลองมีค่านี้เข้าใกล้ 0 นั่นคือแบบจำลองมีประสิทธิภาพในการคาดการณ์เมื่อแบบจำลองไม่มีการเตือนภัยดินถล่ม สามารถแสดงดังสมการที่ (2)

$$\text{False positive rate} = \text{FP} / (\text{FP} + \text{TN}) \quad (2)$$

3.2.3 ความถูกต้อง (Accuracy)

ความถูกต้อง คือร้อยละความถูกต้องในการคาดการณ์ทุกระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม นั่นคือความถูกต้องของแบบจำลองเมื่อมีการเตือนภัยดินถล่มและไม่มีการเตือนภัยดินถล่ม โดยคำนวณจากสัดส่วนของจำนวนการทำนายถูกของของแบบจำลองต่อจำนวนการทำนายทั้งหมดสามารถแสดงดังสมการที่ (3)

$$\text{Accuracy} = (\text{TP} + \text{TN}) / \text{N} \quad (3)$$

โดยที่ N = TP+TN+FP+FN คือจำนวนการทำนายทั้งหมดจากแบบจำลอง

จากนั้นการสร้าง Receiver Operating Characteristic (ROC) Curve จากค่าของ True positive rate และ False positive rate และคำนวณตัวแปร AUC เพื่อประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง

4. ผลการประเมินความถูกต้อง

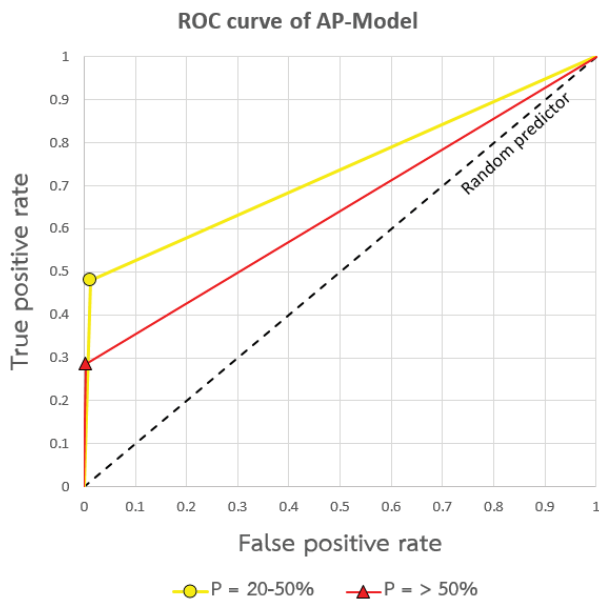
การประเมินความถูกต้องของ AP-Model ด้วยวิธี ROC สำหรับการเตือนภัยเมื่อมีโอกาสเกิดดินถล่มในระดับเตรียมพร้อมและระดับอพยพ ซึ่งมีโอกาสเกิดขึ้นอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 และมากกว่าร้อยละ 50 ตามลำดับสามารถสรุปผลการประเมินความถูกต้องได้ดังนี้ การเตือนภัยพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 มีค่าตัวชี้วัด True positive เท่ากับ 23, False positive เท่ากับ 37,012, True negative เท่ากับ 2,871,385 และ False negative เท่ากับ 25 การเตือนภัยพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าร้อยละ 50 มีค่าตัวชี้วัด True positive เท่ากับ 10, False positive เท่ากับ 5,419, True negative เท่ากับ 2,265,694 และ False negative

เท่ากับ 25 ซึ่งค่าของตัวชี้วัดข้างต้นนำมาประเมินความถูกต้องได้ดังตารางที่ 4 จะเห็นได้ว่าคู่อันดับของ True positive rate และ False positive rate อยู่เหนือเส้น Random line ทั้งจุดสีแดง(โอกาสเกิดอยู่ที่มากกว่าร้อยละ 50) และจุดสีเขียว(โอกาสเกิดอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50) ดังรูปที่ 8 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแบบจำลอง AP-Model สำหรับการประเมินพื้นที่อ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มทั้งสองระดับมีความถูกต้องที่สามารถใช้งานได้

ตารางที่ 4 สรุปผลการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง

	Landslide Probability	
	20% - 50%	> 50%
True Positive rate	0.479	0.286
False positive rate	0.0127	0.0022
Area under curve (AUC)	0.736	0.639
Accuracy (%)	98.72	99.78

รูปที่ 8 ROC Curve ของการวิเคราะห์ความถูกต้องสำหรับโอกาสเกิดดินถล่มในช่วง 20-50% และมากกว่า 50%



จากการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง พบว่า มีความถูกต้อง (Accuracy) สำหรับการเตือนภัยดินถล่มระดับเตรียมพร้อมและอพยพอยู่ที่ร้อยละ 98.72 , 99.78 ตามลำดับ ซึ่งมีค่าความถูกต้องสูงมาก

แต่เมื่อพิจารณา ROC curve ถึงตำแหน่งจุดของคู่อันดับ True positive rate และ False positive rate สำหรับการเตือนทั้งสองระดับแล้ว จะเห็นได้ชัดว่าทั้งสองจุดมีแนวโน้มเหมือนกัน นั่นคือจุดอยู่ใกล้ 0 ที่แกน X ในขณะที่ แกน Y ไม่เข้าใกล้ 1 นั่นคือแบบจำลอง AP-Model มีค่าตัวชี้วัด True positive rate น้อยเกินไปซึ่งเกิดจากความผิดพลาดชนิดที่ 2 คือ เกิดเหตุการณ์ดินถล่มจริงบนพื้นที่ที่แบบจำลองไม่มีการเตือนภัยดินถล่มแบบจำลอง AP-Model มีความถูกต้องสูงมากในการระบุพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มต่ำกว่าร้อยละ 20 (พื้นที่สีเขียว) แต่มีความถูกต้องค่อนข้างน้อยเมื่อต้องระบุพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่ม โดยเฉพาะพื้นที่ที่มีการเตือนในระดับ

อพยพ(พื้นที่สีแดง) ด้วยเหตุนี้ทำให้แบบจำลองมีความถูกต้อง (Accuracy) สูงมาก จึงต้องใช้ตัวชี้วัดอื่นควบคู่ในการบ่งบอกประสิทธิภาพของแบบจำลองในทางการเตือนภัยดินถล่ม เนื่องจากส่วนต่างของจำนวนพื้นที่ที่ไม่มีโอกาสเกิดดินถล่มและจำนวนพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มสูง ทำให้การคำนวณความถูกต้องนั้นแปรผันตามกับพื้นที่ที่ไม่มีโอกาสเกิดดินถล่มมากกว่าพื้นที่ที่เกิดดินถล่ม การศึกษาจึงใช้ค่า AUC ในการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง จาก ROC Curve ของ AP-Model ได้ดังนี้ AUC ของการเตือนภัยดินถล่มเมื่อมีโอกาสเกิดในช่วงร้อยละ 20-50 ในระดับเตรียมพร้อมได้เท่ากับ 0.736 สำหรับการเตือนภัยดินถล่มเมื่อมีโอกาสเกิดที่มากกว่าร้อยละ 50 ในระดับอพยพได้เท่ากับ 0.639 แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองมีความถูกต้องอยู่ในระดับ ดี และมีความถูกต้อง ปานกลางตามลำดับ

จากความผิดพลาดในการระบุพื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มคลาดเคลื่อนของแบบจำลอง AP-Model ซึ่งทำให้ตัวชี้วัด True positive rate และตัวแปร AUC ที่มีค่าน้อยและส่งผลต่อความถูกต้องของการแจ้งเตือนระดับพื้นที่อ่อนไหวตลอดอาจจะมีผลจากข้อจำกัดของการใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่ม

5. บทสรุป

การประเมินความถูกต้องของการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มของแบบจำลอง AP-Model โดยการเปรียบเทียบผลจากการคาดการณ์ของแบบจำลองและข้อมูลการเกิดเหตุการณ์ดินถล่มในช่วงเวลาเดียวกัน โดยการประเมินได้พิจารณาตัวชี้วัด True positive rate ร่วมกับ False positive rate โดยใช้วิธี ROC เพื่อคำนวณตัวแปร AUC และผลการประเมินความถูกต้องของแบบจำลอง สามารถสรุปได้ดังนี้ เมื่อแบบจำลองคาดการณ์พื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ในช่วงร้อยละ 20-50 ตัวแปร AUC เท่ากับ 0.736 หมายถึงมีความถูกต้องในระดับ ดี เมื่อแบบจำลองคาดการณ์พื้นที่ที่มีโอกาสเกิดดินถล่มอยู่ที่มากกว่าร้อยละ 50 ตัวแปร AUC เท่ากับ 0.639 มีความถูกต้องอยู่ในระดับ ปานกลาง

แบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (Antecedent Precipitation Model, AP-Model) มีประสิทธิภาพในการเตือนภัยดินถล่มในระดับเตรียมพร้อมรับมือ (พื้นที่สีเขียว) ได้ดีมาก แต่สำหรับการเตือนภัยระดับอพยพ (พื้นที่สีแดง) ควรปรับปรุงแบบจำลองให้มีผิดพลาดชนิดที่ 2 น้อยลงซึ่งความผิดพลาดของแบบจำลอง AP-Model อาจเกิดขึ้นข้อจากจำกัดของการใช้ข้อมูลปริมาณคาดการณ์ล่วงหน้าที่มีความถูกต้องอยู่ที่ร้อยละ 69 แทนการใช้ข้อมูลปริมาณน้ำฝนจริงในการคำนวณปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้า ดังนั้นจึงควรพิจารณาศึกษาการใช้ปริมาณข้อมูลน้ำฝนตรวจวัดสำหรับใช้คำนวณในส่วนของปริมาณน้ำฝนสะสม 3 วันก่อนหน้าในแบบจำลอง AP-Model ให้มีความถูกต้องมากยิ่งขึ้นเพื่อการเตือนภัยดินถล่มมีความแม่นยำและมีประสิทธิภาพ

6. กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ ฝ่ายสารสนเทศทรัพยากรน้ำ สถาบันสารสนเทศทรัพยากรน้ำ (องค์การมหาชน) ที่อนุเคราะห์ข้อมูลปริมาณน้ำฝนคาดการณ์จากแบบจำลอง WRF ในการคาดการณ์พื้นที่ระดับความอ่อนไหวต่อการเกิดดินถล่มเพื่อการเตือนภัยดินถล่มแก่ประชาชน

7. เอกสารอ้างอิง

- [1] สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ และคณะ (2562). ฐานข้อมูลดินถล่ม. ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
- [2] กรมอุตุนิยมวิทยา (2563). ปริมาณฝน [ระบบออนไลน์]. แหล่งที่มา <https://www.tmd.go.th/info/info.php? FileID =55> (18 กุมภาพันธ์ 2563)
- [3] ชีรไนย์ น้อยมาก, วรวัชร ต่อวิวัฒน์ และ สุทธิศักดิ์ ศรีลัมภ์ (2560). ความถูกต้องของการเตือนภัยดินถล่มด้วยแบบจำลองปริมาณน้ำฝนสะสมวิกฤติ (AP-Model). วารสารวิชาการ GERD JOURNAL GEOTECHNICAL ENGINEERING, ปีที่ 4, ฉบับที่ 4, หน้า 37-44.
- [4] ชีรไนย์ น้อยมาก (2561). เกณฑ์ปริมาณน้ำฝนวิกฤติสำหรับเตือนภัยดินถล่มในประเทศไทย. วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์.
- [5] อภิมุข มุขตารี, ทิชา โลสุพิมาน, วาทิน ธนาธารพร, สติย์จันทร์ ทิพย์ และ ปิยมลย์ ศรีสมพร (2562). การประยุกต์ใช้ข้อมูลฝนจากดาวเทียม PERSIANN-CCS ในการคาดการณ์น้ำท่วมฉับพลันพื้นที่ภาคใต้ของประเทศไทย. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 24, อุตรธานี, 10-12 กรกฎาคม 2562.
- [6] ทิพย์วรรณ ทอดแสน, ไอลวรชัย ชันกาญจน์, ศุจิรา กิตติราษฎร์, กนกศรี ศรีนินภากร และ สุรเจตน์ บุญญาอรุณเนตร (2557). การวิเคราะห์ความแม่นยำในการคาดการณ์ปริมาณน้ำฝนระยะสั้นสำหรับประเทศไทยจากแบบจำลองสภาพอากาศ WRF. การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19, ขอนแก่น, 14-16 พฤษภาคม 2557.
- [7] A Survey of Online Failure Prediction Methods - Scientific Figure on ResearchGate. Available from: https://www.researchgate.net/figure/Sample-ROC-plots-A-perfect-failure-predictor-shows-a-true-positive-rate-of-one-and-a_fig4_220565792 [accessed 11 Mar, 2020]
- [8] Rocío N. Ramos-Bernal, René Vázquez-Jiménez, Sulpicio Sánchez Tizapa and Roberto Arroyo Matus (October 24th 2019). Characterization of Susceptible Landslide Zones by an Accumulated Index [Online

First], IntechOpen, DOI: 10.5772/intechopen.89828.
Available from: <https://www.intechopen.com/online-first/characterization-of-susceptible-landslide-zones-by-an-accumulated-index>

เพราะ “น้ำ”
คือความมั่นคงของประเทศ

สททช. เป็นหน่วยงานหลักที่กำกับดูแล
และบริหารจัดการทรัพยากรน้ำของประเทศ

ติดตามข่าวสารการบริหารจัดการทรัพยากรน้ำได้ที่

www.onwr.go.th สำนักงานทรัพยากรน้ำแห่งชาติ

▶ ONWRNews @onwrnews

ที่อยู่ อาคารจตุมาศ เลขที่ 89/168 -170 ถนนวิภาวดีรังสิต แขวงตลาดบางเขน
เขตหลักสี่ กรุงเทพฯ 10210 โทร. 0 2940 1800 โทรสาร 0 2521 9140

บริษัท เอนไวรอนเมนท์ มูฟเม้นท์ จำกัด
ENVIRONMENTAL MOVEMENT CO.,LTD.



E-mail: envimove@gmail.com





ผู้เชี่ยวชาญด้านสิ่งแวดล้อม สุขภาพ และการมีส่วนร่วมของ
ประชาชน ในการจัดทำรายงาน EIA EHIA IEE CoP และ ESA
มากกว่า 10 ปี ในด้านการศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อมโครงการต่าง ๆ
เช่น โรงงานอุตสาหกรรม นิคมอุตสาหกรรม โรงไฟฟ้า รวมถึงโครงการ
ที่พิกอาศัยต่าง ๆ

49/81 หมู่ 8 ซ.แผ่นดินทอง 38 ถ.ติวานนท์ ต.บางกระสอบ อ.เมืองนนทบุรี จ.นนทบุรี 11000
โทรศัพท์: 0-2156-9397 มือถือ: 089-7747682 แฟกซ์: 0-2156-9319

อภินันทนาการ....จาก

นายสุวัฒน์ จิ่งวิวัฒนาการณ์
(KU 29)

ภูมิสถาปัตยกรรม



ปกป้องสิ่งแวดล้อม



ป้องกันน้ำ



แม่น้ำ ทะเล



แผ่นไวนิลกันน้ำ PVC SHEET PILE chemiconstruction.com



THANA CONCRETE รัตนคอนกรีต

ผู้ผลิต-จำหน่าย ผลิตภัณฑ์คอนกรีตอัดแรง

- เสาค้ำคอนกรีตอัดแรง
- คอนกรีตผสมเสร็จ
- เสาค้ำตัวโอ
- อิฐบล็อกมวลเบา
- เสาค้ำหกเหลี่ยมกลวง
- บริการรถบ่มคอนกรีต
- แผ่นพื้นสำเร็จรูปแบบต้น
- บริการตอกเสาค้ำ
- แผ่นพื้นสำเร็จรูปแบบกลวง
- ผลิตภัณฑ์คอนกรีตสำเร็จรูปตามสั่ง

สินค้าได้มาตรฐานอุตสาหกรรม



เสาเข็ม มอก.396-2549
แผ่นพื้น มอก.828-2546

53/2 หมู่ที่ 1 ถนนกาญจนาภิเษก ตำบลบางกุ่ม อำเภอเมือง จังหวัดสุราษฎร์ธานี 84000

Tel: 077-282678, 077-213158, 077-355202

Mobile : 081-5388527, 081-4197416

Fax : 077-213159

www.thanaconcrete.com Email : thanaconcrete@gmail.com



สำนักสำรวจด้านวิศวกรรมและธรณีวิทยา กรมชลประทาน

811 ถนนสามเสน แขวงถนนนครไชยศรี กทม.10300
โทรศัพท์ 0-2241-0740 ถึง 9 ต่อ 2586 , เบอร์ตรง 0-22436913

Email : rid.smart.survey@gmail.com

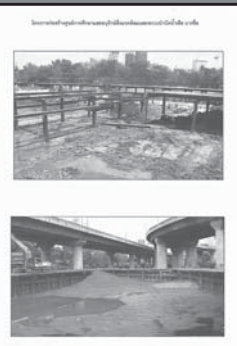
Service Mind, Standard and Success

บริษัท สยาม ชีท ไพลิ่ง เวิร์ค จำกัด

SIAM SHEET PILING WORK CO.,LTD.



เราเป็นผู้บุกเบิกในการทำระบบป้องกันดินพัง ด้วยเหล็กซีทไพล์ มีประสบการณ์ และมีความชำนาญงานด้านการขุดดิน ทำโครงสร้างเหล็ก และวางค้ำยัน มานานกว่า 20 ปี ดังนั้น เราจึงมีหลาย ๆ โครงการในประเทศไทยที่ให้ความเชื่อถือ และให้ความไว้วางใจ และเป็นที่รู้จักกันอย่างแพร่หลาย



91/880 หมู่ที่ 11 ซอยปัฐวิกรณ์ 2 ถนนรามอินทรา 44 แขวงคลองกุ่ม เขตบึงกุ่ม กรุงเทพฯ 10230
โทรศัพท์ : 0-2944-3580-1 โทรสาร : 0-2944-3283 E-mail : siamsheet@hotmail.com

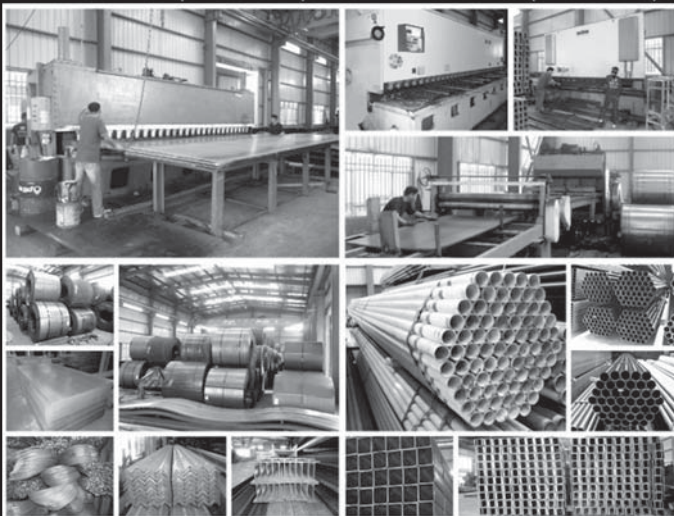


บริษัท ศรพิชญ์วิริยะ จำกัด

63/1 หมู่ 6 ถนนเอกชัยเกษรวิกิจ ตำบลบางไผ่ อำเภอมือง จังหวัดสมุทรสาคร 74000
63/1 Moo 6, Eakachaisethakit Rd., Bangnamcheud, Muang, Samutsakorn 74000
Tel. : (66) 0-3445-1513-5, 089-780-0205-212 Fax : (66) 0-3445-1517-8

ศูนย์รวมเหล็กทุกชนิด..ในราคาที่คุ้มพอใจ

- จำหน่ายเหล็กรูปพรรณทุกชนิด, เหล็กเส้น, เหล็กข้ออ้อย
- รับจ้างตัดบิว (หนาไม่เกิน 12 มิลลิเมตร)
- รับตัดเหล็กตามแบบ (ยาวไม่เกิน 6 เมตร)
- รับตัดเหล็กแบนตัด (ยาวไม่เกิน 6 เมตร)



HOTLINE

- คุณอร (66) 08-9780-0206
- คุณรุ่ง (66) 08-9780-0207
- คุณเพ็ญ (66) 08-9780-0208
- คุณหน้า (66) 08-9780-0209
- คุณนัย (66) 08-9780-0211
- คุณกัน (66) 08-9780-0212
- คุณนำ (66) 08-8254-2410

www.suptavee.com st_chailoha@hotmail.com



บริษัท สบายใจ คอร์ปอเรชั่น จำกัด



รับตรวจบ้าน คอนโด อาคาร
โดยทีมวิศวกร ที่มีประสบการณ์

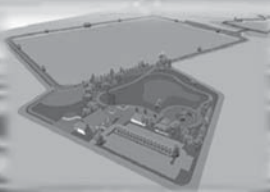
www.sabaijaicondo.com
โทร. 086-2515566





บริษัท อินเตอร์ เทค คอนซัลแตนท์ จำกัด INTER TECH CONSULTANTS CO., LTD.

