



งานจ้างสำรวจ ออกแบบ โครงการบรรเทาอุทกภัยและภัยแล้งในแม่น้ำปราจีนบุรี และแม่น้ำสาขา จังหวัดปราจีนบุรี

โครงการคลองผันน้ำพร้อมอาคารประกอบที่เกี่ยวข้องเพื่อแก้ไขปัญหา
พื้นที่ อ.กบินทร์บุรี จังหวัดปราจีนบุรี

กิจการร่วมค้า FCSPB JV



**การสัมมนาแนวคิดและ
หลักเกณฑ์ในการออกแบบ**
วันพฤหัสบดีที่ 23 มกราคม 2568
เวลา 08:30-12:00 น.
ณ ห้องประชุมธารทิพย์ ชั้น 4
อาคาร 99 ปี หม่อมหลวงชูชาติกำภู
กรมชลประทาน สามเสน

ROYAL IRRIGATION
DEPARTMENT

กำหนดการ

วันพฤหัสบดี ที่ 23 มกราคม 2568 เวลา 08:30-12:00 น.

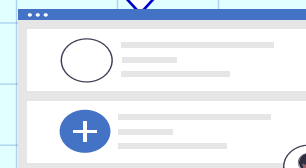
ณ ห้องประชุมธารทิพย์ ชั้น 4 อาคาร 99 ปี หม่อมหลวงชูชาติกำภู กรมชลประทาน สามเสน

รายละเอียดกำหนดการ

08.30-09.00 น.	ลงทะเบียนและรับเอกสาร
09.00-09.30 น.	การเปิดการสัมมนาแนวคิดและหลักเกณฑ์ในการออกแบบโครงการ กล่าวรายงานการประชุม โดย ผู้แทนกรมชลประทาน กล่าวเปิดการประชุม โดย ผู้แทนกรมชลประทาน
09.30-10.00 น.	นำเสนอ “ภาพรวมโครงการ” โดย ผู้แทนกิจการร่วมค้า FCSPB JV
10.00-11.00 น.	นำเสนอ “แนวคิดและหลักเกณฑ์ในการออกแบบ” เรื่อง วัสดุป้องกันการกัดเซาะลาดตลิ่ง โดย ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร. วุฒิชัย ชาติพัฒนานนท์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
11.00-11.15 น.	รับประทานอาหารว่าง (Coffee Break)
11.15-12.00 น.	ถาม-ตอบและแลกเปลี่ยนความคิดเห็น
12.00 น.	รับประทานอาหารกลางวัน

หมายเหตุ : กำหนดการดังกล่าวอาจมีการเปลี่ยนแปลงตามความเหมาะสม

QR Code
สำหรับดาวน์โหลดเอกสาร





PDPA

ตามที่ พ.ร.บ. ดั้มครองข้อมูลส่วนบุคคล
ได้มีผลบังคับใช้ ตั้งแต่วันที่ 1 มิถุนายน 2565

การประชุมนี้

มีการบันทึกภาพเคลื่อนไหวและภาพนิ่งตลอดระยะเวลาการประชุม
รวมทั้งรวบรวมรายชื่อ ตลอดจนความคิดเห็นของทุกท่าน เพื่อใช้ประกอบการดำเนินงาน
สำรวจ ออกแบบ และประชาสัมพันธ์กิจกรรมของโครงการเท่านั้น

จึงเรียนมาเพื่อทราบ และขออนุญาตมา ณ ที่นี้



ทุกท่านสามารถรับรายละเอียด
พ.ร.บ. ดั้มครองข้อมูลส่วนบุคคล
พ.ศ. 2562

โดยการสแกน QR CODE รูปภาพตามที่ปรากฏนี้

ลำดับการนำเสนอ

-  **1** **ความเป็นมาของโครงการ**
-  **2** **ลักษณะและองค์ประกอบของโครงการ**
-  **3** **แนวคิดและหลักเกณฑ์ในการออกแบบ**
-  **4** **ถาม-ตอบ และแลกเปลี่ยนความคิดเห็น**



1

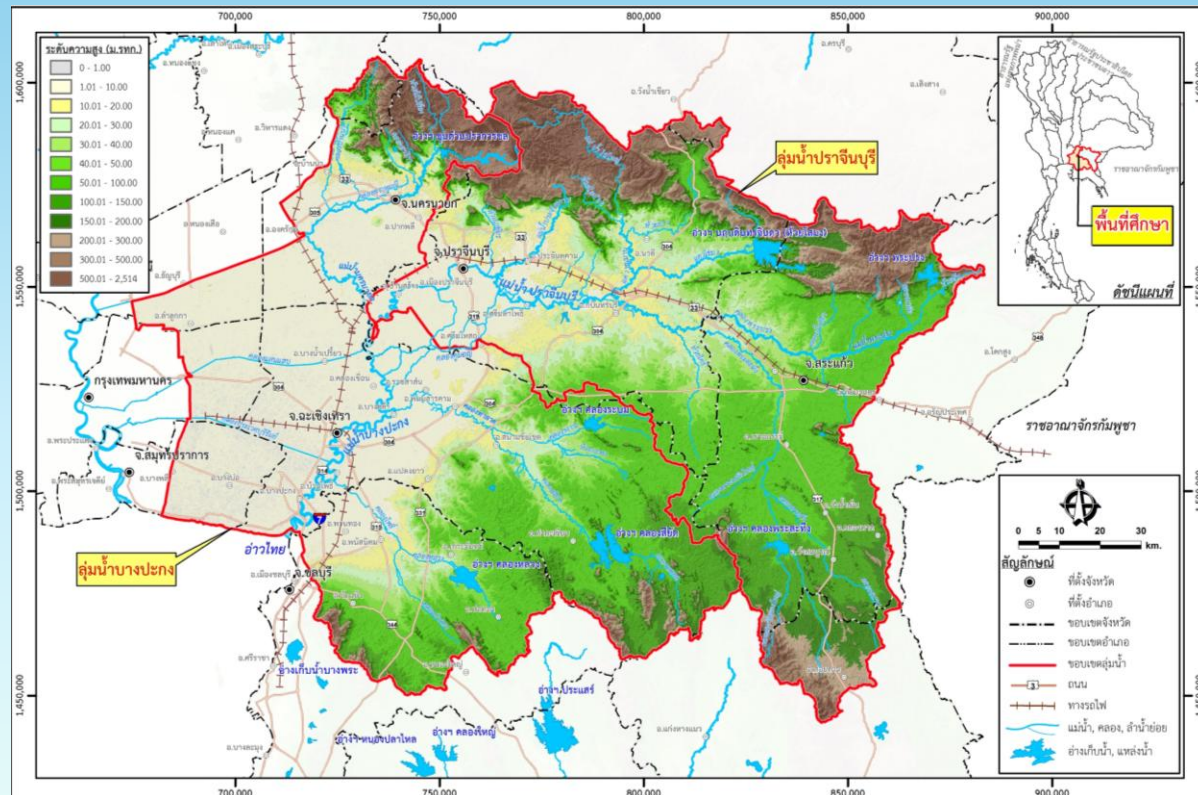
ความเป็นมาของโครงการ



ความเป็นมาของโครงการ

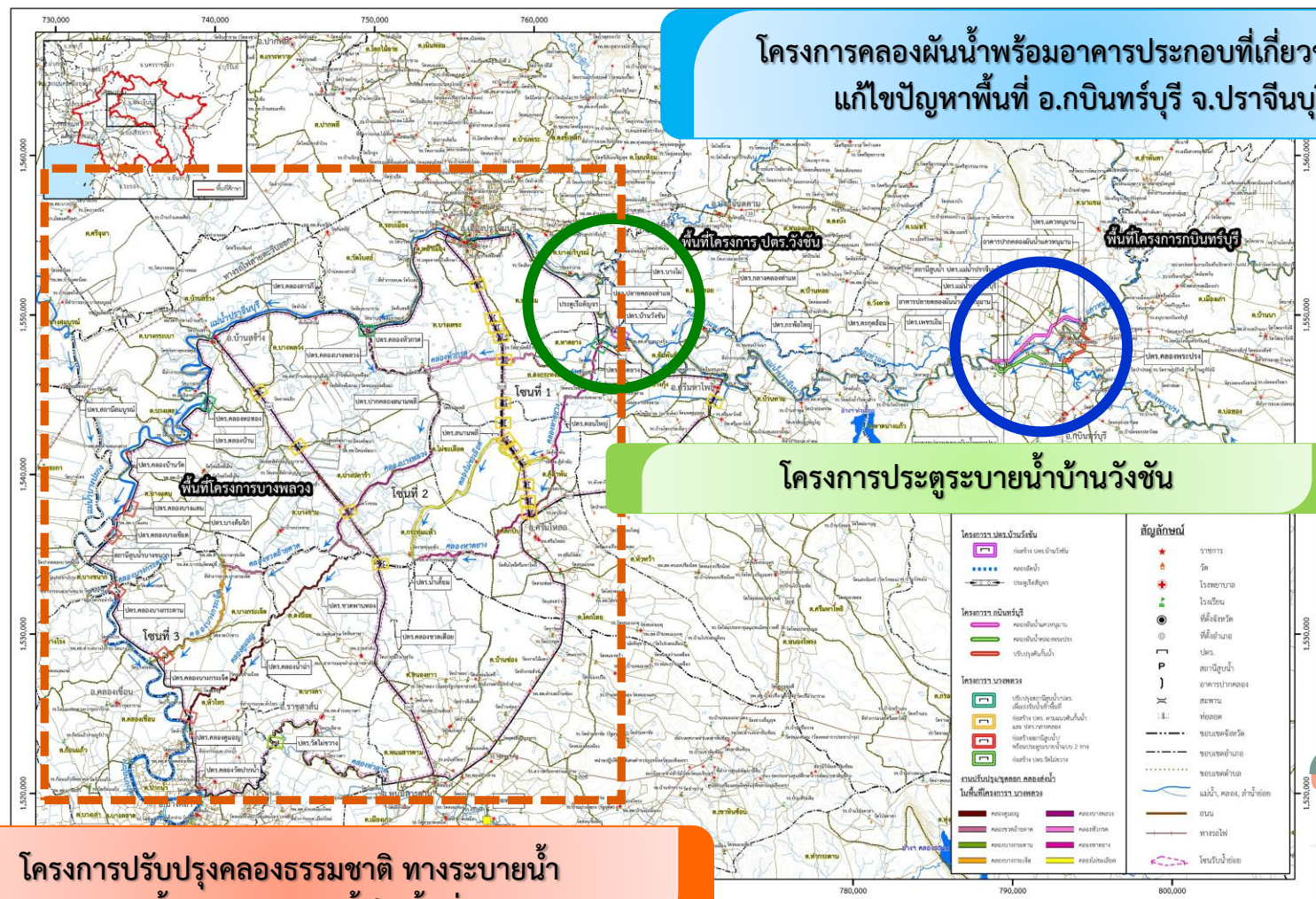
แม่น้ำปราจีนบุรี ➡ เป็นแม่น้ำสายสำคัญสายหนึ่งในภาคตะวันออกของประเทศไทย ซึ่งอยู่ในเขตพื้นที่ลุ่มน้ำบางปะกง สภาพภูมิประเทศตอนบนเป็นที่ราบสูง และป่าทึบสลับซับซ้อนและเป็นแหล่งกำเนิดต้นน้ำหลายสาย ลักษณะพื้นที่ในลุ่มน้ำมีแหล่งเก็บกักน้ำน้อยมากและความสามารถในการระบายน้ำของลำน้ำไม่เพียงพอทำให้เกิดปัญหาน้ำท่วม และภัยแล้งเป็นประจำเกือบทุกปี

ปี พ.ศ. 2556 ➡ กรมชลประทานพิจารณาเสนอแนวทางแก้ไขปัญหาลุ่มน้ำที่เกิเกิดขึ้นในจังหวัดปราจีนบุรี ทั้งนี้ กรมชลประทานได้มอบหมายให้กลุ่มบริษัทที่ปรึกษาฯ จัดทำรายงานการศึกษาความเหมาะสมโครงการก่อสร้างคลองผันน้ำและประตูระบายน้ำที่เกี่ยวข้องเพื่อแก้ไขปัญหาในพื้นที่ อ.กบินทร์บุรี จ.ปราจีนบุรี โดยแล้วเสร็จในเดือนกันยายน 2559



ปี พ.ศ. 2567 ➡ กรมชลประทานได้ว่าจ้างให้กิจการร่วมค้า FCSPB JV ดำเนินการสำรวจ ออกแบบ โครงการบรรเทาอุทกภัยและภัยแล้งในแม่น้ำปราจีนบุรีและแม่น้ำสาขา จังหวัดปราจีนบุรี ประกอบด้วย โครงการย่อย 3 โครงการ คือ

- 1) โครงการคลองผันน้ำพร้อมอาคารประกอบที่เกี่ยวข้องเพื่อแก้ไขปัญหาพื้นที่ อ.กบินทร์บุรี จ.ปราจีนบุรี
- 2) โครงการประตูละบายน้ำบ้านวังชัน
- 3) โครงการปรับปรุงคลองธรรมชาติ ทางระบายน้ำ ประตูละบายน้ำ และสถานีสูบน้ำในพื้นที่บางพลวง

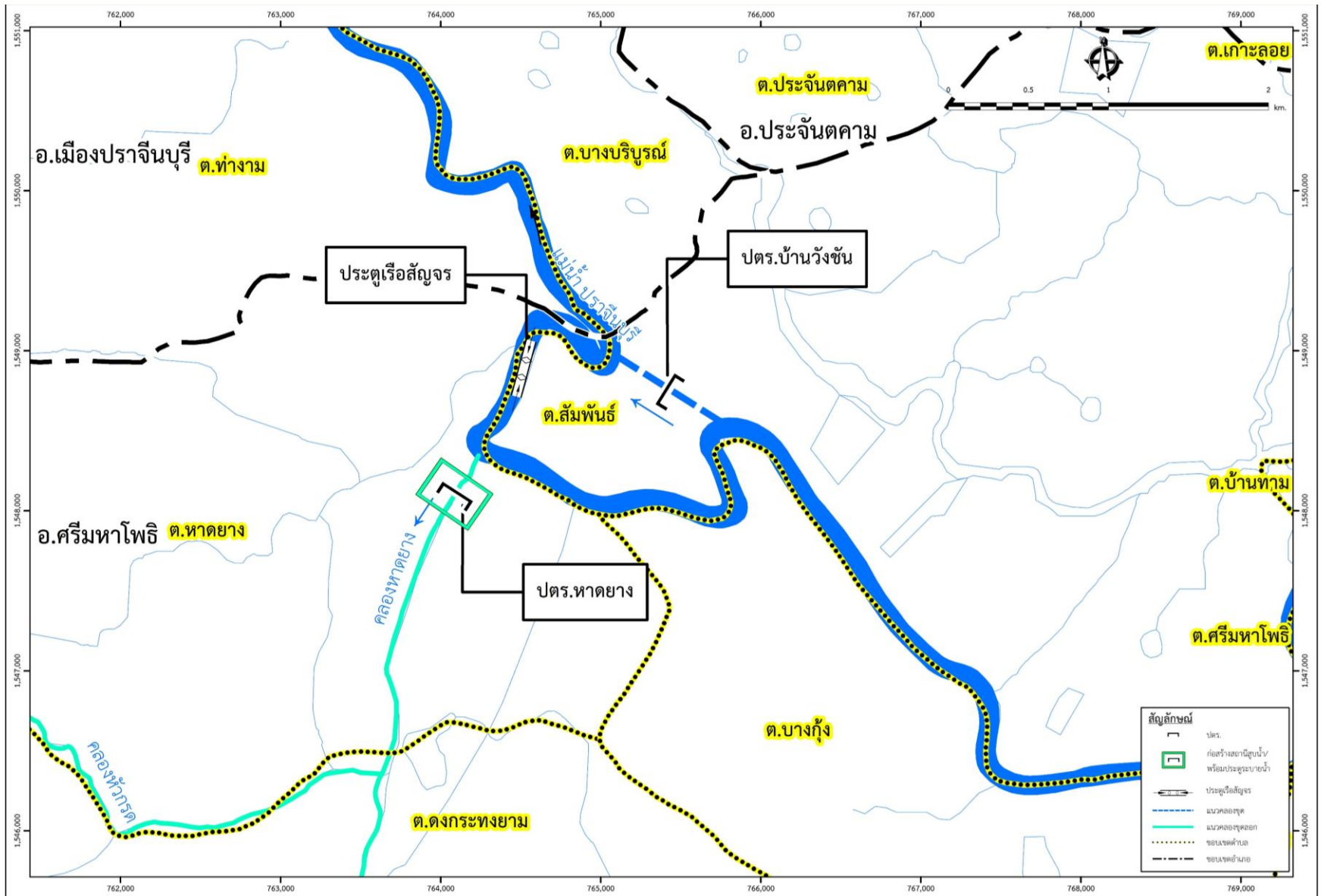


โครงการปรับปรุงคลองธรรมชาติ ทางระบายน้ำ
ประตูละบายน้ำ และสถานีสูบน้ำในพื้นที่บางพลวง



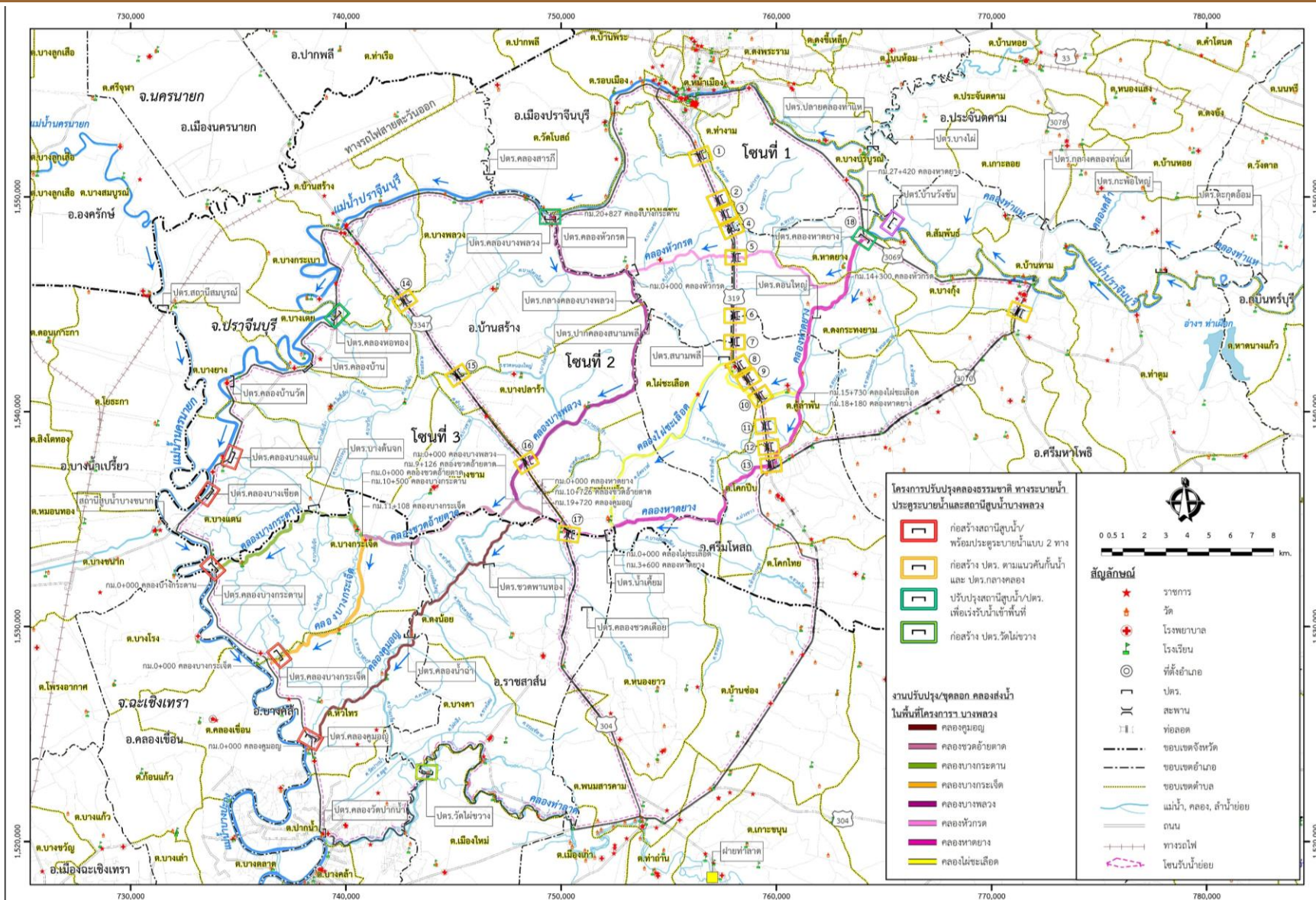


โครงการประทุระบายน้ำบ้านวังชัน



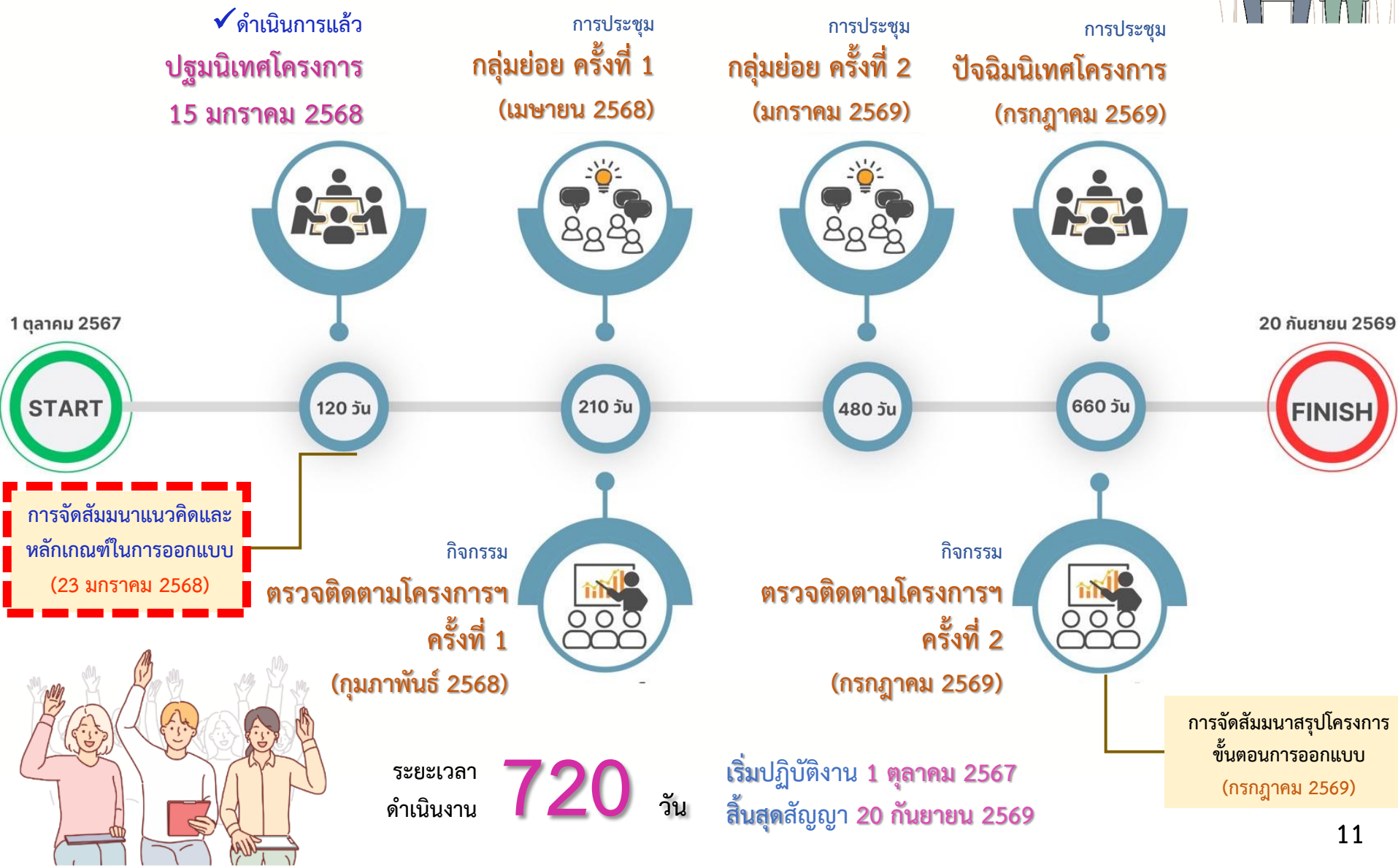


10





แผนการดำเนินงานด้านประชาสัมพันธ์ มวลชนสัมพันธ์ และการมีส่วนร่วมของประชาชน



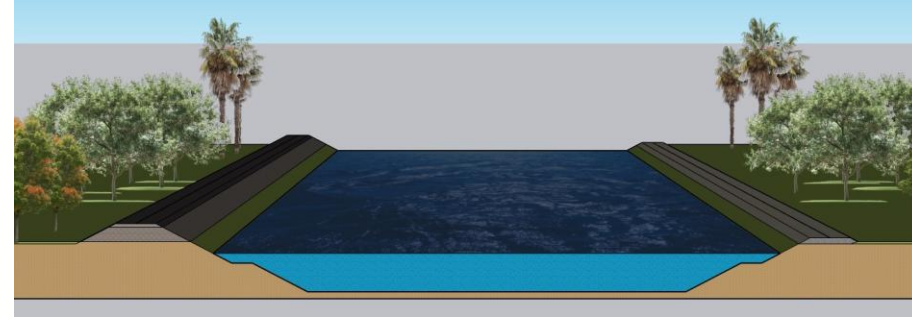
2

ลักษณะและองค์ประกอบของโครงการ

องค์ประกอบโครงการ

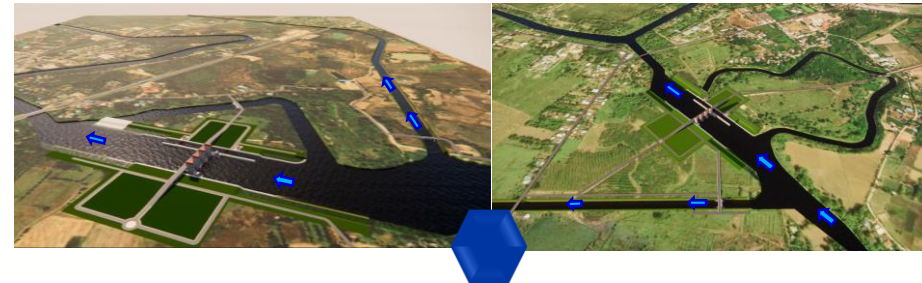
1 ออกแบบคลองผันน้ำ 2 สาย ได้แก่

- คลองผันน้ำแควหนุมาน ความยาวไม่น้อยกว่า 6.60 กม.
สามารถระบายน้ำได้ไม่ น้อยกว่า 470 ลบ.ม./วินาที พร้อมอาคารประกอบ
- คลองผันน้ำพระปรัง ความยาวไม่น้อยกว่า 4.40 กม.
สามารถระบายน้ำได้ไม่น้อยกว่า 470 ลบ.ม./วินาที พร้อมอาคารประกอบ



