

การวิเคราะห์เปรียบเทียบการออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่นและกำแพงกันดินเสริมแรงเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

A Comparative Analysis in Designing Cantilever Concrete Retaining Wall and Mechanically Stabilized Earth Wall in Resisting Seismic Loads

วุฒิชัย ขาดิพัฒนานันท์^{1,*} ชัยณรงค์ อธิสกุล² และ สุทัศน์ สีสาทวิวัฒน์³

^{1,2,3} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

*Corresponding author; E-mail address: vuttich@hotmail.com

บทคัดย่อ

บทความนี้แสดงการคำนวณออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่นและกำแพงกันดินเสริมแรงในส่วนของเสถียรภาพภายนอกเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ที่จำเป็นต้องพิจารณาในการออกแบบโดยเฉพาะในเขตพื้นที่ภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงใต้ในประเทศไทย โดยที่ตัวอย่างการออกแบบดังกล่าวยังไม่ปรากฏแพร่หลายนัก โดยแสดงตัวอย่างการออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่นและกำแพงกันดินเสริมแรงทั้งกรณีที่มีแรงแผ่นดินไหวโดยการใช้สมการ *M-O* ในการประมาณแรงดันดินด้านข้างพลศาสตร์ แล้วทำการเปรียบเทียบการออกแบบกำแพงกันดินในกรณีที่ไม่มีแรงแผ่นดินไหวโดยใช้แรงดันดินด้านข้างสถิตย์ศาสตร์ โดยใช้ตัวอย่างกำแพงกันดินที่มีความสูง 2.5 เมตร โดยออกแบบตามรูปแบบของการวิบัติ จากค่าความเร่งสูงสุดที่ 0.4g และค่าความเร่งผิวดินแนวราบที่ 0.12g โดยกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่นใช้ดินถมน้อยกว่า เนื่องจาก CCRW ใช้น้ำหนักของคอนกรีตช่วยในการรับแรง ขณะที่ MSEW ใช้น้ำหนักดินเพียงอย่างเดียวในการรับแรง นอกจากนี้ กำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่นและกำแพงกันดินเสริมแรงที่มีรูปทรงมวลดินเสริมแรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าคล้ายกัน มีความสามารถในการรับแรง โมเมนต์ และอัตราส่วนความปลอดภัยที่ต่างกันหากพิจารณาถึงผลของรูปทรง แรงเฉื่อยและมุมเสียดทานกำแพงที่ต่างกัน

คำสำคัญ: การออกแบบกำแพงกันดินรับแรงแผ่นดินไหว, กำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่น, กำแพงกันดินเสริมแรง

Abstract

This article presents the calculation and design of a cantilever concrete retaining wall and a mechanically stabilized earth wall by considering the external stability to withstand the seismic force that is needed in the design especially if the construction sites are in northern or western Thailand. While the calculation design examples are not widespread, this article

exemplifies the calculation details in designing both reinforced concrete retaining walls and mechanically stabilized earth walls in resisting seismic load using M-O equation to estimate the dynamic lateral earth pressure and then compare the result with the design with no seismic force with the static lateral earth pressure. This article uses a 2.5-meters retaining wall example design guided by its failure modes. Using a maximum acceleration at 0.4g and a ground acceleration at 0.12g shows that the cantilever concrete retaining wall requires less backfill soil because the cantilever concrete retaining wall also uses concrete weight in resisting forces while the mechanically stabilized earth wall uses only backfill soil weight. Furthermore, both the cantilever concrete retaining wall and the mechanically stabilized earth wall with similar rectangular backfill soil shapes have different capabilities in resisting forces, moments, and different factors of safety if considering the effects of different shapes, inertia forces, and wall friction angles.

Keywords: mechanically stabilized earth wall, cantilever concrete retaining wall, retaining wall seismic design

1. คำนำ

ในการออกแบบโครงสร้างและการออกแบบกำแพงกันดินที่จะใช้ในพื้นที่ภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงใต้ในประเทศไทยมีความจำเป็นต้องคำนึงถึงแรงจากแผ่นดินไหว โดยกำแพงกันดินแบ่งได้เป็นสองประเภทคือ กำแพงกันดินแบบแข็งแกร็ง (rigid) และกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (flexible) กำแพงกันดินแบบแข็งแกร็งจะใช้คอนกรีตและอาศัยน้ำหนักถ่วง (gravity) ในการรับแรงดันดิน ซึ่งกำแพงกันดินนี้จะมีหลายรูปทรง เช่นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูโน้มถ่วง (gravity) คานยื่น (cantilever) แบบป้อมกำบัง (counterfort) หรือแบบค้ำยัน (buttress) ส่วนกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น (flexible) ที่ใช้วัสดุเรียวยาวเช่นเหล็ก คอนกรีต ไม้ พลาสติก ปัก

ลงในดินเพื่อรับแรงดันดิน และอาจจะมีการใช้ร่วมกับสมอยึดรั้ง (anchor) หรือค้ำยัน (prop) [1] นอกจากนี้ ยังมีกำแพงกันดินเสริมแรง (mechanically stabilized earth wall) ที่ใช้วัสดุเสริมแรง (reinforcement) เช่นแถบเหล็ก (metal strip) หรือ ตาข่ายเสริมแรง (geogrid) ช่วยรับแรงดึงในดินเสริมกำลัง (reinforced soil) และใช้ร่วมกับวัสดุผิวหน้า (facing) เช่นแผ่นคอนกรีตสำเร็จรูป (precast concrete panel) หรือโมดูลาร์บล็อก (modular block) ซึ่งกำแพงกันดินเสริมแรงนี้ จะมีความยืดหยุ่นมากกว่ากำแพงกันดินคอนกรีต

รูปแบบการวิบัติของกำแพงกันดินอาจเกิดจากด้านเสถียรภาพภายนอก (external stability) เสถียรภาพภายใน (internal stability) และเสถียรภาพโดยรวม (global stability) กำแพงกันดินแบบแข็งเกร็งจะต้องพิจารณาเสถียรภาพภายนอกในด้านการเลื่อนตัว (translation) การหมุน (rotation) กำลังรับน้ำหนักแบกทาน (bearing capacity) เสถียรภาพภายใน (internal stability) จากการวิบัติของวัสดุ เสถียรภาพโดยรวมที่เป็น การวิบัติวงนอกราก (deep seat failure) ส่วนกำแพงกันดินแบบยืดหยุ่น จะมีรูปแบบการวิบัติที่ต่างจากแบบแข็งเกร็ง โดยการวิบัติอาจเกิดจากเสถียรภาพภายนอกที่เกิดจากการหมุนที่ฐาน การหมุนที่สมอหรือค้ำยัน เสถียรภาพภายนอกที่เกิดจากโมเมนต์ค้ำยันที่เพิ่มพืด สมอขาดหรือค้ำยันหัก หรือจากเสถียรภาพโดยรวมจากการวิบัติวงนอกราก

