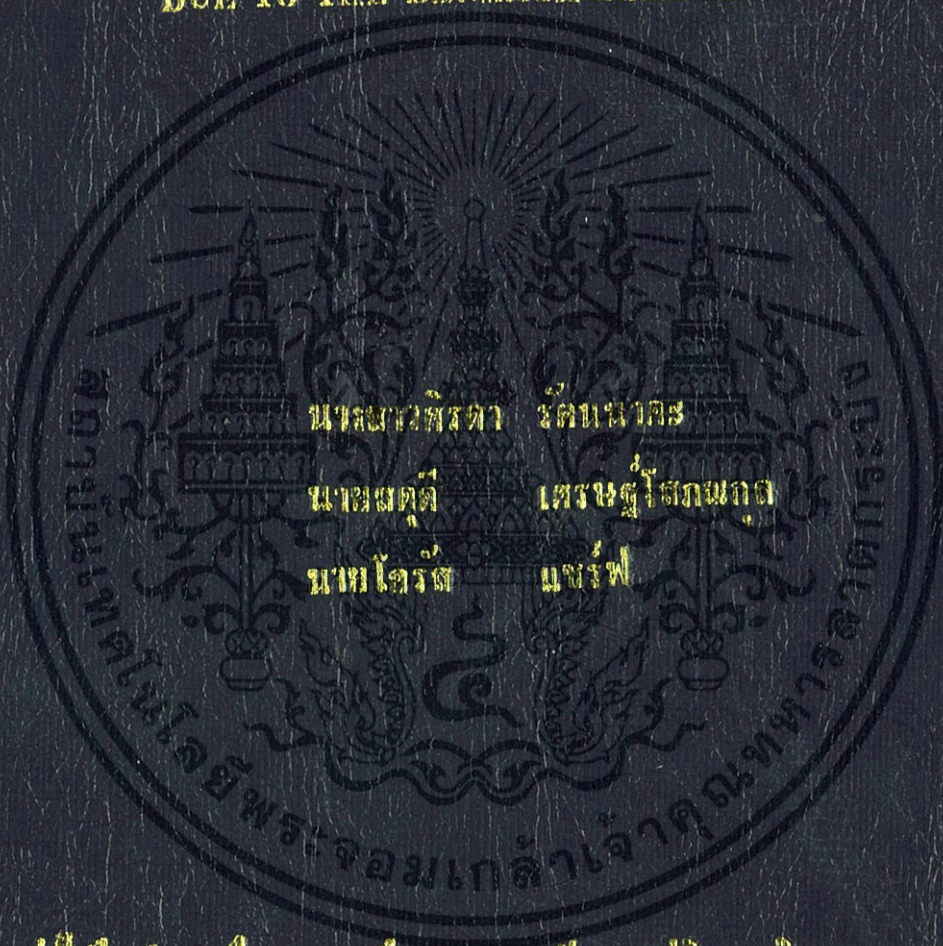


นวัตกรรมการแก้ไขปัญหาคาราคว่ไม่เท่ากันของถนนเนื่องจาก
โครงสร้างใต้ดิน

SOLUTION OF DIFFERENTIAL SETTLEMENT ON ROADS
DUE TO THE BENEATH STRUCTURE



นายภาณุทัตต์ รัชชานนท

นายสมศักดิ์ เสรษฐโสภณกุล

นายไกรวัตร แฉะฟ

ปริญญาบัตรนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2556

แนวทางการแก้ไขปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันของถนนเนื่องจาก
โครงสร้างใต้ดิน

SOLUTION OF DIFFERENTIAL SETTLEMENT ON ROADS
DUE TO THE BENEATH STRUCTURE



ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2556

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

SOLUTION OF DIFFERENTIAL SETTLEMENT ON ROADS DUE TO
THE BENEATH STRUCTURE



A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR DEGREE OF
BACHELOR OF CIVIL ENGINEER

DEPARMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEER
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

2013

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงการพิเศษ

หัวข้อโครงการพิเศษ แนวทางการแก้ไขปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันของถนนเนื่องจากโครงสร้างใต้ดิน
SOLUTION OF DIFFERENTIAL SETTLEMENT ON ROADS
DUE TO THE BENEATH STRUCTURE

นักศึกษา นางสาวศิรดา รัตนนาคะ รหัสนักศึกษา 53011564
นายสฤดี เศรษฐ์โสภณกุล รหัสนักศึกษา 53011624
นายโอริส แชรพ์ รหัสนักศึกษา 53011969

อาจารย์ที่ปรึกษา ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร
หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา 2556

คณะกรรมการสอบโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
รศ. สุวัฒน์ อภิระเชษฐ์	
รศ. สุพจน์ ศรีนิล	
ดร. อาทิตย์ เพชรศศิธร	
ดร. อภิรัฐวิทย์ สุจริตพงศ์	
อ. ทรงกลด แซ่อึ้ง	

วันที่สอบ 19 เดือน มีนาคม พ.ศ. 2557 เวลา 08.00 – 09.00 น.
สถานที่สอบ ณ อาคารวิศวกรรมโยธา ชั้น 2 ห้อง CV-202

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(รศ. สุพจน์ ศรีนิล)

ประธานสาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
วันที่ 31 เดือน มีนาคม พ.ศ.2557

หัวข้อโครงการพิเศษ แนวทางการแก้ไขปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันของถนนเนื่องจากโครงสร้างใต้ดิน

SOLUTION OF DIFFERENTIAL SETTLEMENT ON ROADS
DUE TO THE BENEATH STRUCTURE

นักศึกษา	นางสาวศิรดา รัตน์นาคะ	รหัสนักศึกษา 53011564
	นายสฤดี เศรษฐวิสัยกุล	รหัสนักศึกษา 53011624
	นายไอรส์ แชรพ์	รหัสนักศึกษา 53011969
อาจารย์ที่ปรึกษา	ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร	
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต	สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา	2556	

บทคัดย่อ

การทรุดตัวของถนนที่มีโครงสร้างใต้ดินอยู่บริเวณเกาะกลางและมีการเหลื่อมล้ำเข้ามาในส่วน
ของถนนจะทำให้เกิดปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันของถนน ซึ่งทางคณะวิจัยได้เลือกทางหลวงหมายเลข
31 ตอน ดินแดง-งามวงศ์วาน ระหว่าง กม.7+400 ถึง 10+000 ในการวิเคราะห์และแก้ไข ซึ่งมีฐาน
รากของทางยกระดับอุตสาหกรรม (ดอนเมืองโทลล์เวย์) เหลื่อมล้ำเข้ามาในส่วนของทางหลวงหมายเลข
31 0.95 เมตร เมื่อเกิดการทรุดตัวของถนนขึ้น ทำให้ถนนในส่วนที่ตั้งอยู่บนฐานรากที่เหลื่อมล้ำไม่ได้
สามารถทรุดตัวตามถนนส่วนอื่น จึงเกิดปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันของถนนขึ้น โดยในปัจจุบันกรม
ทางหลวงใช้วิธีขุดใส่และฉาบผิวลาดยางเดิมในการแก้ไขปัญหาที่เกิดขึ้นนี้ หลังจากการวิเคราะห์
สาเหตุ จึงเกิดแนวคิดแก้ไขปัญหานี้ โดยการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีช่องว่างในการ
ทรุดตัวได้และนำไปวางกรอบฐานรากที่เหลื่อมล้ำเข้ามาในถนน เพื่อให้ถนนทรุดตัวได้เท่ากัน ผลจาก
การออกแบบ โครงสร้างมีช่องว่างที่ยอมให้ทรุดตัวได้ 0.80 เมตร ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับรายงานผล
การสำรวจระดับการทรุดตัวของพื้นดิน โครงการสำรวจระดับการทรุดตัวของพื้นดินในเขต
กรุงเทพมหานครและปริมณฑล ประจำปีงบประมาณ 2551 โดย กองยื่อเดซีและยื่อฟิสสิคส์ กรม
แผนที่ทหาร ระหว่างปี พ.ศ. 2521-2551 เกิดพื้นที่ที่มีการทรุดตัวเฉลี่ย 2.5 เซนติเมตรต่อปี บริเวณ
สถานีที่ 15 (CI.15 - 1) สถานีกำจัดน้ำเสีย ดอนเมือง ดังนั้นโครงสร้างจะมีอายุการใช้งาน 32 ปี
จากนั้นทำการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างโครงสร้างกับการแก้ไขที่ใช้ในปัจจุบัน โดยค่าซ่อมแซมในปี
พ.ศ. 2555 ของทางหลวงหมายเลข 31 ตอน ดินแดง-งามวงศ์วาน ระหว่าง กม.7+400 ถึง 10+000
ซึ่งมีต่อม่อทั้งสิ้น 288 ต่อม่อ ทั้งขาเข้าและขาออก มีค่าซ่อมแซมเนื่องจากปัญหาดังกล่าวทั้งสิ้น
6,917,752.62 บาท เมื่อเปรียบเทียบกับราคาโครงสร้างที่ต้องแก้ไขทั้งบริเวณดังกล่าวซึ่งเป็นจำนวน
17,122,733.22 บาท ดังนั้นถ้าหากในช่วงเวลา 32 ปี มีการซ่อมเกิน 3 ครั้ง วิธีการแก้ไขที่เสนอจะมี
ความคุ้มค่า

Project Title	SOLUTION OF DIFFERENTIAL SETTLEMENT ON ROADS DUE TO THE BENEATH STRUCTURE		
Student	MS.SIRADA	RATTANANAKA	ID. 53011564
	MR.SADUDEE	SETSOBHUNKUL	ID. 53011624
	MR.ORAS	SCHERF	ID. 53011969
Project Adviser	DR.ARTHIT	PETCHSASITHON	
Degree	BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING		
Year	2013		

ABSTRACT

The settlement of the road which has some parts of the pavement structure lay on the median beneath the road may lead to cause the differential settlement. In this case, we use the highway number 31 Dindaeng – Ngamwongwan kilometer 7+400 to 10+000 a case study to analyze and solve the problem. The top of footing of Don Muang Toll Way is lower than the highway number 31 for 0.95 meter. After the settlement of the road, the road which is on the footing has different settlement from the others and cause the differential settlement. Currently, the Department of Highway use scraping and surface dressing to fix the problem. According to this, reinforced concrete structures which have a gap between the road and the footing laying on the footing have been. The design of the structure based on a 0.8 meter gap. According to the land subsidence in Bangkok and suburban survey project in 2008 by Geodesy and Geophysics Division, Royal Thai Survey Department during 1978-2008, the average of land subsidence is 2.5 centimeter per year at the station 15 (CI.15 - 1) so the structure will have a life time of 32 years. Consequently, the cost between the cost of the current fixing and the cost of the structure will be compared. The cost of current fixing covered the highway number 31 Dindaeng – Ngamwongwan kilometer 7+400 to 10+000 which has the total of 288 piers in 2012 is 6,917,752.62 baht and the total cost of the structure is 17,122,733.22 baht. So if during the 32 years, there are three or more times of structural repair, then this solution will be beneficial.

กิตติกรรมประกาศ

ปริญญาานิพนธ์เล่มนี้สามารถสำเร็จได้ด้วยความกรุณาของ ดร.อาทิตย์ เพชรศศิธร ซึ่งเป็นอาจารย์ที่ปรึกษาปริญญาานิพนธ์นี้ โดยตลอดเวลาท่านได้เมตตาให้ความช่วยเหลือ ให้ความรู้ คำแนะนำในการแก้ปัญหา คอยตรวจสอบและแก้ไขโครงงานพิเศษนี้ด้วยความเอาใจใส่อย่างยิ่ง ซึ่งถือเป็นสิ่งมีค่าที่ข้าพเจ้าได้รับตลอดเวลาที่ทำงานวิจัยนี้

ขอขอบพระคุณ สำนักทางหลวงที่11 สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง(กรมทางหลวง) และบรรดาบริษัทออกแบบ สำหรับความร่วมมือ และความช่วยเหลือในการให้ข้อมูลที่นำมาใช้ในงานปริญญาานิพนธ์นี้

ขอขอบพระคุณ เหล่าคณาจารย์สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง ทุกท่านที่ได้ให้วิชาความรู้ต่างๆ จนสามารถนำมาพัฒนาให้งานวิจัยนี้ลุล่วง

ขอขอบพระคุณ คณะกรรมการสอบปริญญาานิพนธ์ทุกท่าน ที่ได้กรุณาตรวจและให้คำแนะนำที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่ง ซึ่งเป็นส่วนประกอบสำคัญที่ทำให้ปริญญาานิพนธ์ฉบับนี้มีความสมบูรณ์ยิ่งขึ้น

ขอขอบพระคุณ บิดามารดาและครอบครัว ที่คอยมอบความรัก ให้การสนับสนุนในทุกๆเรื่อง และทุกคนที่ช่วยเหลือทั้งกำลังกายและกำลังใจที่ไม่ได้กล่าวชื่อ จนทำให้วิทยานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จลุล่วงได้ด้วยดี

สำหรับคุณงามความดีอันใดที่เกิดจากปริญญาานิพนธ์ฉบับนี้ ข้าพเจ้าขอมอบให้บิดามารดา ที่รักยิ่งและสมาชิกในครอบครัวทุกคนที่คอยเอาใจช่วยห่วงใย ตลอดจนครูอาจารย์ที่เคารพทุกท่านที่ได้ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้และถ่ายทอดประสบการณ์ที่ดีแก่ข้าพเจ้า

นางสาวศิริดา รัตน์นาคะ
นายสฤดี เศรษฐ์โสภณกุล
นายโอริส แชรพ์

คณะผู้จัดทำ

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
2.2.5 การยึดเหนี่ยวและระยะฝังยึดเหล็กเสริม	20
2.2.5.1 บทนำ	20
2.2.5.2 หน่วยแรงยึดเหนี่ยว	21
2.2.5.3 พิกัดความยาวยึดรั้งหรือระยะฝังยึดเหล็กเสริม	28
2.3 ข้อมูลดิน	35
2.4 ข้อมูลน้ำหนักจากพาหนะ	36
2.4.1 น้ำหนักของยานพาหนะ	36
2.4.2 โครงสร้างของยานพาหนะ	37
2.5 ข้อมูลราวกันอันตราย กำแพงคอนกรีต (Barrier)	40
2.5.1 ลักษณะทั่วไป	40
2.5.2 สมรรถนะต่อการชน	42
2.5.3 ข้อเสนอแนะสำหรับการติดตั้ง	42
2.5.4 ขนาดเกาะแบ่งช่องกลางถนน	42
2.6 ข้อมูลโครงสร้างบริเวณเกาะกลางถนน	43
2.7 ข้อมูลลานถนน	46
2.8 การประมาณราคาตามหลักเกณฑ์การกำหนดราคากลาง งานก่อสร้างของทางราชการ ตามมติคณะรัฐมนตรี 6 กุมภาพันธ์ 2550	49
2.9 ข้อมูลราคาวัสดุ	54
บทที่ 3 หลักการดำเนินงาน	57
3.1 หลักการออกแบบโครงสร้างผนังกันดิน	57
3.1.1 ขนาดและสัดส่วนของเขื่อนกันดินแบบยื่นรูปตัวที	57
3.1.2 การจัดสัดส่วนที่เหมาะสมของผนังกันดิน	58
3.1.3 ขั้นตอนการออกแบบ	59
1.) หาขนาดพื้นที่ของฐานราก	59
2.) หาหน่วยแรงดันขั้นสุดของดินใต้ฐานราก	59
3.) เลือกความหนาของฐานราก	59
4.) ตรวจสอบการเลื่อนของฐาน (Base Sliding)	59
5.) ตรวจสอบการพลิกคว่ำของโครงสร้าง (Overturning)	60
6.) ตรวจสอบหน่วยแรงกดใต้ฐาน (Bearing Stress)	61
7.) ตรวจสอบความมั่นคงของทั้งระบบ (Overall Sliding)	63
8.) ออกแบบโครงสร้างของส่วนประกอบของผนังกันดิน	64
9.) เขียนรายละเอียดทางโครงสร้าง	64

สารบัญ(ต่อ)

	หน้า
3.1.4 ข้อควรพิจารณาพิเศษในการออกแบบจากสภาพสนามจริง	64
3.1.5 คอนกรีตหยาบกันหลุมฐานราก	65
3.2 ทฤษฎีคานยื่น	65
3.2.1 ขั้นตอนการออกแบบ โครงสร้างพื้นคานยื่น	66
1.) ออกแบบ ความหนาของแผ่นพื้น	66
2.) หาน้ำหนักบรรทุกกระทำกับพื้น	67
3.) การวิเคราะห์โครงสร้าง อย่างละเอียด และ อย่างประมาณ	67
4.) ตรวจสอบความหนาแผ่นพื้นที่ใช้	67
5.) ทหาปริมาณ เหล็กเสริม	68
6.) ตรวจสอบ แรงเฉือน	69
7.) ตรวจสอบระยะห่างของเหล็กเสริม (Spacing)	69
บทที่ 4 ออกแบบโครงสร้าง	70
4.1 ออกแบบส่วนพื้นยื่นเพื่อรับน้ำหนักล้อ	70
4.2 การออกแบบโครงสร้างช่วยการทรุดตัว	73
บทที่ 5 ประเมินราคา เพื่อเปรียบเทียบความคุ้มค่าระหว่างการแก้ไข ด้วยวิธีสร้างโครงสร้างเสริม กับการซ่อมถนน	101
5.1 รายละเอียดราคาประมาณการ	101
5.2 รายละเอียด ราคา ตัวโครงสร้างที่ออกแบบ	102
5.3 เปรียบเทียบความคุ้มค่าระหว่างการแก้ไขด้วยวิธีสร้างโครงสร้างป้องกัน กับ การซ่อมถนนรายปี	104
บทที่ 6 สรุป	104
6.1 สรุปผลการออกแบบ	104
6.2 ข้อเสนอแนะ	105
เอกสารอ้างอิง	106

สารบัญตาราง

หน้า

ตารางที่ 2.1	สัมประสิทธิ์แรงต้านของดิน (Bearing Capacity Factors)		9
ตารางที่ 2.2	ค่าปรับแก้สัมประสิทธิ์แรงต้านของดิน (Bearing Capacity Factors)		11
ตารางที่ 2.3	ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ I_{db} เมื่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึง		30
ตารางที่ 2.4	ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ I_{db} เมื่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด		32
ตารางที่ 2.5	ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ I_{hd}		34
ตารางที่ 2.6	ตารางแสดงคุณสมบัติของดิน		36
ตารางที่ 2.7	เกณฑ์น้ำหนักบรรทุกของรถประเภทต่างๆของกรมทางหลวง		37
ตารางที่ 2.8	แสดงระยะแต่ละส่วนของ โครงสร้างด้านข้าง รถยนต์บรรทุก ISUZU FVM 240		38
ตารางที่ 2.9	แสดงระยะแต่ละส่วนของโครงสร้างด้านหน้า รถยนต์บรรทุก ISUZU FVM 240		39
ตารางที่ 2.10	แสดงรูปแบบ ขนาดและน้ำหนักของเกาะแบ่งช่องกลางถนน		43
ตารางที่ 2.11	ตารางราคาคอนกรีตสำเร็จ		55
ตารางที่ 2.12	ตารางราคาเหล็กเส้นกลมผิวดัดข้ออ้อย		56
ตารางที่ 4.1	แสดงสมบัติของดินแต่ละชั้น		74
ตารางที่ 4.2	แสดงโมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment)	กรณี 1	79
ตารางที่ 4.3	แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment)	กรณี 1	80
ตารางที่ 4.4	แสดงโมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment)	กรณี 2	82
ตารางที่ 4.5	แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment)	กรณี 2	83
ตารางที่ 4.6	แสดงโมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment)	กรณี 3	85
ตารางที่ 4.7	แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment)	กรณี 3	86
ตารางที่ 4.8	แสดงโมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment)	กรณี 4	88
ตารางที่ 4.9	แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment)	กรณี 4	89
ตารางที่ 5.1	ตารางรายละเอียดราคาประมาณการ งานจ้างเหมาทำการ		101
ตารางที่ 5.2	ตารางรายละเอียดราคาประมาณการ งานในส่วนของโครงสร้าง		102
ตารางที่ 5.3	ตารางรายละเอียด ราคา ตัวโครงสร้างที่ออกแบบ		103

ญ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

	หน้า
รูปที่ 2.1 การเลื่อนของฐาน	5
รูปที่ 2.2 การพลิกคว่ำของผนัง	5
รูปที่ 2.3 การพิบัติของดินใต้ฐาน	5
รูปที่ 2.4 การพิบัติของโครงสร้าง	5
รูปที่ 2.5 การพิบัติของระนาบ	6
รูปที่ 2.6 ผนังคอนกรีตกันดิน (Retaining Wall)	6
รูปที่ 2.7 แรงดันชั้นของดิน หน่วยแรงดันของดินทางข้าง หน่วยแรงดันของน้ำหนักกดทับ	7
รูปที่ 2.8 การเคลื่อนตัวของมวลดินเมื่อเกิดการวิบัติ	8
รูปที่ 2.9 พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของผนังกัน และมวลดินโดยรอบ	13
รูปที่ 2.10 แรงดันด้านข้างโดยวิธี Rankine	14
รูปที่ 2.11 แรงดันด้านข้างโดยวิธี coulomb	16
รูปที่ 2.12 แผ่นพื้นรูปแบบต่างๆ	17
รูปที่ 2.13 แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว	18
รูปที่ 2.14 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวในคาน	20
รูปที่ 2.15 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากโมเมนต์ดัดในคานคอนกรีตที่เสริมเหล็กรับแรงดึง	22
รูปที่ 2.16 โครงโค้งโดยที่ปลายทั้งสองข้างมีท่อนเหล็กรับแรงดึง	23
รูปที่ 2.17 การกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโมเมนต์ดัดมีค่าคงที่	24
รูปที่ 2.18 การกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในช่วงที่แรงเฉือนมีค่าคงที่	25
รูปที่ 2.19 รอยปริของคอนกรีตตามแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง	25
รูปที่ 2.20 ระยะฝังยึดเหล็กเสริมรับแรงดึง	26
รูปที่ 2.21 ตัวคูณประกอบตามสภาพการใช้งาน ข้อ 1) ของตารางที่ 2.3	31
รูปที่ 2.22 ตัวคูณประกอบตามสภาพการใช้งาน ข้อ 2) และข้อ 4) ของตารางที่ 2.3	31
รูปที่ 2.23 ระยะฝังของท่อนเหล็กตรง และเมื่อทำของ 90 องศา และ 180 องศา ที่ปลายเหล็กเสริม	33
รูปที่ 2.24 ระยะหุ้มของคอนกรีตตามข้อ 1 ของตารางที่ 2.5	34
รูปที่ 2.25 การฝังยึดของเหล็กข้ออ้อยลูกตั้งรูปตัว U	35
รูปที่ 2.26 เหล็กลูกตั้งตัว U คู่แบบวงปิด	35
รูปที่ 2.27 การฝังยึดเหล็กค่อม้า	35
รูปที่ 2.28 รถยนต์บรรทุก 3 เพลา ISUZU FVM240	38
รูปที่ 2.29 โครงสร้างด้านข้างรถยนต์บรรทุก ISUZU	39
รูปที่ 2.30 โครงสร้างด้านหน้า รถยนต์บรรทุก ISUZU	39
รูปที่ 2.31 โครงสร้าง ด้านหน้า รถยนต์บรรทุก ISUZU FVM24	40
รูปที่ 2.32 ราวกันอันตรายแบบคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับบริเวณข้างทาง	41
รูปที่ 2.33 ราวกันอันตรายคอนกรีตเสริมเหล็กแบบหล่อสำเร็จสำหรับบริเวณข้างทาง	41
รูปที่ 2.34 รูป Plan View ของฐานราก	44

สารบัญรูป(ต่อ)

	หน้า
รูปที่ 2.35 รูปตัดขวางในแนว Y - Y	45
รูปที่ 2.36 รูปตัดขวางในแนว X - X	45
รูปที่ 2.37 รูปตัดขวางของถนนวิภาวดี-รังสิต	46
รูปที่ 2.38 รูปตัดแสดงโครงสร้างถนนคอนกรีตเสริมเหล็กและคุณสมบัติวัสดุ	47
รูปที่ 2.39 หลักเกณฑ์การคำนวณราคากลางงานก่อสร้าง	50
รูปที่ 3.1 การจัดสัดส่วนที่เหมาะสมของผนังกันดิน	58
รูปที่ 3.2 ตรวจสอบการเลื่อนของฐาน (Base Sliding)	59
รูปที่ 3.3 ตรวจสอบการพลิกคว่ำของโครงสร้าง (Overturning)	60
รูปที่ 3.4 การปรับแก้โครงสร้าง	61
รูปที่ 3.5 ตรวจสอบหน่วยแรงกดใต้ฐาน (Bearing Stress)	62
รูปที่ 3.6 หน่วยแรงกดอัดทั้งหมดของดินใต้ฐานรากเมื่อน้ำหนักกระทำเยื้องศูนย์กลาง	63
รูปที่ 3.7 ตรวจสอบความมั่นคงของทั้งระบบ (Overall Sliding)	63
รูปที่ 3.8 ออกแบบโครงสร้างของส่วนประกอบของผนังกันดิน	64
รูปที่ 3.9 การออกแบบจากสภาพสนามจริง	65
รูปที่ 3.10 การออกแบบพื้นยื่น (Cantilever Slab)	66
รูปที่ 4.1 แสดงตำแหน่งที่แรงกระทำ	70
รูปที่ 4.2 แสดง free body diagram	71
รูปที่ 4.3 แสดง bending moment diagram	71
รูปที่ 4.4 แสดง shear force diagram	72
รูปที่ 4.5 แสดงขนาด สัดส่วนของโครงสร้าง	73
รูปที่ 4.6 ค่าแรงดัน (ทางข้าง)	76
รูปที่ 4.7 ขยายของแรงดันดินในชั้น Sand Cushion และ Soil Aggregates	77
รูปที่ 4.8 แสดงแรงลัพธ์ที่กระทำต่อโครงสร้าง	78
รูปที่ 4.9 แสดงการวิเคราะห์หาเสถียรภาพของโครงสร้าง	79
รูปที่ 4.10 แสดงการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดใต้ฐาน	91
รูปที่ 4.11 การกระจายของหน่วยแรงกดอัดใต้ฐานสำหรับการออกแบบฐานหน้าโครงสร้าง	93
รูปที่ 4.12 แสดงขนาดของโครงสร้างใน Section A	97
รูปที่ 4.13 แสดงด้าน Pan View	97
รูปที่ 4.14 แสดงขนาดโครงสร้างใน Section B	98
รูปที่ 4.15 แสดงขนาดใน Detailed 1	98
รูปที่ 4.16 แสดงการเสริมเหล็กใน Section A	99
รูปที่ 4.17 แสดงด้าน Plan View	99
รูปที่ 4.18 แสดงการเสริมเหล็กใน Detailed 1	100
รูปที่ 4.19 แสดงการเสริมเหล็กใน Section B	100
รูปที่ 5.1 สถานีที่ 15 (CI.15-1) สถานีกำจัดน้ำเสีย ดอนเมือง	103

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

เนื่องจากถนนหลายสายในกรุงเทพฯ มักมีโครงสร้างอยู่ระหว่างถนนหรืออยู่บนเกาะกลาง ซึ่งโครงสร้างเหล่านี้ส่วนใหญ่แล้วมักจะมีโครงสร้างใต้ดิน เช่น ฐานราก เหลื่อมล้ำเข้ามาในส่วนของถนน ทำให้เมื่อถนนเกิดการทรุดตัว ส่วนของถนนที่อยู่เหนือโครงสร้างใต้ดินจะไม่สามารถทรุดตัวตามถนนส่วนอื่น ซึ่งก่อให้เกิดปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากัน (Differential Settlement) สังเกตว่าปัญหาที่เกิดขึ้นนี้ส่วนมากจะเกิดขึ้นบนถนนเลนขวาสุด ซึ่งเป็นถนนเลนสำหรับรถที่วิ่งเร็ว ดังนั้นปัญหาที่เกิดขึ้นมีผลทำให้รถไม่สามารถใช้ความเร็วได้มาก

ปัจจุบันถนนที่มีโครงสร้างบนเกาะกลางและเกิดปัญหานี้ถือว่าเป็นที่น่ารำคาญสำหรับผู้ใช้รถใช้ถนน ยกตัวอย่างเช่น ถนนวิภาวดีรังสิต ถนนบางนา-ตราด ฯลฯ ซึ่งถนนเหล่านี้จำเป็นต้องทำการซ่อมทุกช่วงเวลาหนึ่ง เพื่อไม่ให้เกิดปัญหาเช่นนี้กับถนนเส้นอื่น โดยเฉพาะ ถนนที่มีการวางแผนในอนาคตที่จะทำการก่อสร้างโครงสร้างบนเกาะกลางอย่างเช่น การก่อสร้างรถไฟฟ้าสายสีเหลือง ที่จะทำการก่อสร้างบนถนนลาดพร้าว หากตัดสินใจจะทำการเป็นโครงสร้างลอยฟ้า (Elevated Structure) ก็จะทำให้เกิดปัญหาเช่นเดียวกับถนนที่กล่าวมาข้างต้น ดังนั้นควรจะมีแนวทางการป้องกันหรือแก้ไขปัญหานี้ก่อนที่จะเกิดขึ้น

สังเกตได้ว่าปัญหานี้จะเกิดขึ้นกับถนนที่อยู่บนชั้นดินอ่อนซึ่งยังสามารถเกิดการทรุดตัวได้ ดังนั้นการแก้ไขปัญหานี้ก็คือ การทำให้ถนนที่อยู่เหนือโครงสร้างใต้ดินสามารถทรุดตัวได้เหมือนกันกับส่วนอื่นๆของถนน เพื่อที่จะไม่เกิดปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากัน (Differential Settlement)

1.2 วัตถุประสงค์การศึกษา

1.2.1 เพื่อออกแบบโครงสร้างป้องกันการทรุดตัวไม่เท่ากันของถนน เนื่องจากโครงสร้างใต้ดิน สำหรับถนนที่ต้องการเพิ่มโครงสร้างบริเวณเกาะกลางถนน

1.2.2 เพื่อเปรียบเทียบความคุ้มค่าระหว่างการแก้ไขด้วยวิธีสร้างโครงสร้างป้องกันกับการซ่อมถนนรายปี

1.3 แนวทางในการดำเนินงาน

1.3.1 ศึกษาสาเหตุและข้อมูลของปัญหา ที่สนใจ คิดหาแนวทางการแก้ไขปัญหาและประเมินความเป็นไปได้ของวิธีที่สนใจและเลือกมาทำโครงการ

1.3.2 วางแนวทางการแก้ไขปัญหาทั้งหมด เลือกแนวทางที่สนใจ คือ การออกแบบโครงสร้างเสริม พร้อมวางแผนการดำเนินงาน

1.3.3 ค้นหา และศึกษาที่เกี่ยวข้องกับโครงการ ข้อมูลการทรุดตัวของถนนวิภาวดี ,

เทคนิคการซ่อมถนนเนื่องจากปัญหาดังกล่าว ราคาในการซ่อมแซม และ ข้อกำหนดในการออกแบบ ถนนทางหลวงหมายเลข 31 ตอน ดินแดง – งามวงศ์วาน ระหว่าง กม.7+400 ถึง 10 + 000

1.3.4 ศึกษาทฤษฎีที่ใช้ในการคำนวณออกแบบโครงสร้าง ในโครงการ ทฤษฎีคานายื่นและ ทฤษฎีด้านการประเมินราคา

1.3.5 นำเอาข้อมูลที่ได้จากการศึกษามาออกแบบโครงสร้าง เพื่อแก้ปัญหา ดังกล่าว

1.3.6 คำนวณงบประมาณสำหรับโครงสร้างเพื่อเปรียบเทียบความคุ้มค่า

1.3.7 สรุปผลวิเคราะห์ความเป็นไปได้ในวิธีการแก้ปัญหาที่เลือกทำโครงการ และความ เป็นไปได้ความคุ้มค่า ในการนำโครงการไปประยุกต์ใช้จริงในชีวิตประจำวัน

1.4 ขอบเขตการศึกษา

1.4.1 โครงการนี้ ทำการศึกษา ถนนเส้นวิภาวดี-รังสิต

1.4.2 ข้อกำหนดในการก่อสร้างถนนเป็นไปตามข้อกำหนดของกรมทางหลวง

1.4.3 ข้อมูลการหลุดตัวของพื้นดิน เป็นไปตาม รายงานผลการสำรวจระดับการหลุดตัวของ พื้นดิน โครงการสำรวจระดับการหลุดตัวของพื้นดินในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ประจำปี งบประมาณ 2551 โดยกองยื่อเดซีและยื่อฟิสิกส์ กรมแผนที่ทหาร

1.4.4 โครงการนี้ กำหนดให้การรับแรงใต้ดิน เป็นแบบสม่ำเสมอตลอดหน้าตัดดิน คือ มี การหลุดตัวเท่ากันตลอดแนวหน้าตัดดิน

1.4.5 การคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง

1.4.6 โครงการนี้ กำหนดคุณสมบัติของดินใต้ถนนและโครงสร้างเหมือนกันตลอดทั้งแนว

1.4.7 โครงการนี้ กำหนดให้มีการปรับแต่ง คุณสมบัติของดินให้สามารถรับน้ำหนักลง ทั้งหมดจากโครงสร้างได้

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1.5.1 เพื่อศึกษาหาทางแก้ไขปัญหาการหลุดตัวไม่เท่ากันเนื่องจากโครงสร้างใต้ดิน

1.5.2 สามารถเข้าใจการออกแบบโครงสร้างรับแรงเพื่อให้ถนนสามารถหลุดตัวได้เท่ากัน

1.5.3 เพื่อทราบถึงความคุ้มค่าระหว่างการแก้ไขปัญหาด้วยวิธีดังกล่าวกับการซ่อมถนน

บทที่ 2

วรรณกรรมปริทัศน์

2.1 บทนำ

การออกแบบ โครงสร้างเสริมเพื่อคลุมโครงสร้างฐานรากใต้ดินที่เหลื่อมล้ำ จากสิ่งก่อสร้างบริเวณ กลางถนน หรือเกาะกลางถนน นั้นมีการออกแบบตัวโครงสร้างเสริมแบ่งออกเป็น 2 ส่วน มี 1. ส่วนของตัวโครงสร้างที่ออกแบบ ทำการเชื่อมติดกับส่วนที่ 2. กำแพงคอนกรีต (Barrier) เพื่อการ ทรัดตัวพร้อมกันของทั้งโครงสร้างถนนและกำแพงคอนกรีต จำเป็นต้องมีการเก็บและศึกษาข้อมูล เป็น ส่วนๆ เพื่อออกแบบโครงสร้างให้เหมาะสมสำหรับสภาพการก่อสร้างในแต่ละบริเวณ

โดยจาก ตัวโครงสร้างที่ทำการออกแบบ 2 ส่วน คือ

1. ในส่วนของโครงสร้างใต้ดิน หรือการขุดดินลึกสิ่งที่มีความสำคัญที่ต้องพิจารณาคือ ส่วนที่ ป้องกันแรงดันด้านข้าง และโครงสร้างที่ใช้ในการป้องกัน คือ กำแพงดิน ในการออกแบบกำแพงดิน นั้น จำเป็นต้องศึกษา ข้อมูลดินในแต่ละบริเวณ สภาพดินในแต่ละชั้น และระดับชั้นดินในบริเวณ ที่ศึกษาและทำการออกแบบโครงสร้างจำลอง

2. ในส่วนที่คอยรับน้ำหนักดินจาก ดินเหนือฐานรากหรือ น้ำหนักของรถยนต์ที่ขับผ่านถนนนั้น ใน ที่นี้จะใช้ ทฤษฎีพื้นยื่น ในการออกแบบ โดยการออกแบบพื้นยื่นจะคล้ายการคำนวณพื้นทางเดียว ใน การออกแบบนั้น จำเป็นต้องศึกษา ข้อมูล น้ำหนักดินเหนือฐานราก ข้อกำหนดการออกแบบพื้นยื่น รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load) และ น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load) โหลดที่เกิดขึ้นจาก แรงกระทำต่างๆ

จำเป็นต้องมีการเก็บและศึกษาข้อมูลที่เกี่ยวข้องอื่นๆ ข้อมูลโครงสร้างใต้ดินบริเวณเกาะกลางที่ เกิดปัญหาของถนนสายวิภาวดี ทางด่วนสาย 31 ข้อกำหนดการออกแบบถนน ข้อกำหนดการ ออกแบบกำแพงคอนกรีต(Barrier) ข้อมูลดินอื่นๆ ประวัติระยะหลุดตัวของถนน สำหรับใช้ในการ ออกแบบตัวโครงสร้าง ข้อมูลการซ่อมแซมถนน งบประมาณที่ใช้ในการซ่อมแซม สำหรับใช้ใน การศึกษาแนวโน้มในการนำโครงการไปประยุกต์ใช้จริง

แต่ละหน่วยงาน จำเป็นต้องมีการประเมินความเป็นไปได้ในการนำโครงการไปใช้งาน โดยใช้ หลักเกณฑ์การเปรียบเทียบราคา จากการคำนวณราคากลางงานก่อสร้าง เพื่อประกอบการพิจารณา ความเหมาะสมในการจัดสรรหรือตั้งงบประมาณสำหรับโครงการ จึงจำเป็นต้องศึกษาการประมาณ ราคาตามหลักเกณฑ์การกำหนดราคากลางงานก่อสร้างของทางราชการด้วย นั่นเอง

2.2 ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในการคำนวณออกแบบ โครงสร้างเสริม มีการใช้ทฤษฎีต่างๆ ในการออกแบบ

2.2.1 ประเภทของโครงสร้างกันดิน

โครงสร้างกันดิน อาจแบ่งออกตามลักษณะรูปร่าง และการใช้งาน ออกเป็น 4 ประเภท

ก.) ผนังคอนกรีตกันดิน (Retaining Wall)

ใช้ต้านทานแรงดันทางด้านข้างของดิน หรือของไหล เช่น น้ำ และต้านทานแรง เนื่องจากน้ำหนักกดทับจากผิวนบน เช่น น้ำหนักขูดยานพาหนะ อาจใช้ป้องกันไม่ให้น้ำใต้ดินซึมเข้าสู่ชั้นใต้ดินของอาคารได้ กำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก ส่วนใหญ่ขุดดินออกเพื่อหล่อกำแพง แล้วถมดินกลับภายหลัง กำแพงประเภทนี้จะทึบน้ำ ป้องกันการรั่วซึมได้ดี กำแพงกันดินชนิดปลายยื่น (Free cantilever) หากลึกมากจะไม่ประหยัด ควรเลือกระบบอื่น ๆ เช่น ชนิดมีค้ำยัน (Counter fort) มักใช้ออกแบบเมื่อความต่างของระดับดินมากกว่า 8 เมตร ชนิดค้ำยันจากทางด้านนอก (Buttress) และผนังห้องใต้ดินที่วางยึดกับคานหรือเสา

ข.) แผ่นผนังกันดิน (Sheet Pile Structure)

เข็มพืดเป็นแผ่นเหล็กยาวที่มีความกว้างประมาณ 30 ถึง 50 เซนติเมตร เป็นโครงสร้างแผ่นบางที่ทำจากเหล็กหรือคอนกรีต เสียบ หรือหยั่งลงในชั้นดินพอสมควร มักจะยึดต่อกันเป็นแผงต่อเนื่อง เหมาะที่จะตอกลงไปในดิน แล้วจึงขุดดินด้านที่ต้องการระดับออก ตัวโครงสร้างจะมีความยืดหยุ่นตัวได้มาก ถ้าความต่างระดับของดินมากจะต้องยึดด้วยสมอในชั้นบน

ค.) โครงสร้างค้ำยันการขุด (Excavation Bracing)

ใช้เป็นโครงสร้างกันดินชั่วคราวในระหว่างการก่อสร้าง ฐานราก ห้องใต้ดิน อุโมงค์ส่งน้ำ เป็นต้น และมักจะรื้อถอนออกไปเมื่อการก่อสร้างแล้วเสร็จ

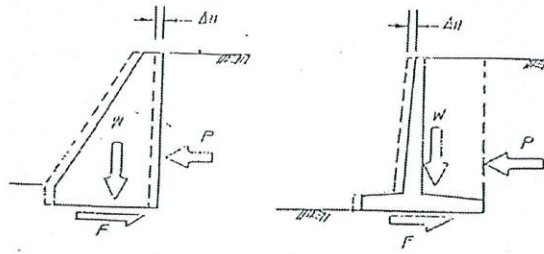
ง.) โครงสร้างกันดินลักษณะพิเศษ (Special Structures)

วิทยาการสมัยใหม่ทำให้เกิดลักษณะโครงสร้างกันดินแบบพิเศษ โดยใช้ Geotextile, Reinforcement, Rock Bolt, Shotcrete หรืออื่นๆ เข้ามาช่วย ในบางกรณีจะทำให้ก่อสร้างสะดวก รวดเร็ว และประหยัดขึ้น

2.2.2 การพิบัติของโครงสร้างกันดิน

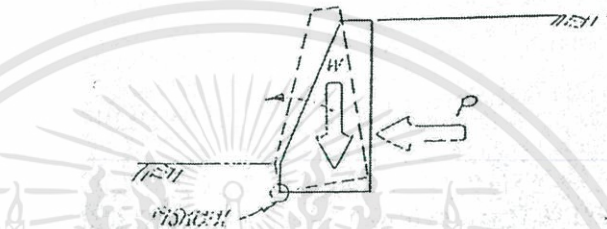
โครงสร้างกันดินอาจเกิดการพิบัติ หรือพังจากส่วนต่างๆ ในโครงสร้างได้หลายส่วนและเริ่มจากสาเหตุเดียวแล้วต่อเนื่องไปทั้งระบบ หรือเฉพาะส่วน แต่ยังคงผลทำให้ไม่สามารถใช้งานได้ ตัวอย่างการพิบัติอาจเกิดจาก

ก.) การเลื่อนของฐาน (Base Sliding) เกิดกับผนังกันดินคอนกรีตเป็นส่วนมาก มักเกิดจากแรงดันดินด้านข้างมากกว่า แรงต้านที่ฐานอันเกิดจากความเหนียวหรือความฝืดของดินที่สัมผัสฐาน ดังรูปที่ 2.1



รูปที่ 2.1 การเคลื่อนของฐาน

ข.) การพลิกคว่ำ (Overturning) เนื่องจากโมเมนต์ที่เกิดจากแรงดันดินมากกว่าโมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักที่ต้านไว้ ดังรูปที่ 2.2