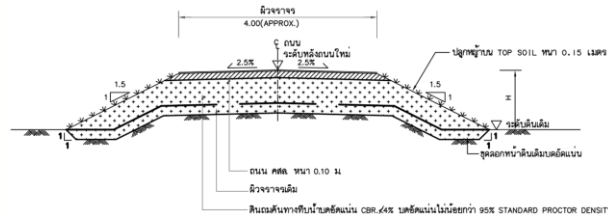
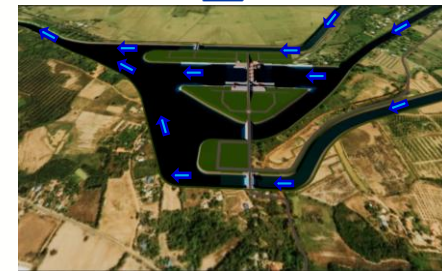
2 ออกแบบ ปตร.ในลำน้ำสายหลัก 3 แห่ง ได้แก่ ปตร.แควหนุมาน ปตร.คลองพระปรัง และปตร.แม่น้ำปราจีนบุรี พร้อมอาคารประกอบที่เกี่ยวข้อง

3 ออกแบบอาคารควบคุมในคลองผันน้ำแควหนุมานและคลองผันน้ำพระปรง
(อาคารปากคลอง 2 แห่ง และอาคารปลายคลอง 2 แห่ง)



4 ออกแบบปรับปรุงระบบระบายน้ำใน เขตพื้นที่ปิดล้อม

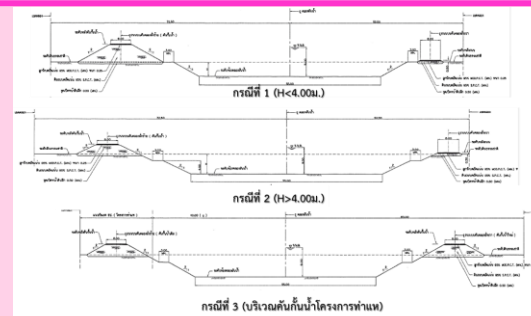
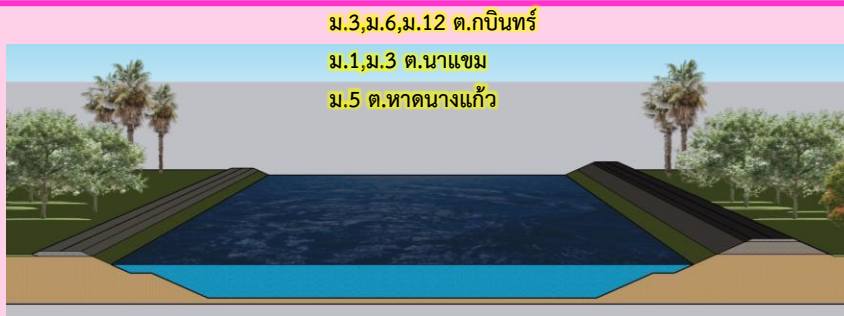
5 ออกแบบคันกันน้ำด้านต้นน้ำของชุมชนกบินทร์บุรี รวมระยะทางไม่น้อยกว่า 6.50 กม.





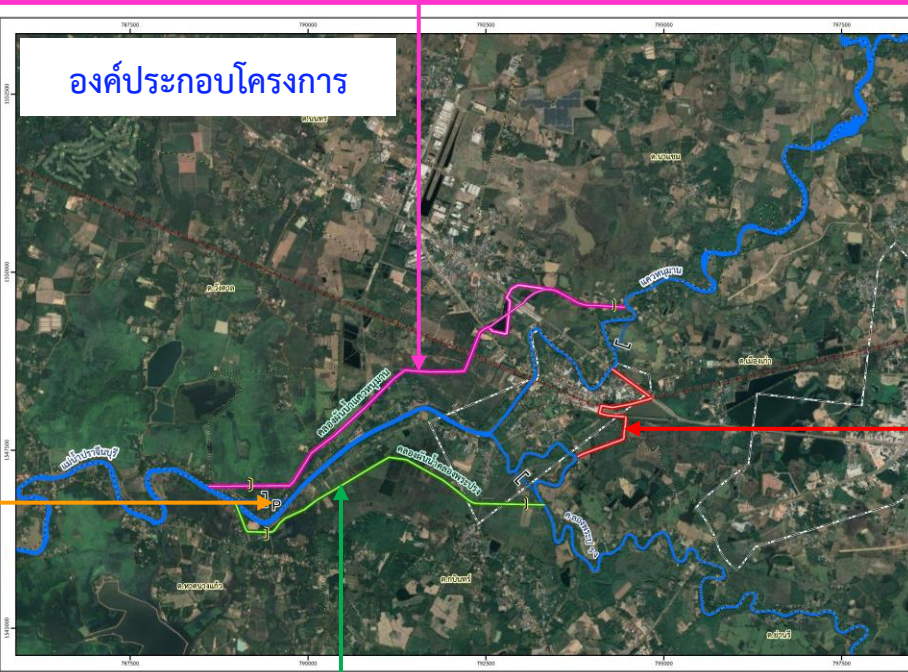
คลองผันน้ำแควหนุมาน

- ความยาวรวม 6.60 กม.
- อัตราการไหลออกแบบกำหนดไว้ที่
ขนาด 470 ลบ.ม./วินาที



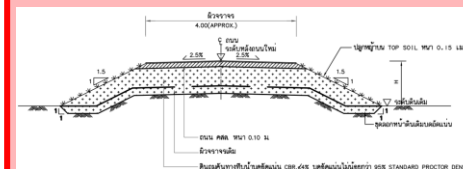
การปรับปรุงระบบระบายน้ำในเขตพื้นที่ปิดล้อม

- สถานีสูบน้ำ ตั้งอยู่บริเวณเดียวกับบตร.แม่น้ำปราจีนบุรี ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของการปรับปรุงระบบระบายน้ำในพื้นที่ปิดล้อมที่อยู่ระหว่างคลองผันน้ำ 2 สาย ที่พิกัด 789,429 E 1,546,920 N ด้านขวาของบานประตูระบายน้ำบริเวณถนนหมายเลข 2042

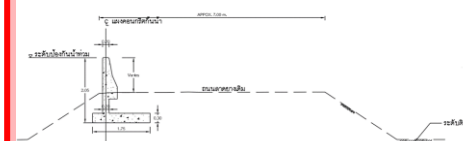


คันกั้นน้ำด้านต้นน้ำของชุมชนกบินทร์บุรี

- ปรับปรุงถนนเดิมเป็นแนวคันกั้นน้ำก่อสร้างแฉกคอนกรีตกันน้ำ เพื่อให้สามารถป้องกันน้ำท่วมเทียบเท่า ปี 2556



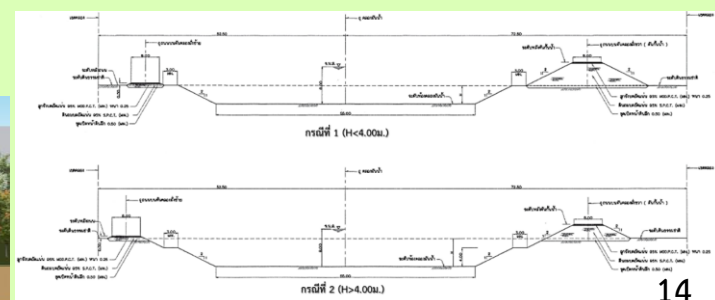
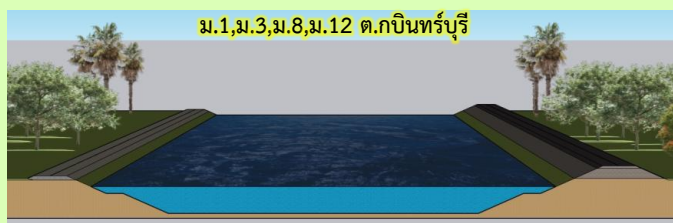
กรณีปรับปรุงถนนเดิม



กรณีแฉกคอนกรีตกันน้ำ

คลองผันน้ำคลองพระปรัง

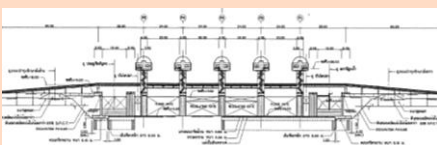
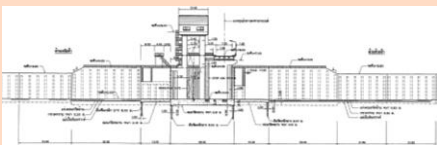
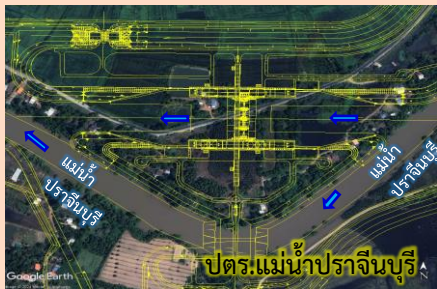
- ความยาวรวม 4.40 กม.
- อัตราการไหลออกแบบกำหนดไว้ที่ขนาด 470 ลบ.ม./วินาที





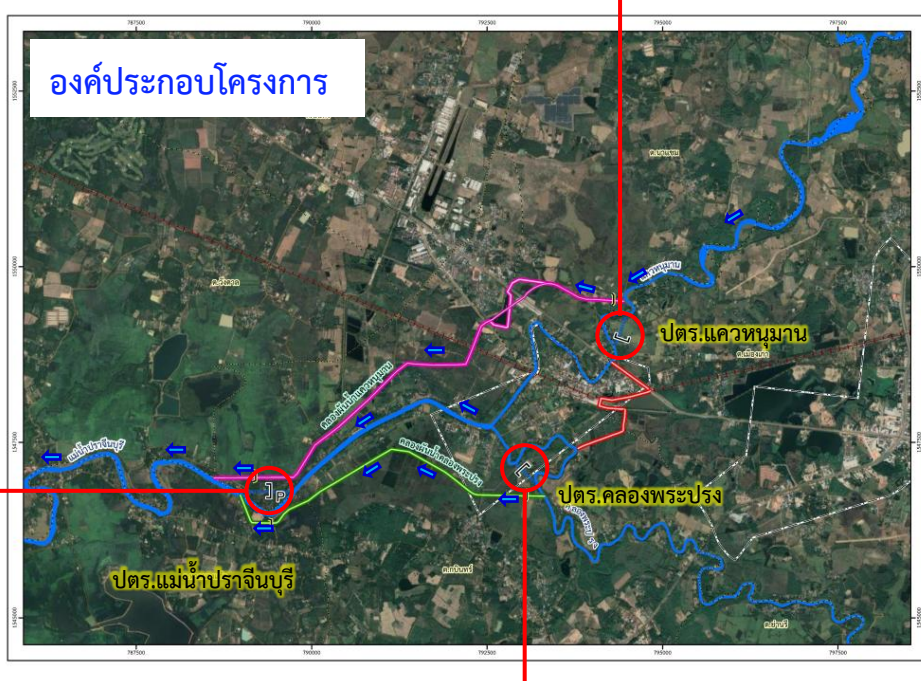
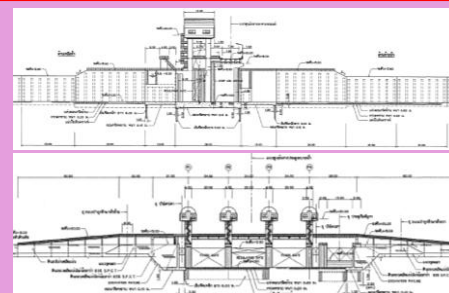
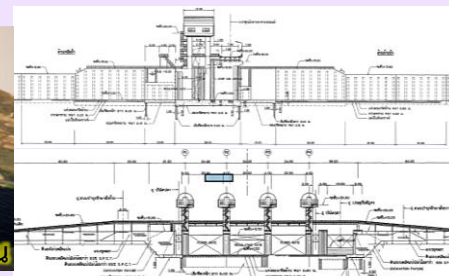
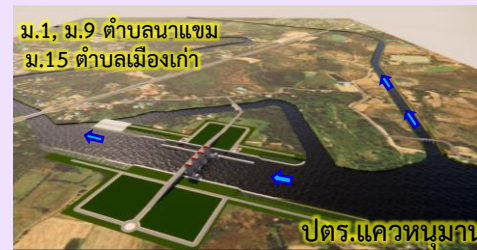
ปตร.แม่น้ำปราจีนบุรี

- ตั้งอยู่บริเวณโค้งน้ำคลองพระปรัง บ้านท่าชีเหล็ก ต.กบินทร์บุรี อ.กบินทร์บุรี จ.ปราจีนบุรี พิกัดห้วงงาน 793,102 E 1,547,271 N
- บานระบาย 4 บาน ขนาด 20 X 11.5 ม. Regulating Gates 2 บาน Flood Gate 2 บาน



ปตร.แควหนุมาน

- ตั้งอยู่บนโค้งน้ำแควหนุมาน บริเวณบ้านวังห้าง ต.กบินทร์บุรี อ.กบินทร์บุรี จ.ปราจีนบุรี พิกัดห้วงงาน 794,415 E 1,549,123 N
- บานระบาย 3 บาน ขนาด 20 X 11.5 ม. Regulating Gates 1 บาน Flood Gate 2 บาน



ปตร.คลองพระปรัง

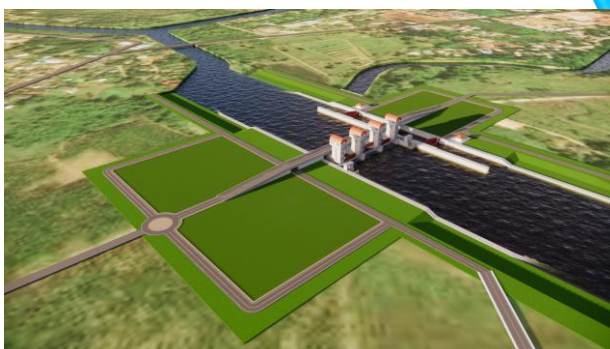
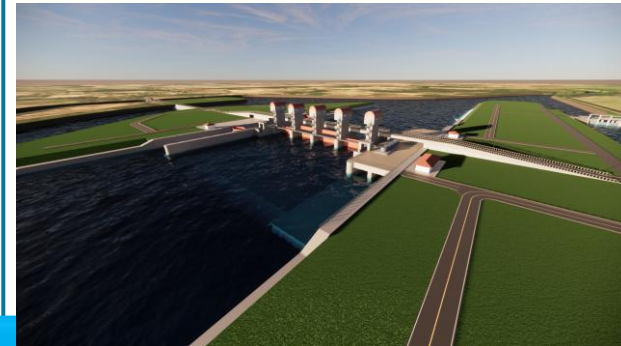
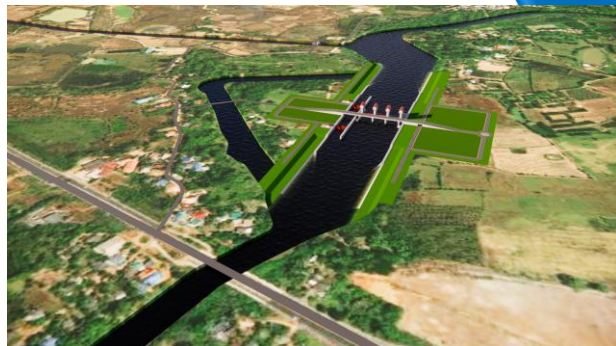
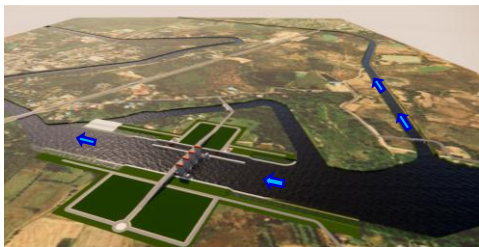
- ตั้งอยู่บริเวณโค้งแม่น้ำปราจีนบุรี บ้านปราสาท ต.กบินทร์บุรี อ.กบินทร์บุรี จ.ปราจีนบุรี พิกัดห้วงงาน 789,452 E 1,546,783 N
- บานระบาย 3 บาน ขนาด 20 X 11.5 ม. Regulating Gates 1 บาน Flood Gate 2 บาน



ปตร.แควหนุมาน

ปตร.คลองพระปรอง

ปตร.แม่น้ำปราจีนบุรี





อาคารปลายคลองผันน้ำแควหนุมาน

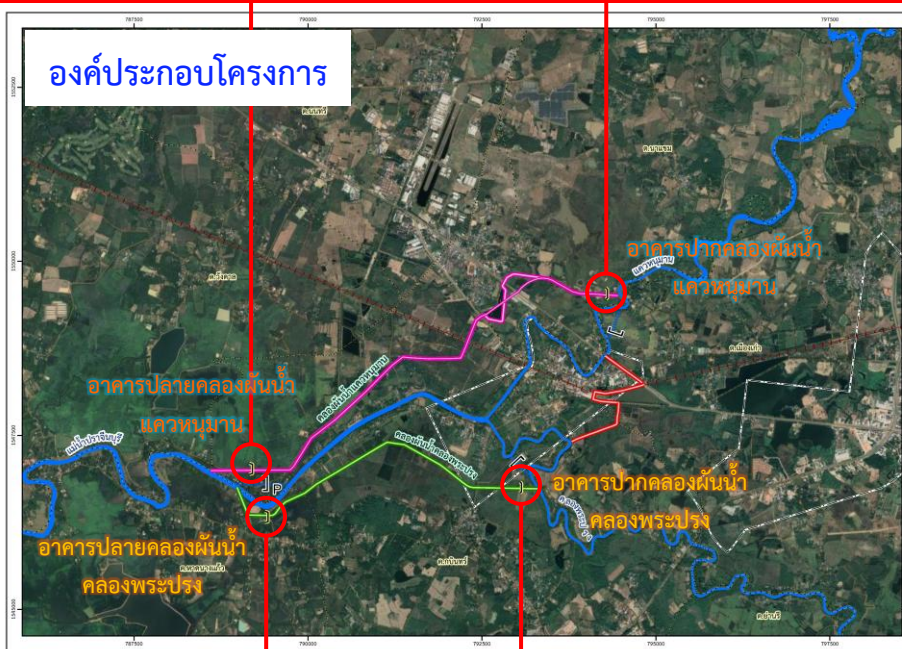
- ตั้งอยู่บนคลองผันน้ำคลองแควหนุมาน
พิกัด 789,166 E 1,547,124 N
- อัตราการไหลออกแบบกำหนดไว้ที่ขนาด
470 ลบ.ม./วินาที
- บานระบาย 3 บาน ขนาด 12 X 10.5 ม.
Regulating Gates 3 บาน



อาคารปากคลองผันน้ำแควหนุมาน

- ตั้งอยู่บนคลองผันน้ำคลองแควหนุมาน
พิกัด 794,336 E 1,549,640 N
- อัตราการไหลออกแบบกำหนดไว้ที่ขนาด
470 ลบ.ม./วินาที
- บานระบาย 3 บาน ขนาด 12 X 10.5 ม.
Regulating Gates 3 บาน

องค์ประกอบโครงการ

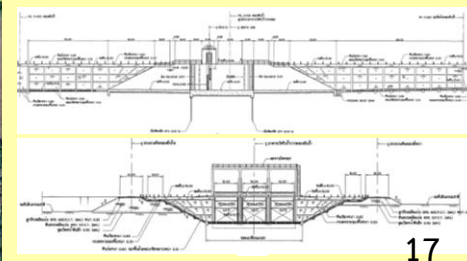


อาคารปลายคลองผันน้ำคลองพระปรัง

- ตั้งอยู่บนคลองผันน้ำคลองพระปรัง
พิกัด 789,430 E 1,546,473 N
- อัตราการไหลออกแบบกำหนดไว้ที่ขนาด
470 ลบ.ม./วินาที
- บานระบาย 3 บาน ขนาด 12 X 10.5 ม.
Regulating Gates 3 บาน

อาคารปากคลองผันน้ำคลองพระปรัง

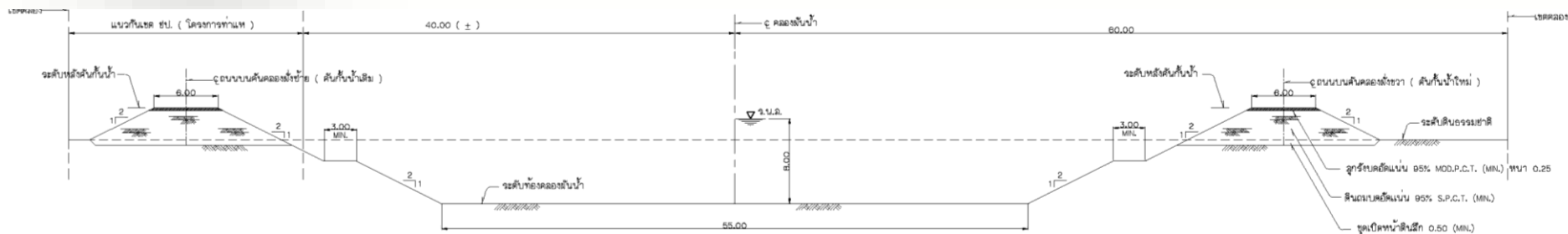
- ตั้งอยู่บนคลองผันน้ำคลองพระปรัง ใกล้
ปตร.คลองพระปรัง พิกัด 793,094 E
1,546,861 N
- อัตราการไหลออกแบบกำหนดไว้ที่ขนาด
470 ลบ.ม./วินาที
- บานระบาย 3 บาน ขนาด 12 X 10.5 ม.
Regulating Gates 3 บาน



3

**แนวคิดและหลักเกณฑ์ในการออกแบบ
วัสดุป้องกันการกัดเซาะของตลิ่ง**

แนวคิดและหลักเกณฑ์ในการออกแบบวัสดุป้องกันกักตุนของตลิ่ง



1

ความมั่นคงของดิน (Slope Stability)

2

การแก้ไขซ่อมแซมลาดดินเพื่อเสริมความมั่นคง

3

แรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Pressure)

4

การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง

5

วัสดุที่ใช้สำหรับป้องกันกักตุนของตลิ่ง

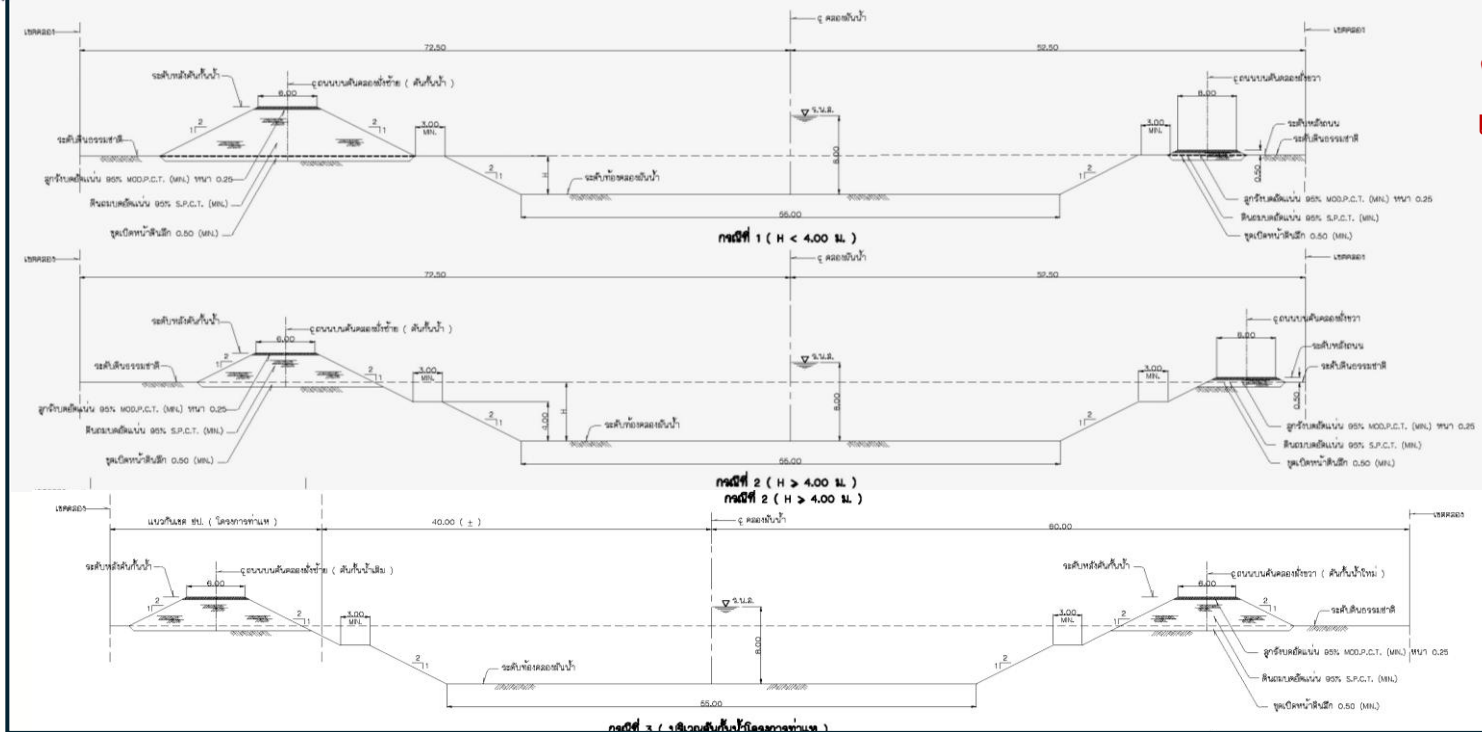
ดร. วุฒิชัย ขาดิพัฒนานันท์

BEng (Civil) MEng/DEng (Geotechnics) MEng (Structures) MBA MS (Statistics) MS/PhD (Management Science)