บริษัทที่ปรึกษารอบคอบผลงานทางด้านวิศวกรรมต่างๆ ได้แก่ วิศวกรรมแหล่งน้ำและชลศาสตร์ วิศวกรรมชลประทาน วิศวกรรมสิ่งแวดล้อมและสุขาภิบาล สถาปัตยกรรมศาสตร์ เป็นต้น นอกจากนี้บริษัท ยังให้บริการปรึกษา วางแผนแม่บท แผนรวม แผนปฏิบัติการ ในด้านการพัฒนาทรัพยากรน้ำตลอดจน ทรัพยากรอื่นๆ ด้านสิ่งแวดล้อม ด้านการพัฒนาเศรษฐกิจและสังคม ด้านเศรษฐศาสตร์-การเงิน ด้านองค์กร บริหาร เพื่อนำเสนอต่อหน่วยงานที่เกี่ยวข้อง ขอความเห็นชอบดำเนินโครงการหรืออนุมัติงบประมาณ



100/87 หมู่ 8 ซอยรัตนวิเบศร์ 17 ตำบลบางกระสอบ อำเภอเมือง จังหวัดนนทบุรี 11000
โทรศัพท์ : 02-192-6881-2 แฟกซ์ : 02-192-6883 E-mail : ITC2546@GMAIL.COM



อลงกรณ์ ตราชู
สถาปนิก วิศวกรที่ปรึกษา



Tel. 02 513 9533-4 AREA CO., LTD.

email areaarchitect@gmail.com
www. areaarchitect.com



AUGER TORQUE
EARTHMOVING ATTACHMENTS



มอเตอร์สว่านเจาะดิน ออเกอร์ทอร์ค
จากออสเตรเลีย แบรินด์คุณภาพที่ทั่วโลกใช้กัน

นำเข้าและจัดจำหน่ายโดย บจก. ทีซี บราเธอร์ส แค ผู้แทนอย่างเป็นทางการในประเทศไทย

081-532-7632 , 064-979-7277



tcbrothers.thailand@gmail.com



@auger



TC Brothers



TC Brothers



TC Brothers



**WE BUILD
WHAT YOU DREAM**

WE FOCUS ON SOURCING FOR THE MOST EFFICIENT AND THE NEWEST MACHINES/EQUIPMENT AND TECHNOLOGY IN THE CONSTRUCTION INDUSTRY.

SYNTEC CONSTRUCTION | www.synteccon.com

<p>THE DUCHESS HOTEL AND RESIDENCES BANGKOK www.duchesshotels.com</p>	<p>SOMERSET HARBOURVIEW SRI RACHA www.somerset.com</p>
<p>Eight THONGLOR SHOPPING http://8thonglor.com</p> <p>akyra THONGLOR BANGKOK www.theakyra.com</p>	<p>CITADINES GRAND CENTRAL SRI RACHA www.citadines.com</p>
<p>X2 CROSSIO VIBE PROJECT</p>	<p>PATTAYA COMING SOON</p>

GEOTECH INVESTIGATION CO., LTD.

GEOTECH INVESTIGATION CO., LTD
บริษัท จีโอบเทค อินเวสติเกชั่น จำกัด

เลขที่ 81 ซอย ลาดพร้าว 71 ถนนลาดพร้าว แขวงวังทองหลาง กรุงเทพมหานคร 10310

TEL: 081-5920039



<p>งานเจาะสำรวจชั้นดิน เพื่องานวิศวกรรม ฐานราก</p> <p>ในงานออกแบบสำหรับงานก่อสร้าง ผู้ออกแบบจำเป็นต้องมีข้อมูลทางกายภาพและวิศวกรรมของชั้นดินและชั้นหิน เพื่อใช้ในการออกแบบฐานราก ซึ่งข้อมูลเหล่านี้มีบทบาทต่อความหมายจะช่วยให้ผู้ออกแบบกำหนดความเหมาะสมของขนาดหรือออกแบบตามคำชี้แจงสำหรับงานก่อสร้างในพื้นที่นั้นๆ</p>	<p>งานเจาะสำรวจชั้นหิน และแหล่งแร่</p> <p>เป็นการเจาะสำรวจแนวหัวเพชร (Diamond Drilling) เป็นการเจาะสำรวจที่เหมาะสมกับเนื้อหินแข็ง มาทดสอบการกระแทกความต้านทานทางกลศาสตร์ โดยตัวอย่างที่ได้จะเป็นแท่งตัวอย่าง (Core) ซึ่งยังรักษาสภาพดั้งเดิมถึงลักษณะทางกายภาพของชั้นหินและโครงสร้างของชั้นหินมากที่สุด</p>	<p>งานสำรวจทางดำน ธรณีฟิสิกส์ด้วยวิธีวัด ความต้านทานไฟฟ้า</p> <p>เพื่อต้องการทราบลักษณะธรณีวิทยาใต้ผิวดิน ตัวอย่างเช่นเพื่อหาแหล่งปิโตรเลียม แหล่งยูเรเนียม หรือหินชั้นยูเรเนียม แหล่งยูเรเนียม หรือหาตำแหน่งความลึกของหินฐานเพื่อการก่อสร้างฐานรากของอาคารหรือสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่</p>	<p>พินตาบอคาตา</p> <p>เมื่อเราได้ข้อมูลทางธรณีฟิสิกส์จากการสำรวจจะแปลความหมายแล้วจึงแปลส่วนดังกล่าวจะดูว่ามีประโยชน์ทางกายภาพของพื้นที่เพื่อการกำหนดราคาและพินตาบอคาตาได้อย่างแม่นยำ</p>
---	--	--	---



บริษัท ตรีมิตร เซอร์เวย์ยিং แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด

TRIMITR SURVEYING AND CONSTRUCTION CO., LTD.

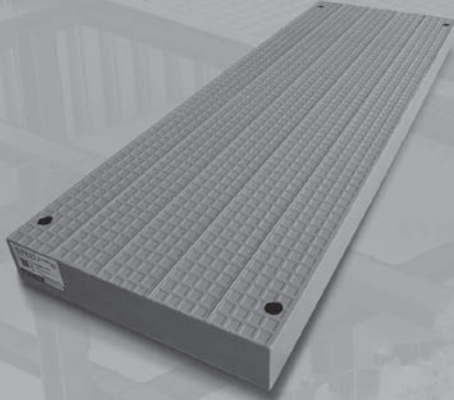
ติดต่อสอบถามรายละเอียด
93/142 ม.1 ต.บางปลาเกะ อ.องครักษ์
จ.นครนายก 26120
โทร. 089-0182499 คุณชัชฎุภร์ สมเชื้อ (ฮอรับ)
092-4810816 คุณสิริกชัช สมเชื้อ (เบียก)
037-632300 (สำนักงาน)
E-mail : t.trimitr@gmail.com
www.trimitrsurveying.com

- รับงานสำรวจ ด้วยเครื่องรับสัญญาณดาวเทียม GNSS
- รับงานสำรวจ จัดทำแผนที่ภูมิประเทศ (Topographic Survey & Contour)
- รับงานสำรวจ จัดทำแผนที่ด้วยอากาศยานไร้คนขับ UAV
- รับงานสำรวจ เพื่องานก่อสร้าง (Construction Survey)
- รับสำรวจแปลงกรรมสิทธิ์ (Property Survey)

STEEL Solution
by **SYS**

**TEMPORARY STRUCTURE FOR
UNDERGROUND WORK**

Steel Deck



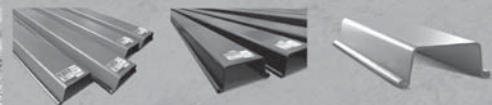
STRUT, WAILING BEAM AND BRACING SYSTEM



CORNER SHEET PILE (FABRICATED SHEET PILE)



COATED/GALVANIZED SHEET PILE



ติดต่อสอบถาม/สนใจสั่งซื้อได้ที่ **SYS Call Center 0-2586-7777**

✉ solution@syssteel.com **f** @steelsolutionbysys **LINE** @syssteel



N.S. PLUS ENGINEERING CO., LTD.

บริษัท เอ็น.เอส.พลัส เอ็นจิเนียริ่ง จำกัด

เชี่ยวชาญงานตรวจสอบโครงสร้างอาคาร
ตรวจรับบ้านคอนกรีต ซ่อมแซมโครงสร้าง แก้ไขอาคารทรุด

โทร.085-114-3733

- Home Inspection ตรวจบ้าน คอนกรีต ทาร์นโฮม บ้านมือสอง
- Building Inspection ตรวจสอบอาคารตามกฎหมาย
- Structural Inspection ตรวจสอบโครงสร้างอาคารทุกประเภท
- Electrical Inspection ตรวจสอบระบบไฟฟ้าประจำปี
- Pile Test ทดสอบความสมบูรณ์เสาเข็มทั้ง Seismic Test และ Dynamic Load Test
- Structural Repair ซ่อมแซมโครงสร้างอาคาร
- Underpinning เสริมฐานราก แก้ไขอาคารทรุด
- Consultant ให้คำปรึกษา ควบคุมงานก่อสร้าง



FOLLOW ME

FB/nsplusengineering, Line ID/@nsplus

E-mail : infos.nsplus@gmail.com

Tel&Fax : 0-2115-2223, 085-114-3733

086-307-5103, 094-493-7567

บริษัท เอ็นเอสทีแอนด์ซี เอ็มเจอะ จำกัด

บริการรับเจาะ

เสาเข็ม

ขนาด 35 40 50 60



458/314 ถ.เลียบคลองภาษีเจริญฝั่งเหนือ แขวง/เขตหนองแขม กทม.10160

โทร. 097-9199594, 086-8028785 แฟกซ์ 0-2489-1260



EMS CONSULTANTS CO.,LTD.