บทความนี้จะพิจารณาเฉพาะกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่น (cantilever concrete retaining wall หรือ CCRW) เปรียบเทียบกับ กำแพงกันดินเสริมแรง (mechanically stabilized earth wall หรือ MSEW) จากภาวะที่มีและไม่มีแรงแผ่นดินไหว โดยจะพิจารณาเฉพาะเสถียรภาพภายนอกเท่านั้น เนื่องจากทั้ง CCRW และ MSEW มีรูปทรงมวลดินเสริมแรงและมีการตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกที่ใกล้เคียงกัน คือมีรูปทรงมวลดินเสริมแรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า และต้องตรวจสอบเสถียรภาพภายนอกในด้านการไถล (sliding) การพลิกคว่ำ (overturning) และกำลังรับน้ำหนักแบกทาน (bearing capacity)

ในส่วนของเสถียรภาพภายใน CCRW สามารถปรับปริมาณเหล็กเสริม และการจัดวาง เช่นเดียวกับ MSEW ที่สามารถปรับปริมาณวัสดุเสริมแรง และการจัดวาง ส่วนเสถียรภาพโดยรวมนั้นสามารถตรวจสอบได้โดยใช้วิธี สมดุลขีดจำกัด (limit equilibrium method หรือ LEM) หรือวิธีสมมูลไฟไนต์อีลิเมนต์ (finite element method หรือ FEM) โดยใช้โปรแกรมเช่น Slope/W สำหรับ LEM หรือ Plaxis สำหรับ FEM

บทความนี้เริ่มจากตัวอย่างการออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่น ที่ความสูง 2.5 เมตรโดยมีรูปทรงและพารามิเตอร์และพารามิเตอร์แผ่นดินไหวจาก [3] โดยจะแสดงพารามิเตอร์และสมการ M-O (Mononobe-Okabe) [4] ที่ใช้ประมาณแรงดันดินด้านข้างแบบพลศาสตร์ (dynamic lateral earth pressure) รวมถึงสมการแรงดันดินด้านข้างแบบคูลอมป์ (Coulomb) [5] และสมการแรงดันดินด้านข้างแบบแรนคิน (Rankine) ที่ใช้ประมาณแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ศาสตร์ (static lateral earth pressure) หลังจากนั้นบทความนี้จะแสดงตัวอย่างการคำนวณการออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่น (CCRW) ที่ความสูง

2.5 เมตร ที่พิจารณาแรงแผ่นดินไหว และเปรียบเทียบผลกับกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่นที่ความสูง 2.5 เมตร ที่ไม่พิจารณาแรงแผ่นดินไหว แล้วทำการเปรียบเทียบกำแพงกันดินเสริมแรง (MSEW) ที่ความสูง 2.5 เมตร ที่พิจารณาและไม่พิจารณาแรงแผ่นดินไหว โดยใช้มาตรฐานการออกแบบ MSEW ตาม FHWA [6]

บทความนี้มีวัตถุประสงค์ให้เห็นถึงการประยุกต์ใช้แรงดันดินด้านข้าง M-O สำหรับแรงแผ่นดินไหวในการออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่น (CCRW) และกำแพงกันดินเสริมแรง ที่มีรูปทรงมวลดินเสริมแรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า โดย CCRW มีรูปทรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าแนวตั้งมากกว่า MSEW โดยบทความนี้แสดงให้เห็นถึงผลของแรงเฉื่อยเมื่อมีแรงแผ่นดินไหว และผลของมุมเสียดทานกำแพงที่ต่างกัน โดย CCRW เป็นคอนกรีตแข็งเกร็ง (rigid) มีมุมเสียดทานกำแพงที่ต่างกับ MSEW ที่วัสดุผิวหน้าเป็นแบบให้ตัวได้ (flexible) แล้ว ส่งผลให้ CCRW มีอัตราส่วนความปลอดภัยที่มากกว่า MSEW ผลการศึกษาสามารถนำไปคาดการณ์พฤติกรรมของ CCRW และ MSEW ที่ความสูงใดๆได้ ไม่เฉพาะที่ความสูง 2.5 เมตรในบทความนี้เท่านั้น เนื่องจากทั้ง CCRW และ MSEW ยังคงมีสัดส่วนของรูปทรงใกล้เคียงสัดส่วนเดิม

2. พารามิเตอร์และแรงดันดินด้านข้าง

ในตอนนี้จะแสดงพารามิเตอร์และสมการที่ใช้ในตัวอย่างออกแบบ

2.1 น้ำหนักบรรทุก พารามิเตอร์คอนกรีตและพารามิเตอร์ดิน แสดงในตารางที่ 1 ดังนี้

ตารางที่ 1 น้ำหนักบรรทุก พารามิเตอร์คอนกรีตและดิน

หัวข้อ	สัญลักษณ์	ค่า	หน่วย
ความหนาแน่นคอนกรีต (concrete density)	γ_c	24	kN/m ³
น้ำหนักบรรทุก (surcharge)	S	10	kN/m ²
ความเชื่อมแน่นดิน (soil cohesion)	c	0	kN/m ²
แรงเสียดทานภายในดิน (soil internal friction angle)	ϕ	30	องศา
ความหนาแน่นของดิน (soil density)	γ_s	18	kN/m ³

*สมมติให้ดินหลังกำแพง (retained soil) และดินฐานรากเป็นดินเดียวกัน

2.2 พารามิเตอร์แรงแผ่นดินไหว (Seismic parameters)

กำหนดให้ k_h คือความเร่งผิวดินแนวราบ (horizontal ground acceleration), $k_h = a_{max} A_{topo} W_d$ (1)

โดยที่

a_{max} คือค่าความเร่งแผ่นดินไหว (maximum seismic acceleration) จากคาบย้อนกลับ (return period) ที่ 500 ปี a_{max} มีค่าที่ $0.3g, 0.35g, 0.4g$ ตาม ULS (ultimate limit state) design case โดยที่ g คือค่า gravity acceleration ที่ $9.81 m/s^2$ ซึ่ง มยผ 1302 [2] หาค่าความเร่งแผ่นดินไหวจากค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปคตรัมที่

คาบสั้น 0.2 วินาที หรือ S_{D5} และค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบ 1 วินาที หรือ S_{D1}

A_{topo} คือ topographic amplification factor ปัจจัยขยายทางภูมิประเทศ ซึ่งมีค่าจาก 1.0 ถึง 1.4 แสดงในตารางที่ 2 ดังนี้

ตารางที่ 2 ค่า A_{topo} (Topographic amplification factor)