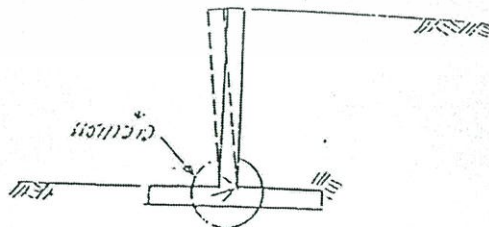
รูปที่ 2.2 การพลิกคว่ำของผนัง

ค.) แรงดันของดินใต้ฐานไม่พอ (Bearing Failure) เนื่องจากชั้นดินใต้ฐานน้อยจนไม่สามารถรับแรงกดจากร้ำหนัก และแรงดันด้านข้าง ทำให้เกิดการทรุดจมของฐาน โดยเฉพาะด้านนอก ดังรูปที่ 2.3



รูปที่ 2.3 การพังทลายของดินใต้ฐาน

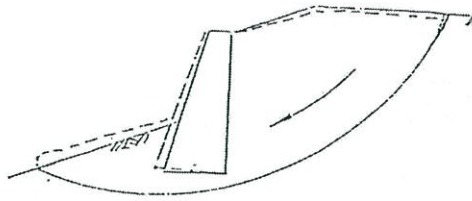
ง.) การพังทลายของตัวโครงสร้างของผนัง (Structural Failure) เกิดเนื่องจากการออกแบบความแข็งแรงของตัวโครงสร้างไม่แข็งแรงพอที่จะรับโมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือนได้เพียงพอ ดังรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 การพังทลายของโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จ.) การพิบัติของระบบรวม (Overall Slide) มักจะเกิดในกรณีที่ดินที่กันไว้มีความลาดเอียง หรือมีชั้นดินอ่อนอยู่ที่ระดับลึกใต้ฐานลงไป จึงอาจเกิดผิวเคลื่อนของดินที่ไม่ผ่านตัวผนังตัวผนัง ดังรูปที่ 2.5



รูปที่ 2.5 การพิบัติของระบบรวม

ฉ.) การโค้งงอหรือหักของเข็มพืด (Bending Failure) ในเข็มเมื่อโมเมนต์ดัดมาก อาจเกิดการโค้งงอในตำแหน่งวิกฤต ต่างๆ

ช.) การพิบัติที่ระบบสมอยึด (Failure of Anchorage System) เนื่องจากสายสมอขาด หรือการเลื่อนของยึด

ซ.) การเคลื่อนของดินที่ปลายเข็มพืด (Passive Failure)

2.2.3 ทฤษฎีโครงสร้างกันดิน

โครงสร้างกันดิน แบบ ผนังคอนกรีตกันดิน (Retaining Wall) มักใช้ออกแบบ เมื่อความต่างระดับดินอยู่ระหว่าง 2- 8 เมตร โครงสร้างเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ไม่มีเหล็ก หรือผนังอิฐก่อ ซึ่งมีความแข็งตัว (Rigid) สูง การเคลื่อนตัวของมวลดินบริเวณรอบข้างจะมีน้อย เช่น ในรูป ที่ 2.6 มีการวางลงในชั้นดินไม่ลึกมาก มีฐานกว้างเพื่อกระจายน้ำหนักกด และป้องกันการลื่นไถล



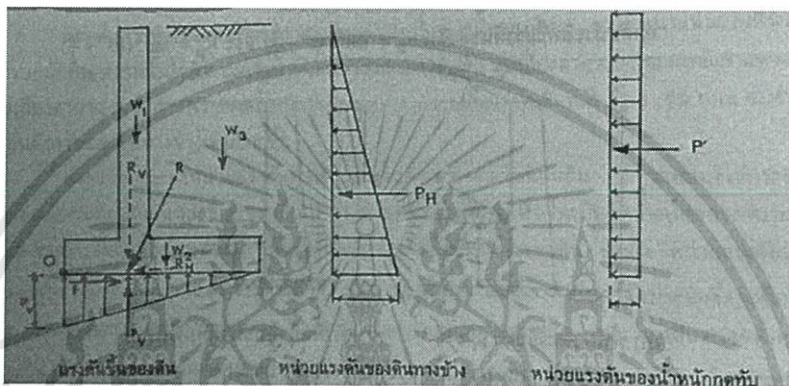
รูปที่ 2.6 ผนังคอนกรีตกันดิน (Retaining Wall)

2.2.3.1 แรงกระทำต่อผนังกันดิน (Forces on Retaining Wall)

การคำนวณออกแบบผนังกันดิน พิจารณาได้จากการกระทำของแรงต่างๆ ที่เชื่อมกันดินต้องรับหรือต้านทาน ดังรูปที่ 2.7 ซึ่งได้แก่

- ก. แรงดันทางข้างเนื่องจากดิน P_a และ P_p และจากน้ำหนักกดทับ P' (ถ้ามี)
- ข. น้ำหนักของตัวผนังกันดินเอง $w_1 + w_2$
- ค. น้ำหนักของดินที่อยู่เหนือฐานหลังเขื่อน w_3 และที่หน้าเขื่อน (ถ้ามี)

สมมุติว่ามีดินถมหลังเขื่อนอย่างเดียวและมีน้ำหนักกดทับ โดยผิวดินอยู่ในแนวราบเสมอ กับผนัง ดังรูปที่ 2.7 ดังนั้นถ้าให้ R เป็นแรงลัพธ์ของแรงที่กระทำต่อเขื่อนที่เกิดจากแรงดันทางข้างในแนวนอน (P_H และ P') และน้ำหนักต่างๆ ในแนวนอนและแนวตั้ง ($w_1 + w_2$ และ w_3) และให้ R_H และ R_V เป็นส่วนประกอบของแรงลัพธ์ R ในแนวนอนและแนวตั้ง ดังนั้นจากรูปที่ 2.7 จะเห็นว่า แรง R_H จะพยายามดันให้เขื่อนเลื่อนไกลไปข้างหน้า (ทางซ้ายมือ) ซึ่งแรงนี้จะถูกต้านทานโดยแรงเสียดทานระหว่างฐานและดินที่อยู่ใต้ฐาน F (แรงเสียดทาน $F = f R_V$ ในเมื่อ f เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของแรงเสียดทาน) ส่วนแรง R_V ซึ่งเป็นแรงกระทำต่อดินใต้ฐานจะถูกต้านโดยแรงดันขึ้น P_V ซึ่งเป็นแรงลัพธ์ของหน่วยแรงดันขึ้นของดินใต้ฐานระหว่างฐานหน้าเขื่อนถึงฐานหลังเขื่อน



รูปที่ 2.7 แรงดันขึ้นของดิน หน่วยแรงดันของดินทางข้าง หน่วยแรงดันของน้ำหนักกดทับ

2.2.3.2 การวิบัติของโครงสร้างผนังกันดิน

การวิบัติของโครงสร้างผนังกันดิน อาจมีสาเหตุมาจากการทรุดตัวของฐานผนังกันดินเนื่องจากดินใต้ฐานรากไม่สามารถรับแรงกดอัดที่กระทำได้ หรือส่วนต่างๆ ของโครงสร้างผนังกันดินไม่แข็งแรงพอ

แต่สาเหตุใหญ่ของ การวิบัติจะเกิดจาก

ก.) ผนังกันดินเลื่อนไกล (sliding) จากที่ตั้งเดิม ซึ่งเกิดจากแรงดันทางข้างมีค่ามากเกินไปกว่าแรงเสียดทานใต้โครงสร้างของฐานผนังกันดิน

ข.) ผนังกันดิน พลิกคว่ำ (overturning) โดยหมุนรอบจุด o ที่บริเวณปลายด้านหน้าของโครงสร้างผนังกันดิน ซึ่งมีสาเหตุมาจากแรงดันด้านข้างเช่นกัน กล่าวคือผนังกันดินจะวิบัติเมื่อโมเมนต์รอบจุด o ที่เกิดจากการกระทำของแรงดันทางข้างมีค่ามากเกินไปกว่าโมเมนต์รอบจุด o ที่ได้จากแรงหรือน้ำหนักของตัวผนังกันดิน และน้ำหนักของถมหลังผนังกันดิน

หากพิจารณาออกแบบอย่างรอบคอบโดยเผื่อส่วนของความปลอดภัยไว้บ้างพอควร ลักษณะการวิบัติจะไม่เกิดขึ้น อย่างไรก็ตาม การหาค่าของแรงดันทางด้านข้างของดินที่ดันผนังกันดิน และความสามารถในการรับน้ำหนักของดินค่อนข้างทำให้ถูกต้องได้ยาก เนื่องจากค่าต่างๆเหล่านี้เปลี่ยนแปลงได้ตามชนิดของและความชื้นของดินรวมถึง กลศาสตร์ของดินที่สภาวะวิบัติยังไม่ชัดเจนพอ ดังนั้น ในการคำนวณหาค่าแรงต่างๆที่เกี่ยวข้องกับดิน เช่น แรงดันด้านข้าง การรับน้ำหนักของดิน

ตลอดจนการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของเขื่อนจะพิจารณาจากน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน (นั่นคือพิจารณาใช้คูณเพิ่มน้ำหนัก : Load factor = 1) โดยกำหนดว่า

- 1.) หน่วยแรงกดอัดที่กระทำใต้ฐานต้องไม่เกินกว่าหน่วยแรงกดอัดของดินที่ยอมให้ (Allowable soil pressure)
- 2.) อัตราส่วนปลอดภัยเพื่อต้านทานต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของเขื่อนต้องไม่น้อยกว่า 1.5 ถึง 2.0 แต่ปกติจะใช้สัดส่วนปลอดภัยสำหรับการพลิกคว่ำของเขื่อนไม่น้อยกว่าสอง และหากส่วนปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลมีค่าน้อยกว่าข้างต้นจะพิจารณาออกแบบสลักใต้ฐาน (shear key) เพื่อกันการเลื่อนไถล

เมื่อ พิจารณาแรงกระทำและค้ำึงถึงความปลอดภัยข้างต้นแล้ว จึงพิจารณาคำนวณออกแบบส่วนประกอบต่างๆ ของโครงสร้างเขื่อนกันดินโดยใช้วิธีกำลังตามเกณฑ์ที่มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนด คือ

1. เมื่อต้องการคำนวณออกแบบให้ส่วนโครงสร้างต้านทานแรงดันของดิน H ร่วมกับน้ำหนักบรรทุกคงที่ D และน้ำหนักบรรทุกจร L น้ำหนักที่ใช้ออกแบบ U อย่างน้อยต้องเท่ากับ

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H \quad (2.1)$$

2. เมื่อ D หรือ L ลด ผลของ H น้ำหนักที่ใช้ออกแบบ U อย่างน้อยต้องเท่ากับ

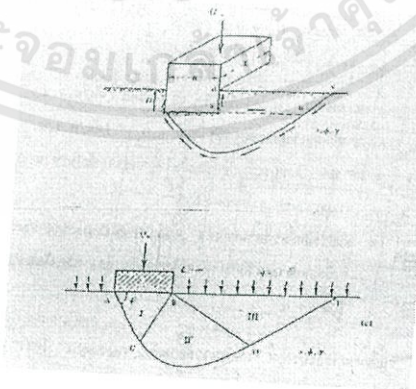
$$U = 0.9D + 1.7H \quad (2.2)$$

3. ในทุกกรณีที่รวมผลของ D ,L และ H น้ำหนักที่ใช้ออกแบบ U ต้องไม่น้อยกว่า

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (2.3)$$

2.2.3.3 การคำนวณหา หน่วยแรงต้านของชั้นดิน (Bearing Capacity)

ค่าแรงต้านทานของชั้นดิน เป็นหัวใจในการออกแบบผนังกันดิน ซึ่งต้องนำไปใช้หาพื้นที่ถ่านน้ำหนักของตัวฐาน การคำนวณแรงต้านของดินใต้ฐาน มีพื้นฐานมาจากการวิเคราะห์ การเคลื่อนตัวของมวลดินที่เกิดการวิบัติ ดังเช่นแสดงในรูปที่ 2.8 Terzaghi (1967) ได้ดัดแปลงหลักการของ Prandtl (1921) มาคำนวณแรงต้านของฐานแผ่แนวยาว (Strip Footing) ซึ่งมีความยาวมากเมื่อเทียบกับความกว้าง ซึ่งทำให้เกิดการเคลื่อนที่ เป็นลักษณะ “Plane Strain” ดังในรูปที่ 2.8



รูปที่ 2.8 การเคลื่อนตัวของมวลดินเมื่อเกิดการวิบัติ

เมื่อวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงต้านของดินสูงสุด , q_u (Ultimate Bearing Capacity) ในเทอมของ คุณสมบัติดิน ความกว้าง และลึกของฐานรากจะมีความสัมพันธ์ ดังนี้

$$q_u = f(c, \theta, \gamma, B, D_f)$$

$$q_u = cN_c + q_s N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \quad (2.4)$$

เมื่อ C = ความเหนียว (cohesion) ของมวลดิน (ตัน/ตร.ม.)

q_s = น้ำหนักดินเหนือระดับฐานราก = γD_f (ตัน/ตร.ม.)

γ = ความหนาแน่นประสิทธิผลของดินใต้ฐานราก (ตัน/ ลบ.ม.)

B = ความกว้างของฐานราก (ม.)

N_c, N_q, N_γ = สัมประสิทธิ์แรงต้านของดิน (Bearing Capacity Factors)

ซึ่งขึ้นอยู่กับ มุมเสียดทานภายในดิน (θ) ได้จาก ตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 สัมประสิทธิ์แรงต้านของดิน (Bearing Capacity Factors)

ϕ	General shear failure			Local shear failure		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
34	52.6	36.5	35.0	23.7	11.7	9.0
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	95.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
48	258.3	287.9	780.1	66.8	50.5	60.4
50	347.5	415.1	1153.2	81.3	65.6	87.1

ในการใช้งานจริง ค่า q_u ต้องมีการปรับแก้ เนื่องจากอิทธิพลของสิ่งต่างๆ เหล่านี้

ก. รูปร่างของฐานราก เมื่อฐานรากเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า หรือ วงกลม สมการจะกลายเป็น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$q_u = S_c \cdot c N_c + S_q \cdot q_s N_q + S_\gamma \cdot 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (2.5)$$

โดยที่ค่าปรับแก้สัมประสิทธิ์ ดังตารางที่ 2.2

ข. ระดับน้ำใต้ดิน เมื่อน้ำใต้ดินอยู่สูงกว่าระดับ B จากฐานรากลงไปจะทำให้ความหนาแน่นของดินลดลง ยิ่งระดับสูงขึ้นมากเท่าไรก็จะมีอิทธิพลมากขึ้น จนกระทั่งสูงสุดเมื่อระดับน้ำอยู่ที่ผิวดิน และเมื่อน้ำพื้นระดับผิวดินขึ้นไปจะไม่มีอิทธิพลเปลี่ยนแปลงความหนาแน่นของมวลดินไปอีก ดังสมการ

$$q_u = W_c \cdot c N_c + W_q \cdot q_s N_q + W_\gamma \cdot 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (2.6)$$

โดยที่ค่าปรับแก้สัมประสิทธิ์ ดังตารางที่ 2.2

ค. ลักษณะการเคลื่อนพัง ในดินเหนียวแข็งปานกลางหรือดินทรายแน่นปานกลาง มักเกิดการเคลื่อนพังในลักษณะ “Local Shear Failure” จะต้องลดค่าสัมประสิทธิ์แรงต้านของดินลงไป ดังสมการ

$$q_u = T_c \cdot c N_c + T_q \cdot q_s N_q + T_\gamma \cdot 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (2.7)$$

โดยที่ค่าปรับแก้สัมประสิทธิ์ ดังตารางที่ 2.2

ง. แรงกดในแนวเอียง กรณีที่แรงกระทำลงบนฐานเป็นแนวเอียงโดยมีส่วนของแรงในแนบราบ เป็น H และแรงในแนวตั้ง เป็น V โอกาสที่จะเกิดการเคลื่อนพังในแนวแรง H จะเกิดง่ายขึ้น ดังสมการ

$$q_u = I_c \cdot c N_c + I_q \cdot q_s N_q + I_\gamma \cdot 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (2.8)$$

โดยที่ค่าปรับแก้สัมประสิทธิ์ ดังตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ค่าปรับแก้สัมประสิทธิ์แรงต้านของดิน (Bearing Capacity Factors)

อิทธิพลจาก	เทอม		
	cN_c	$q_s N_q$	$0.5 \gamma BN_\gamma$
ก. รูปร่างฐานราก, factors	S_c	S_q	S_γ
- สี่เหลี่ยมผืนผ้า (กว้าง B, ยาว L)	$1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$	$1 + \frac{S_q B}{L} \cdot \tan \phi$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
- กลม (เส้นผ่าศูนย์กลาง D=B)	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0.6
ข. ระดับน้ำใต้ดิน, factors	W_c	W_q	W_γ
- ระดับน้ำต่ำกว่าฐาน=d ม.	1.0	1.0	$0.5(1 + \frac{d}{B})$
- ระดับน้ำสูงกว่าฐาน=a ม. $0 < a < D_f$	1.0	$1.0 - 0.5 \left(\frac{a}{D_f} \right)$	0.5
ค. ลักษณะของการเคลื่อนพัง, Factors	T_c	T_q	T_γ
เมื่อ N'_c, N'_q, N'_γ ใดจาก รูปที่ 3.9 เมื่ออ่านตาราง	$\frac{2}{3} \frac{N'_c}{N_c}$ $\phi' = \frac{2}{3} \phi$	$\frac{N'_q}{N_q}$	$\frac{N'_\gamma}{N_\gamma}$
ง. แรงกลไบนแนวเอียง, Factors	I_c	I_q	I_γ
ถ้าคมีค่า c และ ϕ	$\left(I_q - \frac{1 - I_q}{N_c \tan \phi} \right) \left(1 - \frac{H}{V + BL \cdot c \cdot \cot \phi} \right)^2 (I_c)^{3/2}$		
ถ้าคมีค่า $\phi = 0$	$1 - \frac{2H}{BL \cdot c N_c}$	1.0	1.0

โอกาสที่จะเกิดอิทธิพลของข้อ ก ข ค และ ง พร้อมๆ กัน ย่อมจะมีได้ใน กรณี การปรับแก้ จะต้องทำพร้อมกันของทุกกรณีที่เกิดขึ้น ดังนั้นในสมการที่

- เทอม cN_c อาจกลายเป็น $(S_c \cdot W_c \cdot T_c \cdot I_c) \cdot N_c$
- เทอม $q_s N_q$ อาจกลายเป็น $(S_q \cdot W_q \cdot T_q \cdot I_q) \cdot q_s N_q$
- เทอม $0.5 \gamma BN_\gamma$ อาจกลายเป็น $(S_\gamma \cdot W_\gamma \cdot T_\gamma \cdot I_\gamma) \cdot 0.5 \gamma BN_\gamma$

2.2.3.4 การคำนวณหาหน่วยแรงกดลงบนชั้นดิน ที่จะใช้ในการออกแบบ

เมื่อน้ำหนักจากฐานผนังกันดินถ่ายลงบนชั้นดิน จะกระจายลงบนพื้นที่สัมผัสของฐานและชั้นดิน ซึ่งในทางปฏิบัติในการออกแบบ มักจะสมมุติให้แรงที่กระจายลงสม่ำเสมอมีค่าเท่ากันตลอดพื้นที่ (Uniform Distributed Load) ซึ่งค่อนข้างจะถูกต้องในกรณีนี้

- ก. จุดศูนย์กลางของน้ำหนักตรงกับจุดศูนย์กลางของพื้นที่ฐาน (Concentric Load)
- ข. ฐานรากมีความแข็ง (Rigidity) พอสมควร
- ค. ฐานรากมีพื้นที่ไม่มากนัก

แต่ในหลายกรณี ที่การกระจายของหน่วยแรงกดไม่เท่ากัน ซึ่งควรต้องทราบไว้ เพราะหน่วยแรงกดนี้ เป็นข้อมูลพื้นฐานในการออกแบบทางโครงสร้างของตัวผนังกันดินต่อไป

ก่อนอื่นจะต้องทำความเข้าใจ ข้อแตกต่างของ “หน่วยแรงกดบนชั้นดิน” (Contact Pressure) เป็นหน่วยแรงกดที่เกิดขึ้นจริงจากน้ำหนักสิ่งก่อสร้างหรืออื่นๆ ที่ถ่ายลงบนชั้นดินได้ฐานผนังกันดิน มักจะใช้อักษรย่อ “ q ” แทนหน่วยแรงกดนี้ และ “หน่วยแรงต้านของชั้นดิน” (Bearing capacity) เป็นความสามารถ ที่ชั้นดินจะรับแรงกดได้สูงสุด มักจะใช้อักษรย่อ “ q_u ” แทน ดังนี้

$$q \text{ (Contact Pressure) } < \frac{q_u}{F.S.} \text{ (Bearing capacity) } \quad (2.9)$$

$$= q_a \text{ (allowable soil pressure) } \quad (2.10)$$

เมื่อ F.S. = อัตราส่วนปลอดภัย ระหว่าง 2 – 6 ส่วนมากมักใช้ 2.5

q_a = หน่วยแรงต้านปลอดภัยของชั้นดิน

การคำนวณค่าหน่วยแรงต้านทานของชั้นดิน หากจากค่าหน่วยแรงกด

จะเห็นได้ว่าเราสามารถ หาค่า หน่วยแรงกดลงบนชั้นดิน ที่จะนำมาใช้ในการออกแบบได้จาก หน่วยแรงต้านของชั้นดิน ดังที่กล่าวมาแล้วใน หัวข้อ 2.2.3.3 นั้นเอง

2.2.3.5 พฤติกรรมของดินบริเวณผนังกันดิน (Lateral Earth Pressure)

การออกแบบผนังกันดิน ข้อมูลที่สำคัญ คือ แรงดันดินด้านข้างอันเกิดจากความต่างระดับของผิวดิน ในกรณีวิเคราะห์หาแรงดันดินด้านข้าง จะต้องทราบพฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของผนัง และมวลดินโดยรอบ โดยทั่วไปแรงดันดินด้านข้างจะแบ่งออกเป็น 3 ลักษณะ คือ

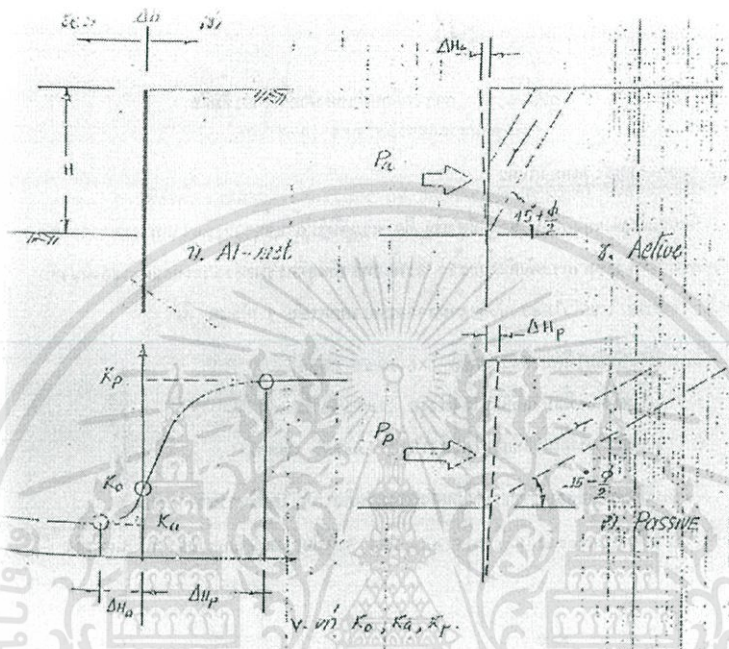
- ก. แรงดันดินเมื่อมวลดินอยู่กับที่ (At - rest Case) เป็นแรงดันด้านข้างของดินที่มวลดินไม่เคลื่อนที่
- ข. แรงดันดินเมื่อมวลดินอยู่ในเชิงรุก (Active Case) เป็นแรงดันด้านข้างของดินที่กระทำต่อโครงสร้างกันดิน แล้วทำให้ผนังกันดินเคลื่อนที่ออกไปจากดินถมหลังโครงสร้างกันดิน
- ค. แรงดันดินเมื่อมวลดินอยู่ในเชิงรับ (Passive Case) เป็นแรงดันด้านข้างของดินที่กระทำต่อโครงสร้างกันดิน แล้วทำให้ผนังกันดินเคลื่อนที่เข้าหาดินถมหลังโครงสร้างกันดิน

ทั้งสามลักษณะนี้ขึ้นอยู่กับ การเคลื่อนตัวของมวลดินเอง โดยพิจารณาจากรูปที่ 2.9 แรงดันดินด้านข้าง (Lateral Earth Pressure) จะเป็นสัดส่วนกับหน่วยแรงกดในแนวตั้ง

$$\sigma_H = K \sigma_v \tag{2.11}$$

เมื่อ K = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างของดิน (coefficient of earth pressure)

σ_H = หน่วยแรงกดในแนวตั้ง



รูปที่ 2.9 พฤติกรรมของการเคลื่อนตัวของผนังกัน และมวลดินโดยรอบ

ก.) แรงดันดิน แบบมวลดินอยู่กันที่ (At -rest Case)

สามารถ สร้างผนังกันดินได้ โดยไม่ให้เกิดการเคลื่อนที่ของดิน ก็จะเกิดกรณีมวลดินอยู่กันที่(At -rest) ซึ่งมักจะไม่มีเกิดขึ้นบริเวณผนังกันดิน แต่มักเกิดในชั้นดินธรรมชาติที่ไม่ถูกรบกวน และไม่มี ความต่างระดับ ดังนั้น สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างในกรณีนี้ จะมีค่าเป็น “K₀” ดังแสดงใน รูปที่ 2.9 ก

การวิจัยทราบว่าค่า K₀ มีค่าดังนี้

ดินเหนียว Normally Consolidated soil $K_0 \approx 0.95 - \sin \theta$

ดินทราย Normally Consolidated clay $K_0 \approx 1.00 - \sin \theta$

ขณะที่ดินเหนียว Overconsolidated อาจมีค่าถึง 3.0 เพราะแรงกดทับที่ยังคงค้างอยู่ในมวลดิน

ข.) แรงดันดิน แบบเชิงรุก (Active)

เมื่อ ผนังกันดินมีการแอ่นหรือขยับออกมาทางด้านดินระดับต่ำ ค่า K จะค่อยลดลงจนถึงค่าคงที่ค่าหนึ่ง เรียกว่า “ K_a ” ซึ่งเท่ากับว่าแรงด้านข้างในมวลดินเข้าสู่สภาพเชิงรุก

โดยสมบูรณ์ ในขณะที่มวลดินด้านระดับสูงจะเกิดการเคลื่อนตัวลงตามผนังดินออกมา ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ข

ดังนั้น ค่า K ในสมการ จะเป็น “ K_a ” หรือสัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างเชิงรุก

$$K_a = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \quad \text{or} \quad \tan^2(45 - \frac{\theta}{2}) \quad (2.12)$$

ค.) แรงดันดิน แบบเชิงรับ (Passive)

ถ้า มีแรงจากภายนอกยันผนังกันดินให้เคลื่อนที่เข้าหามวลดินข้างระดับสูงก็จะต้องใช้แรงเพิ่มมากขึ้นจนกระทั่งผนังเคลื่อนดันดินให้ทะลักขึ้น ค่า K จะสูงขึ้นจนมีค่าคงที่เรียกว่า “ K_p ” ดังรูปที่ 2.9 ค

ค่า K ในสมการ จะมีค่าเท่ากับ

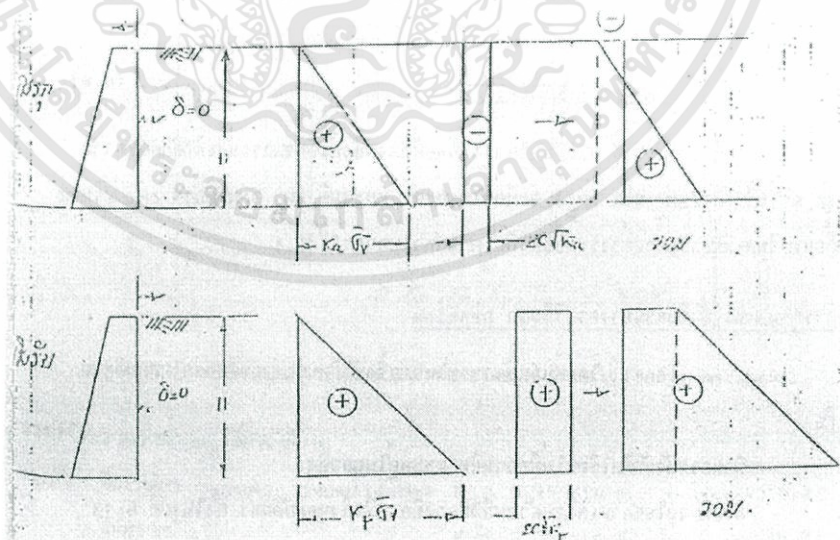
$$K_p = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} \quad \text{or} \quad \tan^2(45 + \frac{\theta}{2}) \quad (2.13)$$

2.2.3.6 การคำนวณแรงดันดินด้านข้าง มี 2 วิธี ที่เป็นที่รู้จัก

ก. การคำนวณแรงดันดินด้านข้างด้วยวิธีของ Rankine

Rankine (1860) ได้เสนอหลักการคำนวณแรงดันดินบนผนังกันดินภายใต้สมมติฐาน 2 ข้อ

- ผิวของผนังกันดินเรียบไม่มีความผิด และอยู่ในแนวตั้ง
- มวลดินอยู่ในสภาพเคลื่อนตัวจนถึงพลาสติก หรือถึงจุดพิบัติแล้ว ดังรูปที่ 2.10



รูปที่ 2.10 แรงดันด้านข้างโดยวิธี Rankine

แรงดันดินด้านข้างจะประกอบด้วย 2 ส่วน คือ ส่วนที่แปรผันตามแรงกดในแนวตั้ง และ อีกส่วนขึ้นอยู่กับความเหนียวของดิน ตามรูปที่ 2.10 ซึ่งหน่วยแรงดันด้านข้างอาจเขียนเป็นสมการ

กรณีเชิงรุก (Active Case)

$$P_a = K_a \sigma_v - 2c \sqrt{K_a} \quad (2.14)$$

กรณีเชิงรับ (Passive Case)

$$P_p = K_p \sigma_v + 2c \sqrt{K_p} \quad (2.15)$$

เมื่อ P_a และ P_p = แรงดันดินด้านข้าง

σ_v = แรงกดประสิทธิผลของดินในแนวตั้ง

c = ความเหนียวของมวลดิน

K_a และ K_p = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างมีค่าดังสมการ

เมื่อเราต้องการทราบปริมาณแรงดันทั้งหมดที่กระทำต่อผนังดิน และ ตำแหน่งที่แรงกระทำ ก็สามารถทำได้ โดยรวมพื้นที่การกระจายของหน่วยแรง ดังรูปที่ 2.10 ก็จะได้ปริมาณแรงดันทั้งหมด

ในขณะที่ศูนย์กลางของพื้นที่ คือ ตำแหน่งของแรงดัน

$$P = \text{พื้นที่หน่วยแรงดันด้านข้าง} = \int p \, dz$$

และ $Z = \frac{\int p z \, dz}{p} \quad (2.16)$

เมื่อ p = แรงดันด้านข้างรวม

z = ระยะจากผิวดินถึงตำแหน่งแรงกระทำ

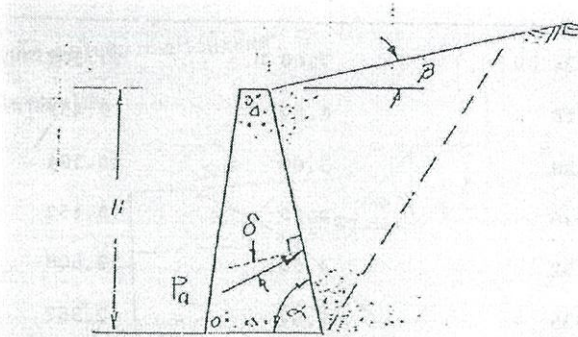
แต่ในทางปฏิบัติ มักจะแยกคำนวณแรงออกเป็นส่วนย่อย ๆ เพราะง่ายต่อการตรวจสอบ เช่น รูป 2.10 จะประกอบด้วย แรงรูปสามเหลี่ยมและสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งถ้ารวมกันก็จะได้รูปทางด้านขวามือสุด

ข. การคำนวณแรงดันดินด้านข้างด้วยวิธีของ coulomb

Coulomb (1776) เสนอวิธีคำนวณแรงดันด้านข้าง โดยคำนึงถึงอิทธิพลของสิ่งเหล่านี้เข้าร่วมด้วย

- ความฝืดของผิวผนังกันดิน , ϕ
- มุมเอียงของผนังกันดิน , α
- ความลาดเอียงของดินเหนื่อผนัง , β

โดยคิดว่าวัสดุที่นำมาถมเหนื่อผนังจะเป็น กรวด หรือทราย ซึ่งไม่มีความเหนียว ดังแสดงในรูปที่ 2.11



รูปที่ 2.11 แรงดันด้านข้างโดยวิธี coulomb

กรณีดินเป็นดินเนื้อเดียวกันตลอด แรงดันเชิงรุกและ เชิงรับ อาจเขียนได้เป็น

$$\frac{P_a}{P_p} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_a}{K_p} \right) \gamma H^2 \tag{2.17}$$

เมื่อ K_a และ K_p = สัมประสิทธิ์แรงดันดินด้านข้างมีค่าดังนี้

$$\frac{K_a}{K_p} = \frac{\sin^2 \alpha \pm \phi}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha \mp \delta) \left(\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta \mp \beta)}{\sin(\alpha \mp \delta) \sin(\alpha \mp \beta)} \right)^2} \tag{2.18}$$

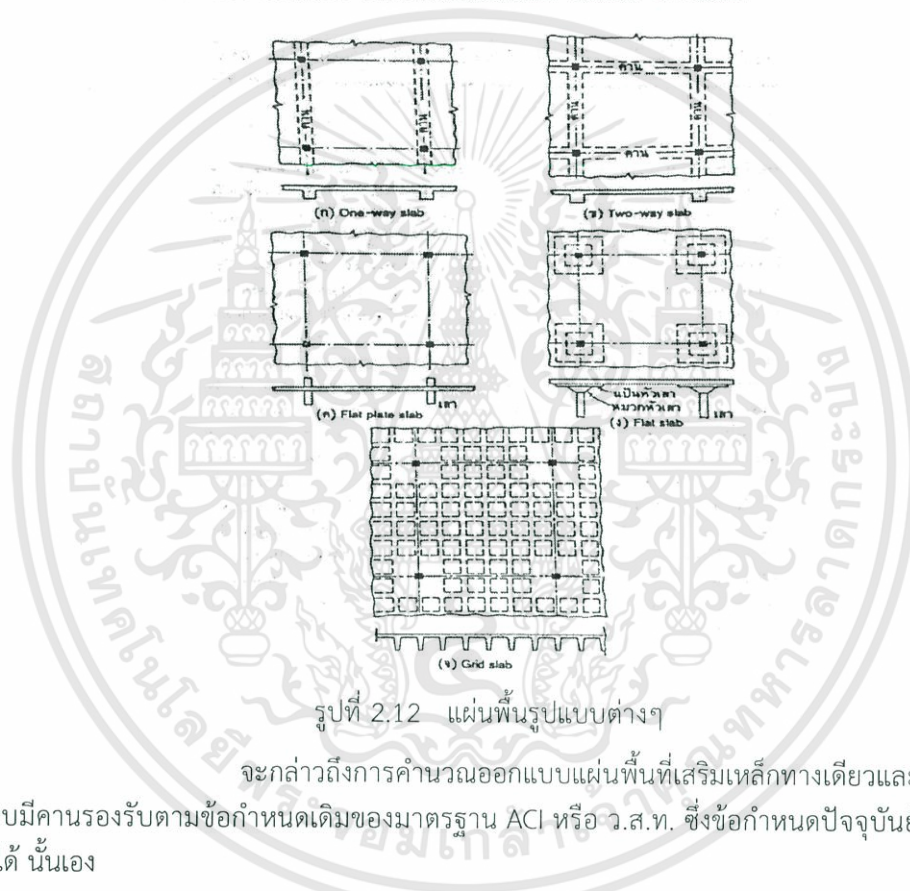
2.2.4 ทฤษฎีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบมีคานรองรับ

2.2.4.1 บทนำ

พื้นเป็นส่วนหนึ่งของโครงสร้างอาคารที่มีผิวด้านบนราบและเรียบ เป็นบริเวณกว้างเพื่อใช้เป็นพื้นที่ใช้สอยของอาคาร แผ่นพื้นทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำแบบแผ่สม่ำเสมอและแบบกระทำเป็นจุด แล้วถ่ายน้ำหนักบรรทุกต่อไปให้กับคาน เสา หรือพื้นดินที่รองรับ พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กมีหลายชนิด อาจจำแนกได้ตามลักษณะการถ่ายน้ำหนักให้กับที่รองรับทั้งนี้ ขึ้นกับขนาดของแผ่นพื้นและการเสริมเหล็กในแผ่นพื้นนั้น เช่น ก) พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว (One-way slabs) โดยมีคานรองรับ 2 ด้านในแนวที่ขนานกับด้านยาวของแผ่นพื้นนั้น ดังรูปที่ 2.12(ก) ข) พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ทาง (Two-way slabs) โดยมีคานหรือกำแพง คสล. รองรับแผ่นพื้นทั้งสองด้าน ดังรูปที่ 2.12(ข) ปกติแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กดังกล่าวจะมีท้องพื้นหรือส่วนล่างของพื้นเป็นแผ่นเรียบขนานกับผิวหน้าของพื้น ซึ่งมักเรียกว่า พื้นคอนกรีตแบบตัน (solid slabs) แต่อาจมีแบบที่ส่วนล่างของพื้นมีลักษณะคล้ายตงซึ่งวางเป็นระยะๆ ห่างกันพอควรในระหว่างช่วงเสา ซึ่งจะเรียกว่า พื้นระบบตง (joist floor หรือ ribbed slabs) ค) พื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก 2 ทางแต่ไม่มีคานรองรับ เรียกพื้นระบบนี้ว่า แผ่นพื้นไร้คาน ดังรูปที่ (ค) และ(ง) ซึ่งน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจากแผ่นพื้นจะถ่ายลงสู่เสาที่รองรับได้โดยตรง แผ่นพื้นไร้คาน ในรูปที่ 2.12(ค) ประกอบด้วยแผ่นพื้นที่มีความหนาเท่ากันตลอดและมีเสารองรับน้ำหนัก เรียกว่า Flat plates ซึ่งเหมาะสำหรับกรณีในช่วงความยาวระหว่างเสาและน้ำหนักบรรทุกที่กระทำมีค่าไม่มากนัก เช่น แพลต หรือ คอนโดมิเนียมที่ใช้พักอาศัย มิฉะนั้นต้องพิจารณาใช้แผ่นพื้นไร้คาน ดังรูปที่ 2.12(ง) ซึ่งที่หัวเสาจะมีแป้นหัวเสา (Drop panel) เพื่อเพิ่มความหนาของแผ่นพื้นตรงหัวเสา และในบางครั้งอาจมีหมวกหัวเสา (Column capital) ลักษณะคล้าย

กรวยหยาย เพื่อช่วยในรับ-ถ่าย แรงเฉือนและโมเมนต์ดัดชนิดลกระหว่างแผ่นพื้นกับเสา เรียกแผ่นพื้นแบบนี้ว่า Flat slabs อนึ่งที่ท้องพื้นของแผ่นพื้นไร้คานอาจเป็นพื้นระบบตงสองทาง (two-way joists หรือ grid slabs) ดังรูปที่ 2.12(จ) โดยแผ่นพื้นมีลักษณะว่าเข้าไปคล้ายรูปกระดะคว่ำทั้งนี้เพื่อช่วยลดน้ำหนักของแผ่นพื้นให้น้อยลง แต่รอบหัวเสาจะทำเป็นแป้นหัวเสาเพื่อช่วยในการรับ-ถ่ายแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดดังกล่าวข้างต้น

น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่แผ่นพื้นต้องรับได้แก่น้ำหนักบรรทุกจรรมน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกคงที่ได้แก่น้ำหนักของแผ่นพื้นเอง น้ำหนักของวัสดุที่นำมาปูบนพื้น เช่น ไม้ปาร์เก้ พื้นแผ่นกระเบื้องเซรามิค หรือหินอ่อน เป็นต้น ตลอดจนน้ำหนักของวัสดุที่แขวนห้อยใต้แผ่นพื้น เช่น ฝ้า เพดาน เป็นต้น น้ำหนักบรรทุกต่างๆ ทั้งหมดที่แผ่นพื้นต้องรับให้คิดรวมเป็นน้ำหนักแบบแผ่สม่ำเสมอบนพื้นของแผ่นพื้น ซึ่งมีหน่วยเป็นกิโลกรัมต่อตารางเมตร

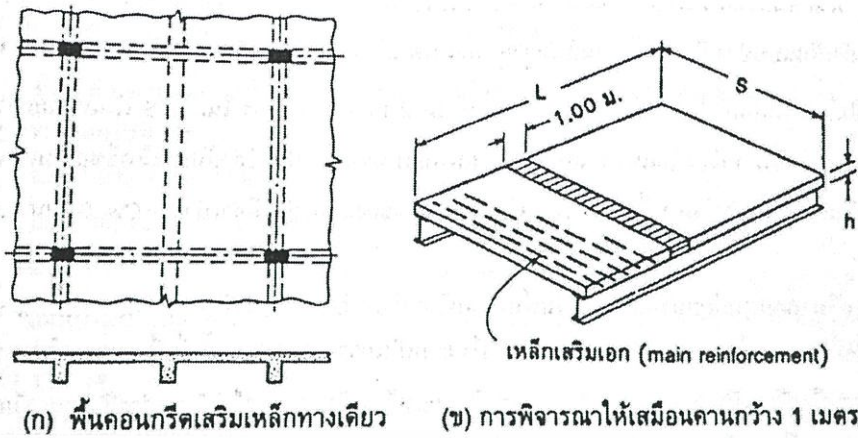


รูปที่ 2.12 แผ่นพื้นรูปแบบต่างๆ

จะกล่าวถึงการคำนวณออกแบบแผ่นพื้นที่เสริมเหล็กทางเดียวและสองทางแบบมีคานรองรับตามข้อกำหนดเดิมของมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ซึ่งข้อกำหนดปัจจุบันยังยอมให้ใช้ได้ นั่นเอง

2.2.4.2 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว (One-way slabs)

พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว ใช้กับพื้นที่ห้องที่ด้านยาวของแผ่นพื้นที่มีความยาวกว่า 2 เท่าของด้านสั้น โดยมีที่รองรับตลอดแนวยาวของแผ่นพื้นทั้งสองด้าน ที่รองรับดังกล่าวอาจเป็นคานกำแพง คสล. หรือคานเหล็กโครงสร้างรูปพรรณก็ได้



รูปที่ 2.13 แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว

ความหนาของแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว :

เพื่อควบคุมมิให้แผ่นพื้นเสริมเหล็กทางเดียวเกิดการโก่งตัวมากเกินไปจนไม่เหมาะสมกับสภาวะใช้งานความหนา (h) ต่ำสุดของแผ่นพื้นคอนกรีตหน้าหนักปกติธรรมดา และเสริมเหล็กคุณภาพ SD40 ไม่ควรมีค่าน้อยกว่าค่าที่กำหนดให้ต่อไปนี้

$h_{min} = L/25$ สำหรับ พื้นพาดช่วงเดียวธรรมดา (simple supported)

$h_{min} = L/30$ สำหรับ พื้นปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง (one end continuous)

$h_{min} = L/35$ สำหรับ พื้นปลายสองข้างต่อเนื่อง (both end continuous)

$h_{min} = L/12$ สำหรับ พื้นคานยื่น (cantilever)

แต่เมื่อใช้เหล็กเสริมที่มีจุดครากน้อยกว่า 4000 กก./ซม². ให้คูณค่าที่กำหนดให้ข้างต้นด้วยตัวคูณ $(0.4 + f_y/7000)$ เช่น พื้นช่วงเดียวธรรมดาใช้ $f_y = 3000$ กก./ตร.ซม. จะได้ $h \geq L/24$ เป็นต้น

อย่างไรก็ดี ผู้ออกแบบอาจพิจารณาใช้ความหนาของแผ่นพื้นให้บางกว่าที่กำหนดไว้ข้างต้นได้ แต่จะต้องตรวจสอบค่าการโก่งตัวของแผ่นพื้นด้วย

อนึ่ง ความหนาของแผ่นพื้นจะเพิ่มขึ้นทีละ 0.5 ซม. และจะเพิ่มขึ้นทีละ 1.0 ซม. เมื่อความหนาของแผ่นพื้นเท่ากับ 15 ซม. ขึ้นไป

โมเมนต์ตัด : อาศัยหลักการคิดเช่นเดียวกับในทฤษฎีอีลาสติก หลักเกณฑ์ที่ใช้ในการคำนวณออกแบบแผ่นพื้นแบบนี้เหมือนกับที่ใช้ในการคำนวณออกแบบคาน คสล. รูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว จากที่ พิจารณาให้แผ่นพื้นทางด้านสั้นที่อยู่แนวที่ตั้งฉากกับที่รองรับเสมือนหนึ่ง

เป็นคาน คสล. ที่มีความกว้างเท่ากับ 1 เมตร ดังรูปที่ 2.13(ก) และความหนาทั้งหมดของแผ่นพื้นก็คือ ความลึกทั้งหมดของคาน ดังนั้น เมื่อแผ่นพื้นต้องรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบแผ่สม่ำเสมอเป็น กก./เมตร² น้ำหนักแผ่ W_u ที่กระทำบนแผ่นพื้นซึ่งกว้าง 1 เมตร จะมีค่าเป็น กก./เมตร

พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียวอาจมีทั้งแบบช่วงเดียวหรือแบบที่ต่อเนื่องหลายช่วง หรือแบบพื้นยื่น ถ้าเป็นแบบช่วงเดียวค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่แผ่นพื้นต้องรับมีค่าเท่ากับ $W_u S^2/8$ กก.-เมตร/เมตร และถ้าเป็นแบบพื้นยื่นค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่ากับ $W_u S^2/2$ กก.-เมตร/เมตร ในเมื่อ S เป็นความยาวทางด้านสั้นของแผ่นพื้น หน่วยเป็นเมตร แต่ถ้าเป็นแผ่นพื้นแบบต่อเนื่องให้ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน นั่นคือ ค่าโมเมนต์ดัดของแต่ละช่วงมีค่าเท่ากับ $cW_u S^2$ กก.-เมตร/เมตร

ปริมาณเหล็กเสริมเอกในแผ่นพื้นคอนกรีตที่หาได้มีหน่วยเป็น ซม.²/พื้นที่กว้างหนึ่ง เมตรอัตราส่วนของเหล็กเสริมต้องไม่มากเกินกว่า $0.75\rho_b$ ทั้งนี้เพื่อควบคุมให้การวิบัติเป็นแบบแรงดึงเป็นหลัก (yielding failure) แต่ปริมาณเหล็กเสริมเอกต้องไม่น้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริม สำหรับ ด้านทานการยึดหดตัว

แรงเฉือน : ปกติ แรงเฉือนที่กระทำในแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว V_u กก./เมตร มักมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ϕV_c เสมอ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อปริมาณเหล็กเสริมเอกที่ใช้มีค่าน้อยๆ ใดๆ ก็ดี ควรตรวจสอบด้วยโดยพิจารณาที่หน้าตัดวิกฤต

การถ่ายน้ำหนักให้กับคานที่รองรับ : การถ่ายน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดจากแผ่นพื้นลงสู่คานที่รองรับต้องพิจารณาถึงสภาพที่รองรับหากมีคานรองรับทางด้านยาวสองด้านยาวสองด้านก็ให้คานน้ำหนักเพียงครึ่งหนึ่งของความยาวทั้งด้านสั้นในแต่ละซีกของคาน นั่นคือ คานที่รองรับจะต้องรับน้ำหนักจากแผ่นพื้น ซึ่งมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด(กก./เมตร²) คูณด้วยครึ่งหนึ่งของความยาวทางด้านสั้น (ม.) ในแต่ละซีกของคาน ค่าที่ได้เป็นน้ำหนักแผ่ที่กระทำตลอดความยาวของคานที่รองรับและมีหน่วยเป็น กก./เมตร

การเสริมเหล็ก : เหล็กเสริมเอก (main reinforcement) ในแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก จะจัดวางเรียงให้ตั้งฉากกับคานที่รองรับพื้น เพื่อทำหน้าที่ถ่านน้ำหนักบรรทุกต่างๆจากแผ่นพื้นให้กับคานที่รองรับ ต่อไป อนึ่ง นอกจากจะต้องเสริมเหล็กเสริมเอกดังกล่าวแล้ว แผ่นพื้นแบบนี้ต้องมีเหล็กเสริมกันร้าวหรือเหล็กเสริมต้านการยึดหดของคอนกรีต(temperature หรือ shrinkage reinforcement) ในทิศทางที่ขนาดกับคานที่รองรับแผ่นพื้นนั้นด้วย เพื่อช่วยป้องกันรอบร้าวในคอนกรีตที่เกิดจากการหดตัวของคอนกรีต หรือการยึดหดตัวเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิขนาดของเหล็กเสริมเอกที่ใช้ในแผ่นพื้นต้องมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เล็กกว่า 6 มม. และ ระยะห่างระหว่างเหล็ก ต้องวางเรียงห่างกันไม่เกิน 3 เท่าของความหนาแผ่นพื้น(t) หรือไม่เกิน 45 ซม. และเพื่อให้เทคอนกรีตได้สะดวก ระยะเรียงนั้นต้องห่างกันไม่น้อยกว่าหนึ่งเท่าของขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมเอก หรือ 1.34 เท่าของขนาดโตสุดของหิน หรืออย่างน้อยเท่ากับ 2.5 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อัตราส่วนของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมกับร้าวต่อเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของแผ่นพื้น ต้องใช้ไม่น้อยกว่าค่าต่อไปนี้ คือ

แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กกลมผิวเรียบ SR24	0.0025
แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อย SD30	0.0020
แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กข้ออ้อย SD40	0.0018
แผ่นพื้นที่ใช้เหล็กเสริมที่มี f_y เกินกว่า 4000 กก./ม ²	$\frac{0.0018 \times 4000}{f_y}$

แต่ทั้งนี้ต้องไม่น้อยกว่า 0.0014

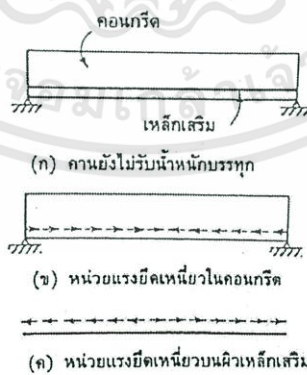
โดยเรียงเหล็กเสริมกันร้าวหรือดำเนินการยึดหดตัวห่างกันไม่เกินกว่า 5 เท่าของความหนาของแผ่นพื้น หรือไม่เกิน 45 ซม.

2.2.5 การยึดเหนี่ยวและระยะฝังยึดเหล็กเสริม

2.2.5.1 บทนำ

การคำนวณออกแบบเพื่อหาเหล็กเสริมตามแนวยาว หรือเหล็กเสริมทางขวางที่จำเป็นต้องใช้เพื่อรับหรือต้านทานแรงดัดหรือแรงเฉือนสูงสุดที่กระทำ อาศัยสมมติฐานข้อหนึ่งของการคำนวณออกแบบว่า การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเป็นไปอย่างสมบูรณ์ นั้นหมายความว่าในขณะที่ส่วนโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกจะสมมุติว่าเหล็กเสริมไม่ครูดหรือลื่นหลุด (Slip) จากคอนกรีตที่หุ้มห่อได้ ส่วนโครงสร้างนั้นจะไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการเนื่องจากส่วนโครงสร้างนั้นจะมีพฤติกรรมเสมือนเป็นส่วนโครงสร้างของคอนกรีตล้วน

การต้านทานต่อการลื่นไถลได้จากแรงยึดเหนี่ยวซึ่งเป็นแรงเฉือนรอบผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมในขณะที่ร่วมกันรับน้ำหนักบรรทุก ซึ่งถ้าไม่มีการลื่นไถลเกิดขึ้นแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวคอนกรีตที่สัมผัสกับเหล็กเสริม (รูปที่ 2.14 ข) ต้องมีค่าเท่ากับแรงยึดเหนี่ยวที่ผิวเหล็กเสริมที่สัมผัสกับคอนกรีต (รูปที่ 2.14 ก)



รูปที่ 2.14 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวในคาน

กำลังยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมเพื่อต้านการลื่นไถลดังกล่าว ประกอบด้วย ก) การเกาะยึดทางเคมี (chemical adhesion) ข) การยึดเนื่องจากแรงฝืดระหว่างผิว โดยรอบของเหล็กเสริมคอนกรีต(friction) และ ค) การยึดรั้งทางกล (mechanical anchorage) กำลังยึดเหนี่ยวสำหรับเหล็กกลมผิวเรียบกับคอนกรีตได้จากสองแบบแรงซึ่งขึ้นกับการทำคอนกรีต (การผสม การเท และการทำให้แน่น) ถ้าทำคอนกรีตให้มีกำลังต้านทานแรงอัดสูง กำลังยึดเหนี่ยวก็จะมีค่ามากขึ้น อย่างไรก็ตามกำลังยึดเหนี่ยวของเหล็กกลมผิวเรียบมีค่าไม่มากนัก ดังนั้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำมากขึ้นจนทำลายกำลังยึดเหนี่ยวตลอดความยาวของส่วนโครงสร้างให้หมดไป เหล็กเสริมจะถูกดึงลื่นหลุดจากคอนกรีตทำให้ส่วนโครงสร้างวิบัติทันที อย่างไรก็ตามสามารถเพิ่มกำลังยึดเหนี่ยวให้มากขึ้นได้อีกโดยทำให้เกิดการยึดรั้งทางกล เช่น การทำของอที่ปลายของเหล็กเสริมกลม เรียบและให้มีระยะฝังยึดในคอนกรีตอย่างพอเพียง หรือทำผิวของเหล็กเสริมให้มีข้อหรือปล้องเช่น เหล็กข้ออ้อย ก็จะช่วยชะลอการวิบัตินั้นลงได้

นั่นคือ ส่วนโครงสร้างอาจวิบัติได้เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว นอกเหนือจากการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์ดัดหรือจากแรงเฉือนที่อยู่ในรูปของแรงดึงทแยง ดังนั้น หากพิจารณา ออกแบบป้องกันมิให้ส่วนโครงสร้างเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวเช่นเดียวกับการป้องกันมิให้ ส่วนโครงสร้างต้านทานต่อโมเมนต์ดัดเพียงอย่างเดียวเท่านั้น

ในที่นี้จะกล่าวเกี่ยวกับการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมในส่วน ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งได้พัฒนาต่อมาเป็นข้อกำหนดมาตรฐานเกี่ยวกับระยะที่ต้องฝัง ยึดเหล็กเสริมในส่วนโครงสร้างเพื่อป้องกันมิให้ส่วนโครงสร้างเกิดการวิบัติ เนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว

2.2.5.2 หน่วยแรงยึดเหนี่ยว

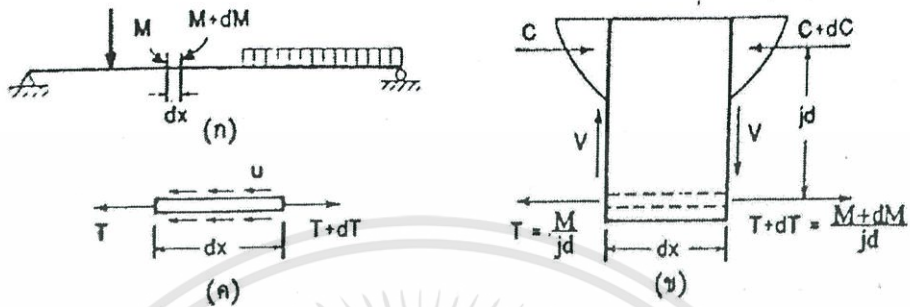
หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (bond stress) ระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม เกิดจาก แรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสของเหล็กเสริมกับคอนกรีตหุ้มท่อโดยรอบในขณะที่มีการรับและถ่ายแรง ระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมนั้น นั่นคือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่าเท่ากับแรงเฉือนต่อหน่วยพื้นที่รอบ ผิวสัมผัสของเหล็กเสริม

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นเนื่องจาก ก) การ แปรเปลี่ยนของโมเมนต์ดัดที่ช่วงความยาวหนึ่งๆ ของส่วนโครงสร้าง ซึ่งเรียกว่า Flexural Bond Stress และ ข) การยึดรั้งเหล็กเสริมในส่วนโครงสร้าง ซึ่งเรียกว่า Anchorage Bond

2.2.5.2.1 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการแปรเปลี่ยนของโมเมนต์ดัด

พิจารณาคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก ใดๆ ดังรูปที่ 2.15(ก) จะเห็นว่าในช่วงคานที่มีระยะห่างกับเท่ากับ dx โมเมนต์ดัดจะมีค่าแปรเปลี่ยน จากน้ำหนักดัดหนึ่งซึ่งสมมติว่ามีค่าเท่ากับ M ไปเป็นค่าเท่ากับ $M + dM$ ที่อีกหน้าตัดหนึ่ง ดังนั้นหาก นำส่วนของคานในช่วงนี้ออกมาพิจารณาดังรูปที่ 2.15(ข) โดย สมมติว่าโมเมนต์ดัดดังกล่าวทำให้คาน ราวถึงแนวแกนสะเทิน และ ไม่คิดกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีต จะพบว่าที่หน้าตัดของคาน ทางด้านซ้ายมือนอกจากจะมีแรงอัดในคอนกรีต C และแรงดึงโรเหล็กเสริม T เพื่อต้านทานโมเมนต์ ดัด M แล้วจะมีแรงเฉือน V กระทำด้วยทำนองเดียวกันที่หน้าตัดของคานทางด้านขวามือ ก็จะมี

แรงอัดในคอนกรีต $C + dC$ และแรงดึงในเหล็กเสริม $T + dT$ เพื่อต้านทานโมเมนต์ดัด $M + dM$ ที่กระทำเช่นกัน ถ้าระยะของ dx ที่พิจารณามีค่าน้อยมาก ฉะนั้น จะถือว่าแรงเฉือนตรงหน้าตัดทางด้านขวามือและทางด้านซ้ายมือมีค่าคงที่คือ เท่ากับ V และการแปรเปลี่ยนของโมเมนต์ดัดระหว่างหน้าตัดทั้งสองมีค่าเท่ากับ dM ซึ่งทำให้แรงดึงในเหล็กเปลี่ยนไปเท่ากับ dT โดยที่ dT มีค่าเท่ากับ dM/jd ในเมื่อ jd เป็นระยะช่วงแกนโมเมนต์ ดังแสดงในรูป



รูปที่ 2.15 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากโมเมนต์ดัดในคานคอนกรีตที่เสริมเหล็กรับแรงดึง

การเปลี่ยนแปลงค่าของแรงดึงในเหล็กเสริมระหว่างหน้าตัดทั้งสองจะถูกต้านโดยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม ดังแสดงในรูปที่ 2.15(ค)

ถ้าให้ u เป็นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวรอบผิวสัมผัสของเหล็กเสริม มีหน่วยเป็น กก. ต่อ ซม.² และให้ $\Sigma 0$ เป็นผลรวมของเส้นรอบรูปของเหล็กเสริมที่รับแรงดึง มีหน่วยเป็น ซม. ดังนั้นแรงยึดเหนี่ยวต่อหน่วยความยาวของเหล็กเสริม : $U = u \cdot \Sigma 0$ กก./ซม.

จากสมดุลของแรงที่ตำแหน่งของเหล็กเสริม จะได้

$$U \, dx = (T + dT) - T = dT \tag{2.19}$$

หรือ $U = dT/dx$ (2.20)

หรือ flexural bond stress : $u = dT/\Sigma 0 \cdot dx = \frac{1}{\Sigma 0 \cdot jd} \frac{dM}{dx} = \frac{V}{\Sigma 0 \cdot jd}$ (2.21)

ฉะนั้น เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุด จะได้

$$u_u = \frac{V_u}{\Sigma 0 \cdot j \, d} \tag{2.22}$$

ในที่นี้ u_u = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดที่เกิดขึ้น , กก./ซม.²

V_u = แรงเฉือนสูงสุดที่กระทำตรงหน้าตัดวิกฤต , กก.

จากสมการ (2.2.5.2) จะเห็นว่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการแปรเปลี่ยนโมเมนต์ดัด (flexural bond stress) มีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับค่าของแรงเฉือนที่กระทำบนหน้าตัดวิกฤตหนึ่งๆ คือ มีค่าเป็นสัดส่วนโดยตรงกับอัตราการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ดัด (dM/dx) ที่หน้าตัดนั้นๆ นั่นเอง ฉะนั้น หน้าตัดวิกฤตสำหรับใช้พิจารณาค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการแปรเปลี่ยนโมเมนต์ดัดจะอยู่ตรงหน้าตัดที่มีอัตราส่วนของการแปรเปลี่ยนโมเมนต์ดัดมากที่สุดและมีเส้นรอบรูปทั้งหมดของเหล็กเสริมน้อยที่สุด นั่นคือ หน้าตัดวิกฤตสำหรับพิจารณาค่าหน่วยแรงยึด

เหนียวจะอยู่ที่ ก) ขอบของที่รองรับ ข) ตำแหน่งที่เหล็กเสริมรับแรงดึงสิ้นสุดในช่วงนั้นๆ และ ค) ที่จุดตัดกลับ

อนึ่ง ถ้าตรงหน้าตัดวิกฤตมีเหล็กเสริมรับแรงดึงหลายขนาด ให้แทนค่าของ ΣO ในสมการ(2.2.5.2) ด้วยค่า $4\Sigma A_S/d_b$ ในเมื่อ ΣA_S เป็นผลรวมของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมทั้งหมดที่หน้าตัดวิกฤต และ d_b เป็นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมที่มีขนาดโตที่สุด ทั้งนี้ เพราะหน่วยแรงยึดเหนี่ยวมีค่ามากที่สุดที่ผิวของเหล็กเสริมที่มีขนาดโตสุดนั่นเอง

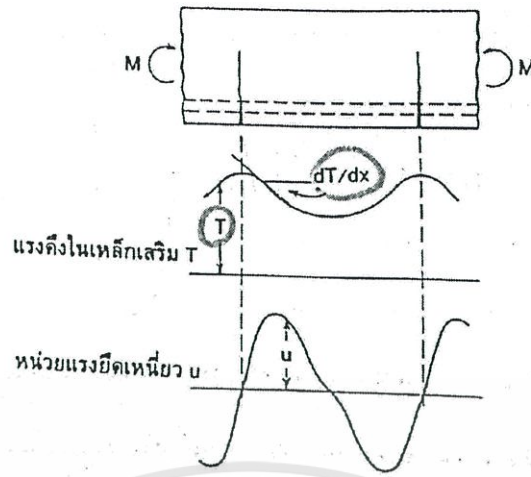
เนื่องจากการยึดเหนี่ยวของเหล็กกลมผิวเรียบมีค่าไม่มากนัก ดังนั้น เมื่อน้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำมากขึ้นกำลังมากขึ้นกำลังยึดเหนี่ยวของแต่ละจุดตลอดความยาวคานจะค่อยๆ ถูกทำลายให้หมดไป ทำให้ส่วนโครงสร้างนั้นวิบัติทันที อย่างไรก็ตามสามารถชะลอการวิบัตินั้นลงได้ถ้าทำการยึดรั้งที่ปลายของส่วนโครงสร้าง (end anchorage) เช่น ทำของงอที่ปลายของเหล็กเสริมกลมเรียบและให้มีความยาวยึดรั้ง (anchorage length) อย่างพอเพียงเพื่อถ่ายแรงจากเหล็กเสริมให้กับคอนกรีต เพราะหลังจากที่รอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดปรากฏขึ้นและค่อยๆ ทำลายกำลังยึดเหนี่ยวในช่วงระหว่างการยึดรั้งให้หมดไป คาน คสล. นั้นจะมีพฤติกรรมใหม่เสมือนเป็นโครงโค้ง โดยที่ปลายทั้งสองข้างมีท่อนเหล็กรับแรงดึงไว้ (เรียกว่า tied arch) ดังรูปที่ 2.16 ซึ่งส่วนของคอนกรีตที่อยู่เหนือรอยร้าว (ส่วนที่แรง) จะทำหน้าที่รับแรงอัด ในขณะที่เหล็กเสริมทำหน้าที่รับแรงดึง (เรียกว่า tie rod) กล่าวคือ ในช่วงระหว่างการยึดรั้งที่แรงยึดเหนี่ยวถูกทำลายไป หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจะมีค่าเป็นศูนย์ซึ่งหมายความว่า การเปลี่ยนแปลงของแรงดึง dT ก็เป็นศูนย์ด้วย ฉะนั้น แรงดึงในเหล็กเสริมที่อยู่ระหว่างการยึดรั้งขณะที่กำลังยึดเหนี่ยวถูกทำลายไปจึงมีค่าคงที่เท่ากับ T หรือเท่ากับ M_{max}/jd การป้องกันในลักษณะนี้จะช่วยชะลอการวิบัติได้เพราะเมื่อน้ำหนักบรรทุกกระทำมากขึ้น เหล็กจะยึดตัวมากขึ้นทำให้เกิดเห็นความกว้างของรอยร้าวและการโก่งตัวที่มากขึ้นได้อย่างชัดเจนก่อนที่คานนั้นจะวิบัติ



รูปที่ 2.16 โครงโค้งโดยที่ปลายทั้งสองข้างมีท่อนเหล็กรับแรงดึง

สำหรับคานที่เสริมเหล็กข้ออ้อยซึ่งทำผิวของเหล็กเสริมให้เป็นข้อหรือปล้อง กำลังยึดเหนี่ยวจะมีค่ามากขึ้นเช่นกัน เพราะเมื่อกำลังยึดเหนี่ยวที่ได้จากการเกาะยึดทางเคมีและจากแรงฝืดถูกทำลายไปจะยังเหลือกำลังยึดเหนี่ยวที่ได้จากส่วนของข้อปล้องของเหล็กเสริมอีก กล่าวคือ เมื่อเหล็กเสริมเริ่มเลื่อนไถล ส่วนของข้อปล้องหรือปล้องของเหล็กเสริมโดนรอบจะไปดันคอนกรีตที่หุ้มห่อให้ต้องรับแรงกดอัดหรือแรงแบกทาน (bearing) และแรงเฉือน จนกว่าแรงที่กระทำมีค่าเกินกำลังต้านทานของคอนกรีต คอนกรีตในบริเวณนั้นจึงจะค่อยๆ ปริแยกและแตกออก (wedging action) ซึ่งสังเกตได้ว่าความกว้างของรอยร้าวและการโก่งตัวจะน้อยกว่าที่เกิดขึ้นในคานที่เสริมด้วยเหล็กกลมผิวเรียบ

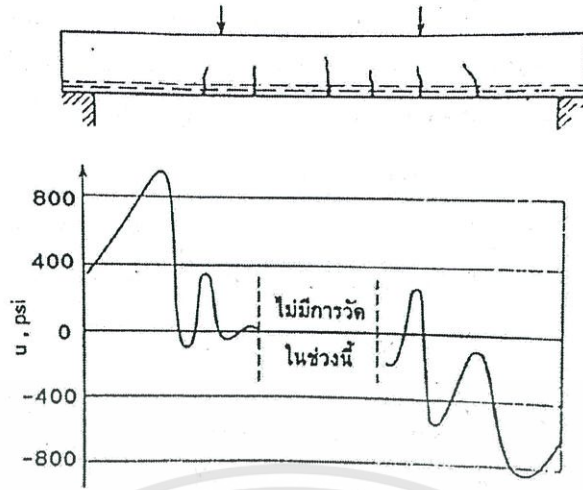
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆ ทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.17 การกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโมเมนต์ดัดที่มีค่าคงที่

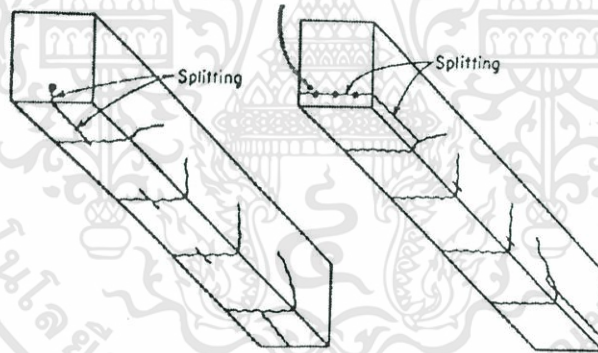
การกระจายของแรงดัดในเหล็กเสริมและการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างรอยร้าวภายใต้การกระทำของโมเมนต์ดัดเพียงอย่างเดียว (pure bending) แสดงไว้ในรูปที่ 2.17 จะเห็นการกระจายของแรงดัดในเหล็กเสริมว่า ตรงตำแหน่งที่มีรอยร้าวเนื่องจากโมเมนต์ดัดปรากฏ แรงดัดในเหล็กเสริมจะมีค่ามากที่สุดเนื่องจากสมมุติว่าเมื่อคอนกรีตร้าวจะไม่สามารถรับแรงดัดได้เลย แต่สำหรับส่วนของคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยร้าวสามารถรับแรงดัดได้บ้าง ฉะนั้น แรงดัดในเหล็กเสริมที่ถัดจากรอยร้าวหนึ่งจะค่อยๆมีค่าลดลง และกลับมีค่าเพิ่มมากขึ้นที่อีกรอยร้าวหนึ่งตามที่แสดง ส่วนการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวซึ่งมีค่าเท่ากับ $dT/\Sigma o_j d$ จะเป็นไปตามรูปที่แสดง โดยมีค่ามากที่สุดเมื่อค่าความชัน dT/dx มากที่สุด และมีค่าเป็นศูนย์ตรงตำแหน่งที่มีรอยร้าวปรากฏหรือในช่วงระหว่างรอยร้าวเมื่อค่าความชันของ dT/dx เท่ากับศูนย์

สำหรับการกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในช่วงที่ค่าของแรงเฉือนมีค่าคงที่แสดงไว้ในรูปที่ 2.18 ซึ่งเป็นผลที่ได้จากการทดสอบคานช่วงเดียวธรรมดาเมื่อให้น้ำหนักแบบจุดกระทำห่างจากกึ่งกลางคานเป็นระยะเท่าๆ กัน จะเห็นว่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นจริงตรงบริเวณฐานรองรับมีค่ามากที่สุด และค่อยๆลดค่าลงตามระยะที่ห่างจากจุดรองรับออกไป อย่างไรก็ดี เมื่อวิเคราะห์หาค่าของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวทางทฤษฎีสำหรับคานช่วงนี้โดยใช้สมการ (2.2.5.2) จะได้ค่าที่เท่ากันตลอด เนื่องจากค่าของแรงเฉือนที่กระทำในช่วงนี้มีค่าคงที่นั่นเอง นั่นคือ หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่คำนวณได้จากสมการ (2.2.5.2) เป็นค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยของที่เกิดขึ้นจริง



รูปที่ 2.18 การกระจายของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวในช่วงที่แรงเฉือนมีค่าคงที่

การวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว (bond failure) ในคานที่เสริมเหล็กข้ออ้อยแสดงไว้ในรูปที่ 2.19 ซึ่งจะเห็นรอยปริแยกของคอนกรีต (splitting) ตามแนวยาวของเหล็กเสริม ทั้งในแนวตั้งดังรูปที่ 2.19(ก) และในแนวนอนของรูปดังรูปที่ 2.19(ข) โดยมีสาเหตุ มาจากการครูดหรือเลื่อนไถลของเหล็กเสริมทำให้ข้อหรือปล้องของเหล็กเสริมไปดันคอนกรีต แรงดันนี้กระทำเป็นมุมเอียงประมาณ 45 ถึง 80 องศา กับแนวของเหล็กเสริม ทำให้คอนกรีตที่หุ้มห่อโดยรอบต้องรับแรงดึงเป็นส่วนใหญ่ คอนกรีตจึงปริแยกและแตกออก (เรียกว่า wedging action)



(ก) เมื่อคอนกรีตหุ้มมีค่าน้อย (ข) เมื่อระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมมีค่าน้อย

รูปที่ 2.19 รอยปริของคอนกรีตตามแนวเหล็กเสริมรับแรงดึง

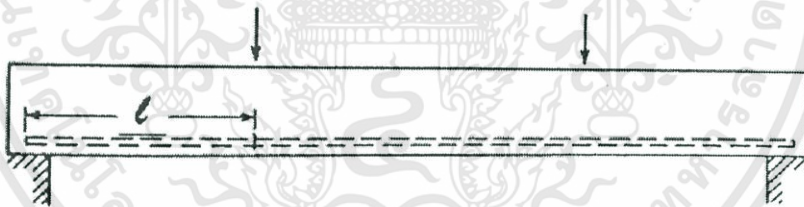
ผลจากการทดลองพบว่า ปัจจัยสำคัญนอกเหนือจากกำลังของวัสดุและขนาดของเหล็กเสริมที่ใช้ทำให้เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยว คือ ระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม และการเสริมเหล็กทางขวาง หากระยะของคอนกรีตหุ้มได้เหล็กเสริมมีค่ามากพอ คอนกรีตจะสามารถต้านทานแรงดึงได้มากขึ้นและช่วยชะลอการแตกหรือปริแยกออกในแนวตั้งได้ และเมื่อเพิ่มระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมให้มากขึ้น (โดยเลือกใช้เหล็กเสริมเพียง 2 เส้น แทนการใช้เหล็กเสริมถึง 3 เส้น ดังที่แสดง) จะทำให้มีเนื้อที่ของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมแต่ละเส้นมากขึ้นซึ่งจะช่วยต้านทานการแตกหรือปริออกของคอนกรีตในแนวนอนได้ อย่างไรก็ตาม หากส่วนโครงสร้างนั้นมีเหล็กเสริมทางขวาง เช่น เหล็กลูกตั้ง กำลังต้านทานแรงดึงทแยงก็จะมากขึ้นซึ่งช่วย

ชะลอการเกิดรอยร้าวจากแรงดึงตึงแนง นั้นเสมือนว่า เหล็กเสริมทางขวางช่วงชะลอการแตกหรือปริแยกออกทั้งในแนวตั้งและแนวนอน ทำให้ช่วยลดระยะที่จะต้องฝังเหล็กเสริมในคอนกรีตลงได้ นอกจากนี้ พบว่าการวิบัติเนื่องจากแรงยึดเหนี่ยวและจากแรงเฉือนมีส่วนสัมพันธ์กันเนื่องจากรอยร้าวในแนวนอนตามแนวยาวของเหล็กเสริมจะเกิดขึ้นหลังจากที่ปรากฏรอยร้าวในแนวตึงที่เป็นผลมาจากแรงเฉือนหรือแรงดึงตึงแนง ซึ่งเมื่อรวมผลของแรงเฉือนในเหล็กเสริม (dowel action) ก็จะช่วยเร่งให้รอยร้าวที่เคลื่อนตัวตามแนวยาวของเหล็กเสริมเข้าหาจุดรองรับ ซึ่งจะทำให้การยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมลดลง หากปลายของส่วนโครงสร้างนั้นปราศจากการยึดรั้งก็จะเกิดการวิบัติทันที

2.2.5.2.2 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการฝังยึดเหล็กเสริม

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวแบบนี้เป็นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยที่เกิดขึ้นเมื่อมีการถ่ายแรงระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตซึ่งได้จากการฝังยึดหรือยึดรั้งเหล็กเสริมจากตำแหน่งที่แรงดึงในเหล็กเสริมมีค่าสูงสุด จนถึงตำแหน่งที่แรงดึงในเหล็กเสริมมีค่าเหลือเป็นศูนย์ (เช่น ที่ปลายคานของคานช่วงเดียวธรรมดา)

พิจารณา คาน คสล. ช่วงเดียวธรรมดาที่เสริมเหล็กรับแรงดึงเพียงอย่างเดียว ถ้าคานนี้รับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบจุดซึ่งกระทำที่ระยะ l ห่างจากปลายคานทั้งสองด้าน ดังรูปที่ 2.20 จะเห็นว่า หน่วยแรงดึงในเหล็กที่ปลายคานที่เกิดจากโมเมนต์ดัดมีค่าเท่ากับศูนย์ ส่วนหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมตรงตำแหน่งที่รับน้ำหนักแบบจุดจะมีค่ามากที่สุดซึ่งในที่นี้สมมุติให้มีค่าเท่ากับ f_s หากเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมเท่ากับ A_b ดังนั้น แรงดึงสูงสุดสุดในเหล็กเสริม T มีค่าเท่ากับ $A_b f_s$ ซึ่งแรงดึง T นี้จะถ่ายให้กับคอนกรีตตลอดระยะความยาว l ที่ฝังเหล็กเสริมโดยอาศัยหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม



รูปที่ 2.20 ระยะฝังยึดเหล็กเสริมรับแรงดึง

ถ้าสมมุติให้ $U = u \cdot \Sigma 0$ เป็นแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยต่อหน่วยความยาวของเหล็กเสริมในเมื่อ u เป็นหน่วยแรงยึดเหนี่ยว กก./ซม.² และ $\Sigma 0$ เป็นผลรวมของเส้นรอบรูปของเหล็กเสริม ซม.

$$\text{ดังนั้น} \quad U = T/l \text{ หรือ } U = A_b f_s / l \quad (2.23)$$

$$\text{นั่นคือ} \quad \text{anchorage bond stress : } u = A_b f_s / \Sigma 0 \cdot l = d_b f_s / 4l \quad (2.24)$$

ในเมื่อ d_b เป็นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมที่รับแรงดึง เมื่อคานรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด และให้เหล็กเสริมถูกดึงถึงกำลังที่จุดคราก (f_y) จะได้

$$u_u = A_b f_y / \Sigma 0.l = d_b f_s / 4l \quad (2.25)$$

ในที่นี้ u_u = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดโดยเฉลี่ยที่เกิดขึ้น , กก./ชม.²

สังเกตว่า หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นนี้ขึ้นกับแรงดึงในเหล็กและระยะความยาวของเหล็กเสริมจากตำแหน่งที่แรงดึงมีค่าสูงสุดถึงตำแหน่งที่แรงดึงมีค่าเท่ากับศูนย์ โดยไม่มีผลของแรงเฉือนมาเกี่ยวข้อง

ถ้าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดโดยเฉลี่ยที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดโดยเฉลี่ยที่ยอมให้ (u_n) คานจะยังไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากการยึดเหนี่ยว ดังนั้น ถ้าเขียนสมการ (2.2.5.2) เสียใหม่ให้อยู่ในรูปของระยะฝังเหล็กเสริม l จะได้

$$l = d_s f_y / 4u_n \quad (2.26)$$

นั่นหมายความว่าต้องฝังเหล็กเสริมรับแรงดึงไว้ในคอนกรีตให้มีระยะอย่างน้อยเท่ากับระยะ $d_s f_y / 4u_n$ ถึงจะไม่เกิดการวิบัติเนื่องจากการยึดเหนี่ยว ระยะที่ต้องฝังเหล็กเสริมเพื่อให้เกิดการถ่ายแรงจากเหล็กเสริมให้กับคอนกรีตซึ่งทำให้แรงในเหล็กเสริมลดลงจากค่าสูงสุดเหลือเป็นศูนย์ เรียกว่า ความยาวยึดรั้ง (anchorage length) และในทางกลับกัน ระยะที่ต้องฝังเหล็กเสริมเพื่อให้เกิดการถ่ายแรงจากคอนกรีตให้กับเหล็กเสริมซึ่งทำให้เหล็กเสริมเกิดกำลังรับแรงจากค่าเท่ากับศูนย์จนถึงค่าสูงสุด เรียกว่า ระยะฝังยึดเหล็กเสริม (development length) และใช้สัญลักษณ์เป็น l_d

$$\text{นั่นคือ} \quad l_d = d_s f_y / 4u_n \quad (2.27)$$

$$\text{หรือ} \quad l_d = A_b f_y / u_n = \pi d_b^2 f_y / 4u_n \quad (2.28)$$

ซึ่งจะเห็นว่า ระยะที่ต้องฝังเหล็กเสริมขึ้นกับค่ากำลังสองของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม ฉะนั้น เมื่อดำเนินการออกแบบและต้องการเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงจำนวนหนึ่ง หากเลือกใช้เหล็กเสริมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กกว่าย่อมต้องการระยะฝังยึดเหล็กเสริมน้อยกว่าที่ใช้เหล็กเสริมที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางใหญ่กว่า

2.2.5.2.3 หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุด

ผลจากการทดลอง พบว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยเส้นเดียวที่รับแรงดึง $u_n = 30\sqrt{f_c'}$ ถึง $35\sqrt{f_c'}$ ปอนด์ต่อนิ้ว (หรือประมาณ $19.85\sqrt{f_c'}$ ถึง $23.15\sqrt{f_c'}$ กก./ชม.) และพบว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยหลายๆเส้นที่วางเรียงในชั้นหนึ่งๆ มีค่าลดลงเหลือเพียงร้อยละ 80

$$\text{จาก} \quad u = U / \Sigma 0 = U / \pi d_b \quad (2.29)$$

$$\text{ดังนั้น} \quad u_n = \frac{19.85\sqrt{f_c'}}{\pi d_b} = \frac{6.32\sqrt{f_c'}}{d_b} \text{ กก./ชม.}^2 \quad (2.30)$$

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ในอดีต กำหนดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดที่ยอมให้ (u_n) สำหรับเหล็กข้ออ้อยที่เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM A 305 และมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางไม่เกิน 36 มม. ดังต่อไปนี้ เมื่อให้ f_c' เป็นกำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของแท่งคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่อายุ 28 วัน, กก./ชม.² และ d_b เป็นขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริม, ซม.

เหล็กเสริมที่รับแรงดึง :

$$\text{เหล็กบน} \quad u_n = \frac{4.51\sqrt{f_c'}}{d_b} \leq 39.4 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{เหล็กอื่นๆนอกจากเหล็กบน} \quad u_n = \frac{6.39\sqrt{f_c'}}{d_b} \leq 56.2 \text{ กก./ซม.}^2$$

เหล็กเสริมที่รับแรงอัด :

$$\text{เหล็กบนและเหล็กอื่นๆ} \quad u_n = 3.44\sqrt{f_c'} \leq 56.2 \text{ กก./ซม.}^2$$

ในที่นี้ เหล็กบน หมายถึง เหล็กเสริมตามแนวอนที่มีคอนกรีตหล่ออยู่ใต้เหล็กเส้นนั้นเกินกว่า 30 ซม. ขึ้นไป

สำหรับหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดที่ยอมให้สำหรับเหล็กกลมผิวเรียบ ให้ได้ค่าเพียงครึ่งหนึ่งของค่าที่กำหนดให้ข้างต้น แต่ต้องมีค่าไม่เกินกว่า 17.6 กก./ซม.²

ฉะนั้น หน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดที่ใช้คำนวณออกแบบ = ϕu_n ในเมื่อตัวคูณลดกำลัง $\phi = 0.85$ ซึ่งเกณฑ์การคำนวณออกแบบเกี่ยวกับการยึดเหนี่ยวในอดีต คือ $\phi u_n \geq u_u$

2.2.5.3 พิกัดความยาวยึดรั้งหรือระยะฝังยึดเหล็กเสริม

การคำนวณการออกแบบเกี่ยวกับการยึดเหนี่ยวในอดีตกระทำโดยพิจารณาตามเงื่อนไขที่ได้กล่าวในหัวข้อที่ 2.2.5.2.3 แต่จากผลการทดลองพบว่า หากจัดระยะฝังเหล็กเสริมไว้ในคอนกรีตอย่างพอเพียงแล้วการวิบัติเนื่องจากกรยึดเหนี่ยวที่เกิดจากการแปรเปลี่ยนโมเมนต์ดัดจะมีความสำคัญรองลงไป ฉะนั้น การคำนวณออกแบบเกี่ยวกับการยึดเหนี่ยวในปัจจุบัน มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. จึงกำหนดให้คำนวณออกแบบโดยพิจารณาจากความยาวยึดรั้งหรือระยะที่ต้องฝังยึดเหล็กเสริม (development length) ไว้ในคอนกรีตที่แต่ละด้านของหน้าตัดวิกฤต ซึ่งหน้าตัดวิกฤตนี้เป็นตำแหน่งที่เหล็กเสริมนั้นต้องรับแรงสูงสุด อนึ่ง สามารถนำข้อกำหนดนี้ไปใช้ในการคำนวณออกแบบโครงสร้าง คสล. โดยวิธีหน่วยแรงใช้งานได้ และหากนำไปใช้กับเหล็กเสริมแบบกลมเรียบให้เพิ่มค่าของระยะฝังยึดขึ้นอีกหนึ่งเท่า

ระยะฝังเหล็กเสริมตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. ได้จากการเผื่อความยาวยึดรั้งหรือระยะที่ต้องฝังเหล็กเสริมในคอนกรีตจากค่าที่วิเคราะห์ได้อีกประมาณร้อยละ 15 ซึ่งเป็นการเผื่อด้านกำลังความปลอดภัยแทนการใช้ตัวคูณลดกำลัง (ϕ) ทั้งนี้สมมติให้หน่วยแรงในเหล็กเสริมมีค่าสูงสุดเท่ากับก้ำกั้วที่จุดคราก กล่าวคือ

จากผลการทดลอง ซึ่งพบว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยเส้นเดียวที่รับแรงดึง $u_n = 35\sqrt{f_c'}$ ปอนด์/นิ้ว หรือ $= 23.15\sqrt{f_c'}$ กก./ซม. และพบอีกว่ากำลังต้านทานแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ยสูงสุดของเหล็กข้ออ้อยหลายๆเส้นที่วางเรียงในชั้นหนึ่งๆ จะมีค่าลดลงเหลือเพียงร้อยละ 80 นั่นคือ $u_n = 18.52\sqrt{f_c'}$ กก./ซม. (2.31)

ฉะนั้น จากสมการ (2.2.5.2.4) ความยาวของระยะฝังเหล็กเสริม $l_d = A_b f_y / u_n$

แต่เพื่อความปลอดภัย จึงเพิ่มค่าอีก 15% (แทนการใช้ตัวคูณลดกำลัง)

ดังนั้น จะได้ $l_d = 1.15 A_b f_y / u_n$ (2.32)

และเมื่อแทนค่า $u_n = 18.52\sqrt{f'_c}$ กก./ชม. จะได้

$$\text{ความยาวของระยะฝังเหล็กเสริมที่ต้องการ } l_d = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \text{ ชม.} \quad (2.33).$$

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. เรียกระยะฝังเหล็กเสริมที่คำนวณได้ข้างต้นว่า ระยะฝังพื้นฐาน (Basic Development Length) หรือใช้สัญลักษณ์เป็น l_{db} ซึ่งต้องปรับแก้ตามสภาพใช้งานให้เป็นระยะที่ต้องฝังจริงต่อไปซึ่งเรียกระยะที่ปรับแก้แล้วว่า Development Length : l_d ทั้งนี้ กำหนดให้ใช้ค่าของ $\sqrt{f'_c}$ ได้ไม่เกินกว่า 26.5 กก./ชม.² นั้นหมายความว่ากำลังต้านทานแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต f'_c ต้องมีค่าไม่เกิน 700 กก./ชม.

