

အိတ်အိတ် အိတ်အိတ် အိတ်အိတ်

→ HIGH RISE BUILDING TECHNOLOGY

→ DESIGN & TESTING & ANALYTICAL

→ HIGHWAY & TRANSPORTATION

Book 2 of 3

กำลังงานแรงอัด ของคอนกรีต "ผสมช้า"

ศ. วิฑูรย์ ช่อวีเชีย *

บทคัดย่อ

รายงานนี้ได้เสนอผลการศึกษานิ่งกำลังงานแรงอัดของคอนกรีต "ผสมช้า" ซึ่งกระทำโดยการนำคอนกรีตเก่าที่ผสมไว้เดิมมาผสมช้าร่วมกับคอนกรีตที่เพิ่มผสมใหม่ โดยใช้อัตราส่วนการผสมต่าง ๆ กัน 4 แบบ คือ เมื่อผสมช้าเฉพาะคอนกรีตเก่าแต่เพียงอย่างเดียว และเมื่อผสมช้าระหว่างคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ตามอัตราส่วน 3:1 1:1 และ 1:3 โดยนำหนักกรรมวิธีของการผสมช้าได้กระทำในช่วงเวลาต่าง ๆ กัน ภายหลังจากที่ได้ผสมคอนกรีตเก่าแล้วอีกทั้งมิได้เติมน้ำเพิ่มในขณะทำการผสมช้าเลย

รายงานนี้แสดงให้เห็นว่า กำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต "ผสมช้า" มิได้ลดลงจากเดิมแต่อย่างใด พร้อมกันนี้ได้เสนอแนะช่วงเวลาที่สามารถจะทำการผสมช้าคอนกรีตเก่าไว้ด้วยตามปริมาณของคอนกรีตใหม่ที่จะใช้ผสม

บทนำ

คอนกรีตเป็นวัสดุเปรียบเสมือนหินที่มนุษย์ประดิษฐ์ขึ้นมาใช้งานเป็นโครงสร้าง ทราบกันดีว่า ได้จากการผสมซีเมนต์ซึ่งเป็นตัวประสาน กับทราย หินหรือกรวดซึ่งเป็นวัสดุผสมและกับน้ำซึ่งจะทำปฏิกิริยากับซีเมนต์ ทำให้ซีเมนต์มีคุณสมบัติเป็นตัวประสานแทรกตามเม็ดทราย และก้อนหิน รวมตัวกันเป็นก้อนคอนกรีตในแบบหล่อ และจะแข็งตัวเมื่ออายุประมาณ 24 ชั่วโมง ทนแรงอัดได้ดีขึ้นเรื่อย ๆ ตามอายุ

โครงสร้างคอนกรีตที่ใช้กันแพร่หลายในปัจจุบันนี้มีทั้งชนิดที่หล่อในที่ ซึ่งใช้กันไม่น้อยกว่า 90 เปอร์เซ็นต์ เป็นแบบที่

สะดวกและคุ้นเคยกันมาก เพราะทำได้ง่าย เพียงแค่ผสมคอนกรีตจากวัสดุที่เตรียมไว้แล้วก็นำไปเทลงในแบบหล่อที่เตรียมไว้ เมื่อคอนกรีตได้อายุที่ออกแบบหล่อออกแล้วรับคอนกรีตด้วยน้ำอีกเป็นเวลาพอสมควรก็ใช้เป็นโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกทุกคามที่ ออกแบบไว้ได้ อีกแบบหนึ่งได้แก่คอนกรีตสำเร็จรูป ซึ่งผลิตจากโรงงาน เช่นระบบอาคาร พื้นสะพาน เข็มสำหรับทำถนน ฐานราก เป็นต้น

งานคอนกรีตที่ถูกนำไปใช้เพื่อพัฒนาความเป็นอยู่ ตลอดจนที่อยู่อาศัยของชาวบพให้ดีขึ้น และมีความสะดวกสบายมากขึ้นได้แก่ การสร้างตึกเก็บน้ำคอนกรีต การสร้างอุ้งฉางหรือไซโลคอนกรีตเก็บเมล็ดพืช การทำถังเก็บชีวพิษ หรือผลิตภัณฑ์คอนกรีตอื่น ๆ อย่างไรก็ตามก็นำถึงความคงทนและความแข็งแรงของคอนกรีตที่จะได้สร้าง

ตามสภาพการทำงานในชนบท บางครั้งคอนกรีตอาจถูกผสมอยู่ในไม่เป็นเวลานาน หรือถูกทิ้งไว้ในกระบะผสมคอนกรีตเป็นเวลานานเพื่อรอการเทลงในแบบหล่อ ทั้งนี้อาจมีสาเหตุมาจากความล่าช้าในการทำงานขึ้นต้น เช่น การผูกเหล็กเสริม การทำแบบหล่อ ตลอดจนการแก้ไขแบบหล่อคอนกรีต คอนกรีตเหล่านี้จะเริ่มสูญเสีย น้ำ เริ่มก่อตัวและความชื้นเหลวจะกระเด็นขึ้นอย่างรวดเร็วโดยเฉพาะในภูมิประเทศที่มีอากาศร้อน เช่น ประเทศไทย เมื่อจะนำคอนกรีตที่ทิ้งไว้นี้ไปใช้งาน ก็จะต้องผสมคอนกรีตเหล่านี้ซ้ำอีกครั้ง ซึ่งอาจจะต้องเติมน้ำเพิ่มหรือไม่ก็ตาม หรืออาจจะต้องผสมคอนกรีตเก่าที่เหลือกับคอนกรีตที่เพิ่มผสมใหม่ แต่ในงานก่อสร้างที่มีมาตรฐาน ผู้ควบคุมงานก่อสร้างมักห้ามนำคอนกรีตเก่ามาผสมใหม่ ต้องทิ้งไป เป็นการสิ้น

*รองศาสตราจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เปลือกวัสดุกล่องที่มียุทธศาสตร์หนึ่งหรือสองด้าน ทั้งนี้เพราะกลัวว่าคอนกรีตผสมซี้ดที่ดังกล่าว จะมีค่ากำลังต่ำไปจากที่ได้คำนวณออกแบบไว้ ฉะนั้นปัญหาการนำคอนกรีตเก่าที่ผสมไว้ มาผสมกันใหม่หรือการนำคอนกรีตเก่ามาผสมใหม่รวมกับคอนกรีตใหม่ ซึ่งต่อไปนี้จะเรียกว่าการผสมซี้ดของคอนกรีต จึงควรได้รับการพิจารณาและการศึกษาหาความเหมาะสม ซึ่งจะช่วยให้ประวัตินวัตกรรมวัสดุสร้างลงได้อันเป็นการช่วยพัฒนาบทบาททางหนึ่ง

การศึกษาทดลองผสมซี้ดคอนกรีต

การศึกษาอิทธิพลการนำคอนกรีตมาผสมซี้ด ได้กระทำที่ห้องปฏิบัติการคอนกรีตของภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย การทดลองนำโดยการนำคอนกรีตเก่าที่ผสมไว้ได้ร่วมกับคอนกรีตใหม่ที่ผสมเสร็จมาผสมรวมกัน โดยใช้อัตราส่วนระหว่างคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ต่าง ๆ กัน 4 แบบ คือ เมื่อผสมซี้ดเฉพาะคอนกรีตเก่าเพียงอย่างเดียว (แบบ A) และเมื่อผสมซี้ดระหว่างคอนกรีตเก่ากับคอนกรีตใหม่ ตามอัตราส่วน 3 : 1 1 : 2 และ 1 : 3 โดยน้ำหนัก (แบบ B, C และ D ตามลำดับ) การผสมซี้ดกระทำภายหลังจากที่ผสมคอนกรีตเก่าไว้ในเวลา 30 นาที 60 นาที 90 นาที... จนถึง 180 นาที (3 ชั่วโมง) โดยมีได้เติมน้ำเพิ่มเติมอีกในระหว่างทำการผสมซี้ดตามแบบต่าง ๆ ข้างต้น

คอนกรีตที่ใช่ ได้ออกแบบตามมาตรฐานของสถาบันคอนกรีตแห่งอเมริกา โดยใช้อัตราส่วนระหว่างซีเมนต์ต่อทรายต่อหินเป็น 1 : 2.3 : 3.8 โดยน้ำหนักและใช้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์เท่ากับ 0.56 โดยน้ำหนัก การผสมคอนกรีตเก่าที่ในเครื่องผสมเมื่อผสมขึ้นต้นแล้วจึงดำเนินการตามแบบต่าง ๆ ข้างต้น ในระหว่างที่ทิ้งคอนกรีตเก่าไว้เป็นระยะเวลาต่าง ๆ นั้น ได้ใช้กระสอบชุบน้ำคลุมไว้เพื่อป้องกันมิให้น้ำระเหยออกไป ส่วนการผสมคอนกรีตใหม่ทำการผสมด้วยมือบนกะบะผสมคอนกรีต การผสมซี้ดกระทำด้วยมือบนกะบะผสมคอนกรีต เวลาของการผสมซี้ดใช้ประมาณ 3 นาที เมื่อคอนกรีตได้รับการ "ผสมซี้ด" แล้วก็ได้ทำการวัดหาความยุบตัวของคอนกรีต แล้วจึงเทลงในแบบเพื่อหาแห่งทดสอบรูปทรงกระบอกมาตรฐาน (Ø 15 X 30 ซม.) ในแต่ละตัวอย่างของการทดลองจะทำการหล่อแห่งทดสอบ 6 แห่ง การบ่มแห่งคอนกรีตทำโดยนำไปแช่ในน้ำและใช้กระสอบชุบน้ำคลุมทับผิวหน้า เมื่อแห่งทดสอบมีอายุครบ 28 วัน จึงนำไปทดสอบหาความต้านแรงอัดต่อไป

ผลการทดลอง

ผลการทดลองหาความยุบตัวและกำลังต้านแรงอัดของคอนกรีต "ผสมซี้ด" แบบต่าง ๆ แสดงไว้ในตารางต่อไปนี้ ค่าต่าง ๆ ที่แสดงเป็นค่าเฉลี่ยของตัวอย่างทดสอบจำนวน 6 ตัวอย่าง

อย่าง หมายเลขของแห่งทดสอบนี้ให้ไว้ เช่น แห่งตัวอย่าง A(3) มีความหมายดังนี้ ตัวอักษรหน้าตัวเลขหมายถึง คอนกรีต "ผสมซี้ด" แบบใด ส่วนหมายเลขสามตัวที่อยู่ท้ายตัวอักษรแสดงถึงเวลาที่ทิ้งคอนกรีตเก่าไว้ในขณะที่ก่อนทำการผสมซี้ด ในตารางดังกล่าวยังได้แสดงค่าการสูญเสียความยุบตัวของคอนกรีตเมื่อคิดเปรียบเทียบเป็นร้อยละของความยุบตัวครั้งแรก ตลอดจนค่าร้อยละของการเปลี่ยนแปลงกำลังต้านแรงอัดของคอนกรีต เมื่อคิดเปรียบเทียบกับความต้านแรงอัดของคอนกรีตก่อนได้รับการผสมซี้ด

จากการทดสอบพบว่า คอนกรีต "ผสมซี้ด" แบบต่าง ๆ มีความยุบตัวน้อยกว่า ความยุบตัวครั้งแรก อันเนื่องมาจากน้ำบางส่วนในคอนกรีตเก่าระเหยออกไปซึ่งเป็นผลจากความร้อนในการทำปฏิกิริยาทางเคมีระหว่างปูนซีเมนต์กับน้ำ ฉะนั้นคอนกรีตเก่าที่ถูกต้องทิ้งไว้จะแห้งหรือระคายขึ้น และก่อตัวจับกันเป็นก้อนแข็งขึ้นตามลำดับเวลาที่ผ่านไป แต่เมื่อได้รับการผสมซี้ดโดยเฉพาะคอนกรีตที่เพิ่งผสมใหม่ความชื้นเหลวจะคืน และถ้าใช้คอนกรีตที่เพิ่งผสมใหม่ปริมาณมากขึ้น ความชื้นเหลวของคอนกรีต "ผสมซี้ด" จึงคืน และมีการสูญเสียความยุบตัวน้อยลงตามลำดับ คอนกรีตเก่าที่ถูกต้องทิ้งไว้ในนานใกล้ (ประมาณ 30-90 นาที) เมื่อได้รับการผสมซี้ดก็สามารถนำไปเทลงแบบหล่อและทำให้แน่นด้วยเครื่องสั่นอย่างดี ถ้าทิ้งคอนกรีตเก่าไว้ในนานกว่านี้การทำงานก็จะยากขึ้น อย่างไรก็ตามหากใช้ปริมาณคอนกรีตผสมใหม่มากขึ้นในอัตราคอนกรีตผสมใหม่ 3 ส่วน ต่อคอนกรีตเก่า 1 ส่วน โดยน้ำหนัก คอนกรีต "ผสมซี้ด" ก็ยังมีความสามารถเทได้ดียิ่งแม้คอนกรีตเก่าจะถูกทิ้งไว้ในนานถึง 3 ชั่วโมง ส่วนในด้านกำลัง

ตาราง ผลการทดสอบคอนกรีต "ผสมซี้ด"					
ชนิดของคอนกรีต		ค่าเฉลี่ยความยุบตัว %	ค่าเฉลี่ยกำลังต้านแรงอัด กก./ซม. ²	ค่าเฉลี่ย	
				การเปลี่ยนแปลงความยุบตัว	การเปลี่ยนแปลงกำลังต้านแรงอัด
แบบผสม A	3000	3.2	248.7	-	-
	3030	0.9	228.8	71.8	+1.2
	3060	1.1	231.7	85.4	+1.5
	3090	0.2	255.4	32.8	+4.5
	3120	0.4	257.8	47.5	+11.5
	3150	0.3	275.2	93.8	+12.8
แบบผสม B	3000	4.5	178.5	-	-
	3030	3.5	204.9	22.3	+16.2
	3060	2.1	238.6	53.3	+22.9
	3090	1.1	225.8	75.3	+25.3
	3120	0.9	224.2	88.8	+34.9
	3150	0.2	242.7	97.8	+35.2
แบบผสม C	3000	3.8	189.6	-	-
	3030	1.1	226.0	71.1	+13.2
	3060	1.0	229.5	73.7	+10.0
	3090	0.8	226.1	84.2	+13.3
	3120	0.7	210.0	97.4	+16.9
	3150	0.2	229.3	106.0	+5.7
แบบผสม D	3000	4.4	188.8	-	-
	3030	1.7	214.0	15.3	+7.6
	3060	2.0	241.7	54.8	+21.6
	3090	2.4	213.8	45.3	+9.0
	3120	2.8	206.7	43.7	+4.0
	3150	1.7	204.3	61.4	+5.8
3180	1.1	234.7	75.0	+6.1	