กรณี	ลักษณะ	A_{topo}
1	หน้าผา (cliff) ที่ความกว้างส่วนยอดหน้าผามีค่าใกล้เคียงกับความสูง มีความสูงมากกว่า 30 เมตร	1.2
2	สันเขา (ridge) ที่ความกว้างส่วนยอดสันเขาค่าน้อยกว่าส่วนฐานมาก มีความสูงมากกว่า 30 เมตร มีความชันโดยเฉลี่ยมากกว่า 30 องศา	1.4 ที่ยอดและลดลงเป็น 1.0 ที่ฐาน
3	สันเขา (ridge) ที่ความกว้างส่วนยอดสันเขาค่าน้อยกว่าส่วนฐานมาก มีความสูงมากกว่า 30 เมตร สันเขามีความชันโดยเฉลี่ย 15 องศาถึง 30 องศา	1.2 ที่ยอดและลดลงเป็น 1.0 ที่ฐาน
4	ลาดดิน (slope) มีความชันโดยเฉลี่ยน้อยกว่า 15 องศา	1.2

W_w คือ wall displacement factor ปัจจัยทางด้านเคลื่อนตัวของกำแพง ซึ่งจะมียู่ 6 กรณี และมีค่าจาก 0.3 ถึง 0.7 แสดงในตารางที่ 3 ดังนี้

ตารางที่ 3 ค่า W_d (Wall displacement factor)

กรณี	ลักษณะ	A_{topo}
1	กำแพงกันดินเป็นส่วนหนึ่งของอาคาร	0.5, 0.7
2	กำแพงกันดินรองรับอาคาร	0.5
3	กำแพงกันดินรองรับดินฐานรากอาคาร	0.5
4	กำแพงกันดินใช้ป้องกันลาดดินติดอาคาร	0.4
5	กำแพงกันดินที่ไม่รับแรงอาคาร	0.3
6	กำแพงกันดินที่ไม่รับแรงอาคารและมีความสูงมากกว่า 3 เมตร	0.3

2.3 แรงดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure)

แรงดันดินด้านข้างจะมีทั้งแบบสถิตย์ที่ใช้ในกรณีไม่พิจารณาแรงแผ่นดินไหวและแรงดันดินด้านข้างแบบพลศาสตร์ที่ใช้ในกรณีพิจารณาแรงแผ่นดินไหว ซึ่งแรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ สามารถใช้สมการแรงดันดินด้านข้างแบบคูลอมป์ (Coulomb) [5] และสมการแรงดันดินด้านข้างแบบแรนคิน (Rankine) [1] ในการประมาณ ส่วนแรงดันดินด้านข้างแบบพลศาสตร์ สามารถใช้สมการ M-O (Mononobe-Okabe) [4] ในการประมาณ

2.3.1 แรงดันดินด้านข้างแบบสถิตย์ (Static lateral earth pressure)

สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรุกของคูลอมป์ (Coulomb's active lateral earth pressure coefficient, k_{ac}) แสดงดังนี้ [5]

$$k_{ac} = \frac{\cos^2(\theta - \delta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) D_{ac}} \quad (2)$$

$$D_{ac} = \left(1 + \frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^2 \quad (3)$$

โดยที่

δ แรงเสียดทานผิวสัมผัส เท่ากับ $\phi = 30$ องศา

สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรับของคูลอมป์ (Coulomb's passive lateral earth pressure coefficient, k_{pc}) [5] แสดงดังนี้

$$k_{pc} = \frac{\cos^2(\theta + \delta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) D_{pc}} \quad (4)$$

$$D_{pc} = \left(1 + \frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^2 \quad (5)$$

ดังแสดงในรูปที่ 1 โดยที่

β คือ มุมลาดดินหลังกำแพง (backslope angle)

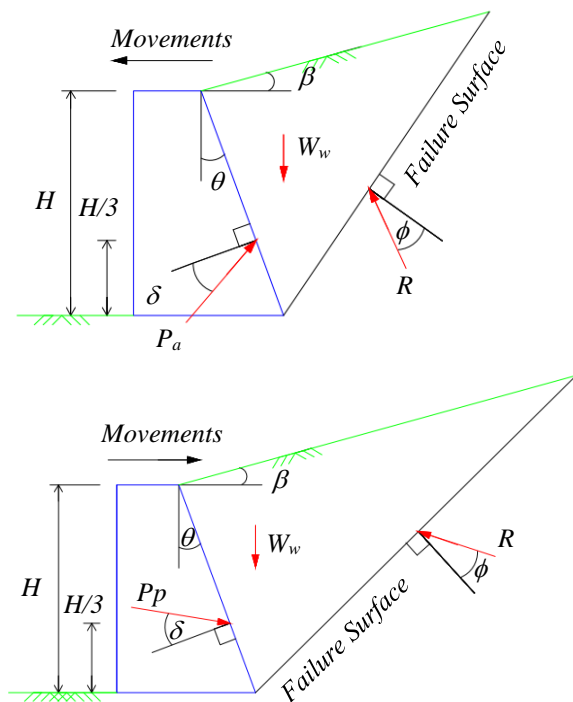
θ คือ มุมเอียงหน้ากำแพง (inclination of wall)

δ คือ มุมของแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสกำแพง (angle of interface wall friction)

P_a คือแรงดันดินด้านข้างเชิงรุก

P_p คือแรงดันดินด้านข้างเชิงรับ

W_w คือน้ำหนักดินในพื้นที่สามเหลี่ยมรูลิมวิบัติ (failure wedge)



รูปที่ 1 แรงดันดินด้านข้างของคูลอมป์ [5]

ซึ่งหากค่า δ, β, θ มีค่าเป็นศูนย์ สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของคูลอมป์จะเท่ากับสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของแรนคิน (Rankine) ที่สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรุกของแรนคิน $k_{ar} = \tan^2(45 - \phi/2)$ และสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรับของแรนคิน $k_{pr} = \tan^2(45 + \phi/2)$ หรือ $k_{ar} = k_{ac}$ และ $k_{pr} = k_{pc}$ ที่ $\delta = \beta = \theta = 0$ องศา

2.3.2 แรงดันดินด้านข้างแบบพลศาสตร์ (Dynamic Lateral Earth Pressure)

สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรุกของ Mononobe-Okabe หรือ M-O (M-O active lateral earth pressure coefficient, k_{aMO}) [4] แสดงดังนี้

$$k_{aMO} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\psi + \delta - \theta) D_{aMO}} \quad (6)$$

$$D_{aMO} = \left(1 + \frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^2 \quad (7)$$

$$\tan\psi = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (8)$$

โดยที่ k_v คือ ความเร่งผิวดินแนวตั้ง (vertical ground acceleration) สามารถกำหนดให้มีค่าเป็น 0 ได้สำหรับการออกแบบกำแพงกันดินโดยเฉพาะในกรณีนี้ ค่า k_h มีค่าน้อยกว่า 0.35g หรือค่าความเร่งผิวดินสูงสุด (peak ground acceleration) มีค่าน้อยกว่า 0.4g ดังนั้นในการออกแบบกำแพงกันดิน ที่ $k_v = 0$ จาก (8) จะได้

$$\tan\psi = k_h \quad (9)$$

สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรับของ Mononobe-Okabe หรือ M-O (M-O passive lateral earth pressure coefficient, k_{pMO}) [4] แสดงดังนี้

$$k_{pMO} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \theta)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\psi - \theta + \delta) D_{pMO}} \quad (10)$$

$$D_{pMO} = \left(1 - \frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^2 \quad (11)$$