2.2.5.3.1 ระยะฝังเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึง

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดความยาวระยะฝังพื้นฐาน l_{db} (Basic Development Length) สำหรับเหล็กเสริมข้ออ้อยที่รับแรงดึง ดังนี้

สำหรับเหล็กเสริมที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เกิน 36 ชม. :

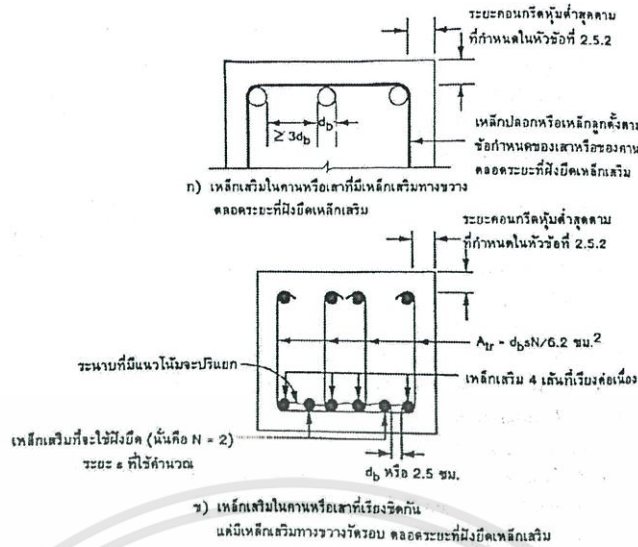
$$\text{ระยะฝังพื้นฐาน } l_{db} = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \text{ ชม.} \quad (2.34)$$

สำหรับเหล็กเสริมที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 43 ชม. และ 57 ชม. ให้คำนวณจากสมการ (2.2.5.3.2) แต่ให้ลดระยะฝังลงร้อยละ 6 และร้อยละ 22 ตามลำดับ

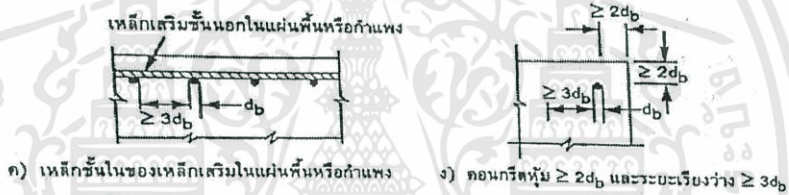
ส่วนความยาวยึดตั้งหรือระยะที่ต้องฝังจริง l_d (Development Length) ให้ปรับแก้โดยการคูณระยะฝังพื้นฐาน l_{db} ด้วยตัวคูณประกอบต่างๆที่สรุปรวมไว้ในตาราง 2.3 ซึ่งเป็นการพิจารณาถึงรายละเอียดต่างๆ ของการเสริมเหล็ก ตลอดจนการใช้เหล็กเสริมมากเกินกว่าค่าที่คำนวณได้ เป็นต้น อย่างไรก็ตามระยะฝังจริง l_d ต้องไม่น้อยกว่า 30 ชม.

ตารางที่ 2.3 ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ I_{db} เมื่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึง

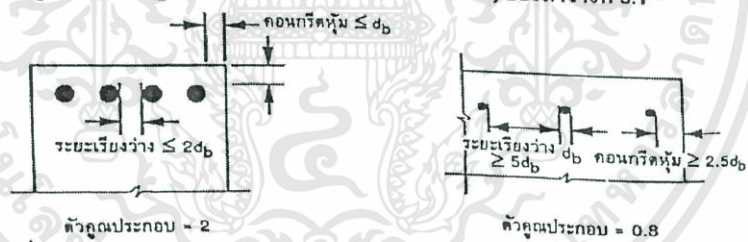
สภาพการใช้งาน	ตัวคูณประกอบกำลัง
1) ก. เหล็กเสริมในคานหรือเสา มีระยะเรียงว่าง $\geq 3d_b$ มีคอนกรีตหุ้มหนาตามที่กำหนด (ดูหัวข้อ 2.2.2.5.2) และมีเหล็กปลอกหรือเหล็กลูกตั้งตามข้อกำหนดของเสาหรือของคานตลอดระยะที่ต้องฝังยึดเหล็กเสริม	1.0
ข. เหล็กเสริมในคานหรือเสา มีคอนกรีตหุ้มหนาตามที่กำหนด (ดูหัวข้อ 2.2.2.5.2) และมีเหล็กเสริมทางขวางรัตรอบ $A_{tr} \geq d_b s N / 6.2$ ซม. ² ตลอดระยะที่ต้องฝังยึด โดยที่ d_b เป็นขนาดของเหล็กตามยาว ซม. S เป็นระยะเรียงของเหล็กทางขวาง ซม. N เป็นจำนวนของเหล็กตามยาวที่ต้องฝังยึด	1.0
ค. เหล็กชั้นในของเหล็กเสริมในแผ่นพื้นหรือกำแพง และมีระยะเรียงว่าง $\geq 3d_b$	
ง. เมื่อระยะเรียงว่างของเหล็กเสริม $\geq 3d_b$ และมีคอนกรีตหุ้มหนา $\geq 2d_b$	1.0
2) เมื่อระยะเรียงว่างของเหล็กเสริม $\leq 2d_b$ และมีคอนกรีตหุ้ม $\leq d_b$	1.0
3) เมื่อเหล็กเสริมที่ต้องฝังยึดไม่เป็นไปตามข้อ 1) หรือข้อ 2) ข้างต้น นั่นคือ $2d_b < \text{ระยะเรียงว่าง} \leq 3d_b$ และ $d_b < \text{ระยะคอนกรีตหุ้มหนา} \leq 2d_b$	2.0
4) เมื่อใช้เหล็กเสริม $d_b \leq 36$ มม. มีระยะเรียงว่าง $\geq 5d_b$ และมีคอนกรีตหุ้มด้านข้างที่วัดในระนาบของเหล็กเสริม $\geq 2.5d_b$ อาจคูณค่าตัวประกอบที่ให้ไว้ในหัวข้อ 1) ถึงข้อ 3) อีกด้วยด้วยตัวคูณประกอบกำลัง	1.4
5) เมื่อเสริมเหล็กทางขวางด้วยเหล็กปลอกเกลียว ($\phi \geq 6$ มม.) หรือเหล็กปลอกเดี่ยว หรือเหล็กลูกตั้ง ($\phi \geq 12$ มม.) และมีระยะเรียงไม่เกิน 10 ซม. อาจคูณค่าตัวประกอบที่ให้ไว้ในหัวข้อ 1) ถึงข้อ 3) อีกด้วยด้วยตัวคูณประกอบกำลัง	0.8
6) ความยาวของระยะฝังจริงที่ได้จากข้อ 1) ถึงข้อ 3) และเมื่อปรับแก้ก็อีกตามข้อ 4) และ หรือข้อ 5) ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า $0.11d_b f_y / \sqrt{f_c'}$	0.75
7) ความยาวของระยะฝังจริงที่ได้จากข้อ 1) ถึงข้อ 6) อาจปรับแก้ค่าได้อีก ดังนี้	1.3
ก. เมื่อเหล็กเสริมเป็นเหล็กบน	
ข. เมื่อใช้ปริมาณเสริมเหล็กมากเกินไปที่คำนวณได้	$\frac{A_S \text{ ที่ต้องการ}}{A_S \text{ ที่ใช้จริง}}$



รูปที่ 2.21 ตัวคูณประกอบตามสภาพการใช้งาน ข้อ 1) ของตารางที่ 2.3



รูปที่ 5.8 ตัวคูณประกอบตามสภาพการใช้งานข้อ 1) ของตารางที่ 5.1



รูปที่ 2.22 ตัวคูณประกอบตามสภาพใช้งานข้อ 2) และข้อ 4) ของตารางที่ 2.3

สรุป ความยาวของระยะฝั่งจริงของเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึง I_d ได้จากการคูณระยะฝั่งพื้นฐาน I_{db} ด้วยตัวคูณประกอบ (ในตารางที่ 2.3) แต่ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 30 ซม. โดยมีลำดับการคำนวณ ดังนี้

1. หาความยาวของระยะฝั่งพื้นฐานจาก $I_{db} = 0.06A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ ซม. (เมื่อ $d_b \leq 36$ ซม.)
2. คูณระยะฝั่งพื้นฐาน I_{db} ด้วยตัวคูณประกอบที่พิจารณาเกี่ยวกับระยะเรียง ระยะคอนกรีตหุ้มและการใช้เหล็กเสริมทางขวาง ตามข้อที่ 1) ถึงข้อ 3)

3. คุณระยะฝังพื้นฐาน l_{db} ด้วยตัวคูณประกอบ เมื่อเหล็กเสริมมีระยะเรียงห่างกันมาก (ถ้ามี) ตามข้อ 4) ในตาราง 2.3
4. คุณระยะฝังพื้นฐาน l_{db} ด้วยตัวคูณประกอบ เมื่อมีเหล็กปลอกเกลียว หรือเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้งที่พื้นที่ๆ (ถ้ามี) ตามข้อ 5) ในตาราง 2.3
5. ตรวจสอบระยะฝังอย่างน้อย ตามข้อ 6) ในตาราง 2.3
6. คุณระยะฝังพื้นฐาน l_{db} ด้วยตัวคูณประกอบ เมื่อเหล็กเสริมเป็นเหล็กบน หรือใช้เหล็กเสริมเกินกว่าที่คำนวณได้ (ถ้ามี) ตามข้อ 7) ในตาราง 2.3
7. ตรวจสอบขั้นสุดท้ายว่า ระยะฝังจริง l_d ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.

2.2.5.3.2 ระยะฝังเหล็กเสริมข้ออ้อยที่รับแรงอัด

ระยะฝังพื้นฐาน l_{db} ของเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงอัด :

$$\text{ระยะ } l_{db} = \frac{0.07 5d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0043 d_b f_y \text{ ซม. (2.35)}$$

ความยาวยึดตั้งหรือระยะฝังจริง l_d (Development Length) ให้ปรับแก้โดยการคูณระยะฝังพื้นฐาน l_{db} ด้วยตัวคูณประกอบที่กำหนดไว้ในตารางที่ 2.4 ทั้งนี้ระยะฝังจริง l_d ของเหล็กเสริมข้ออ้อยที่รับแรงอัด ต้องไม่น้อยกว่า 20 ซม.

ตารางที่ 2.4 ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ l_{db} เมื่อเหล็กข้ออ้อยรับแรงอัด

สภาพการใช้งาน	ตัวคูณประกอบ
1) เมื่อใช้ปริมาณเหล็กเสริมมากกว่าที่คำนวณได้	$\frac{A_s \text{ ที่ต้องการ}}{A_s \text{ ที่แท้จริง}}$
2) เมื่อเสริมเหล็กทางขวางด้วยเหล็กปลอกเกลียว ($\phi \geq 6$) มม. หรือเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้ง ($\phi \geq 12$ มม.) และมีระยะเรียงไม่เกิน 10 ซม.	
	0.75

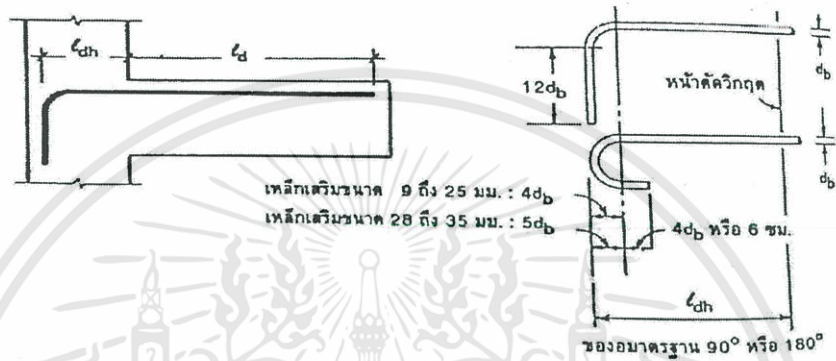
2.2.5.3.3 ระยะฝังเหล็กเสริมข้ออ้อยที่มีมัดรวมเป็นกำ

ความยาวของระยะฝังจริงสำหรับเหล็กเสริมข้ออ้อยที่มีมัดรวมกันเป็นกำ (bundled bars) ที่รับแรงดึงหรือแรงอัดมีค่าเท่ากับระยะฝังจริงของเหล็กเสริมแต่ละเส้น แต่ต้องเพิ่มความยาวของระยะฝังจริงอีกอย่างน้อย 20% และ 33% สำหรับเหล็กเสริมมัดละ 2-3 เส้นและมัดละ 4 เส้น ตามลำดับ

สำหรับการหาค่าตัวคูณประกอบให้ถือว่าเหล็กเสริมที่มีมัดรวมกันเป็นกำเสมือนหนึ่งเป็นเหล็กเสริมเส้นเดียวกันที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเทียบเท่าโดยมีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมในมัดนั้น

2.2.5.3.4 ระยะฝังเหล็กข้ออ้อยที่รับแรงดึงโดยตัดปลายเป็นของมาตรฐาน

ระยะความยาวที่ต้องฝังเหล็กเสริมข้ออ้อยรับแรงดึงดังกล่าวในหัวข้อ 2.2.5.3.1 เป็นความยาวของท่อนเหล็กตรงที่ต้องฝังไว้ในคอนกรีตโดยวัดจากหน้าตัดวิกฤต ซึ่งบางครั้งไม่สามารถทำได้ เช่น ต้องยื่นเหล็กเสริมจากคานเข้าไปในเสาตามความยาวของระยะฝังจริงที่กำหนด แต่เสามีความหนาไม่มากพอ เป็นต้น ฉะนั้น หากดัดงอที่ปลายเหล็กเสริมรับแรงดึงนี้โดยทำเป็นข้ออมาตรฐานแบบ 90 องศา หรือ 180 องศา (ดังรูปที่ 2.23) ก็จะช่วยลดความยาวของระยะที่ต้องฝังลงได้บ้าง อนึ่ง การงอข้อที่ปลายเหล็กเสริมที่รับแรงอัดไม่มีผลในการช่วยลดความยาวของระยะฝังที่ต้องการ



รูปที่ 2.23 ระยะฝังของท่อนเหล็กตรง และเมื่อทำของอ 90 องศา และ 180 องศา ที่ปลายเหล็กเสริม

มาตรฐาน ACI หรือ ว.ส.ท. กำหนดระยะฝังพื้นฐานของเหล็กเสริมข้ออ้อยที่รับแรงดึง ซึ่งทำของมาตรฐานตรงปลายของเหล็กเสริม : l_{hd} (Basic development length for hook bars) ดังนี้

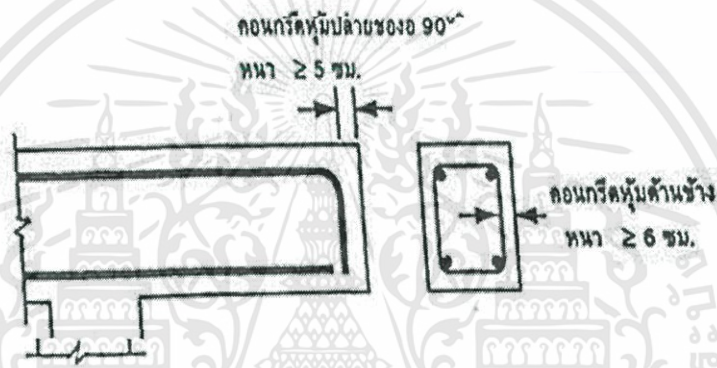
$$\text{ระยะฝังพื้นฐาน } l_{hd} = 0.08f_y d_b / \sqrt{f_c} \quad \text{ซม.} \quad (2.36)$$

ระยะฝังจริง l_{dh} ได้จากการคูณระยะฝังพื้นฐาน l_{hd} ด้วยตัวคูณประกอบตามสภาพการใช้งานดังตารางที่ 2.2.5.3 ทั้งนี้ระยะฝังจริง l_{dh} ต้องไม่น้อยกว่า $8d_b$ หรือ 15 ซม. รูปที่ 2.23 แสดงระยะฝังจริงซึ่งวัดจากหน้าตัดวิกฤตถึงขอบนอกที่ทำของมาตรฐานและแสดงระยะตัดทำข้อรวมทั้งระยะยื่นปลาย

อนึ่ง ที่ปลายของส่วนโครงสร้างที่ไม่ต่อเนื่อง เช่น ที่ปลายยื่น และต้องทำเป็นของมาตรฐานเพื่อให้มีระยะฝังยึดพอเพียง ดังรูปที่ 2.24 หากเหล็กเสริมนั้นมีคอนกรีตหุ้มด้านข้างและด้านบน (หรือด้านล่าง) น้อยกว่า 6 ซม. ให้รัตรอบเหล็กนั้นด้วยเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้งตลอดความยาวของระยะฝังยึดโดยมีระยะเรียงไม่เกินกว่า สามเท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมที่ของอ ทั้งนี้ไม่ให้นำตัวคูณประกอบที่กำหนดใน ข้อ 2. ของตารางที่ 2.5 มาใช้

ตารางที่ 2.5 ตัวคูณประกอบสำหรับปรับระยะ I_{hd}

สภาพการใช้งาน	ตัวคูณประกอบ
1. เมื่อเหล็กเสริมตามยาว ($d_b \leq 36$ มม.) มีคอนกรีตหุ้มด้านบนหรือด้านข้างหนา ≥ 6 ซม. และที่ช่องอ 90 องศา มีคอนกรีตหุ้มปิดด้านข้างหนา ≥ 5 ซม.	0.70
2. เมื่อเหล็กเสริมตามยาว ($d_b \leq 36$ มม.) มีเหล็กเสริมทางข้าง เช่น เหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กลูกตั้งตลอดระยะของ l_{dh} โดยมีระยะเรียงของเหล็กทางขวางไม่เกิน $3d_b$ ของเหล็กตามยาวที่ช่องอ	0.80
3. เมื่อใช้ปริมาณเสริมเหล็กมากกว่าที่คำนวณได้	$\frac{A_s \text{ ที่ต้องการ}}{A_s \text{ ที่ใช้จริง}}$



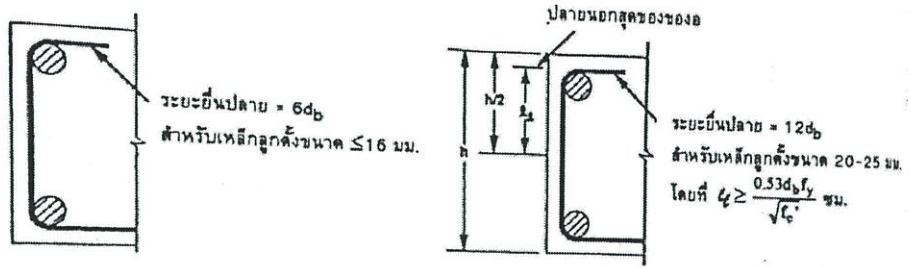
รูปที่ 2.24 ระยะหุ้มของคอนกรีตตามข้อ 1 ของตารางที่ 2.5

2.2.5.3.5 ระยะฝังยึดของเหล็กรับแรงเฉือน

ต้องฝังและยึดเหล็กรับแรงเฉือนเพื่อให้สามารถรับแรงดึงได้เต็มที่ตามต้องการ โดยจัดวางเหล็กรับแรงเฉือนให้ใกล้กับผิวด้านรับแรงดึงและแรงอัดของส่วนโครงสร้างเนื่องจากรอยร้าวจะเกิดที่ด้านรับแรงดึงและเคลื่อนเข้าหาด้านรับแรงอัด ทั้งนี้ต้องมีคอนกรีตหุ้มหนาตามที่ต้องการ

สำหรับเหล็กข้ออ้อยลูกตั้งขาเดี่ยว รูปตัว U หรือรูปตัว U ต่อเนื่อง ที่มีกำลังจุดครากเท่ากับหรือน้อยกว่า 3000 กก./ซม.^2 ให้ยึดปลายกับเหล็กเสริมตามยาวโดยตัดปลายเหล็กลูกตั้งเป็นของมาตรฐาน 90 องศา ดังนี้ ก.เหล็กลูกตั้งขนาดเท่ากับหรือเล็กกว่า 16 มม. ให้ยื่นปลายออกไปได้อีก $6d_b$ และ ข.เหล็กลูกตั้งขนาด 20-25 มม. ให้ยื่นปลายข้อออกไปอีก $12d_b$

สำหรับเหล็กลูกตั้งขนาด 20-25 มม. ที่มีกำลังจุดครากเท่ากับ 4000 กก./ซม.^2 ให้ยึดปลายกับเหล็กเสริมตามยาวโดยตัดปลายเหล็กลูกตั้งเป็นของมาตรฐาน 90 องศา เช่นเดียวกัน แต่ต้องมีระยะฝังยึดวัดจากกึ่งกลางความสูงของส่วนโครงสร้างถึงปลายด้านนอกสุดของช่องอไม่น้อยกว่า $0.053 d_b f_y / \sqrt{f_c'}$ ซม.



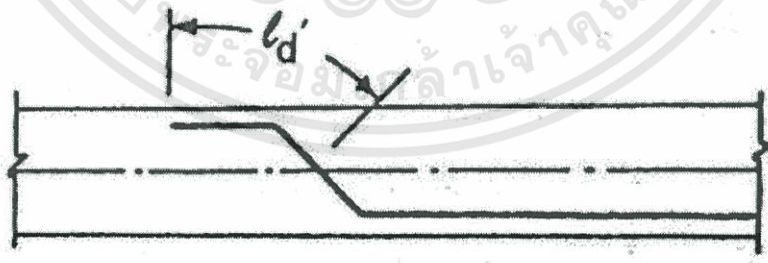
รูปที่ 2.25 การฝังยึดของเหล็กข้ออ้อยลูกตั้งรูปตัว U

หากใช้เหล็กลูกตั้งตัว U คู่ (double U stirrups) ดังรูปที่ 2.26 โดยทำเสมือนเป็นเหล็กปลอกเดี่ยววงปิด (ไม่ทำของอ) จะถือว่ามี การต่อยึดอย่างถูกต้องเมื่อระยะทาบมีค่าเท่ากับ $13l_d$ หรือ 30 ซม. อย่างไรก็ตาม เมื่อส่วนโครงสร้างมีความลึกอย่างน้อย 45 ซม. อาจใช้เหล็ก ลูกตั้งตัว U คู่ดังกล่าวโดยยื่นขาของตัว U ออกไปตลอดความลึก ดังรูป แต่ทั้งนี้แรง $A_b f_y$ ในแต่ละ ขาต้องไม่เกินกว่า 4000 กก.



รูปที่ 2.26 เหล็กลูกตั้งตัว U คู่แบบวงปิด

สำหรับเหล็กเสริมตามยาวที่ตัดเป็นคอกม้าเพื่อรับแรงเฉือน ถ้ายื่นเลยเข้าไป ในบริเวณรับแรงดึงต้องต่อเนื่องกับเหล็กเสริมตามยาว และถ้ายื่นเข้าไปในบริเวณรับแรงอัดต้องมี ระยะฝังยึด (l_d') ที่รับแรงดึงอย่างพอเพียงโดยการวัดจากจุดกึ่งกลางความลึกประสิทธิภาพ ($d/2$) ดัง รูปที่ 2.27



รูปที่ 2.27 การฝังยึดเหล็กคอกม้า

2.3 ข้อมูลดิน

จากขอบเขตการทำงานอยู่ในบริเวณเขตตอนเมือง ข้อมูลดินที่ใช้จึงนำมาจากโครงการ ก่อสร้างในบริเวณเขตตอนเมือง โดยแสดงได้ตารางต่อไปนี้

ตารางที่ 2.6 ตารางแสดงคุณสมบัติของดิน

โครงการ		ก่อสร้างเสาโทรคมนาคม ศูนย์โทรศัพท์ โทรคมนาคมและสื่อสาร หน่วยบัญชาการ ป้องกันภัยทางอากาศ กองทัพบก			NAC						
สถานที่		แขวงทุ่งสีกัน เขตดอนเมือง กรุงเทพฯ			SUMMARY OF RESULT						
หลุมเจาะ ที่		BH.1			ระดับน้ำใต้ดิน - 0.50 เมตรจากผิว ดิน						
DEPTH (m.)		SAMPLE TYPE	GROUP SYMBOL	ATTERBERG'S LIMIT %			MC. %	UC. ksc.	UP. ksc.	UNIT WEIGHT t/m ³	
FROM	TO	No.		LL.	PL.	PI.				γ_t	γ_d
1.50	2.00	CL	36.40	19.28	17.12		35.05	0.35	1.50	1.79	1.33

2.4 ข้อมูลน้ำหนักยานพาหนะ

2.4.1 น้ำหนักของยานพาหนะ

รถที่ใช้ทางหลวงจะต้องเป็นรถที่มีน้ำหนักและขนาดต่างๆเป็นไปตามพิกัดตามกฎหมายควบคุม ทั้งนี้เพื่อกำหนดมาตรฐานการออกแบบให้ถนนรองรับการจราจรอย่างมีประสิทธิภาพและมีความปลอดภัยสูงสุด

ยานพาหนะที่แล่นบนถนนโดยทั่วไปประกอบไปด้วย

รถจักรยานยนต์ สามล้อเครื่อง

รถยนต์นั่งส่วนบุคคล

รถโดยสาร

รถบรรทุก

รถบรรทุกกึ่งพ่วง

รถพ่วง

น้ำหนักบรรทุกของรถประเภทต่างๆของกรมทางหลวง ดัง ตาราง.2.7

ตารางที่ 2.7 เกณฑ์น้ำหนักบรรทุกของรถประเภทต่างๆของกรมทางหลวง

ประเภทรถ	ชนิดเพลาลัง	น้ำหนักกรรวมน้ำหนักบรรทุก (กิโลกรัม)
รถยนต์บรรทุก 2 เพลา	ยางเดี่ยว	8,500
รถยนต์บรรทุก 2 เพลา	ยางคู่	12,000
รถยนต์บรรทุก 3 เพลา	ยางเดี่ยว เพลาคู่	15,300
รถยนต์บรรทุก 3 เพลา	ยางคู่ เพลาคู่	21,000
รถกึ่งพ่วง 1 เพลา	ยางเดี่ยว	6,800
รถกึ่งพ่วง 1 เพลา	ยางคู่	9,100
รถกึ่งพ่วง 2 เพลา	ยางเดี่ยว เพลาคู่	12,100
รถกึ่งพ่วง 2 เพลา	ยางคู่ เพลาคู่	16,400
รถพ่วง 2 เพลา	ยางเดี่ยว	13,600
รถพ่วง 2 เพลา	ยางคู่	18,200
รถลากจูงรวมรถกึ่งพ่วง	ยางคู่	37,400
รถลากจูงรวมรถกึ่งพ่วง	ยางคู่	39,200

2.4.2 โครงสร้างของยานพาหนะ

โดย รถที่ใช้ออกแบบ เป็นรถยนต์บรรทุก 3 เพลา ชนิดเพลาลังยางคู่ เพลาคู่ น้ำหนักกรรวมน้ำหนักบรรทุก 21,000 กิโลกรัม ตามพิกัดตามกฎหมายควบคุม ทั้งนี้เพื่อกำหนดมาตรฐานโครงสร้าง ที่นำมาทำการออกแบบ ใช้มาตรฐานรถของ ISUZU FVM 240

ISUZU SUPER TRUCK FVM 240

เครื่องยนต์	: ISUZU SUPER TRUCK
รุ่น	: อีซูซุดีเซล 6HK1-TCN
แบบ	4 จังหวะ 24 วาล์ว ระบายความร้อนด้วยน้ำ สูบเรียง โอ
เวอร์เฮด	แคมชาฟท์ คอมมอนเรล ไดเร็คอินเจคชั่น เทอร์โบ
อินเตอร์	คูลเลอร์ (ยูโร 3 หรือ มอก. 2315 – 2551)
จำนวนกระบอกสูบ (สูบ)	: 6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความโตกระบอกสูบ x ช่วงชัก (มม.)	115 x 125
ความจุกระบอกสูบ (cc.)	7790
กำลังสูงสุด (แรงม้า/รอบต่อนาที)	240/2,400 (ECE Net)
	(กิโลวัตต์/รอบต่อนาที) 177/2,400 (ECE Net)
แรงบิดสูงสุด (กก.-ม./รอบต่อนาที)	72/1,450 (ECE Net)
	(นิวตัน-ม./รอบต่อนาที) 706/1,450 (ECE Net)
อัตราส่วนกำลังอัด (ต่อ 1)	17.5

ISUZU DECA FVM 240

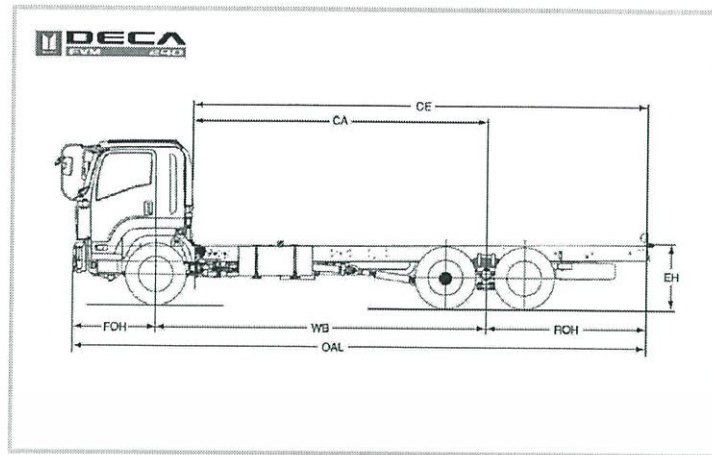


รูปที่ 2.28 รถยนต์บรรทุก 3 เพลา ISUZU FVM240

ตารางที่ 2.8 แสดงระยะแต่ละส่วนของ โครงสร้างด้านข้าง รถยนต์บรรทุก ISUZU FVM 240

รุ่น/รหัส	OAL	WB	FOH	ROH	CE	CA	OW	EW
FVM34QNM/ FVM34QNAM-ABS	8,700	4,850		2,415	6,640	4,225		1,102
FVM34RNH/FVM34RNAK	9,225	5,200	1,435	2,590	7,165	4,575	2,475	1,101
FVN34TNH/FVM34TNAK/ FVM34TSH	9,935	5,700		2,800	7,875	5,075		1,080

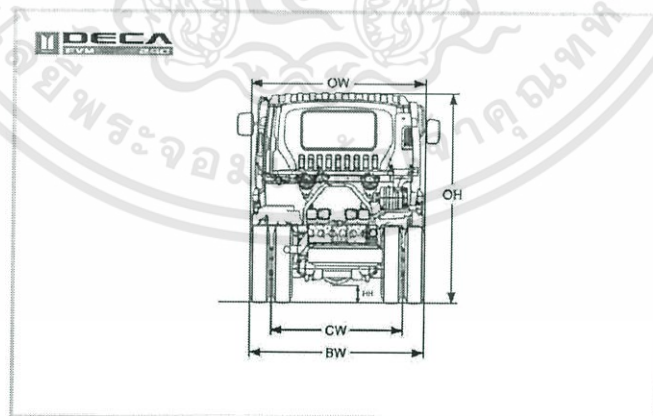
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.29 โครงสร้างด้านข้างรถยนต์บรรทุก ISUZU

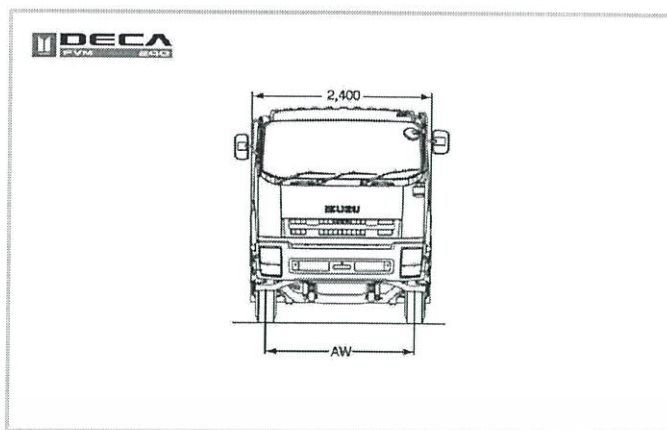
ตารางที่ 2.9 แสดงระยะแต่ละส่วนของโครงสร้างด้านหน้า รถยนต์บรรทุก ISUZU FVM 240

รุ่น/รหัส	OW	AW	BW	CW	OH	HH
FVM34QNM/ FVM34QNAM-ABS						
FVM34RNH/FVM34RNAK	2,475	1,970	2,475	1,850	2,807	255
FVN34TNH/FVM34TNAK/ FVM34TSH						



รูปที่ 2.30 โครงสร้างด้านหน้า รถยนต์บรรทุก ISUZU

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.31 โครงสร้าง ด้านหน้า รถยนต์บรรทุก ISUZU FVM24

2.5 ข้อมูลราวกันอันตราย กำแพงคอนกรีต (Barrier)

2.5.1 ลักษณะทั่วไป

ราวกันอันตรายแบบคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นราวกันอันตรายระบบแรงที่นิยมใช้กันมากในปัจจุบัน เนื่องจากมีข้อดีหลายประการคือ มีประสิทธิภาพการใช้งานที่ดีสำหรับรถยนต์ขนาดมาตรฐาน มีค่าใช้จ่ายเริ่มต้นที่ไม่สูง และไม่ต้องการบำรุงรักษามาก รูปแบบที่นิยมใช้กันโดยทั่วไปเรียกว่าแบบนิวเจอร์ซีย์ (New Jersey) ราวกันอันตรายแบบคอนกรีตเสริมเหล็กมีความสูงโดยประมาณ คือ 80 เซนติเมตร แต่หากพบว่าความสูงดังกล่าวไม่เพียงพอต่อการใช้งานก็สามารถปรับเพิ่มความสูงได้ โดยให้ปรับเพิ่มความสูงได้เฉพาะตั้งแต่จุดตัดกันของเส้นความชันเป็นต้นไป การก่อสร้างราวกันอันตรายแบบคอนกรีตสามารถทำได้หลายวิธี เช่น การใช้แบบหล่อแบบเลื่อน (Slipformed) การหล่อสำเร็จหรือการหล่อในที่ซึ่งผู้ออกแบบสามารถเลือกได้ตามสภาพความเหมาะสม สำหรับการใช้งานราวกันอันตรายคอนกรีตเสริมเหล็กที่บริเวณ ชำทางจะมีรูปร่าง ดังแสดงในรูปที่ 2.32 และ รูปที่ 2.33

2.5.2 สมรรถนะต่อการขน

การทดสอบการฟุ้งชนของราวกันอันตรายแบบคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปมักทำการทดสอบกับรูปร่างแบบนิวเจอซี และใช้ทดสอบเมื่อใช้เป็นแผงกัน กันเกาะกลางถนน จากผลการทดสอบพบว่า ราวกันอันตรายแบบคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีความสูง 80 เซนติเมตร สามารถเปลี่ยนวิถีการชนของยวดยานตั้งแต่ 818 กิโลกรัม ถึง 2,045 กิโลกรัม ได้อย่างดีโดยไม่มีการโก่งตัว และบางครั้งสามารถเปลี่ยนวิถีการชนของยวดยานได้ถึงขนาด 18,145 กิโลกรัม เมื่อถูกชนแบบปานกลาง

2.5.3 ข้อเสนอแนะสำหรับการติดตั้ง

คอนกรีตที่ใช้ควรมีกำลังต้านทานแรงอัดอย่างน้อยเท่ากับ 210 กิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร สำหรับตัวอย่างทดสอบรูปลูกบาศก์ขนาด 15 X 15 X 15 เซนติเมตร ที่อายุ 28 วัน ส่วนผสมของคอนกรีตต่อ 1 ลูกบาศก์เมตรอาจใช้ค่าดังต่อไปนี้

ปูนซีเมนต์ปอร์ตแลนด์ประเภทหนึ่ง 350 กิโลกรัม (ต่ำสุด)

ทราย 0.43 เมตร³

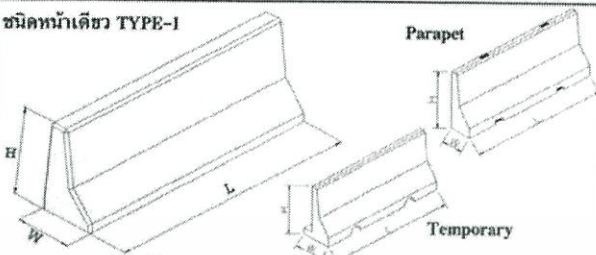
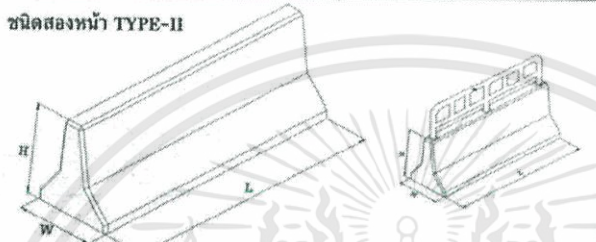
หินย่อย หรือกรวด 0.86 เมตร³

ค่าความยุบตัว (Slump test) 10 เซนติเมตร (สูงสุด)

2.5.4 ขนาดเกาะแบ่งช่องกลางถนน

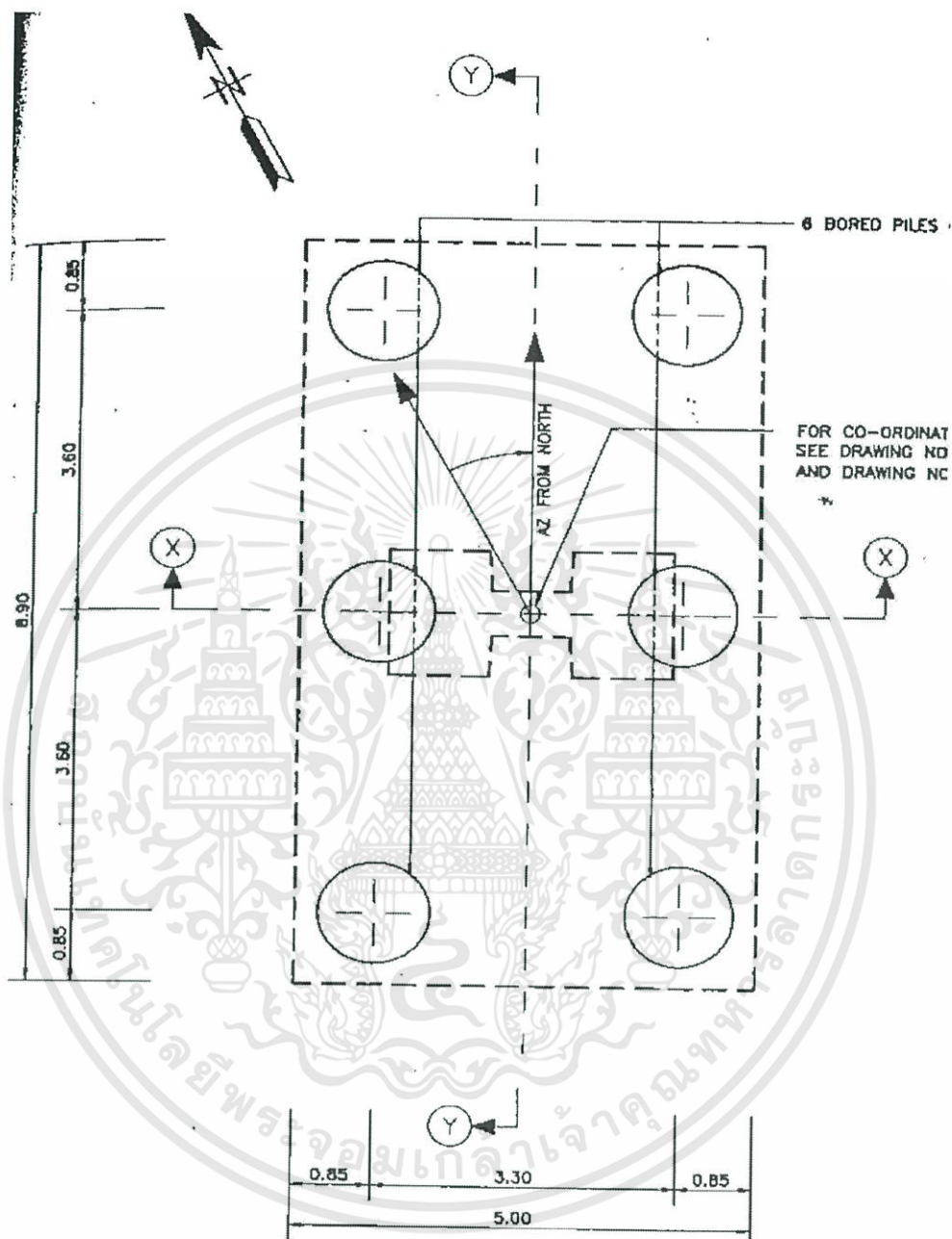
มีทั้งแบบหน้าเดียวและสองหน้า (TYPE I & TYPE II) สามารถทาสี ติดแถบสะท้อนแสง หรือราวเหล็กได้ตามต้องการ ผลิตตามแบบมาตรฐานของกรมทางหลวงกรมโยธาฯ กทม. และการทางพิเศษฯ ออกแบบตาม NEW JERSEY ให้สามารถป้องกันยานพาหนะที่เกิดอุบัติเหตุไม่ใช้ข้ามช่องจราจรออกไป ติดตั้งได้ง่าย สะดวกรวดเร็ว ความยาวตั้งแต่ 2.00-4.00 เมตร