ค่าแรงอัดของคอนกรีตผสมซ้ำ ซึ่งทดสอบจากกราฟกดอัดทาง
ค้ำอย่างรูปทรงกระบอกมาตรฐาน พบว่าค่ากำลังต้านแรงอัดของ
คอนกรีตผสมซ้ำ มิได้มีค่าลดต่ำจากคอนกรีตเก่าที่ได้รับการ
ผสมในครั้งแรกแต่อย่างใด ทั้งนี้สังเกตได้จากค่าร้อยละของมวล
เปลี่ยนแปลงกำลังต้านแรงอัด ซึ่งจะเห็นว่าส่วนไหนหรือเกือบ
ทั้งหมดมีค่าเพิ่มมากขึ้นกว่าเดิมทั้งสิ้น ยกเว้นตัวอย่าง A030
จึงมีตัวอย่างเดียวเท่านั้นที่มีค่าต่ำกว่าเดิมประมาณเจ็ดเปอร์เซ็นต์
ทั้งนี้อาจมีสาเหตุจากการทำการผสมซ้ำในครั้งแรกเริ่มยังทำ
ไม่ดีพอ

บทสรุป

จากการศึกษาถึงความชื้นเหลือและกำลังต้านทานแรงอัด
ของคอนกรีตผสมซ้ำรวมทั้งสิ้น 168 ตัวอย่าง พอสรุปได้
ดังนี้ คือ

1. ปริมาณของคอนกรีตใหม่ที่นำมาผสมซ้ำร่วมกับคอนกรีตเก่ามีผลต่อความดูดตัวของคอนกรีตที่ได้คอนกรีตผสมซ้ำที่มีปริมาณคอนกรีตใหม่มากกว่า จะมีค่าความดูดตัวมากกว่าคอนกรีตผสมซ้ำที่มีปริมาณคอนกรีตใหม่น้อยกว่า
2. ถ้าต้องการผสมซ้ำคอนกรีตเก่าแต่เพียงอย่างเดียว ไม่ควรทิ้งคอนกรีตเก่าไว้นานกว่า 90 นาที แต่ถ้าผสมซ้ำร่วมกับคอนกรีตผสมใหม่ ตามอัตราส่วน 3:1 หรือ 1:1 หรือ 1:3

โดยน้ำหนัก ไม่ควรทิ้งคอนกรีตเก่าไว้นานกว่า 90 นาที 120 นาที และ 150 นาที ตามลำดับ มิฉะนั้นคอนกรีตผสมซ้ำจะไม่สามารถใช้งานได้

3. การผสมซ้ำไม่มีผลในการทอนกำลังต้านแรงอัดของคอนกรีต แต่อย่างใด คอนกรีตผสมซ้ำมีกำลังแรงอัดสูงขึ้นกว่าเดิม

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัยนี้ได้รับสนับสนุนจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย โดยให้ทุนส่งเสริมการวิจัยวิศวกรรมศาสตร์

เอกสารอ้างอิง

1. Chovichien, V., "Effect of Remixing on the Compressive Strength of Concrete", Research Report No. 28-CE-1978, Engineering Institute of Research and Development, Faculty of Engineering Chulalongkorn University, Bangkok, Thailand, 1980, 42 pp.
2. วิจิตร ขอวิเชียร, "ผลของการผสมซ้ำที่มีต่อกำลังต้านทานแรงอัดของคอนกรีต", วารสารรายงานผลวิจัย, คณะวิศวกรรมศาสตร์, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2523 หน้า 109-115

ความลับของ $0.45 f_c'$

โดย ว.น.ส.

ผู้เขียนเคยมีอาชีพรับราชการในกรมช่างกรรมใหญ่แห่งหนึ่ง มีประสบการณ์ในการออกแบบกำหนดรายการ ตรวจสอบการก่อสร้างมานานเกือบ 30 ปี ในช่วงเวลาเหล่านั้น ได้พบกับปัญหาเรื่องรับน้ำหนัก เราจะทำหนดค่ากำลังของคอนกรีตเพื่อใช้ในการออกแบบชิ้นส่วนของอาคารที่รับแรงอัดที่เกิดเพราะ Bending moment กันอย่างไร

เดิมทีเคยตั้งแต่ยังไม่มีการคำนวณตลอดจน code ต่างประเทศต่างๆ เช่น อังกฤษและอเมริกาใช้กันอย่างแพร่หลายเหมือนกัน ผู้ออกแบบอย่างรุ่นของผู้เขียนก็ได้ยึดถือตามเทศบัญญัติของเทศบาลนครกรุงเทพฯ เป็นหลักกันเรื่องกว่าให้ใช้ค่า f_c' ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับ Bending Moment เท่ากับ 45 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (45 ksc) แล้วเราก็ยึดถือค่าอันนี้กันมาสำหรับงานคอนกรีตทั่วๆ ไป ต่อมาก็เกิดปัญหากันขึ้นมาอีกว่าเมื่อใช้กำลังคอนกรีตในการออกแบบ 45 ksc แล้ว เรามีความปลอดภัยแค่ไหน และในกรณีที่ต้องการจะใช้ค่ากำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้น เช่น 60, 70, 80 ksc เราจะเสี่ยงแค่ไหนและเราจะต้องกำหนดรายการกันอย่างไร จึงจะมีความปลอดภัยพอ

ในครั้งกระนั้นเรามักนิยมกำหนดในรายการกันแต่เพียงว่า ถ้าใช้กำลังอัดคอนกรีตเพียง 45 ksc แล้วจะให้ใช้ปูนซีเมนต์ควมผสมกับทรายและหินในอัตรา 1:2:4 และถ้าจะใช้สูงกว่าเป็น 60 ksc ละก็

ให้ใช้ส่วนผสมเป็น 1:1½:3 ที่เป็นวิธีการเขียนรายการกันอย่างง่าย ๆ บอกกันไว้เพียงแค่นั้นแล้วก็ถือกันว่ามีความปลอดภัยเพียงพอแล้ว ทั้งๆ ที่ส่วนผสมไม่ได้กำหนดไว้ว่า 1:2:4 หรือ 1:1½:3 นั้น ใช้ดวงหรือใช้ซังเอาและส่วนของน้ำก็ไม่มีการกำหนดว่ามากน้อยแค่ไหน ใช้วิธีกะเอาเองว่าพอเทลงแบบแล้วไม่เกิดโพรงละเป็นใช้ได้ และโดยมากผู้รับเหมาก็จะใส่น้ำให้มากไว้เพราะเทคอนกรีตง่ายไม่ต้องกระทุ้งมากแล้วก็ไม่เกิดโพรงด้วย ในเรื่องของปูนซีเมนต์นั้นก็ใช้ตราเสือกกันเป็นพื้น (สมัยนั้นมีโรงงานผลิตปูนซีเมนต์อยู่โรงเดียว) ทรายข้างไม่มีใครนิยมใช้กัน การใส่ปูนลงไปผสมก็ใช้กะเอา ส่วนทรายและหินก็ใช้บั้งก็ดวงใส่ลงไปในโมลไซ ค่อมการควบคุมคุณภาพของคอนกรีตดีขึ้นมากหน่อยหนึ่งก็คือมีการควบคุม Slump ของคอนกรีตเพื่อป้องกันมิให้ผู้รับเหมาใส่น้ำมากเกินไป และในระยะต่อมาใกล้ๆ กันนั้นก็มีการควบคุมกำลังอัดของคอนกรีตโดยมีการหล่อก้อนคอนกรีตไว้ทดสอบด้วย สมัยแรกๆ นั้นใช้แบบหล่อก้อนคอนกรีตเป็นแท่งสี่เหลี่ยมลูกบาศก์ที่ทำด้วยไม้ ก้อนคอนกรีตที่หล่อออกมาก็เบียวๆ บุคๆ ไม่ค่อยจะได้ฉาก การหล่อก็หล่อกันหนาเดียวสามก้อนเฉพาะวันแรกที่เริ่มการก่อสร้างเท่านั้น หล่อก้อนคอนกรีตแล้ววันรุ่งขึ้นก็ถอดแบบเอาไปแช่น้ำพอครบ 28 วัน ก็เอาไปทดสอบ Crushing strength ซึ่งผลออกมาก็ไม่แน่นอน เพราะก้อนคอนกรีตตัวอย่างมีรูปร่างเบียวๆ ค่าของ Crushing

strength ทั้งตามก้อนนั้นไม่ใกล้เคียงกันแต่บางชุดในสามก้อนนั้นค่าแตกต่างกันระหว่างค่าสูงสุดกับค่าสุดตึง 100 ksc ก็ยังมี พอได้ผลออกมาแล้วก็เอามาเฉลี่ยกัน ค่าเฉลี่ยออกมาไม่ต่ำกว่า 3 เท่า ของค่าที่ใช้ในการออกแบบ เช่น 3 x 45 หรือ 3 x 60 แล้วละก็ถือได้ว่า คอนกรีตที่ใช้เทไปในส่วนของอาคารนั้นใช้ได้และผู้ออกแบบออกรายการเป็นอันว่าอนตาหลับได้แล้ว ต่อมาก็ยิ่งยุคที่วิศวกรมีคู่มือ code ต่างๆ ใช้ทั้งของอังกฤษของอเมริกา มีการสอนเรื่อง Concrete technology ในมหาวิทยาลัย การควบคุมคุณภาพในการผลิตคอนกรีตหลักดีขึ้น มีการผสมคอนกรีตสำเร็จรูปขาย แบบหล่อก่อนคอนกรีตทดลองก็ทำดีขึ้นมากเพราะทำด้วยเหล็กมีเหลื่อมมุมแน่นนอน การนำก้อนทดลองไปทดสอบกำลังคอนกรีตก็มีการควบคุมตามหลักวิชาการ บรรดาอาจารย์ในมหาวิทยาลัยที่จบจากต่างประเทศโดยเฉพาะอเมริกาก็มีมากขึ้น การสอนในเรื่องคอนกรีตก็เป็นไปตามแบบอเมริกา code ก็ใช้แบบอเมริกา ด้วยเหตุนี้บรรดาวิศวกรที่จบจากมหาวิทยาลัยสมัยหลังจึงยึดถือแนว code ของอเมริกาเป็นหลัก

ที่นี้ผู้เขียนจะวกมาหาเรื่องที่น่ามาขึ้นเป็นหัวข้อของบทความนี้หลังจากที่ได้เล่าเรื่องเป็นการปูพื้นมาเสียยี่สิบว นั่นคือเรื่องของ $0.45 f_c'$

งานในหน้าที่ของผู้เขียนต้องเกี่ยวกับการออกแบบคำนวณโครงสร้าง ควบคุมการออกแบบของวิศวกรรุ่นน้องที่เก่าแก่ที่เพิ่งจบจากมหาวิทยาลัยก็มี นอกจากนี้ก็มี

รณกิจกรณาตราจสอบการคำนวณแบบของวิศวกรนอกกรมฯ ที่ส่งเข้ามาไว้การตรวจตอบตามสาขาฯ แล้วก็ที่น่าแปลกคือ งานทะเลาะกับผู้รับจ้างเหมา (บางทีก็เป็นวิศวกรของผู้รับจ้างเหมา)

เรื่องที่เป็นปัญหากับลูกน้องวิศวกรใหม่ ๆ หรือกับผู้รับจ้างเหมา ก็คือเรื่อง $0.45 f_c$ ที่เอามาจากอเมริกัน code หรือเอามาจากมหาวิทยาลัยนั่นแหละ ปัญหาหนักจะเกิดจากการอุทธรณ์ว่า "ทำไมเพื่อกออกแบบใช้แรงอัดใน Bending 45 ksc แต่ทำไมที่กำหนดในรายการว่า กำลังอัดค่าสุดของแท่งทรงกระบอก เมื่อ 28 วัน จะต้องไม่มีเกินค่าต่ำกว่า 135 ksc ละ ใน ACI code เขากำหนดค่าในการออกแบบไว้ $0.45 f_c$ ถ้าเพื่อกออกแบบ 45 ksc ก็น่าจะใช้คอนกรีต 100 ksc ก็พอ หรือถ้าจะกำหนดกำลังค่าสุด 135 ksc ที่ก็น่าจะใช้กำลังออกแบบ 80 ksc ได้ จะได้เป็นการประหยัดดีขึ้น เพราะใช้กำลังในการออกแบบสูงขึ้น" หรือไม่กับผู้รับเหมา ก็จะมีคำต่อว่าต่อขานว่า "โธ่ นายช่างครับ ความจริงนั้นนะ ผมก็ห่อก่อนคอนกรีตเรียบร้อยแล้ว แต่ช่างของเขามันลืมเอาไปแช่น้ำแล้วนี่ก่อนคอนกรีตของเขามันก็ไม่เสวนะครับ ไอ้ก่อนที่นายช่างว่าค่าไปนะ เมื่อเอาไปแช่น้ำกับอีกสองก้อนแล้วสูงสูงกว่าที่นายช่างกำหนดไว้เสียอีก"

- จุดที่ถกถกเถียง ในคำพูดเหล่านี้จะออกมาให้ดู
1. ถ้าจะออกแบบใช้แรงอัดใช้งานเพียง 45 ksc เราจะใช้กำหนดค่าแรงอัดในก้อนทรงกระบอกทดลอง (ตาม ACI code) เพียง 100 ksc ก็เป็นการปลอดภัยเพียงพอแล้วใช่ไหม
 2. ถ้าใช้ชื่อหมายความว่า 100 ksc พอแล้วค่า 100 ksc นี้ควรจะเป็นค่าเฉลี่ยหรือว่าค่าค่าสุดที่จะยอมให้เกิดได้ในกรณีที่มีห่อก่อนทดลองเพียง 3 ก้อน
 3. เราจะเก็บรักษาก้อนคอนกรีตทดลอง