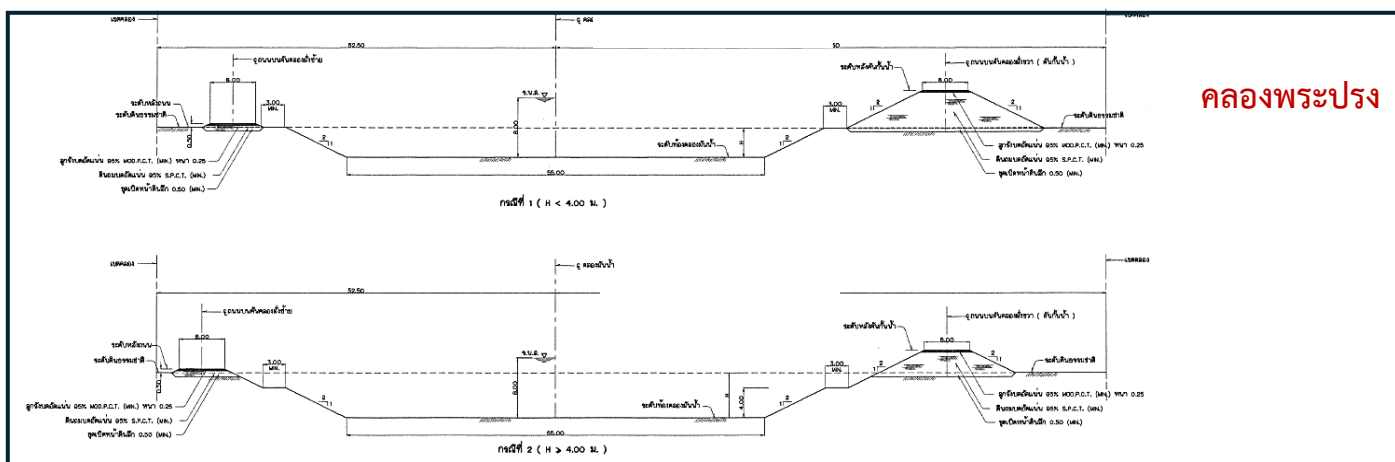
ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

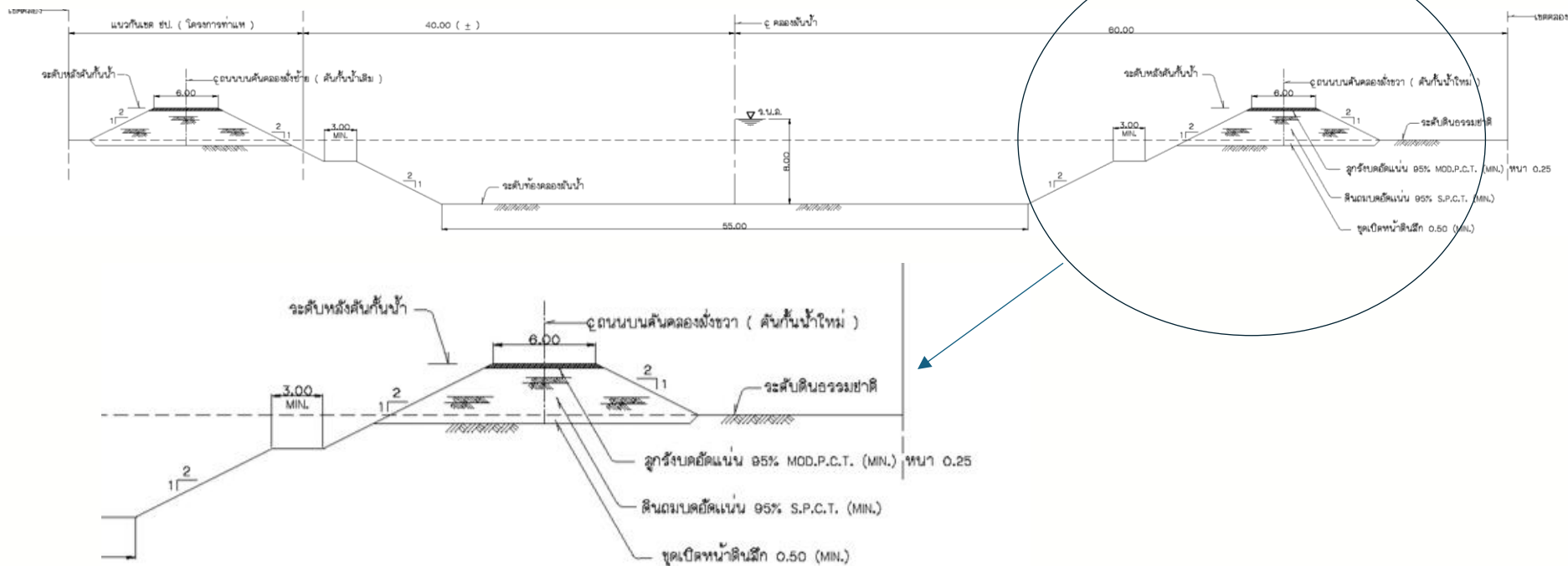
ผู้อำนวยการฝ่ายวิศวกรรม บริษัท Vigor Merger จำกัด

คลองผันน้ำ แควห่มมาน



คลองพระปรัง





บทที่ 5 : การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง ด้านวิศวกรรม

1.1 โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง

โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง (Revetment) เป็นโครงสร้างที่มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันหน้าตลิ่งจากการกัดกร่อนของกระแสน้ำหรือคลื่น

โดยทั่ว ๆ ไป โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งมักจะเป็นโครงสร้างแบบผสม (Composite Structure) โดยตัวโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งนี้ไม่ได้มีวัตถุประสงค์เพื่อปรับปรุงคุณภาพทางด้านความมั่นคงของตลิ่ง ดังนั้น ก่อนการก่อสร้างโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งจะต้องมีการตรวจสอบหรือปรับปรุงคุณภาพของดินหน้าตลิ่งให้มีความมั่นคงของตลิ่ง (Stability) เสียก่อน

นายศุภกิจ ศิริโชคทรัพย์
วิศวกรวิชาชีพ 8วช (วิศวกรรมโยธา)
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ)
และนายเสถียร เจริญเหรียญ
วิศวกรวิชาชีพ 8วช (วิศวกรรมโยธา)
ศูนย์วิจัยและพัฒนาอาคาร
สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

1. ความมั่นคงของลาดดิน (Slope Stability)

การพิบัติหรือความไม่มั่นคงของลาดดิน (Sliding or Slope Failure) คือเหตุการณ์ที่มวลดินส่วนหนึ่งเกิดการเคลื่อนตัวพังทลายจากที่สูงลงมาสู่ที่ต่ำภายใต้แรงดึงดูดของโลก อันจะมีผลทำให้เกิดความเสียหายต่ออาคาร ที่พักอาศัย ถนน คันดิน ลาดเขื่อน ตลอดจนชีวิตและทรัพย์สิน

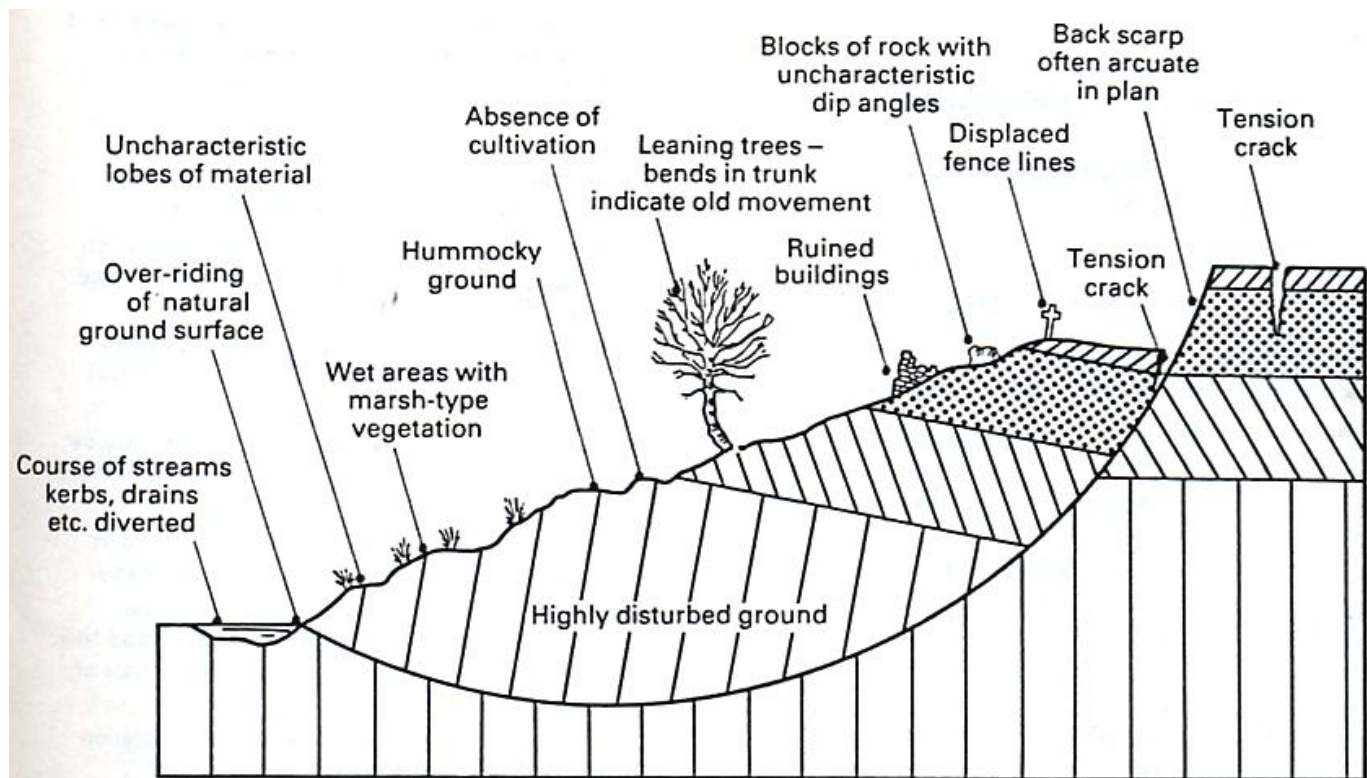
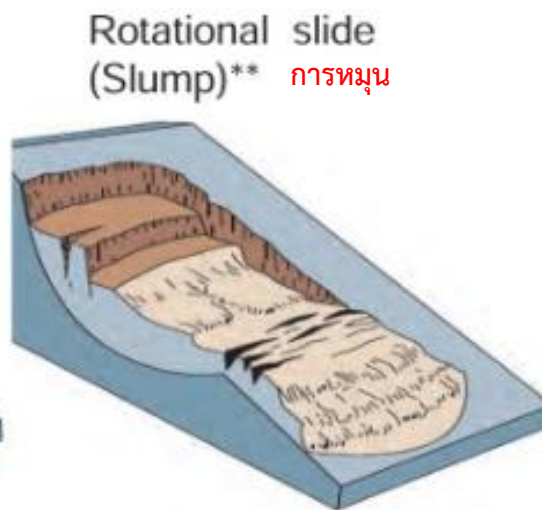
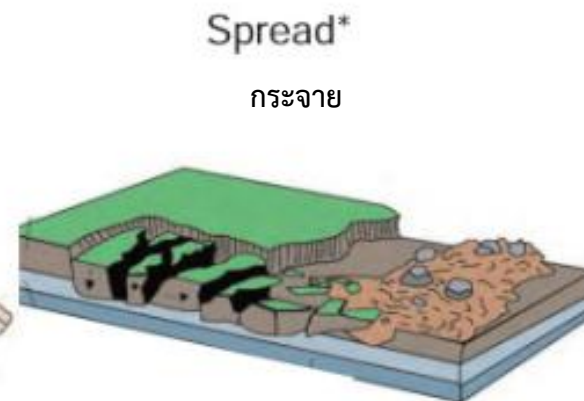
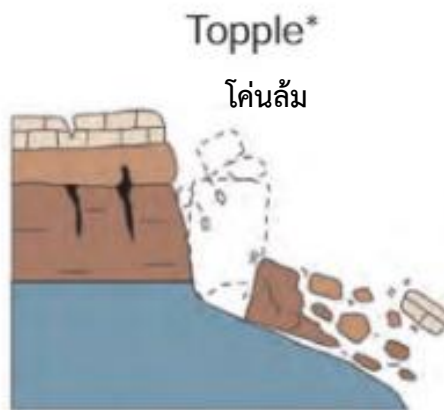
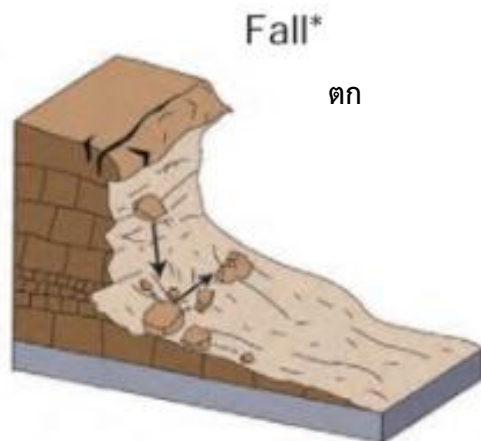


Fig. 3.14 Features of a landslide.

NB Landslides need not be circular in cross section but may be planar or wedge shaped and may take the form of flowslides

ชนิดการพิบัติ (ดินถล่ม หรือ Landslide) โดย Varnes (1978)

Varnes' (1978) classification of subaerial slope movements



Varnes D. J.

ชนิดการพังทลายจาก Craig' s Soil Mechanics

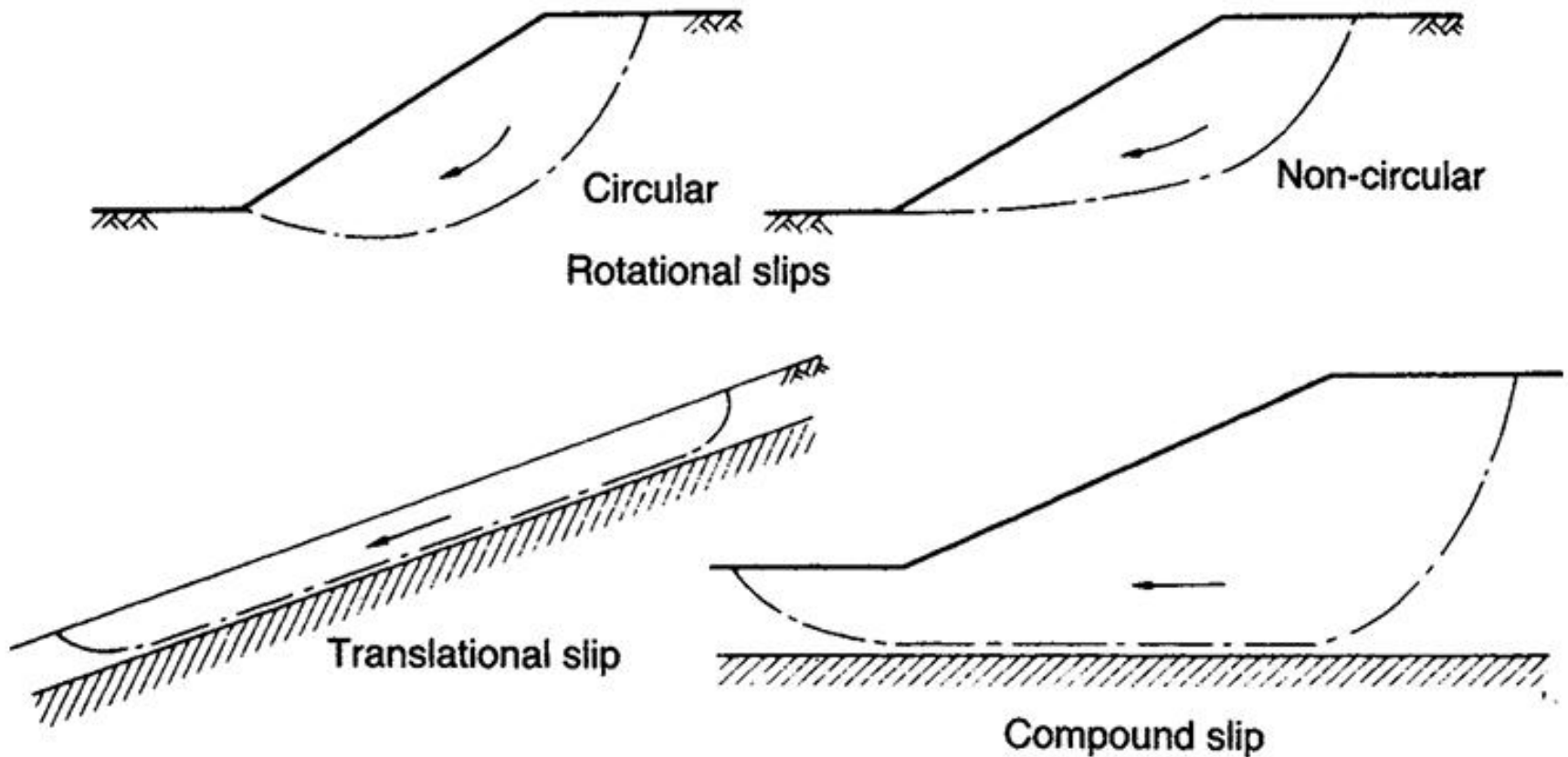
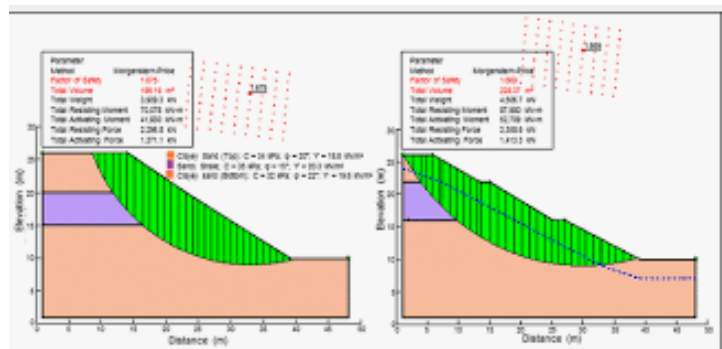


Figure 9.1 Types of slope failure.

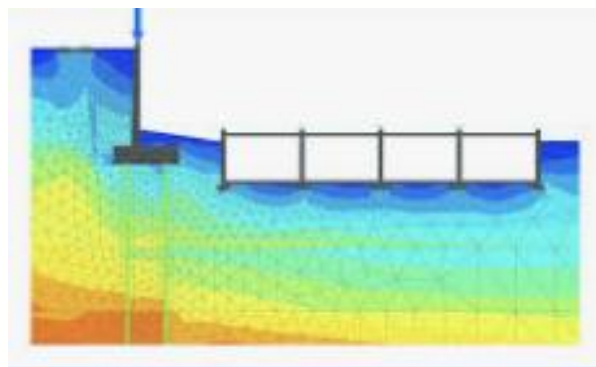
Craig R. F.

วิธีการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน

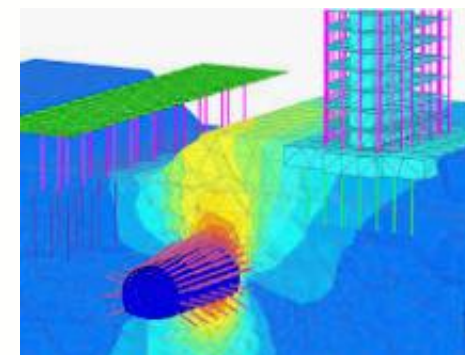
- การวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน อาจใช้ได้ทั้งวิธี Limit Equilibrium Method (LEM) หรือวิธี Finite Element Method (FEM) หรือวิธี Finite Difference Method (FDM)
- ตัวอย่างโปรแกรม LEM: GeoStudio ที่รวม Slope/W และ Seep/W, Slide, KUslope
- ตัวอย่างโปรแกรม FEM: Plaxis2D, Plaxis3D



LEM: Slope/W



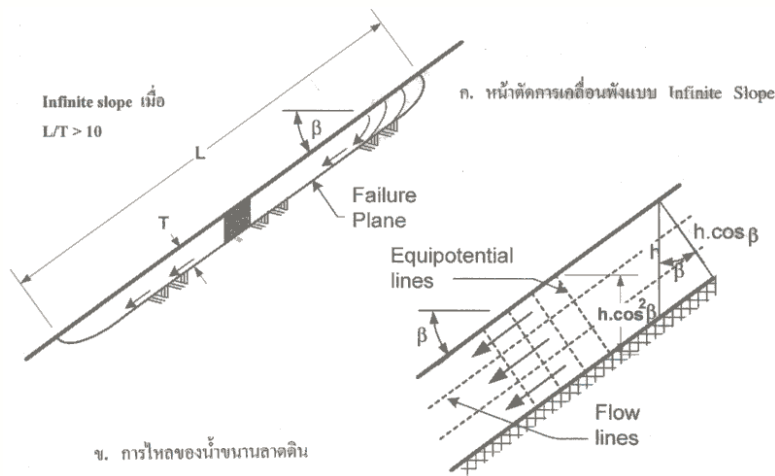
FEM: Plaxis2D



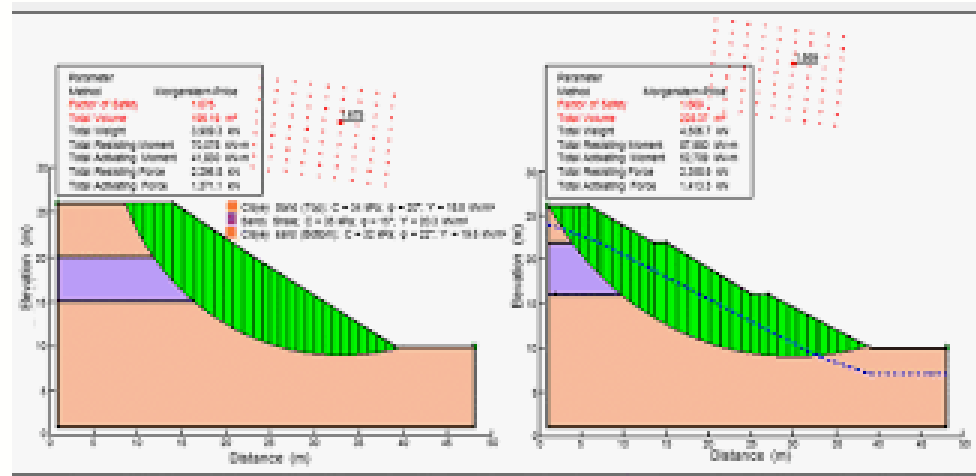
FEM: Plaxis3D

วิธีการวิเคราะห์ความมั่นคงของลาดดิน

- วิธี Limit Equilibrium จะพิจารณาว่ามีการเกิดผิวการเคลื่อนพัง (Failure Plane) รูปร่างต่างๆ ซึ่งอยู่ในภาวะสมดุลย์ของแรงที่ผิวเคลื่อนพังนั้น
- วิธีที่ใช้เป็นมาตรฐานในการวิเคราะห์ Limit Equilibrium ซึ่งนิยมใช้กันทั่วไป มี 2 แบบคือ
 - ➡ แบบลาดอนันต์ (Infinite Slope) สำหรับ Translation Failure หรือ Surface Erosion เป็น One-dimensional slope stability analyses เหมาะกับ Coarse-grained soil
 - ➡ แบบลาดจำกัด (Finite Slope) สำหรับ Rotation Failure เป็น Two-dimensional slope analyses เหมาะกับ Fine-grained soil ที่ใช้การวิเคราะห์โมเมนต์ที่อาจจะใช้วิธี Method of Slices ช่วย



Infinite Slope



Finite Slope

Stability of Infinite Slopes

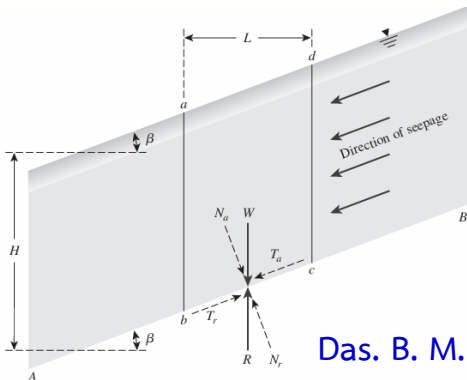


Figure 15.8
Infinite slope
with steady-
state seepage

Das. B. M.

$$F_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi')}$$

$$F_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

Example 15.1

For the infinite slope with a steady state seepage shown in Figure 15.9, determine:

- The factor of safety against sliding along the soil-rock interface.
- The height, H , that will give a factor of safety (F_s) of 2 against sliding along the soil-rock interface.