ตารางที่ 2.10 แสดงรูปแบบขนาดและน้ำหนักของเกาะแบ่งช่องกลางถนน
 ใบบนแสดงมิติเกาะแบ่งช่องจราจร (Reinforced Concrete Barrier)

รายการสินค้า	มิติ (มม.)			น้ำหนัก (กก./หลน.)
	กว้างบน/ล่าง	สูง	ยาว	
ชนิดหน้าเดียว TYPE-I 	80/310	888	2000	800
	80/310	888	4000	1600
	152/450	813	2000	1100
	152/450	813	4000	2200
	152/450	1063	2000	1650
	152/450	1063	4000	3300
ชนิดสองหน้า TYPE-II 	152/450	500	2000	540
	152/610	813	2000	1250
	152/610	813	4000	2500
	152/610	1063	2000	2000
	152/610	1063	4000	4000

2.6 ข้อมูลโครงสร้างบริเวณเกาะกลางถนน

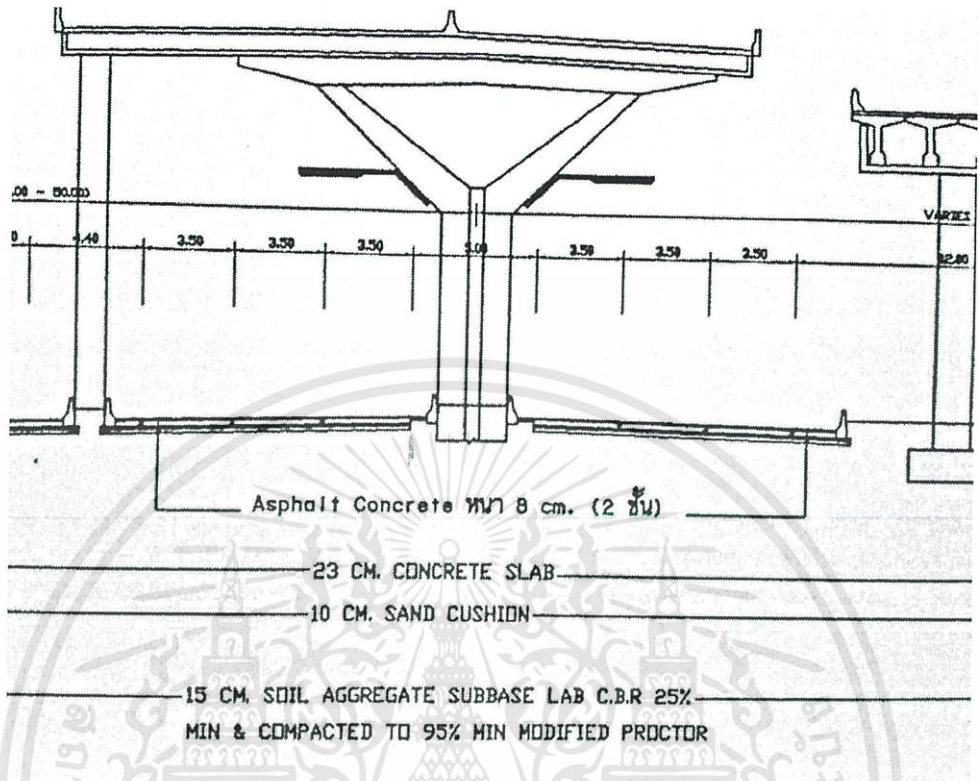
2.6.1 ข้อมูลฐานรากที่เหลื่อมล้ำเข้ามาในบริเวณถนน ได้จาก รูปที่ 2.34 รูปที่ 2.35 และรูปที่ 2.36



รูปที่ 2.34 รูป Plan View ของฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.6.2 ข้อมูลโครงสร้างที่อยู่บริเวณเกาะกลางถนน ได้จากรูปตัดที่ 2.37

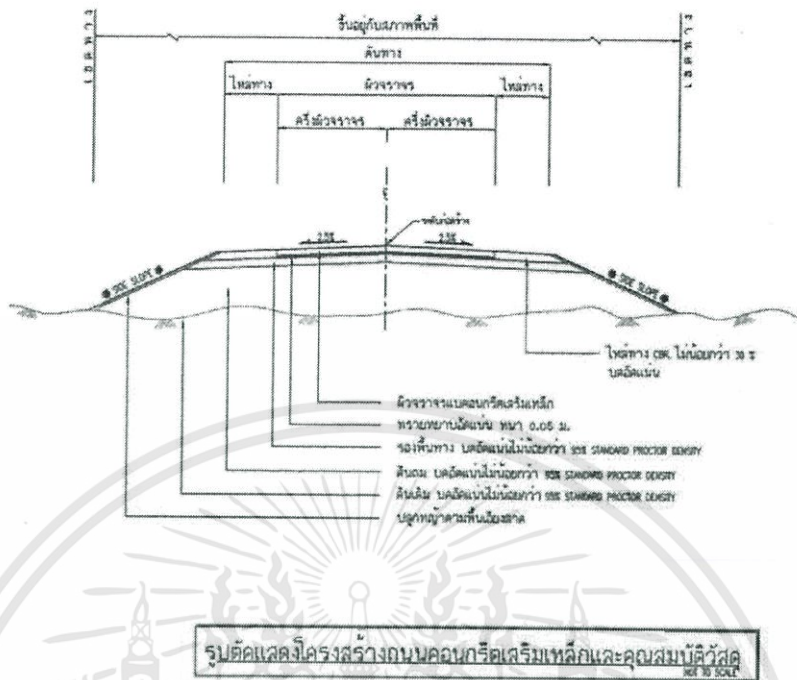


รูปที่ 2.37 รูปตัดขวางของถนนวิภาวดี-รังสิต

2.7 ข้อมูลงานถนน

โครงสร้างงานถนนหรือโครงสร้างชั้นทาง (Pavement Structures) หมายถึง ส่วนของถนนที่มีความแข็งแรงพอที่จะรับน้ำหนักยานต่าง ๆ ที่แล่นผ่านไปมา โดยเฉพาะอย่างยิ่ง คือน้ำหนักรถบรรทุกขนาดใหญ่ ปกติจะก่อสร้างกันเป็นชั้น ๆ ตั้งแต่ส่วนล่าง ซึ่งอาจใช้วัสดุคุณภาพต่ำ แล้วค่อย ๆ ใช้วัสดุคุณภาพดีขึ้น จะทำให้สามารถรับน้ำหนักได้มากขึ้นตามลำดับ จนถึงชั้นที่มีคุณภาพสูงสุดในชั้นผิวทาง (Surface Course) โครงสร้างถนนในประเทศไทยนั้น จะเริ่มตั้งแต่การปรับปรุงอัดดินเดิม (Natural Subgrade) แล้วจะขึ้นมาชั้นวัสดุคัดเลือก (Selected Materials) ชั้นรองพื้นทาง (Subbase) ชั้นพื้นทาง (Base) และชั้นผิวทาง (Surface) ตามลำดับ โดยในที่นี้จะกล่าวถึงถนนคอนกรีตเสริมเหล็กเท่านั้น

1. ถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก (มทข. 231- 2545)



รูปที่ 2.38 รูปตัดแสดงโครงสร้างถนนคอนกรีตเสริมเหล็กและคุณสมบัติวัสดุ

ถนนชนิดนี้ มักมีชั้นฐานรากเหมือนกันจนถึงชั้นรองพื้นทาง (Subbase) ซึ่งต่อจากชั้นนี้ขึ้นมาถ้าเป็นถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก จะก่อสร้างชั้นทรายปรับระดับ (Sand Cushion) แล้วสร้างชั้นผิวคอนกรีตเสริมเหล็ก

ลำดับของชั้นทาง จะต้องเรียงตามลำดับ โดยให้ชั้นที่มีคุณภาพดีอยู่ส่วนบน เนื่องจากการถ่ายเทน้ำหนักจากล้อรถลงสู่พื้นถนนนั้น จะค่อย ๆ ลดน้อยลงตามความลึกของชั้นทาง โดยผิวทางส่วนที่สัมผัสกับล้อรถ จะต้องรับแรงอัดเท่ากับกำลังอัด (Pressure) ภายในล้อยาง ดังนั้นการกำหนดชนิดและข้อกำหนดในการตรวจสอบคุณภาพวัสดุก่อสร้างจะมีความแตกต่างกันในแต่ละชั้นทาง ตามมทข. ดังนี้

(1) ดินเดิม (Natural Subgrade) มทข. 201- 2545

วัสดุคันทางซึ่งเป็นส่วนที่เป็นดินเดิมนั้น นับว่าเป็นส่วนที่สำคัญมาก โดยเฉพาะการก่อสร้างถนนในบริเวณดินอ่อน ซึ่งได้แก่บริเวณภาคกลางและภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย ซึ่งพื้นที่ส่วนใหญ่เป็นดินเหนียว ซึ่งเกิดจากการทับถมยังไม่นานพอ การทรุดตัวของถนนมักจะเกิดขึ้นในส่วนนี้ ทำให้เกิดความเสียหายอย่างรุนแรงแก่โครงสร้างชั้นทางส่วนอื่น ดังนั้น การปรับและเตรียมพื้นที่จะต้องมีความพิถีพิถัน วัสดุแปลกปลอมที่ไม่เหมาะสม อาทิ ขอนไม้ กองขยะ และส่วนที่เป็นดินเลน เป็นต้น จะต้องขุดลอกออกให้หมด และตรวจสอบจนแน่ใจว่าวัสดุส่วนนี้ สามารถรับน้ำหนักได้พอสมควร โดยปกติแล้วจะกำหนดให้ทดสอบคุณสมบัติของวัสดุคันทาง ว่ามีความแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Density) ไม่น้อยกว่า 1440 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.1 -

2545 มีค่าความสามารถรับแรงกดตามวิธีการที่เรียกว่า California Bearing Ratio (CBR) ไม่น้อยกว่า 2% และค่าการพองตัว (Swelling) ไม่มากกว่าร้อยละ 4 ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. 501.3-2545 ในการบดอัดนั้น จะต้องบดอัดจนได้ความแน่นไม่น้อยกว่า 95% ของความแน่นแห้งสูงสุด ตามวิธีการทดสอบ ที่ มทข. 501.4-2545

(2) ดินถมคันทาง (Embankment) มทข. 201 – 2545

วัสดุดินถมคันทางนั้น อาจใช้วัสดุสองข้างทาง ซึ่งมักเป็นดินเหนียวได้ สำหรับคุณภาพของวัสดุดินถมคันทางนี้ จะต้องทำการทดสอบคุณภาพของวัสดุก่อนว่ามีความเหมาะสมที่จะนำมาใช้หรือไม่ โดยทดสอบค่าความแน่นแห้งสูงสุดไม่น้อยกว่า 1440 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.1 – 2545 มีค่า CBR ไม่น้อยกว่า 4% และค่าการพองตัวไม่มากกว่าร้อยละ 4 ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.3 – 2545 เนื่องจาก ดินเหนียวเป็นวัสดุที่มีคุณภาพแปรผันไปตามอัตราส่วนของน้ำที่มีอยู่ และเป็นวัสดุที่หดตัวมากเมื่อได้รับการบดอัด หรืออีกนัยหนึ่ง คือ การรีดน้ำหรือไล่น้ำออกจากเนื้อดินเหนียว ดังนั้น การก่อสร้างคันทางที่เป็นดินเหนียวให้ได้คุณภาพดี จะต้องทำการบดอัดในขณะที่มีอัตราส่วนของน้ำที่พอเหมาะ (Optimum Moisture Content) ซึ่งจะรู้ค่านี้จากการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.1 – 2545 ในการบดอัดนั้น จะต้องบดอัดจนได้ความแน่นไม่น้อยกว่า 95% ของความแน่นแห้งสูงสุด ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.4-2545

(3) วัสดุคัดเลือก (Selected Material) มทข. 204 – 2545

ในกรณีที่ต้องใช้วัสดุคัดเลือกเพื่อเสริมคุณภาพของวัสดุคันทางนั้น จะพิจารณาว่าควรจะใช้วัสดุชนิดใดจึงจะเหมาะสม อาจใช้ชนิดเดียวหรือหลายชนิดก็ได้ ตามมาตรฐานได้กำหนดให้ใช้วัสดุคัดเลือก 2 ประเภท เรียกว่า วัสดุคัดเลือกประเภท “ก” และ วัสดุคัดเลือกประเภท “ข” โดยกำหนดคุณสมบัติของวัสดุที่จะนำมาใช้ ดังนี้

ก. วัสดุคัดเลือก “ก” เป็นวัสดุที่มีคุณภาพดีกว่าวัสดุคัดเลือก “ข” มักกำหนดคุณสมบัติว่าต้องเป็นวัสดุชนิด Soil Aggregate ที่ไม่ใช่ทราย ปราศจากก้อนดินเหนียว (Clay Lump) Shale รากไม้ หรือวัชพืชอื่นๆ เมื่อบดอัดแล้วต้องมีค่า CBR. ไม่น้อยกว่าค่าที่กำหนดในแบบก่อสร้าง(ปกติต้องมีค่า CBR ไม่น้อยกว่า 8%) และค่าการพองตัวไม่มากกว่า 3% ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.3 – 2545 ขนาดใหญ่สุดของมวลคละต้องไม่โตกว่า 50 มม. มีเปอร์เซ็นต์ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 เมื่อทำการทดสอบตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.8-2545 ต้องไม่มากกว่า 25% โดยน้ำหนัก ค่าขีดเหลวไม่มากกว่า 40 และค่าดัชนีความเป็นพลาสติกไม่มากกว่า 20 ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.5-2545 และ มทข. (ท) 501.6-2545

ข. วัสดุคัดเลือก “ข” เป็นวัสดุคัดเลือกชนิด Soil Aggregate หรือทราย หรือวัสดุอื่นใดที่มีคุณสมบัติเหมาะสม ปราศจากก้อนดินเหนียว (Clay Lump) Shale รากไม้ หรือวัชพืชอื่นๆ โดยเมื่อบดอัดแล้วต้องมีค่า CBR. ตามวิธีการทดสอบที่ มทข.(ท) 501.3 – 2545 ไม่น้อยกว่าค่าที่กำหนดในแบบก่อสร้าง ขนาดใหญ่ที่สุดไม่โตกว่า 50 มม. มีขนาดวัสดุผ่านตะแกรงเบอร์ 200 เมื่อทำการทดสอบตามวิธีการทดสอบที่ มทข.(ท) 501.8 – 2545 ต้องไม่มากกว่าร้อยละ 30 โดยน้ำหนัก มีค่าการพองตัวไม่มากกว่าร้อยละ 4 ตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.3 – 2545

ถ้าวัสดุคัดเลือก เป็นทราย ขนาดวัสดุผ่านตะแกรงเบอร์ 200 เมื่อทำการทดสอบตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.8-2545 ไม่มากกว่าร้อยละ 20 โดยน้ำหนัก มีค่าความแน่นแห้งสูงสุด

(Maximum Dry Density) ไม่น้อยกว่า 2000 กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร ตามวิธีการทดสอบที่ มทข.(ท) 501.2-2545

(4) วัสดุรองพื้นทาง (Subbase) มทข. 202-2545

ชั้นรองพื้นทาง เป็นชั้นของถนนที่ต้องรับน้ำหนักของชั้นทางอื่น ๆ ที่อยู่เหนือขึ้นไป ทั้งยังต้องรับน้ำหนักของรถต่าง ๆ ด้วย ดังนั้น วัสดุที่ใช้จึงต้องมีคุณภาพที่ดีขึ้นกว่าวัสดุในชั้นต่าง ๆ ที่กล่าวมาแล้วข้างต้น โดยทั่วไปมักใช้ดินลูกรัง (Soil Aggregate) เป็นวัสดุก่อสร้างชั้นรองพื้นทาง ซึ่งปราศจากก้อนดินเหนียว (Clay Lump) Shale รากไม้ หรือวัชพืชอื่น ๆ มีค่าขีดเหลื่อมไม่มากกว่า 35 ค่าดัชนีความเป็นพลาสติกไม่มากกว่า 11 ตามการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.5-2545 และ 501.6-2545 มีการสีกหรือเมื่อทดสอบตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.9-2545 ไม่มากกว่าร้อยละ 60 มีขนาดวัสดุใหญ่สุดไม่โตกว่า 50 มม. มีขนาดมวลลลผ่านตะแกรงตาม มทข. 202-2545 เมื่อทดสอบตามวิธีการทดสอบที่ มทข. (ท) 501.8 – 2545

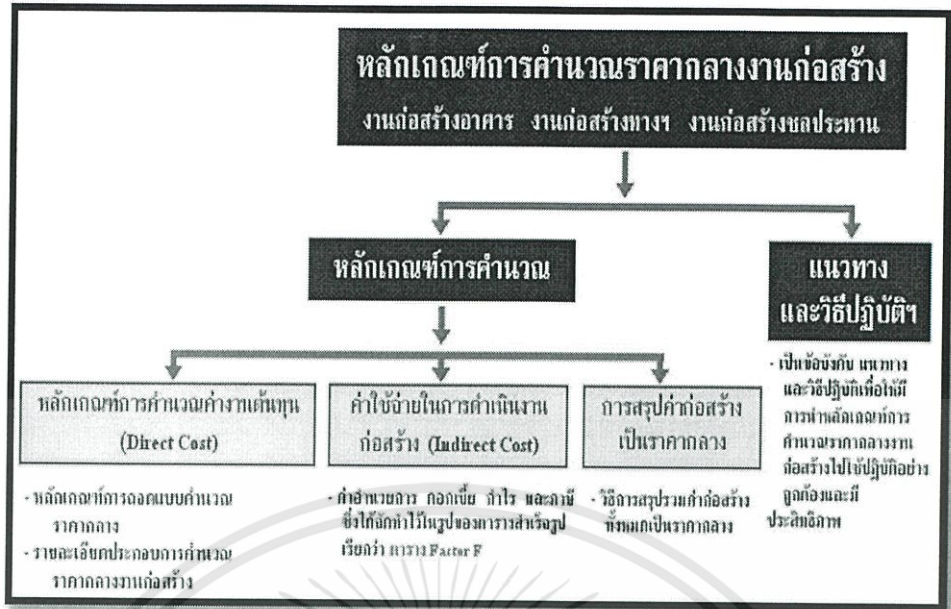
สำหรับการก่อสร้างชั้นรองพื้นทางนี้ มีกรรมวิธีคล้ายคลึงกับชั้นวัสดุคัดเลือก กล่าวคือ ลงวัสดุเป็นชั้น ๆ ตามความหนาที่ต้องการ โดยจะต้องเผื่อความหนาเมื่อวัสดุถูกบดอัดแน่นด้วย เนื่องจากความหนาที่ระบุในแบบนั้น เป็นความหนาลงหลังจากที่บดอัดจนมีความหนาแน่นตามต้องการแล้ว เมื่อลงวัสดุแล้วจึงตรวจสอบ และฉีดน้ำให้ได้ปริมาณน้ำที่เหมาะสม เนื่องจากดินลูกรังในชั้นรองพื้นทางนี้ เป็นส่วนผสมของวัสดุลูกรังหรือมวลรวมดิน จึงต้องระมัดระวังอัตราส่วนของน้ำ อย่าให้มากหรือน้อยไป เมื่อปรับวัสดุชั้นนี้จนได้รูปร่างตามที่ต้องการแล้ว จึงทำการบดอัด จนได้ความแน่นไม่น้อยกว่า 95% ของความแน่นแห้งสูงสุด ตามวิธีการทดสอบที่ มทข.(ท) 501.4-2545 และเมื่อบดอัดแน่นแล้วจะต้องรับแรงกดหรือมีค่า CBR. ไม่น้อยกว่า 25% หรือตามที่แบบกำหนด

2.8 การประมาณราคาตามหลักเกณฑ์การกำหนดราคากลางงานก่อสร้างของทางราชการ ตามมติคณะรัฐมนตรี 6 กุมภาพันธ์ 2550

ตามหลักการคำนวณราคากลางงานก่อสร้างฉบับปัจจุบันนี้ประกอบด้วย แนวทางในการคำนวณค่างานต้นทุน Factor F. และ รูปแบบรายละเอียดประกอบการคำนวณ โดยหลักการนี้ สอดคล้องตามข้อมูลข้อเท็จจริงในปัจจุบัน และสร้างความเป็นธรรมให้แก่ทุกฝ่าย โดยให้ส่วนราชการ รัฐวิสาหกิจ และหน่วยงานอื่นของรัฐถือ ปฏิบัติ

อีกทั้งให้สำนักงานประมาณและหน่วยงานที่เกี่ยวข้องมีการใช้หลักเกณฑ์การคำนวณราคากลางงานก่อสร้างนี้ ประกอบการพิจารณาจัดสรรหรือตั้งงบประมาณสำหรับโครงการ/งานก่อสร้างของทางราชการ

โดยการประมาณราคาตามหลักเกณฑ์การกำหนดราคากลางงานก่อสร้างของทางราชการฉบับปรับปรุงใหม่ นี้โดยมีผลบังคับใช้เมื่อวันที่ 21 มีนาคม 2550 โดยมีหลักเกณฑ์ในการคำนวณราคากลางงานก่อสร้างดังรูป



รูปที่ 2.39 หลักเกณฑ์การคำนวณราคากลางงานก่อสร้าง

2.8.1 แนวทางและวิธีปฏิบัติ

รูปแบบรายละเอียดใบประกอบการคำนวณ สากล

1.) การประมาณการวัสดุที่ใช้ในงานคอนกรีตประกอบด้วย (ในกรณีศึกษาใช้เป็นคอนกรีต)

ประกอบด้วย

1. คอนกรีตโครงสร้าง (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์เมตร, ลบ.ม.)
2. เหล็กเสริมแกนคอน (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)
3. เหล็กปลอก (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)
4. ลวดผูกเหล็ก (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)
5. ไม้แบบ (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์ฟุต , ลบ.ฟ.)
6. ตะปู (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)

2.) การประมาณการวัสดุที่ใช้ในงานเสาประกอบด้วย(ในกรณีศึกษาใช้เป็นเสาคอนกรีต)

ประกอบด้วย

1. คอนกรีตโครงสร้าง (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์เมตร, ลบ.ม.)
2. เหล็กเสริมแกนเสา (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)
3. เหล็กปลอก (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. ลวดผูกเหล็ก (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)
5. ไม้แบบ (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์ฟุต , ลบ.ฟ.)
6. ตะปู (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)

3.) การประมาณการหาวัสดุที่ใช้ในงานฐานราก

ประกอบด้วย

1. ทราหยาบอัดแน่น (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์เมตร, ลบ.ม.)
2. คอนกรีตหยาบ (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์เมตร, ลบ.ม.)
3. คอนกรีตโครงสร้าง (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์เมตร, ลบ.ม.)
4. เหล็กเสริมฐานราก (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)
5. เหล็กกร็ครอบฐานราก ถ้ามี่ (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)
6. ลวดผูกเหล็ก (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม , กก.)
7. ไม้แบบ (หน่วยที่ใช้เป็นลูกบาศก์ฟุต , ลบ.ฟ.)
8. ตะปู (หน่วยที่ใช้เป็นกิโลกรัม, กก.)

2.8.2 นักเกณฑ์การคำนวณ

2.8.2.1 ลักษณะของการประมาณราคา

การประมาณราคาก่อสร้างสามารถทำได้หลายวิธี ตั้งแต่วิธีการประมาณราคาอย่างง่าย คือ การเดาโดยอาศัยประสบการณ์และความชำนาญ ไปจนถึงการประมาณราคาอย่างละเอียด แต่ละวิธีมีข้อจำกัดและระดับความแม่นยำแตกต่างกันออกไป สำหรับผลที่ได้รับจะเป็นเพียงความใกล้เคียงกับความเป็นจริงเท่านั้น การประมาณราคาจึงจำแนกออกได้หลายลักษณะตามขั้นตอนต่างๆของการวางแผนการก่อสร้างตั้งแต่เริ่มโครงการ จนถึงการก่อสร้างแล้วเสร็จซึ่งจำแนกออกเป็นหลายลักษณะต่างกันออกไป

1.) การประมาณราคาเบื้องต้น เป็นการประมาณราคาอย่างหยาบเพื่อนำไปใช้ในกรณีการคาดการณ์ เพื่อตัดสินใจในการทำโครงการ ความเป็นไปได้ และการกำหนดงบประมาณผู้ออกแบบจะกำหนด ขนาดของโครงการให้เพียงพอกับงบประมาณที่มีอยู่

2.) การประมาณราคาโดยผู้รับเหมาก่อสร้าง เป็นการประมาณราคาอย่างละเอียด เนื่องจากผู้รับเหมาต้องมีข้อมูลอย่างละเอียดเพื่อคำนวณต้นทุนจากรูปแบบและรายการก่อสร้างตามที่ต้นต้องการจะเข้าร่วม การประมูลงานหรือเสนอราคา ซึ่งจะต้องใช้ความละเอียดรอบคอบสูงมาก

3.) การประมาณราคาโดยเจ้าของงาน การประมาณราคาแบบนี้มีขอบเขต และข้อจำกัดมากกว่าการประมาณราคาโดยผู้รับเหมา จะต้องประมาณราคาทั้งหมด ตั้งแต่เริ่มหาที่ดิน ค่าก่อสร้าง ค่าสาธารณูปโภค ค่าออกแบบโครงการ ตลอดจนค่าภาษีเงินกู้ ฯลฯ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.) การประมาณราคาโดยผู้ประมาณการ การประมาณราคาแบบนี้เป็นการประมาณการแบบละเอียด สามารถมองออกเป็นหลายมุมมอง เช่น ถ้าผู้ประมาณราคาเป็นคนของเจ้าของโครงการ ก็จะเริ่มประมาณตั้งแต่เริ่มโครงการไปจนแล้วเสร็จโครงการ ราคาที่ได้ถือเป็นราคากลางของการโครงการ ถ้าผู้ประมาณราคาเป็นคนของผู้รับเหมา ก็จะประมาณราคาในลักษณะเฉพาะจุด เช่น งานปรับถนน งานก่อสร้างอาคาร หรืองานสาธารณูปโภค ฯลฯ

5.) การประมาณราคาความก้าวหน้า การประมาณการแบบนี้เป็นการประมาณในลักษณะการตรวจสอบไปในตัว เพราะจะต้องประมาณการในขณะที่ทำงานเพื่อนำไปเปรียบเทียบกับการประมาณราคาที่ทำไว้ในแต่ละจุด

2.8.2.2 วิธีการประมาณราคาก่อสร้าง

การประมาณราคาก่อสร้างโดยทั่วไปแบ่งออกได้ 2 วิธี คือการประมาณราคาอย่างหยาบ และการประมาณราคาอย่างละเอียด

2.8.2.2.1 วิธีการประมาณราคาแบบหยาบ เป็นการประมาณราคาเบื้องต้น ใช้สำหรับการประมาณราคาอย่างรวดเร็ว และไม่ต้องการความแม่นยำมากนัก การประมาณราคาเบื้องต้นเหมาะสำหรับที่จะนำไปใช้ในขั้นตอนต่างๆของการวางแผนงานก่อสร้างดังนี้ คือ

1.1 ขั้นริเริ่มโครงการ เมื่อเจ้าของโครงการต้องการทราบข้อมูลต้นทุนคร่าวๆ จะช่วยให้ทราบว่าโครงการนั้นจะอยู่ในระดับใด จะต้องใช้เงินลงทุนประมาณเท่าไร อันจะก่อให้เกิดงบประมาณในการลงทุนขึ้น

1.2 ขั้นศึกษาโครงการ เมื่อคำนวณแล้วว่าโครงการสามารถเกิดขึ้นได้ ก็เริ่มศึกษาความเป็นไปได้หรือความเหมาะสมของโครงการ ในขั้นตอนนี้ต้องการความแม่นยำในการประมาณราคาที่ยค่อนข้างสูง เพื่อประมาณราคาและวิเคราะห์การเงินเบื้องต้น

1.3 ขั้นการออกแบบ เมื่อเจ้าของโครงการตัดสินใจที่จะทำโครงการ คณะผู้ออกแบบคือสถาปนิกและวิศวกรก็จะใช้หลักการประมาณราคาเบื้องต้นเพื่อศึกษาสถิติและข้อมูลในอดีตเกี่ยวกับราคาค่าก่อสร้าง เพื่อเลือกรูปแบบของโครงการให้เหมาะสมภายใต้วงเงินที่กำหนดไว้หลักการประมาณราคาเบื้องต้นสามารถทำได้หลายแบบ ในแต่ละแบบจะมีตัวแปรหลักเป็นสัดส่วนโดยตรงกับราคาค่าก่อสร้าง เช่น พื้นที่ใช้สอยของอาคาร ปริมาตรของอาคารและจำนวนหน่วยการใช้สอย

วิธีการประมาณราคาแบบหยาบ แบ่งการคำนวณออกเป็น 3 รูปแบบ คือ

1.) การประมาณราคาโดยใช้พื้นที่ใช้สอย

การประมาณราคาโดยใช้พื้นที่ใช้สอย ทำได้โดยการหาพื้นที่ใช้สอยรวมของอาคารทั้งหมด ซึ่งคิดจากเส้นรอบรูปภายนอกของอาคารไม่หักส่วนใดส่วนหนึ่งออก แล้วคูณด้วยต้นทุนต่อหน่วยพื้นที่ใช้สอยของอาคาร หรือสิ่งปลูกสร้างนั้นๆ ต้นทุนค่าก่อสร้างซึ่งได้จากการประมาณราคาแบบนี้อาจแตกต่างกันออกไป เนื่องจาก

1. เขตพื้นที่ก่อสร้าง ทำให้ราคาวัสดุและค่าแรงงานต่างกัน
2. วิธีการก่อสร้าง เช่นวัสดุสำเร็จรูปและวัสดุทำในที่
3. รายละเอียดอื่นๆ เช่นรูปแบบของอาคารที่แตกต่างกัน

การเลือกใช้วิธีการประมาณราคาแบบพื้นที่ใช้สอย เป็นการประมาณราคาก่อสร้างอย่างหยาบ จึงควรระวังเรื่องตัวเลขของต้นทุนต่อตารางเมตร ต้องไม่ลืมว่ามีความคลาดเคลื่อนค่อนข้างสูง

2.) การประมาณราคาก่อสร้างโดยปริมาตร

การประมาณราคาแบบนี้คล้ายกับการประมาณราคาแบบพื้นที่ใช้สอย จะต่างกันตรงที่ว่า การประมาณราคาแบบพื้นที่ใช้สอยใช้พื้นที่เป็นตัวแปรหลัก ส่วนการประมาณราคาแบบปริมาตรใช้ปริมาตรของงานเป็นตัวแปรหลัก การประมาณราคาแบบปริมาตรอาศัยปริมาตรที่คำนวณจากการครอบคลุมพื้นที่ของอาคารทั้งหมดตั้งแต่พื้นชั้นล่างไปจนถึงหลังคาแล้วคูณด้วยต้นทุนราคาต่อหน่วยปริมาตร

3.) การประมาณราคาก่อสร้างโดยหน่วยการใช้สอย

การประมาณราคาแบบนี้อาศัยหลักการที่ว่าต้นทุนของสิ่งก่อสร้างแปรตามจำนวนหน่วยการใช้สอยการประมาณราคาโดยหน่วยการใช้สอย ทำได้โดย การคูณจำนวนหน่วยของตัวแปรหลักด้วยต้นทุนต่อหน่วยของตัวแปรหลักนั้น โดยการประมาณราคาแบบนี้จะให้ผลที่มีความแม่นยำสูงขึ้นเมื่อมีลักษณะของสิ่งก่อสร้างคล้ายกัน

2.8.2.2.1 วิธีการประมาณราคาแบบละเอียด

จะสามารถทำได้เมื่อรูปแบบได้พัฒนาจนถึงขั้นสมบูรณ์แล้วและมีรายละเอียดครบถ้วน กำหนดระยะเวลาก่อสร้างที่แน่นอนแล้ว และพร้อมที่จะเปิดการประกวดราคา ฉะนั้นผู้รับเหมาจึงมีบทบาทมากในการประมาณราคาอย่างละเอียด เริ่มตั้งแต่การเข้าไปสำรวจสถานที่ก่อสร้างก่อนเพื่อให้ทราบถึงสภาพเดิม ลักษณะของเส้นทางเข้าถึง ปัญหาอุปสรรคที่ต้องแก้ไขที่หน้างาน จากนั้นจะประชุมกับผู้เกี่ยวข้องแต่ละฝ่ายเพื่อมอบหมายหน้าที่รับผิดชอบ เช่น ติดต่อจัดเตรียมเครื่องจักร ติดต่อแหล่งวัสดุต่างๆ ติดต่อผู้รับเหมาช่วง เป็นต้นการเตรียมการประมาณราคาต้องศึกษาแบบรายละเอียดให้ชัดเจนทุกระบบงาน รวมทั้งเอกสารประกอบแบบและเงื่อนไขเพิ่มเติมต่างๆ จากนั้นจึงเริ่มถอดแบบหาปริมาณของวัสดุต่างๆสำรวจแหล่งราคาวัสดุและแหล่งแรงงานที่มีอยู่และต้องจัดหาเพิ่ม รวมทั้งจัดหาผู้รับเหมาช่วงที่เหมาะสมสำหรับงานแต่ละประเภทวิธีการประมาณราคาแบบละเอียดนี้ จะได้ปริมาณและราคาวัสดุที่ได้ใกล้เคียงความจริงมากสามารถนำปริมาณจากประมาณการเอาไว้ มาควบคุมปริมาณวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างจริงได้ และการตรวจสอบค่าวัสดุก่อสร้างเทียบกับที่ได้ประมาณการเอาไว้ก็สามารถทำได้โดยง่าย นับว่าเป็นที่นิยมใช้กันพอประมาณ เพราะความละเอียดของข้อมูลทำให้ออกาสผิดพลาดน้อย และยังคงควบคุมปริมาณวัสดุก่อสร้างไม่ให้เกินกำหนดได้เป็นอย่างดี ซึ่งจะสรุปให้ทราบเป็นแนวทางกว้างๆดังนี้

1. แรงงาน
2. วัสดุก่อสร้าง
3. เครื่องจักรกลและอุปกรณ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4. การจัดเตรียมและบริหารหน่วยงานก่อสร้าง
5. การควบคุมหน่วยงานก่อสร้าง
6. การจัดเตรียมพื้นที่กองเก็บวัสดุหรือประกอบชิ้นส่วน
7. ผู้รับเหมาช่วง
8. ค่าใช้จ่ายนอกเหนือจากที่ปรากฏในรูปแบบ
9. ค่าดำเนินการ
10. ค่ากำไรและค่าภาษี
11. ดอกเบี้ย

2.8.2.3 ขั้นตอนการประมาณราคา

เป็นหน้าที่ของผู้รับเหมาที่จะต้องตัดสินใจหลังจากที่ได้รับแบบแปลนก่อสร้างจากเจ้าของงานแล้วว่าจะวางแผนดำเนินการถอดราคาและคิดราคาอย่างไรจึงจะประมูลงานสู้กับผู้รับเหมารายอื่นได้โดยไม่เสี่ยงต่อสถานะขาดทุน แต่แต่ละคนจะต้องหากกลยุทธ์ที่จะชนะคู่ต่อสู้ให้ได้ และวิธีที่สำคัญที่สุดที่ผู้รับเหมาแต่ละคนไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ก็คือ วิธีการประมาณราคาที่ต้องเป็นไปอย่างเป็นระบบและเป็นขั้นเป็นตอน ดังนั้นการประมาณราคาที่ถูกวิธีควรมีขั้นตอนดังนี้

1. รวบรวมข้อมูลทั้งหมดพร้อมทั้งสำรวจสถานที่ก่อสร้างจริง (Data)
2. ถอดแบบเพื่อหาปริมาณงานและวัสดุทั้งหมดที่ปรากฏอยู่ในแบบ (Take off)
3. ลงราคาวัสดุและแรงงานที่ใช้ลงแบบฟอร์มการประมาณราคา (Take cost)
4. สรุปราคารวมค่าดำเนินการและกำไร (Overhead and profit)

2.9 ข้อมูลราคาวัสดุ

ข้อมูลราคาวัสดุที่ใช้ เป็นตั้งแต่ตาราง คือ

ตารางที่ 2.11 ตารางราคาคอนกรีตสำเร็จ

คอนกรีตผสมเสร็จ	หน่วย	เดือนก่อนหน้า	ธันวาคม
รูปลูกบาศก์ 180 กก./ตร.ชม. และรูปทรงกระบอก 140 กก./ตร.ชม.*	ลบ.ม.	2,430.00	2,430.00
รูปลูกบาศก์ 210 กก./ตร.ชม. และรูปทรงกระบอก 180 กก./ตร.ชม.*	ลบ.ม.	2,470.00	2,470.00
รูปลูกบาศก์ 240 กก./ตร.ชม. และรูปทรงกระบอก 210 กก./ตร.ชม.*	ลบ.ม.	2,510.00	2,510.00
รูปลูกบาศก์ 280 กก./ตร.ชม. และรูปทรงกระบอก 240 กก./ตร.ชม.*	ลบ.ม.	2,550.00	2,550.00
รูปลูกบาศก์ 320 กก./ตร.ชม. และรูปทรงกระบอก 280 กก./ตร.ชม.*	ลบ.ม.	2,630.00	2,630.00

หมายเหตุ

- กำลังอัดประลัยที่อายุ 28 วัน (กก./ตร.ชม.) รูปลูกบาศก์ 15*15*15 ซม. และรูปทรงกระบอก 15*30 ซม. ตราซีแพค *
- ราคาวัสดุก่อสร้าง อ้างอิงจาก ราคาวัสดุก่อสร้างของกระทรวงพาณิชย์ เดือนธันวาคม พ.ศ. 2556

ตารางที่ 2.12 ตารางราคาเหล็กเส้นกลมผิวดัดข้ออ้อย

เหล็กเสริมคอนกรีต	หน่วย	เดือนก่อนหน้า	ธันวาคม
ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 10 มม. ยาว 10 เมตร	ตัน	21,200.00	21,200.00
ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม. ยาว 10 เมตร	ตัน	20,591.67	20,541.67
ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มม. ยาว 10 เมตร	ตัน	20,366.67	20,350.00
ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มม. ยาว 10 เมตร	ตัน	20,366.67	20,350.00
ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 มม. ยาว 10 เมตร	ตัน	20,366.67	20,350.00
ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 28 มม. ยาว 10 เมตร	ตัน	20,366.67	20,350.00
ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 32 มม. ยาว 10 เมตร	ตัน	20,700.00	20,700.00

หมายเหตุ

- เหล็กเส้นกลมผิวดัดข้ออ้อย SD40 (มอก.)
- ราคาวัสดุก่อสร้าง อ้างอิงจาก ราคาวัสดุก่อสร้างของกระทรวงพาณิชย์ เดือนธันวาคม พ.ศ. 2556

บทที่ 3

หลักการการดำเนินงาน

เนื่องจากโครงสร้างของสิ่งก่อสร้างที่อยู่ บริเวณระหว่างถนน หรือเกาะกลางถนน มีการเหลื่อมล้ำของส่วนโครงสร้างใต้ดินเข้ามาในบริเวณตัวถนน ทำให้เกิดความต่างระดับของถนนเมื่อดินมีการทรุดตัวลงไม่เท่ากันในแต่ละบริเวณ ผู้ขับขี่ไม่สามารถขับขี่ ยวดยานต์ ได้สะดวก และเพื่อความปลอดภัยต้องจำกัดความเร็วให้ช้ากว่าที่ควรจะเป็น จึงมีการออกแบบโครงสร้างเพิ่มเติม สำหรับคลุมตัวโครงสร้างใต้ดินให้มีช่องว่างบริเวณเหนือฐานราก และมีการเคลื่อนตัวลงของโครงสร้างที่ออกแบบเพิ่มนั้น ไปตามช่องว่างที่ออกแบบไว้ โดยการเคลื่อนตัวลงของโครงสร้าง จะเคลื่อนไปพร้อมการทรุดตัวของชั้นดิน

ในการออกแบบโครงสร้างนี้ อาศัย 2 ทฤษฎีหลัก ในการออกแบบโครงสร้าง คือ 1. ทฤษฎีโครงสร้างกันดิน เพื่อช่วยพยุงป้องกันการพังทลายและเคลื่อนตัวของมวลดินมากเกินไปและ 2. ทฤษฎีคานยัน เพื่อออกแบบโครงสร้างที่รับน้ำหนักดินและอื่นๆ บริเวณเหนือช่องว่างที่ออกแบบไว้ แล้วถ่ายน้ำหนักลงสู่ส่วนโครงสร้างกันดิน ต่อเนื่อง

3.1 หลักการออกแบบโครงสร้างผนังกันดิน

ผนังกันดิน มีการออกแบบ ให้มีส่วนประกอบที่สำคัญ 2 ส่วนคือ

ก. ส่วนแผงหรือผนัง (Stem) เป็นแผงคอนกรีตเสริมเหล็กในแนวตั้งหรือเอียงเพียงเล็กน้อย และต้องแข็งแรงพอจะรับโมเมนต์ และแรงเฉือนที่เกิดจากแรงดันดินได้เพียงพอ ดังนั้นจึงมักทำให้ส่วนบนบางและหนาในส่วนโคน

ข. ส่วนฐาน (Base) นอกจากจะทำหน้าที่รองรับผนังแล้ว ยังต้องช่วงป้องกันการเลื่อนไถลของโครงสร้างทั้งหมดด้วย จึงอาจมีค้ำรับด้านล่าง (Key) เพื่อช่วยยึดกับดินฐานรากถ้าจำเป็น ตัวฐานเองจะต้องรับโมเมนต์อันเกิดจากแรงดันดินด้านล่าง และน้ำหนักดินด้านบน

3.1.1 ขนาดและสัดส่วนของเขื่อนกันดินแบบยื่นรูปตัวที

การคำนวณออกแบบขั้นตอน (preliminary design) จะประกอบด้วยการศึกษาจัดขนาดและสัดส่วนของเขื่อนกันดินที่จะต้องใช้ก่อน แล้วตรวจสอบความเป็นไปของส่วนโครงสร้างหรือโครงสร้างโดยรวมก่อนดำเนินการวิเคราะห์และออกแบบโดยละเอียดต่อไป