กันอย่างไรก่อนที่เราจะพิจารณาจนถึงเรื่อง 3 ข้อข้างบนนั้น ผู้เขียนอยากจะชวนให้เพื่อวิศวกรนักออกแบบทั้งหลายดูความจริงในเรื่องคุณสมบัติของวัสดุก่อสร้างทั่ว ๆ ไปเสียก่อน

วัสดุก่อสร้างทั่ว ๆ ไป เช่น อิฐ ไม้ เหล็ก หิน คอนกรีต เหล็กนี้ล้วนมีคุณสมบัติเฉพาะตัวของมัน ออกตัวอย่างไม่ซึ่งความสม่ำเสมอในเรื่องกำลังไม่ค่อยจะมี ทั้งนี้เนื่องจากข้อบกพร่องทางธรรมชาติของตัวมันนั่นเอง เช่น มีรูปร่าง มีตาไม้บ้าง การเรียบแนวของเส้นใยเนื้อไม้บ้าง เกี่ยวกับการเชื่อมบ้าง (บางทีการรับกำลังของไม้เป็นแนวสัมพันธ์กับวงประจำปี บางทีก็เป็นแนวตั้งฉากกับวงประจำปี) และไม้วงเอกกับวงในแข็งไม่เท่ากันบ้างเหล่านี้ ทำให้เรากำหนดค่าส่วนปลอดภัยไว้สูงมากคือระหว่าง 8-10 เว้นไม่ได้มี Modulus of rupture ระหว่าง 1200-1500 ksc แต่เราใช้กำลังของไม้เพียงเพียง 150 ksc เท่านั้น เป็นต้น เราลองหันมาดูวัสดุอื่นบ้าง เอาเหล็กที่ใช้เสริมคอนกรีตนี้แหละเราจะพบว่าในบรรดาวัสดุก่อสร้างด้วยกันแล้วเหล็กมีความสม่ำเสมอแน่นอนในเรื่องคุณสมบัติทางด้านรับกำลังดีกว่าวัสดุชนิดอื่น ออกตัวอย่างเหล็กเส้นกลม S.R.-24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรม เราจะพบว่า Yield point จะอยู่ประมาณ 2400 ksc หรือเกินกว่าเล็กน้อยเสมอไป ที่ต่ำกว่า 2400 ไม่น้อยจะพบ วัสดุอย่างเหล็กนี้เราใช้ส่วนปลอดภัยเพียง 2 ก็พอ คือ เราใช้งานเพียง 1200 ksc.

ลองมาดูเรื่องคอนกรีตกันบ้าง คอนกรีตเป็นวัสดุก่อสร้างที่ก่อให้เกิดความยุ่งยากมากที่สุด และความแปรปรวนในเรื่องกำลังจะมากหรือน้อยนั้นมนุษย์ก็เป็นผู้ทำให้เกิดขึ้นเสียด้วย ไม่เหมือนอย่างไม้หรือเหล็ก ปัจจัยที่ทำให้เกิดความแปรปรวนจะยกมาให้ดูเฉพาะเรื่องใหญ่ ๆ ก็มีดังนี้

ก. คุณสมบัติขององค์ประกอบ เช่น

ดิน ทราย ปูนซีเมนต์ น้ำที่นำมาผสม หิน ถ้าได้ดินที่แข็งแรงแรงไม่ยุคน้ำและไม่มีการปฏิกิริยากับซีเมนต์ก็นับว่าได้ดินที่ดีมาใช้ ทรายก็เหมือนกันได้ทรายสะอาดไม่มีสารอินทรีย์เจือปนไม่มีหิน ไม่มีโคลน และขนาดของเม็ดทรายกำลังเหมาะก็นับว่าดี น้ำถ้าไม่มีสารเคมีบางอย่างที่เป็นอันตรายต่อคอนกรีต เช่น เกลือซัลเฟต เป็นต้น เจือปนก็นับว่าใช้ได้ องค์ประกอบเช่นนี้มนุษย์เป็นคนจัดหา มาผสมกับปูนซีเมนต์ (ซึ่งจะดีหรือไม่ดีมนุษย์ก็เป็นคนทำอีกเหมือนกัน) ถ้าองค์ประกอบเหล่านี้ดี ก็มีโอกาที่จะได้คอนกรีตดี คือ ไม่น่าว่าจะดีเสมอไปต้องอาศัยปัจจัยอื่นประกอบด้วย เปรียบเสมือนเครื่องแกงดีพร้อมทุกอย่างแล้วแต่ไม่ได้หมายความว่าแกงที่ได้ออกมาจะต้องอร่อย

ข. การผสมคอนกรีต คอนกรีตที่ดีไม่ได้หมายความว่าต้องเป็นคอนกรีตที่มีกำลังสูงเสมอไป คุณสมบัติที่เราต้องการคือ ความสม่ำเสมอในคุณภาพในบางครั้งเราก็ต้องการเพียงคุณภาพปานกลาง แต่ในบางครั้งเราก็ต้องการคุณภาพสูง สิ่งสำคัญก็คือต้องการแค่ไหนก็ขอให้ทำได้เท่านั้นก็แล้วกัน ประเภทประเถิดสูงหรือประเถ็ดต่ำเราไม่ต้องการ การผสมมีความสำคัญมาก คุณภาพคอนกรีตจะสม่ำเสมอต้องมาจากคุณภาพของสิ่งที่นำมาผสมต้องสม่ำเสมอก่อน ต่อจากนั้นสัดส่วนของสิ่งที่นำมาผสมก็ต้องคงที่ด้วย แต่ถ้าสิ่งที่นำมาผสมคุณภาพไม่สม่ำเสมอก็จำเป็นต้องปรับส่วนผสมตามไปเป็นการแก้ไข แต่ในทางปฏิบัติแล้วมักจะใช้ส่วนผสมตายตัว ๆ ที่ คุณสมบัติของ ดิน ทราย าวลา เปลี่ยนแปลงไปตลอดเวลา ดังนั้นคุณภาพคอนกรีตสดที่ผลิตออกมาแม้ว่าจะออกมาจากเครื่องผลิตเดียวกัน จึงไม่คงที่

ค. การเทคอนกรีต เรื่องนี้มีความหมายที่เฉียว เพราะในบางครั้งปัจจัยตั้งนี้เมื่อทำให้กำลังคอนกรีตลดไปถึง 50% ของ

กำลังที่ควรจะเป็นโดยหลักการ ถ้าเราสามารถทำให้คอนกรีตเหลวหรือคอนกรีตสดที่มีลวดคอกอย่างถูกต้อง (คือหมายความเบี่ยงจุดในข้อ ก. และข้อ ข. ได้รับความควบคุมอย่างดีแล้ว) ลงไปอยู่ในแบบด้วยความแน่นเสมอกันแล้วย่อมเป็นที่แน่นอนว่าคุณภาพของคอนกรีตที่แข็งตัวแล้วก็จะมีคุณภาพสม่ำเสมอไปด้วย แต่ในทางปฏิบัติแล้วโอกาสเช่นว่านี้ไม่เคยเกิดขึ้นได้เลย เราจะพบว่าในการเทพื้น ค.ส.ล. ซึ่งมีความบางโดยทั่วไประหว่าง 8-12 ซม. พื้นเหล่านี้จะได้รับการ Compact เหวที่สุด เพราะไม่อาจใช้ Vibrator ได้เลยอย่างเต็มที่ใช้เครื่องขนาดใหญ่ปาและตบให้สม่ำเสมอเท่านั้น ส่วนในการเทคาน้ำฉาบพื้นเหล็กหนาแน่นหน้อยโอกาสที่จะกระทุ้งหรือใช้ Vibrator ที่มีล้อในบางคราว เมื่อเปิดแบบออกมากองหลังจะพบว่า มีโพรง หรือในเสา ค.ส.ล. ก็เหมือนกัน เมื่อเปิดแบบออกมากองจะพบว่า มีแต่หินกองอยู่เต็ม โคนเสาเกือบจะไม่มี mortar อยู่เลย ถ้าเราสามารถตัดเอาส่วนผสมครกมีมหา Crushing strength คูได้เราคงจะพบว่ากำลังมีไม่ถึง 50% ของที่เราจะไว้ลวดซ้ำ

๖. การบ่มคอนกรีต คอนกรีตที่หล่อจนแข็งตัวแล้ว ถ้าไม่ได้รับการบ่มอย่างถูกต้องตามระยะเวลาที่กำหนดไว้ จะมีกำลังลดลงไปจากคอนกรีตที่บ่มอย่างถูกต้อง 30% ดังนั้นคอนกรีตที่จะหล่อเป็นก้อนตัวอย่างดีควรกระทำอย่างดี หลังจากนั้นนำไปตามวิธีการของ ASTM กับพื้น ค.ส.ล. ที่ไม่เคยได้รับการกระทุ้งเลยและก็ไม่เคยได้รับการบ่มเลย (อย่างดีก็จะมีการฉีดน้ำ เข้านั่นแหละ ซึ่งก็เป็นไปเฉพาะพื้นชั้นล่าง ๆ เท่านั้น พอถึงชั้นบน ๆ ขึ้นไปแล้ว เรื่องการบ่มแทบจะไม่ต้องพูดถึง) แล้วเราจะหวังให้ก้อนตัวอย่างนั้นเป็นตัวแทนของพื้นได้อย่างไร ท่านหวังหรือว่ากำลังของก้อนตัวอย่างกับกำลังของคอนกรีตในพื้นที่จะเหมือนกัน

ในเมื่อความแปรปรวนของคุณภาพคอนกรีตมีมากหรือน้อยได้แล้วแต่ปัจจัยที่มนุษย์เป็นผู้บังคับคานานั้นแล้วโดยเฉพาะมนุษย์ที่เป็นผู้บังคับคานนั้นก็ไม่ใช่วิศวกรผู้ออกแบบลวดซ้ำ แล้วอย่างนี้ผู้ออกแบบจะเลือกใช้ลวดซ้ำลวดกี่เท่าดี ก็ยากกันหน่อย เหล็กคุณภาพเรียกว่าเกือบแน่นอน 100% เราจึงใช้ส่วนปลอดภัย 2 เท่าบนของลวดบ้าง

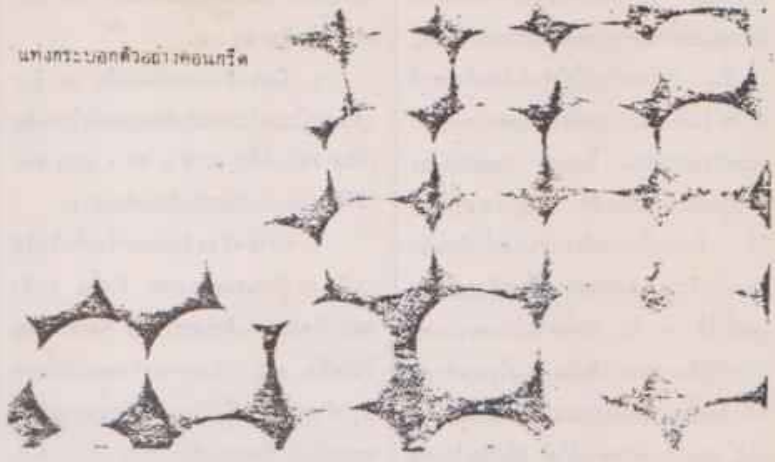
การบ่มคอนกรีตเสา



เสาธรรมชาติปรุงแต่งมาความแปรปรวนเราไปแก้ไขไม่ได้ เราใช้ส่วนปลอดภัย 8-10 เท่าแล้ว พอมาถึงคอนกรีตเหตุปัจจัยส่วนมากเราคุมได้ แต่ก็ไม่ได้ใกล้เคียงกับเหล็กเลย ผู้ที่ทดสอบก้อนตัวอย่างเสมอจะคิดว่าความแปรปรวนของค่าแรงอัดในก้อนตัวอย่างมีมากเพียงไร ซึ่งก็ยังเป็นผลสะท้อนถึงว่า ความแปรปรวนของกำลังคอนกรีตในชิ้นส่วนของโครงสร้างด้วย เมื่อหันไปฟังตำราอเมริกัน เขาบอกให้ใช้ 0.45 f_c ซึ่งก็แปลว่ามีส่วนปลอดภัย 2.2 เท่านั่นเอง ซึ่งใกล้เคียงกับเหล็กมากเทียบกันสุดแล้ว เหล็กคุณภาพแน่นอน FS=2 คอนกรีตคุณภาพไม่แน่นอนจะมาใช้ 2.2 นี้เป็นการเสี่ยงมากไปหน่อยหรือ แล้วจึงเราพบว่าคอนกรีตในโครงสร้าง มีกำลังต่ำกว่าในก้อนทดลองเสียอีก ฉะนั้นแล้ว FS. ทางคานคอนกรีตทำไปทำไมจะเหลือไม่ถึง 1.5 เอาลวดซ้ำอย่างผู้ออกแบบจะเอาเสาหลักหรือ (เพราะปัจจัยที่ทำให้คุณภาพคอนกรีตตกลงมานั้น ผู้ออกแบบไม่อาจตามไปควบคุมได้) เมื่อคิดอย่างนี้แล้ว คงนึกคานเขียนค้ำวาวอเมริกันว่าข้ามันไม่เขียนผิด มันก็คงทดลองให้เราฟังเป็นแน่ ด้านนี้ก็อย่างนั้น ผู้ออกแบบขอห้ามว่าช้าก่อน อย่าเพิ่งไปด่าเขา เรามาลองทบทวนดูทีหรือว่า ได้ตัว f_c นี้ละเราหมายถึงอะไรกันแน่ เราทราบกันมาแต่ต้นแล้วว่าคอนกรีตจะดีหรือเลวก็เพราะคนเป็นคนทำ แล้วใช้วิธีการเก็บตัวอย่างก้อนทรงกระบอก เราเก็บอย่างดี บ่มอย่างดี กระทุ้งอย่างดี เรียกว่าทรงตามมาตรฐาน เป็นไปทุกอย่าง แต่คอนกรีตในโครงสร้างดีบ้างเลวบ้างตามแต่ความกรุณาของผู้รับจ้างมาแล้วเราจะมาใช้ FS ตามตัว 2.2 โดยยึดถือค่าที่ได้จาก F_c ที่ทำอย่างดีมันจะถูกหรือถ้าตามตัวเองอย่างนี้แล้ว ก็ต้องตอบว่าไม่ถูก เอา ถ้าไม่ถูกแล้วเขาเขียน 0.45 F_c หรือ FS. = 2.2 มาทำไมกันเล่า ตอบได้ว่าเขาเขียนมาเพราะมีเจตนาให้ใช้ FS. = 2.2