บริษัท อีเอ็มเอส คอนซัลแตนท์ จำกัด

61/127 อาคารทาบโลกา ซอยทวีมิตร ถนนพระรามเก้า แขวงห้วยขวาง เขตห้วยขวาง กรุงเทพฯ 10310

โทร.02-248-2775-6 แฟกซ์: 02-248-2777 www.emsconsultants.co.th

EMS consultants is one of the Engineering Consultants Companies in Thailand and a specialist in all kinds of commercial developments and renovation – office, condominiums, hotel, hospital, retail, education, recreation & leisure, factory & warehouse. Since the establishment in 1990, the company has provided engineering design services and construction management for various kinds of clients both in public and private sectors. During the running, the company has delivered more than 50 projects including the high-rise building. Under the well-known records and long experience staffs, the company is ready to provide services both inside and outside Thailand.

FIELDS OF SERVICES

Design

- Structural Design
- Electrical Design
- Sanitary & Fire Protection Design
- Mechanical Design
- Related Design

Construction Consultants

- Project Management
- Construction Management
- Cost Management and Quantity Surveying
- Construction Supervision

Our Expertise

- Residential Building
- Hotel and Resort
- Hospital
- Education
- Commercial Building
- Factory and Industrial
- Special other Building



บริษัท เอ็กซ์เพิร์ท ซอยล์ เซอร์วิส แอนด์ เอ็นจิเนียริง จำกัด

เราพร้อมให้บริการเจาะสำรวจชั้นดิน รับเจาะดิน วิศวกรและทดสอบ
คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมปฐพีของดิน

ให้บริการด้วยความมุ่งมั่น ซื่อตรง และถูกต้องตามหลักการด้านวิศวกรรมปฐพี
ได้มาตรฐานงานสำรวจและทดสอบทั้งงานเจาะสำรวจจากคานาและทางทดสอบ
ในห้องปฏิบัติการ ตามมาตรฐาน ASTM International พร้อมด้วยบุคลากร
วิศวกร และทีมช่างเจาะสำรวจดินที่มีความเชี่ยวชาญ มีประสบการณ์ในสายงานตรง
กว่า 10 ปี



บริษัท เอ็กซ์เพิร์ท ซอยล์ เซอร์วิส แอนด์ เอ็นจิเนียริง จำกัด

เลขที่ 106/245 หมู่บ้านฟลอรัวัลส์ พาร์ค ซิตี ซอยสุขุมวงศ์ 38
ถนนสุขุมวงศ์ แขวงลำผักชี เขตหนองจอก กรุงเทพมหานคร 10530
โทร. 02-043-3332



บริษัท เอส.เค.อี คอนซัลแตนท์ จำกัด S.K.E CONSULTANTS CO., LTD.



บริษัท เอส.เค.อี.คอนซัลแตนท์ จำกัด คือผู้นำด้านงานบริการและงานที่ปรึกษาทางวิศวกรรม
โยธาและสาขาที่เกี่ยวข้องโดยมีบริการทางวิศวกรรมครอบคลุมในหลายด้าน อาทิเช่น งาน
สำรวจจัดทำแผนที่ งานเจาะสำรวจดิน งานทดสอบการรับน้ำหนักเสาเข็ม งานทดสอบ
โครงสร้าง งานติดตั้งเครื่องมือวัดทางธรณีเทคนิค งานออกแบบวิศวกรรม งานบริหารและ
ควบคุม งานก่อสร้าง งานพัฒนาโปรแกรมระบบฐานข้อมูลและสารสนเทศ รวมถึงงานตรวจ
วัดและจัดทำรายงานผลกระทบทางสิ่งแวดล้อม

89/765 หมู่ที่ 3 ตำบลบางศรีเมือง อำเภอเมืองนนทบุรี จังหวัดนนทบุรี 11000

มือถือ: 081-440-2706, 089-411-2332 084-093-7444 แฟกซ์: 02-882-7400

Email: ske_2003@hotmail.com



บริษัท ฟรอนเทียร์ เอ็นจิเนียริ่ง คอนซัลแทนท์ส จำกัด FRONTIER ENGINEERING CONSULTANT CO.,LTD.

45 ซอยประชาราษฎร์ 3 ตำบลตลาดขวัญ อำเภอเมืองนนทบุรี จังหวัดนนทบุรี 11000
โทร 02-968-4461-2 แฟกซ์ 02-968-4464 E-mail : frontier_consult@hotmail.com



บริการที่ปรึกษาให้กับหน่วยงานภาครัฐและเอกชน

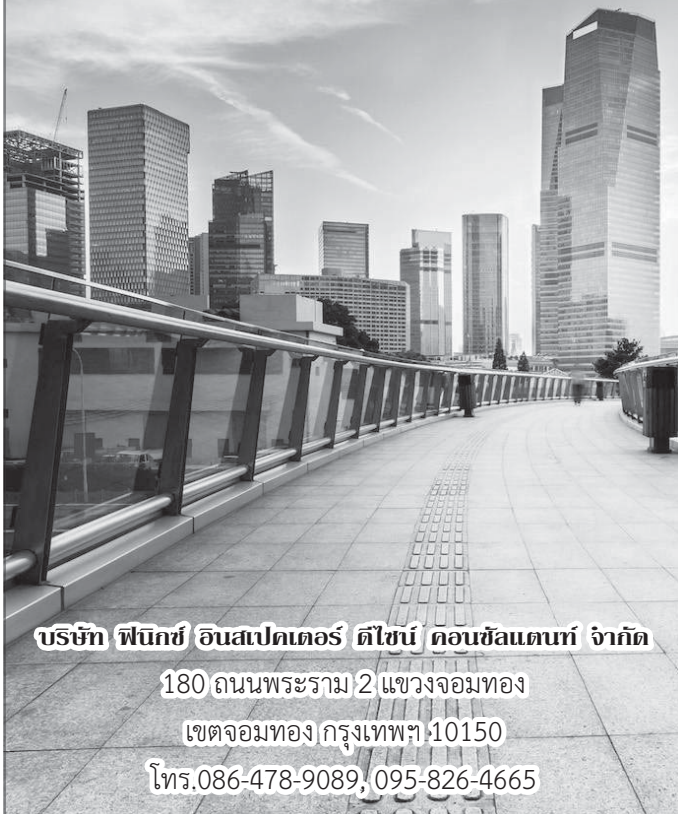
ขอบเขตให้บริการ

1. ศึกษาและจัดทำรายงานการศึกษาความเหมาะสมและผลกระทบสิ่งแวดล้อม
2. สำรองและจัดทำแผนที่ภูมิประเทศ และสำรองด้านธรณีวิทยา/ปกพิภทศาสตร์
3. ออกแบบรายละเอียดและจัดทำเอกสารประกวดราคา งานเขื่อน ฝาย อาคารประกอบ และระบบชลประทาน
4. ออกแบบรายละเอียดและจัดทำเอกสารประกวดราคา งานถนน ระบบระบายน้ำ ระบบบำบัดน้ำเสีย ระบบประปา และสาธารณูปโภคอื่นๆ
5. ศึกษา-ออกแบบไฟฟ้าพลังน้ำ และศึกษา วิจัย ด้านพลังงานทดแทนต่างๆ
6. การควบคุมงานก่อสร้างทุกประเภท

คุณบรรจง ไกรสาร

☎ 081-554-9823

ตรวจสอบโครงสร้างอาคาร ออกแบบอาคาร และควบคุมงานอาคารทุกประเภท



บริษัท ฟินิกซ์ อินสเปคเตอร์ ดีไซน์ คอนซัลแตนท์ จำกัด

180 ถนนพระราม 2 แขวงจอมทอง

เขตจอมทอง กรุงเทพฯ 10150

โทร.086-478-9089, 095-826-4665



บริษัท เจริญพัฒน์ คอร์ปอเรชั่น จำกัด

เลขที่ 46 หมู่ที่ 4 ต.บ้านพร้าว อ.บ้านนา จ.นครนายก 26110

ทะเบียนนิติบุคคล 0265560001129



นายปกรณ์ การุณวงษ์
กรรมการผู้จัดการ

ประกอบกิจการด้าน "วิศวกรรม"

- งานที่ปรึกษาด้านการออกแบบอาคารและโครงสร้างพื้นฐาน
- งานที่ปรึกษาควบคุมงานก่อสร้าง
- งานรับเหมาก่อสร้าง งานอาคาร งานทาง

ติดต่อ 087-3488053

ทีมวิศวกรบริษัท





02-663-0131-2

Manufacturer & Distributor more than 15 years

รับออกแบบงานปรั้พร้อมด้วยผู้ชำนาญการ

ผู้นำในด้านการผลิตและจัดจำหน่ายกล่อง Gabion & Mattress ที่ผลิตในประเทศไทย มีทั้งชนิด Galvanized, หุ้ม PVC, Aluminium Zinc

หน่วยงานที่ไว้วางใจในคุณภาพสินค้าของเรา กรมชลประทาน, กรมทรัพยากรน้ำ, กรมโยธาธิการและผังเมือง, กรมเจ้าท่า กรมทางหลวงชนบท, กรมทางหลวง, เทศบาลทั่วประเทศและงานเอกชน