เขื่อนกันดินแบบยื่นรูปตัวทีที่ประหยัด ควรมีขนาดและสัดส่วน ดังต่อไปนี้

ก. ความกว้างของฐานราก ประมาณ $\frac{1}{2}$ ถึง $\frac{2}{3}$ ของความสูงของเขื่อน

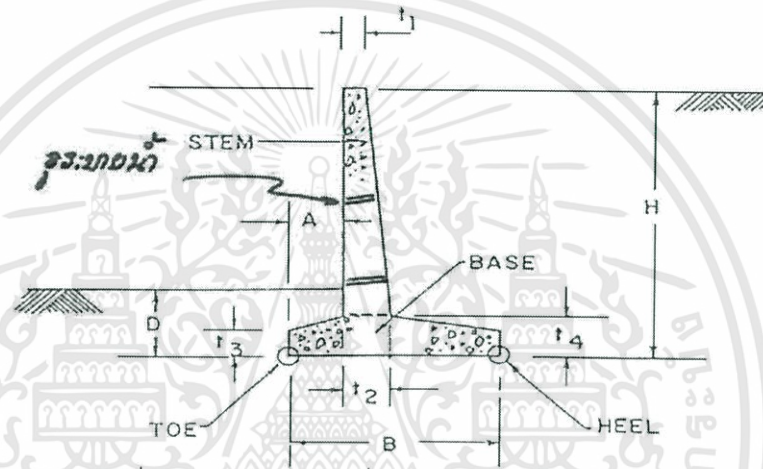
ข. ความหนาของฐานรากและความหนาของตัวกำแพงที่ฐานราก ประมาณ $\frac{1}{10}$ ของความสูงเขื่อน

ค. ความกว้างของฐานหน้าเขื่อน ประมาณ $\frac{1}{4}$ ถึง $\frac{1}{3}$ ของความกว้างของฐานราก

ง. ความหนาของสันเขื่อนไม่ควรน้อยกว่า 0.20 – 0.25 เมตร โดยให้ตัวกำแพงหน้าเขื่อนมีแนวตั้งตรง ส่วนกำแพงหลังเขื่อนมีแนวเอียงลาดประมาณ 4 – 5 ซม./เมตร

การตรวจสอบความเป็นไปได้ของเขื่อนกันดินประกอบด้วย การตรวจสอบเกี่ยวกับหน่วยแรงกดอัดที่กระทำได้ฐาน อัตราส่วนปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลและการพลิกคว่ำของเขื่อน หากพบว่าขนาดหรือสัดส่วนที่กำหนดในเบื้องต้นไม่สามารถใช้ได้ ต้องเพิ่มขนาดให้ใหญ่ขึ้น หรือหากจะยังคงใช้สัดส่วนเดิมที่กำหนดไว้ต่อไปก็จะทำให้ทราบล่วงหน้าว่า ต้องพิจารณาหาวิธีการอื่นใดเพื่อป้องกันมิให้เขื่อนชำรุดเสียหาย

3.1.2 การจัดสัดส่วนที่เหมาะสมของผนังกันดิน



รูปที่ 3.1 การจัดสัดส่วนที่เหมาะสมของผนังกันดิน

ในการออกแบบผนังกันดิน บางครั้งจำเป็นต้องมีการสมมติค่าสัดส่วนต่างๆ ดังรูปที่ 3.1 เพื่อเป็นการ เริ่มต้นการออกแบบ หลักเกณฑ์ดังกล่าวอาจเป็นดังนี้

เมื่อทราบ H

$$B \approx 0.5H - 0.7H$$

$$t_2 = t_4 \approx 0.08H - 0.12H$$

$$A \approx 0.10H - 0.20H$$

$D \geq 0.5$ ม. หรือระดับที่คาดว่าจะเกิดการกัดเซาะ

$$t_1 > 20 \text{ ซม.}$$

$$t_2 > 30 \text{ ซม.}$$

$$t_3 \geq 20 \text{ ซม. หรือ } 0.01H$$

B มีหน้าที่เพิ่ม Sliding Resistance

A มีหน้าที่เพิ่ม Resisting Moment ของการพลิกคว่ำ

3.1.3 ขั้นตอนการออกแบบ

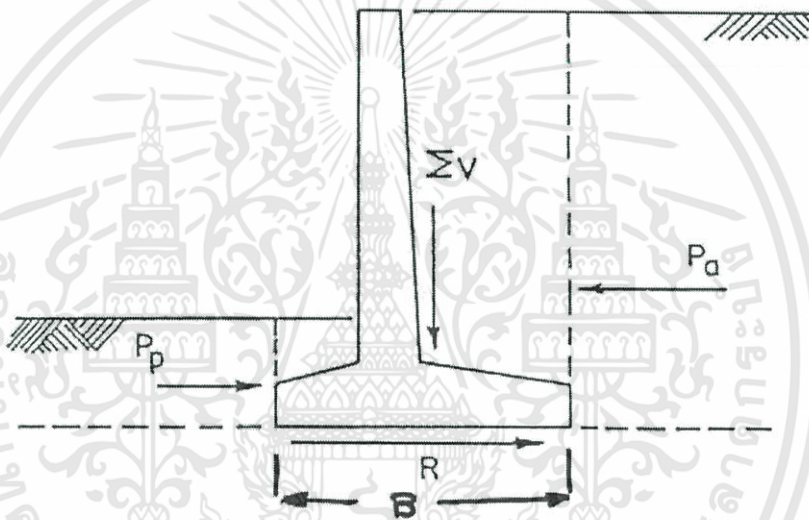
อาจพิจารณาตามลำดับต่อไปนี้เพื่อหาขนาดของฐานรากและเหล็กเสริมที่ต้องการ คือ

1.) หาขนาดพื้นที่ของฐานราก หรือจำนวนเสาเข็มที่ต้องการ โดยพิจารณาจากหน่วยแรงกดอันของดินที่ยอมให้ หรือกำลังรับน้ำหนักปลอดภัยของเสาเข็ม เมื่อมีน้ำหนักบรรทุกกระทำจากเสาต่อม่อ รวมทั้งน้ำหนักของฐานรากและดินถมหรือน้ำหนักสมทบอื่น (ถ้ามี)

2.) หาหน่วยแรงดันขั้นสุดของดินใต้ฐานราก หรือแรงปฏิกิริยาของเสาเข็ม อันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกและโมเมนต์ใช้งานที่เพิ่มค่าแล้วด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก

3.) เลือกความหนาของฐานราก

4.) ตรวจสอบการเลื่อนของฐาน (Base Sliding) โดยมีอัตราส่วนความปลอดภัย ดังรูปที่ 3.2



รูปที่ 3.2 ตรวจสอบการเลื่อนของฐาน (Base Sliding)

$$F.S. = \frac{R}{(P_a - P_p)} \quad (3.1)$$

เมื่อ $R =$ แรงต้านทานการเลื่อน $= c.B. + \Sigma V. \tan \theta$

$\Sigma V =$ ผลรวมแรงในแนวดิ่งที่ลงมาที่ฐาน

$F.S. > 1.5$ สำหรับดินทราย

> 2.0 สำหรับดินเหนียว

กรณีถ้า F.S. (Base Sliding) < 2.5 สามารถปรับแก้ขนาดโครงสร้าง ได้ดังนี้

1. ขยายความกว้างของฐานรากหน้ากำแพง

ถ้าขยายได้จะช่วยได้อย่างมีประสิทธิภาพผลมาก เพราะเป็นการเพิ่มระยะ Moment Arm ของโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำและเพิ่มค่า q_u โดยปราศจากโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ แต่ปัญหาที่พบคือ ถ้ามีเขตที่ดินอยู่ใกล้ จะทำให้เสียระยะที่ดิน

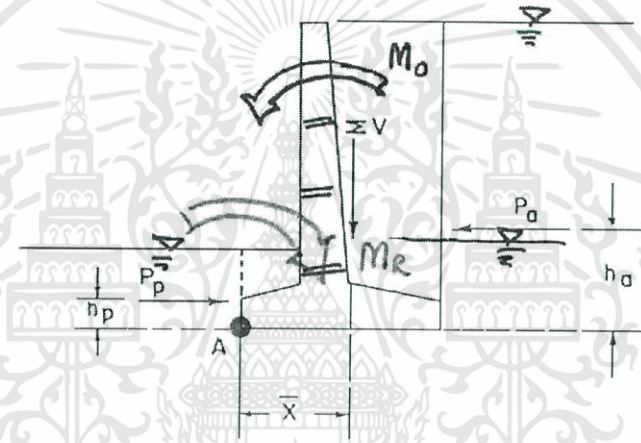
2. ขยายความกว้างของฐานรากหลังกำแพง

วิธีนี้จะมีค่าใช้จ่ายมากกว่า เพราะเป็นการเพิ่มปริมาตรการขุดดิน แต่ถ้ากรณีติดเขตที่ดิน (Property Line) ถึงจะใช้วิธีนี้

3. ใช้ดินถมที่แข็งแรงมากขึ้น

เพื่อเพิ่มน้ำหนักกดทับที่กระทำกับฐานรากหลังกำแพง โดยอาจจะทำผิวดินเอียง 45° ก่อน แต่วิธีนี้ก็ต่อเสียค่าใช้จ่ายมากขึ้น

5.) ตรวจสอบการพลิกคว่ำของโครงสร้าง (Overturning)



รูปที่ 3.3 ตรวจสอบการพลิกคว่ำของโครงสร้าง (Overturning)

$$F.S. = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = \frac{P_p h_p + x \sum v}{P_a h_a} \quad (3.2)$$

จากรูปที่ 3.3 เมื่อ $\sum M_R$ = ผลรวมของโมเมนต์ต้านทานการพลิกรอบจุด A มักเกิดจากน้ำหนักผนัง, น้ำหนักดินเหนือฐาน, แรงดันดินเชิง รับด้านนอกเขื่อน

$\sum M_o$ = ผลรวมของโมเมนต์ที่ทำให้เกิดการพลิกรอบจุด A มักเกิดจากแรงดันดินเชิงรุกของดินด้านใน

F.S. > 1.5 สำหรับดินทราย

> 2.0 สำหรับดินเหนียว

กรณีถ้า F.S. (Overturning) น้อยเกินไป ควรแก้ไขโดย

1. ขยายความกว้างของฐานรากหน้ากำแพง

ถ้าขยายได้จะช่วยได้อย่างมีประสิทธิภาพผลมาก เพราะเป็นการเพิ่มระยะ Moment Arm ของโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำและเพิ่มค่า q_u โดยปราศจากโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ แต่ปัญหาที่พบคือ ถ้ามีเขตที่ดินอยู่ใกล้ จะทำให้เสียระยะที่ดิน

2. ขยายความกว้างของฐานรากหลังกำแพง

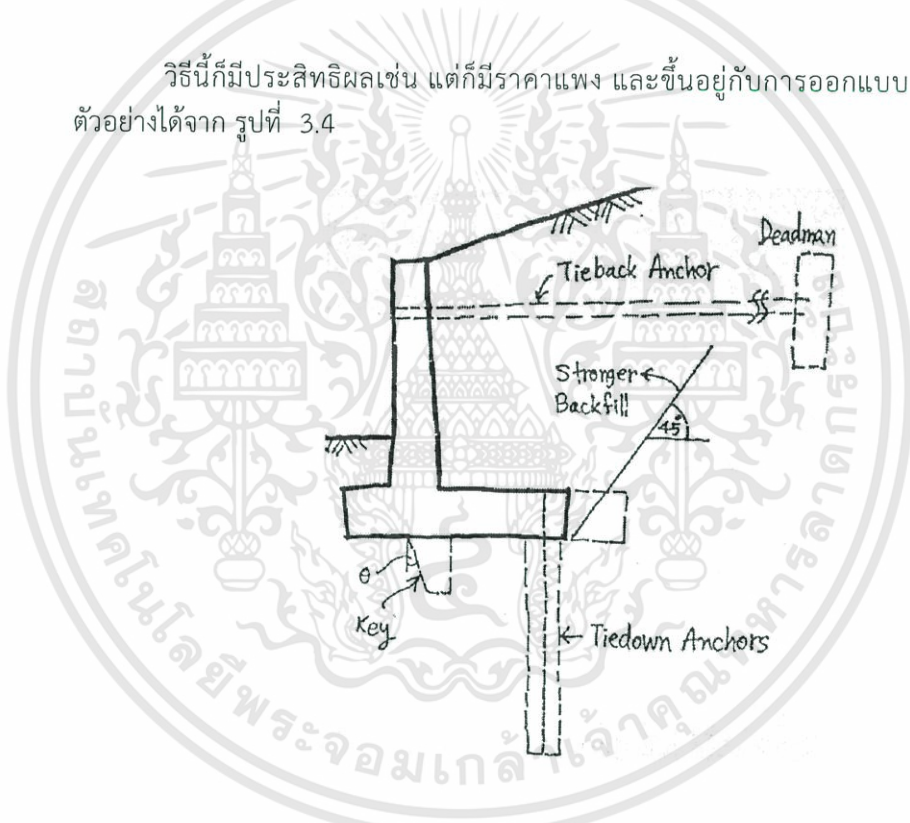
วิธีนี้มีค่าใช้จ่ายมากกว่า เพราะเป็นการเพิ่มปริมาตรการขุดดิน แต่ถ้ากรณีที่ดิน (Property Line) ถึงจะใช้วิธีนี้

3. ใช้ดินถมที่แข็งแรงมากขึ้น

เพื่อเพิ่มน้ำหนักกดทับที่กระทำกับฐานรากหลังกำแพง โดยอาจจะทำผิวดินเอียง 45° ก่อน แต่วิธีนี้ก็ต่อเสียค่าใช้จ่ายมากขึ้น

4. ใช้ Tiedown หรือ Tieback

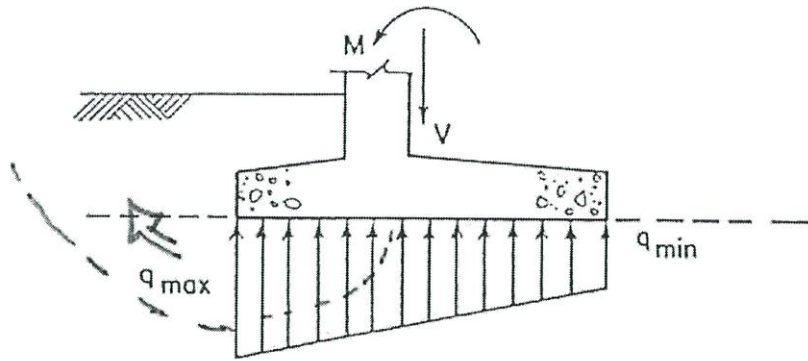
วิธีนี้ก็มียุทธวิธีผลเช่น แต่ก็มีราคาแพง และขึ้นอยู่กับกรอกแบบ สามารถดูตัวอย่างได้จาก รูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 การปรับแก้โครงสร้าง

6.) ตรวจสอบหน่วยแรงกดใต้ฐาน (Bearing Stress)

ฐานของผนังกันดินจะคล้ายกับฐานแผ่ ซึ่งรับน้ำหนักในแนวตั้งและโมเมนต์ ดังนั้นจะเกิดหน่วยแรงกดมากที่สุดที่ฐานด้านนอก (Toe) และน้อยที่สุดที่ด้านใน (Heel) ดังรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.5 ตรวจสอบหน่วยแรงกดใต้ฐาน (Bearing Stress)

$$q_{\max} < q_a \quad q_{\min} > 0$$

ในกรณีที่น้ำหนักกระทำเยื้องศูนย์กลางกับศูนย์กลางฐานราก หรือกรณีที่ฐานรากมีโมเมนต์ดัดใช้งาน (M) กระทำร่วมกับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (P) โดยที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง (e) = $\frac{M}{P}$ มีค่าน้อยกว่า $\frac{L}{6}$ หรือ $\frac{B}{6}$ แล้วแต่ทิศทางที่จะพิจารณา หน่วยแรงดันขึ้นทั้งหมดของดินใต้ฐานราก (q) จะกระจายแผ่แบบเชิงเส้น โดยมีค่าสูงสุดและต่ำสุดที่ขอบของฐานรากดังรูปที่ 3.5 (ซ้ายสุด) นั่นคือ

$$q_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{P}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \leq q_a \quad (3.3)$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A} - \frac{Mc}{I} = \frac{P}{BL} - \frac{6M}{BL^2} \quad (3.4)$$

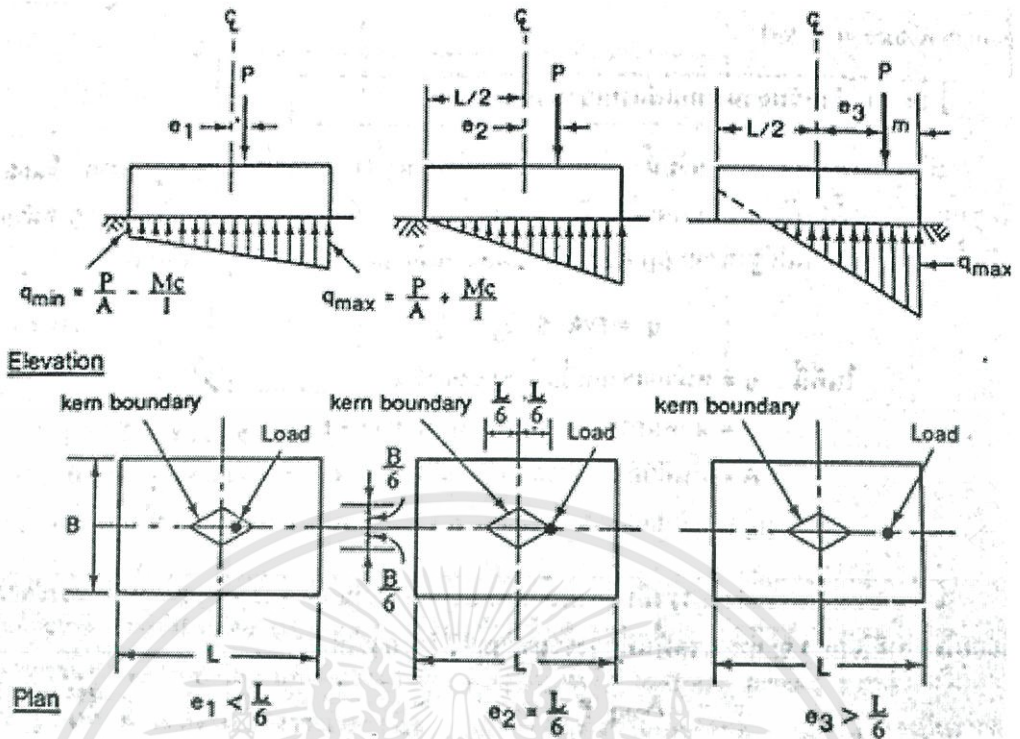
แต่เมื่อระยะเยื้องศูนย์กลางมีค่าเกินกว่าระยะ $\frac{L}{6}$ หรือ $\frac{B}{6}$ หน่วยแรงที่ดันขึ้นทั้งหมดของดินที่คำนวณจะให้ค่าติดลบ ซึ่งแสดงว่าบางส่วนของฐานรากต้องรับแรงดึง ดังรูปที่ 3.6 (ขวาสุด) ค่าของหน่วยแรงดันขึ้นสูงสุดจะหาได้จากสมการดังนี้

สมการดังนี้

$$q_{\max} = \frac{2P}{3Bm} \quad (3.5)$$

$$\text{ในที่นี้ } m = \frac{L}{2} - e_3$$

ทั้งนี้ ขนาดพื้นที่ของฐานราก ($B \times L$) ที่ต้องการจะหาได้จากเงื่อนไข $q_{\max} \leq q_a$



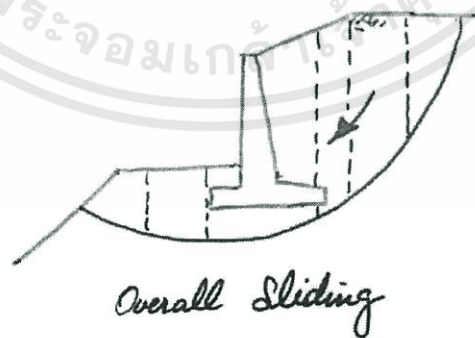
รูปที่ 3.6 หน่วยแรงกดอัดทั้งหมดของดินใต้ฐานรากเมื่อน้ำหนักกระทำเยื้องศูนย์กลาง ในการหาอัตราส่วนความปลอดภัยเนื่องจากหน่วยแรงกดใต้ฐานรากหาดังนี้

$$F.S. = \frac{q_u \text{ (Bearing capacity)}}{q_a \text{ (Allowable pressure)}} \quad (3.6)$$

เมื่อ F.S. = อัตราส่วนปลอดภัย ระหว่าง 2 - 6 ส่วนมากมักใช้ 2.5

q_a = หน่วยแรงต้านปลอดภัยของชั้นดิน

7.) ตรวจสอบความมั่นคงของทั้งระบบ (Overall Sliding)



Check stability Analysis by Swedish Circle Method or Simplified Bishop Method

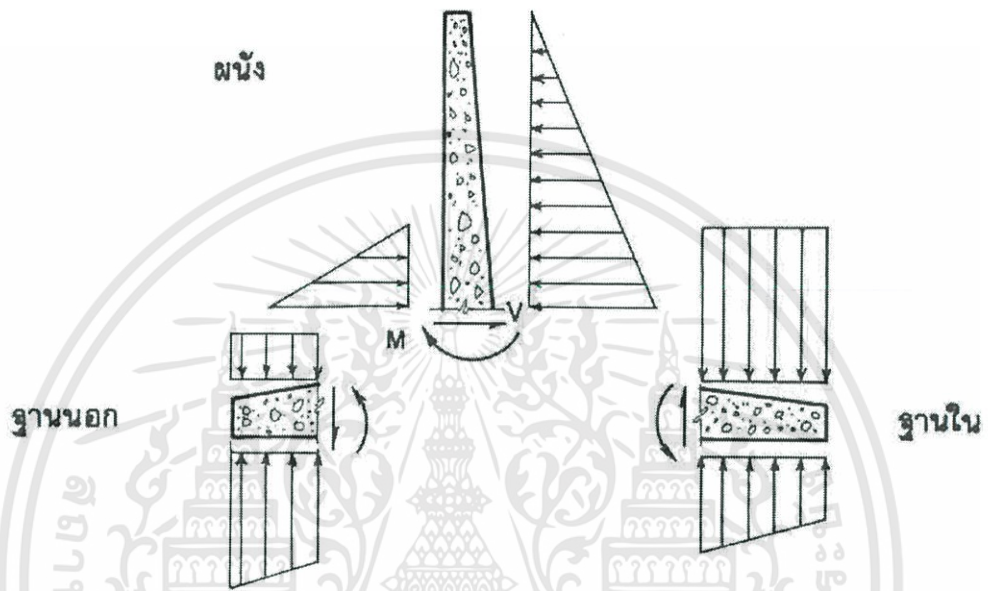
รูปที่ 3.7 ตรวจสอบความมั่นคงของทั้งระบบ (Overall Sliding)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดยวิธี Method of Slices โดยมากมักใช้ผิวเลื่อนเป็นส่วนโค้งของวงกลม รายละเอียดนอกขอบข่ายของบทนี้จะมีการสอนภายหลัง โดยอัตราส่วนปลอดภัยจะต้องมากกว่า 1.5

$$F.S. > 1.5$$

8.) ออกแบบโครงสร้างของส่วนประกอบของผนังกันดิน โดยแยกส่วนออกไปคำนวณโมเมนต์และแรงเฉือนดังในรูป แล้วจึงออกแบบชิ้นส่วนต่างๆ โดยใช้ทฤษฎีคอนกรีตเสริมเหล็ก



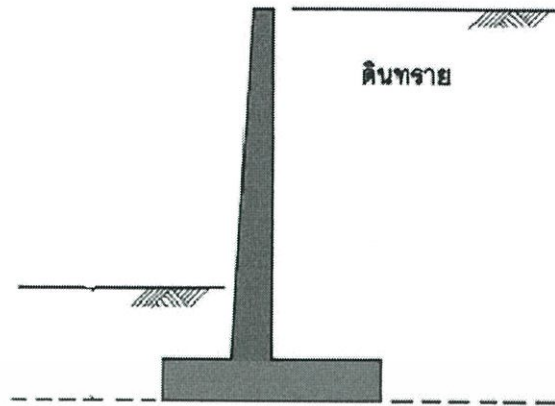
รูปที่ 3.8 ออกแบบโครงสร้างของส่วนประกอบของผนังกันดิน

9.) เขียนรายละเอียดทางโครงสร้าง และส่วนประกอบที่จำเป็น เช่น การระบายน้ำ

3.1.4 ข้อควรพิจารณาพิเศษในการออกแบบจากสภาพสนามจริง

1. ระดับที่วางฐานของ R.W.
2. ดินถม / หินป้องกันการกัดเซาะด้านหลังและด้านหน้า R.W.
3. ระบบระบายน้ำออกจากผนังกันดิน
4. ระดับน้ำที่วิกฤตระหว่างใช้งาน
5. แรงกระทำวิกฤตในระหว่างการใช้งาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 3.9 การออกแบบจากสภาพสนามจริง

3.1.5 คอนกรีตหยาบกันหลุมฐานราก

ในการทำฐานราก เมื่อต้องขุดฐานรากถึงระดับที่ต้องการ จะต้องโยกโคลนเลนกันหลุมออกไปให้หมด แล้วถมด้วยทรายหยาบหรืออิฐหักกระทุ้งแน่น ให้มีความหนาประมาณ 10 ซม. ก่อนที่จะเทคอนกรีตหยาบทับลงไปหนาประมาณ 5-10 ซม. เพื่อปกปิดสิ่งสกปรกกันหลุมมิให้เปื้อนเปราะเหล็กเสริมของฐานราก และเป็นการปรับระดับด้วย ครั้นเมื่อวางเหล็กเสริมฐานรากโดยหนุนด้วยก้อนซีเมนต์ จึงเทคอนกรีตฐานรากต่อไป วิธีปฏิบัติเช่นนี้ อาจลดระยะคอนกรีตหุ้มลงได้ เพราะผิวล่างสุดของฐานรากจะไม่สัมผัสกับดินโดยตรง

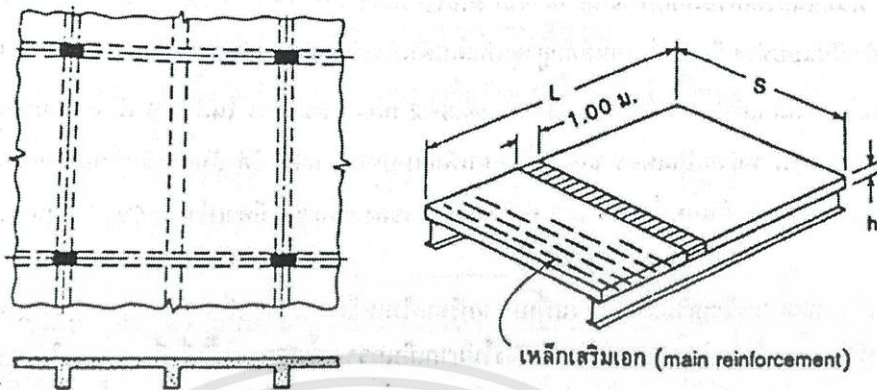
3.2 ทฤษฎีคานยื่น

การออกแบบพื้นยื่น (Cantilever Slab) มีวิธีการคำนวณออกแบบเหมือนกับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว แต่ตำแหน่งเหล็กเสริมของพื้นยื่นจะวางไว้ที่ตำแหน่งชิดขอบด้านบนของแผ่นพื้น เพื่อรับแรงดึงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัด เช่นเดียวกับคานยื่น เพื่อป้องกันการแตกร้าวซึ่งอาจจะทำให้เกิดการวิบัติในที่สุด พื้นยื่นสามารถพบเห็นได้โดยทั่วไปเช่น ระเบียงห้อง หรือกันสาด

หลักการออกแบบแผ่นพื้นเสริมเหล็ก ใช้กฎเกณฑ์หรือวิธีการวิเคราะห์เช่นเดียวกับคาน โดยพิจารณาเป็นคานที่มีความกว้างต่อเนื่องกันไปทุกๆ หนึ่งเมตร และความลึกของคานพิจารณาเป็นความหนาของแผ่นพื้น นั้นเอง

ก.) พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กทางเดียว

ข.) การพิจารณาให้เสมือนคานกว้าง 1 เมตร



รูปที่ 3.10 การออกแบบพื้นยื่น (Cantilever Slab)

3.2.1 ขั้นตอนการออกแบบ โครงสร้างพื้นคานยื่น

1.) ออกแบบ ความหนาของแผ่นพื้น

ความหนาของแผ่นพื้นที่จะกำหนดขึ้นมา ต้องคำนึงถึงระยะโก่ง การโก่งดัด และแรงเฉือน ที่จะเกิดขึ้นหรือที่กฎเกณฑ์มาตรฐานยอมให้ มาตรฐาน ว.ส.ท. ในขณะที่ออกแบบแผ่นพื้นให้มีความหนามาก เพื่อความปลอดภัย ต้องมีการคำนึงถึงความสั่นเปลื้องจากการออกแบบแผ่นพื้นที่หนามากเกินไป

เพื่อควบคุมไม่ให้แผ่นพื้นโก่งตัวมากเกินไปจนไม่เหมาะสมกับสภาวะใช้งาน ความหนา (h) ต่ำสุดของแผ่นพื้นคอนกรีตน้ำหนักปกติธรรมดา และเสริมเหล็กชั้นคุณภาพ SD40 ไม่ควรมีค่าน้อยกว่าค่าที่กำหนดให้ต่อไปนี้

$$h_{\min} = L/25 \quad \text{สำหรับ พื้นพาดช่วงเดียวธรรมดา (simple supported)}$$

$$h_{\min} = L/30 \quad \text{สำหรับ พื้นปลายข้างหนึ่งต่อเนื่อง (one end continuous)}$$

$$h_{\min} = L/35 \quad \text{สำหรับ พื้นปลายสองข้างต่อเนื่อง (both end continuous)}$$

$$h_{\min} = L/12 \quad \text{สำหรับ พื้นคานยื่น (cantilever)}$$

แต่เมื่อใช้เหล็กเสริมที่มีจุดครากน้อยกว่า 4000 กก./ซม². ให้คูณค่าที่กำหนดให้ข้างต้นด้วยตัวคูณ $(0.4 + f_y/7000)$ เช่น พื้นช่วงเดียวธรรมดาใช้ $f_y = 3000$ กก./ตร.ซม.จะได้ $h \geq L/24$ เป็นต้น

โดย เมื่อ $f_y \neq 4000$

$$h = h_{\min} \left(0.4 + \frac{f_y}{7000} \right) \quad (3.7)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อย่างไรก็ดี ผู้ออกแบบอาจพิจารณาใช้ความหนาของแผ่นพื้นให้บางกว่าที่กำหนดไว้ข้างต้นได้ แต่จะต้องตรวจสอบค่าการโก่งตัวของแผ่นพื้นด้วย

2.) หา น้ำหนักบรรทุกกระทำกับพื้น

$$DL(Dead Load) - \text{น้ำหนักพื้น} = 2400 (kg/m^3) \times t (m) \quad kg/m^2$$

- น้ำหนักถนน
- น้ำหนักดินเหนือพื้น
- น้ำหนัก Barrier

$$LL(Live Load) - \text{น้ำหนักรถยนต์ (น้ำหนักล้อกระทำ เป็นแรงกระทำ)}$$

โดย ทำการคูณ factor เพิ่ม (1.4 สำหรับ Dead Load , 1.7 สำหรับ Live Load)

3.) การวิเคราะห์โครงสร้าง อย่างละเอียด และ อย่างประมาณ

การคิดโมเมนต์ดัด : อาศัยหลักการคิดเช่นเดียวกับในทฤษฎีอีลาสติก

หลักเกณฑ์ที่ใช้ในการคำนวณออกแบบแผ่นพื้นแบบนี้เหมือนกับที่ใช้ในการคำนวณออกแบบคาน คสล. รูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่เสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว จากที่ พิจารณาให้แผ่นพื้นทางด้านสั้นที่อยู่ในแนวที่ตั้งฉากกับที่รองรับเสมือนหนึ่งเป็นคาน คสล. ที่มีความกว้างเท่ากับ 1 เมตร ดังรูปที่ 3.2 และความหนาทั้งหมดของแผ่นพื้นก็คือความลึกทั้งหมดของคาน ดังนั้น เมื่อแผ่นพื้นต้องรับน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่สม่ำเสมอเป็น กก/เมตร² น้ำหนักแผ่ w_u ที่กระทำบนแผ่นพื้นซึ่งกว้าง 1 เมตร จะมีค่าเป็น กก./เมตร

โดย จากสูตร แบบพื้นยื่น ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด

$$\text{โมเมนต์ดัด } (M_u) = \frac{1}{2} W_u l^2 + \sum(Pl) \quad (kg-m / m) \quad (3.8)$$

การคิดแรงเฉือน

โดยจากสูตร แรงเฉือนที่ขอบตัวแรงมีค่าสูงสุด

$$V_u \text{ ที่ขอบพื้น} = w_u l + \sum P \quad (kg) \quad (3.9)$$

อย่างไรก็ดี ควรตรวจสอบด้วยโดยพิจารณาที่หน้าตัดวิกฤต ตามที่กล่าวในเรื่องกำลังต้านทานแรงเฉือน

4.) ตรวจสอบความหนาแผ่นพื้นที่ใช้

$$\text{ถ้าใช้อัตราส่วนของเหล็กเสริมในแผ่นพื้น } \rho \text{ เท่ากับ } 0.5\rho_b = 0.5 \times 0.85\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{6120}{6120+f_y} \quad (3.10)$$

$$\text{นั่นคือ } R_u = \rho f_y \left(1 - \frac{0.59\rho f_y}{f_c}\right) \quad (3.11)$$

$$\text{ดังนั้น ความลึกประสิทธิผลที่ต้องการ } d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}} \quad (3.12)$$

$$\text{ความลึกประสิทธิผลจริงของแผ่นพื้น} = \text{ความหนาสมมุติ} - \text{ความหนาคอนกรีตหุ้ม} - \frac{db}{2} \quad (3.13)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดย ถ้ามากกว่า d ที่ต้องการ (ใช้ได้)

5.) หาปริมาณเหล็กเสริม

เหล็กเสริมเอก (main reinforcement) ในแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก จะจัดวางเรียงให้ตั้งฉากกับคานที่รองรับพื้น เพื่อทำหน้าที่ถ่านน้ำหนักบรรทุกต่างๆจากแผ่นพื้นให้กับคานที่รองรับ ต่อไป อนึ่ง นอกจากจะต้องเสริมเหล็กเสริมเอกดังกล่าวแล้ว แผ่นพื้นแบบนี้ต้องมีเหล็กเสริมกันร้าวหรือเหล็กเสริมต้านการยืดหดของคอนกรีต (temperature หรือ shrinkage reinforcement) ในทิศทางที่ขนาดกับคานที่รองรับแผ่นพื้นนั้นด้วย เพื่อช่วยป้องกันร้าวในคอนกรีตที่เกิดจากการหดตัวของคอนกรีต หรือการยืดหดตัวเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

$$\rho \text{ ที่ต้องการ} = \frac{0.8 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.8 f_c}} \right) \quad (3.14)$$

โดย f'_c และ f_y ได้จากคุณสมบัติของเหล็ก

$$R_u = \frac{M_u}{bd^2}; \quad b = 100 \text{ เซนติเมตร จากคำนวณความกว้าง ต่อ 1 เมตร}$$

$$d = \text{ความลึกประสิทธิภาพ (cm)}$$

จาก ปริมาณเหล็กเสริมเอกในแผ่นพื้นคอนกรีตที่หาได้มีหน่วยเป็น ซม²/พื้นที่กว้างหนึ่งเมตรอัตราส่วนของเหล็กเสริมต้องไม่มากเกินไปกว่า $0.75\rho_b$ ทั้งนี้เพื่อควบคุมให้การวิบัติเป็นแบบแรงดึงเป็นหลัก (yielding failure) แต่ปริมาณเหล็กเสริมเอกต้องไม่น้อยกว่าปริมาณเหล็กเสริม สำหรับต้านทานการยืดหดตัว

$$\begin{aligned} \text{ตรวจสอบ} \quad \rho &< \rho_{\max} (= 0.75\rho_b) \\ \text{เมื่อ} \quad \rho_b &= \frac{0.8 f_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120+f_y} \right) \end{aligned} \quad (3.15)$$

$$\begin{aligned} \text{โดย} \quad \beta &= 0.85 && \text{เมื่อ } f'_c \leq 280 \text{ ksc.} \\ &= 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) && \text{เมื่อ } f'_c \leq 560 \text{ ksc.} \\ &= 0.65 && \text{เมื่อ } f'_c > 560 \text{ ksc.} \end{aligned}$$

ถ้า $\rho > \rho_{\max}$ ปรับแก้โดย เพิ่มความหนาพื้น
ขนาดของเหล็กเสริมเอกที่ใช้ในแผ่นพื้นต้องมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เล็กกว่า 6 มม.

$$A_s = \rho bd < \text{cm}^2/\text{m} > \quad (3.16)$$

$$\text{ตรวจสอบ} \quad A_s (= \rho bd) > A_{\min}$$

$$\text{โดย} \quad f_y = 2400 \text{ ksc}; \quad A_{\min} = 0.0025bt$$

$$f_y = 3000 \text{ ksc}; \quad A_{\min} = 0.0020bt$$

$$f_y = 4000 \text{ ksc}; \quad A_{\min} = 0.0018bt$$

ถ้า $A_s < A_{\min}$ ปรับแก้โดย ใช้ A_{\min}

6.) ตรวจสอบ แรงเฉือน

ปกติ แรงเฉือนที่กระทำในแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก V_u กก./เมตร มักมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต ϕV_c เสมอ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อปริมาณเหล็กเสริมเอกที่ใช้มีค่าน้อยๆ

ตรวจสอบ

$$V_u < V_c$$

โดย

$$V_c = (0.85 \times 0.53 \sqrt{f_c} b d) \quad (3.17)$$

ถ้า $V_u > V_c$ ปรับแก้โดย เพิ่มความหนาพื้น

7.) ตรวจสอบระยะห่างของเหล็กเสริม (Spacing)

ระยะห่างระหว่างเหล็ก ต้องวางเรียงห่างกันไม่เกิน 3 เท่าของความหนาแผ่นพื้น(t) หรือไม่เกิน 45 ซม. และเพื่อให้เทคอนกรีตได้สะดวก ระยะเรียงนั้นต้องห่างกันไม่น้อยกว่าหนึ่งเท่าของขนาด เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมเอก หรือ 1.34 เท่าของขนาดโตสุดของหิน หรือ อย่างน้อยเท่ากับ 2.5 ซม.

$$\text{Spacing} \leq 3t$$

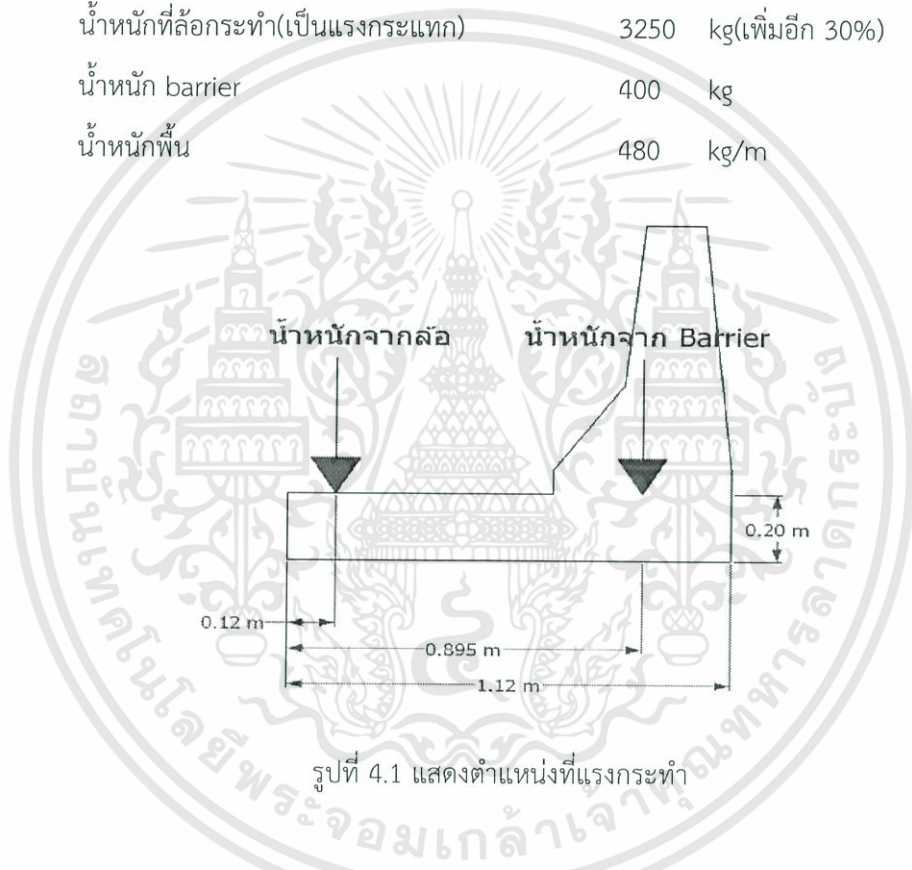
บทที่ 4

ออกแบบโครงสร้าง

4.1 ออกแบบส่วนพื้นยื่นเพื่อรับน้ำหนักล้อ

1. กำหนดให้ $f_c = 240 \text{ ksc}$ $f_y = 4000 \text{ ksc}$ ใช้ความหนาพื้น 20 cm ความยาวพื้นยื่น 1.12 m พิจารณาพื้นกว้าง 1.00 เมตร และตำแหน่งที่แรงกระทำเป็นดังรูป 4.1

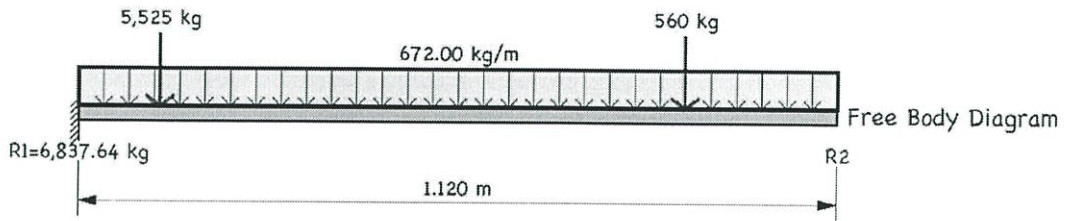
น้ำหนักที่ล้อกระทำ	2500 kg
น้ำหนักที่ล้อกระทำ(เป็นแรงกระแทก)	3250 kg(เพิ่มอีก 30%)
น้ำหนัก barrier	400 kg
น้ำหนักพื้น	480 kg/m



หาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเนื่องจากบรรทุกทุกกระทำที่เพิ่มค่าแล้ว