จริง ๆ ฉะนั้นถ้าเรามีเจตนาให้ใช้ $FS = 2.2$ จริง ๆ วัสดุ $f_{c'}$ ที่ว่านั้นก็ยอมไม่ใช่ วัสดุ $f_{c'}$ ที่ได้มาจากแห่งทรงระบอบ ซึ่งยอมจะสูงกว่า $f_{c'}$ ในโครงสร้างอย่าง แน่นนอน ถ้าอย่างนั้นแล้ววัสดุ $f_{c'}$ ที่เรามาคุยกับ 0.45 นั้น จะเอามาจากไหนกัน ละ ถ้าสักตามกันมาเรื่อย ๆ อย่างนี้ก็ต้องตอบว่า มันก็ต้องเอามาจากตัว $f_{c'}$ ที่อยู่ ในโครงสร้างละซี มันถึงจะถูก แล้วเราจะ เอามันมาได้อย่างไรเล่า เราจะไม่มีโอกาส รู้ได้อย่างไรว่า วัสดุคอนกรีตที่เขามอบเสร็จ ออกมาแล้วก็แบ่งเอาไปหน่อยหนึ่งไปหล่อ เป็นทรงระบอบ แล้วบ่มอย่างดี สำหรับ ส่วนที่เหลือก็เอามาทดสอบที่ห้องทดสอบ ตามบัญญัติตามกรรมทั่วบ้างไม่ทั่วบ้าง ตอนบ่ม ก็สุกแห้งแล้วเขาจะทดสอบมัน มันจะเหลือ กำลังสักเท่าใดแน่ เราไม่เคยไปคิดไปเจาะ เอาคอนกรีตตามส่วนต่าง ๆ ของคาน-พื้น- เสา เอามาทดสอบทำกำลังอัดสุดท้าย แล้ว เราจะรู้ได้อย่างไร เราจะหักปัญหาอันนี้ไว้ ก่อน เราเปิดหัวใจก่อนแบบกันสุดท้ายหรือ ว่าเขาต้องการอะไร สมมุติว่าเขาออกแบบ วัสดุค่า 45 ksc และถือธรรมเนียมอเมริกัน เขาก็ต้องการ $FS = 2.2$ (มาจาก 0.45 $f_{c'}$) แปลว่าเขาต้องการให้ ณ จุดใด ๆ ในโครงสร้างของเขาที่รับ Bending จะต้องไม่มี คอนกรีตที่มีกำลังอัดที่ต่ำกว่า 2.2×45 หรือ = 100 ksc เเสบ หมายความว่าเขาต้องการ Guarantee Minimum Strength ในโครงสร้าง 100 ksc ก็ถ้าเขาต้องการ Guarantee Minimum Strength = 100 ksc แล้ว เขาก็จะต้องเอาคอนกรีตที่มีกำลัง สูงกว่า 100 ksc มาเทลงในโครงสร้าง เพื่อว่าเมื่อค้ำนั่งถึงสภาพการที่ทรงตัว ได้ออก การบ่มที่ไม่ได้มาตรฐานแล้ว ฯลฯ แล้ว คอนกรีตในส่วนที่เสวยที่สุดจะไม่ตกลงมาต่ำกว่า 100 ksc หรือถ้าหากจะต่ำกว่า 100 ksc ลงมาบ้าง ก็เป็น Chance ที่คิด คมสติแล้วเล็กน้อยเหลือเกินพออมรับได้

แนวทรงระบอบคืออย่างคอนกรีต



ทีนี้ละก็จะมาถึงปัญหาที่เราพักไว้ เมื่อทีนี้ คือ จะเอาคอนกรีตที่มีกำลังเท่าไร มาทดสอบการที่จะกำหนดได้ว่า จะเอาคอนกรีตกำลังเท่านี้เท่านี้มาเทก็จำเป็นคือรู้ ความสัมพันธ์กัน ระหว่างกำลังคอนกรีต ที่นำมาใช้เทียบกับกำลังที่เหลือในโครงสร้าง เสียก่อนว่ามันสัมพันธ์กันอย่างไร พูดอย่าง ก็ต้องรู้ว่า กำลังมันจะตกลงไปที่เปอร์เซ็นต์ ก็ได้คือไว้ การที่จะรู้ได้อย่างนั้น ถ้าจะ ใช้วิธีตรงไปตรงมาก็จะต้องเอากำลังของ แห่งทรงระบอบที่เราแบ่งหล่อเอาไว้ มา เทียบกับแห่งคอนกรีตที่เราจะผสมตัวอย่าง ออกมาจากส่วนต่าง ๆ ของคาน การใช้วิธี แบบนี้ แม้ว่าจะจะเป็นวิธีตรงแต่ก็ยุ่งยากและ เปลืองค่าใช้จ่ายมาก ผู้เขียนเคยใช้วิธีนี้คือ ี่ไหนที่เราจะทำการทดสอบ Crushing Strength โดยตรง หรือเรียกว่า Destructive Test (คือ Test กันทีหนึ่งของที่เขาเอา Test ก็เสียไปเส) มาใช้วิธี Non-Destructive Test (คือ Test แล้วของก็ยังคงรับ สภาพคืออยู่) แทนวิธี Non-Destructive Test หนึ่งในหลาย ๆ วิธีที่เรามักจะพบ เห็นกันบ่อย ๆ ก็คือเครื่องยิงคอนกรีต แต่ เครื่องที่ว่านี้ก็ให้ผลไม่แน่นอน วิธีที่ผู้เขียน เลือกใช้ก็คือ วิธีใช้ Ultrasonic Pulse คือเราใช้วัดความเร็วของคลื่นกระแทกที่ เดินทางผ่านทะลุก้อนตัวอย่างคอนกรีต

ซึ่งจะเป็นแบบรูปบดค้ำหรือแบบทรงระบอบ ก็ตาม ถ้าคอนกรีตดี เนื้อแน่น กำลังสูง คลื่นก็เดินทางผ่านได้เร็ว ถ้าคอนกรีตไม่ แน่น มีกำลังต่ำ ก็ผ่านไปได้ช้า เมื่อทำการ วัดความเร็วที่คลื่นเดินทางผ่านก้อนตัวอย่างเสร็จแล้ว เราก็เอาก้อนตัวอย่างไป ทดหา Crushing Strength เราทำเช่นนี้ เป็นเรื่อย ๆ ก่อน จากผลการทดลอง เช่นนี้ เราก็สามารถร่าง Graph แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Crushing Strength กับ Pulse Velocity ได้ แล้วเราก็เก็บเอา Graph นี้ไว้ใช้เทียบ พอได้ Graph มา แล้ว เราอยากจะทำกำลังของคอนกรีตใน โครงสร้างส่วนไหน เราก็ส่งคลื่น Ultrasonic ให้ผ่านคอนกรีตส่วนนั้น วัดความเร็ว ของคลื่นกระแทกที่เดินทางผ่านคอนกรีต โครงสร้างส่วนนั้นไว้ แล้วเราก็เอามาอ่าน จาก Graph ที่เราทำเอาไว้ก่อนแล้ว เราก็สามารถทราบได้ว่า กำลังของคอนกรีต ตามส่วนต่าง ๆ ของคานมีกำลังอัดเท่าใด ผู้เขียนแอดเคยทำการทดลองแบบนี้มา เมื่อ ประมาณ 20 ปีมาแล้ว พบว่าสำหรับคาน ค.ส.ล. ที่เสริมเหล็กไม่แน่นหนานัก และ การกระทำทั้งใช้กระทำด้วยมือ พอสมควรคือ เป็นการจำลองแบบกระทำที่คนงานไทยเรา ใช้กันอยู่นี้แหละ ค่าของกำลังคอนกรีตใน คานตกลงไปจาก Control Specimens รูป

ลูกบาศก์ (ซึ่งหล่อพร้อมทั้งคานและบ่มลักษณะเดียวกับคาน) เหลือประมาณ 70-85% เท่านั้น คิวเซตที่เล่าให้ฟังนี้เป็นคิวเซตที่ทำใน Lab และ Control Specimens ก็บ่มพร้อมทั้งคาน โดยเอา Specimens วางบนคานที่หล่อแล้ว เอากระดาษคลุมไว้ เมื่อรอน้ำคานก็เท่ากับรอน้ำก้อนตัวอย่างไปด้วย แต่ถ้าเส้นเอาก้อนตัวออกไปแช่น้ำไว้ 28 วัน ส่วนคานไม่เคຍบ่มเซตแบบที่ผู้รับเหมาทำกันในเมืองไทยแล้วละก็กำลังคอนกรีตในคานอาจจะเหลือเพียง 90% ของก้อนตัวอย่างก็ได้ (ผู้เขียนไม่เคยมีโอกาสได้ทดลองแบบนี้ จึงกะไม่ได้แน่นอนว่าจะเหลือเท่าใด)

ลองสมมุติกันดูเล่น ๆ ว่า ถ้าเอาคอนกรีตไปเทในคานแล้ว กำลังในคานเหลือเพียง 75% (ซึ่งคิดเกินไปสำหรับผู้รับเหมาไทย) ดังนั้นถ้าต้องการ Guarantee Min. Strength ในคาน 100 ksc เราก็ต้องการ Guarantee Min. Strength ของคอนกรีตที่มาใช้เท่ากับ $\frac{100}{0.75} = 133$ ก็คือว่า 135 ksc ก็แล้วกัน ขยายอีกทีหนึ่งว่า คิว 135 นี้เป็น Guarantee Min. Strength ของคอนกรีตสดที่จะนำมาเทในคาน และเมื่อเราทราบที่มาของคิว 135 นี้แล้ว เราก็เห็นว่ในการออก Spec. หรือเขียนรายการก่อสร้าง เราจำเป็นต้องกำหนดค่าแรงอัดค่าสุดของแท่งคอนกรีตทดลองที่บ่มลักษณะเดียวกับโครงสร้างจะต้องไม่น้อยกว่า 135 ksc แต่โดยมากนักออกแบบของเรามักจะขาดความเข้าใจในเรื่องนี้ จึงออก Spec. ไปในแนวที่ว่ากำลังอัดเฉลี่ยของแท่งทรงระบอกทดลอง 3 ก้อน เมื่อหั่นและบ่มตามวิธีการของ A.S.T.M. แล้ว จะต้องไม่น้อยกว่า 100 ksc อย่างนี้มันก็ฟังกันเท่านั้นเอง ที่ผู้เขียนพูดอย่างนี้เพราะอะไร ก็เพราะเรารู้ว่

1. กำลังอัดเฉลี่ย เมื่อใช้ 100 ksc

จะค่อนข้างมากก็ออกมาต่ำกว่า 100 ksc สมมุติว่าเป็น 90 ksc

2. เมื่อกำลังคอนกรีตเหลือ 90 ksc แล้ว เอาไปเทในคานกำลังจะลดลงไปเหลือเพียง 75% ก็คือ $0.75 \times 90 = 67.5$ ksc (ใช้ได้แบบเดียวกับก้อนตัวอย่าง)

3. ความจริงแล้วคานหรือพื้นไม้ได้บ่มดี เท่าที่คอนกรีตสองเลอ ดังนั้น กำลังคอนกรีตในคานที่ขาดการบ่ม คิดเอาว่าลดไปเหลือ 80% (ซึ่งความจริงลดกว่านี้มากสำหรับคานที่ไม่ได้บ่ม) ดังนั้นคานตัวนี้จะเหลือกำลังคอนกรีต $0.80 \times 67.5 = 54$ ksc

4. เมื่อเราออกแบบกำลังใช้งาน 45 ksc แต่กำลังคอนกรีตที่มีอยู่ในคานมีเพียง ksc ฉะนั้น $FS. = \frac{54}{45} = 1.2$ นับว่าหว่าดเลี้ยวมาก

เมื่อรู้อย่างนี้แล้ว วิศวกรผู้ออกแบบและต้องการจะถือตาม Code อเมริกัน จะต้องเขียน Spec. ในเรื่องคอนกรีตอย่างไรจึงจะปลอดภัย และมี $FS. = 2.2$ ตามพจนานุกรมของ Code อเมริกันเขา

สมมุติว่านักออกแบบกำหนดจะใช้ค่า f_c design เท่ากับ 45 ksc ดังนั้นสมการว่

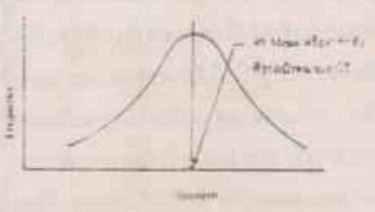
$$f_c \times 0.45 = 45 \text{ ksc}$$

$$\therefore f_c = 100 \text{ ksc}$$

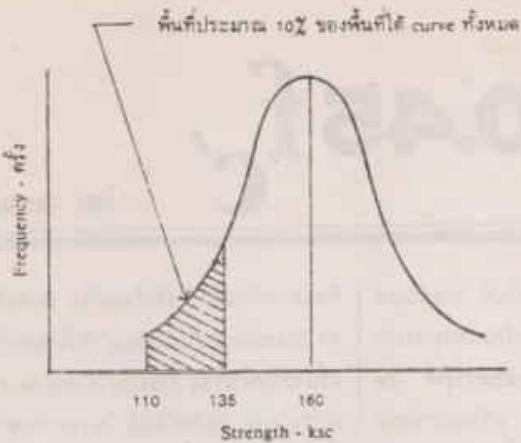
ค่า 100 ksc นี้เป็น Min. Required Cylinder Strength ในคาน เมื่อเมื่อกำลังที่ตกลงมาเพราะการเทการกระทุ้ง การบ่มแล้ว เราก็ต้องการ Min. Strength ของคอนกรีตที่นำมาเท $= \frac{100}{0.75} = 135$ ksc ถ้าจะว่ากันไปก็มันจะจบเรื่องกันได้ แล้วว่าวิศวกรควรกำหนดค่า Min. Cylinder Strength ไว้ไม่น้อยกว่า 135 ksc แต่ก็จะให้สมมุติ ลองถามตัวเองดูว่า แล้วจะวัดผลการ Test ก้อนคอนกรีตได้อย่างไร จะหล่อก้อนตัวอย่างก็ก้อน แล้วบ่มเอี่ยมก้อนหนึ่งก้อนโตไม่ถึง 135 ksc จะทำ