ซึ่งเมื่อพิจารณาจากสมการแรงดันดินแล้ว จะเห็นว่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของคูลอมป์จะพิจารณาค่า δ เนื่องจากตั้งอยู่บนสมมติฐานที่มีแรงเสียดทานระหว่างดินและผิวกำแพง ส่วนสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของแรนคินจะไม่พิจารณาค่า δ เนื่องจากตั้งอยู่บนสมมติฐานที่ไม่มีแรงเสียดทานระหว่างดินและผิวกำแพง และสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรับของ Mononobe-Okabe (M-O) จะพิจารณาค่า ψ ที่เกิดจากแรงแผ่นดินไหว

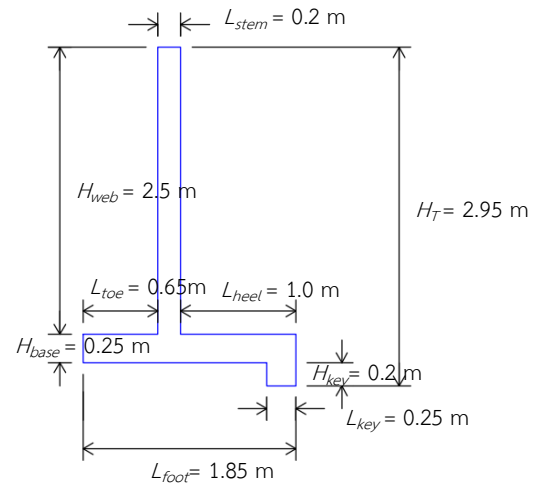
3. กำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่น (Cantilever Concrete Retaining Wall หรือ CCRW)

3.1 ลักษณะทางกายภาพ (Physical properties)

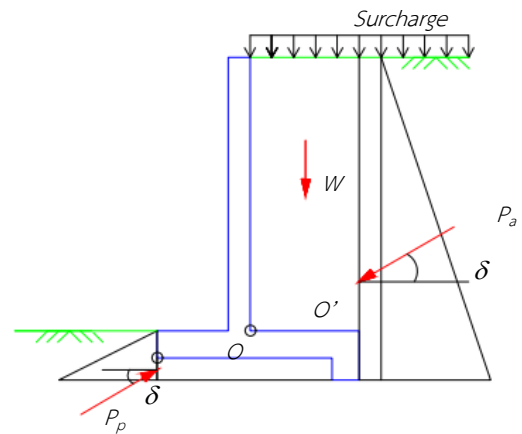
CCRW มีรูปทรงดังแสดงในรูปที่ 2 และแรงกระทำแสดงในรูปที่ 3 โดย CCRW มีส่วนประกอบหลัก 3 ส่วนคือส่วนแกน (stem) ส่วนฐาน (base) และส่วนกุญแจ (key) โดยในรูปที่ 3 กำหนดให้ $\delta = \phi = 30$ องศา, $\theta = 0$ องศา, $\beta = 0$ องศา

3.2 สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure coefficients)

กำหนดให้ CCRW มีค่า $a_{max} = 0.4g$, $A_{topo} = 1.0$, $W_d = 0.3$ ซึ่งเป็นกรณีที่ 5 ที่เป็นกำแพงกันดินที่ไม่รับแรงอาคาร ดังนั้น ค่า $k_h = 0.4 \times 1.0 \times 0.3 = 0.12$ ส่วน $\psi = \tan^{-1} k_h = 6.84$ จาก (9) โดยสัมประสิทธิ์ค่าแรงดันดินด้านข้างแสดงในตารางที่ 4



รูปที่ 2 รูปทรงของ CCRW



รูปที่ 3 แรงกระทำต่อกำแพง CCRW

ตารางที่ 4 ค่าสัมประสิทธิ์ค่าแรงดันดินด้านข้าง

หัวข้อ	ค่า	สมการที่ใช้
k_{aMO}	0.390	(6)
D_{aMO}	2.730	(7)
k_{ac}	0.297	(2)
D_{ac}	2.914	(3)
k_{pMO}	7.662	(10)
D_{pMO}	0.121	(11)
k_{pc}	10.095	(4)
D_{pc}	0.086	(5)
k_{aMO}/k_{ac}	$= 0.390/0.297 = 1.311$	(6)/(2)
k_{pc}/k_{pMO}	$= 10.095/7.662 = 1.317$	(4)/(10)

3.3 รูปแบบการวิบัติ (Modes of failure)

รูปแบบการวิบัติของ CCRW จะประกอบด้วย การหมุนคว่ำ (overturning) กำลังรับน้ำหนักแบกทาน (bearing capacity) การไถล (sliding) และโมเมนต์ดัดที่แกน (stem) ของ CCRW สำหรับกรณีพิจารณาแรงแผ่นดินไหว จะต้องพิจารณาค่าแรงเฉื่อย (inertia force, I) ร่วมด้วย โดยกำหนดให้

$$H_T = H_{web} + H_{base} + H_{key} = 2.95 \text{ เมตร ความสูงรวม}$$

$$L_{foot} = L_{toe} + L_{stem} + L_{heel} = 1.85 \text{ เมตร ความกว้างรวม}$$

$$W_{foot} = L_{foot}H_{base}\gamma_c = 11.1 \text{ kN/m น้ำหนักส่วน foot}$$

$$W_{key} = L_{key}H_{key}\gamma_c = 1.2 \text{ kN/m น้ำหนักส่วน key}$$

$$W_{stem} = L_{stem}H_{web}\gamma_c = 12 \text{ kN/m น้ำหนักส่วน stem}$$

$$W_{soil} = L_{heel}H_{web}\gamma_s = 45 \text{ kN/m น้ำหนักดิน}$$

$$W_S = SL_{heel} = 10 \text{ kN/m น้ำหนักบรรทุกทุกส่วนบนเหนือฐานกำแพง}$$

$$I_{foot} = W_{foot}k_h = 1.332 \text{ kN/m แรงเฉื่อยส่วน foot}$$

$$I_{key} = W_{key}k_h = 0.144 \text{ kN/m แรงเฉื่อยส่วน key}$$

$$I_{stem} = W_{stem}k_h = 1.44 \text{ kN/m แรงเฉื่อยส่วน stem}$$

$$I_{soil} = W_{soil}k_h = 5.4 \text{ kN/m แรงเฉื่อยจากดิน}$$

3.3.1 การหมุนคว่ำ (Overturning) ที่จุด O ในรูปที่ 3

$$P_a = 0.5k_{aMO}\gamma_s H_T^2 = 30.52 \text{ kN/m แรงดันดินด้านข้างเชิงรุก}$$

$$P_{ah} = P_a \cos\delta = 26.43 \text{ kN/m}, P_{av} = P_a \sin\delta = 15.26 \text{ kN/m}$$