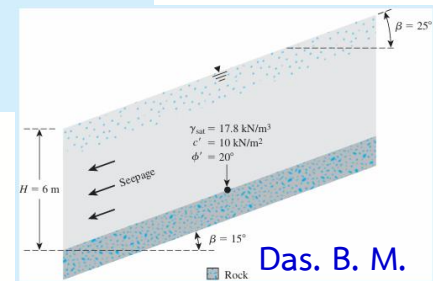
Solution

Part a

From Eq. (15.17),

$$F_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

$$\gamma_{sat} = 17.8 \text{ kN/m}^3$$



Das. B. M.

Figure 15.9

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 17.8 - 9.81 = 7.99 \text{ kN/m}^3$$

$$F_s = \frac{10}{(17.8)(6)(\cos 15^\circ)^2 (\tan 15^\circ)} + \frac{7.99 \tan 20^\circ}{17.8 \tan 15^\circ} = 0.375 + 0.61 = \mathbf{0.985}$$

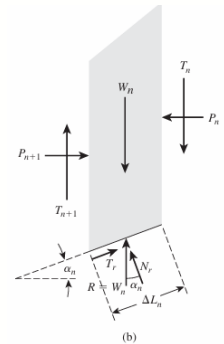
Part b

$$F_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta}$$

$$2 = \frac{10}{(17.8)(H)(\cos 15^\circ)^2 (\tan 15^\circ)} + \frac{7.99 \tan 20^\circ}{17.8 \tan 15^\circ} = \frac{2.247}{H} + 0.61$$

$$H = \frac{2.247}{2 - 0.61} = \mathbf{1.62 \text{ m}}$$

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{(\widehat{AED})(c_u)(r)}{Wl_1 + k_h Wl_2} = \frac{c_u}{\gamma H} M$$



$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n}$$

Textbook

Das B. M.: Ordinary Method of slices, Janbu

Muni Budhu: Bishop, Janbu

พรพจน์ ตันเล็ง มทส : Bishop

Slope/W: Morgenstern-Price

Manual Calculation

Example 15.8

For the slope shown in Figure 15.31, find the factor of safety against sliding for the trial slip surface AC. Use the ordinary method of slices.

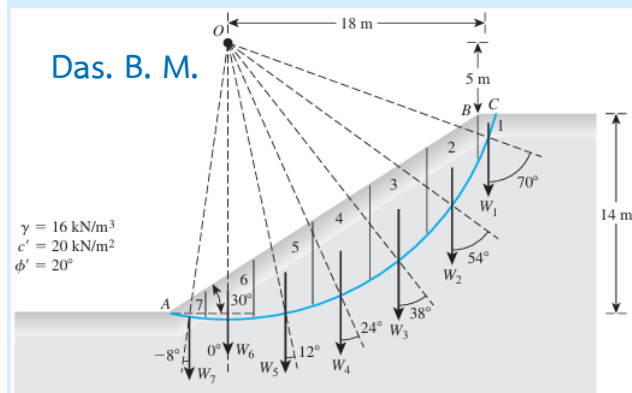


Figure 15.31 Stability analysis of a slope by ordinary method of slices

Solution

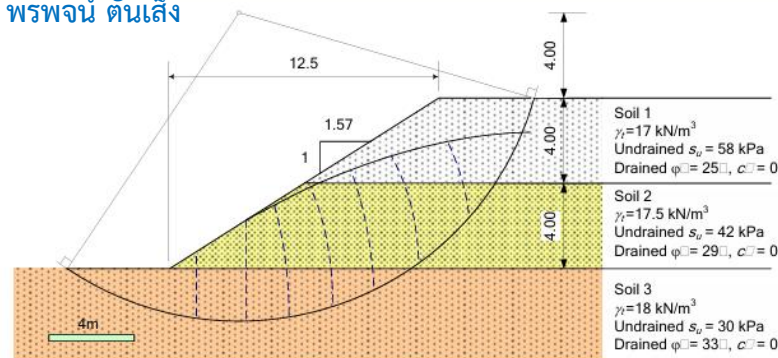
The sliding wedge is divided into seven slices. Now the following table can be prepared:

Slice no. (1)	W (kN/m) (2)	α_n (deg) (3)	$\sin \alpha_n$ (4)	$\cos \alpha_n$ (5)	ΔL_n (m) (6)	$W_n \sin \alpha_n$ (kN/m) (7)	$W_n \cos \alpha_n$ (kN/m) (8)
1	22.4	70	0.94	0.342	2.924	21.1	7.66
2	294.4	54	0.81	0.588	6.803	238.5	173.1
3	435.2	38	0.616	0.788	5.076	268.1	342.94
4	435.2	24	0.407	0.914	4.376	177.1	397.8
5	390.4	12	0.208	0.978	4.09	81.2	381.8
6	268.8	0	0	1	4	0	268.8
7	66.58	-8	-0.139	0.990	3.232	-9.25	65.9
$\Sigma \text{ Col. 6} =$					30.501 m	$\Sigma \text{ Col. 7} =$	$\Sigma \text{ Col. 8} =$
						776.75 kN/m	1638 kN/m

LEM : Slope/W: Strength

Seep/W: Permeability

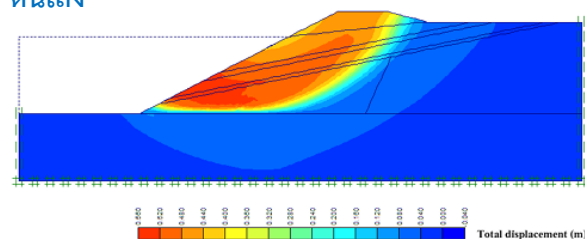
พรพจน์ ดันเส็ง



รูปที่ 6-27

FEM: Plaxis2D : Serviceability

พรพจน์ ดันเส็ง



รูปที่ 6-28 แนวการวิบัติที่ได้จากการจำลองด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ พิจารณาจากการเคลื่อนตัวของคันดิน

2. การแก้ไขซ่อมแซมลาดดินเพื่อเสริมความมั่นคง

ธนากล คงสมบูรณ์

เมื่อเกิดการพิบัติหรือเพียงมีสิ่งบอกเหตุว่าอาจเกิดการพิบัติ จำเป็นต้องมีการแก้ไขปรับปรุงให้มีความปลอดภัยเพียงพอ โดยหลัก 2 ประการ คือ

- 1) ลดน้ำหนักหรือแรงที่จะกดให้มวลดินเคลื่อนที่ลง
- 2) เพิ่มแรงต้านทานการเคลื่อนตัวของมวลดิน

วิธีปฏิบัติที่นำมาใช้ในการปรับปรุงความมั่นคงของลาดดิน

1) วิธีการตัดเปลี่ยนลาด (Geometrical Method)

โดยพยายามลดน้ำหนักส่วนบนของลาด และเพิ่มน้ำหนักส่วนตีนของลาด วิธีนี้มักใช้เมื่อมีพื้นที่เพียงพอที่จะขยายเขื่อนหรือปลายฐานลาดหรือตัดส่วนบนออกไปได้

2) วิธีการระบายน้ำ (Hydrological Method)

โดยพยายามลดระดับน้ำในมวลดินของลาดดิน เช่น การเจาะท่อระบาย สูบน้ำจากบ่อระบาย ทำร่องระบายเบี่ยงทางน้ำ เป็นต้น ซึ่งมีผลทำให้ลดแรงดันยกลอยของน้ำ และเพิ่มกำลังของดินไปด้วย

3) วิธีเพิ่มความแข็งแรง (Strength Improvement Method)

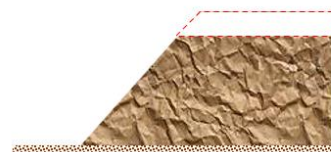
โดยการเพิ่มกำลังให้มวลดินบริเวณที่เส้นผิวการพิบัติตัดผ่าน เช่น การทำ Grouting, Lime Treatment, Soil Improvement, การตอกเสาเข็ม, การเสริมด้วยวัสดุสังเคราะห์ และการเพิ่มน้ำหนักที่ตีนลาด เป็นต้น

1. วิธีการตัดเปลี่ยนลาด (Geometrical Method)

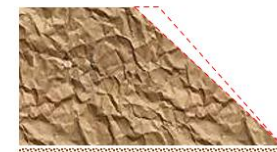
โดยพยายามลดน้ำหนักรูปร่างของลาด และเพิ่มน้ำหนักรูปร่างดินของลาด วิธีนี้มักใช้เมื่อมีพื้นที่เพียงพอที่จะขยายเขื่อนหรือปลายฐานลาดหรือตัดส่วนบนออกไปได้



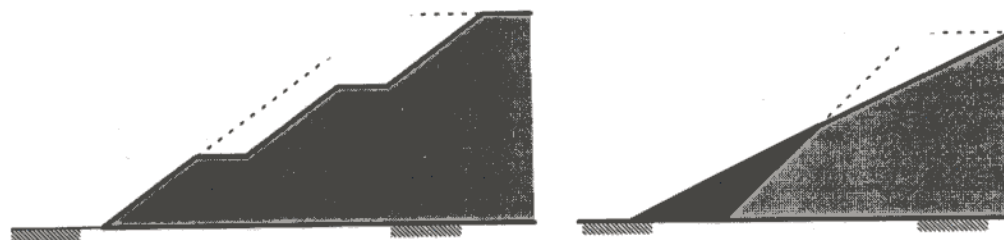
ก. การลดความสูงและความลาดชัน



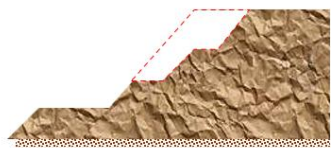
ลดความสูง



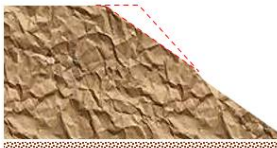
ลดลาดชัน



ข. การตัดส่วนบนและถมส่วนล่าง

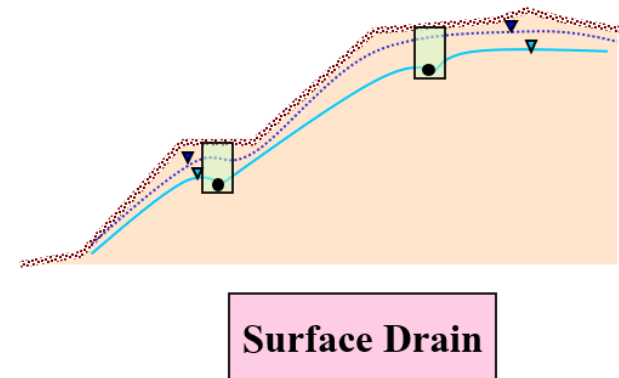
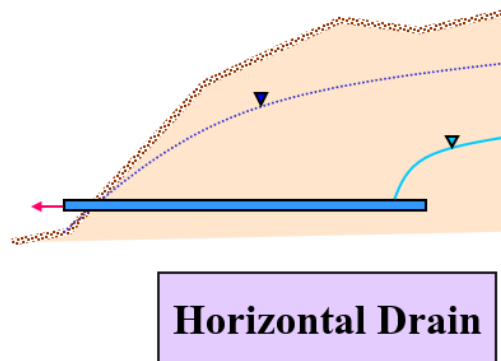
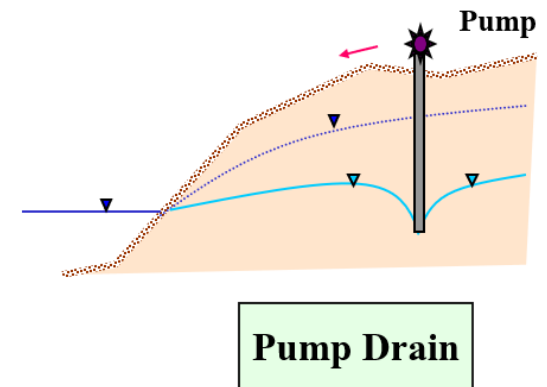


การตัดส่วนบนแล้วถมส่วนล่าง

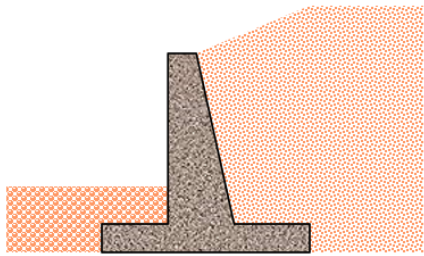


2. วิธีการระบายน้ำ (Hydrological Method)

โดยพยายามลดระดับน้ำในมวลดินของลาดดิน เช่น การเจาะท่อระบาย สูบน้ำจากบ่อระบาย ทำร่องระบายเบี่ยงทางน้ำ เป็นต้น ซึ่งมีผลทำให้ลดแรงดันยกลอยของน้ำ และเพิ่มกำลังของดินไปด้วย



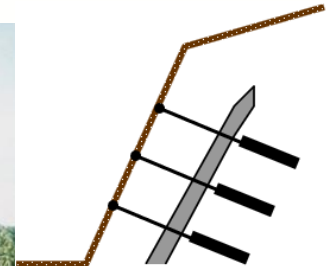
3. วิธีเพิ่มความแข็งแรง (Strength Improvement Method)



กำแพงกันดิน



เสาเข็มเสริมแรง



Rock Bolt



Rock Berm



Shotcrete



Gabion

แรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth pressure)



ในการก่อสร้างที่จะต้องมีการขุดหรือถมดิน จนเกิดความต่างระดับของผิวดินมากกว่าความสูงที่มวลดินจะสมดุลย์อยู่ได้ด้วยตนเอง จึงจำเป็นต้องมีโครงสร้างกันดินช่วยพยุง ป้องกันการพังทลายหรือการเคลื่อนตัวที่มากเกินไป ซึ่งจะต้องพิจารณาคำนวณแรงดันดินด้านข้างของดิน เพื่อเป็นองค์ประกอบในการออกแบบโครงสร้างกันดิน



ในดินที่มีกำลังรับแรงเฉือนสูง (ดินเหนียวแข็ง) สามารถขุดดินโดยไม่ต้องใช้ค้ำยันด้านข้างได้ลึกถึง 20 เมตร



ในดินที่มีกำลังรับ
แรงเฉือนต่ำ
(ดินเหนียวอ่อน)
ขุดดินลึกเพียง 2-3
เมตร ก็เกิดการวิบัติ
แล้ว



ในบริเวณที่มีพื้นที่
ก่อสร้างไม่จำกัด
ใช้วิธีขุดเปิดหน้า
ดินแบบทิ้งลาดได้



ในบริเวณที่มีพื้นที่ก่อสร้างจำกัดจะต้องใช้
โครงสร้างกันดิน

แรงดันด้านข้างของดิน (Lateral Earth Pressure)

1) แรงดันดินแบบอยู่กับที่ (At rest case)

เป็นแรงดันด้านข้างของดิน โดยที่มวลดินไม่เคลื่อนที่

2) แรงดันดินเชิงรุก (Active case)

เป็นแรงดันด้านข้างของดินที่กระทำต่อโครงสร้างกั้นดิน แล้วทำให้ผนังกั้นดินเคลื่อนที่ออกไปจากดินถหลังโครงสร้างกั้นดิน

3) แรงดันดินเชิงรับ (Passive case)

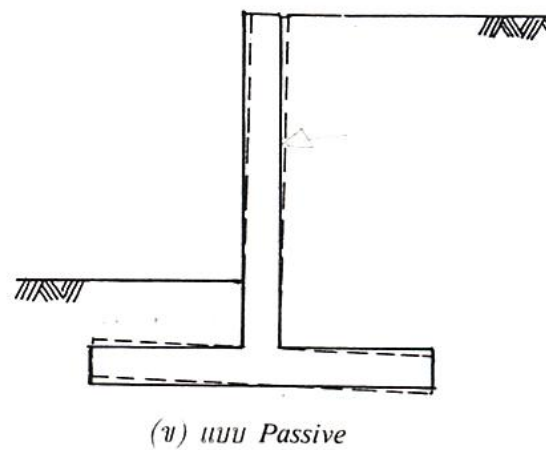
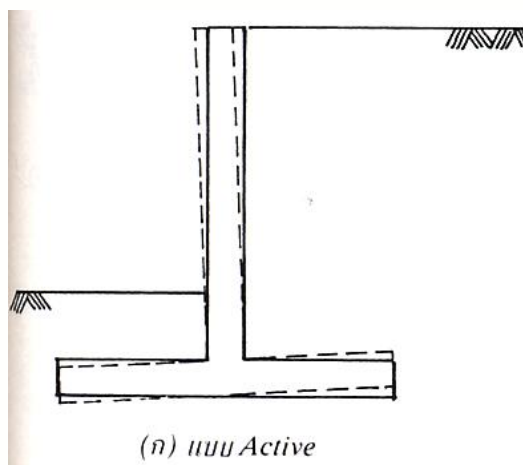
เป็นแรงดันด้านข้างของดินที่กระทำต่อโครงสร้างกั้นดิน แล้วทำให้ผนังกั้นดินเคลื่อนที่เข้าหาดินถหลังโครงสร้างกั้นดิน

ดินดันกำแพง

แรงดันดินเชิงรุก

Active

Earth Pressure



กำแพงดันดิน

แรงดันดินเชิงรับ

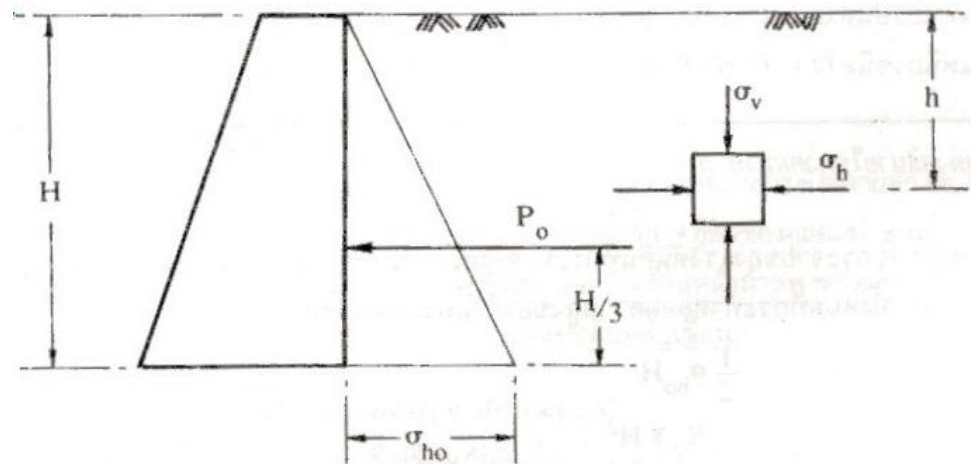
Passive

Earth Pressure

แรงดันด้านข้างของดิน (Lateral Earth Pressure)

แรงดันดินแบบอยู่กับที่
(At rest case)

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

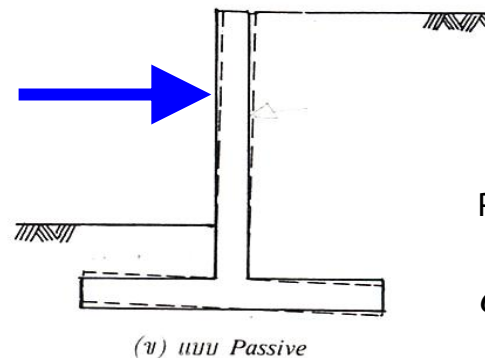
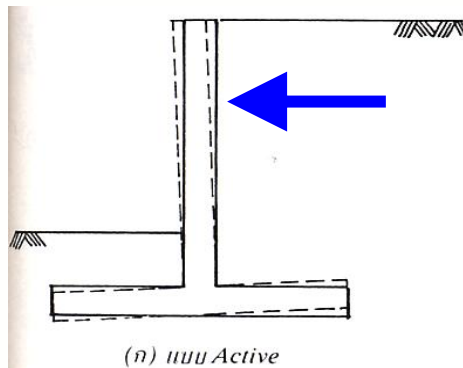


ดินดันกำแพง

แรงดันดินเชิงรุก

Active Earth Pressure

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$



กำแพงดันดิน

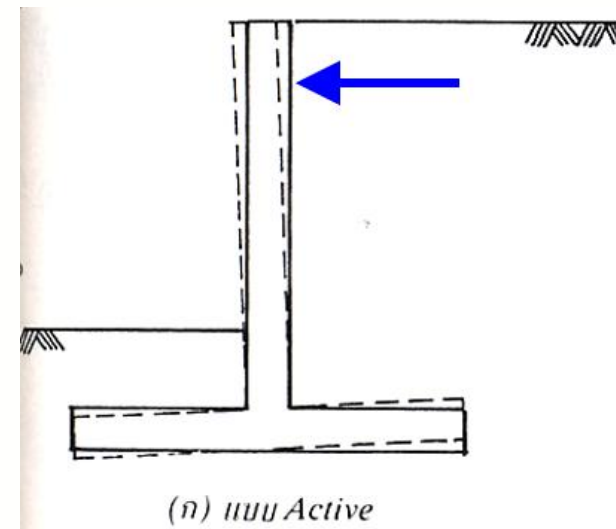
แรงดันดินเชิงรับ

Passive Earth Pressure

$$\sigma'_h = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_a}$$

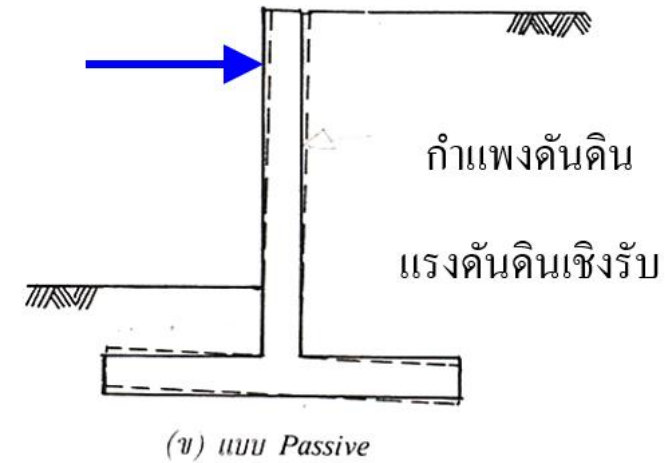


การวิบัติของกำแพงกันดินริมแม่น้ำ





กำแพงเคลื่อนตัวสูง

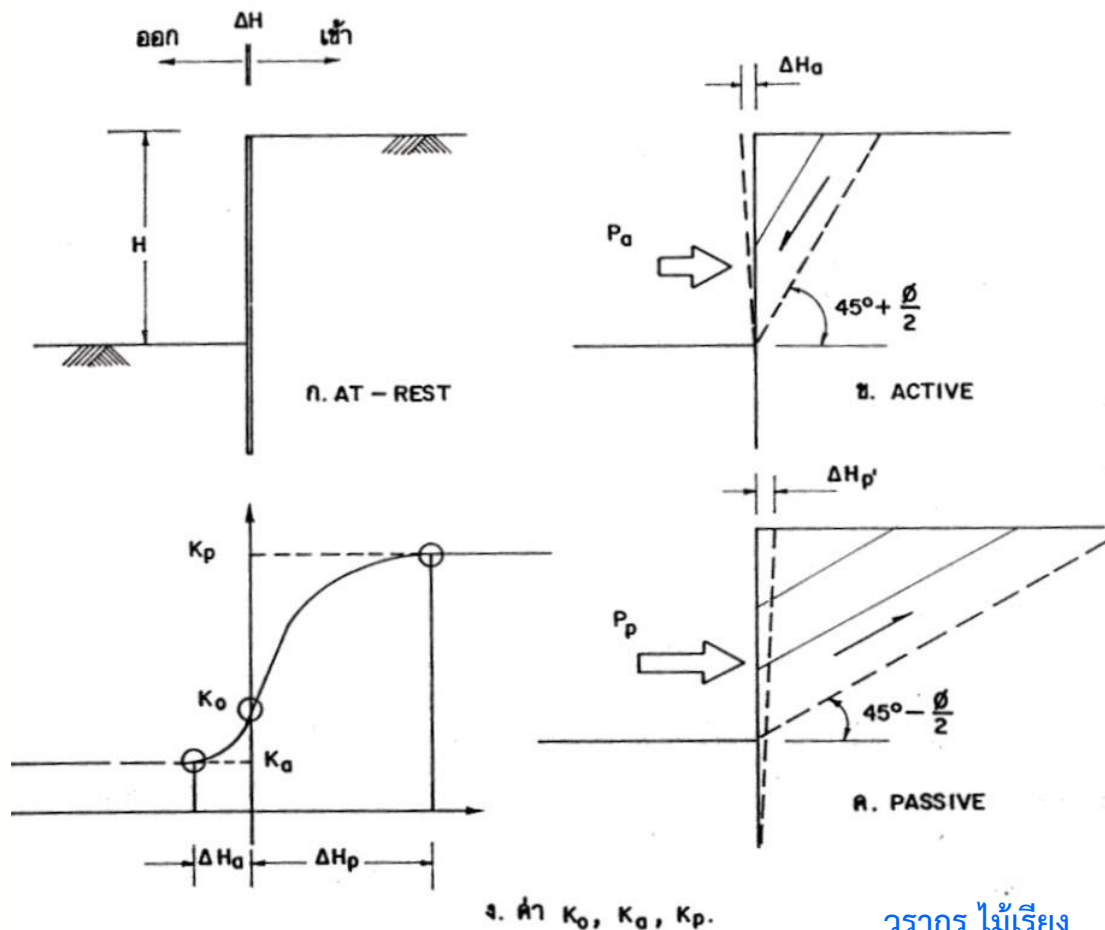




การพังทลายของตลิ่งแม่น้ำโขง



กรณีดินถล่มและน้ำหลาก อ.เขาคิชฌกูฏ จ.จันทบุรี



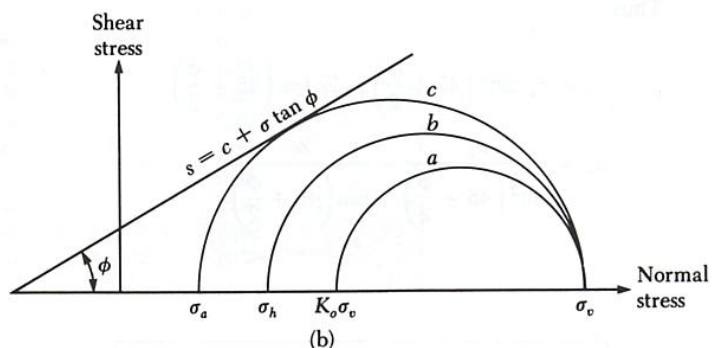
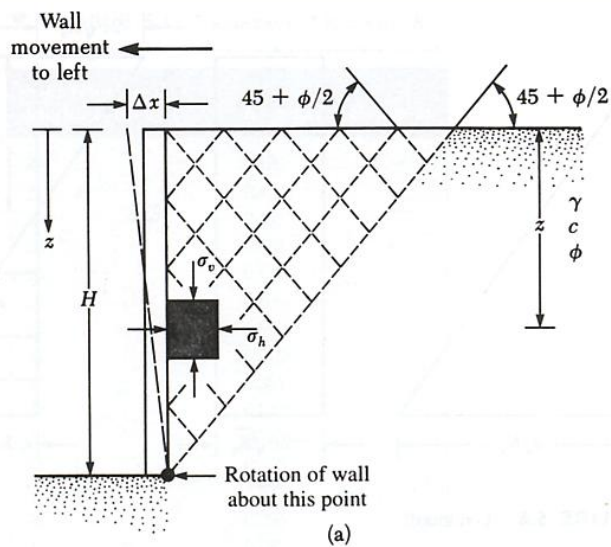
รูปที่ 6.12 การเคลื่อนตัวและแรงดันดินด้านข้าง