อย่างไร

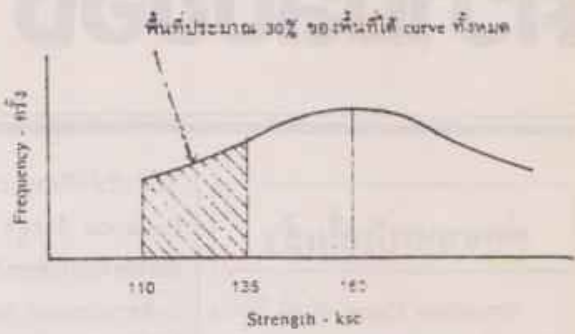
สมมติเมื่อเป็นเด็กรุ่น ๆ ผู้เขียนนิของเล่นอย่างหนึ่งที่ได้ก็ ๆ ผู้ชายชอบหนักหนา ก็คือ การเล่นรบก้นด้วยไม้ขาง ใช้ลูกกระสุนปืนด้วยดินเหนียว เมื่อแรกเล่นไม้ขางใหม่ ๆ การปืนกระสุนยังไม่ชำนาญ ฝึกจะปืนไม่ลึกไปที่ใดไปข้าง บางลูกก็เล็กเกินไปจนใส่เข้าไปแล้วไหลลื่นออกปากกระบอกไปเสด บางลูกก็โตเกินไป แต่ก็พออาจยึดเอาเข้าไปจนเป่าไม่ออก ต้องเอาไม้กระทุ้งไปทวงวงแหวนเข้าสักไปพลง ค่อยมาเล่นจนชำนาญปืนลูกกระสุนที่ไรก็ได้ใช้ได้เกือบทุกที่ ใช้ขนาดที่เล็กเกินไปหรือโตเกินไปน่น ๆ จะมีสักท่น การผลิตคอนกรีตจากในโรงงานหรือในสนามมันก็เหมือนกับปืนกระสุน คือจะทำให้มันมีกำลังเท่านั้น เท่านั้น ทุกที่ไปมันทำได้ยาก จึงมีว่จะใช้สนามผสมอันเดียวกันก็ตาม แต่ปัจจัยอื่นก็กล่าวมาแล้ว จะทำให้กำลังคอนกรีตไม่สูงไปที่ค่าไป แต่ส่วนใหญ่แล้ว ค่าของกำลังที่มันออกมาจะเกาะกลุ่มกันอยู่แถว ๆ ที่เรากะเอาไว้จากการทำ Mix. Design ใช้กำลังที่มันจะสูงโด่งเกินไป หรือออกมาต่ำเกินไป แบบลูกกระสุนดินเหนียวที่ไหลตกปากกระบอกน่น ๆ จะมีสักท่น ยังจะไม่ทางสถิติกันแล้ว เขาก็ว่ากันว่ การกระจายของค่ากำลังคอนกรีตออกไปจากเป้าหมายที่เราตั้งเอาไว้ จะเป็นไปในรูปแบบของ Normal Distribution Curve (ขอความกรุณาท่านผู้อ่านไปทบทวนวิชาสถิติเอาเองเถิด มีฉะนั้นเรื่องนีว่กันต่อไป) ดังรูปที่ 1



รูปที่ 1 การกระจายของค่ากำลังคอนกรีต



รูปที่ 2 คอนกรีต 1,000 ก้อน ผิดโดยบริษัท "ก"



รูปที่ 3 คอนกรีต 1,000 ก้อน ผิดโดยบริษัท "ข"

จากรูปที่ 1 เราจะเห็นว่าโอกาสที่คอนกรีตจะออกมาจากสายการผลิตแล้วมี กำลังต่ำกว่าค่า Mean หรือค่าที่เราตั้งเป้าหมายไว้ถึง ครึ่งต่อครึ่ง พอดีกันอย่างคณิตศาสตร์ ก็ว่า 50% จะออกไปทางสูง และอีก 50% จะออกไปทางต่ำ ฉะนั้นถ้าเราต้องการ Min. Strength ไม่ต่ำกว่า 135 แล้ว เราไม่ทำ Mix Design ให้ 135 โอกาสที่คอนกรีตจะลดลงต่ำกว่า 135 ก็จะมีสูงถึง 50% ซึ่งทำให้อัตราการเสี่ยงต่อความปลอดภัยสูงมาก ดังนั้นเพื่อเป็นการประกันว่าโอกาสที่คอนกรีตจะลงมาต่ำกว่า 135 นั้นน้อยมาก เราจะต้องมีการทำ Mix Design กำหนดค่าของกำลังคอนกรีตไว้ให้สูงกว่า 135 ปัญหาที่มิอยู่ที่เราจะทำ Mix. Design เมื่อใดเท่าไร สมมุติว่าเราเมื่อให้เป็น 160 ksc แล้วลองทำ Mix Design ขึ้นส่งให้บริษัท "ก" ซึ่งมีการควบคุมคุณภาพอย่างเข้มงวด ผิดคอนกรีตขึ้นมา 1,000 ก้อนกับอีกทางหนึ่งส่ง Mix Design อันเดียวกันนี้แหละให้บริษัท "ข" ซึ่งไม่ค่อยจะเข้มงวดในการควบคุมการผลิตคอนกรีต

นัก ผิดออกมา 1,000 ก้อนเท่ากัน แล้วเรามาดูผลในทางสถิติของกำลังก่อนคอนกรีตที่ผลิตโดยบริษัท "ก" และบริษัท "ข" ดังที่แสดงไว้ ในรูปที่ 2 และ รูปที่ 3 ลองเปรียบเทียบ curve ที่แสดงผลการทดสอบก่อนคอนกรีตทั้งสองรายกันดู ทั้งรูปที่ 2 และรูปที่ 3 พื้นที่ภายใต้ Curve แสดงจำนวนก้อนตัวอย่าง 1,000 ก้อนเท่ากัน และทั้งรูปที่ 2 และรูปที่ 3 ค่า Mean หรือค่า Average Strength ของทั้งสองบริษัทก็เท่ากัน คือ 160 ksc เท่าที่ทำ Mix Design เอาไว้ แต่ในรูปที่ 2 ค่า Average Strength = 160 ksc มีเปอร์เซ็นต์การเกิดสูงกว่าในรูปที่ 3 มาก โดยสังเกตได้จาก Curve ในรูปที่ 2 จะสูงชัน ส่วนในรูปที่ 3 Curve จะมีรูปร่างแบนกว่า ลักษณะ Curve อย่างนี้ แสดงถึงค่าการกระจายของกำลังคอนกรีต หรือพูดอย่างภาษาสถิติที่ว่า ค่า Standard Deviation ของรูปที่ 3 มีน้อยกว่าในรูปที่ 2 และถ้าพูดอย่างชาวบ้านก็ว่า บริษัท "ก" ผิดคอนกรีตได้ตรงตามข้อกำหนดได้แม่นยำกว่าบริษัท "ข" ซึ่ง

เอาหน้าอะไรไม่ค่อยจะได้ ลองเปรียบเทียบระหว่าง รูปที่ 2 และรูปที่ 3 อีก นอกจากความแตกต่างในรูปร่างแล้ว เราจะพบว่าพื้นที่ ภายใต้ curve ของทั้งสองรูป ทางซ้ายมือของค่ากำลัง 135 ksc นั้น ในรูปที่ 2 มีเพียง 10% ของพื้นที่ภายใต้ Curve ทั้งหมด แต่ในรูปที่ 3 มีถึง 30% แสดงว่าคอนกรีตของบริษัท "ก" นั้นมีเพียง 100 ก้อน ใน 1,000 ก้อน เท่านั้น ที่จะมีโอกาสที่ กำลังจะตกต่ำลงไปกว่า 135 ksc และยิ่งกว่านั้นเมื่อต่ำกว่า 135 ksc ลงไปแล้วก็จะลดลงไปกว่า 135 ksc ไม่มากนัก เรียกได้ว่า โอกาสที่จะลงไปต่ำกว่า 110 ksc แทบจะไม่มีเลย สำหรับบริษัท "ข" จะ มีถึง 300 ก้อน ใน 1,000 ก้อนที่ค่ากำลังต่ำกว่า 135 ksc และยิ่งกว่านั้นค่าที่ต่ำกว่า 135 มาก ๆ นั้น ยังมีโอกาสเกิดบ่อยกว่าบริษัท "ก" เสียด้วย ยกตัวอย่างเช่นที่ค่า 110 ksc เป็นต้น โอกาสที่ค่ากำลังจะต่ำกว่า 110 ksc ยังมีสูงอยู่ สังเกตได้จากพื้นที่ภายใต้ Curve ฝั่งไปทางซ้ายมือของค่า 110 ksc ทั้งสองรูป

โปรดติดตามตอนต่อไปฉบับหน้า

ความลับของ $0.45 f'_c$

โดย ว.น.58

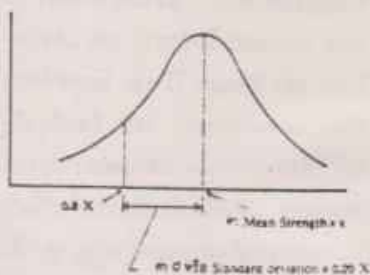
ต่อจากฉบับที่แล้ว

ลักษณะของ Curve อย่างนี้ ในทางสถิติ เขาก็พูดกันว่า ค่า Standard Deviation ของบริษัท "ก" ต่ำกว่าของบริษัท "ข" พูดง่ายๆ ว่าถ้าเราเป็นนักออกแบบ เราก็อยากได้ผู้รับจ้างเหมือนอย่างบริษัท "ก" เราจะได้นอนตาหลับ แต่ในความเป็นจริงแล้ว นักออกแบบมีโอกาสเลือกได้เสียเมื่อไร เจ้าของงานหรือผลการประมูลนั้นแหละจะเป็นผู้กำหนดว่า บริษัทไหนจะเป็นผู้ทำการก่อสร้าง ซึ่งก็มักจะกระเด็นออกไปทางที่บริษัท ประเภทบริษัท "ข" นั้นแหละที่จะได้งานไป ตอนนี้นักออกแบบอย่างเราๆ ก็ชักจะไม่ค่อยสบายใจกันขึ้นมาแล้วใช้ไหม

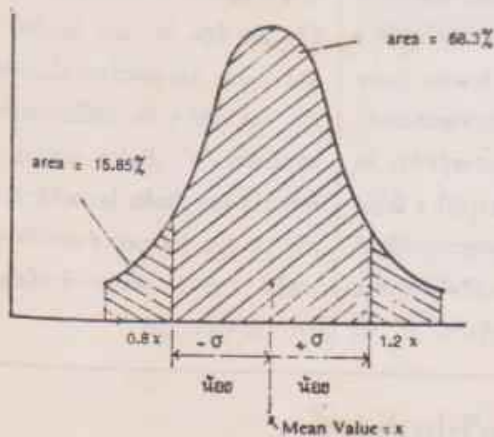
เรารู้มาแล้วว่า ถ้าได้บริษัทที่ควบคุมที่ดี ค่า Standard Deviation ก็จะต่ำ และ

ถ้าได้บริษัทที่การควบคุมไม่ดี Standard Deviation ก็สูง เราเป็นนักออกแบบเมื่อไม่สามารถเลือกบริษัทก่อสร้างได้ แต่เราก็สามารถออก Spec. หรือข้อกำหนดได้ไม่ใช่หรือ ถ้าคิดอย่างนี้ นักออกแบบก็คงว่า เออ มันก็ออก Spec. ให้ใช้ค่า Standard Deviation ต่ำๆ สิ จะได้มีความปลอดภัย ผู้เขียนขอทักท้วงว่า จะออกอย่างนั้นมันก็ได้ แต่จะไปหาคนที่ทำได้ทีไหน เราควรจะใช้ทางสายกลาง คือจับเอาตัวบริษัทประเภท บริษัท "ข" นั้นแหละมากวดขันการผลิตขึ้นหน่อย เอาให้ดีกว่าเก่า แต่จะท้วงว่า จะให้ได้บริษัท "ก" นั้นก็คงจะไม่ได้ ถ้าอย่างนั้นแล้วเราจะกำหนดว่า Standard Deviation อย่างกลางๆ กันได้อย่างไร แต่ถึงจะกำหนดได้ ก็ไม่มีใครเรารู้เรื่องหรอก มันเป็นภาษาวิชาการเกินไป แล้วอีกอย่างหนึ่ง การเก็บตัวอย่างที่เราทำ ๆ กันอยู่ทุกวัน

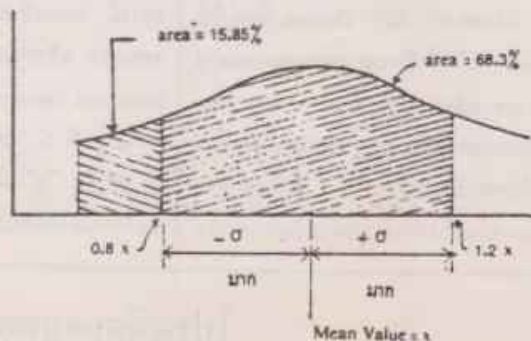
ทีละสามก้อนบ้าง เก้าก้อนบ้าง มันจะไปหา Standard Deviation กันได้อย่างไร ครั้นจะไปพึ่งเรื่อง Quality Control จาก ACI-Code มันก็หาไม่ได้ ในวงการก่อสร้างเมืองไทย (เมืองไทยยังมีอะไรแปลกกว่าเขาเสมอ) ทางแก้มันก็มีอยู่ ก็คืออาศัยการทดลองบ้าง จากตัวรับค่าแรงและการกินควิวบ้าง ก็พอกำหนดค่าของ Standard Deviation ได้ ในสภาพการทำงานแบบไทยๆ เราเนี่ย คือคิดว่ามาตรฐานการก่อสร้างห้องแถวหน่อย แต่ก็ไม่มีวิธีขนาด การก่อ