$$P_{as} = k_{aMO}SH_T = 11.50 \text{ kN/m แรงดันดินด้านข้างจากน้ำหนักบรรทุก โดยที่ } P_{ash} = P_{as}\cos\delta = 9.96 \text{ kN/m}, P_{asv} = P_{as}\sin\delta = 5.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{ah} = P_{ah} \left(\frac{H_T}{3} - H_{key} \right) + P_{ash} \left(\frac{H_T}{2} - H_{key} \right) = 33.40 \text{ kN-m/m โมเมนต์จากแรงในแนวราบ}$$

$$M_{av} = (P_{av} + P_{asv})L_{foot} = 38.86 \text{ kN-m/m โมเมนต์จากแรงในแนวตั้ง}$$

$$M_S = P_S \left(L_{foot} - \frac{L_{heel}}{2} \right) = 13.5 \text{ kN-m/m โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกในส่วนบนเหนือฐานกำแพง}$$

$$M_I = (I_{stem} + I_{soil}) \left(\frac{H_{web}}{2} + H_{base} \right) + I_{foot} \frac{H_{base}}{2} - I_{key} \frac{H_{key}}{2} = 10.41 \text{ kN-m/m โมเมนต์จากแรงเฉื่อย}$$

$$M_G = W_{foot} \frac{L_{foot}}{2} + W_{stem} \left(L_{toe} + \frac{L_{stem}}{2} \right) + W_{key} \left(L_{foot} - \frac{L_{key}}{2} \right) + W_{soil} \left(L_{foot} - \frac{L_{heel}}{2} \right) = 82.12 \text{ kN-m/m โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกทุกคองที่}$$

$$M_r = M_{av} + M_S + M_G = 134.48 \text{ kN-m/m โมเมนต์ต้าน}$$

$$M_d = M_{ah} + M_I = 43.81 \text{ kN-m/m โมเมนต์ขับ}$$

อัตราส่วนปลอดภัยในการหมุนคว่ำ (factor of safety in overturning),

$$FSO = M_r/M_d = 3.06 \text{ มากกว่า } 2.0 \text{ OK [6]}$$

ระยะเยื้องศูนย์กลาง (eccentricity)

$$M_{net} = M_{ah} + M_I - M_{av} - M_S - M_G = -90.67 \text{ kN-m/m}$$

ค่าโมเมนต์รวมสุทธิที่ toe

$$P_v = W_{foot} + W_{stem} + W_{key} + W_{soil} + P_{av} + P_{asv} + W_S = 100.31 \text{ kN/m น้ำหนักแรงทั้งหมดในแนวตั้ง}$$

$$L_{net} = M_{net}/P_v = 0.904 \text{ เมตร ซึ่งอยู่ในช่วงหนึ่งในสามของฐานหรือ } 0.617 = L_{foot}/3 \leq L_{net} \leq 2L_{foot}/3 = 1.233 \text{ OK [6]}$$

3.3.2 กำลังรับน้ำหนักแบกทานดิน (Soil bearing capacity)

ความกว้างฐานรากประสิทธิผล, B_{eff}

$$B_{eff} = 2L_{net} = 1.80 \text{ น้อยกว่า } L_{foot} = 1.85 \text{ OK}$$

ความสามารถในการแบกทานประลัยของดินฐานราก (ultimate bearing capacity of foundation soil),

$$q_u = cN_c + 0.5B_{eff}\gamma_s N_\gamma = 326.9 \text{ kN/m}^2 \text{ โดยที่ [7]}$$

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi_f)} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 18.4$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) = 30.1$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\phi) = 20.1$$

$$F_v = P_v/B_{eff} = 55.48 \text{ kN/m}^2 \text{ ความเค้นแนวตั้ง}$$

อัตราส่วนปลอดภัยในกำลังแบกทานดิน (factor of safety in bearing capacity), $FSB = q_u/F_v = 5.89$ มากกว่า 2.5 OK [6]

3.3.3 ความต้านทานการไถล (Sliding resistance)

$$P_h = P_{ah} + P_{ash} + I_{stem} + I_{soil} + I_{foot} + I_{key} = 44.70 \text{ kN/m แรงทั้งหมดในแนวราบ}$$

$$P_p = 0.5K_{pMO}\gamma_s (H_{base} + H_{key})^2 = 18.40 \text{ kN/m}$$

แรงดันดินด้านข้างเชิงรับ

$$W_{slide} = (L_{foot} - L_{base})H_{key}\gamma_s = 5.76 \text{ kN/m น้ำหนักบรรทุกใต้ฐานกำแพง}$$

$$F_f = (F_v + W_{slide} - P_p \sin\delta) \tan\phi = 55.59 \text{ kN/m แรงเสียดทานด้านการไถล}$$

$$F_r = P_p \cos\delta + F_f = 71.53 \text{ kN/m แรงต้านการไถล}$$

อัตราส่วนปลอดภัยต้านทานการไถล (factor of safety in sliding),

$$FSS = F_r/P_h = 1.6 \text{ มากกว่า } 1.5 \text{ OK [6]}$$

3.3.4 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของส่วนแกน (Stem bending strength)

$$P_{aw} = 0.5k_{aMO}\gamma_s H_{web}^2 = 30.52 \text{ kN/m แรงดันด้านข้างจากดิน}$$

$$P_{asw} = k_{aMO}SH_{web} = 9.74 \text{ kN/m แรงดันดินด้านข้างจากน้ำหนักบรรทุก}$$

$$M_{web} = P_{aw} \cos\delta \frac{H_{web}}{3} + P_{asw} \cos\delta \frac{H_{web}}{2} + I_{stem} \frac{H_{web}}{2} = 29.79 \text{ kN-m/m}$$

ค่าโมเมนต์รวมสุทธิที่ฐานแกนที่จุด O' ในรูปที่ 3

ซึ่งจะต้องคำนวณเหล็กเสริมในคอนกรีตให้รับโมเมนต์ดังกล่าว

3.4 กรณีไม่พิจารณาแรงแผ่นดินไหว (Modes of failure)

ในกรณีนี้ กำหนดให้ความแรงผิวดินแนวราบ k_h มีค่าเป็นศูนย์ ทำให้จะไม่พิจารณาผลของแรงเฉื่อย (inertia force) นอกจากนี้เนื่องจาก k_h มีค่าเป็นศูนย์ ทำให้ ψ มีค่าเป็นศูนย์ ใน (8) และจะทำให้ค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรับแบบพลศาสตร์มีค่าเท่ากับค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบสถิตย์ นั่นคือ k_{aMO} เท่ากับ k_{ac} และ k_{pMO} เท่ากับ k_{pc} โดยแสดงผลเปรียบเทียบในตารางที่ 5