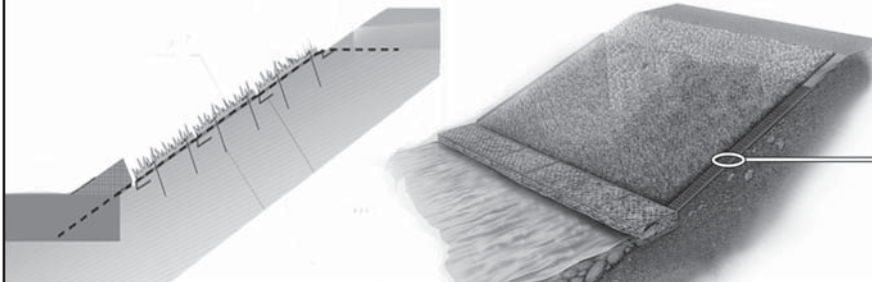
กำแพงกันน้ำ NOAQ Boxwall

- ตัวแทนจำหน่ายแต่เพียงผู้เดียวในประเทศไทย
- สินค้าคุณภาพจากประเทศสวีเดน
- ราคาเท่ากับซื้อกระสอบทราย 5 ครั้ง
- พื้นที่ในการจัดเก็บน้อยกว่า 20 เท่า
- น้ำหนักเบาเพียง 3.4 กิโลกรัม
- อายุการใช้งาน 10 ปีขึ้นไป



ใช้ได้ทันที ติดตั้งเร็ว น้ำหนักเบา

ผลิตภัณฑ์ป้องกันการชะล้างและพังทลายของหน้าดิน Green Erosion Control Mat



นวัตกรรมใหม่! ครบทุกอย่างในหนึ่งเดียว ผ้าตาข่าย + เมล็ดพันธุ์ + ปุ๋ย



E-mail: sales@thaiwiring.com



www.thaiwiring.com



robustthaiwiring

บริษัท ไทย ไวริ่ง ซิสเต็ม จำกัด 318/10-22 ซ.สุขุมวิท 22 ถ.สุขุมวิท แขวงคลองเตย เขตคลองเตย กทม.10110



บริษัท โทเทิล แอ็สซีที แมนเนจเม้นท์ แอนด์ คอนซัลแทน จำกัด

บริการประเภทวิศวกรรมที่ปรึกษา ให้คำแนะนำ การประเมินความเสี่ยง การทดสอบ

คุณสมบัติวัสดุ และ เสิร์มกำลังโครงสร้าง ทางด้านวิศวกรรมโยธา

โทร. 02-950-8189 E-mail: tamco.info@gmail.com www.tamco-th.com



บริษัท ซีเอสเอส วิศวกรรมและที่ปรึกษา จำกัด CSS ENGINEERING AND CONSULTANT CO.,LTD.

บริษัท ซีเอสเอส วิศวกรรม และที่ปรึกษา จำกัด เกิดจากการรวมตัวกันของกลุ่มวิศวกรผู้ประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมที่มีความเชี่ยวชาญในด้านวิศวกรรมไฟฟ้า เครื่องกลโยธา อดสาหกรรม และนักวิชาการในสาขาต่าง ๆ อาทิ ด้านการบริหาร และจัดการองค์กร ตลอดจนการฝึกอบรมเพื่อให้บริการด้านวิศวกรรม โดยมุ่งเน้นในส่วนของการตรวจสอบ และรับรองการจัดการด้านพลังงาน การปรับปรุง และพัฒนา เพื่อให้สอดคล้องตามข้อกำหนดของกฎหมาย มาตรฐานอุตสาหกรรม และระบบบริหารคุณภาพ



ติดต่อ : ดร. สมหมาย ใจภักดี บริษัท ซีเอสเอส วิศวกรรมและที่ปรึกษา จำกัด 519/593 ถนนประชาอุทิศ แขวงทุ่งครุ เขตทุ่งครุ กรุงเทพมหานคร 10140 โทรศัพท : 062-559-9287, 093-565-2299 โทรศัพท : 0-2001-9536 โทรสาร : 0-2003-38459 E-mail : sommai.j@gmail.com, sommai.jcssengineering@gmail.com เว็บไซต์ : www.cssengineering.co.th


ติดตามสถานการณ์น้ำในพื้นที่กรุงเทพฯ


• จุดน้ำขังเร่งระบาย • ระดับน้ำ • เส้นทางที่ควรหลีกเลี่ยง

สามารถติดตามผ่านช่องทางของ


ศูนย์ควบคุมระบบป้องกันน้ำท่วมกรุงเทพมหานคร

เว็บไซต์ :

 dds.bangkok.go.th

 weather.bangkok.go.th

ทวิตเตอร์ :

 @bkk_best

เฟซบุ๊ก :

 www.facebook.com/bkk.best/

สายด่วน  **0 2248 5115**

(5 คู่สาย) ตลอด 24 ชั่วโมง

ศูนย์ควบคุมระบบป้องกันน้ำท่วมและรับเรื่องร้องทุกข์จากปัญหาการระบายน้ำ

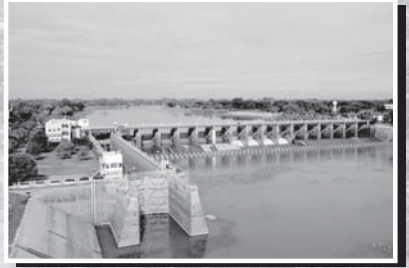
ด้วยความปรารถนาดีจาก

ชมรมนิสิตเก่า วิศวฯฯ ฟ้าฯ รุ่น 74
(วศ.2533)



นายกฤษฎา ศรีเพิ่มทรัพย์
ผู้อำนวยการสำนักงานชลประทานที่ ๑๒

“บริหารจัดการน้ำอย่างบูรณาการ
ให้เพียงพอทั่วถึงและเป็นธรรม”



สำนักงานชลประทานที่ ๑๒

๒๕๐/๑ เขื่อนเจ้าพระยา ตำบลบางหลวง อำเภอสรรพยา จังหวัดชัยนาท ๑๗๑๕๐ โทร ๐๕๖-๔๐๕-๐๑๒-๑๓

THAIMICROPILE

บริษัท ไทยไมโครไพล์ จำกัด

ผู้ผลิตและจำหน่าย พร้อมบริการตอก เสาเข็มไมโครไพล์ (Micropile), เสาเข็มไฮโดรไมโครไพล์ (I Micropile), เสาเข็มสปันไมโครไพล์ (Spun Micropile) เสาเข็มเพื่อต่อเติมและสร้างโครงสร้างให้มั่นคงแข็งแรงไม่ทรุดตัว เพื่อการต่อเติมอาคาร โรงงาน บ้านพักอาศัย รวมถึง Renovate ต่างๆ สามารถตอกในที่แคบได้ สะดวก รวดเร็ว ไม่มีดินโคลน แร่งสิ้นเสเทือนน้อย



128 ซอยพระรามที่ 2 ซอย 36 ถนนพระรามที่ 2 แขวงบางนา เขตจอมทอง กรุงเทพมหานคร 10150



www.thaimicropile.com



thaimicropile



Thai MicroPile Co., Ltd.



@tmpile



086-924-6333 / 086-924-7333



thaimicropile@gmail.com

Copyright © 2020 Thaimicropile Co.,Ltd. All rights reserved.



BNN DESIGN AND CONSULTANT CO.,LTD.

Soil Boring and Testing , Surveying , Geotechnical Structure and Slope Protection Design

บริษัท บี เอ็น เอ็น ดีไซน์ แอนด์ คอนซัลแตนท์ จำกัด

โดยเป็นการรวมตัวกันของกลุ่มวิศวกร สถาปนิก และนักวิชาการสาขาต่าง ๆ เพื่อให้บริการงานออกแบบ
ด้านวิศวกรรม และสถาปัตยกรรมที่ถูกต้องตามหลักวิชาการ วิศวกรที่ปรึกษา บริหารงานก่อสร้าง ออกแบบแก้ไข
และซ่อมแซมอาคารทรุด อาคารร้าว งานออกแบบทางด้านวิศวกรรมธรณีเทคนิคเช่นงานป้องกันลาดตลิ่ง งานดิน
ชุดที่มีความลึก งานออกแบบและแก้ไขการพิบัติของลาดดิน ทำ Micropile งานสำรวจพื้นที่ งานเจาะสำรวจดิน
ด้านวิศวกรรม งานทดสอบด้านวิศวกรรม และงานให้คำปรึกษาเกี่ยวกับด้านวิศวกรรมโยธา บุคลากรของบริษัท
ประกอบด้วย ผู้ชำนาญการเฉพาะด้านและมีประสบการณ์ด้านออกแบบและบริหารงานโครงการ

“บริการทางวิศวกรรม คือ งานของเรา”



5/92 ซ.เพชรเกษม 81 ก.เพชรเกษม แขวงบางบอน เขตบางบอน กรุงเทพฯ 10150

โทรศัพท์ : 081-6363799 ดร.บุญชัย เชิญเกียรติประดิษฐ์ อีเมลล์ bnn_design@yahoo.com www.bnn-design.com

บริษัท ไฮครีตโปรดักส์ แอนด์ เทคโนโลยี จำกัด

เรามีผลงานที่ผ่านมามีคุณภาพสูง และมีความก้าวหน้า

ของ บริษัท ไฮครีตโปรดักส์ แอนด์ เทคโนโลยี จำกัด อาทิเช่น วนผลิตและติดตั้งคอนกรีตสำเร็จรูป, วนเชื่อมประกอบและติดตั้งโครงสร้างเหล็ก



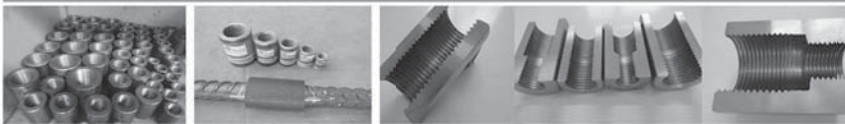
โครงการต่างๆ เช่น อุโมงค์รถไฟใต้ดินลอดแม่น้ำเจ้าพระยาสายสีน้ำเงิน, ทางด่วนศรีรัช-วงแหวนรอบนอก, รถไฟฟ้าทางคู่ชุมทางถนนจรัญ-ชอนแก่น