รูปที่ 4 แสดงการกำหนดค่าของ Standard Deviation



รูปที่ 5 ก



รูปที่ 5 ข

สร้างสะพานที่ท่าช้าง หรือสาทร เราที่กำหนดเอาว่าเป็นประมาณสัก 15 ถึง 25% ของค่า Mean Strength สมมติว่าเราเลือกเอาค่า 20% เป็น Standard Deviation และค่า Mean เป็น X ฉะนั้นค่า S.D. ก็เท่ากับ 0.20 X เราก็จะเขียนรูปการกระจายของค่า ทำดังได้ ดังรูปที่ 4 ตัว S.D. นี้ เป็นตัวกำหนดรูปร่างของ Curve ถ้า S.D. น้อย Curve จะแหลมขึ้น แต่ถ้า S.D. มาก Curve จะแบนเตี้ย ไปดังรูปที่ 5

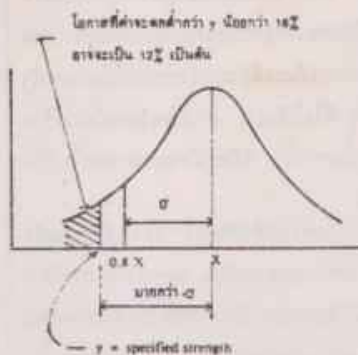
รูปที่ 5 จะแสดงผลของค่า (Standard Deviation) ที่มีต่อรูปร่างของ Curve ที่แสดงถึงการกระจาย (Normal Distribution) ในรูปที่ 5 ก. แสดงถึงการควบคุมที่ดี มีค่า σ น้อย Curve จะแหลมขึ้น ส่วนในรูปที่ 5 ข. แสดงถึงการควบคุมการผลิตคอนกรีตอย่างหละหลวม จะมีค่า σ สูง ลักษณะของ Curve จะแบนเตี้ย

มีที่น่าสนใจอยู่อย่างหนึ่งว่า คุณลักษณะเฉพาะตัวของ Curve แบบ Normal Distribution นี้ ก็คือพื้นที่ตรงช่วงกลางระหว่างค่า $+\sigma$ และ $-\sigma$ นั้น จะมี 68.3% ตามตัว ไม่ว่า σ จะสูงหรือ σ จะต่ำ ค่าของ σ มีผลต่อรูปร่างของ Curve เท่านั้น แต่ไม่มีผลต่อพื้นที่ (ที่จริงก็คือจำนวนก้อนตัวอย่าง) ภายใต้ Curve

จาก Curve ทั้งในรูป 5 ก. และในรูป 5 ข. จะเห็นว่า โอกาสที่ค่ากำลังของคอนกรีตจะตกต่ำกว่าค่าของ σ นั้นมีเพียง 15.85% หรือคิดเสียว่า 16% ดังนั้นถ้าเราจะควบคุมให้เข้มงวดหน่อย เช่น กำหนดให้ Chance ที่ Strength ออกมาต่ำกว่าค่าที่จะไว้เผื่อค่า 16%

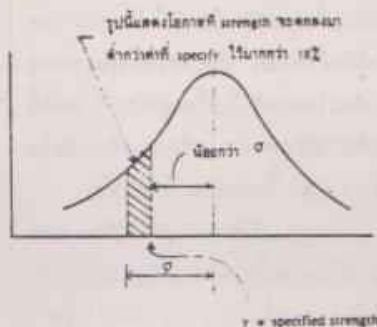
จุดนี้ผลิตค่าของ Strength อันนั้น ก็จะออกไปทางซ้ายมือของค่า Mean - σ (เท่ากับ $X - 0.20X$ หรือ $0.8X$) หมายความว่า

ความว่า ค่าแตกต่างระหว่าง Specified Strength กับ Mean สูงกว่าค่าของ σ แสดงไว้ในรูปที่ 6



รูปที่ 6

แต่ถ้าเราขอมเสี่ยงหน่อย ขอมให้ Chance ที่ คอนกรีตที่ผสมออกมาต่ำกว่า Specified Strength มากกว่า 10% จุด Specified Strength ก็จะอยู่ทางขวาของค่า $0.8X$ คือใกล้ค่า Mean เข้ามาดังแสดงในรูปที่ 7



รูปที่ 7

ทีนี้เมื่อเราได้ทราบคุณสมบัติพื้นฐานของรูป Normal Distribution Curve กันแล้วว่าเป็นดังนี้ ก็มาถึงตอนที่เราจะตัดสินใจกันว่าจะขอมเสี่ยงกันแค่ไหน โดยเรามีข้อกำหนดและข้อมูลอยู่ในมือแล้วดังนี้คือ

1. Specified Min. Strength ของคอนกรีตที่จะนำมาใช้ในโครงสร้าง = 135 ksc
2. ลักษณะการผลิตคอนกรีตเหลว

ของเมืองเราอย่างชนิด Ready Mix. มีค่า Standard Deviation ประมาณ 20% ของ Mean Strength

ก็เหลือปัญหาที่เราจะต้องตัดสินใจ คือ เมื่อเรา Fix Specified Min. Strength ไว้แล้ว และมี $\sigma = 20\%$ เราจะขอมให้โอกาสที่ค่ากำลังคอนกรีตเหลวตกลงมาต่ำกว่า 135 ที่ 1% ถ้าเราขอมให้โอกาสที่จะต่ำกว่า 135 อยู่ 16% ค่าตัวเมื่อก็จะเท่ากับ σ พอดี คือ 20% แต่ถ้าเราใจกล้าหน่อย ขอมให้โอกาสที่คอนกรีตจะตกลงมาต่ำกว่า 135 มากกว่า 16% ค่าตัวเมื่อก็ไม่ถึง σ ในทางตรงกันข้าม ถ้าเราไม่ขอมจะเสี่ยงมากนัก ขอมให้โอกาสที่คอนกรีตเหลวที่ส่งมาจากโรงงาน ค่ากำลังตกลงไปต่ำกว่า 135 ไม่ถึง 16% ตัวเมื่อก็จะสูงกว่า σ อันนี้เป็นหน้าที่ของแต่ละท่าน จะต้องพิจารณาสภาพแวดล้อม แล้วก็เสี่ยงดวงกันเอง สำหรับตัวผู้เขียนเอง เห็นว่าขอมให้โอกาสที่คอนกรีตสำเร็จรูปจะตกลงต่ำกว่า 135 เพียง 16% หรือขอมเสี่ยงว่า 7 หนต่ำกว่า 135 หนหนึ่ง แล้วก็คิดเสี่ยงต่อไปว่า 1 หนใน 7 หนนั้นจะมันคงไม่บังเอิญไปอยู่ในจุดที่เป็น Critical Point คือจุด Max. Moment หรอกนะ ถ้าเป็นอย่างนี้แล้ว ผู้เขียนก็คิดว่า โอกาสเสี่ยงของผู้เขียน ก็คงจะน้อยกว่า 1 ต่อ 7 อาจเป็น 1 ต่อ 10 หรือ 1 ต่อ 15 ก็ได้ แต่ไอ้ที่จะไม่ขอมเสี่ยงเลยนั้นคงเป็นไปได้ เพราะขนาดขอมเสี่ยง 1 ต่อ 7 แล้ว ตัวเมื่อยังเป็น 20% ($\sigma = 20\%$ ของ Mean) ถ้าไม่ขอมเสี่ยงเลย ตัวเมื่อมีเป็นตั้ง 60-70% กันหรือเมื่อทราบเบื้องหลังของการเมื่อครั้งนี้แล้วเราก็คาดว่า ถ้าเราเขียน Spec. ลงไปว่า ต้องการ Min. Strength ของคอนกรีตเหลว = 135 ksc ผู้ผลิตคอนกรีตเหลวควรจะทำ Mix Design เมื่อ 20% เราก็จะได้สมการว่า

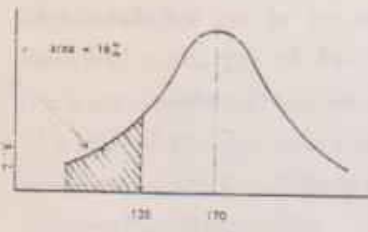
$$y = 135$$

$$0.8X = y = 135$$

$$X = \frac{135}{0.8} = 168.75 \text{ ksc}$$

Say 170

หมายความว่าผู้ผลิตคอนกรีต เขาควรจะทำ Mix Design เป็น 170 ksc ทั้งนี้เพื่อให้โอกาสที่คอนกรีตเหล่านี้มี Strength ตกลงมาต่ำกว่า 135 เป็นเพียง 16% หรือประมาณ 1 ใน 7 ดังแสดงในรูปที่ 8



รูปที่ 8

อ่านมาถึงตอนนี้ ท่านผู้อ่านคงจะเห็นว่าอะไรกันนี้จะ Design Strength กันเพียง 45 ksc เท่านั้น จะต้องทำ Mix Design กันไว้ถึง 170 ksc เชียวหรือ ผู้เขียนขอเขียนให้ทราบว่าเป็นเบื้องหลังของแนวความคิด ของวิศวกรผู้หนึ่ง ซึ่งใช้ประสบการณ์เป็นข้อมูล ในการเขียน ถ้าท่านบังเอิญพบว่า ข้อมูลที่ท่านได้มาเป็นอย่างไร อย่างน้อย บทความนี้ก็ยังคงเป็นแนวให้ท่านปรับปรุงให้ข้อมูลที่ท่านได้มาใหม่ กำหนด Spec. ขึ้นมาได้ ผู้เขียนไม่ทราบว่าจะเมื่อหรือยัง อย่างไรก็ตามจะขอตอบอีกนิดเดียวก็จะจบอยู่แล้ว ท่านอ่านเอาหน่อยก็แล้วกัน โทษ ๆ ก็หลงอ่านมาจนถึงนี้แล้ว

ความจริงแล้ว ค่า 170 เราไม่ได้เขียนลงไปใน Spec. หรือกระดาษที่เราเขียนลงไปก็เฉพาะสิ่งที่เราต้องการเท่านั้น คือ Minimum Strength ต้องไม่ต่ำกว่า 135 ksc ค่า 170 ksc นี้เราคาดเอาเองว่าในสภาพการณ์อย่างนี้ ผู้ผลิตคอนกรีตเหล่านี้ เขาควรจะต้องเป้าหมาย Mix Design ไว้ 170 ksc แต่ความจริงแล้ว

ถ้าเขาควบคุมการผลิตดีกว่าที่เราคาดไว้ ค่า σ ก็ไม่ถึง 20% ดังในค่า Mix. Design ของเขาก็อาจลดลงมาเป็น 150 หรือ 160 ksc ก็ได้ ทั้งนี้แล้วแต่ผู้ผลิตเขาจะตั้งใจในฝีมือของการควบคุมของเขาแค่ไหน เหตุผลในการที่เราต้องมานั่งกะเอาไว้ล่วงหน้าทั้ง ๆ ที่ไม่ได้ระบุ กำลังเฉลี่ยลงไปว่าเป็นเท่าไรเท่านี้ ก็มีอยู่ดังจะกล่าวต่อไปข้างหน้า

ในทางปฏิบัติแล้ว เราหล่อคอนกรีตอย่างคราวละสามก้อน แต่คราวนี้ เราต้องการให้ก้อนคอนกรีตเหล่านี้เป็นตัวแทนของโครงสร้างที่หล่อด้วยคอนกรีตชุดนั้น ดังนั้นก้อนคอนกรีตตัวอย่างคราวละสามก้อนนั้น ก็จะต้องบ่มในสภาพเดียวกัน กับเสาหรือคานพื้น ฯลฯ ที่หล่อพร้อมกับก้อนคอนกรีตตัวอย่าง เรื่องนี้ต้องระบุไว้ใน Spec. เมื่อครบกำหนดเวลาทดสอบกำลังของก้อนคอนกรีต ก็เอาก้อนคอนกรีตไปทดสอบหา Crushing Strength ถ้าบังเอิญทั้งสามก้อนมีกำลังไม่ต่ำกว่า 135 ทั้งผู้รับจ้างเหมา และกรรมการตรวจการจ้างก็จะโผล่อกันไปทั้งสองฝ่าย แต่ที่นี่ถ้าเมื่อว่ามีก้อนหนึ่ง หรือสองก้อนเกิดไม่ถึง 135 ksc ขึ้นมาล่ะจะว่าอย่างไร

โดยทางสถิติเราเห็นกันแล้วว่า เราขอมให้ออกาสที่ก้อนคอนกรีตจะกำลังต่ำกว่าค่ากำหนดไว้เพียง 16% หรือ 1 ใน 7 หรือ 7 ก้อน มีโอกาสต่ำกว่า 135 ได้ 1 ก้อน แต่ที่เราหล่อเพียง 3 ก้อน เท่านั้น ยิ่งตกลงมาต่ำกว่า 135 ได้อีก ก็แสดงว่าแย่แล้ว ถ้าเรื่องอย่างนี้เกิดขึ้น ผู้เขียนมีวิธีพิจารณา ดังนี้

1. ถ้ามี 2 ก้อนต่ำกว่า 135 ถือว่าคอนกรีตชุดที่นำมาหล่อมันใช้ไม่ได้
2. ถ้ามีเพียง 1 ก้อน ต่ำกว่า 135 ให้แยกพิจารณา ดังนี้
 - 2.1 ก้อนที่ต่ำนั้นอาจจะเป็นอุบัติเหตุ ซึ่งจะสังเกตได้ว่าจะใช้รูปสี่เหลี่ยมหรือ

ไม่ก็ให้ดูอีกสองก้อนที่เหลือว่าเกาะกลุ่มกันอยู่ประมาณ 170 (ซึ่งเป็นค่าที่เราคาดเอาไว้ก่อนแล้วว่าผู้ผลิตควรจะทำ Mix design ไว้ 170) หรือไม่ ถ้าสองก้อนที่เหลือมีค่าใกล้เคียง 170 แล้วก็ให้ดูต่อไปอีกว่า ก้อนที่ตกลงมาต่ำกว่า 135 นั้นไม่ควรถือต่ำกว่า 135 มากนัก say ว่าไม่ควรต่ำกว่า 135 เกิน 5% คือเป็น $135 - 135 \times 0.05 = 128$ จากข้อสมมติเหล่านี้ เราจะได้ค่าเฉลี่ยของกำลังคอนกรีตทั้งสามก้อนเป็น $\frac{170 + 170 + 128}{3} = 156$ ซึ่งสูงกว่าค่า Specified Min Strength อยู่ 21 ksc หรือ = 15% ของ Specified Min. Strength สรุปได้ว่า ถ้ามีก้อนเดียวต่ำกว่า 135 จะต้องค่าได้ไม่เกิน 5% และค่าเฉลี่ยของสามก้อน ต้องสูงกว่า Specified Min. Strength อยู่ 15% จึงจะยอมรับว่าใช้ได้

2.2 ถ้าก้อนเดียวที่ต่ำกว่า 135 เกิน 5% คือต่ำกว่า 128 ให้ถือว่าคอนกรีตชุดนั้นใช้ไม่ได้

ทั้งหมดนี้เป็นแนวทางที่ผู้เขียนใช้ชี้แจงกับวิศวกรรุ่นน้องและผู้รับจ้างเหมา (ที่มีวิศวกรคุมงานด้วย) ให้เข้าใจเรื่องเรื่องของ 0.45 f_c' ว่าเป็นอย่างไร ทั้งนี้เพื่อประโยชน์ของวิศวกรเหล่านั้นจะได้ไม่เข้าใจผิด คิดว่า f_c' ในทรงกระบอก 3 ก้อน ที่หล่ออย่างนี้แล้วขนานไว้ 28 วัน จึงนำออกมา test เอาค่าเฉลี่ย 3 ก้อนมาคูณก็ได้เกิน 100 ksc ก็สบายใจแล้ว อาศรัยที่ออกแบบไว้โดยใช้ Design Strength 45 ksc. จะมันคงอยู่ได้แน่นอน อย่างไรก็ตามถ้าหากมีท่านผู้อ่านบางท่านอ่านแล้วเห็นว่าผู้เขียนเป็นวิศวกรประเภทเอาค่านับปี ผู้เขียนก็ไม่รังเกียจ เพราะบางทีผู้เขียนเองก็ยังคงสงสัยเลยว่าวิศวกรที่เราคิดคิดไปจากคนอื่นเขาทั้งหลายนั้น เห็นจะเป็นเพราะเราเป็นค่านับปีไปแล้วจริงๆ แต่อย่าลืมนะครับว่า *ท่านะมันอายุมัน*

การออกแบบ ค้ำวางนคาน ค.ส.ล.