วรากร ไม่เรียง



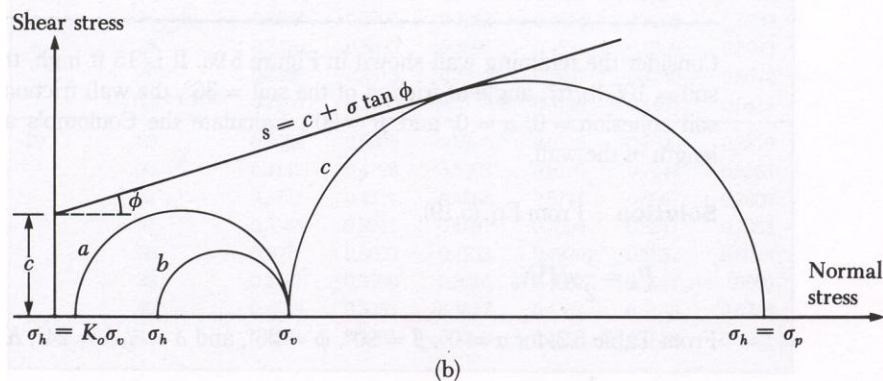
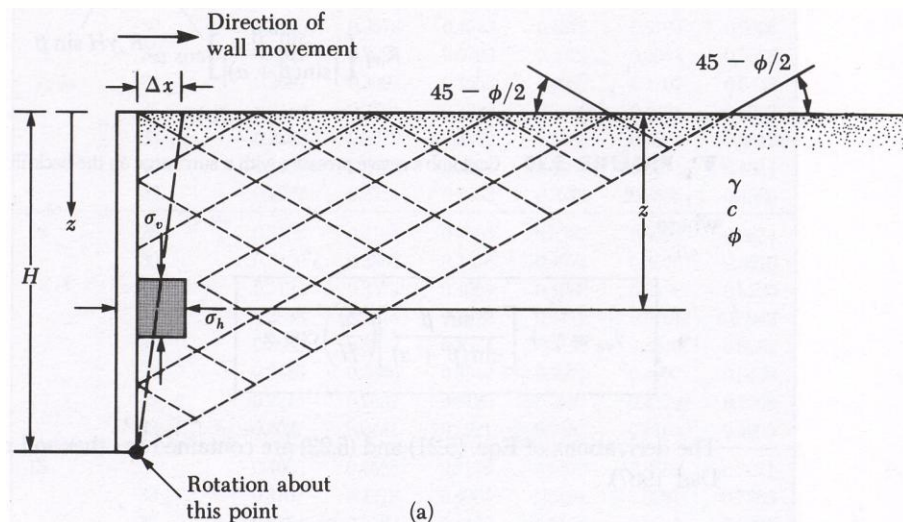
Rankine active earth pressure

Active failure plane ในมวลดิน
ทำมุม $45 + \phi/2$ กับแนวนอน

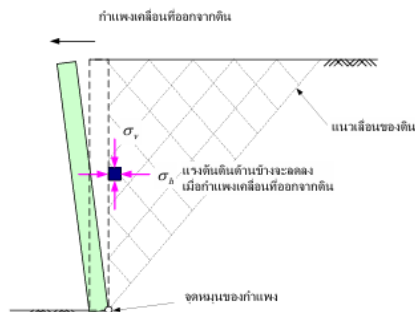


▼ FIGURE 5.6 Rankine active pressure

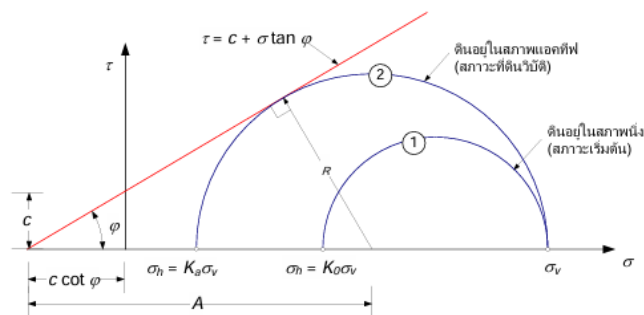
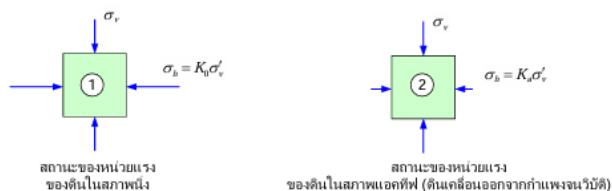
Passive failure plane ในมวลดิน
ทำมุม $45 - \phi/2$ กับแนวนอน



▼ FIGURE 5.11 Rankine passive pressure



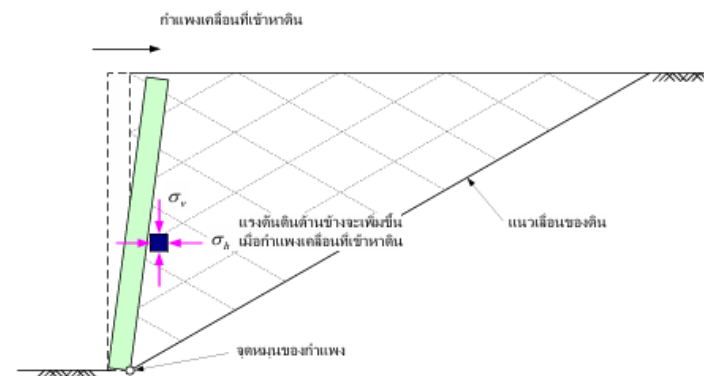
รูปที่ 5-14 การวิบัติของดินในสภาวะแอคทีฟ



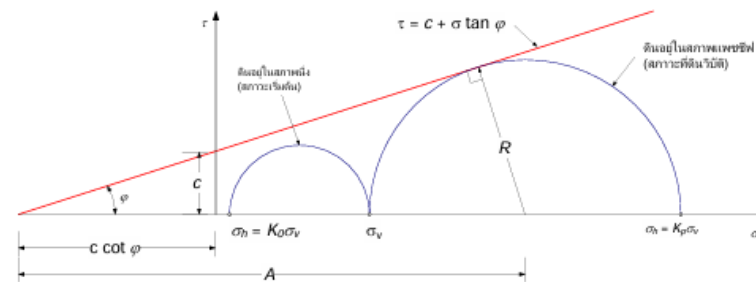
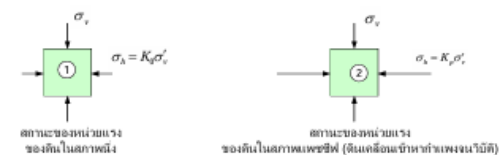
รูปที่ 5-15 Mohr circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะแอคทีฟ

พหพจน์ ต้นเล็ง

$$\sin \varphi = \frac{R}{A} = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)/2}{(\sigma_v + \sigma_h + 2c \cot \varphi)/2}$$



รูปที่ 5-18 การวิบัติของดินในสภาวะแพสซีฟ



รูปที่ 5-19 Mohr circle แสดงสถานะของหน่วยแรงเมื่อดินวิบัติในสภาวะแอคทีฟ

พหพจน์ ต้นเล็ง

$$\sin \varphi = \frac{R}{A} = \frac{(\sigma_h - \sigma_v)/2}{(\sigma_v + \sigma_h + 2c \cot \varphi)/2}$$

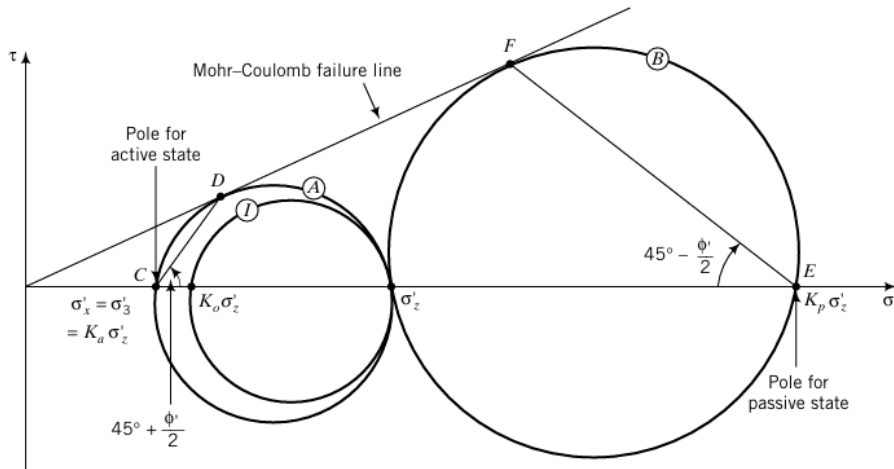


FIGURE 15.3 Mohr's circles at rest, active and passive states.

Muni Budhu



① ② ③

ϕ = friction angle

C = cohesion of soil

From Triaxial test

สภาวะของดิน	สมการ
สภาวะนิ่ง (At rest)	$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$
สภาวะแอคทีฟ (Active) Rankine (1857)	$\sigma'_h = \sigma'_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$ $K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
สภาวะแพสซีฟ (Passive) Rankine (1857)	$\sigma'_h = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_a}$ $K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

K_a = Coefficient of active lateral earth pressure

K_p = Coefficient of passive lateral earth pressure

TABLE A.9 Ranges of Friction Angles (degrees) for Soils

Soil type	ϕ'_{cs}	ϕ'_p	ϕ'_r
Gravel	30–35	30–50	
Mixture of gravel and sand with fine-grained soils	28–33	30–40	
Sand	27–37 ^a	32–50	
Silt or silty sand	24–32	27–35	
Clays	15–30	20–30	5–15

ϕ = friction angle
from Direct shear test



TABLE A.11 Correlation of N , N_{60} , γ , D_r , and ϕ' for Coarse-Grained Soils

N	N_{60}	Compactness	γ (kN/m ³)	D_r (%)	ϕ' (degrees)
0–4	0–3	Very loose	11–13	0–20	26–28
4–10	3–9	Loose	14–16	20–40	29–34
10–30	9–25	Medium	17–19	40–70	35–40*
30–50	25–45	Dense	20–21	70–85	38–45*
>50	>45	Very dense	>21	>85	>45*

ϕ from SPT

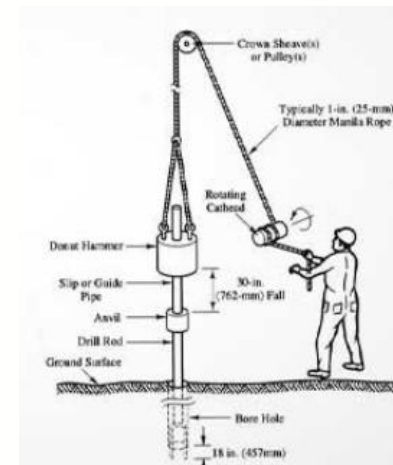


TABLE A.12 Correlation of N_{60} and s_u for Saturated Fine-Grained Soils

N_{60}	Description	s_u (kPa)
0–2	Very soft	<10
3–5	Soft	10–25
6–9	Medium	25–50
10–15	Stiff	50–100
15–30	Very stiff	100–200
>30	Extremely stiff	>200

c = cohesion of soil

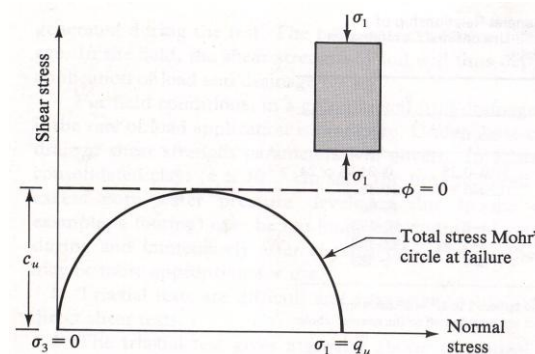
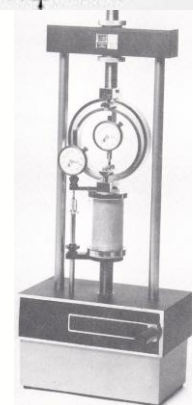


Figure 8.30 Unconfined compression test

$c = s_u/2$
from unconfined
compression test



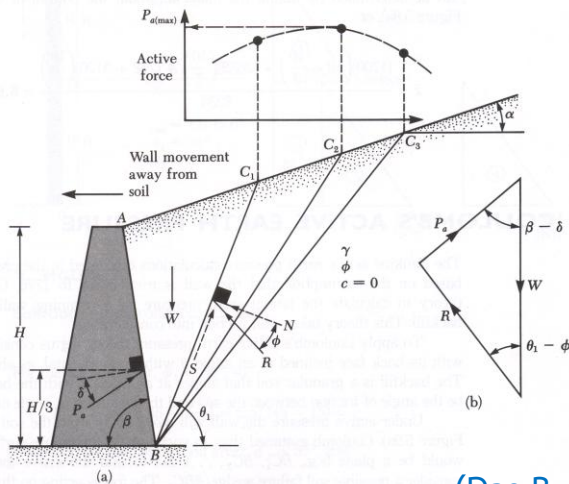
Muni Budhu

Coulomb active earth pressure

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

(5.19)

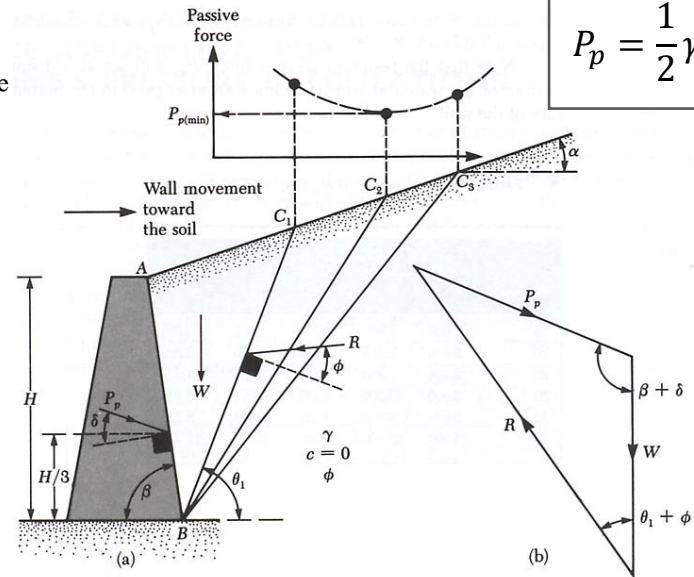
ϕ : Soil internal friction angle
 α : Backfill angle
 β : Wall face angle
 δ : Wall friction angle



▼ FIGURE 5.9 Coulomb's active pressure

(Das B. M.)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$



▼ FIGURE 5.13 Coulomb's passive pressure

(Das B. M.)

K_a = Coulomb's active earth pressure coefficient

$$= \frac{\sin^2 (\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin (\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \alpha)}{\sin (\beta - \delta) \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

K_p = Coulomb's passive pressure coefficient

$$= \frac{\sin^2 (\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \sin (\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi + \alpha)}{\sin (\beta + \delta) \sin (\beta + \alpha)}} \right]^2}$$

4. การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง

บทที่ 5 : การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง ด้านวิศวกรรม

สารบัญ

หัวข้อ	หน้า
1.1 การออกแบบโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง	5-1
1.1.1 ส่วนประกอบของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง	
1.1.2 การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดลาดเอียง	
1.1.3 การออกแบบชั้นป้องกันการกัดเซาะ	
1.1.4 การออกแบบชั้นกรองวัสดุกรอง	
1.1.5 โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งชนิดหินเรียง	
1.2 การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้ง	5-26
1.2.1 แรงที่กระทำกับเขื่อนป้องกันตลิ่ง	
1.2.2 แรงดันดินด้านข้าง	
1.2.3 การวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง	
เอกสารอ้างอิง	

นายศุภกิจ ศิริโชคทรัพย์
วิศวกรวิชาชีพ 8วช (วิศวกรรมโยธา)
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ)
และนายเสถียร เจริญเหรียญ
วิศวกรวิชาชีพ 8 วช (วิศวกรรมโยธา)
ศูนย์วิจัยและพัฒนาอาคาร
สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

การคำนวณความหนาของชั้นป้องกันการกัดเซาะ

บทที่ 5 : การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง ด้านวิศวกรรม

1.1 โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง

โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง (Revetment) เป็นโครงสร้างที่มีวัตถุประสงค์เพื่อป้องกันหน้าตลิ่งจากการกัดกร่อนของกระแสน้ำหรือคลื่น

โดยทั่วไป โครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งมักจะเป็นโครงสร้างแบบผสม (Composite Structure) โดยตัวโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งนี้ไม่ได้มีวัตถุประสงค์เพื่อปรับปรุงคุณภาพทางด้านความมั่นคงของตลิ่ง ดังนั้น ก่อนการก่อสร้างโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งจะต้องมีการตรวจสอบหรือปรับปรุงคุณภาพของดินหน้าตลิ่งให้มีความมั่นคงของตลิ่ง (Stability) เสียก่อน

1.1.1 ส่วนประกอบของโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่ง (Components of Revetment)

โดยปกติทั่วไปโครงสร้างปิดทับหน้าตลิ่งจะประกอบด้วยส่วนสำคัญ 2 ส่วน คือ

- ชั้นป้องกันการกัดเซาะ (Armor Layer)
- ชั้นวัสดุกรอง (Filter Layer หรือ Under Layer)

1.1.3 การออกแบบชั้นป้องกันการกัดเซาะ (Design Armor Layer)

(1) ชนิดของชั้นป้องกันการกัดเซาะ

ชั้นป้องกันการกัดเซาะสามารถแบ่งออกเป็น 4 ประเภทใหญ่ ๆ ตามวัสดุที่ใช้ทำได้ดังนี้

- (1.1) หิน
- (1.2) คอนกรีต
- (1.3) จีโอเทกไทล์ (Geotextile)
- (1.4) แอสฟัลต์

นายศุภกิจ ศิริโชคธนทรัพย์
วิศวกรวิชาชีพ 8วช (วิศวกรรมโยธา)
สำนักวิศวกรรมโครงสร้างและงานระบบ)
และนายเสถียร เจริญเหรียญ
วิศวกรวิชาชีพ 8 วช (วิศวกรรมโยธา)
ศูนย์วิจัยและพัฒนาอาคาร
สำนักควบคุมและตรวจสอบอาคาร

การคำนวณความหนาของชั้นป้องกันการกัดเซาะ

หินทิ้ง Riprap

$$d = \frac{CV^2}{g(s-1)\Omega}$$

- d = ขนาดของหิน (ม.)
V = ความเร็วของกระแสน้ำ (ม/ส)
g = 9.81 (ม/ส²)
s = ความถ่วงจำเพาะของหิน = 2.65
C = 0.3 (low turbulence) เช่นกระแสน้ำทั่วไป
= 0.7 (high turbulence) เช่น คลื่นจากเรือ
= 1.3 (jets) เช่น กระแสน้ำจากใบพัดเรือขนาดใหญ่ หรือการเปิดประตูน้ำหรือเขื่อนอย่างกระทันหัน

$$\Omega = \left[1 - \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 \phi} \right]^{1/2} ; \alpha = \text{Angle of bank}$$

$$; \phi = \text{Friction angle}$$

ตัวอย่าง

ที่ V = 2.5 m/s
ความชันของโครงสร้างปิดทับหน้า 1 : 2.5
 $\alpha = 21.8^\circ$
 $\phi = 35^\circ$
 $\Omega = 0.762$
 $d = \frac{C \times 2.5^2}{9.81 (2.65-1) \times 0.762} = 0.507C$

จะได้

d = 0.15 m. สำหรับ low turbulence
= 0.35 m. สำหรับ high turbulence
= 0.66 m. สำหรับ jets

สมการของเบอร์รี่ (Berry's Equation)

$$\delta = 0.04139V^2$$

โดย

$$\delta = \text{ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม (เมตร)}$$

$$V = \text{ความเร็วของกระแสน้ำ (เมตรต่อวินาที)}$$

ตัวอย่างเช่น ที่ความเร็วของกระแสน้ำ 2.50 เมตรต่อวินาทีจะได้

$$\delta = 0.04139(2.5)^2 = 0.2587 \text{ m}$$

สมการของมาวิสและลอชชี (Mavis and Laushey)

$$\delta = 0.04V^2/(S-1)$$

โดย

$$\delta = \text{ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม (เมตร)}$$

$$V = \text{ความเร็วของกระแสน้ำ (เมตรต่อวินาที)}$$

$$S = \text{ความถ่วงจำเพาะของหินเท่ากับ 2.65}$$

ตัวอย่างเช่น ที่ความเร็วของกระแสน้ำ 2.50 เมตรต่อวินาทีจะได้

$$\delta = 0.04(2.5)^2 / (2.65-1) = 0.1515 \text{ m}$$

หรืออาจหาได้จากสมการ

$$\delta = \frac{66(vn)^2}{R^{1/3}} \quad (\text{บนพื้นราบ})$$

เมื่อ $\delta = \text{ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม (เมตร)}$

$$V = \text{ความเร็วของกระแสน้ำ (เมตรต่อวินาที)}$$

$$n = \text{Manning Roughness Coefficient}$$

สำหรับความหนาของชั้นป้องกันการกัดเซาะนั้นไม่ควรน้อยกว่า 1.5 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม (1.5d) ซึ่งโดยทั่วไปควรมีค่าอยู่ระหว่าง 1.8 – 2.0 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม (1.8d – 2d)

การคำนวณความหนาของชั้นป้องกันกััดเซาะ กรณีพิจารณาโค้งน้ำ

ตัวอย่าง

สมมติ

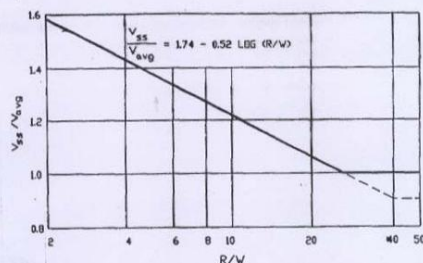
$$\begin{aligned} R &= 200 \text{ m.} \\ W &= 20 \text{ m.} \\ R/W &= 10 \end{aligned}$$

จากกราฟจะได้

$$\begin{aligned} V_{ss}/V_{avg} &= 1.2 \\ V_{ss} &= 1.2V_{avg} \end{aligned}$$

การหาความเร็วของกระแสน้ำเพื่อใช้คำนวณหาขนาดหินสำหรับชั้นหินเรียง

Riprap Design Velocities



1. V_{ss} is Depth-averaged velocity at 20% of slope length up from toe
2. $V_{ss}/V_{avg} = 1$ for straight channels
3. R = Center-line radius of bend
4. W = Water-surface width

การคำนวณหาขนาดหินสำหรับชั้นหินเรียง

โดย

$$D_{30} = S_f C_s C_v C_T d \left[\left(\frac{\gamma_w}{\lambda_s - \lambda_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{K_1 g d}} \right]^{2.5}$$

g = Gravitational constant, 9.81 m/s²
 D_{30} = Stone size of which 30% finer by weight
 S_f = Safety factor (minimum = 1.1)
 C_s = Stability coefficient for incipient failure
 $= 0.30$ for angular rock
 $= 0.375$ for rounded rock
 C_v = Vertical velocity distribution coefficient
 $= 1.0$ for straight channel, inside of bend
 $= 1.283 - 0.21 \log (R/W)$, outside of bend, [=1 for (R/W) > 26]
 $= 1.25$, downstream of concrete channel
 $= 1.25$, end of dikes
 C_T = Thickness coefficient
 $= 1.0$ for thickness = 1.5D₅₀
 d = Local depth of flow
 γ_w = Unit weight of water
 V = Local depth average velocity Use V_{ss} for side slope riprap
 K_1 = Side slope correction factor

Side slope correction factor

$$K_1 = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

เมื่อ

- K_1 = Side slope correction factor
 θ = angle of side slope with horizontal
 ϕ = angle of repose of riprap material (normally 35 – 40 degree)

ตัวอย่าง

$$\begin{aligned} C_s &= 0.30 \text{ for angular rock} \\ C_v &= 1.283 - 0.21 \log (R/W), \text{ outside of bend, Use } R/W = 10 \text{ จะได้} \\ C_v &= 1.283 - 0.21 \log 10 = 1.083 \\ C_T &= 1.0 \text{ for thickness} = 1.5D_{50} \\ d &= 8.00 \text{ m.} \\ \gamma_w &= 1000 \text{ kg/m}^3 \\ \gamma_s &= 2650 \text{ kg/m}^3 \\ V &= V_{ss} = 1.2 V_{avg} \\ \text{สมมติ } V_{avg} &= 2.5 \text{ m/s} \\ V_{ss} &= 1.2 \times 2.5 = 3.00 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Slope 1 : 2

$$\begin{aligned} \theta &= 26.56 \\ \phi &= 35 \\ K_1 &= \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \\ &= 0.626 \end{aligned}$$

จะได้

$$\begin{aligned} D_{30} &= (SF)(2.6)[(0.7785)(0.428)]^{2.5} \\ &= SF(0.166) \\ \text{ใช้ } SF &= 1.5 \\ \text{จะได้ } D_{30} &= 0.25 \text{ m.} \end{aligned}$$

การคำนวณหาขนาดของหินจากกราฟ

ตัวอย่าง

ความเร็วของกระแส น้ำ = 2.5 m/s.