โครงการต่างๆ เช่น สะพานเหล็กข้ามแม่น้ำชี, Semi Spiral Case Steel Lining เขื่อนไชยะบุรี, Roof truss Power house & Erection เขื่อนไชยะบุรี, Pedestrian steel Bridge รถไฟฟ้าทางคู่ชุมทางถนนจรัญ-ชอนแก่น



ข้อต่อเหล็กเส้น (Coupler Bar) ซึ่งเป็นวัสดุที่ใช้ในการต่อเหล็กแบบเกลียว ใช้แทนที่การต่อเหล็ก แบบทาบเชื่อมสำหรับเหล็กที่มีขนาดใหญ่ ผลิตภัณฑ์ของเรามีอยู่หลายแบบตามขนาดและลักษณะการต่อเหล็กเสริม ดังต่อไปนี้ 1. Standard Coupler 2. Coupler Turner 3. Reduce Coupler



จุดต่อแข็งแรงกว่า ติดตั้งง่ายกว่า
รับแรงดึงได้ดีมีคุณภาพตามมาตรฐานสากล

ติดตามข่าวสารของบริษัทฯ หรือเข้าร่วมอบรมหลักสูตร สามารถติดตามได้ที่ Email: Hicrete@gmail.com

035-246-222

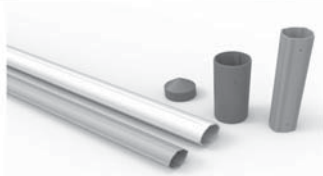


ศูนย์อุตสาหกรรมก่อสร้าง บริษัทไฮครีตโปรดักส์ แอนด์ เทคโนโลยี จำกัด (อ.ภาชี จ.อุทัยธานี)

87 หมู่ที่ 9 ตำบลโคกม่วง อำเภอภาชี จังหวัดพระนครศรีอยุธยา 13140 เบอร์โทรศัพท์: 035-246222 เบอร์โทรสาร: 035-246223 Email : Hicrete@gmail.com



93 Soi Udomsuk 37
 Bang Chak, Phra Khanong
 10260 Bangkok - Thailand
 Tel. (+66) 02-042-5503
 email: info@sisgeoasia.com
 www.sisgeoasia.com



Inclinometer Casing



Digital Inclinometer Systems



Tiltmeters



Digital EI Beam Tiltmeters



Crackmeter & Jointmeters



DEX & Digital IPI inclinometers



Borehole Rod Extensometers



H-Level Settlement System



Resistive and VW Piezometers



VW Strain Gauges



Total Pressure Cells



DMS Wireless System

Your Asia's Geotechnical Instrumentation Partner



ASIA
GROUP

บริษัท เอเชียกรุ๊ป(1999) จำกัด

757 ถ.พระรามที่ 2 แขวงบางมด เขตจอมทอง กรุงเทพฯ 10150
 Tel.02-453-1941-9 E-mail : info@asiagroup1999.com



Line



Web site



ผลิตวัสดุคอนกรีตอัดแรง เส้าเข็ม แผ่นพื้นฮอลโลคคอร์ และพรีคาสท์ พร้อมบริการ ตอก , ติดตั้ง , ขนส่ง



บริษัท ซีวิล แอนด์ สตรักเจอร์ล เอ็นจิเนียร์ส จำกัด
Civil And Structural Engineers Co., Ltd.

CASE
CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERS Co., Ltd.

ดำเนินธุรกิจเกี่ยวกับที่ปรึกษา
ด้านวิศวกรรมโครงสร้าง
ออกแบบ อาคาร สะพาน ถนน
มีประสบการณ์ ไม่น้อยกว่า 25 ปี

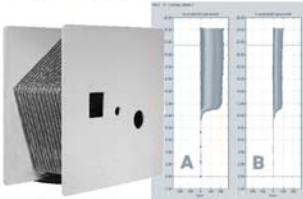
51/25 ถนนงามวงศ์วาน แขวงลาดยาว
เขตจตุจักร กรุงเทพมหานคร 10900

TEL. (662) 941 10612 FAX (662) 941 1060

www.casethai.com e-mail : casethai@casethai.com



"AGI เข้าใจสินค้า บริการด้วยใจ"



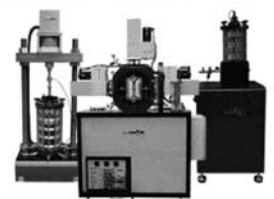
เครื่องมือวัดการเคลื่อนตัวของลาดดินแบบอัตโนมัติ



เครื่องมือวัดทางธรณีวิศวกรรมและโครงสร้าง



เครื่องมือวัดแผ่นดินไหวและการสั่นสะเทือน



เครื่องมือทดสอบทางวิศวกรรมปฐพีขั้นสูง

บริษัท เอเชีย จีโอเทคนิคัล อินสตรูเมนต์ จำกัด : นำเข้า จัดจำหน่าย ให้คำปรึกษา
ตรวจวัดและติดตั้งเครื่องมือวัด เครื่องทดสอบทางวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม

CONTACT : www.agiinstrument.co.th
sales@agiinstrument.co.th

TEL : 0970404933
FAX : 025780380

Line ID : agi_instrument





Post & Precast
บริษัท โปส แอนด์ พรีคาส จำกัด
Post & Precast Co.,LTD.

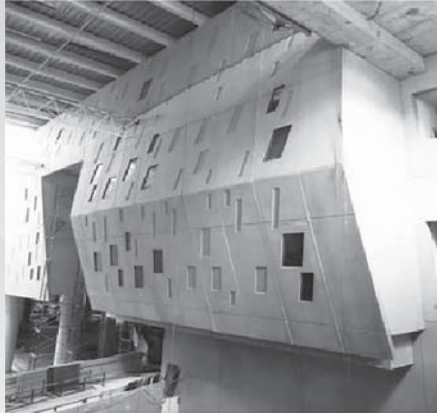
“บริษัทมุ่งมั่นพัฒนาผลิตภัณฑ์ที่มีคุณภาพ
เกินความคาดหวังของลูกค้าอย่างต่อเนื่องรวมถึง
การให้บริการเพื่อความพึงพอใจสูงสุดของลูกค้า”

Product and Services

Post-Tensioning System



Precast Concrete



ติดต่อฝ่ายขาย : 02-9658500-2, 085-9191833
postprecast.sale@gmail.com, www.postprecast.com



บริษัท เมกเทค คอนซัลแตนท์ จำกัด MEGATECH CONSULTANTS CO.,LTD.

103/41 หมู่บ้านไกรสร ถนนประชาชื่น แขวงลาดยาว เขตจตุจักร กรุงเทพฯ 10900
โทรศัพท์ 02-587-7912 , 02-911-9766 โทรสาร 02-911-9868 Email : mgtcon_2003@yahoo.co.th

ให้บริการที่ปรึกษาทางด้านวิชาการ

ลักษณะงานที่ให้บริการ



งานออกแบบ

งานศึกษาค้นคว้า
ความเหมาะสม
ผลกระทบสิ่งแวดล้อม



- งานศึกษาค้นคว้า
- การจัดทำผังเมืองรวมและผังเมืองเฉพาะ
- งานวางแผนโครงการ
- งานศึกษาความเหมาะสม
- งานสำรวจออกแบบ ประมาณราคา และจัดทำเอกสารประกวดราคา
- งานควบคุมและบริหารโครงการ
- งานศึกษาผลกระทบสิ่งแวดล้อม

สาขางานบริการ

- ❖ งานศึกษาจัดทำผังเมืองรวมและผังเมืองเฉพาะ
- ❖ งานวิศวกรรมแหล่งน้ำและชลศาสตร์
- ❖ งานวิศวกรรมชายฝั่งทะเล
- ❖ งานวิศวกรรมสุขาภิบาล และสิ่งแวดล้อม
- ❖ การวิเคราะห์ผลกระทบสิ่งแวดล้อม
- ❖ วิศวกรรมโยธา/โครงสร้าง ตลอดจนงานสำรวจ
- ❖ การพัฒนา Software ด้านวิศวกรรมและสิ่งแวดล้อม



งานวางผังเมือง

บริษัท ยูนิค เอ็นจิเนียริ่ง แอนด์ คอนสตรัคชั่น จำกัด (มหาชน)