ตารางที่ 5 ผลการออกแบบของ CCRW

หัวข้อ	คำอธิบาย (หน่วย)	กรณี 1 มีแรง แผ่นดินไหว	กรณี 2 ไม่มีแรง แผ่นดินไหว	อัตราส่วน
k_a	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรุก	0.390	0.297	1.31
k_p	สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรับ	7.66	10.10	0.76
M_r	โมเมนต์ต้านทานการหมุน (kN-m/m)	134.48	125.26	1.07
M_d	โมเมนต์ขับ (kN-m/m)	43.81	25.47	1.72
FSO	อัตราส่วนปลอดภัยในการหมุนคว่ำ	3.07	4.92	0.62
F_v	แรงในแนวตั้ง (kN/m)	55.48	45.53	1.22
FSB	อัตราส่วนปลอดภัยกำลังแบกทาน	5.89	8.32	0.71
F_r	แรงต้านการไถล (kN/m)	71.53	68.65	1.04
P_h	แรงในแนวราบ (kN/m)	44.70	27.75	1.61
FSS	อัตราส่วนปลอดภัยในการไถล	1.60	2.47	0.65
M_{web}	ค่าโมเมนต์รวมสุทธิที่ฐานแกน	29.80	21.35	1.40

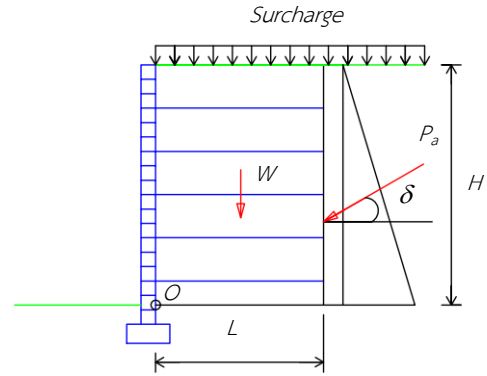
*อัตราส่วนหาโดยใช้ค่าจากกรณีมีแผ่นดินไหวหารด้วยค่าจากกรณีไม่มีแผ่นดินไหว

จากตารางที่ 5 จะเห็นว่า สำหรับกำแพงคอนกรีตคานยื่น CCRW เมื่อมีแรงแผ่นดินไหว สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรุกจะเพิ่มเป็น 1.31 เท่า แรงในแนวราบเพิ่ม 1.61 เท่า แรงในแนวตั้งเพิ่ม 1.22 เท่า และอัตราส่วนความปลอดภัยในการหมุนคว่ำ กำลังรับน้ำหนักแบกทาน และการไถลจะลดลงไปประมาณ 0.6 เท่า ซึ่งแรงส่วนเพิ่มในแนวราบและแนวตั้ง สะท้อนให้ถึงสัดส่วนแรงที่เพิ่มขึ้นเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

4. กำแพงกันดินเสริมแรง (Mechanically Stabilized Earth Wall หรือ MSEW)

รูปแบบการวิบัติของ MSEW จะประกอบด้วย การหมุนคว่ำ (overturning) กำลังรับน้ำหนักแบกทาน (overturning) การไถล (sliding) สำหรับกรณีพิจารณาแรงแผ่นดินไหว จะต้องพิจารณาค่าแรงเฉื่อย (inertia force, I) ร่วมด้วย โดยจะพิจารณาเฉพาะน้ำหนักดินถมเสริมกำลัง (reinforced soil) จะไม่พิจารณาน้ำหนักของวัสดุผิวหน้า (facing unit) ตาม [6] และความสูง H ในรูปที่ 4 เท่ากับ 2.5 เมตร ซึ่งเท่ากับ H_{web} ในรูปที่ 2 และระยะ L ในรูปที่ 4 เท่ากับ $0.7H$ ตามที่กำหนดใน [6] ซึ่งเป็นความยาวขั้นต่ำของวัสดุเสริมแรง (reinforcements) โดยมีความยาวเท่ากับ $0.7 \times 1.25 = 1.75$ เมตร นอกจากนี้ [6] ยังกำหนดให้ δ ในรูปที่ 4 มีค่าเป็นศูนย์

รายละเอียดของผลการออกแบบของ MSEW แสดงในตารางที่ 6 ซึ่งจะแสดงกรณีที่พิจารณาที่มีแรงแผ่นดินไหวและกรณีไม่มีแรงแผ่นดินไหวที่ k_h เป็นศูนย์ รวมถึงกรณีที่มีแรงเสียดทานที่ผิวสัมผัสกำแพงที่ δ เท่ากับ 30 องศาและกรณีแรงเสียดทานที่ไม่มีผิวสัมผัสกำแพงที่ δ เป็นศูนย์



รูปที่ 4 รูปทรงและแรงกระทำต่อกำแพง MSEW

ตารางที่ 6 ผลการออกแบบของ MSEW

หัวข้อ	กรณี 1	กรณี 2	กรณี 3	กรณี 4	กรณี 5
	มีแรง แผ่นดินไหว	ไม่มีแรง แผ่นดินไหว	มีแรง แผ่นดินไหว	ไม่มีแรง แผ่นดินไหว	มีแรง แผ่นดินไหว
δ	$\delta = 30$	$\delta = 30$	$\delta = 0$	$\delta = 0$	$\delta = 0$
L/H	$L/H = 0.7$	$L/H = 0.7$	$L/H = 0.7$	$L/H = 0.7$	$L/H = 0.85$
k_a	0.390	0.297	0.411	0.333*	0.411
k_p	7.66	10.10	2.78	3.00*	2.78
M_r	111.92	105.35	84.22	84.22	124.18
M_d	38.18	20.11	43.90	26.04	46.43
FSO	2.93	5.24	1.92**	3.23	2.67
F_v	85.17	68.83	114.88	79.62	87.84
FSB	2.79	4.13	1.32**	2.75	2.74
F_r	64.71	62.54	55.57	55.57	67.48
P_h	36.87	20.91	42.82	27.08	44.84
FSS	1.76	2.99	1.30**	2.05	1.50
M_{web}	28.00	21.35	32.08	26.04	32.08

*สัมประสิทธิ์แรงดันดินแบบ Coulomb ที่ δ เท่ากับศูนย์มีค่าเท่ากับแรงดันดินแบบสัมประสิทธิ์แบบ Rankine, **อัตราส่วนความปลอดภัยไม่ผ่านเกณฑ์การออกแบบตาม [6]

จากตารางที่ 6 ผลการออกแบบแสดงให้เห็นว่าหากออกแบบ MSEW ที่มีความยาวน้อยสุดของวัสดุเสริมแรงที่ $0.7 (L/H = 0.7)$ มีความยาวเพียงพอที่สามารถรับแรงแผ่นดินไหวได้ ดังแสดงในกรณีที่ 1, 2 และ 4 แต่หากสมมติให้มุมแรงเสียดทานกำแพง (δ) เป็นศูนย์ อัตราส่วนความปลอดภัยจะไม่เพียงพอที่แสดงในกรณีที่ 3 ซึ่งควรจะเพิ่มอัตราส่วนความยาววัสดุเสริมเป็น 0.85 ซึ่งยังอยู่ในเกณฑ์ที่กำหนดในช่วง 0.7 ถึง 1.1 [6]