ทำการคูณ factor เพิ่ม (1.4 สำหรับ Dead Load , 1.7 สำหรับ Live Load)

น้ำหนักที่ล้อกระทำ(เป็นแรงกระแทก)	=	3250 x 1.7	=	5525 kg
น้ำหนัก barrier (Dead Load)	=	400 x 1.4	=	560 kg
น้ำหนักพื้น (Dead Load)	=	480 x 1.4	=	672 kg



รูปที่ 4.2 แสดง free body diagram

$$\begin{aligned} \text{โมเมนต์ดัด } (M_u) &= \frac{1}{2} W_u l^2 + \Sigma(Pl) & (4.1) \\ &= \frac{1}{2}(672)(1.12^2) + (5525)(0.12) + (560)(0.895) = 1585.68 \text{ kg-m} \end{aligned}$$



รูปที่ 4.3 แสดง bending moment diagram

ดังนั้น โมเมนต์ดัดเนื่องจากบรรทุกกระทำที่เพิ่มค่าแล้ว = 1585.68 kg-m

2. ตรวจสอบความหนาของแผ่นพื้นที่ใช้

$$\begin{aligned} \text{ถ้าใช้อัตราส่วนของเหล็กเสริมในแผ่นพื้น } \rho \text{ เท่ากับ } 0.5\rho_b &= 0.5 \times 0.85\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{6120}{6120+f_y} & (4.2) \\ &= 0.0131 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{นั่นคือ} \quad R_u &= \rho f_y \left(1 - \frac{0.59\rho f_y}{f_c}\right) & (4.3) \\ &= 45.65 \text{ ksc} \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้นต้องการความลึกประสิทธิภาพ } d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_u b}} = 6.21 \text{ cm} & (4.4)$$

ถ้าสมมติความหนาของคอนกรีตหุ้ม = 2.5 cm

$$\text{ความลึกประสิทธิภาพจริงของแผ่นพื้น} = 20 - 2.5 - \frac{db}{2} = 16.5 \text{ cm} > d \text{ ที่ต้องการ (ใช้ได้)}$$

สมมติใช้ DB20 mm

หาปริมาณเหล็กเสริมที่ต้องการต่อความกว้าง 1 เมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\text{พิจารณาจากอัตราส่วน } \rho \text{ ที่ต้องการ} = \frac{0.85f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f_c}}\right) \quad (4.5)$$

$$\text{ในที่นี้ } R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (4.6)$$

โดยที่ $b = 100 \text{ cm}$ และ $d = 16.5 \text{ cm}$ และ $M_u = 1585.68 \text{ kg-m}$

$$\text{ดังนั้น } R_u = 6.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ซึ่งจะได้ค่า } \rho = 0.0016 < \rho_{\min} \left(\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0.0035 \right)$$

$$\text{ดังนั้น } A_s = (0.0035)(100 \times 16.5) = 5.775 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ความยาวของโครงสร้าง = 10.34 m

ใช้ DB16 mm @ 0.3 m ($A_s = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$)

ปริมาณเหล็กเสริมกันร้าว $A_s = (0.0018)(100 \times 16.5) = 2.97 \text{ cm}^2/\text{m}$

ใช้ DB12 mm @ 0.30 m ($A_s = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m}$)



รูปที่ 4.4 แสดง shear force diagram

ตรวจสอบแรงเฉือน :

$$\begin{aligned} V_u \text{ ที่ขอบพื้น} &= W_u l + \Sigma P \\ &= (672)(1.12) + (5525 + 560) \\ &= 6837.64 \text{ kg} \end{aligned} \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} \text{แต่ } \phi V_c &= 0.53 \phi \sqrt{f_c} b d \\ &= 0.53 \times 0.85 \sqrt{240} \times (100 \times 21.5) = 15005.1 \text{ kg (ใช้ได้)} \end{aligned} \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} \text{ระยะฝังพื้นฐาน } l_{bd} &= \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f_c}} \\ &= \frac{0.06(3.14)(4000)}{\sqrt{240}} = 48.64 \text{ cm} \end{aligned} \quad (4.9)$$

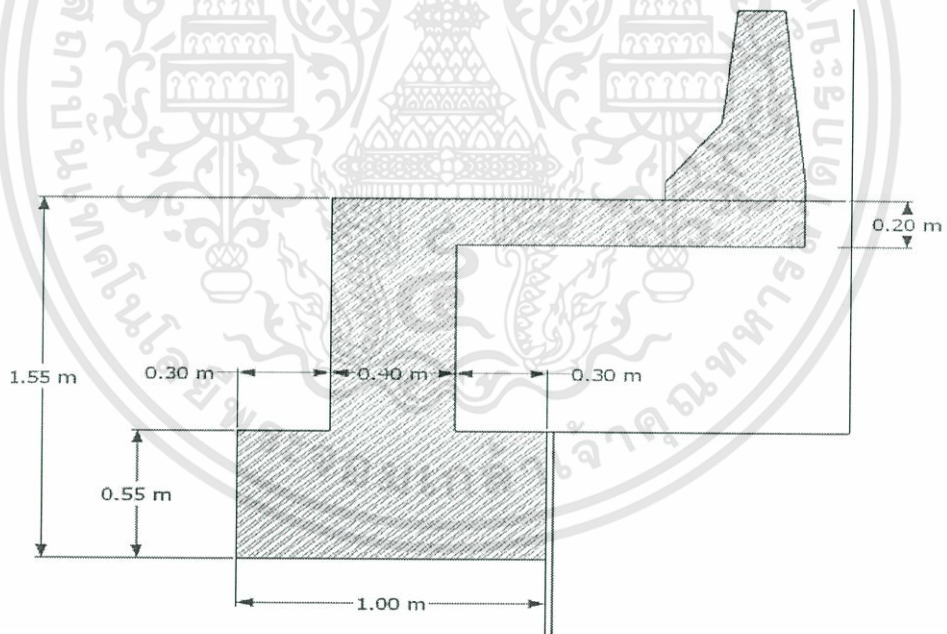
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2 การออกแบบโครงสร้างช่วยการทรุดตัว

1. ออกแบบขนาดโครงสร้าง

ข้อมูลโครงสร้าง

ความสูงของโครงสร้าง	1.55	m
ความกว้างของฐานราก	1.00	m
ความหนาของฐานราก	0.55	m
ความหนาของสันกำแพง	0.40	m
ความหนาของฐานรากหน้าสันกำแพง	0.30	m
ความหนาของฐานรากหลังสันกำแพง	0.30	m
ความสูงเฉพาะส่วนที่เป็นกำแพง	1.00	m
ความกว้างของพื้นยื่น	1.12	m
ความหนาของพื้นยื่น	0.20	m
ความกว้าง barrier	0.45	m
ความหนาของแผ่นถนนคอนกรีต	0.23	m



รูปที่ 4.5 แสดงขนาด สัดส่วนของโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อมูลดิน

หน่วยน้ำหนัก SAND CUSHION	2100	kg/m ³
ความสูง SAND CUSHION	0.10	m
หน่วยน้ำหนัก SOIL AGGREGATE	2000	kg/m ³
ความสูง SOIL AGGREGATE	0.15	m
ดินมีหน่วยน้ำหนัก	1790	kg/m ³
ความสูงดินเดิม	0.52	m
Friction Angle ดินเดิม	0	°

การคิดแรงกระทำต่อโครงสร้าง

ตารางที่ 4.1 แสดงสมบัติของดินแต่ละชั้น

ชนิดของดิน	ความสูงชั้นดิน (m)	Parameter		
		γ (kg/m ³)	Φ (°)	C (kg/m ²)
SAND CUSHION	0.10	2300	34	-
SOIL AGGREGATES	0.15	2000	34	-
ดินเดิม	1.07	1790	0	1000

สำหรับดินทราย $\phi = 34^\circ$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{34}{2}\right) = 0.283$$

สำหรับดินเหนียว $\phi = 0^\circ$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{0}{2}\right) = 1$$

กำลังต้านทานของดิน จะต้องมากเท่ากับแรงดันที่กระทำต่อผนังด้านหลังของโครงสร้าง จึงจะป้องกันการเคลื่อนที่ของโครงสร้างออกจากดินถมได้ แรงดันทั้งหมดที่กระทำต่อผนังด้านหลังของโครงสร้างจะมีดังต่อไปนี้

เนื่องจากน้ำหนัก Surchage

$$\begin{aligned} \text{ในชั้นดิน Sand Cushion ; } P_a &= K_a \times \text{Surchage} \\ &= 0.283 \times 1500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 424.07 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ในชั้น Soil Aggregates ; } P_a &= K_a \times \text{Surchage} \\ &= 0.283 \times 1500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 424.07 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ในชั้นดินเดิม ; } P_a &= K_a \times \text{Surchage} \\ &= 1 \times 1500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 1500.00 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

เนื่องจากน้ำหนักถนนคอนกรีต

$$\begin{aligned} \text{ในชั้นดิน Sand Cushion ; } P_{\text{road}} &= K_a \times \text{Weight of the road} \\ &= 0.283 \times 2400 \times 0.23 \text{ kg/m}^2 \\ &= 156.06 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{road}} &= K_a \times \text{Weight of the road} \\ &= 0.283 \times 2400 \times 0.23 \text{ kg/m}^2 \\ &= 156.06 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{road}} &= K_a \times \text{Weight of the road} \\ &= 1 \times 2400 \times 0.23 \text{ kg/m}^2 \\ &= 552.00 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

เนื่องจากชั้นดิน Sand Cushion , Soil Aggregates และ ดินเดิม

$$\begin{aligned} \text{ในชั้นดิน Sand Cushion ; } P_a &= K_a \times h \\ &= 0.283 \times 2100 \times 0.1 \text{ kg/m}^2 \\ &= 59.37 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

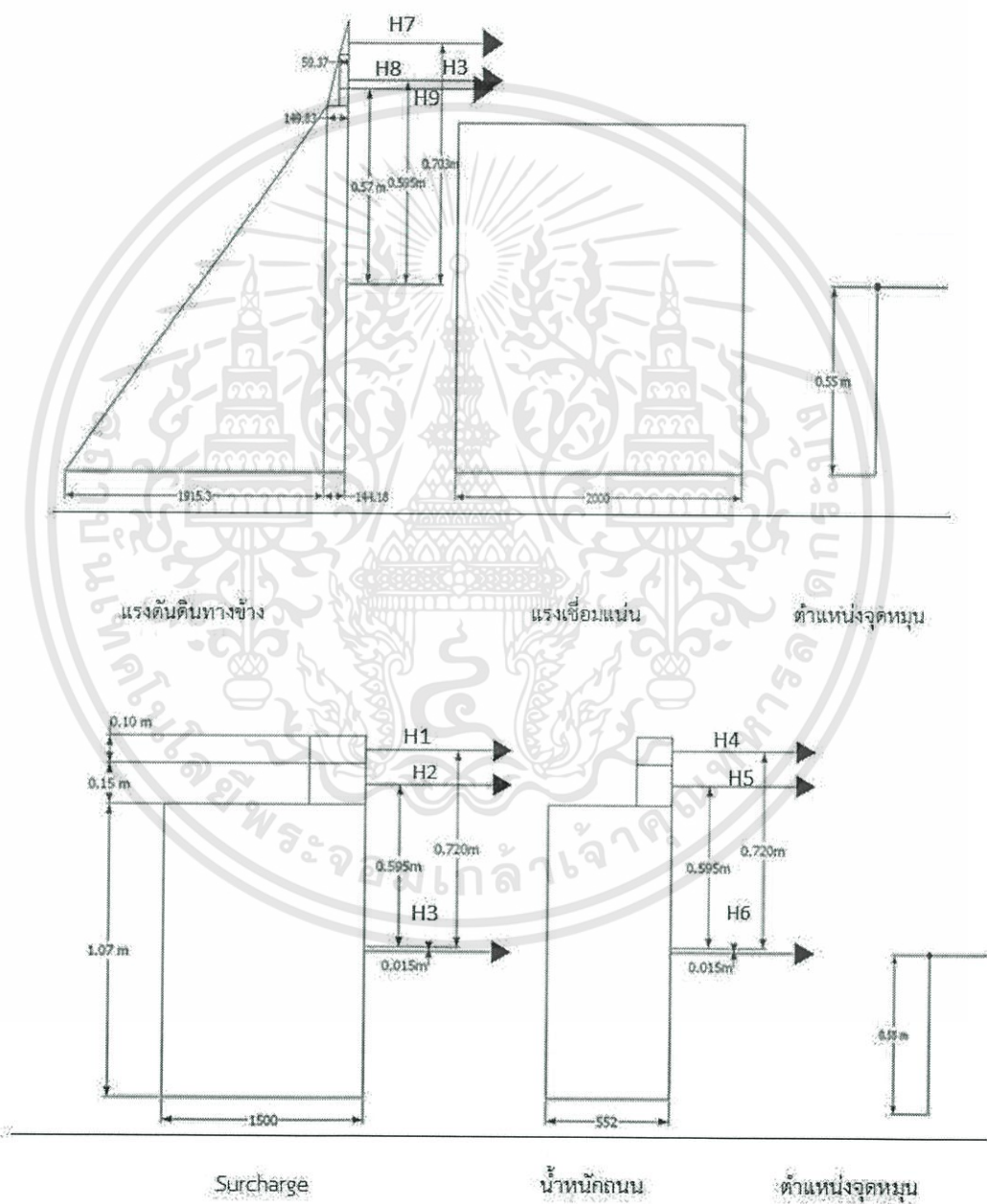
$$\begin{aligned} \text{ที่ฐานชั้น Soil Aggregates ; } P_a &= K_a \times h \\ &= 0.283 \times 2000 \times 0.15 \text{ kg/m}^2 \\ &= 84.81 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ที่ฐานชั้น ดินเดิม ; } P_a &= K_a \times h \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

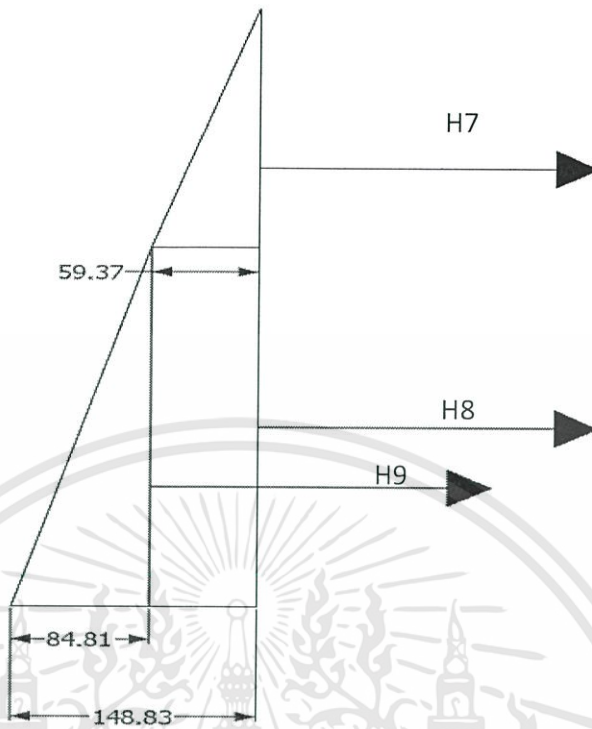
$$\begin{aligned}
 &= 1 \times 1790 \times 1.07 \quad \text{kg/m}^2 \\
 &= 1915.30 \quad \text{kg/m}^2 \\
 \text{แรงเชื่อมแน่น ;} \quad &\text{แรงเชื่อมแน่น} = 2C\sqrt{K_a} \\
 &= 2 \times 1000 \times 1 \quad \text{kg/m}^2 \\
 &= 2000 \quad \text{kg/m}^2
 \end{aligned}$$

ค่าแรงดันต่างๆ เหล่านี้สามารถเขียนเป็นแผนผังแรงดันดังรูป พร้อมทั้งแสดงตำแหน่งแรงลัพธ์ของแต่ละแรงดัน จากจุดหมุนไว้ด้วย



รูปที่ 4.6 ค่าแรงดัน (ทางข้าง) พร้อมทั้งแสดงตำแหน่งแรงลัพธ์ของแต่ละแรงดัน จากฐานไว้ด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.7 ขยายของแรงดันดินในชั้น Sand Cushion และ Soil Aggregates

หมายเหตุ : จะเห็นว่าแรงเชื่อมแน่นจะหักลบกับแรงดันดินจากดินเหนียวและในการออกแบบจะไม่นำแรงที่ต้านการพลิกคว่ำมาคิดแต่จะคิดในการคำนวณอัตราส่วนความปลอดภัยการลื่นไถล

แบ่งกรณีศึกษาจากแรงกระทำที่กระทำต่อโครงสร้าง ออกเป็น 4 กรณี

กำหนดให้

หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต = 2400 kg/m³

แรงที่ลื้อกระทำกับพื้นยื่น = 3250 kg

น้ำหนัก surcharge บนถนน = 1500 kg/m²

น้ำหนัก barrier = 400 kg

“ โดยแต่ละกรณี มีการตรวจสอบ 3 ขั้นตอน ของการออกแบบโครงสร้างช่วยการทรุดตัว ”

ขั้นตอน 1. ตรวจสอบ อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของโครงสร้าง

$$FS. = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = \frac{P_p h_p + X \sum v}{P_a h_a} \quad (4.10)$$

ขั้นตอน 2. ตรวจสอบ เกี่ยวกับการเลื่อนไถลของโครงสร้าง

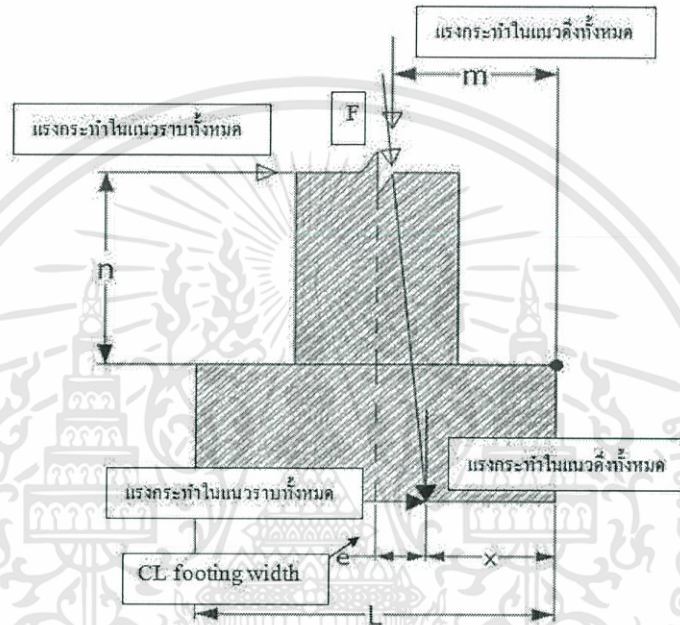
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การสั่นไถลของโครงสร้างเกิดจากแรงดันด้านข้างในแนวนอน ในขณะที่แรงเสียดทานต้านการสั่นไถล เกิดจากน้ำหนักทั้งหมดในแนวตั้ง

$$FS. = \frac{R}{(P_a - P_p)} \quad (4.11)$$

ขั้นตอน 3. ตรวจสอบ หน่วยแรงกดอัดที่กระทำใต้ฐานโครงสร้าง

จากโมเมนต์รอบจุด 0 หาตำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่เกิดจากการกระทำของแรงในแนวนอน และแรงในแนวตั้งซึ่งในที่นี้พิจารณา



รูปที่ 4.8 แสดงแรงลัพธ์ที่กระทำต่อโครงสร้าง

นั่นคือ
$$X = \frac{\text{stabilizing } M - \text{Overturing } M}{\Sigma W} \quad (4.12)$$

ดังนั้น หน่วยแรงอัดใต้โครงสร้าง พิจารณา
$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (4.13)$$

ในที่นี้

$P =$ น้ำหนักทั้งหมดในแนวตั้ง (ΣW)

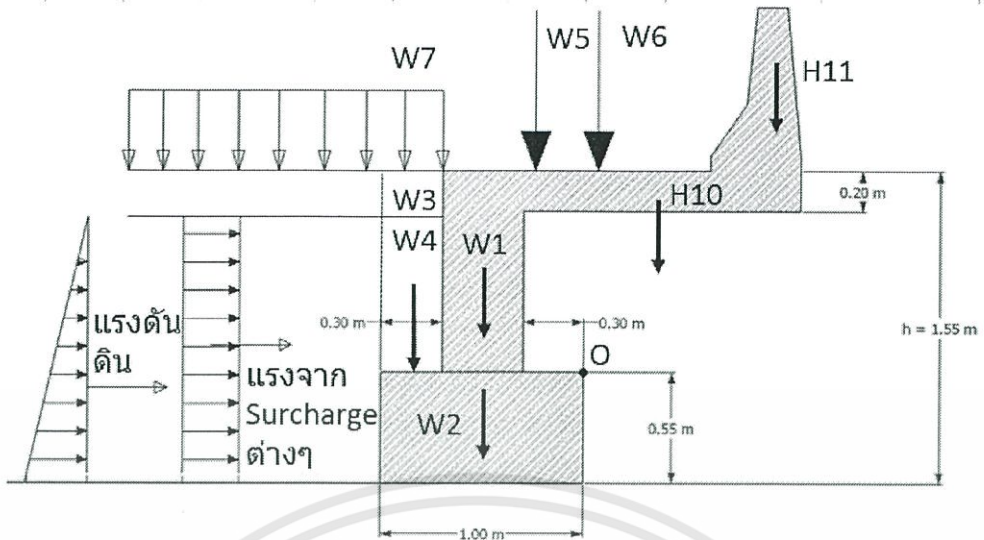
$A =$ ขนาดพื้นที่ของฐานราก

$M =$ โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง $= (\Sigma W)(e)$

$c =$ ระยะจากกึ่งกลางฐานราก

$I =$ โมเมนต์อินเนอร์เซียของฐานราก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.9 แสดงการวิเคราะห์หาเสถียรภาพของโครงสร้าง

กรณีที่ 1 : น้ำหนักล้อยกระทำ 2 ล้อ บนโครงสร้าง

ตรวจสอบเกี่ยวกับการพลิกคว่ำของโครงสร้าง

หาโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.2 แสดงโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) กรณี 1

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก (kg)		แขนของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ
W1	$0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 2400$	= 960	0.5	480	น้ำหนักผนังกันดิน
W2	$1.0 \times 0.55 \times 1.0 \times 2400$	= 1320	0.5	660	น้ำหนักฐานผนังกันดิน
W3	$0.23 \times 0.3 \times 1.0 \times 2400$	= 165.6	0.85	140.76	น้ำหนักผิวถนนคอนกรีต
W4	$0.77 \times 0.3 \times 1.0 \times 2300$	= 531.3	0.85	451.605	น้ำหนักดินบนโครงสร้าง
W5	น้ำหนักจากล้อ	= 3250	0.4925	1600.625	น้ำหนักล้อ ใน
W6	น้ำหนักจากล้อ	= 3250	0.18	585	น้ำหนักล้อ นอก
W7	$0.3 \times 1.0 \times 1500$	= 450	0.85	382.5	Surcharge บนส่วนความหนา ของฐานรากหน้าสันกำแพง
$\Sigma W = 9929.9$				$\Sigma M = 4300.49$	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หาโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.3 แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) กรณี 1

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก(kg)		แขนของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ (แรงดันดินทางข้าง)
H1	424.07 × 0.1	= 42.41	0.720	30.53	จาก Surcharge
H2	424.07 × 0.15	= 63.61	0.595	37.85	จาก Surcharge
H3	1500 × 1.07	= 1605	0.000	0.00	จาก Surcharge
H4	156.06 × 0.1	= 15.61	0.720	11.24	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H5	156.06 × 0.15	= 23.41	0.595	13.93	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H6	552 × 1.07	= 590.64	0.000	0.00	จากชั้นดินด้านบน
H7	1/2 × 65.02 × 0.1	= 3.25	0.703	2.29	จากชั้นดินด้านบน
H8	65.02 × 0.15	= 9.75	0.595	5.80	จากชั้นดินด้านบน
H9	1/2 × 84.81 × 0.15	= 6.36	0.570	3.63	จาก น้ำหนักพื้นยื่น
H10	1.12 × 0.25 × 2400	= 538	0.260	139.78	จาก น้ำหนักแบรีเออร์
H11	น้ำหนัก Barrier	= 400	0.595	238.00	
$\Sigma H = 3296.51$				$\Sigma M = 482.33$	

ดังนั้น อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของโครงสร้าง เท่ากับ 8.92

ตรวจสอบเกี่ยวกับการเลื่อนไถลของโครงสร้าง

กรณีมีรถวิ่ง

$$\text{แรงเสียดทานต้านการเลื่อนไถล} = \mu(\Sigma W) \quad (4.14)$$

$$= 0.5(10865) = 5432.25 \text{ kg}$$

ดังนั้นอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลของโครงสร้าง เท่ากับ

$$F.S. = \frac{5432.25}{1342.23} = 4.05$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบหน่วยแรงกดอัดที่กระทำใต้ฐานโครงสร้าง

หาตำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่เกิดจากการกระทำของแรงในแนวนอน และแรงในแนวตั้งซึ่ง
ในที่นี้พิจารณาจากโมเมนต์รอบจุด O

$$\begin{aligned} \text{นั่นคือ} \quad X &= \frac{\text{stabilizingM} - \text{OverturningM}}{\Sigma W} & (4.15) \\ &= \frac{4300.49 - 482.33}{10865} = 0.35 \text{ m จากจุด O} \end{aligned}$$

ฉะนั้น แรงลัพธ์ R กระทำเยื้องจากศูนย์กลางของฐาน = $0.50 - 0.35 = 0.15 \text{ m}$

$$\text{หน่วยแรงอัดใต้โครงสร้าง พิจารณา} \quad f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (4.16)$$

ในที่นี้

$$P = \text{น้ำหนักทั้งหมดในแนวตั้ง} (\Sigma W) = 10865 \text{ kg}$$

$$A = \text{ขนาดพื้นที่ของฐานราก} = (L)(1.0) \text{ ซึ่ง } L = 1 \text{ m}$$

$$M = \text{โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง} = (\Sigma W)(e) \text{ ซึ่ง } e = 0.15 \text{ m}$$

$$c = \text{ระยะจากกึ่งกลางฐานราก} = \frac{L}{2}$$

$$I = \text{โมเมนต์อินเนอร์เซียของฐานราก} = \frac{(1.0)L^3}{12}$$

$$\text{นั่นคือ} \quad f = \frac{\Sigma W}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{10865}{(1.0)} \left(1 \pm 6 \frac{0.15}{1}\right) \text{ kg/m}^2$$

$$\text{หน่วยแรงอัดสูงสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 20549.07 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{หน่วยแรงอัดต่ำสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 1179.93 \text{ kg/m}^2$$

กรณีที่ 2 : น้ำหนักล้อกระทำ 1 ล้อ บนโครงสร้าง

ตรวจสอบเกี่ยวกับการพลิกคว่ำของโครงสร้าง

หาโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.4 แสดงโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) กรณี 2

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก (kg)		แขนของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ
W1	0.4 × 1.0 × 1.0 × 2400	= 960	0.5	480	น้ำหนักผนังกันดิน
W2	1.0 × 0.55 × 1.0 × 2400	= 1320	0.5	660	น้ำหนักฐานผนังกันดิน
W3	0.23 × 0.3 × 1.0 × 2400	= 165.6	0.85	140.76	น้ำหนักผิวถนน
W4	0.77 × 0.3 × 1.0 × 2300	= 531.3	0.85	451.605	คอนกรีต
W5	น้ำหนักจากล้อ	= 3250	0.85	2762.50	น้ำหนักดินบน
W6	น้ำหนักจากล้อ	= 3250	0.5375	1746.875	โครงสร้าง
W7	0.3 × 1.0 × 1500	= 450	0.85	382.50	น้ำหนักล้อ ใน
					น้ำหนักล้อ นอก
					Surcharge บนส่วน
					ความหนาของฐานราก
					หน้าสันกำแพง
	$\Sigma W = 9929.9$			$\Sigma M = 6624$	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หาโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.5 แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) กรณี 2

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก(kg)		แขนของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ (แรงดันดินทางข้าง)
H1	424.07 × 0.1	= 42.41	0.720	30.53	จาก Surcharge
H2	424.07 × 0.15	= 63.61	0.595	37.85	จาก Surcharge
H3	1500 × 1.07	= 1605	0.000	0.00	จาก Surcharge
H4	156.06 × 0.1	= 15.61	0.720	11.24	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H5	156.06 × 0.15	= 23.41	0.595	13.93	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H6	552 × 1.07	= 590.64	0.000	0.00	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H7	1/2 × 65.02 × 0.1	= 3.25	0.703	2.29	จากชั้นดินด้านบน
H8	65.02 × 0.15	= 9.75	0.595	5.80	จากชั้นดินด้านบน
H9	1/2 × 84.81 × 0.15	= 6.36	0.570	3.63	จากชั้นดินด้านบน
H10	1.12 × 0.25 × 2400	= 538	0.260	139.78	จาก น้ำหนักพื้นยื่น
H11	น้ำหนัก Barrier	= 400	0.595	238.00	จาก น้ำหนักแบรีเออร์
$\Sigma H = 3296.51$				$\Sigma M =$	
				482.33	

ดังนั้น อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของโครงสร้าง เท่ากับ 13.73

ตรวจสอบเกี่ยวกับการเลื่อนไถลของโครงสร้าง

กรณีมีรถวิ่ง

$$\text{แรงเสียดทานต้านการเลื่อนไถล} = f(\Sigma W) \quad (4.17)$$

$$= 0.5(17180.84) = 5432.25 \text{ kg}$$

ดังนั้นอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลของโครงสร้าง เท่ากับ

$$F.S. = \frac{5432.25}{1342.23} = 4.05$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบหน่วยแรงกดอัดที่กระทำใต้ฐานโครงสร้าง

หาตำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่เกิดจากการกระทำของแรงในแนวนอน และแรงในแนวตั้งซึ่ง
ในที่นี้พิจารณาจากโมเมนต์รอบจุด O

$$\begin{aligned} \text{นั่นคือ} \quad X &= \frac{\text{stabilizingM} - \text{OverturningM}}{\Sigma W} & (4.18) \\ &= \frac{6624.24 - 482.33}{10865} = 0.57 \text{ m จากจุด O} \end{aligned}$$

ฉะนั้น แรงลัพธ์ R กระทำเยื้องจากศูนย์กลางของฐาน = $0.50 - 0.57 = -0.07 \text{ m}$

$$\text{หน่วยแรงอัดใต้โครงสร้าง พิจารณา} \quad f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (4.19)$$

ในที่นี้

$$P = \text{น้ำหนักทั้งหมดในแนวตั้ง} (\Sigma W) = 10865 \text{ kg}$$

$$A = \text{ขนาดพื้นที่ของฐานราก} = (L)(1.0) \text{ ซึ่ง } L = 1 \text{ m}$$

$$M = \text{โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง} = (\Sigma W)(e) \text{ ซึ่ง } e = -0.07 \text{ m}$$

$$c = \text{ระยะจากกึ่งกลางฐานราก} = \frac{L}{2}$$

$$I = \text{โมเมนต์อินเนอร์เซียของฐานราก} = \frac{(1.0)L^3}{12}$$

$$\text{นั่นคือ} \quad f = \frac{\Sigma W}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{10865}{1.0} \left(1 + \left(6 \frac{-0.07}{1}\right)\right) \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ดังนั้น} \quad \text{หน่วยแรงอัดสูงสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 6606.57 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{หน่วยแรงอัดต่ำสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 15122.43 \text{ kg/m}^2$$

กรณีที่ 3 : ไม่มีล้อกระทำบนโครงสร้าง แต่มีแรงกระทำจากเลนข้างเคียง

ตรวจสอบเกี่ยวกับการพลิกคว่ำของโครงสร้าง

หาโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.6 แสดงโมเมนต์ต้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) กรณี 3

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก (kg)		แขนของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ
W1	0.4 × 1.0 × 1.0 × 2400	= 960	0.5	480	น้ำหนักผนังกันดิน
W2	1.0 × 0.55 × 1.0 × 2400	= 1320	0.5	660	น้ำหนักฐานผนังกันดิน
W3	0.23 × 0.3 × 1.0 × 2400	= 165.6	0.85	140.76	น้ำหนักผิวถนนคอนกรีต
W4	0.77 × 0.3 × 1.0 × 2300	= 531.3	0.85	451.605	น้ำหนักดินบนโครงสร้าง
W5	น้ำหนักจากล้อ	= 0	0	0	น้ำหนักล้อ ใน
W6	น้ำหนักจากล้อ	= 0	0	0	น้ำหนักล้อ นอก
W7	0.3 × 1.0 × 1500	= 450	0.85	382.5	Surcharge บนส่วน ความหนาของฐานราก หน้าสันกำแพง
$\Sigma W = 3426.90$				$\Sigma M =$ 2114.87	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หาโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.7 แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) กรณี 3

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก(kg)		แขนของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ (แรงดันดินทางข้าง)
H1	424.07 × 0.1	= 42.41	0.720	30.53	จาก Surcharge
H2	424.07 × 0.15	= 63.61	0.595	37.85	จาก Surcharge
H3	1500 × 1.07	= 1605	0.000	0.00	จาก Surcharge
H4	156.06 × 0.1	= 15.61	0.720	11.24	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H5	156.06 × 0.15	= 23.41	0.595	13.93	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H6	552 × 1.07	= 590.64	0.000	0.00	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H7	1/2 × 65.02 × 0.1	= 3.25	0.703	2.29	จากชั้นดินด้านบน
H8	65.02 × 0.15	= 9.75	0.595	5.80	จากชั้นดินด้านบน
H9	1/2 × 84.81 × 0.15	= 6.36	0.570	3.63	จากชั้นดินด้านบน
H10	1.12 × 0.25 × 2400	= 538	0.260	139.78	จาก น้ำหนักพื้นยื่น
H11	น้ำหนัก Barrier	= 400	0.595	238.00	จาก น้ำหนักแบรีเออร์
$\Sigma H = 3296.51$				$\Sigma M = 482.23$	

ดังนั้น อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของโครงสร้าง เท่ากับ 4.38

ตรวจสอบเกี่ยวกับการเลื่อนไถลของโครงสร้าง

กรณีไม่มีรวิ้ง

$$\text{แรงเสียดทานต้านการเลื่อนไถล} = f(\Sigma W) \quad (4.20)$$

$$= 0.5(17180.84) = 2182.25 \text{ kg}$$

ดังนั้นอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลของโครงสร้าง เท่ากับ

$$F.S. = \frac{2182.25}{1342.23} = 1.63$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบหน่วยแรงกดอัดที่กระทำใต้ฐานโครงสร้าง

หาดำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่เกิดจากการกระทำของแรงในแนวนอน และแรงในแนวตั้งซึ่ง
ในที่นี้พิจารณาจากโมเมนต์รอบจุด

$$\begin{aligned} \text{นั่นคือ} \quad X &= \frac{\text{stabilizing M} - \text{Overturning M}}{\Sigma W} & (4.21) \\ &= \frac{2114.87 - 482.23}{4365} = 0.37 \text{ m จากจุด O} \end{aligned}$$

ฉะนั้น แรงลัพธ์ R กระทำเยื้องจากศูนย์กลางของฐาน = $0.50 - 0.37 = 0.13 \text{ m}$

หน่วยแรงอัดใต้โครงสร้าง พิจารณา $f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$ (4.22)

ในที่นี้

$$P = \text{น้ำหนักทั้งหมดในแนวตั้ง } (\Sigma W) = 4365 \text{ kg}$$

$$A = \text{ขนาดพื้นที่ของฐานราก} = (L)(1.0) \text{ ซึ่ง } L = 1 \text{ m}$$

$$M = \text{โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง} = (\Sigma W)(e) \text{ ซึ่ง } e = 0.13 \text{ m}$$

$$c = \text{ระยะจากกึ่งกลางฐานราก} = \frac{L}{2}$$

$$I = \text{โมเมนต์อินเนอร์เซียของฐานราก} = \frac{(1.0)L^3}{12}$$

$$\text{นั่นคือ} \quad f = \frac{\Sigma W}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{4365}{1.0} \left(1 \pm \left(6 \frac{0.13}{1}\right)\right) \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ดังนั้น} \quad \text{หน่วยแรงอัดสูงสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 7662.82 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{หน่วยแรงอัดต่ำสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 1066.18 \text{ kg/m}^2$$

กรณีที่ 4 : ไม่มีล้อกระทำบนโครงสร้าง และไม่มีแรงกระทำจากเลนข้างเคียง

ตรวจสอบเกี่ยวกับการพลิกคว่ำของโครงสร้าง

หาโมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.8 แสดงโมเมนต์ด้านการพลิกคว่ำ (stabilizing moment) กรณี 4

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก (kg)		แขนของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ
W1	0.4 × 1.0 × 1.0 × 2400	= 960	0.5	480	น้ำหนักผนังกันดิน
W2	1.0 × 0.55 × 1.0 × 2400	= 1320	0.5	660	น้ำหนักฐานผนังกันดิน
W3	0.23 × 0.3 × 1.0 × 2400	= 165.6	0.85	140.76	น้ำหนักผิวถนนคอนกรีต
W4	0.77 × 0.3 × 1.0 × 2300	= 531.3	0.85	451.605	น้ำหนักดินบนโครงสร้าง
W5	น้ำหนักจากล้อ	= 0	0	0	น้ำหนักล้อ ใน
W6	น้ำหนักจากล้อ	= 0	0	0	น้ำหนักล้อ นอก
W7	0.3 × 1.0 × 1500	= 0	0	0	Surcharge บนส่วน ความหนาของฐานราก หน้าสันกำแพง
$\Sigma W = 2976.90$				$\Sigma M =$ 1732.37	

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หาโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) รอบจุด O

ตารางที่ 4.9 แสดงโมเมนต์ที่ทำให้พลิกคว่ำ (overturning moment) กรณี 4

น้ำหนัก	ขนาดของน้ำหนัก(kg)		แขน ของ โมเมนต์ (m)	โมเมนต์ (kg-m)	หมายเหตุ (แรงดันดินทางข้าง)
H1	0	= 0	0	0	จาก Surcharge
H2	0	= 0	0	0	จาก Surcharge
H3	0	= 0	0	0	จาก Surcharge
H4	156.06 × 0.1	= 15.61	0.720	11.24	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H5	156.06 × 0.15	= 23.41	0.595	13.93	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H6	552 × 1.07	= 590.64	0.000	0.00	จาก น้ำหนักถนนคอนกรีต
H7	1/2 × 65.02 × 0.1	= 3.25	0.703	2.29	จากชั้นดินด้านบน
H8	65.02 × 0.15	= 9.75	0.595	5.80	จากชั้นดินด้านบน
H9	1/2 × 84.81 × 0.15	= 6.36	0.570	3.63	จากชั้นดินด้านบน
H10	1.12 × 0.25 × 2400	= 538	0.260	139.78	จาก น้ำหนักพื้นยื่น
H11	น้ำหนัก Barrier	= 400	0.595	238.00	จาก น้ำหนักแบรีเออร์
$\Sigma H = 1585.49$				$\Sigma M = 413.95$	

ดังนั้น อัตราส่วนความปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำของโครงสร้าง เท่ากับ 4.18

ตรวจสอบเกี่ยวกับการเลื่อนไถลของโครงสร้าง

กรณีไม่มีรถวิ่ง

$$\text{แรงเสียดทานต้านการเลื่อนไถล} = f(\Sigma W) \quad (4.23)$$

$$0.5(17180.84) = 1957.25 \text{ kg}$$

ดังนั้นอัตราส่วนความปลอดภัยต่อการเลื่อนไถลของโครงสร้าง เท่ากับ

$$F.S. = \frac{1957.25}{1236.21} = 1.58$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตรวจสอบหน่วยแรงกดอัดที่กระทำใต้ฐานโครงสร้าง

หาตำแหน่งของแรงลัพธ์ R ที่เกิดจากการกระทำของแรงในแนวนอน และแรงในแนวตั้งซึ่ง
ในที่นี้พิจารณาจากโมเมนต์รอบจุด O

$$\begin{aligned} \text{นั่นคือ} \quad X &= \frac{\text{stabilizingM} - \text{OverturningM}}{\Sigma W} & (4.24) \\ &= \frac{1732.37 - 413.95}{3915} = 0.34 \text{ m จากจุด O} \end{aligned}$$

ฉะนั้น แรงลัพธ์ R กระทำเยื้องจากศูนย์กลางของฐาน = $0.50 - 0.34 = 0.16 \text{ m}$

$$\text{หน่วยแรงอัดใต้โครงสร้าง พิจารณา} \quad f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (4.25)$$

ในที่นี้

$$P = \text{น้ำหนักทั้งหมดในแนวตั้ง} (\Sigma W) = 3915 \text{ kg}$$

$$A = \text{ขนาดพื้นที่ของฐานราก} = (L)(1.0) \text{ ซึ่ง } L = 1 \text{ m}$$

$$M = \text{โมเมนต์เนื่องจากน้ำหนักเยื้องศูนย์} = (\Sigma W)(e) \text{ ซึ่ง } e = 0.16 \text{ m}$$

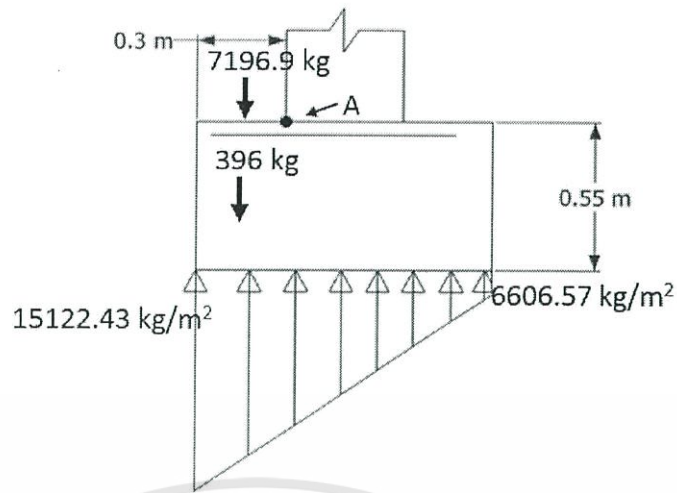
$$c = \text{ระยะจากกึ่งกลางฐานราก} = \frac{L}{2}$$

$$I = \text{โมเมนต์อินเนอร์เซียของฐานราก} = \frac{(1.0)L^3}{12}$$

$$\text{นั่นคือ} \quad f = \frac{\Sigma w}{L} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{3915}{1.0} \left(1 \pm \left(6 \frac{0.16}{1}\right)\right) \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ดังนั้น} \quad \text{หน่วยแรงอัดสูงสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 7747.53 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{หน่วยแรงอัดต่ำสุดที่ฐานหน้าโครงสร้าง} = 81.47 \text{ kg/m}^2$$