UNIQUE ENGINEERING AND CONSTRUCTION PUBLIC COMPANY LIMITED



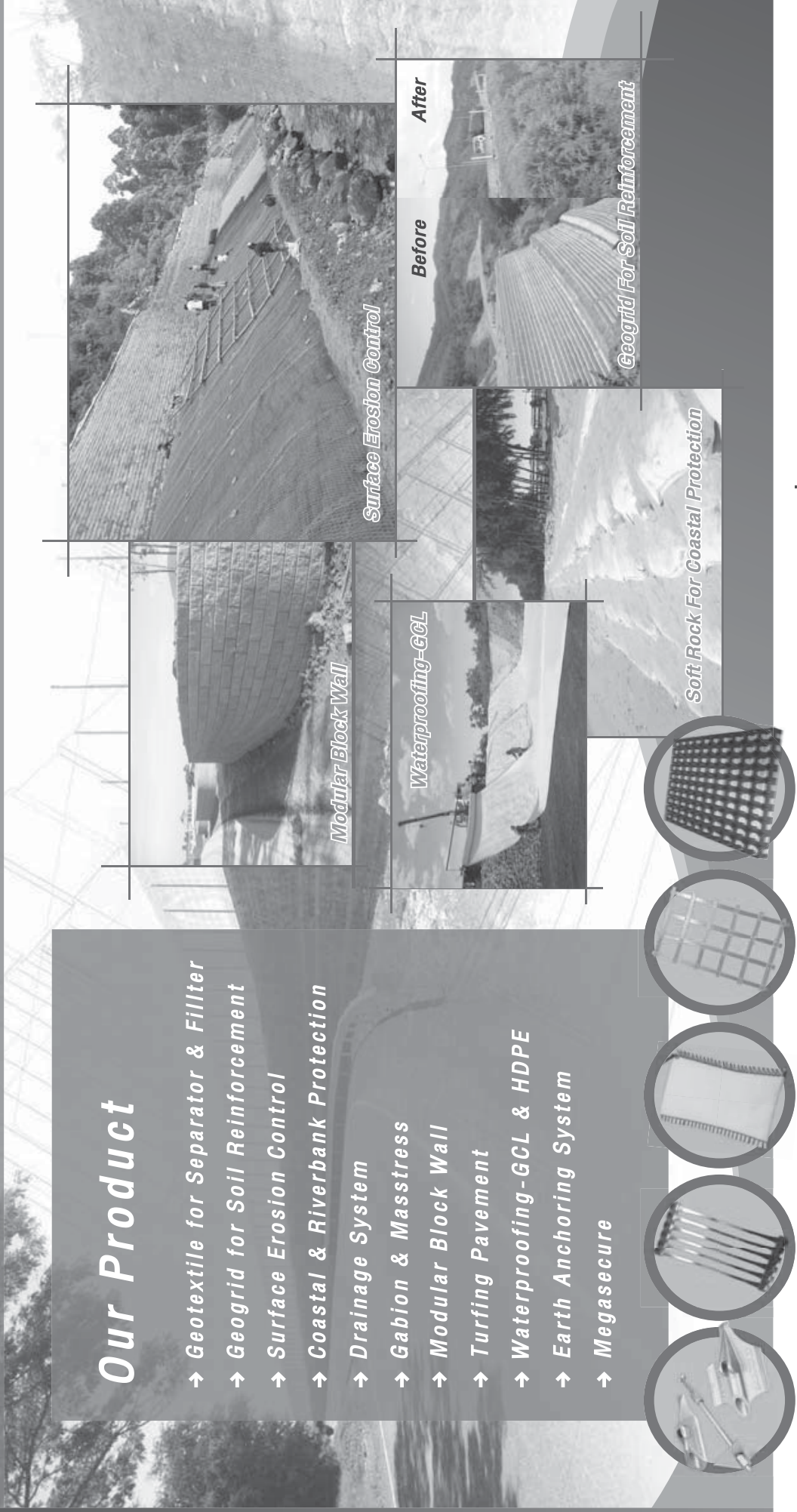
UNIQUE ENGINEERING AND CONSTRUCTION PUBLIC COMPANY LIMITED
TEL : 0-2582-1888 / EMAIL : IR@UNIQUE.CO.TH / WWW.UNIQUE.CO.TH

สถานีบางซื่อ
Bang Son Station

เรายินดีให้คำปรึกษาทางด้านเทคนิคในการแก้ปัญหา การออกแบบ แนะนำสินค้าและการใช้งานแก่ท่านโดย ทีมงานวิศวกรที่มีประสบการณ์และความเชี่ยวชาญ ซึ่งวัสดุเหล่านี้ช่วย *ลดค่าใช้จ่าย *ลดระยะเวลาในการก่อสร้างและมีมาตรฐานสากลในการทดสอบวัสดุรองรับ เช่น ASTM, ISO, BS พร้อมทั้งหนังสือรับรองวัสดุจากองค์กรที่ได้รับการยอมรับ

Our Product

- Geotextile for Separator & Filter
- Geogrid for Soil Reinforcement
- Surface Erosion Control
- Coastal & Riverbank Protection
- Drainage System
- Gabion & Massstress
- Modular Block Wall
- Turfing Pavement
- Waterproofing - GCL & HDPE
- Earth Anchoring System
- Megasecure



96, 3rd Floor, Soi Ratchadaphisek 19, Ratchadaphisek Rd., Wat Thapra, Bangkok 10600 Thailand.
Tel. (66)2848-0999 Fax. (66)2848-0807 www.vigormerger.com



Vigor Merger Co.,Ltd.

บริษัท วิกเกอร์ เมอเจอร์ จำกัด

บริษัท วิศวกรรมธรณีและฐานราก จำกัด

Geotechnical & Foundation Engineering Co., Ltd.

"The Geotechnical Expert"



Lam Plai Mat Dam
Nakhon Ratchasima

ABOUT US

Geotechnical & Foundation Engineering Co., Ltd. (GFE) is a member of TEAM Group, Thailand's largest conglomerate of consulting companies. Established in 1993, GFE offers professional services within the region by highly experienced team of geotechnical engineers, geologists, civil/structural engineers and specialists in various fields. We are prompt to offer the best-possible services to clients throughout the national and international public and private sectors.

OUR SERVICES

- ❖ Geotechnical and Geological Investigations
- ❖ In-situ and Laboratory Testing
- ❖ Feasibility Study/Tender and Detailed Design
- ❖ Construction Supervision
- ❖ Research and Development
- ❖ Geotechnical/Dam Instrumentation
- ❖ BIM

OUR EXPERTISE

- ❖ Hydropower and Dams
- ❖ Highways and Railways
- ❖ Tunnels and Underground Structures
- ❖ Geotechnical/Dam Instrumentation
- ❖ Slope Stabilization
- ❖ Foundations
- ❖ Flood Protection System



CONTACT US

151 Nuan Chan Road, Nuan Chan, Beung Kum, Bangkok, Thailand 10230

www.gfe.co.th, Tel: +66 2 363 7723, Fax: +66 2 363 7724, Email: contact_gfe@gfe.co.th



S&P Global
Ratings

BBB+

TRIS
RATING
A Strategic Partner of S&P Global

AAA

“To be an internationally trusted and a leading enterprise for overseas investment in energy and related business.”

OUR PROJECT HIGHLIGHTS



HYDROPOWER

287 MW

480 MW

- In Operation
- In Development



COAL-FIRED POWER

1,320MW



COAL MINING 45 Mt / yr.

Total Capacity 287 MW / 1,800* MW (Within 2026)



287 MW
HYDROPOWER



NAM NGIEP 1
POWER COMPANY



MINING
AND
TRADE

adaro

"The Leader in Advanced Testing Equipments Supply"



บริษัท ซอยล์เทสตั้งสยาม จำกัด

ผู้นำด้านเครื่องมือทดสอบคุณภาพวัสดุในงานก่อสร้างมากกว่า 30 ปี



Tel: 0-2907-4820 | @soiltestingmtd | www.soiltest.co.th

Concrete Cement Aggregate



Compression Testing Machine



Slump Test



Concrete Mold



Flow Table



Vicat Consistency



Los Angeles Abrasive



Concrete Pan Mixer



Cylinder End Grinder

Soil Asphalt



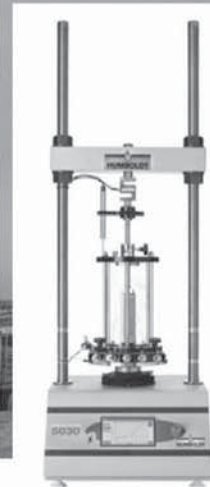
Atterberg Limit



Field Density Test



Compaction Test



Multi purpose Digital Loading Machine



Marshall Test



Consolidation Test



Triaxial Test with Data Acquisition System



Kunzelstab



CBR Mold



Sieves & Sieve Shaker

“เพิ่มประสิทธิภาพ งานก่อสร้างง่ายๆ ด้วยแผ่นใยสังเคราะห์ Geotextiles”

- Nonwoven Geotextiles Polyester 100%

- รับรองผลการทดสอบภายใต้มาตรฐาน ASTM

- น้ำหนักสินค้าเริ่มต้น 120 G/M2 ขึ้นไป

- หนักกว้างสินค้าสูงสุดถึง 4.0 M.

- สีมี่ทั้ง ขาว และ ดำ



TSULATIONS

Tsulations ผลิตภัณฑ์สำหรับ งานออกแบบ ตกแต่งภายในอาคาร เช่น ห้องทำงาน ห้องประชุม รวมถึงงาน Interior ผลิตจากเส้นใย Polyester 100%

ผลิตภัณฑ์ Tsulations มีอะไรบ้าง ?

- Akus Wall / ฉนวนซับเสียงสำหรับในผนัง
- Panel / แผ่นซับเสียงสำหรับติดผนัง
- Akus Ceiling / แผ่นซับเสียงสำหรับเพดาน
- Thermal / ฉนวนลดความร้อนสำหรับใต้หลังคา
- Partition / แผ่นสำหรับกั้นซับเสียง

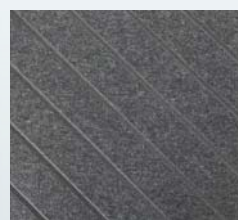
● Panel



● Akus Wall



● Thermal



QR Code



SCAN ME



บริษัท ไทย เทคนิคคอล นันวูเว่น จำกัด
316/41-48 ซ.สุขุมวิท 22 (สายน้ำทิพย์)
แขวงคลองเตย เขตคลองเตย กรุงเทพฯ 10110



โทร : +66 2 260 8700 - 2



แฟกซ์ : +66 2 2592690



อีเมล : sales@ttnthailand.com



เว็บไซต์ : www.ttnthailand.com

“เรื่องงานทดสอบ...ต้อง STS”



**"THE LEADER
IN ENGINEERING SERVICE CONSULTANTS"**



Certificate No. TH15/9647
Certificate No. TH15/9661
Certificate No. TH18/11162



PIPELINE CROSSING ENGINEERING (THAILAND) COMPANY

泰国管建穿越工程有限公司

PIPELINE CROSSING ENGINEERING COMPANY

Website: <http://www.pcethailand.com>

Email: pipelinehdd_frank@163.com

Phone: (+66)-0829813308



1 Typical Project—5TP HDD7 Project in Thailand



- ◆ HDD Brief Information: 600m /42 inch/ Steel Pipe/ Granite Rock Stratum
- ◆ Project Information: Chonburi , 5TP Project in Thailand
- ◆ HDD Rig: GD-6000L, The maximum pullback force is 600 tons
- ◆ Con. Duration : 2018/3/18- 2018/06/15, total 89 days
- ◆ Owner: PTT , Contractor: SINOPEC

Construction Performance

2 Typical Project—NFPT Project in Thailand



- ◆ Brief Information: 600 steel pipeline, 14 inch, granite, Gravel, Sand, the total HDD length is 2200m.
- ◆ Work Location: From Ayutthaya to Nakhon Sawan in Thailand.
- ◆ The maximum pullback force : 100 tons , Con. Duration : 90 days.
- ◆ HDD Rig: GD-1100L, GD-450L

3 Typical Project—5TP HDD11 Project in Thailand



- ◆ HDD Brief Information: 450m /42 inch/ Steel Pipe/ Clay& silckStratum
- ◆ Project Information: Chonburi , 5TP Project in Thailand
- ◆ HDD Rig: GD-6000L The maximum pullback force is 600 tons
- ◆ Con. Duration : 2018/7/10- 2018/08/18, total 38 days
- ◆ Owner: PTT , Contractor: SINOPEC

Drilling Tools



Drill Pipes



Reamer for Rock

Reamer for Soil

Scope of Service



Horizontal Directional Drilling (HDD) Engineering and Construction

- ◆ PCE can execute the long distance (longer than 3000m) HDD project;
- ◆ The yearly construction capacity of HDD is more than 20 kilometers;
- ◆ PCE can design and optimize the complicated HDD project.