ร.ท.ราชชัย จันทรวัดน์

บทนำ

ตามที่ได้มีข้อมติของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย เรื่องควบคุมการก่อสร้างอาคาร พ.ศ. 2622 ข้อมติที่ 4 ถึงวิธีคิดและน้ำหนักบรรทุกใหม่ อาคาร พ.ศ. 2522 ข้อมติที่ 4 ถึงวิธีคิดและน้ำหนักบรรทุกใหม่โดยเปลี่ยนแบ่งจากเทศบัญญัติของเทศบาลนครกรุงเทพฯ ไป โดยเฉพาะเปลี่ยนค่าหน่วยแรงอัดของคอนกรีตสำหรับองค์อาคาร ค.ส.ล. ให้ใช้ได้ไม่เกิน ๑๐ กก. ต่อ ตร.ซม. จึงทำให้ Design Charts ต่าง ๆ ที่เคยใช้กันมาตลอด ถ้าสมมติไป ต้องจัดทำขึ้นใหม่ตามค่ากำลังวัสดุใหม่ที่ข้อมติข้อมติดังกล่าว กำหนดไว้ บทความนี้มุ่งจะเสนอตารางช่วยออกแบบอย่างง่าย ๆ สำหรับการออกแบบ คาน ค.ส.ล. ทั้งการออกแบบโดย Modular ratio และ Load - Factor Methods โดยจะไม่กล่าวถึงทฤษฎีมากนัก

อนึ่ง สำหรับข้อเปรียบเทียบของการออกแบบโดย Modular ratio และ Load Factor Methods มีดังนี้ คือ :-

1. สำหรับคานที่ไม่ต้องมีเหล็กเสริมรับแรงอัด (Design $M < Resisting M$) นั้น สำหรับคานที่เสริมเหล็กรับแรงดึงไม่มากนัก การออกแบบทั้งสองวิธีจะได้ผลไม่ต่างกันมากนัก แต่สำหรับ Balanced Design (Design $M. = Resisting M.$) แล้ว คานที่ออกแบบโดย Load Factor Methods จะสามารถรับ Bending Moment ได้มากกว่า ออกตัวอย่าง เช่น สำหรับค่า $f_c = 65 \text{ ksc.}$, $f_s = 1200 \text{ ksc}$ หากออกแบบโดย Modular-ratio Method จะได้ค่า Moment - of - resistance factor R สำหรับคานที่เหล็กมีค่า 10.62 ksc. แต่หากออกแบบโดย Load - Factor Method

• กองวิชาการ กรมช่างโยธาทหารอากาศ

จะได้ค่า $R = 10.05 \text{ ksc}$ จะเห็นว่าการออกแบบโดยวิธีนี้จะมีความ Moment - of - Resistance สูงกว่าอีก 53%

2. สำหรับคานที่เสริมเหล็กรับแรงอัด (Design Moment > Resulting Moment) การออกแบบโดย Load - Factor Method ให้ความสำคัญบริเวณ Section ที่ท่อนกรัดและเหล็กเสริมแรงอัดสูง ส่วน Modular - Ratio Method ค่าแรงอัดของเหล็กเสริมแรงอัดขึ้นอยู่กับค่าหน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่อยู่รอบเหล็กเสริมรับแรงอัดนั้น จึงจะมีค่าน้อยกว่าน้ำหนักแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัดที่ออกแบบโดย Load - Factor Method มาก

3. ปริมาณของเหล็กเสริมที่ต้องเสริมให้สมดุลกับค่าความสามารรถด้านแรงอัดของหน้าค้ำสำหรับ Load - Factor Method ซึ่งมีค่าสูงมากนั้น จะมากกว่า Modular - Ratio Method ทั่วๆไปสำหรับหน้าค้ำเดียวกันหรือรับโมเมนต์เท่ากัน การออกแบบโดย Load - Factor Method จะใช้เหล็กเสริมรับแรงดึงสูงกว่า Modular Ratio Method เล็กน้อย แต่ใช้เหล็กเสริมรับแรงอัดน้อยกว่า Modular Ratio Method มาก เช่น หน้าค้ำ 0.15 + 0.05 รับ Moment 3,000 กก.ม. สำหรับ Load - Factor Method $A_s = 10.35 \text{ cm}^2$ และ $A_s' = 1.96 \text{ cm}^2$ ส่วน Modular - Ratio Method $A_s = 9.23 \text{ cm}^2 = 6.09 \text{ cm}^2$ รวมทั้งหมดแล้ว Load Factor Method ประหยัดเหล็ก กว่า Modular - Ratio Method 3.01 cm^2

Notation

- A_s = ปริมาณหน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง
- A_s' = " " " " " " อด
- d = effective depth
- d' = ระยะระหว่างผิวท่อนกรัดรับแรงอัดของหน้าค้ำถึงแนวทึงกลางเหล็กเสริมรับแรงอัด
- E_c = Modulus of elasticity ของคอนกรีต
- E_s = " " " " " " ของเหล็กเสริม
- F_c = หน่วยแรงอัดของคอนกรีต
- F_{cs} = หน่วยแรงอัดคอนกรีตบริเวณรอบเหล็กเสริมรับแรงอัด
- F_s = หน่วยแรงดึงของเหล็กเสริม
- F_{sc} = หน่วยแรงอัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด
- F_c = หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต
- J = ค่าอัตรา อุทก โพแทสเซียม
- K = Neutral - Plane Factor
- n = อัตราส่วนระหว่าง Modulus of elasticity ของเหล็กต่อคอนกรีต
- R = Moment - of - resistance parameter
- w_c = น้ำหนักของคอนกรีตต่อ ลบ.ม.

ณ การออกแบบโดย Modular - Ratio Method
 modulus of elasticity ของคอนกรีต $E_c = w_c^{1.5} \cdot 4270 \sqrt{f_c}$
 นน.ของคอนกรีต 2.4 ตัน/ม.³ & $f_c = 150 \text{ ksc}$
 $\therefore E_c = 2.4^{1.5} \cdot 4270 \sqrt{150} = 0.194442 \cdot 10^6 \text{ ksc}$
 $E_s = 2.10 \cdot 10^6 \text{ ksc}$

$$\text{Modular Ratio } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10 \cdot 10^6}{0.194 \cdot 10^6} = 10.8$$

$$n \text{ ต้องเป็นจำนวนเต็ม } \therefore n = 11$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{11} \cdot \frac{f_s}{f_c}} = 0.373$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.373}{3} = 0.875$$

$$R = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} \cdot 65 \cdot 0.373 \cdot 0.875 = 10.02$$

ก. คานเสริมเหล็กรับแรงดึงอย่างเดียว (M M_s)

$$\therefore A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{C}$$

$$\text{โดย } C = f_s j d = 65 \cdot 0.875 \cdot d = 1050 d \text{ ---(1)}$$

ข. คานเสริมเหล็กรับแรงดึงและแรงอัด (Double Reinforced Concrete i.e. M M_s)

จากมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก บ.อ. 2515 มาตรฐาน ว.ส.ท. 1001 - 14 ข้อ 8202 (ก) หน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัด f_{sc} เมื่อแปลงเป็นหน่วยแรงจันรูปของหน่วยแรงของคอนกรีตแล้วจะเท่ากับ (2n - 1) เท่าของหน่วยแรงของคอนกรีตที่อยู่รอบเหล็กเสริมรับแรงอัดนั้น คือ $f_{cs} = \left(\frac{kd-d}{kd}\right) f_c$ ซึ่ง f_{sc} จะมีค่า (2n - 1) $\left(\frac{kd-d}{kd}\right) f_c$ คำนี้นี้ต้องไม่เกินค่าหน่วยแรงสูงสุดของเหล็กเสริมรับแรงอัดคือ 1200 ksc

$$\therefore f_{sc} = (2n - 1) \times (kd - d) / kd f_c < 1,200 \text{ ksc}$$

$$(2 + 11 - 1) (0.373d - 0.04) / 0.373d \times 65 < 1,200 \text{ ksc}$$

$$= 1,365 \frac{(0.373d - 0.04)}{0.373d} < 1,200 \text{ ksc}$$

จะได้ค่า $d_{max} = 0.88$ หาก $d = 0.88$, f_{sc} จะมีค่า 1,200 ksc

คณณ

$$M_r = R b d^2 = 10.02 \cdot 10^4 \text{ kg} \cdot \text{m} \dots \dots \dots (2)$$

$$\therefore A_s = \frac{M_r}{f_s j d} + \frac{(M - M_r)}{(d - d') f_s}$$

$$= A_{s1} + A_{s2}$$

เมื่อ $A_s \frac{M_r}{f_y d} = \frac{M_r}{f_y d}$ และ $A_s \frac{M - M_r}{f_y d} = \frac{M - M_r}{f_y d}$
 โดย $A = \frac{f_y d}{f_y d} = 1,200 (d - d)$ (3)
 และ $A_s = \frac{M - M_r}{f_y d} + \frac{(M - M_r)}{B}$

เมื่อ $B = f_y c(d - d)$ โดย $f_y c = 1365 \frac{(d - d)}{d}$ สำหรับ $d = 0.88$
 และ $f_y c = 1,200$ สำหรับ $d = 0.88$ ซึ่งทำให้ $A = B$ (4)
 ค่า Shear Resistance of section

$V_c = 17.4292 f_c b.d. = 0.292 \cdot 150^2 \cdot 10^4$
 $= 3.576 \cdot 10^4 b.d.$ (5)
 b & d มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร

จาก (1), (2), (3), (4), (5) นำไปแทนค่าและเขียนได้เป็น Table I เป็น Design Chart ในการออกแบบคาน ค.ส.ล. โดย Modular - ratio Method

II การออกแบบโดย Load - factor Method

ดูรายละเอียดจาก "การออกแบบคานและแผ่นพื้น ค.ส.ล. โดย Load - factor Method จาก วิศวกรรมสารปีที่ 28 ฉบับที่ 5 ก.ย. - ค.ศ. 2518

กรณีที่ 1 คานเสริมเหล็กรับแรงดิ่งอย่างเดียว (เมื่อ $M = M_R$ หรือ $R = 0.25 f_c$ i.e. $R = 16.25$ ksc)

เมื่อ $A_s = r \frac{bd}{100}$ และ $R = \frac{M}{100 b d^2}$ แล้ว
 $r = \frac{2/3 f_c / f_y}{1 + 1 - 3R / f_c}$
 $= \frac{2/3 \cdot 65}{3 \cdot 1200} (1 + 1 - \frac{3R}{65})$
 $= 3.01(1 - 1 - \frac{R}{21.67}) \%$ (6)

และ $J = 1 - 3/4 f_y / f_c r / 100 = 1 - 3/4$
 $12.00 = 65 r / 100 = 1 - 0.1385 r$ (7)

กรณีที่ 2 Balance Design (เมื่อ $M = M_R$ หรือเมื่อ $R = 0.25 f_c = 16.25$ ksc)

$r = 1/3 f_c / f_y = 1/3 - 65 / 1,200 = 0.01805$ หรือ
 และ $J = 0.75$

กรณีที่ 3 คานเสริมเหล็กรับทั้งแรงดิ่งและแรงบิด (เมื่อ $M = M_R$ หรือเมื่อ $R = 0.25 f_c$ i.e. $R = 16.25$ ksc) เมื่อ $A_s = \frac{M}{f_y r} \frac{bd}{100}$

และ $A_s = r \frac{bd}{100}$
 และ $R = \frac{M}{bd^2}$ แล้ว
 $r = 1/3 f_c / f_y + r f_y / f_y = 1/3 + 65 / 1200$
 $+ r = 1200 / 1200 = 1.805 + r \%$ (8)
 $r = R - f_c / 4 / 0.9 f_y = (R - 65 / 4) / 0.9 = 1,200$
 $= (R - 16.25) / 10.8$ (9)

และ $J = 0.75$ คงที่ตลอด
 จาก (6), (7), (8), (9) นำไปแทนค่าและเขียนได้เป็น Table II เป็น Design Aid ในการออกแบบคาน ค.ส.ล. โดย Load - factor Method

ตัวอย่าง 1 ออกแบบคานพหุ พ.ท.หน้าตัดหลักเสริมสำหรับคาน 0.15+0.35 ม. รับ BM 1500 กก.ม. โดย Modular - ratio Method และ Load factor Method ตามลำดับ

วิธีที่ 1 ก. Modular - ratio Method
 จาก Table I คานขนาด 0.15+0.35 ม. $M_R = 1,531$ กก - ม.; $C = 325$
 $\therefore M = M_R : A_s = M / C = 1,500 / 325 = 4.61 \text{ Cm}^2$
 ข. Load - factor Method
 $\therefore R = M / bd^2$ สำหรับคาน 0.15+0.35 ม. $b + 15 \text{ \& } d = 31$ ซม.
 $\therefore R = 1500 + 100 / 15 + 31^2 = 10.4$ จาก Table II สำหรับ $R = 10.4$ ได้ค่า $r = 1.007$
 $A_s = rbd / 100 = 1.007 + 15 + 31 / 100 = 4.88 \text{ cm}^2$

ตัวอย่าง 2 เช่นเดียวกับตัวอย่าง 1 แต่เพิ่ม BM. เป็น 3,000 กก.ม.