5. การเปรียบเทียบระหว่าง CCRW และ MSEW

ตารางที่ 7 แสดงการเปรียบเทียบแรงกระทำและอัตราส่วนความปลอดภัยในการออกแบบ CCRW และ MSEW โดยกรณีที่ 1 และกรณีที่ 2 เปรียบเทียบ CCRW และ MSEW ภายใต้เงื่อนไขเดียวกันที่ค่า δ เท่ากันที่ 30 องศา สำหรับกรณีที่ 3 และกรณีที่ 4 เปรียบเทียบตามมาตรฐานการ

ออกแบบ CCRW [3] และ MSEW [6] โดยมีรายละเอียดของกรณีในตารางที่ 7 ดังนี้

- กรณีที่ 1 มีแรงแผ่นดินไหว MSEW มี $\delta = 30$ และ $L/H = 0.7$
- กรณีที่ 2 ไม่มีแรงแผ่นดินไหว MSEW มี $\delta = 30$ และ $L/H = 0.7$
- กรณีที่ 3 มีแรงแผ่นดินไหว MSEW มี $\delta = 0$ และ $L/H = 0.85$
- กรณีที่ 4 ไม่มีแรงแผ่นดินไหว MSEW มี $\delta = 0$ และ $L/H = 0.7$

ในตารางที่ 7 ในส่วนของแรงกระทำ CCRW จะมีแรงกระทำในแนวตั้งน้อยกว่าเนื่องจากกำแพงมีความกว้างน้อยกว่า โดยมีสัดส่วนที่เป็นดินถมที่ $L_{heel}/H_{web} = 1.0/2.5 = 0.4$ เทียบกับ MSEW ที่มีค่า L/H ที่ 0.7 โดย CCRW มีแรงกระทำในแนวตั้ง (F_v) น้อยกว่าจากปริมาณดินถมหลังกำแพงที่น้อยกว่าที่ $0.4L/H$ ขณะที่ MSEW ใช้ปริมาณดินถมที่ $0.7L/H$ แต่ CCRW รับแรงในแนวราบมากกว่าเนื่องจากมีความสูงมากกว่าในการหาแรงดันดินด้านข้างโดย CCRW ใช้ความสูงรวมทั้งหมด (H) แต่ MSEW ใช้เฉพาะความสูงส่วนแกน (H_{web}) ที่มีค่าน้อยกว่า H_T

ตารางที่ 7 อัตราส่วนค่าของ CCRW ในตารางที่ 5 กับ MSEW ในตารางที่ 6

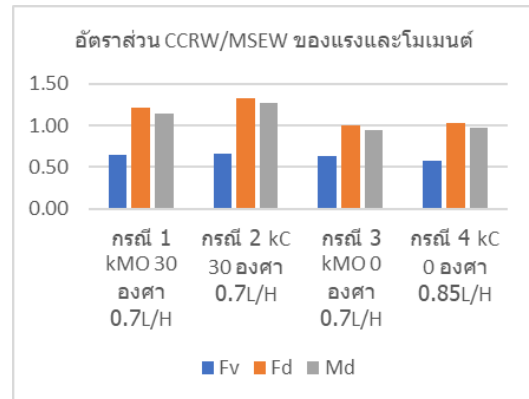
หัวข้อ	คำอธิบาย	กรณี 1 CC มีแรง แผ่นดินไหว MSE กรณี 1	กรณี 2 CC ไม่มีแรง แผ่นดินไหว MSE กรณี 2	กรณี 3 CC มีแรง แผ่นดินไหว MSE กรณี 5	กรณี 4 CC ไม่มีแรง แผ่นดินไหว MSE กรณี 4
F_v	แรงในแนวตั้ง	0.65	0.66	0.63	0.57
P_h	แรงในแนวราบ	1.21	1.33	1.00	1.02
M_d	โมเมนต์ดัด	1.15	1.27	0.94	0.98
FSS	FS การไถล	0.91	0.83	1.06	1.21
FSB	FS กำลั้งแบกทาน	2.11	2.01	2.15	3.03
FSO	FS การหมุนคว่ำ	1.05	0.94	1.15	1.52

*FS คือ Factor of safety, CC คือ CCRW และ MSE คือ MSEW

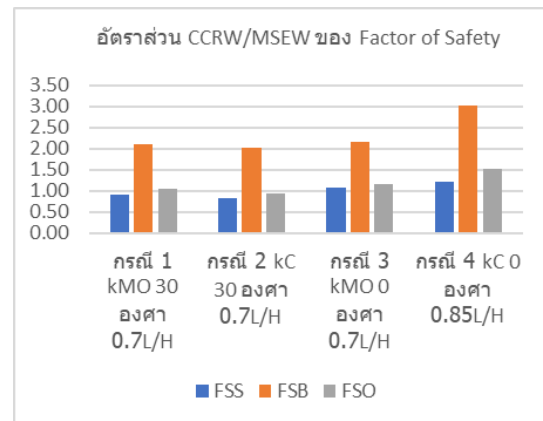
ส่วนโมเมนต์กระทำนั้น ภายใต้เงื่อนไขที่ค่า δ เท่ากันที่ 30 องศา ทั้งกรณีที่ 1 และกรณีที่ 2 ในตารางที่ 7 CCRW รับโมเมนต์ดัดมากกว่าเนื่องจาก CCRW รับแรงในแนวราบมากกว่า แต่ถ้าเป็นภายใต้เงื่อนไขที่แนะนำสำหรับ CCRW โดย [3] ที่กำหนดให้ δ เท่ากับ 30 องศา และแนะนำสำหรับ MSEW โดย [6] ที่กำหนดให้ δ เท่ากับ 0 องศา ทั้ง CCRW และ MSEW รับโมเมนต์ใกล้เคียงกัน โดยในกรณีที่ 4 ในตารางที่ 7 ที่ไม่มีแรงแผ่นดินไหว MSEW รับโมเมนต์ดัดมากขึ้นจากแรงในแนวราบที่เพิ่มขึ้นของ MSEW เนื่องจาก δ เท่ากับ 0 องศา จากเดิมที่ δ เท่ากับ 30 องศา ในกรณีที่ 2 ส่วนในกรณีที่ 3 ในตารางที่ 7 ที่มีแรงแผ่นดินไหว MSEW รับโมเมนต์ดัดมากขึ้นเมื่อเทียบกับกรณีที่ 1 ในตารางที่ 7 เนื่องจาก MSEW ที่ $0.85L/H$ รับแรงเฉื่อยมากขึ้นที่น้ำหนักดินมากขึ้นที่ $0.85L/H$ โดยในกรณีที่ 1 ในตารางที่ 7 MSEW รับแรงเฉื่อยน้ำหนักดินเพียง $0.7L/H$