= 8.34 f./s.

จากกราฟได้ขนาดของหิน = 10"

= 25 cm.

ความหนาของชั้นหินเรียง

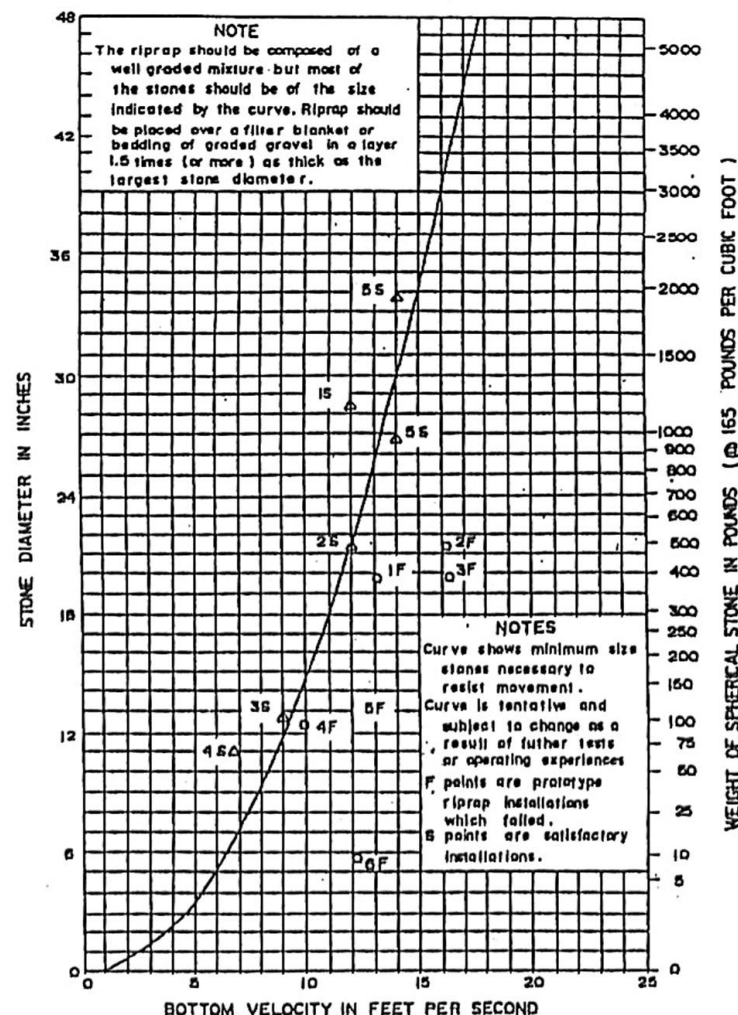
= $1.8d - 2d$

ใช้ความหนาของชั้นหินเรียง = $2d$

= 2×25

= 50 cm.

SIZE OF RIPRAP TO BE USED DOWNSTREAM FROM STILLING BASINS



สำหรับความหนาของชั้นป้องกันการกัดเซาะนั้นไม่ควรน้อยกว่า 1.5 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม ($1.5d$) ซึ่งโดยทั่วไปควรมีค่าอยู่ระหว่าง 1.8 – 2.0 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของหินถม ($1.8d - 2d$)

การออกแบบชั้นกรอง

(1.2) การออกแบบชั้นวัสดุกรองโดยใช้หินคละ, กรวดคละ

สำหรับชั้นวัสดุกรองที่ใช้หินคละหรือกรวดคละจะออกแบบโดยเลือกใช้ขนาดของวัสดุ (Particle Size) ที่เหมาะสมในบางครั้งอาจจำเป็นต้องมีชั้นวัสดุกรองมากกว่า 1 ชั้น เพื่อการกรองที่มีประสิทธิภาพมากขึ้น โดยมีคำแนะนำสำหรับขนาดของวัสดุที่เหมาะสมดังนี้

$$D_{50f} < \beta D_{50b} \text{ สำหรับดินที่มีค่า Uniformity Coefficient, } U < 5$$

$$D_{15f} < \beta D_{85b} \text{ สำหรับดินที่มีค่า Uniformity Coefficient, } U > 10 \text{ (Well-graded base soil)}$$

$$\begin{aligned} \text{โดย } f &= \text{filter} \\ b &= \text{base soil} \end{aligned}$$

โดยค่าสัมประสิทธิ์ β นั้นมีค่าอยู่ระหว่าง 3 – 5 โดยจะขึ้นอยู่กับลักษณะการไหลโดยถ้าเป็นการไหลแบบกลับไปกลับมารุนแรง (Strong Cyclic Flow) ควรใช้ค่า $\beta = 3$ และสำหรับการไหลแบบคงที่ (Steady Flow) ควรใช้ค่า $\beta = 5$

เพื่อเป็นการป้องกันการแยกตัว (Segregation) ขนาดคละของทั้งดินใต้ชั้นวัสดุกรองและขนาดของวัสดุกรองควรที่จะมีความสัมพันธ์กันดังนี้

$$D_{50f} < 25D_{50b}$$

และชั้นวัสดุกรองควรมีค่าการซึมผ่านได้ของน้ำไม่น้อยกว่าค่าการซึมผ่านได้ของชั้นดินใต้ชั้นวัสดุกรองโดยมีความสัมพันธ์ดังนี้

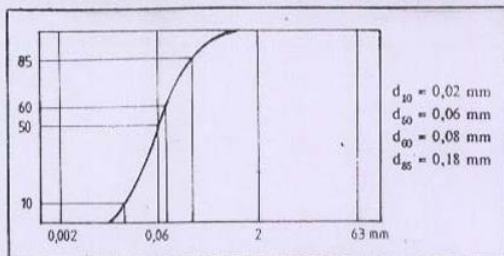
$$D_{15f} < 5D_{15b}$$

และเพื่อเป็นการป้องกันการอุดตันควรมี D_{5f} ใหญ่กว่า $75\mu\text{m}$. (0.075 mm.)

การเลือกแผ่นใยสังเคราะห์ (Geotextile)

ตัวอย่าง (การเลือกแผ่นใยสังเคราะห์)

กำหนดให้ดินเดิม(Sub soil) มีคุณสมบัติดังนี้



และความเร็วกระแสน้ำ = 2.5 m/s

Soil permeability = 0.0005 cm/s

a) Check Effective pore size (d_w)

$$U \text{ หรือ } C_u = d_{60}/d_{10} = 0.08/0.02 = 4$$

$$d_{85}/d_{50} = 0.18/0.06 = 3$$

จากตาราง 1 จะได้

$$d_w < 1.8d_{50} = 1.8 \times 0.06 = 0.108 \text{ mm.}$$

จากตารางเลือกใช้ TS700

b) Check the Hydraulic filter stability

$$k_g > t_g * k_s / 5 / d_{50}$$

$$> 2.6 * 0.0005 / 5 / 0.06$$

$$> 0.00433 \text{ cm/s}$$

จากตาราง TS 700 มีค่า $k_g = 0.4 \text{ cm/s}$

โดย

t_g = Thickness of geotextile

k_s = Soil permeability

	$d_{85}/d_{50} < 2$	$d_{85}/d_{50} < 4$	$d_{85}/d_{50} > 4$
$C_u < 3$	$D_w \leq 1.0 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1.5 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1.5 \cdot d_{50}$
$C_u < 6$	$D_w \leq 1.5 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1.8 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1.8 \cdot d_{50}$
$C_u > 6$	$D_w \leq 1.0 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 1.6 \cdot d_{50}$	$D_w \leq 2.0 \cdot d_{50}$

Table 1: Filter criteria for noncohesive soils in turbulent currents

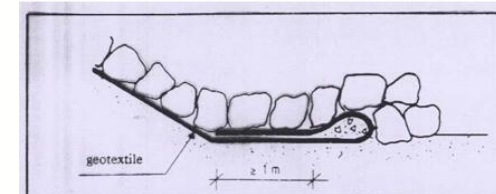
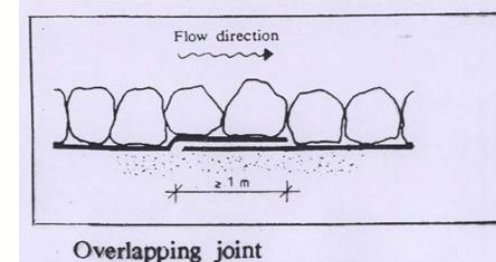
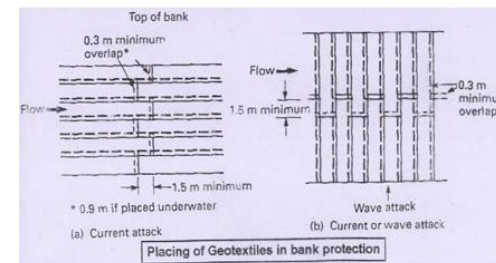


Figure 3: One type of slope toe construction

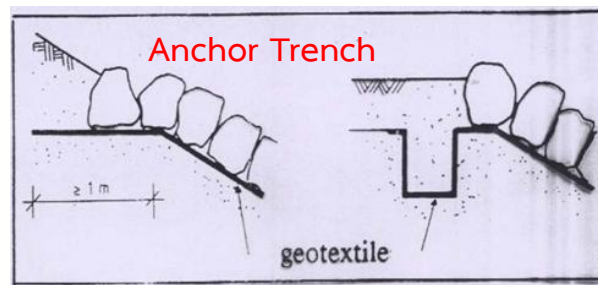
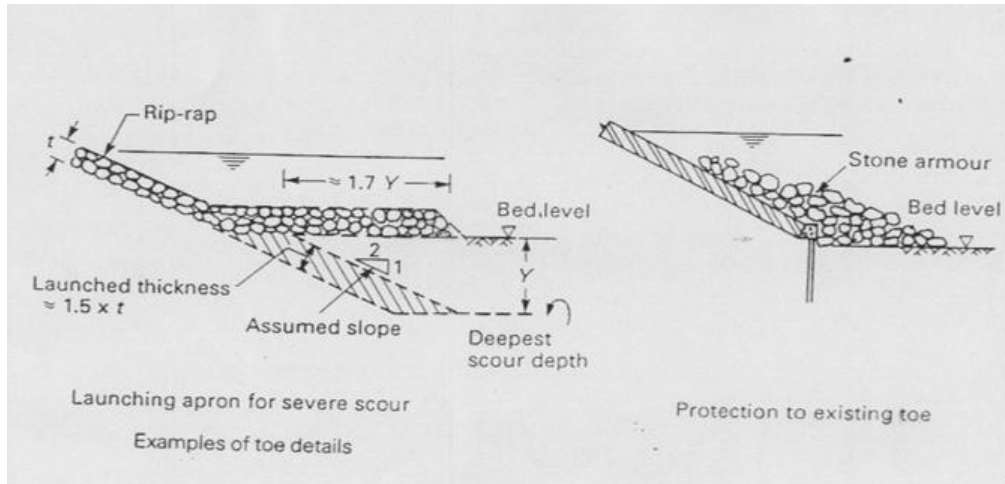


Figure : Examples of anchoring methods of the geotextile at the top of the slope

Toe Protection : หินทิ้ง (Riprap)



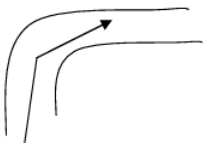
Scoured depth in non-cohesive soil

$$d_{\max} = Z \left(\frac{q^2}{F_{bo}} \right)^{1/3}$$

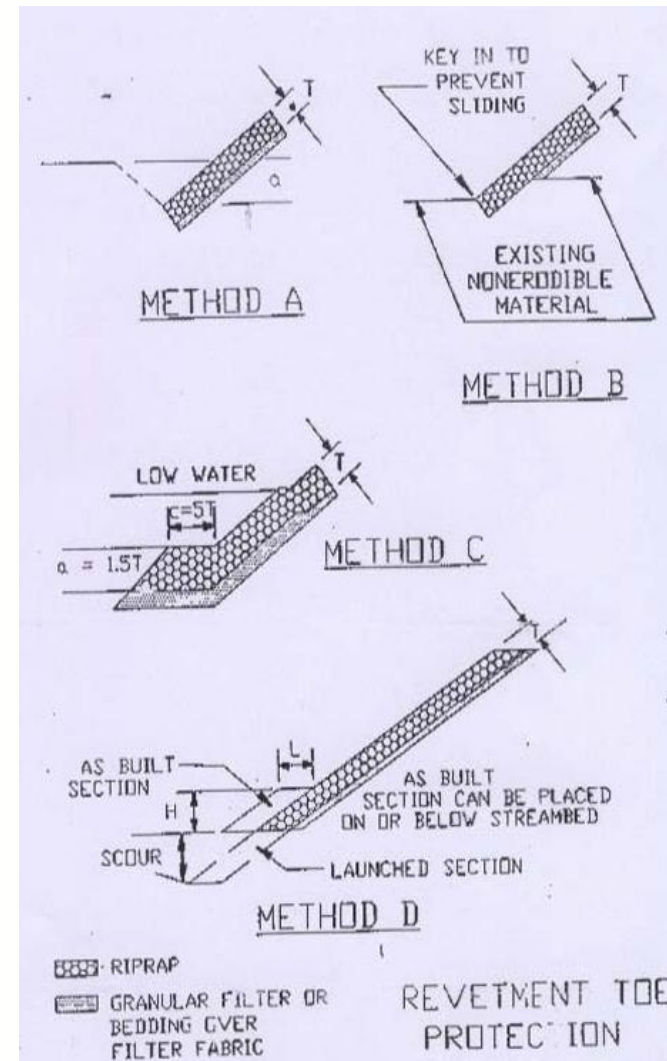
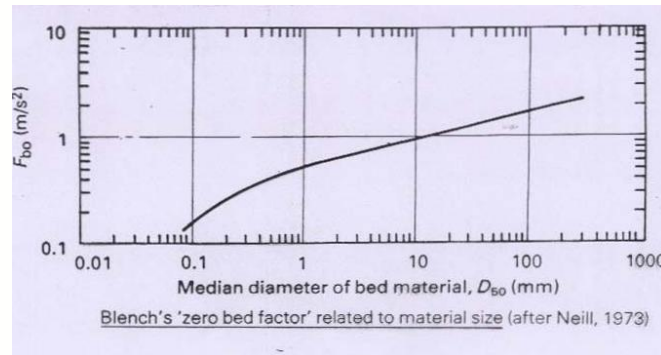
Where

- F_{bo} = Zero bed factor (from graph)
 q = Local discharge intensity ($m^3/s/m.width$)
 Z = Flow pattern factor

 = 1.5 – 2.0

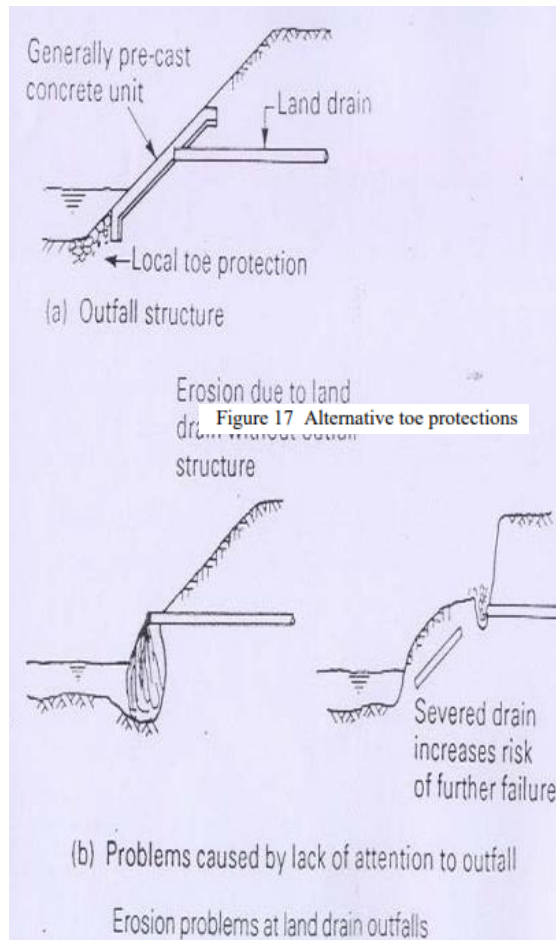
 = 2.0 – 2.5

$D_{\max}$ = Maximum scour depth (m.) (วัดจากระดับน้ำ)



Toe Protection

Types of Foot Protection	
Concept Diagram of Construction Method	
Wooden Type	Wooden mattress, Brushwood etc
Basket Type	Wire cage
Rubble Type	Rubble
Block Type	Special blocks



Dikes and revetments : design, maintenance and safety assessment:
Kristian Pilarczyk

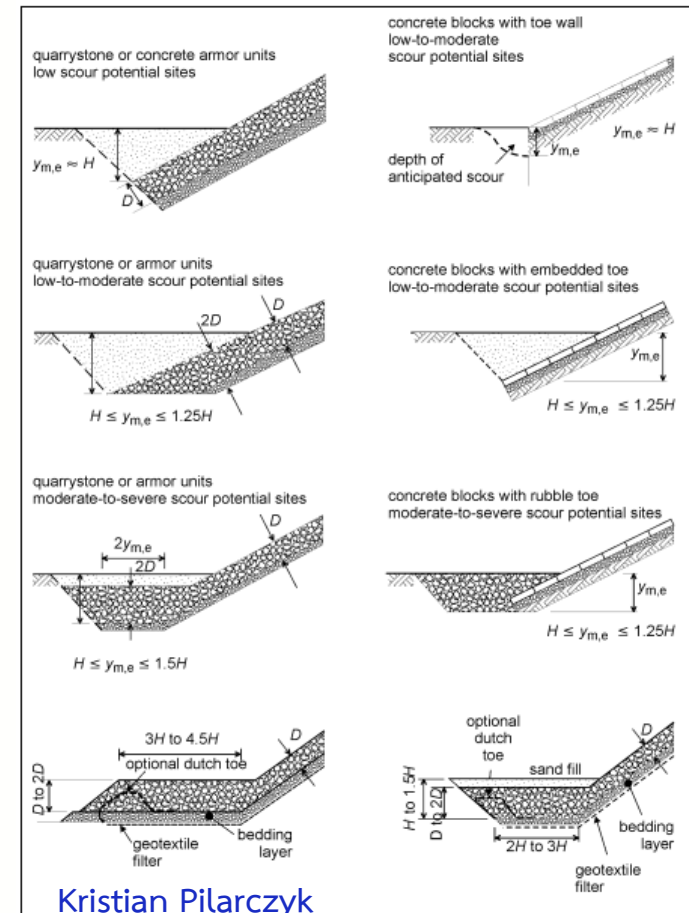


Figure 17 Alternative toe protections

เสาเข็ม

1.2 การออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดตอกเข็ม

การก่อสร้างเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดลาดเอียงในลำน้ำที่แคบหรือตลิ่งมีความสูงชันมาก อาจไม่เป็นการเหมาะสม เนื่องจากลาดของตัวเขื่อนจะยื่นล้ำเข้าไปในลำน้ำมาก ทำให้เกิดปัญหาในการใช้ลำน้ำได้ วิธีแก้ปัญหาวีธีหนึ่ง คือ เลือกใช้เขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้ง เอกสารนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้ง เบื้องต้น โดยในส่วนแรกจะกล่าวถึงการจำแนกประเภทต่าง ๆ ที่กระทำกับตัวเขื่อน เพื่อเป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์และออกแบบต่อไป สำหรับการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งในเอกสารส่วนนี้จะกล่าวเฉพาะเขื่อนแนวตั้งที่นิยมใช้สองแบบข้างต้น ซึ่งการศึกษารูปแบบการวิบัติของโครงสร้างเป็นวิธีการอย่างหนึ่งในการศึกษาพฤติกรรมในการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง เมื่อทราบกลไกของการวิบัติแล้ว ผู้ออกแบบสามารถวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้างที่มั่นคงแข็งแรงได้ต่อไป

1.2.1 แรงที่กระทำกับเขื่อนป้องกันตลิ่ง

การก่อสร้างเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้ง เป็นการขัดต่อธรรมชาติเนื่องจากการก่อสร้างตลิ่งให้มีความชันสูงกว่าความชันธรรมชาติของตัวตลิ่งเอง ดังนั้นเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดนี้จึงต้องต้านทานแรงกระทำที่สูงกว่าเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดอื่น กล่าวคือ นอกจากจะต้องต้านทานแรงเนื่องจากการกัดเซาะรูปแบบต่าง ๆ แล้ว เขื่อนชนิดนี้ยังต้องต้านทานแรงเนื่องจากแรงดันดินและน้ำ ดังนั้นราคาค่าก่อสร้างเขื่อนชนิดนี้จึงสูงกว่าเขื่อนชนิดอื่น สำหรับแรงที่กระทำกับเขื่อนชนิดแนวตั้งนี้ ได้แก่

- (1) แรงดันดินด้านข้าง เป็นแรงกระทำในแนวราบ ประกอบด้วย แรงดันดิน เชิงรุก (active earth pressure) และแรงดันดินเชิงรับ (passive earth pressure)
- (2) แรงดันเนื่องจากน้ำ เป็นได้ทั้งแรงในแนวราบและแรงในแนวตั้ง
- (3) น้ำหนักบรรทุกจรด้านหลังเขื่อน
- (4) น้ำหนักของตัวเขื่อน
- (5) แรงกัดเซาะเนื่องจากกระแส น้ำ คลื่น และอื่น ๆ
- (6) แรงเนื่องจากการไหลของน้ำในมวลดิน
- (7) แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

จะเห็นว่าแรงที่กระทำกับตัวเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้งนี้จะคล้ายคลึงกับแรงที่กระทำกับกำแพงกันดินทั่วไป ต่างกันที่เขื่อนป้องกันตลิ่งจะต้องต้านทานแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกไฮดรอลิก (Hydraulic loading) อันได้แก่ แรงจากกระแส น้ำ คลื่น รวมทั้งต้องมีการคำนึงถึงผลของการกัดเซาะบริเวณท้องน้ำ

1.2.2 แรงดันดินด้านข้าง (Lateral earth pressure)

แรงดันดินด้านข้าง เป็นแรงในแนวราบ ซึ่งสามารถคำนวณหาได้จาก

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (1.2-1)$$

เมื่อ σ_h เป็นหน่วยแรงดันดินด้านข้างประสิทธิผล

σ_v เป็นหน่วยแรงประสิทธิผลในแนวตั้ง

และ K คือ สัมประสิทธิ์แรงดันดิน หรือ earth pressure coefficient ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการเคลื่อนตัวของดิน สามารถแบ่งออกได้เป็น 3 กรณี ดังนี้

กรณีที่ 1 ดินไม่เกิดการเคลื่อนที่ในแนวราบ

สัมประสิทธิ์แรงดันดินในกรณีนี้จะเป็นสัมประสิทธิ์แรงดันดินหยุดนิ่ง หรือ Coefficient of at-rest earth pressure (K_0)