รูปที่ 4.10 แสดงการกระจายตัวของหน่วยแรงอัดใต้ฐาน

2. การออกแบบส่วนต่างๆของโครงสร้างโดยวิธีกำลัง

การออกแบบฐานโครงสร้าง

ก) สำหรับฐานหลังโครงสร้าง (Heel)

พิจารณาให้ฐานหลังโครงสร้างเสมือนคานยื่นกว้าง 1 เมตร และยาว 0.3 เมตร โดยมีระนาบที่ตัด ผ่านจุด A เป็นแบบยึดแน่น (fixed) น้ำหนักหรือแรงที่กระทำจะพิจารณาจากน้ำหนักของส่วนฐานราก น้ำหนักจากหลังโครงสร้าง และน้ำหนักสมทบที่หลังโครงสร้าง โดยไม่นำแรงดันขึ้นที่ฐานหลังโครงสร้าง มารวมพิจารณาซึ่งจะมีผลทำให้โมเมนต์ดัดลดลงบ้าง

น้ำหนักของส่วนฐานราก	=	396	kg
น้ำหนักจากดินหลังโครงสร้าง	=	696.9	kg
น้ำหนักสมทบหลังโครงสร้าง	=	6500	kg
รวมน้ำหนักทั้งหมดบนฐานหลังโครงสร้าง	=	7592.9	kg

ในที่นี้ จะพิจารณาใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก = 1.7 เนื่องจากน้ำหนักส่วนใหญ่เป็นน้ำหนักบรรทุกจร

$$M_u = 1.7 \times 7592.9 \times 0.3/2 = 1936.19 \quad \text{kg-m}$$

$$V_u = 1.7 \times 7592.9 = 12907.93 \quad \text{kg}$$

เหล็กเสริมที่ใช้จะเป็นเหล็กบน ถ้าให้ระยะหุ้มคอนกรีตเท่ากับ 5 cm และสมมติใช้เหล็กเสริม DB20 mm ดังนั้น ระยะประสิทธิผล $d = 55 - 5 - 2/2 = 49 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{ตรวจสอบแรงเฉือน : } \phi V_c &= \phi (0.53\sqrt{f_c} b_w d) \quad (4.26) \\ &= 0.85(0.53\sqrt{240} \times 100 \times 49) \text{ ซึ่งมีค่าเท่ากับ } = 34197.67 \text{ kg} > V_u \end{aligned}$$

หาปริมาณเหล็กเสริม :

$$\begin{aligned} \text{ค่าจริงของ } R_u &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (4.27) \\ &= \frac{1936.19 \times 100}{0.9(100)(49^2)} = 0.896 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{อัตราส่วน } \rho \text{ ที่ต้องการ} &= \frac{0.85(f_c)}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f_c}}\right) \quad (4.28) \\ &= \frac{0.85(240)}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.896)}{0.85(240)}}\right) \\ &= 0.0022 < \rho_{\min} \quad (\rho_{\min} = 14/f_y = 14/4000 = 0.0035) \end{aligned}$$

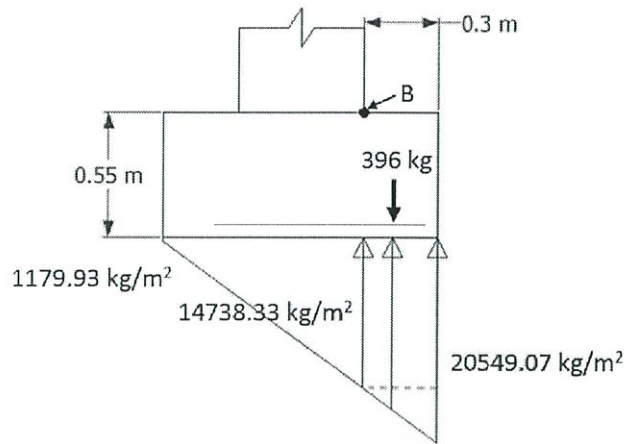
$$\begin{aligned} \text{ดังนั้นต้องใช้ } A_s &= \rho b d \quad (4.29) \\ &= (0.0035)(100 \times 49) = 17.15 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

เลือกใช้เหล็กเสริม DB20 mm ระยะห่าง 15 cm ($A_s = 20.94 \text{ cm}^2/\text{m}$)

$$\begin{aligned} \text{ระยะฝังเหล็กเสริมที่ต้องการ} &= \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.30) \\ &= \frac{0.06 \times 3.14 \times 4000}{\sqrt{240}} \times \frac{17.15}{20.94} \times 1.3 \times 0.8 = 41.43 \text{ cm} \end{aligned}$$

ข) สำหรับฐานหน้าโครงสร้าง (Toe)

พิจารณาให้ฐานหลังโครงสร้างเสมือนคานยื่นกว้าง 1 เมตร และยาว 0.3 เมตร โดยมีระนาบที่ตัดผ่านจุด B เป็นแบบยึดแน่น (fixed) น้ำหนักหรือแรงที่กระทำจะน้ำหนักจากหลังโครงสร้างและน้ำหนักสมทบที่หลังโครงสร้าง โดยไม่นำแรงดันขึ้นที่ฐานหลังโครงสร้างมารวมพิจารณาซึ่งจะมีผลทำให้โมเมนต์ดัดลดลงบ้าง



รูปที่ 4.11 การกระจายของหน่วยแรงกดอัดใต้ฐานสำหรับการออกแบบฐานหน้าโครงสร้าง

$$\text{น้ำหนักของส่วนฐานราก} = 0.3 \times 0.55 \times 1.0 \times 2400 = 396 \text{ kg}$$

หน่วยแรงกดอัดของดินตรงระยะนาบที่ตัดผ่านจุด

$$B = 20549.07 - 0.3(20549.07 - 1179.93)/1 = 14738.33 \text{ kg/m}^2$$

ในที่นี้ พิจารณาใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก = 1.7 สำหรับหน่วยแรงกดหน่วยแรงดังกล่าวเกิดจากการกระทำของน้ำหนักบรรทุกทุกจร และพิจารณาใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก = 0.9 สำหรับน้ำหนักของฐานหน้าโครงสร้างเนื่องจากน้ำหนักส่วนนี้จะลดลงผลของน้ำหนักบรรทุกทุกจร

$$\begin{aligned} M_u &= 1.7\left(\frac{1}{2} \times (20549.07 - 1179.93) \times 0.3\right) \left(2 \times \frac{0.3}{3}\right) + 1.7\left(14738.33 \times 0.3\right) \left(\frac{0.3}{2}\right) - \\ &\quad 0.9\left(396 \times \frac{0.3}{2}\right) \\ &= 2061.85 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1.7\left(\frac{1}{2} \times (20549.07 - 1179.93) \times 0.3\right) + 1.7(14738.33 \times 0.3) - 0.9(396) \\ &= 12099.28 \text{ kg} \end{aligned}$$

เหล็กเสริมที่ใช้จะเป็นเหล็กล่าง ถ้าให้ระยะคอนกรีตหุ้มเท่ากับ 5 cm และสมมติ ใช้เหล็กเสริม DB20 mm ดังนั้น ระยะลึกประสิทธิภาพ $d = 55 - 5 - 2/2 = 49 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{ตรวจสอบแรงเฉือน : } \phi V_c &= \phi (0.53 \sqrt{f_c} b_w d) \quad (4.31) \\ &= 0.85 (0.53 \sqrt{240} \times 100 \times 49) \\ &= 34197.67 \text{ kg} > V_u \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หาปริมาณเหล็กเสริม :

$$\begin{aligned} \text{ค่าจริงของ } R_u &= \frac{M_u}{\phi b d^2} & (4.32) \\ &= \frac{2061.85 \times 100}{0.9(100)(49^2)} = 0.95 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{อัตราส่วน } \rho \text{ ที่ต้องการ} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f_c}}\right) & (4.33) \\ &= \frac{0.85 \times 240}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.95}{0.85 \times 240}}\right) \end{aligned}$$

$$= 0.00239 < \rho_{\min} \quad (\rho_{\min} = 14/f_y = 14/4000 = 0.0035)$$

$$\text{ดังนั้นต้องใช้ } A_s = \rho b d \quad (4.34)$$

$$= (0.0035)(100 \times 49) = 17.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

เลือกใช้เหล็กเสริม DB20 mm ระยะห่าง 15 cm ($A_s = 20.94 \text{ cm}^2/\text{m}$)

$$\begin{aligned} \text{ระยะฝังเหล็กเสริมที่ต้องการ} &= \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} & (4.35) \\ &= \frac{0.06 \times 3.14 \times 4000}{\sqrt{240}} \times \frac{17.15}{20.94} \times 0.8 \\ &= 31.87 \text{ cm} \end{aligned}$$

สำหรับเหล็กเสริมกันร้าวตามแนวยาวของฐานราก :

$$\begin{aligned} \text{ต้องการ } A_s &= \rho_{\min} b d & (4.36) \\ &= 0.0018 \times 55 \times 100 = 9.9 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

เลือกใช้เหล็กเสริม 5 - DB16 mm ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$)

การออกแบบตัวกำแพง :

พิจารณาให้ตัวกำแพงเสมือนเป็นคานยื่นกว้าง 1.00 m ยาว 1.00 m โดยให้ส่วนที่ยึดกับฐานรากเป็นแบบยึดแน่นน้ำหนักหรือแรงกระทำคือแรงดันทางข้าง

$$\text{แรงดันทางข้างจากดิน} = 3.25 + 6.36 + 9.75 = 19.36 \text{ kg}$$

$$\text{แรงดันทางข้างจากน้ำหนักสมทบ} = 42.41 + 63.61 + 15.61 + 23.41 + 287.04 = 432.08 \text{ kg}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในที่นี้จะพิจารณาใช้ตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก = 1.7 เนื่องจากน้ำหนักหรือแรงที่กระทำเกิดจากแรงดันทางข้าง

$$\begin{aligned} M_u &= 1.7(2.29 + 5.80 + 3.63) + 1.7(30.53 + 37.85 + 11.24 + 13.93 \\ &\quad + (287.04 \times 0.26)) \\ &= 305.83 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

$$V_u = 1.7(19.36) + 1.7(432.08) = 767.45 \text{ kg}$$

เหล็กเสริมที่ใช้จะอยู่หลังโครงสร้าง ถ้าให้ระยะหุ้มคอนกรีตเท่ากับ 5 cm และสมมติ ใช้เหล็กเสริม DB20 mm ดังนั้น ระยะลึกประสิทธิภาพ $d = 40 - 5 - 2/2 = 34 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{ตรวจสอบแรงเฉือน : } \phi V_c &= \phi(0.53\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (4.37) \\ &= 0.85(0.53\sqrt{240} \times 100 \times 34) = 23728.99 \text{ kg} > V_u \end{aligned}$$

หาปริมาณเหล็กเสริม :

$$\begin{aligned} \text{ค่าจริงของ } R_u &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (4.38) \\ &= \frac{305.83 \times 100}{0.9(100)(34^2)} = 0.29 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{อัตราส่วน } \rho \text{ ที่ต้องการ} &= \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f'_c}}\right) \quad (4.39) \\ &= \frac{0.85 \times 240}{4000} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.29}{0.85 \times 240}}\right) \\ &= 0.0001 < \rho_{\min} \left(\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0.0035\right) \end{aligned}$$

$$\text{ดังนั้นต้องใช้ } A_s = \rho b d \quad (4.40)$$

$$= (0.0035)(100 \times 34) = 11.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

เลือกใช้เหล็กเสริม DB20 mm ระยะห่าง 25 cm ($A_s = 12.57 \text{ cm}^2/\text{m}$)

$$\begin{aligned} \text{ระยะฝั่งเหล็กเสริมที่ต้องการ} &= \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (4.41) \\ &= \frac{0.06 \times 3.14 \times 4000}{\sqrt{240}} \times \frac{11.9}{12.57} \times 0.8 \\ &= 36.84 \text{ cm} < 65 - 5 = 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หาปริมาณเหล็กเสริมอื่นในตัวกำแพง ตามข้อกำหนดของ ACI หรือ ว.ส.ท. :

1. สำหรับเหล็กเสริมในแนวตั้ง อย่างน้อย 0.0015 ของเนื้อที่หน้าตัดผนังกำแพง
2. สำหรับเหล็กเสริมในแนวนอน อย่างน้อย 0.0025 ของเนื้อที่
3. ต้องมีเหล็กเสริมในแต่ละทิศทางเป็นสองชั้น โดยที่ชั้นหนึ่งต้องมีเหล็กเสริมอย่างน้อยครึ่งหนึ่ง แต่ไม่มากกว่า 2/3 ของเหล็กที่ต้องการในแต่ละทิศทาง ส่วนอีกชั้น

ในที่นี้ จะใช้เหล็กเสริมที่ด้านไม่สัมผัสกับดินถมเป็นปริมาณ 2/3 ของเหล็กที่ต้องการในแต่ละทิศทาง

ความหนาของกำแพง = 40 cm

เหล็กเสริมในแนวนอน : ต้องการ $A_s = 0.0025(100)(40) = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$

ดังนั้น ที่ด้านไม่สัมผัสกับดิน ใช้ $A_s = (2/3)(10) = 6.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ เลือกใช้ DB 16 mm @0.25

($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$)

ส่วนด้านที่สัมผัสกับดิน ใช้ $A_s = (1/3)(10) = 3.33 \text{ cm}^2/\text{m}$ เลือกใช้ DB 12 mm @0.25

($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

เหล็กเสริมในแนวตั้ง : ต้องการ $A_s = 0.0015(100)(40) = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$

ดังนั้น ที่ด้านไม่สัมผัสกับดิน ใช้ $A_s = (2/3)(6) = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$ เลือกใช้ DB 12 mm @0.25

($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

3. ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนัก (load capacity) ของโครงสร้าง

ความยาวประสิทธิภาพของกำแพงในแนวนอน :

ระยะศูนย์ถึงศูนย์ระหว่างน้ำหนักกด = 100 cm

ระยะที่รับแรงแบกทาน + $4h = 40 + (40 \times 4) = 200 \text{ cm}$

ดังนั้น ความยาวประสิทธิภาพของโครงสร้าง = 100 cm

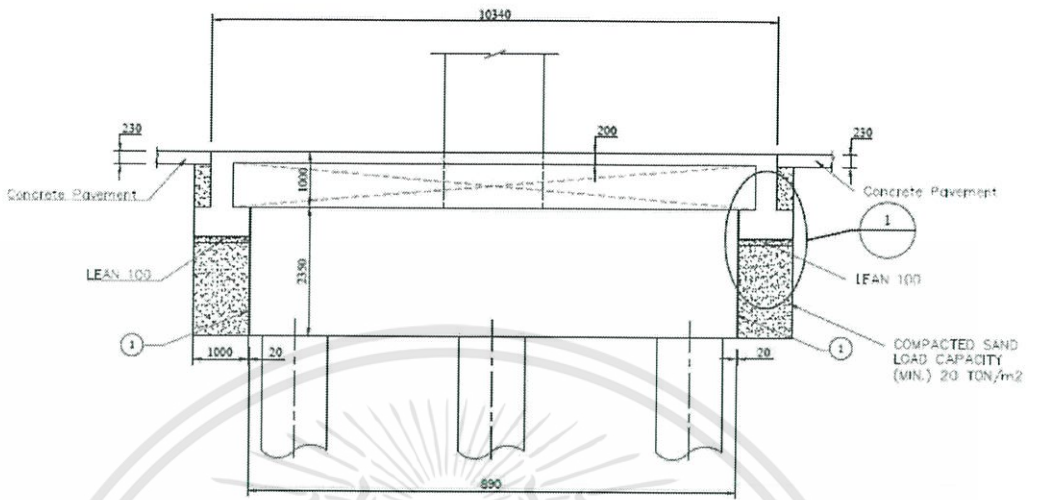
กำลังรับน้ำหนักบรรทุกตามแกนของกำแพงโครงสร้าง :

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (4.42)$$

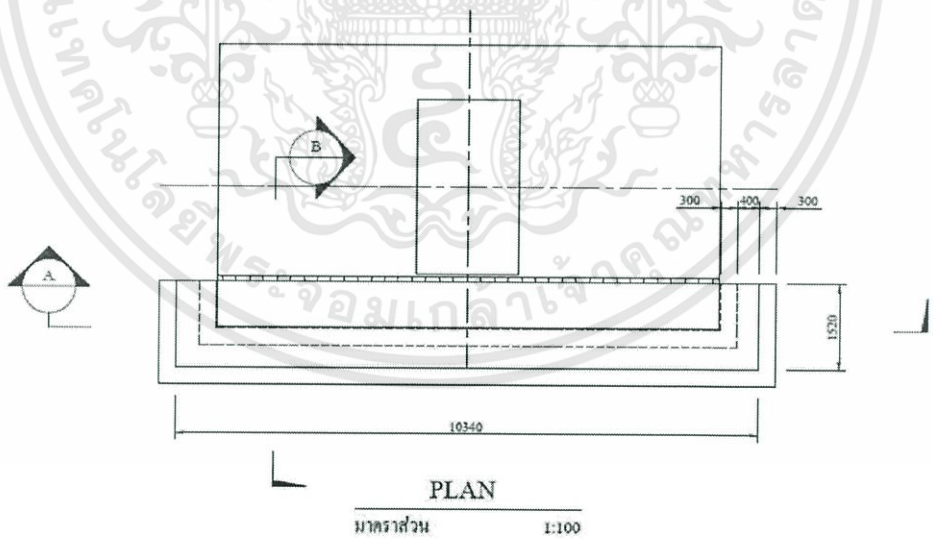
$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.7 \times 240 \times (40 \times 100) \left[1 - \left(\frac{1 \times 100}{32 \times 40} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_{nw} = 367344.14 \text{ kg} > 10865 \text{ kg}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

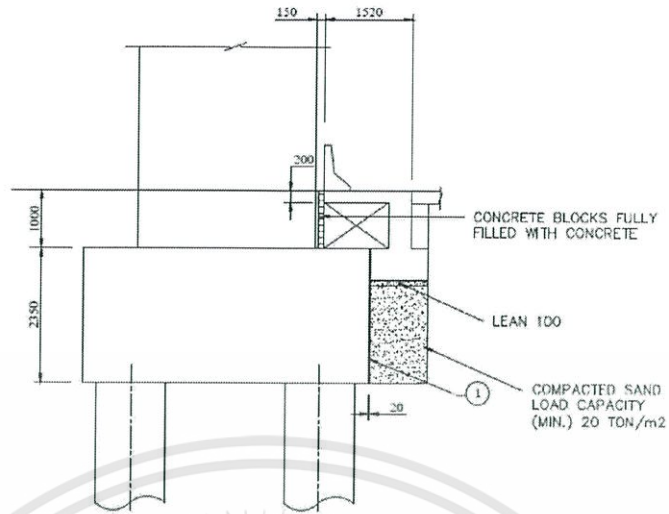


รูปที่ 4.12 แสดงขนาดของโครงสร้างใน Section A



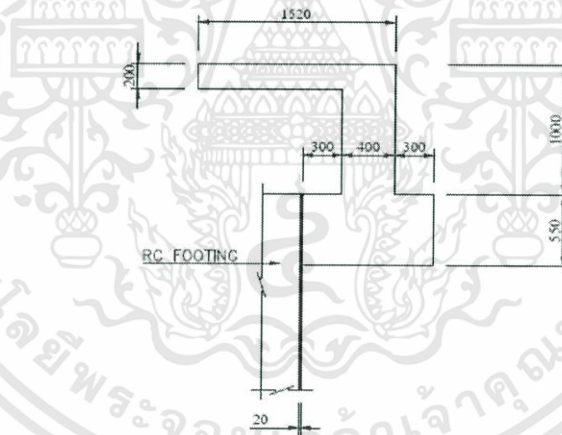
รูปที่ 4.13 แสดงด้าน Pan View

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



SECTION B
 มাত্রาส่วน 1:100

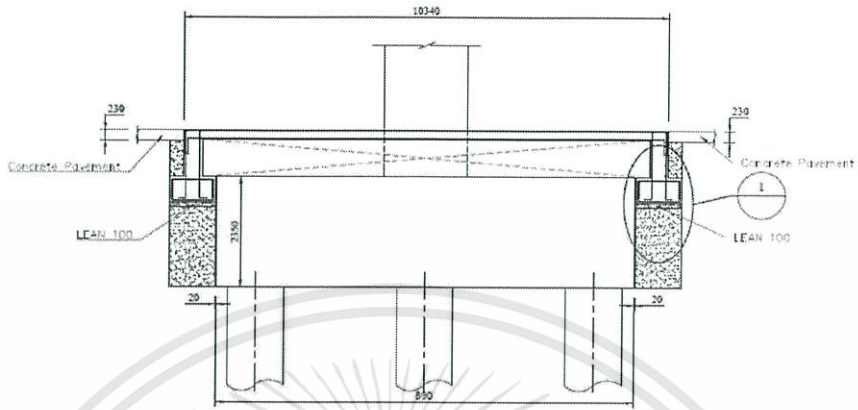
รูปที่ 4.14 แสดงขนาดโครงสร้างใน Section B



DETAILED 1
 มাত্রาส่วน 1:200

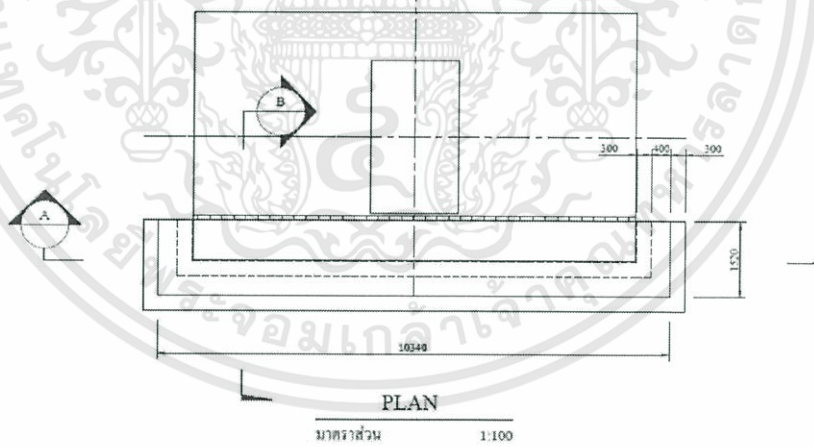
รูปที่ 4.15 แสดงขนาดใน Detailed 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
 ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



SECTION A
 มาตรฐาน 1:100

รูปที่ 4.16 แสดงการเสริมเหล็กใน Section A

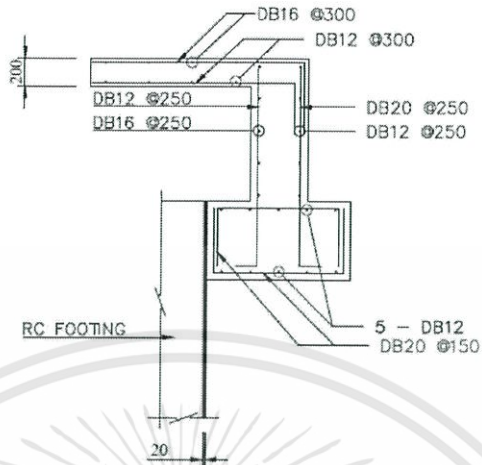


PLAN

มาตรฐาน 1:100

รูปที่ 4.17 แสดงด้าน Plan View

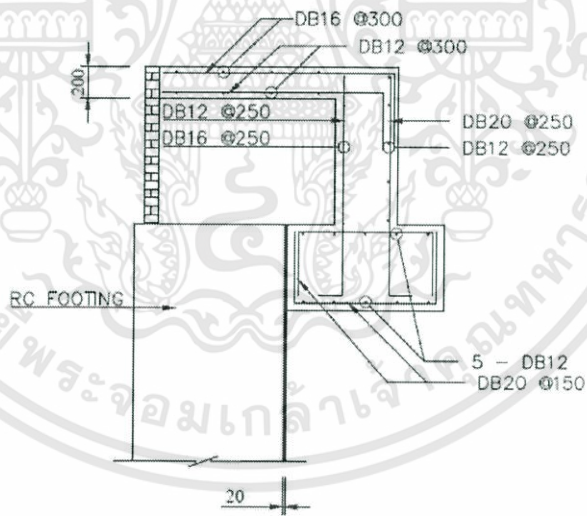
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



DETAILED 1

มาตราส่วน 1:200

รูปที่ 4.18 แสดงการเสริมเหล็กใน Detailed 1



SECTION B

มาตราส่วน 1:200

รูปที่ 4.19 แสดงการเสริมเหล็กใน Section B

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

วิเคราะห์ ประเมินราคา เพื่อเปรียบเทียบความคุ้มค่า ระหว่างการแก้ไขด้วยวิธีสร้างโครงสร้างเสริม กับการซ่อมถนน

5.1 รายละเอียดราคาประมาณการ

“เอกสาร ก”

รายละเอียดราคาประมาณการ

1. งานจ้างเหมาทำการ: รหัสงาน 2150 งานฉาบผิวแอสฟัลต์ (Para Slurry Seal)

ในทางหลวงหมายเลข 31 ตอน ดินแดง – งามวงศ์วาน ระหว่าง

กม.7+400 ถึง 10 + 000 ทางหลัก (ด้านซ้าย,ขวาทาง)

ปริมาณงาน 60,125 ตร.ม.

ตารางที่ 5.1 ตารางรายละเอียดราคาประมาณการ งานจ้างเหมาทำการ

ลำดับ	รายการ	ปริมาณงาน		ค่างานต้นทุน	
		หน่วย	จำนวน	ค่างานต้นทุนต่อหน่วย	ค่างานต้นทุนเป็นเงิน
1.	งานชูดไส(Milling)	ตร.ม.	1,520.00	12.74	19,365.41
2.	งานฉาบผิวลาดยางเติมโดยวิธี Para Slurry Type 3	ตร.ม.	60,125.00	114.73	6,898,387.21
3.	งานตีเส้นและเครื่องหมายจราจรเทอร์โมพลาสติก	ตร.ม.	2,425.00	300.83	729,512.75
4.	งานบริหารการจราจรในระหว่างการก่อสร้าง ป้ายมาตรฐานในการก่อสร้าง	ชุด	1.00	6,596.50	6,596.50
				รวม	7,653,221.87

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. งานในส่วนของโครงสร้าง

เนื่องจาก ตัดงาน ส่วน งานตีเส้นและเครื่องหมายจราจรเทอร์โมพลาสติก

ส่วน งานบริหารการจราจรในระหว่างการก่อสร้าง ป้ายมาตรฐานในการก่อสร้าง

ตารางที่ 5.2 ตารางรายละเอียดราคาประมาณการ งานในส่วนของโครงสร้าง

ลำดับ	รายการ	ปริมาณงาน		ค่างานต้นทุน	
		หน่วย	จำนวน	ค่างานต้นทุนต่อหน่วย	ค่างานต้นทุนเป็นเงิน
1.	งานชุดสี(Milling)	ตร.ม.	1,520.00	12.74	19,365.41
2.	งานฉาบผิวลาดยางเติมโดยวิธี Para Slurry Type 3	ตร.ม.	60,125.00	114.73	6,898,387.21
				รวม	6,917,752.62

หมายเหตุ: ราคางาน ไม่รวมค่าแรงและค่าขนส่ง

5.2 รายละเอียด ราคา ตัวโครงสร้างที่ออกแบบ

รายละเอียด ราคา ตัวโครงสร้างที่ออกแบบ

ถนนเส้นวิภาวดี-รังสิต ช่วง กม.7+400 ถึง 10+000

ตั้งนั้น จำนวนต้น 114 ต้น

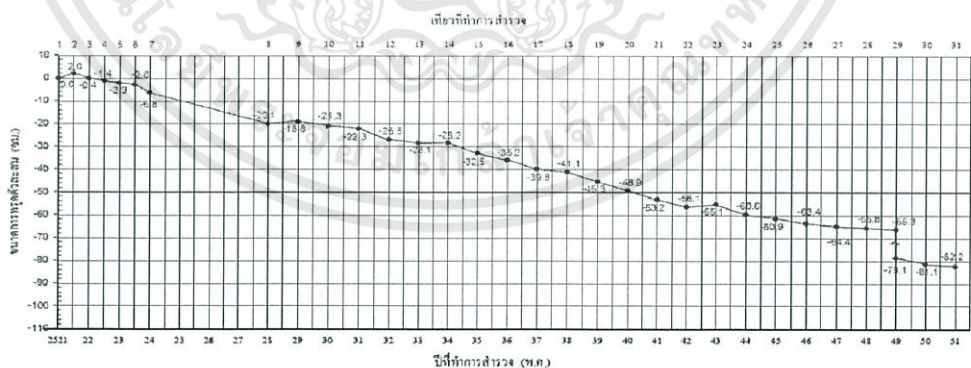
เมื่อคำนวณ สองฝั่งจราจร รวมทั้งสิ้น 228 ต้น

ตารางที่ 5.3 ตารางรายละเอียด ราคา ตัวโครงสร้างที่ออกแบบ

ลำดับ	รายการ	ปริมาณงาน (ต่อต้น)		ราคางาน (บาท)	
		หน่วย	จำนวน	ค่างานต้นทุนต่อหน่วย	ค่างานต้นทุนเป็นเงิน
1.	คอนกรีตผสมเสร็จรูปลูกบาศก์ 280 ksc	ลบ.ม.	14.08796	2550.00	35,924.30
2.	เหล็กเสริมคอนกรีต DB12	ตัน	0.6238244	20,591.67	12,845.59
3.	เหล็กเสริมคอนกรีต DB16	ตัน	0.2577735	20,366.67	5,249.99
4.	เหล็กเสริมคอนกรีต DB20	ตัน	0.2445224	20,366.67	4,890.11
	ดังนั้น ราคาตัวโครงสร้าง	ตัน	1	58999.98	
	ราคาทั้งโครงการ	ตัน	228	13,451,995.22	
5.	ไม้แบบ*	ตร.ม.	13542.592	250	3,385,738.00
6.	คอนกรีตบล็อก* 19x39x9 ซม.	ก้อน	22800	12.50	285,000.00
				รวม	17,122,733.22

*ปริมาณงานคำนวณทั้งโครงการ และไม้แบบใช้เวียน 3 รอบ

ราคาวัสดุก่อสร้าง อ้างอิงจาก ราคาวัสดุก่อสร้างของกระทรวงพาณิชย์ เดือนธันวาคม พ.ศ. 2556



รูปที่ 5.1 สถานีที่ 15 (CI.15-1) สถานีกำจัดน้ำเสีย ดอนเมือง

โดย เฉลี่ยทรุดปีละ ประมาณ 2.5 cm โดยมีช่องว่างของโครงสร้างให้ทรุดตัว 80 cm จึงคาดการณ์ว่า โครงสร้างนี้น่าจะมีอายุการใช้งานโดยประมาณ 32 ปี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.3 การเปรียบเทียบความคุ้มค่าระหว่างการแก้ไขด้วยวิธีสร้างโครงสร้างป้องกันกับการซ่อมถนนรายปี

อนึ่งเมื่อพิจารณาความคุ้มค่าในการดำเนินงานโครงการโดยนำ ตัวโครงสร้างที่ออกแบบ ไปใช้งานจริงที่ ถนนถนนเส้นวิภาวดี-รังสิต ช่วง กม.7+400 ถึง 10+000 พบว่ามีตอม่อ จำนวน 114 ต้น และเมื่อทำการใส่โครงสร้างทั้ง 2 ฝั่งของตอม่อ รวมใช้ตัวโครงสร้างทั้งสิ้น 228 ชิ้น โดยราคาตัวโครงสร้างชิ้นละ 5,8999.98 บาท เมื่อรวม ราคาค่าไม้แบบหล่อ และค่าคอนกรีตบล็อก ของทั้งโครงการเพิ่มจะได้ ราคาเฉพาะส่วนโครงสร้างในการดำเนินโครงการทั้งสิ้น 17,122,733.22 บาท เมื่อนำมาเปรียบเทียบกับราคาในการซ่อมแซมถนนรายปี เฉพาะในส่วนค่าโครงสร้างถนน นั่นคือ ค่างานชุดไสและงานฉาบผิวลาดยางเดิมโดยวิธี Para Slurry Type 3 ไม่รวม ค่าใช้จ่ายวิธีดำเนินการ คิดเป็นราคา 6,917,752.62 บาทต่อหนึ่งรอบการซ่อม โดยการซ่อมถนนของกรมทางหลวงจะซ่อมทุก 5 ปีต่อครั้ง

เมื่อเปรียบเทียบความคุ้มค่าในการดำเนินการ จะทราบว่า ตัวโครงสร้างที่เราออกแบบจะคุ้มค่าเมื่อตัวโครงสร้างสามารถใช้งานได้ระยะเวลามากกว่าการซ่อมแซม 3 ครั้ง

เมื่ออ้างอิงการหลุดตัวจาก โครงการสำรวจระดับการหลุดตัวในเขตกรุงเทพและปริมณฑล ถนนช่วงเส้นวิภาวดี-รังสิต จะมีการหลุดตัว ทุก 2.5 เซนติเมตรต่อปี โดย ตัวโครงสร้างที่เราดำเนินการ มีความสูงของช่องว่างให้หลุดตัวได้ 80 เซนติเมตร เพราะแสดงให้เห็นว่าการใช้ตัวโครงสร้างจากโครงการมีความคุ้มค่ามากกว่าการซ่อมแซมถนนรายปี และยังทำให้การใช้งานถนน การเคลื่อนตัวของรถสะดวกสบายขึ้นมากกว่าที่จะรอการซ่อมทุก 5 ปี

บทที่ 6

สรุปผลการออกแบบ และข้อเสนอแนะ

6.1 สรุปผลการออกแบบ

จากการทำโครงการเรื่อง แนวทางการแก้ไขปัญหาการทรุดตัวไม่เท่ากันของถนนเนื่องจากโครงสร้างใต้ดิน เช่น ฐานราก ซึ่งทางคณะวิจัยได้เลือกทางหลวงหมายเลข 31 ตอน ดินแดง-งามวงศ์วาน ระหว่าง กม.7+400 ถึง 10+000 ในปัจจุบันกรมทางหลวงมีการใช้วิธีชุดไสและฉาบผิวลาดยางเดิมในการแก้ไขปัญหานี้ ทางคณะวิจัยจึงจึงเกิดแนวคิดแก้ไขปัญหานี้ โดยการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กให้มีช่องว่างในการทรุดตัวได้และนำไปวางกรอบฐานรากที่เหลื่อมล้ำเข้ามาในถนน

พบว่า วิธีออกแบบตัวโครงสร้าง เริ่มจากศึกษา คุณสมบัติของดินบริเวณที่ทำการศึกษา ขนาดระยะต่างๆของโครงสร้างบริเวณเกาะกลางถนน ค้นข้อมูลต่างๆ ที่ต้องใช้เพิ่มเติม ข้อมูลรถ ข้อมูลการทรุดตัว ข้อกำหนดต่างๆของกรมทางหลวง มีการศึกษาทฤษฎีต่างๆ เพื่อนำมาออกแบบตัวโครงสร้าง

โดย ตัวโครงสร้าง มีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีกำลัง แบบเป็น 3 ส่วนที่สำคัญ

1. ส่วน ทฤษฎีพื้นยื่น ออกแบบมาเพื่อรับน้ำหนักเหนือบริเวณตัวโครงสร้าง น้ำหนักลงจากน้ำหนักบรรทุกกระทำต่างๆ เช่น น้ำหนักเพลาล้อ น้ำหนักตัวพื้น น้ำหนัก barrier
2. ส่วน ทฤษฎีผนังกันดิน ออกแบบมาเพื่อรับน้ำหนักที่ส่งต่อมาจากส่วนพื้นยื่น พร้อมทั้งทำการรับแรงดันดินทางข้าง ด้วย
3. ส่วน barrier ออกแบบโดยใช้รูปแบบ ตัวโครงสร้าง barrier ของกรมทางหลวงต้องมี การกำหนดข้อกำหนดต่างๆ ให้แก่ตัวโครงสร้างที่ออกแบบ และ กำหนดเงื่อนไขสภาพที่ตัวโครงสร้างสามารถรับได้ก่อนนำไปใช้งานจริง

โดยแนวความคิดของคณะวิจัยสามารถนำไปใช้งานได้จริง แต่ตัวโครงสร้างควรมีการปรับปรุงขนาดโครงสร้าง และการเสริมเหล็ก ให้แตกต่างกันไปตามแต่ละสภาพการใช้งานเฉพาะที่

จากนั้นทำการเปรียบเทียบราคาค่าก่อสร้างโครงสร้างกับการแก้ไขที่ใช้ในปัจจุบัน โดยค่าซ่อมแซมทางหลวงหมายเลข 31 ตอน ดินแดง-งามวงศ์วาน ซึ่งมีต่อม่อทั้งสิ้น 288 ต่อม่อ ทั้งขาเข้าและขาออก มีค่าซ่อมแซมเนื่องจากปัญหาดังกล่าวทั้งสิ้น 6,917,752.62 บาท เมื่อเปรียบเทียบกับราคาโครงสร้างที่ต้องแก้ไขทั้งบริเวณดังกล่าวซึ่งเป็นจำนวน 17,122,733.22 บาท ดังนั้นถ้าหากในช่วงเวลา 32 ปี มีการซ่อมเกิน 3 ครั้ง วิธีการแก้ไขที่เสนอมีความคุ้มค่าจริง

6.2 ข้อเสนอแนะ

1. อนึ่งเมื่อพิจารณาออกแบบใช้ผนังกันดินเพื่อถ่ายน้ำหนักลงสู่พื้นดินต้องคำนึงถึงความสามารถของดินได้ผนังกันดินด้วยว่า มีความสามารถรับน้ำหนักได้ จึงต้องมีการปรับปรุงสภาพดินใต้โครงสร้างก่อนดำเนินโครงการ
2. การนำตัวโครงสร้างที่ออกแบบไปใช้งานจริง อาจประสบปัญหาด้านอื่นๆ นอกเหนือจากที่คำนึงไว้ในช่วงออกแบบ จึงควรมีการทดลองใช้ก่อน ในช่วงสั้นๆของถนน และหาวิธีแก้ไขปัญหาที่พบปรับปรุงตัวโครงสร้างต่อไป ก่อนนำไปใช้งานจริงในระยะทางของถนนทั้งสาย
3. การนำไปใช้งานจริง ตัวโครงสร้างมีการแยกจากส่วนของ โครงสร้างถนนในช่วงที่นำไปใช้งาน อาจมีการปรับปรุง ทำเป็นสลักบริเวณมุมของตัวโครงสร้างเพื่อวาง ตัวถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือ อาจทำเป็นจุกคอนกรีตยื่นออกมารับตัวถนนคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อให้เป็นตัวโครงสร้างขึ้นเดียวทั้งระบบออกแบบถนนสายนั้น



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เอกสารอ้างอิง

- [1] วินิต ช่อวิเชียร และ วรนิต ช่อวิเชียร. (2554). การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดย (วิธี กำลัง).พิมพ์ครั้งที่ 5. กรุงเทพฯ: ห้างหุ้นส่วนจำกัด ป. สัมพันธ์พาณิชย์.
- [2] วิษณุ แก้วจินดา และ สานิตย์ วงศ์น้อย. (2547). การศึกษาการวิเคราะห์กำแพงดินชนิดใช้เสาเข็ม (ปริญญา นิพนธ์หลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต).กรุงเทพฯ:สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
- [3] อำนวย พานิชกุลพงศ์ และ นัฐพร นวกิจรังสรรค์. (2555). วิศวกรรมการทาง.พิมพ์ครั้งที่ 3. กรุงเทพฯ: โรงพิมพ์ มิน เซอร์วิส ซัพพลาย
- [4] [PDF] รายงานผลการสำรวจระดับการทรุดตัวของพื้นดิน - กรมชลประทาน(ออนไลน์). (2551). เข้าถึงได้จาก: http://library.dmr.go.th/library/DMR_Technical_Reports/2551/16514.pdf (วันที่ค้นข้อมูล: 22 มิถุนายน 2556)
- [5] กำแพงกันดิน (2)(ออนไลน์). (2553). เข้าถึงข้อมูลได้จาก: www.eng.ku.ac.th/~ce ตัวอย่างรายการคำนวณการออกแบบพื้นยื่น (Design of Cantilever Slab)(ออนไลน์) (2553) สืบค้นจาก <http://www.civilclub.net/%E0%B8%95%E0%B8%B1%E0%B8%A7%E0%B8%A2%E0%B9%88%E0%B8%B2%E0%B8%87%E0%B8%A3%E0%B8%B2%E0%B8%A2%E0%B8%81%E0%B8%B2%E0%B8%A3%E0%B8%84%E0%B8%B3%E0%99%E0%B8%A7%E0%B8%93%E0%B8%81%E0%B8%B2%E0%B8%A3%E0%B8%AD%E0%B8%AD%E0%B8%81%E0%B9%81%E0%B8%9A%E0%B8%9A%E0%B8%9E%E0%B8%B7%E0%B9%89%E0%B8%99%E0%B8%A2%E0%B8%B7%E0%B9%88%E0%B8%99-design-of-cantilever-slab.html> (วันที่ค้นข้อมูล: 31 สิงหาคม 2556)
- [6] [PDF] Chapter6:โครงสร้างกันดิน (ออนไลน์). เข้าถึงข้อมูลได้จาก: <http://eng.sut.ac.th/ce/oldce/Suksun/Chapter6.pdf> (วันที่ค้นข้อมูล 31 สิงหาคม 2556)
- [7] กำแพงกันดิน เข็มพืดและกำแพงไดอะแฟรม (Retaining Wall, Sheet Pile and Diaphragm Wall) (ออนไลน์).(2553). เข้าถึงข้อมูลได้จาก: http://www.coe.or.th/e_engineers/news_detail.php?id=46 (วันที่ค้นข้อมูล: 6 กันยายน 2556)
- [8] [DOC]Chapter 2.doc(การออกแบบพื้นเสริมเหล็กทางเดียว)(ออนไลน์). เข้าถึงข้อมูลได้จาก: <http://www.google.co.th/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&frm=1&source=web&cd=1&cd=1&cad=rja&ved=0CC0QFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.cstc.ac.th%2Ffiles%2Fchapter%25202.doc&ei=jtgoUuaZKcmqAFYXGoBQ&sg=AFQjCNECtaRdl8laZRqK16Abfrg> (วันที่ค้นข้อมูล: 6 กันยายน 2556)
- [9] ISUZU DECA FVZ 240(ออนไลน์). (2551).เข้าถึงข้อมูลได้จาก: <http://www.isuzu-cck.com/car-select/truck/211-isuzu-deca-fvz-240.html> (วันที่ค้นข้อมูล: 13 มกราคม 2557)
- [10] เกาะแบ่งช่องจราจร CCM - chusinconcrete(ออนไลน์). (2557).เข้าถึงข้อมูลได้จาก: <http://www.chusinconcrete.com/barrier.php> (วันที่ค้นข้อมูล: 25 มกราคม 2557)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่าจะกรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้