Pipe Jacking Engineering and Construction

- ◆ PCE can execute different kinds of pipeline jacking (steel pipe, cast iron pipe, etc.)
- ◆ The yearly construction capacity of HDD is more than 10 kilometers;
- ◆ PCE can design and optimize the complicated Bored crossing projects.



Pipeline Welding and Construction

- ◆ PCE can execute different kinds of pipeline welding and construction;
- ◆ The yearly construction capacity is more than 30 kilometers.



Five Construction Team Total 110 people

- ◆ HDD Expert: 6 People
- ◆ Technician: 30 People
- ◆ Normal Workers: 40 People
- ◆ International management: 10 People
- ◆ Operation Staff: 24 People

Website: <http://www.pcethailand.com>

Phone: (+66)-0829813308

Email: pipelinehdd_frank@163.com

pipeline crossing engineering (thailand) co., ltd.



Construction
Solution

ซีแพค มาดใหม่!

มากกว่าแค่งานคอนกรีต

ซ่อมแซม ต่อเติม สร้างใหม่ ทุกงานโครงสร้าง
พร้อมคำแนะนำจากผู้เชี่ยวชาญ

Floor Solution

ปรับปรุงพื้นด้วยงานป่นอาซิซ



FillGood Solution

อุดรูโหว่รังใต้โครงสร้าง



Farm Solution

สร้างฟาร์มปศุสัตว์
แบบครบวงจร



Wall Solution

บริการงานที่อาจพบผนังแบบครบวงจร



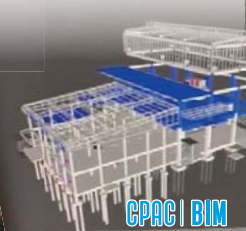
Structure Solution

ระบบเสาเข็มสำหรับเรือ



CPAC BIM

เทคโนโลยีออกแบบ 3 มิติ



ที่ซีแพคโซลูชั่นเซ็นเตอร์ 18 สาขาทั่วประเทศ

ภาคเหนือ
เชียงใหม่ โทร. 089-851-1460
เชียงราย โทร. 089-851-1458
ลำปาง โทร. 088-003-4984
พิษณุโลก โทร. 081-707-9522
นครสวรรค์ โทร. 089-433-2796

ภาคกลาง
รัตนวิเศษ โทร. 081-583-0386
อยุธยา โทร. 089-896-5307
พิจิตร โทร. 094-249-9581
สระบุรี โทร. 089-896-5265

ระยอง โทร. 086-899-8478
ปราจีนบุรี โทร. 089-896-5275
ฉะเชิงเทรา โทร. 086-899-8485

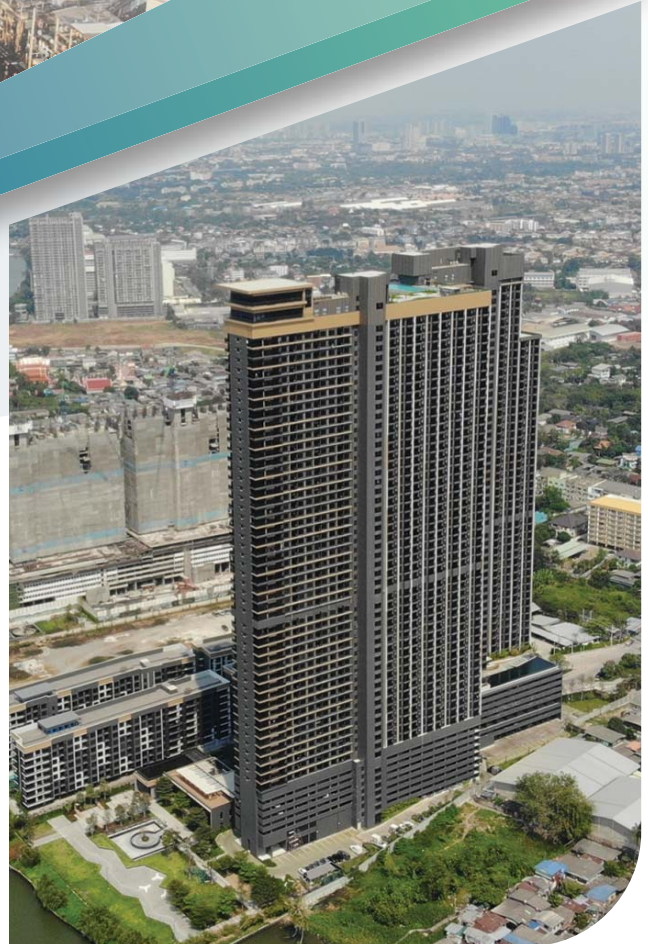
ภาคใต้
ภูเก็ต โทร. 081-537-6919
หาดใหญ่ โทร. 089-736-5154
สุราษฎร์ธานี โทร. 081-867-0650
นครศรีธรรมราช โทร. 065-502-5221

ภาคตะวันออกเฉียงเหนือ
ขอนแก่น โทร. 062-149-3614
นครราชสีมา โทร. 063-225-7990

ก

QUALITY SAFETY TIDY & CLEAN

ประกอบธุรกิจรับเหมาก่อสร้าง งานโครงสร้าง, สถาปัตยกรรม, M&E และงานโยธาทุกชนิด ผลงานก่อสร้าง เช่น สำนักงาน, โรงพยาบาล, คอนโดมิเนียม, โรงงาน, โชว์รูม, รีสอร์ท, โฮล, และงานโครงสร้างปีโตรเคมี เป็นต้น



บริษัท กรณิศ ก่อสร้าง จำกัด
KORANIT CONSTRUCTION CO., LTD.

18 ซอยรามคำแหง 60 แยก 6 (สวนสน 6) ถนนรามคำแหง แขวงหัวหมาก เขตบางกะปิ กรุงเทพฯ 10240
18 Soi Ramkamhaeng 60 st.6 (Suenson 6), Ramkamhaeng Road, Huamark, Bangkok, Bangkok 10240
Tel. 0-2735-1020 - 8 Fax. 0-2374-2251 E-mail: koranit@koranit.co.th <http://www.koranit.co.th>

ISO 9001

BUREAU VERITAS
Certification





บริษัท ปทุมธานีคอนกรีต จำกัด
THE PATHUMTHANI CONCRETE CO., LTD.



มอก. 396-2549
มอก. 398-2537



Jack In Pile



ENVIRONMENTALLY FRIENDLY PILING INNOVATION



-  **Prestressed Concrete Spun Pile**
Size: 250 mm to 800 mm
-  **Prestressed Concrete Square Spun Pile**
Size: 400 mm, 450 mm
-  **Prestress Concrete Square - Shaped Pile**
Size: 150 x 150 mm to 525 x 525 mm
-  **Prestressed Concrete I-shape pile**
Size : 180 x 180 mm to 500 x 500 mm
-  **Precast Concrete Products**

POCA BLOCK
Size: 600x200x75 mm *by PACO*



วอ. 2601-2556



The Innovative light weight concrete block

☎ 02-587-0198-200 ✉ admin@paco-group.com 📺 @pacopile
📍 1339 Arwan Building Pracharat Sai 1 Rd., Wongsawang, Bangsue, Bangkok 10800



www.paco-group.com



บริษัท ไอคว ซิสเต็ม จำกัด

IQ SYSTEM CO.,LTD.



“บริการจำหน่าย ให้เช่า และออกแบบนั่งร้านโครงค้ำยันแบบรับน้ำหนัก (Load-supporting Scaffolding) นำเข้าจากประเทศเกาหลี นั่งร้านโครงค้ำยัน ได้รับความมาตรฐานด้านความปลอดภัย ทั้งในประเทศเกาหลีและหลายประเทศทั่วโลก ผ่านการทดสอบวัสดุทางวิศวกรรมโดย คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา และวิเคราะห์วัสดุโดยสถาบันวิจัยวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีแห่งประเทศไทย”

บริษัท ไอคว ซิสเต็ม จำกัด

7/3 ซ.ลาดกระบัง 42 แขวงลาดกระบัง
เขตลาดกระบัง กรุงเทพฯ 10520

02-326-9265, 090-961-3134

iqsscaffolding@gmail.com

www.iqsscaffolding.com



บริษัท สุวดี อีแอนด์ซี จำกัด

บริษัท จีโอ อีเอ็นซี จำกัด

7/3 ซ.ลาดกระบัง 42 แขวงลาดกระบัง
เขตลาดกระบัง กรุงเทพฯ 10520



02-326-9265, 062-872-9551 suwadee.eandc@gmail.com



“บริการติดตั้งงานระบบฐานราก โครงสร้างป้องกันดินพัง Sheet Pile ชีทไพล์ แบบครบวงจร ทำงานโดยทีมงานมืออาชีพ ซึ่งมีประสบการณ์มายาวนานมากกว่า 10 ปี การันตีด้วยประสิทธิภาพ และคุณภาพงานที่มีความปลอดภัย มาตรฐานสากล ”



ศูนย์วิจัยและพัฒนาวิศวกรรมปฐพีและฐานราก มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
Geotechnical Engineering Research & Development Center Kasetsart University
www.gerd.eng.ku.ac.th