ตัวอย่างการหาค่า (K_0) ของดินประเภทต่าง ๆ ได้แก่ ดินทราย (granular soil)

$$(K_0) = 1 - \sin \phi' \quad (1.2-2)$$

เมื่อ ϕ' คือ มุมเสียดทานภายในของดิน

ดินเหนียวรืบน้ำหนักบรรทุกปกติ (normally consolidated clay)

$$K_0|_{nc} = 0.95 - \sin \phi' \quad (1.2-3)$$

ดินที่เคยรับน้ำหนักบรรทุกสูงกว่าปัจจุบัน (Over consolidated clay)

$$K_0 = K_0|_{nc} \sqrt{OCR} \quad (1.2-4)$$

เมื่อ OCR คือ อัตราการรับแรงกดในอดีตเทียบกับปัจจุบัน (over-consolidation ratio)

กรณีที่ 2 ดินมีการเคลื่อนที่ในลักษณะที่ทำให้เกิดการขยายตัวในแนวราบ

สัมประสิทธิ์แรงดันดินในกรณีนี้จะเป็นสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรุก หรือ Coefficient of active earth Pressure (K_a) โดยทั่วไปสัมประสิทธิ์ K_a จะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1

กรณีที่ 3 ดินมีการเคลื่อนที่ในลักษณะที่ทำให้เกิดการหดตัวในแนวราบ

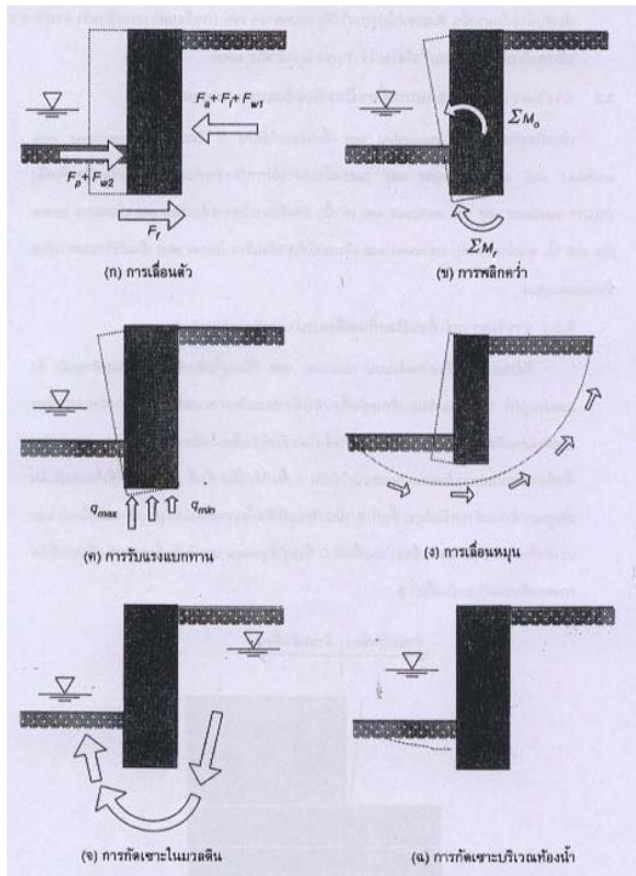
สัมประสิทธิ์แรงดันดินในกรณีนี้จะเป็นสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรับ หรือ Coefficient of passive earth Pressure (K_p) โดยทั่วไปสัมประสิทธิ์ K_p จะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1

วิธีการหาค่าสัมประสิทธิ์แรงดันดินเชิงรุกและแรงดันดินเชิงรับที่นิยมใช้ในปัจจุบันมีอยู่ 2 วิธี คือ วิธีของ Coulomb และ วิธีของ Rankine สำหรับวิธีของ Coulomb เป็นวิธีที่พิจารณาผลของแรงเสียดทานที่เกิดขึ้นระหว่างกำแพงและดิน ซึ่งเหมาะกับกำแพงประเภท gravity wall ที่มีรูปร่างซับซ้อน (complex geometry) ส่วนวิธีของ Rankine เป็นวิธีการวิเคราะห์แรงดันดินที่ง่ายกว่า เนื่องจากไม่ได้พิจารณาแรงเสียดทานระหว่างกำแพงและดิน ซึ่งเหมาะสำหรับกำแพงในแนวตั้ง มีพื้นผิวเรียบและมีชั้นดินหลาย ๆ ชั้น

1.2.3 การวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่ง

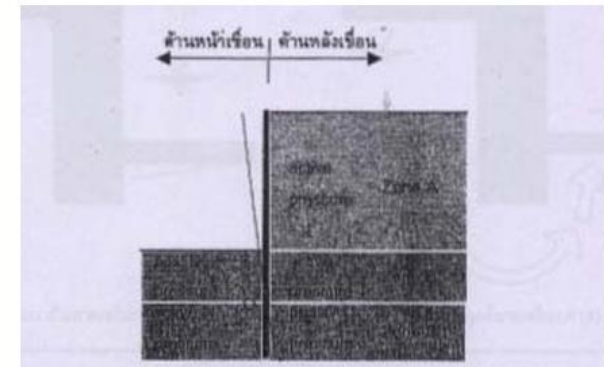
ในส่วนนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งชนิดแนวตั้งรูปแบบที่นิยมใช้สองรูปแบบ คือ เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall และ sheet-piling wall

(1) การวิเคราะห์และออกแบบเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall



รูปที่ 6 : แสดงการวิเคราะห์สำหรับเขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ Gravity wall

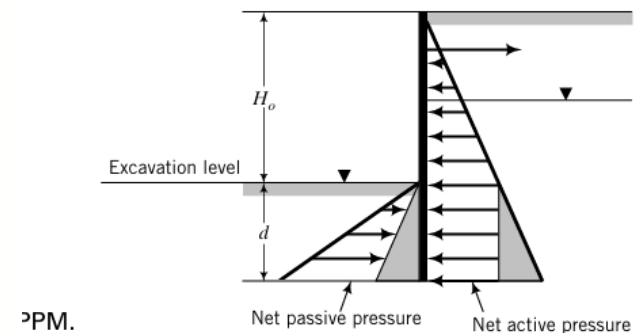
(2) การวิเคราะห์และออกแบบ เขื่อนป้องกันตลิ่งแบบ sheet-piling wall



รูปที่ 7 : แสดงการกระจายของแรงดันดินที่กระทำกับเขื่อนแบบ Cantilever wall

$$(FS)_r = \frac{\Sigma \text{ Moments of net available passive resistance}}{\Sigma \text{ Moments of lateral forces causing rotation}}$$

$$(FS)_r = 1.5 \text{ to } 2, \text{ with } 2 \text{ most often used}$$



Muni Budhu

กำแพงกันดิน (Retaining Wall) แบบอื่นๆ

กำแพงเสริมแรง

MECHANICAL STABILIZED EARTH WALLS

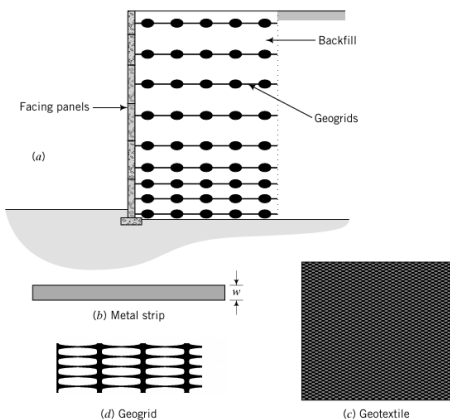
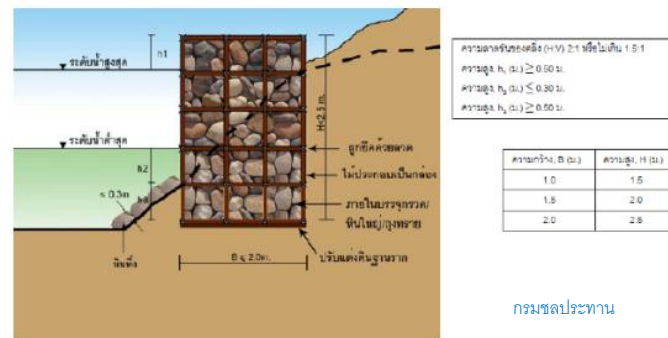


FIGURE 15.28 (a) A geogrid reinforced wall, (b) metal strip, (c) geotextile, and (d) geogrid.

Muni Budhu

กระชูดหิน (Gabion)



กรมชลประทาน

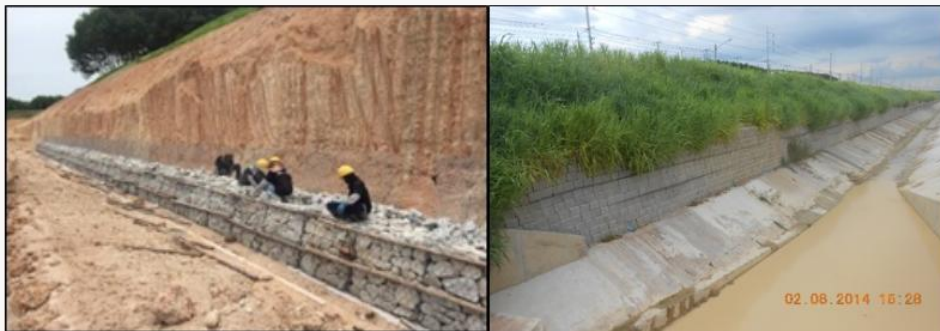
รูปที่ 15 รูปแบบการเรียงหินป้องกันการกัดเซาะของกระแสน้ำ



กรมชลประทาน

รูปที่ 18 Gabions ป้องกันตลิ่งคลองหวัะ กม.3+170 กม.3+325 ฝั่งซ้าย และ กม.3+170 กม.3+185 ฝั่งขวา

MSE Wall + Gabion Facing

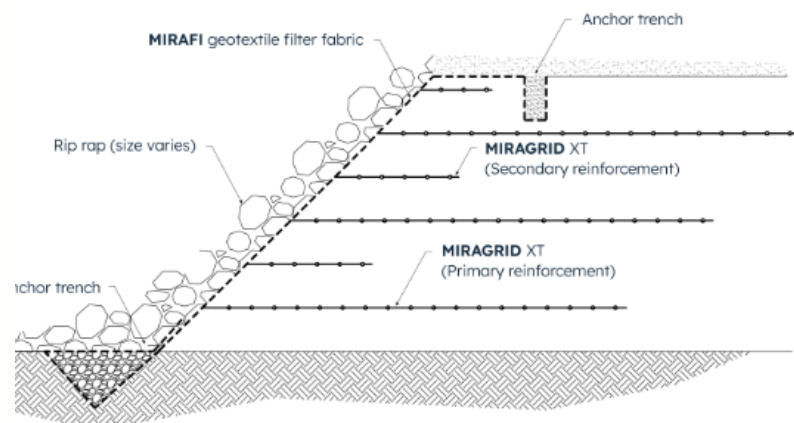


**MSE wall using Gabion facing
with geogrid reinforcement
(High = 14.0 m.)**



FHWA-NHI-00-043: MSEW and RSS, Design and Construction

Reinforced Soil Slope (RSS)



5. วัสดุป้องกันการกัดเซาะของตลิ่ง

CHATGPT

วัสดุป้องกันการกัดเซาะของตลิ่งมีหลายประเภท ขึ้นอยู่กับลักษณะของพื้นที่และการใช้งาน

1) หินทิ้ง

(Riprap)

ใช้ก้อนหินขนาดใหญ่เรียงกันบนตลิ่ง ช่วยลดความแรงของกระแสน้ำและป้องกันการพังทลาย

2) กระสอบทราย

(Sandbags)

ใช้เป็นวิธีชั่วคราวเพื่อควบคุมการกัดเซาะ โดยเรียงกระสอบทรายตามแนวตลิ่ง

3) กำแพงกันดิน

(Retaining Wall)

ทำจากคอนกรีตหรือวัสดุแข็งแรง เช่น ไม้ เหล็ก หรืออิฐ เพื่อกันการพังของดินและตลิ่ง

4) เสาไม้หรือไม้ไผ่

(Bamboo or Wooden Stakes)

ปักไว้ตามริมตลิ่งเพื่อชะลอกระแสน้ำ โดยเฉพาะในพื้นที่ที่มีต้นไม้ธรรมชาติช่วยเสริม

5) โยสังเคราะห์

(Geotextiles)

ใช้เป็นแผ่นปูคลุมดินเพื่อป้องกันการชะล้าง โดยช่วยให้พืชขึ้นและสร้างความมั่นคงให้ดิน

6) พืชคลุมดิน

(Vegetation)

ปลูกพืชหรือหญ้าที่มีรากยึดเกาะแน่น เช่น หญ้าแฝก หรือไม้พุ่ม เพื่อป้องกันการพังของดินตามธรรมชาติ

7) กร่องเกเบี่ยน

(Gabion)

เป็นกร่องลวดเหล็กบรรจุหิน ใช้วางเรียงกันเป็นแนวตลิ่งเพื่อลดแรงกัดเซาะจากน้ำ

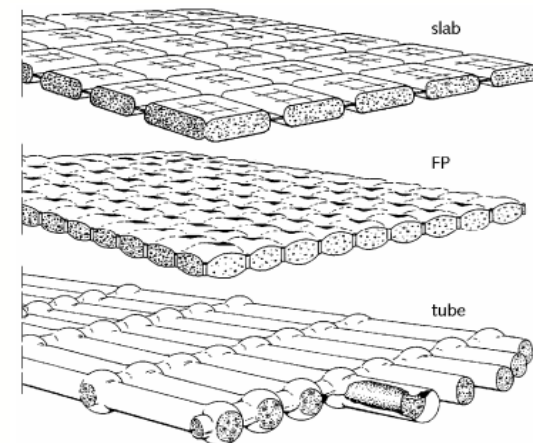
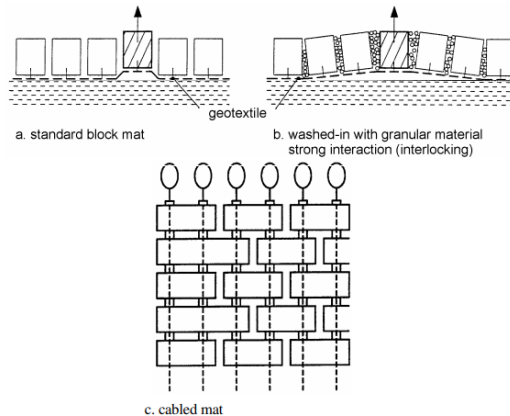
8) ระบบซีเมนต์ป้องกันน้ำ

(Concrete Revetment)

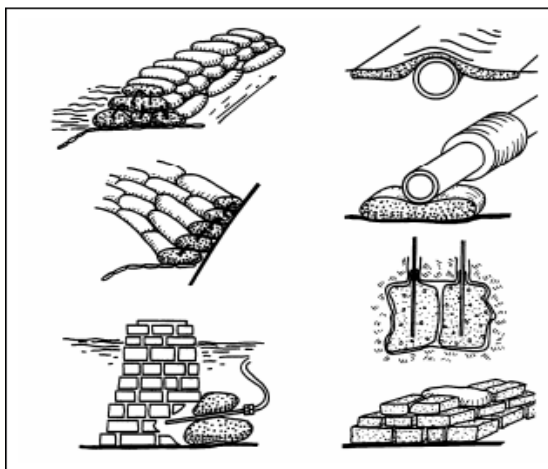
เหมาะสำหรับพื้นที่ที่มีการกัดเซาะรุนแรง โดยใช้แผ่นคอนกรีตวางเป็นแถบ

Pilarczyk : วัสดุป้องกันการกัดเซาะของตลิ่ง

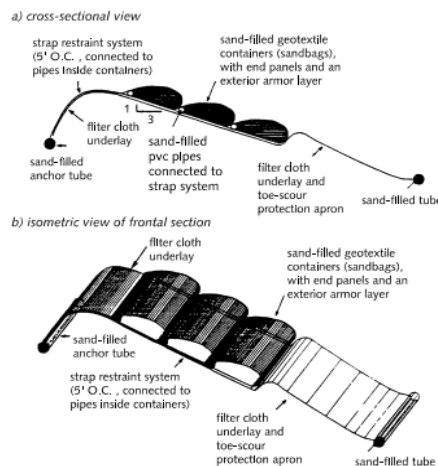
Dikes and revetments : design,
maintenance and safety assessment:
Kristian Pilarczyk



Block mats

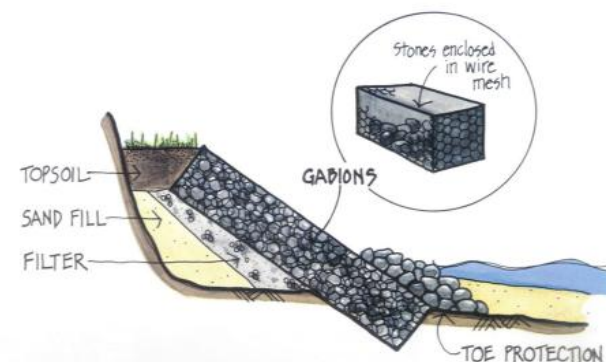


Geobags



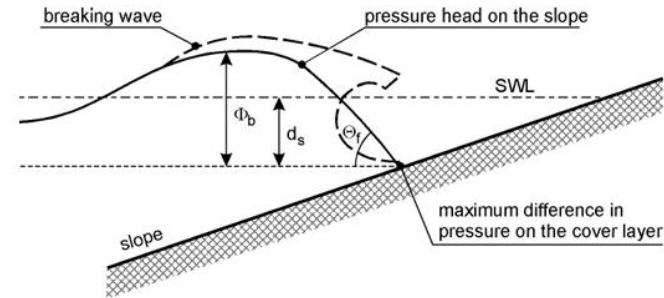
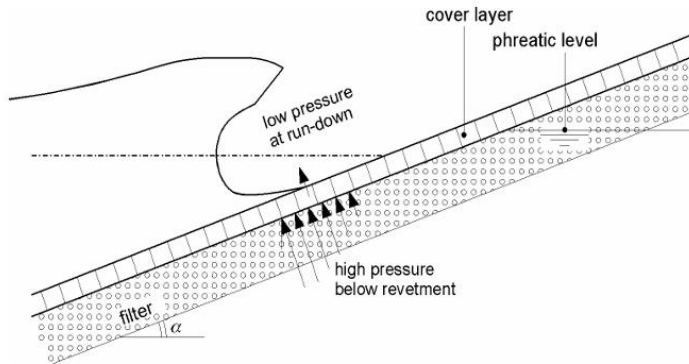
Sand-filled mattress

Concrete-filled mattress



Gabion/Mattress

Pilarczyk : แนวคิดการออกแบบวัสดุป้องกันการกัดเซาะของตลิ่ง



The schematised situation can be quantified on the basis of the Laplace equation for linear flow:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Mass Continuity} \quad (1)$$

where H_{scr} = significant wave height at which blocks will be lifted out [m]; $\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / (1.56 T_p^2))}$ = breaker parameter; T_p = wave period at the peak of the spectrum [s]; Λ = leakage length [m], $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$ =

relative volumetric mass of cover layer; b = thickness of a sublayer [m], D = thickness of a top (cover) layer [m], k = permeability of a sublayer [m/s], k' = permeability of a top layer [m/s], f = stability coefficient, mainly dependent on structure type, $\tan \alpha$ and friction; F = total (black-box) stability factor.

In which: F = revetment (stability) factor, H_s = (local) significant wave height (m), Δ = relative density, D = thickness of the top layer (m), ξ_{op} = breaker parameter (-), and b = exponent; $0.5 \leq b \leq 1.0$.

$$\frac{H_{scr}}{\Delta D} = f \left(\frac{D}{\Lambda \xi_{op}} \right)^{0.67} \quad \text{with} \quad \Lambda = \sqrt{\frac{b D k}{k'}}$$

$$\text{or} \quad \frac{H_{scr}}{\Delta D} = f \left(\frac{D k'}{b k} \right)^{0.33} \xi_{op}^{-0.67}$$

$$\text{or} \quad \frac{H_{scr}}{\Delta D} = F \xi_{op}^{-0.67}$$

$$\left(\frac{H_s}{\Delta D} \right)_{cr} = \frac{F \cos \alpha}{\xi_{op}^b}$$

The relative density is defined as follows:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

with: ρ_s = density of the protection material and ρ_w = density of water (kg/m^3). For porous top layers, such as sand mattresses and gabions, the relative density of the top layer must be determined, including the water-filled pores:

$$\Delta_t = (1 - n) \cdot \Delta \quad (4b)$$

In which: Δ_t = relative density including pores and n = porosity of the top layer material.

D and Δ are defined for specific systems such as:

- for rock: $D = D_n = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$ (= nominal diameter) and $\Delta_t = \Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$
- for blocks: D = thickness of block and $\Delta_t = \Delta$
- for mattresses: $D = d$ = average thickness of mattress and $\Delta_t = (1 - n)\Delta$, where n = bulk porosity of fill material and Δ = relative density of fill material. For common quarry stone $(1 - n) \Delta \sim 1$.

The breaker parameter is defined as follows:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_{op}}} \quad (5)$$

The wave steepness S_{op} is defined as:

$$S_{op} = \frac{H_s}{L_{op}} = \frac{2\pi H_s}{g T_p^2} \quad (6a)$$

$$\text{In which: } L_{op} = \frac{g}{2\pi} T_p^2 \quad (6b)$$

with: α = slope angle ($^\circ$), L_{op} = deep-water wavelength at the peak period (m), and T_p = wave period at the peak of the spectrum (s).

When the flow velocity is known, or can be calculated reasonably accurately, Pilarczyk's relation (Pilarczyk, 1990, 1999, Pilarczyk et al. 1998) is applicable:

$$\Delta D = 0.035 \frac{\Phi}{\Psi} \frac{K_T K_h}{K_s} \frac{u_{cr}^2}{2g} \quad (8)$$

in which: Δ = relative density, D = characteristic thickness (m): for riprap $D = D_n$ = nominal diameter as defined previously, g = acceleration of gravity ($g=9.81 \text{ m/s}^2$), u_{cr} = critical vertically-averaged flow velocity (m/s), Φ = stability parameter, Ψ = critical Shields parameter, K_T = turbulence factor, K_h = depth parameter, and K_s = slope parameter. These parameters are explained below.

Stability parameter Φ :

The stability parameter Φ depends on the application. Some guide values are:

<u>Revetment type</u>	<u>Continuous toplayer</u>	<u>Edges and transitions</u>
Riprap and placed blocks	1.0	1.5
Block mats, gabions, washed-in blocks, geobags, and geomattresses	0.5 to 0.75	0.75 to 1.0

Shields parameter Ψ :

With the critical Shields parameter Ψ the type of material can be taken into account:

- riprap, small bags $\Psi \approx 0.035$
- placed blocks, geobags $\Psi \approx 0.05$
- blockmats $\Psi \approx 0.07$
- gabions $\Psi \approx 0.07$
- geomattresses $\Psi \approx 0.07$



For regular waves the recommended formula is as follows:

$$\left(\frac{H}{\Delta D}\right)_{cr} = \frac{3.5}{\sqrt{\xi_0}}$$

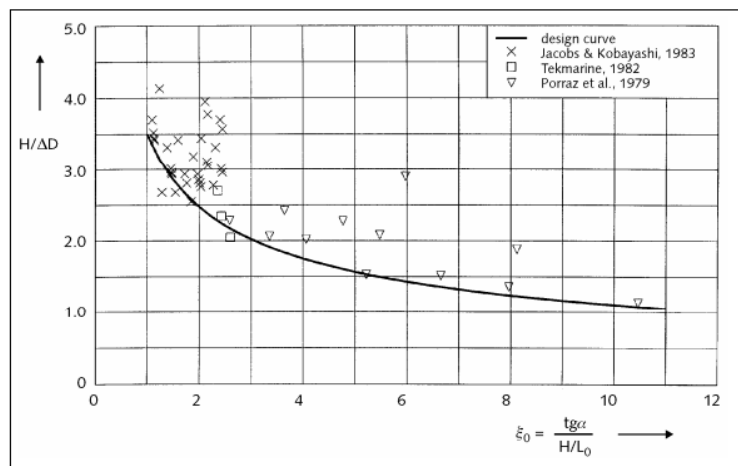


Figure 15 Summary of the stability test results for sand- and mortar-filled bags on slopes

[Kristian Pilarczyk](#)

4.5 Sample calculations of block mat

4.5.1 Block mat on geotextile on sand under wave load

Wave load

A block revetment on a geotextile on sand is used on a dike under wave load. The following boundary conditions are given:

Wave conditions:

Wave height $H_s = 0.9 \text{ m}$

Wave period $T_p = 4.0 \text{ s}$

The water is deep.

Construction:

Slope gradient $\cot \alpha = 4.0$

Relative density $\Delta = 1.3$

It is possible that there is some gully formation. The leakage length is estimated to be 0.6 m. The core consists of reasonably well-compacted sand with $D_{50} = 0.15 \text{ mm}$. There is a good toe anchoring.