ในส่วนของอัตราส่วนความปลอดภัย CCRW มีอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่า MSEW ยกเว้นกรณีที่อยู่ภายใต้เงื่อนไขที่ค่า δ เท่ากันที่

30 องศา ที่ MSEW มีอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการไหลมากกว่า ซึ่ง CCRW มีอัตราส่วนความปลอดภัยมากกว่า เนื่องจาก CCRW ในตัวอย่างในบทความถูกออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวแต่แรก ส่วน MSEW มีได้มีได้ออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวแต่แรก โดยใช้ค่าความยาวน้อยสุดของวัสดุเสริมแรงและดินเสริมกำลังที่ $0.7L/H$ ใน MSEW กรณีที่ 1 ถึงกรณีที่ 4 ในตารางที่ 6 ส่วน MSEW กรณีที่ 5 ในตารางที่ 6 นั้น MSEW มีค่าความยาววัสดุเสริมแรงที่ $0.85L/H$ เพื่อให้ผ่านเกณฑ์อัตราความปลอดภัยในการออกแบบ [6] เท่านั้น



รูปที่ 5 แผนภูมิแสดงอัตราส่วน CCRW/MSEW ของแรงในแนวตั้ง (F_v) แรงในแนวราบ (F_d) และโมเมนต์ดัด (M_d) โดยที่ kMO หมายถึงมีแรงแผ่นดินไหว kC หมายถึงไม่มีแรงแผ่นดินไหว องศาหมายถึงมุม δ



รูปที่ 6 แผนภูมิแสดงอัตราส่วน CCRW/MSEW ของอัตราส่วนความปลอดภัยการไถล (FSS) อัตราส่วนความปลอดภัยกำลังรับน้ำหนักแบกทาน (FSB) และอัตราส่วนความปลอดภัยการหมุนคว่ำ (FSO) โดยที่ kMO หมายถึงมีแรงแผ่นดินไหว kC หมายถึงไม่มีแรงแผ่นดินไหว องศาหมายถึงมุม δ

ค่าอัตราส่วนของแรงและโมเมนต์จากตารางที่ 7 แสดงในแผนภูมิในรูปที่ 5 ซึ่งจะเห็นว่า CCRW ที่มีรูปทรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าแนวตั้งมากกว่าเมื่อเทียบกับ MSEW จากกรณีที่ 1 และ 2 ที่สมมุติให้ MSEW มีค่ามุมแรงเสียดทานกำแพง ($\delta = 30$) จะเห็นว่า CCRW จะรับแรงในแนวตั้งน้อยกว่าเนื่องจากมวลดินน้อยกว่า รับแรงในแนวอนมากกว่าเนื่องจากความสูงมากกว่า รวมถึงรับโมเมนต์มากกว่าจากแรงเฉื่อย แต่หากกำหนดให้ MSEW

ไม่มีค่ามุมแรงเสียดทานกำแพง ($\delta = 0$) ตาม [6] ที่เป็นกรณีที่ 3 และกรณีที่ 4 จะเห็นว่าทั้งกรณีที่มีและไม่มีแรงแผ่นดินไหว CCRW จะรับแรงในแนวตั้งน้อย แต่รับแรงในแนวราบและโมเมนต์ดัดใกล้เคียงกับ MSEW เนื่องจากผลของมุมแรงเสียดทานกำแพงที่ส่งผลมุมแรงดันดินที่มากกระทำ ซึ่งทำให้อัตราส่วนความปลอดภัยของ CCRW สูงกว่า MSEW ดังแสดงในรูปที่ 6

แม้ CCRW จะมีอัตราส่วนความปลอดภัยของ CCRW สูงกว่า MSEW เนื่องจากการใช้มุมแรงเสียดทานกำแพงที่ต่างกันของ CCRW และ MSEW แต่หากโครงสร้างกำแพงกันดินเกิดการวิบัติเช่นในกรณีการเกิดแผ่นดินไหว CCRW ที่เป็นกำแพงกันดินแบบแข็งเกร็ง (rigid) และเป็นวัสดุคอนกรีต จะเกิดความเสียหายและเป็นอันตรายมากกว่า MSEW ที่ใช้วัสดุมวลดินและเป็นโครงสร้างที่มีความยืดหยุ่นให้ตัวได้มากกว่า

6. บทสรุป

สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างแบบ M-O สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบกำแพงกันดินเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยในการออกแบบกำแพงกันดินรับแรงแผ่นดินไหว จำเป็นจะต้องคำนึงถึงผลของแรงเฉื่อยและมุมเสียดทานกำแพง (δ) จากการเปรียบเทียบกำแพงกันดินคอนกรีตคานยื่น (CCRW) และกำแพงกันดินเสริมแรง (MSEW) ที่มีรูปทรงมวลดินเสริมแรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าเหมือนกัน แต่ CCRW มีรูปทรงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าแนวตั้งมากกว่า ซึ่งนอกจากรูปทรงของกำแพงที่ส่งผลต่อแรงเฉื่อยแล้ว มุมเสียดทานกำแพงที่ต่างกันของ CCRW ที่เป็นคอนกรีตแข็งเกร็งที่มีค่ามุมเสียดทานกำแพง (δ) ที่ 30 องศา และ MSEW ที่วัสดุผิวหน้าเป็นแบบให้ตัวได้ ที่มีมุมเสียดทานกำแพง (δ) ที่ 0 องศา ส่งผลให้ CCRW มีอัตราส่วนความปลอดภัยที่มากกว่า แต่ควรพิจารณาอันตรายหากวิบัติประกอบด้วย ผลการศึกษาสามารถนำไปคาดการณ์พฤติกรรมของ CCRW และ MSEW ที่ความสูงใดๆได้ เนื่องจากทั้ง CCRW และ MSEW ยังคงมีสัดส่วนของรูปทรงใกล้เคียงสัดส่วนเดิม

เอกสารอ้างอิง

- [1] Muni Budhu (2007). Soil Mechanics and Foundations. 3rd Edition. John Wiley & Sons. pp. 630-632.
- [2] มยผ. 1301/1302-61. (2561). มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทาน การสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย พ.ศ. 2561
- [3] New Zealand Geotechnical Society. (2017). Earthquake geotechnical engineering practice, Module 6: Earthquake resistant retaining wall design.
- [4] Mononobe, N. and H. Matsuo. (1929). On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, Proceedings of the World Engineering Congress.

- [5] Ebeling, R.M. and E.E. Morrison (1992). The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures, U.S. Army, Technical Report ITL-92-11. U.S. Department of the Army, Waterways Experiment Station, United States Army Corps of Engineers.
- [6] FHWA-NHI-00-043. (2001). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines. U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration.
- [7] Bowles, J.E. (1996). *Foundation and Analysis Design*. The McGraw-Hill Companies, Inc., pp.220.