According to the black-box model, the required block thickness is found as follows:

Wavelength $L_{op} = 25.0 \text{ m}$ from Formula (7)

Wave steepness $H_s/L_{op} = 0.036$ from Formula (6)

Breaker parameter $\xi_{op}^2 = 1.32$ from Formula (5)

Revetment parameter $F = 5 \text{ to } 6.0$ from Table 1

Critical load

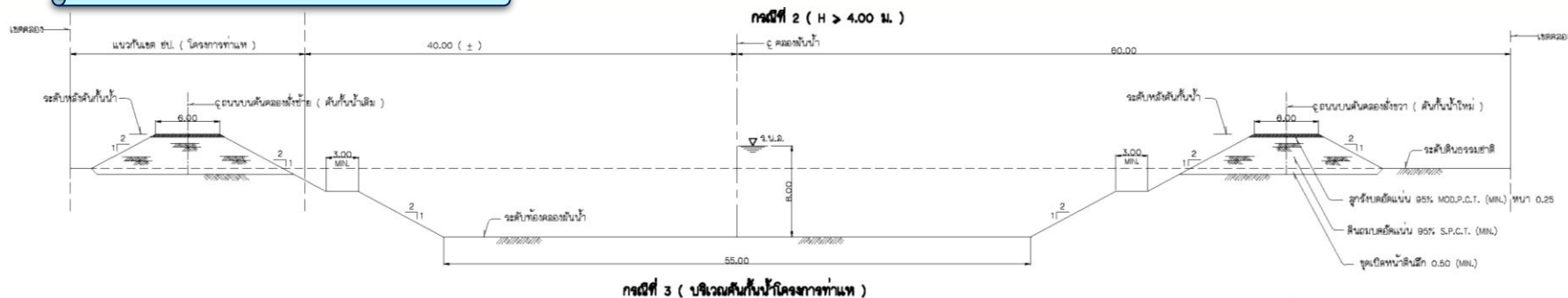
$$\left(\frac{H_s}{\Delta D}\right)_{cr} = (5 \text{ to } 6.0) \xi_{op}^{-2/3} =$$

$$= 4.15 \text{ to } 5.0 \text{ from Formula (3)}$$

Required block thickness

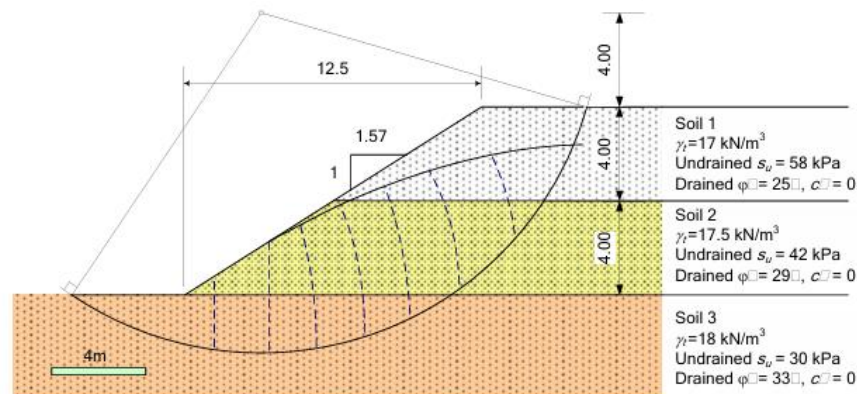
$$D = 0.14 \text{ to } 0.17 \text{ m}$$

สรุป



LEM : Slope/W : Strength

Seep/W : Permeability



รูปที่ 6-27

คำนวณความหนาของชั้นป้องกันการกัดเซาะ

$$d = \frac{C V^2}{g (s - 1) \Omega}$$

กำแพงกันดินเสริมแรง MSE Wall โครงการส่งน้ำโคกกระเทียม ชลประทานลพบุรี

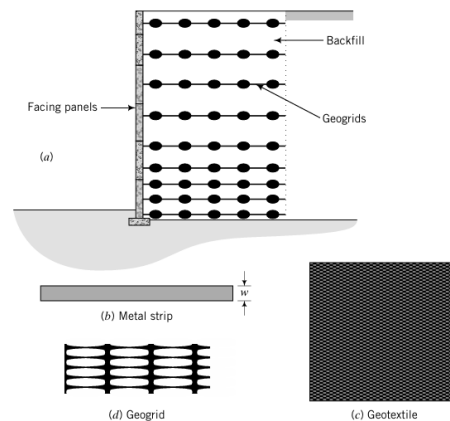


FIGURE 15.28 (a) A geogrid reinforced wall, (b) metal strip, (c) geotextile, and (d) geogrid.

กำแพงกันดินเสริมแรง MSE Wall ชลประทานชลบุรี



U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration

Publication No. FHWA-NHI-00-043

NHI Course No. 132042

MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS AND REINFORCED SOIL SLOPES DESIGN & CONSTRUCTION GUIDELINES



NHI – National Highway Institute
Office of Bridge Technology

FHWA DOT USA

March 2001

Concrete Mattress ชลประทานลพบุรี



Gabion

International Journal of GEOMATE, June, 2021, Vol.20, Issue 82, pp.121-131
ISSN: 2186-2982 (P), 2186-2990 (O), Japan, DOI: <https://doi.org/10.21660/2021.82.GX347>
Geotechnique, Construction Materials and Environment

DESIGNING GABION STRUCTURES UNDER MULTI-CRITERIA OBJECTIVES WITH GOAL PROGRAMMING

*Vuttichai Chatpattananan¹, Thanadol Kongsomboon² and Vatanavongs Ratanavara³

^{1,2}School of Engineering, King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, Bangkok, Thailand;
³Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand

*Corresponding Author, Received: 25 Nov. 2020, Revised: 23 Feb. 2021, Accepted: 08 Mar. 2021

ABSTRACT: Gabion structure is a set of stacked prefabricated cages filled with rocks. These gabion cages are made of steel wire, polypropylene, polyethylene, or nylon. Constructing these gabion cages usually follows supplier guidelines or governmental agency design standards. Designing this gabion structure, at a minimum, must satisfy many design criteria in passing external stability in sliding, overturning, and bearing capacity of the foundation. Good gabion design requires a balance of the toe bearing stress and heel bearing stress. With this requirement for the design of gabion structures to meet multi-criteria objectives, goal programming, which is a multi-criteria optimization technique, is used in this study. A 3-meter gabion example is used as a based design. Then, mixed integer nonlinear programming is introduced to rearrange a set of varying sized gabion cages to minimize the gabion weight and passing external stability criteria. Two goal programming models are introduced to meet the two design criteria in minimizing gabion weight and balancing the vertical stresses. The two goal programming models give the same optimum solution with the minimum weight of 48 kN/m and eccentricity of 0.002 meter. In contrast, the original example gives the weight of 61.92 kN/m and eccentricity of 0.036 meter.

Keywords: Gabion, Goal programming, Multi-criteria decision making, Retaining wall

1. INTRODUCTION

1.1 Gabions

Gabions are large cages or baskets usually of steel wire or square welded mesh, rectangular in shape, filled with stone. These cages or boxes are widely used in construction works as a retaining structure, erosion protection, coastal protection, pipe protection, and other usages such as protecting buried pipes [1]. Gabion retaining systems are gravity structures that use their self-weight to resist the lateral earth pressure behind it and to support any vertical surcharge resting on top of the gabion structure.

The gabion cages typically are 2 meters long, 1-meter-wide, and 1-meter-high shown in Fig 1. ASTM A975 [2] provides gabion sizes with 1 meter in width, varying lengths of 2, 3, 4 meters, and varying heights of 1, 0.5, 0.3 meters. BS8002 [3] also gives gabion shapes of 2 to 6 meters in lengths, 1 to 2 meters in widths, and 0.3, 0.5, 1 meter in depths.

1.2 Gabion Structures

improvement to utilize optimization techniques in setting gabion walls.

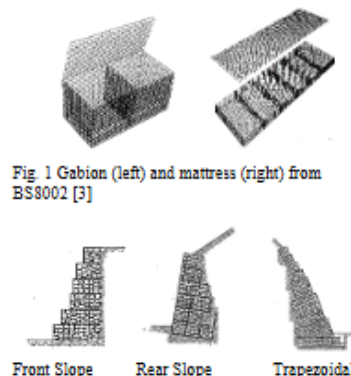


Fig. 2 Gabion wall shapes from BS8002 [3]

1.3 Designing Gabion Structures

Trapezoidal MSE Wall

International Journal of GEOMATE, Feb., 2022, Vol.22, Issue 90, pp.40-48
ISSN: 2186-2982 (P), 2186-2990 (O), Japan, DOI: <https://doi.org/10.21660/2022.90.gx278>
Geotechnique, Construction Materials and Environment

DESIGNING A TRAPEZOIDAL MODULAR BLOCK WALL WITH NONLINEAR OPTIMIZATION

*Vuttichai Chatpattananan¹, Somchai Prayongphan², Thanadol Kongsomboon³ and Vatanavongs Ratanavara⁴

^{1,2}School of Engineering, King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, Thailand;

³Department of Civil Engineering, Kasetsart University, Kamphaeng Saen, Nakhon Pathom, Thailand;
⁴Suranaree University of Technology, Nakhon Ratchasima, Thailand

*Corresponding Author, Received: 30 Nov. 2021, Revised: 28 Dec. 2021, Accepted: 13 Jan. 2022

ABSTRACT: A rectangular wall is better in terms of stability and ease of calculation than a trapezoidal wall. However, a trapezoidal wall is sometimes inevitable such as a retaining wall construction near rockface. FHWA provides simplified rules to design a trapezoidal wall. However, FHWA does not give an example to follow, and the rules need trial and error to implement. BS8006 gives an exact dimension of the block heights, but designing still needs to adjust the block widths. A 16-meters high modular block wall project near rock face in Thailand as an example to illustrate a calculation detail in external stability checking follow FHWA simplified rules and BS8006. The illustrations are trapezoidal walls with two zones, three zones, and four zones. Nonlinear optimization models are also used to minimize the wall base length to facilitate the construction instead of jacking the near rock face to build a rectangular wall. Optimization models also help to relax FHWA simplified rules and BS8006 guidelines. Using an optimization model can decrease the base length from 0.7H to 0.6H for a rectangular wall or even 0.5H for a rectangular wall with competent foundation soil. Optimization models can also achieve a base length down to 0.48H with a decrease in the cross-sectional area down to 0.92 for a three zones trapezoidal wall. A simple three zones wall with exact dimensions is also proposed in the competent foundation soil conditions.

SPCP wall, which is an inextensible wall, adjusts the number of metal strips, spacings, and lengths to resist the rupture and pullout mainly from lateral earth with its trapezoidal (or bilinear) maximum tension force line. MBW wall, which is an extensible wall with less rigid reinforcements than SPCP wall, adjusts the geogrid tensile strengths with its triangular (or linear) maximum tension force line to resist the pullout. Global stability design is implemented by using either the limit equilibrium method (LEM) or finite element method (FEM).

1.2 Designing an Uneven Length Reinforcement MSE Wall

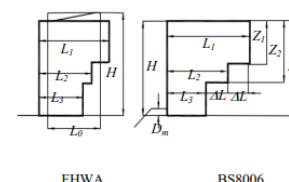


Fig. 3 Dimensioning uneven reinforcement lengths wall guided by FHWA [1] and BS0006 [2]

1.3 Nonlinear Optimization Techniques in Designing Uneven Length Reinforcement MSE Wall

Optimization techniques have been applied popularly in civil engineering for both practitioners and researchers. The techniques are well suited to handle problems on hand that demand solutions under limitations. Uneven MSE wall design, which is a retaining wall design, is also an optimization problem that seeks a safe and the most economical solution under its narrowest base limitation.

Numerous optimization techniques have been applied to retaining wall designs, such as Dungea [4], which applies linear optimization of soil mixes in designing vertical cut-off walls. Optimization is also applied in some other areas, such as Araki [5] in a buried pipe with geogrid-gabion, Bala [6] in mix design optimization of asphalt mixtures, and Bernardo [7] in optimization of concrete compressive strength.

Narrow retaining walls near rock faces are addressed in some studies. Chen [8] pays attention to its translational mode. Leshchinsky [9] developed a design chart for narrow SPCP walls. Dai [10] illustrated a project of uneven reinforcement lengths of trapezoidal walls, which is a shored MSE wall 8 meters high and 4 meters base width.

1.4 Aim, Limitations, and Significance of the Study



U.S. Department of Transportation
Federal Highway Administration

Publication No. FHWA-NHI-00-043

NHI Course No. 132042

MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS AND REINFORCED SOIL SLOPES DESIGN & CONSTRUCTION GUIDELINES

CHAPTER 5 DESIGN OF MSE WALLS WITH COMPLEX GEOMETRICS	-169-
5.1 BRIDGE ABUTMENTS	-171-
a. MSEW Abutments on Spread Footings	-171-
b. MSEW Abutments on Pile Foundations	-173-
5.2 SUPERIMPOSED WALLS	-175-
5.3 WALLS WITH UNEVEN REINFORCEMENT LENGTHS	-177-
5.4 BACK-TO-BACK WALLS	-178-
5.5 DETAILS	-180-
5.6 DESIGN EXAMPLE, BRIDGE ABUTMENT	-181-
a. Hand Calculation Example	-181-
b. Computer-Aided Solution	-189-

5.2 SUPERIMPOSED WALLS

The design of superimposed MSE walls is made in two steps:

(1) A design using simplified design rules for calculating external stability and locating the internal failure plane for internal stability as shown in figure 48.

(2) A stability analysis, including both compound and global stability using a reinforced soil global stability computer program outlined in chapter 6. This is an essential computation.

For preliminary design, the following minimum values for reinforcement length, L_1 and L_2 , should be used for offsets (D) greater than $1/20 (H_1 + H_2)$:

Upper wall: $L_1 \geq 0.7 H_1$

Lower wall: $L_2 \geq 0.6 H_2$

where H = total height

Where the offset distance (D) is greater than $H_1 \tan(90^\circ - \phi_1)$, walls are not considered superimposed and are independently designed.

For a small upper wall offset, $D \leq 1/20 (H_1 + H_2)$, it is assumed that the failure surface does not fundamentally change and it is simply adjusted laterally by the offset distance D . The walls should be designed as a single wall with a height H .

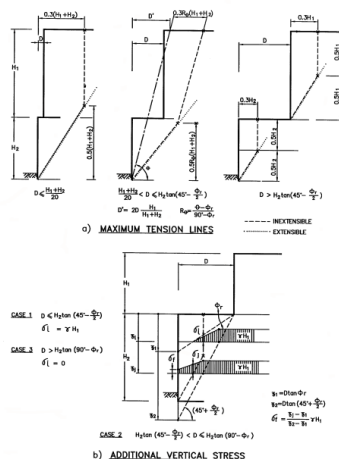
External stability calculations for the upper wall are conventionally performed as outlined in chapter 4. For the lower wall, consider the upper wall as a surcharge in computing bearing pressures. In lieu of a conventional external sliding stability computation, perform a slope stability analysis with failure circles exiting at the base. A minimum factor of safety of 1.5 is generally warranted.

For calculating the internal stability, the maximum tensile force lines are as indicated in figure 48a. These relationships are somewhat empirical and geometrically derived.

For intermediate offset distances, see figure 48a for the location of the failure surface and consider the vertical pressures in figure 48b for internal stress calculations.

For large setback distances, $[D > H_1 \tan(90^\circ - \phi_1)]$, the maximum tensile force lines are considered independently, without regard to the geometry of the two superimposed walls. For internal stability computations, the upper wall is neglected.

The balance of the computations remain identical as in chapter 4.



Superimposed MSE Wall

International Journal of GEOMATE, Dec, 2022, Vol.23, Issue 100, pp.95-101
ISSN: 2186-2962 (P), 2186-2990 (O), Japan, DOI: <https://doi.org/10.21660/2022.100.g12106>
Geotechnique, Construction Materials and Environment

ANALYSIS AND DESIGN ON VARYING THE OFFSETS IN SUPERIMPOSED MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS

* Vuttichai Chatpattananan¹ and Vatanavongs Ratanavara²

¹School of Engineering, King Mongkut's Institute of Technology Ladkrabang, Thailand;

²School of Transportation Engineering, Suranaree University of Technology, Thailand

*Corresponding Author, Received: 16 Feb. 2022, Revised: 28 Nov. 2022, Accepted: 15 Dec. 2022

ABSTRACT: Superimposed MSE walls or multi-tier MSE walls are frequently used due to their eye-pleasing, economical, and safety requirements compared with single-tall MSE walls. Designing an MSE wall requires checking the failure modes in its external stability, internal stability, and global stability. Calculating the external stability and global stability for superimposed walls is well explained. Internal stability, however, is more complicated in calculating the additional vertical stress from the upper wall as an equivalent surcharge on the lower wall with its magnitude determined by the offset distance. By varying offset distances, the additional vertical stress can be categorized into three cases. Case 1 is the maximum additional vertical from the upper wall load when the offset distance is less than $H_1 \tan(45^\circ - \phi/2)$. The additional vertical stress is zero in case 3 where the offset distance is greater than $H_1 \tan(90^\circ - \phi)$. In case 2, the additional vertical stress is a hyperbola function that can be calculated easily using the proposed equation $\sigma_v = [(H_1 - z_1)/(z_2 - z_1)](\gamma H_1 + q)$ in Eq. (7) with geometric and algebraic explanations used through a numerical example in designing a superimposed wall.

Keywords: Additional vertical stress, Internal stability, Mechanically stabilized earth walls, Multi-tier walls, Superimposed walls.

between D_1 and D_2 , the additional stress is simply $\sigma_v = \gamma H_{U1}$. In case 3, D is between D_1 and D_2 , the additional stress $\sigma_v = \frac{(H_1 - z_1)}{(z_2 - z_1)}(\gamma H_1 + q)$ is mentioned in Eq. (7).

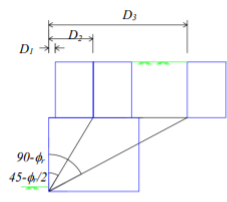


Fig. 1 Offset distances showing D_1 , D_2 , D_3

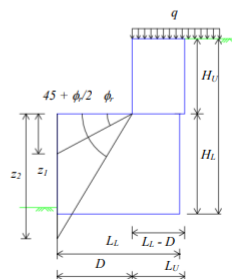
4. A NUMERICAL EXAMPLE

The soil parameters, surcharge, and wall geometry for this illustrated example are shown in Table 1. The total height, $H = H_U + H_L = 3 + 4 = 7$ meters. For the reinforcement length [1] with $H_U = 3$ meters, the upper wall reinforcement length is $L_U = 0.7 H_U = 0.7 \times 3 = 2.1$ meters. The lower wall reinforcement length is $L_L = 0.7 (H_U + H_L) = 0.7 H = 0.7 \times 7 = 4.9$ meters. The minimum lower wall reinforcement [1] $L_L = 0.6 (H_U + H_L) = 4.2$ meters is not enough which is later shown in Table 5 at layer 8 representing the top reinforcement of the

Table 1 Soil parameters, surcharge, and wall geometry.

Item	Symbol	Value	Unit
Soil cohesion	c	0	kN/m ²
Soil internal friction	ϕ	28	degree
Soil density	γ	18	kN/m ³
Surcharge	q	10	kN/m ²
Upper wall height	H_U	3	meter
Lower wall height	H_L	4	meter
Offset distance	D	3	meter

Note: All the retained soil, reinforced backfill soil, and foundation soil have the same properties



Back-to-Back Narrow MSE Wall



การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 22
วันที่ 18-20 กรกฎาคม 2560 จ.นครราชสีมา

The 22nd National Convention on Civil Engineering
July 18-20, 2017, Nakhon Ratchasima,

THAILAND

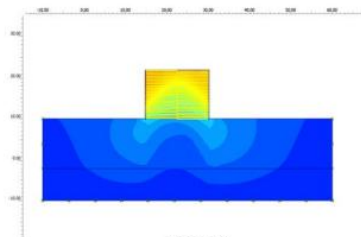
การเปรียบเทียบอัตราส่วนความปลอดภัยของเสถียรภาพทางลาดระหว่างวิธี LEM และวิธี FEM
ของกำแพงกันดินเสริมกำลังทั้งสองด้าน

A Comparison of Slope Stability Factors of Safety between LEM and FEM of the Back-to-Back MSE Wall

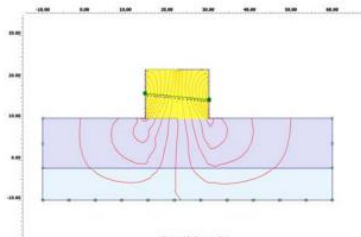
วุฒิชัย ขาดีพัฒน์^{1,2} ธนาลด คงสมบูรณ์¹ ทรงกลด แซ่ซึ้ง¹ สมเกียรติ ขวัญพุก¹ ศศิมา ไชยพุทธ¹

^{1,2,3,4,5} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้า เจ้าคุณทหารลาดกระบัง

¹Corresponding author; E-mail address: vuttich@hotmail.com

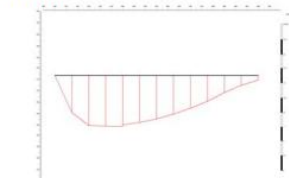


รูปที่ 14 Total Displacement back-to-back MSE wall

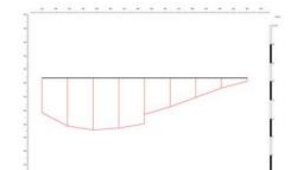


รูปที่ 15 Horizontal Displacement back-to-back MSE wall

สำหรับคำนวณแรงสูงสุดตามแกน (extreme axial force) ใน geogrid แสดงตัวอย่างเฉพาะชั้นบนสุดของกำแพงด้านเดียวตามแสดงในรูปที่ 18 และแสดงตัวอย่างเฉพาะชั้นบนสุดของ back-to-back MSE wall ในรูปที่ 19 โดยที่ตารางที่ 4 แสดงค่าเปรียบเทียบของค่า extreme axial force ที่ geogrid ที่ชั้นความสูงต่างๆ จากการคำนวณโดยใช้ FHWA-NHI-00-043 จาก FEM ของกำแพงด้านเดียว และ FEM ของ back-to-back MSE wall ด้านซ้ายและด้านขวา และรูปที่ 20 แสดงค่ากราฟเปรียบเทียบ



รูปที่ 18 Extreme Axial Force ชั้นบนสุด กำแพงด้านเดียว



Seismic MSE Wall vs RC Wall



การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 27
วันที่ 24-26 สิงหาคม 2565 จ.เชียงใหม่

The 27th National Convention on Civil Engineering
August 24-26, 2022, Chiang Rai, THAILAND

การวิเคราะห์เปรียบเทียบการออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตเสริมแรงและกำแพงกันดินเสริมแรงเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว

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

วุฒิชัย ขาดีพัฒน์^{1,2} ชัยณรงค์ อธิกุล³ และ สุทธิศักดิ์ ธีรวัฒน์⁴

^{1,2,3} ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

⁴Corresponding author; E-mail address: vuttich@hotmail.com

บทคัดย่อ

บทความนี้แสดงการคำนวณออกแบบกำแพงกันดินคอนกรีตเสริมแรงและกำแพงกันดินเสริมแรงในส่วนของการขยายออกเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ที่จำเป็นต้องพิจารณาในการออกแบบโดยเฉพาะในเขตพื้นที่ภาคเหนือและภาคตะวันออกเฉียงเหนือในประเทศไทย โดยที่ตัวอย่างการออกแบบแสดงไว้ว่าวิธี M-O ของ Mononobe-Okabe

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



การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 27
วันที่ 24-26 สิงหาคม 2565 จ.เชียงใหม่

The 27th National Convention on Civil Engineering
August 24-26, 2022, Chiang Rai, THAILAND

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

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

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

$$\tan\psi = \frac{k_p}{1 + k_p} \quad (8)$$

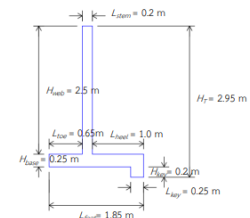
โดยที่ k_p คือ ความเร่งผิวดินแนวดิ่ง (vertical ground acceleration) สามารถกำหนดให้มีค่าเป็น 0 ได้สำหรับการออกแบบกำแพงกันดินโดยเฉพาะในกรณี ค่า k_h มีค่าน้อยกว่า 0.35g หรือค่าความเร่งผิวดินสูงสุด (peak ground acceleration) มีค่าน้อยกว่า 0.4g ดังนั้นในการออกแบบกำแพงกันดิน ที่ $k_p = 0$ จาก (8) จะได้ $\tan\psi = k_h$ (9)

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

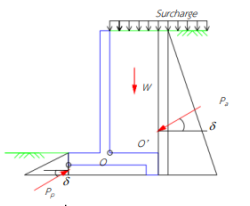
$$k_{pMO} = \frac{\cos^2(\delta - \psi + \theta)}{\cos^2\psi \cos(\psi - \delta + \theta) D_{pMO}} \quad (10)$$

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

ซึ่งเมื่อพิจารณาจากการแปรผันของดินแล้ว จะเห็นว่าวิธีประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของสองวิธีพิจารณาค่า δ เนื่องจากทั้งสองแบบมีฐานที่มั่นคงและยึดเหนี่ยวด้วยแรงเสียดทาน สำหรับวิธีประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของ Mononobe-Okabe (M-O) จะพิจารณาค่า ψ ที่พิจารณาแรงแผ่นดินไหว



รูปที่ 2 รูปทรงแบบ CCRW



รูปที่ 3 รูปทรงแบบ CCRW

4

ถาม-ตอบ และแลกเปลี่ยนความคิดเห็น

จบการนำเสนอ ขอบคุณครับ

กิจการร่วมค้า FCSPB JV



บริษัท ฟลัดเวย์ จำกัด
Floodway Co., Ltd.



บริษัท คาแนล ออโตเมชัน ซีเอสเอ็ม จำกัด
Canal Automation System Co., Ltd.



บริษัท สุภฤกษ์ แพลนนิ่ง แอนด์ ดีไซน์ จำกัด
Suparerk Planning And Design Co., Ltd.



บริษัท บีคอนด์ คอนซัลแตนท์ จำกัด
Beyond Consultant Co., Ltd.



บริษัท ฟิสัท เทคโนโลยี จำกัด
Phisut Technology Co., Ltd.