วิธีที่ 1 ก. Modular - ratio Method
 จาก Table I คานขนาด 0.15+0.35 ม. $M_R = 1,531$,
 $A = 324$, $B = 241$, $A_{S1} = 4.70$ $\therefore M = M_R$
 $\therefore A_s = A_{S1} = A_{S2} A_{S1} + (M - M_R) / A = 4.70 + (3,000 - 1,531) / 324 = 9.23 \text{ cm}^2$
 $A_s = M - M_R / B = (3,000 - 1,531) / 241 = 6.09 \text{ cm}^2$
 ข. Load - factor Method
 $\therefore R = M / bd^2$ สำหรับคาน 0.15+0.35 ม. $b = 15 \text{ \& } d = 31$ ซม.
 $R = (3,000 + 100) / 15 + 31^2 = 20.8$ จาก Table II สำหรับ $R = 20.8$ ได้ค่า
 $r = 2.227$ $r = 0.421$
 $\therefore A_s = rbd / 100 = 2.227 (15 + 31) / 100 = 10.35 \text{ cm}^2$
 $A_s = rbd / 100 = 0.421 (15 + 31) / 100 = 1.98 \text{ cm}^2$

บทสรุป

จะเห็นได้ว่าตารางช่วยคำนวณข้างแสดงทั้ง Table I และ Table II สามารถทำให้การออกแบบคานเป็นไปอย่างง่ายสะดวกและสะดวกสบาย โดยหลังจากได้ค่าโมเมนต์จากทฤษฎีโครงสร้างแล้วก็เหลือการคำนวณอีกเพียงสองสามบรรทัดก็สามารถหาคำนวณหาปริมาณพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมออกมาได้

จะมีข้อยุ่งยากสำหรับ Table I อยู่เล็กน้อยสำหรับคานที่เสริมเหล็กสองชั้นขึ้นไป เพราะค่าตาม Table I นั้นค่า d คงที่สำหรับแต่ละความลึกของหน้าตัดของคานเมื่อมีการเสริมเหล็กสองชั้นขึ้นไป ค่า d จะเปลี่ยนไปทำให้ค่าต่าง ๆ ตาม Table I ผิดไปเล็กน้อย แต่หากจะพิจารณาในแง่ที่ว่า วิศวกรย่อมมีวิจารณญาณในการเพิ่ม - ลด ตามสถานการณ์แล้ว Table I ก็คงจะยังใช้ได้เป็นอย่างดี

เอกสารอ้างอิง

1. ข้อมูลปฏิบัติการพหุพหุ เรื่อง ความคุมการก่อสร้างอาคาร พ.ศ. 2522
2. วิศวกรรมสารปีที่ 28 ฉบับที่ 5 ก.ย. - ค.ศ. 2518
3. Basic R.C. Design Vol. 1 - Reynold

TABLE I
R.C Beam - Modular ratio Method

$M_R = 106.242 \text{ bd}^2$
 $M_R + A_S = M/C$
 $M_R : A_S = 1 + A_2$
 $A_S' = (M - M_R)/b$
 $A_S = 101.18 \text{ bd}$
 $A_2 = (M - M_R)/A$
 $V_C = 3.576 \times 10^4 \text{ bd}$
 $b \leq d \text{ in Metre}$
 $F_C = 65, F_S = 1,200 \text{ kg/cm}^2, k = 0.373, j = 0.875$
 $A = (d-d')/1200; d = 0.04 n - 11$
 $R = F_C(d-d'); -F = 1,365(kd-d')$ for $d < 0.88 b$
 $C = 1050d; F = 1,200$ for $d > 0.88$

Overall depth (M)	Mod. depth (M)	A	B	C	b = 0.12 M					b = 0.15 M					b = 0.20 M					b = 0.25 M					b = 0.30 M				
					M_S kg/M	M_R kg/M	A_{S1} CM ²	V_C kg	M_S kg/M	M_R kg/M	A_{S1} CM ²	V_C kg	M_S kg/M	M_R kg/M	A_{S1} CM ²	V_C kg	M_S kg/M	M_R kg/M	A_{S1} CM ²	V_C kg	M_S kg/M	M_R kg/M	A_{S1} CM ²	V_C kg	M_S kg/M	M_R kg/M	A_{S1} CM ²	V_C kg	
0.15	0.11	84	2	115	43	154	1.34	472	54	193	1.67	590	72	257	2.23	787	90	2.78	321	983	108	386	3.34	1,180					
0.20	0.16	144	54	168	58	326	1.94	687	72	408	2.43	858	96	544	3.24	1,144	120	4.25	680	1,430	144	816	4.36	1,716					
0.25	0.21	204	113	220	72	562	2.55	901	90	703	3.19	1,126	120	937	4.25	1,502	150	5.31	1,171	1,877	180	1,406	6.37	2,253					
0.30	0.26	264	176	273	86	662	3.16	1,116	108	1,077	3.95	1,395	144	1,436	5.26	1,859	180	6.58	1,795	2,324	216	2,155	7.89	2,789					
0.35	0.31	324	241	325	101	1,225	3.76	1,330	126	1,531	4.70	1,663	168	2,042	6.27	2,217	210	7.84	2,552	2,771	252	3,063	9.41	3,326					
0.40	0.36	384	307	378	115	1,652	4.37	1,545	144	2,065	5.45	1,931	192	2,756	7.28	2,575	240	9.11	3,442	3,218	288	4,131	10.93	3,862					
0.45	0.41	444	373	430	130	2,143	4.98	1,759	162	2,679	6.22	2,199	216	3,572	8.30	2,932	270	10.37	4,465	3,665	324	5,358	12.44	4,398					
0.50	0.46	504	440	483	144	2,698	5.58	1,974	180	3,372	6.98	2,467	240	4,496	9.31	3,290	300	11.64	5,620	4,112	360	6,744	13.96	4,935					
0.55	0.51	564	507	535	158	3,316	6.19	2,188	198	4,145	7.74	2,736	267	5,527	10.32	3,647	330	12.90	6,908	4,559	396	8,290	15.48	5,471					
0.60	0.56	624	574	588	173	3,998	6.80	2,403	216	4,998	8.50	3,004	288	6,663	11.33	4,005	360	14.16	8,329	5,006	432	9,995	17.00	6,008					
0.65	0.61	684	641	640	187	4,744	7.41	2,618	234	5,930	9.26	3,272	312	7,906	12.34	4,363	390	15.43	9,883	5,453	468	11,860	18.52	6,544					
0.70	0.66	744	709	693	202	5,553	8.01	2,832	252	6,942	10.02	3,540	336	9,256	13.36	4,720	420	16.69	11,570	5,900	504	13,884	20.03	7,080					
0.75	0.71	804	776	745	216	6,427	8.62	3,047	270	8,033	10.78	3,808	360	10,711	14.37	5,078	450	17.96	13,389	6,347	540	16,067	21.56	7,617					
0.80	0.76	864	844	798	230	7,364	9.23	3,261	288	9,205	11.53	4,077	384	12,273	15.38	5,435	480	19.22	15,341	6,794	576	18,410	23.07	8,153					
0.85	0.81	924	912	850	245	8,365	9.83	3,476	306	10,456	12.29	4,345	408	13,941	16.39	5,793	510	20.49	17,426	7,241	612	20,912	24.59	8,690					
0.90	0.86	984	980	903	259	9,429	10.44	3,690	324	11,788	13.05	4,613	432	15,715	17.40	6,151	540	21.75	19,644	7,688	648	23,573	26.10	9,226					
1.00	0.96	1104	1104	1008	288	11,749	11.66	4,119	342	14,687	14.57	5,149	456	19,562	19.43	6,866	570	24.28	24,478	8,582	684	29,374	29.14	10,299					

TABLE II

R.C Beams and Slabs - Load Factor Method

C. Chantararatn
Rdg'd No. 1521

$$R = \frac{M}{bd^2} \quad A_s = \tau \frac{bd}{100} \quad A'_s = \tau' \frac{bd}{100}$$

$f_s = 1,200$ ksc.
 $f'_s = 1,200$ ksc.
 $f_c = 65$ ksc.

(Units : Min "kg.cm", b & d in "cm", A_s & A'_s in "cm²")

June, 1979

R	j	τ	τ'	R	j	τ	τ'	R	j	τ	τ'
2.0	0.976	0.171		12.2	0.830	1.224		22.4	0.750	2.375	0.569
2.2	0.974	0.188		12.4	0.827	1.249		22.6	0.750	2.393	0.588
2.4	0.971	0.206		12.6	0.823	1.275		22.8	0.750	2.412	0.606
2.6	0.969	0.224		12.8	0.861	1.301		23.0	0.750	2.430	0.625
2.8	0.967	0.241		13.0	0.816	1.327		23.2	0.750	2.449	0.643
3.0	0.964	0.259		13.2	0.813	1.354		23.4	0.750	2.463	0.662
3.2	0.962	0.277		13.4	0.809	1.381		23.6	0.750	2.486	0.680
3.4	0.959	0.295		13.6	0.805	1.408		23.8	0.750	2.305	0.699
3.6	0.957	0.314		13.8	0.801	1.435		24.0	0.750	2.523	0.718
3.8	0.954	0.332		14.0	0.797	1.463		24.2	0.750	2.542	0.736
4.0	0.951	0.350		14.2	0.793	1.491		24.4	0.750	2.560	0.755
4.2	0.949	0.369		14.4	0.790	1.520		24.6	0.750	2.579	0.773
4.4	0.946	0.387		14.6	0.785	1.549		24.8	0.750	2.597	0.792
4.6	0.944	0.406		14.8	0.781	1.578		25.0	0.750	2.616	0.810
4.8	0.941	0.425		15.0	0.777	1.608		25.2	0.750	2.634	0.829
5.0	0.938	0.444		15.2	0.773	1.638		25.4	0.750	2.653	0.847
5.2	0.936	0.463		15.4	0.769	1.669		25.6	0.750	2.671	0.866
5.4	0.933	0.482		15.6	0.765	1.700		25.8	0.750	2.690	0.884
5.6	0.931	0.501		15.8	0.760	1.732		26.0	0.750	2.708	0.903
5.8	0.928	0.521		16.0	0.756	1.764		26.2	0.750	2.727	0.921
6.0	0.925	0.540		16.2	0.751	1.797		26.4	0.750	2.745	0.940
6.2	0.922	0.560		16.4	0.750	1.819	0.014	26.6	0.750	2.764	0.958
6.4	0.920	0.580		16.6	0.750	1.838	0.032	26.8	0.750	2.782	0.977
6.6	0.917	0.600		16.8	0.750	1.856	0.051	27.0	0.750	2.801	0.995
6.8	0.914	0.620		17.0	0.750	1.875	0.069	27.2	0.750	2.819	1.014
7.0	0.911	0.640		17.2	0.750	1.893	0.088	27.4	0.750	2.838	1.032
7.2	0.909	0.660		17.4	0.750	1.912	0.106	27.6	0.750	2.856	1.051
7.4	0.906	0.681		17.6	0.750	1.930	0.125	27.8	0.750	2.875	1.069
7.6	0.903	0.701		17.8	0.750	1.949	0.143	28.0	0.750	2.893	1.088
7.8	0.900	0.722		18.0	0.750	1.968	0.162	28.2	0.750	2.912	1.106
8.0	0.897	0.743		18.2	0.750	1.986	0.180	28.4	0.750	2.930	1.125
8.2	0.894	0.764		18.4	0.750	2.005	0.199	28.6	0.750	2.949	1.143
8.4	0.891	0.785		18.6	0.750	2.023	0.218	28.8	0.750	2.968	1.162
8.6	0.888	0.807		18.8	0.750	2.042	0.236	29.0	0.750	2.986	1.180
8.8	0.885	0.828		19.0	0.750	2.060	0.255	29.2	0.750	3.005	1.199
9.0	0.882	0.850		19.2	0.750	2.079	0.273	29.4	0.750	3.023	1.218
9.2	0.879	0.872		19.4	0.750	2.097	0.292	29.6	0.750	3.042	1.236
9.4	0.876	0.894		19.6	0.750	2.116	0.310	29.8	0.750	3.060	1.255
9.6	0.873	0.916		19.8	0.750	2.134	0.329	30.0	0.750	3.079	1.273
9.8	0.870	0.939		20.0	0.750	2.153	0.347	30.2	0.750	3.097	1.292
10.0	0.867	0.961		20.2	0.750	2.171	0.366	30.4	0.750	3.116	1.310
10.2	0.864	0.984		20.4	0.750	2.190	0.384	30.6	0.750	3.134	1.329
10.4	0.860	1.007		20.6	0.750	2.208	0.403	30.8	0.750	3.153	1.347
10.6	0.857	1.030		20.8	0.750	2.227	0.421	31.0	0.750	3.171	1.366
10.8	0.854	1.054		21.0	0.750	2.245	0.440	31.2	0.750	3.150	1.384
11.0	0.851	1.077		21.2	0.750	2.264	0.458	31.4	0.750	3.208	1.403
11.2	0.847	1.101		21.4	0.750	2.282	0.477	31.6	0.750	3.227	1.421
11.4	0.844	1.125		21.6	0.750	2.301	0.495	31.8	0.750	3.245	1.440
11.6	0.841	1.150		22.8	0.750	2.319	0.514	32.0	0.750	3.264	1.458
11.8	0.837	1.174		22.0	0.750	2.338	0.532	32.2	0.750	3.282	1.477
12.0	0.834	1.199		22.2	0.750	2.356	0.551	32.4	0.750	3.301	1.495



การจัดแบบเหล็กเสริม ที่ดัดที่สุดสำหรับ ฐานรากบนเสาเข็ม

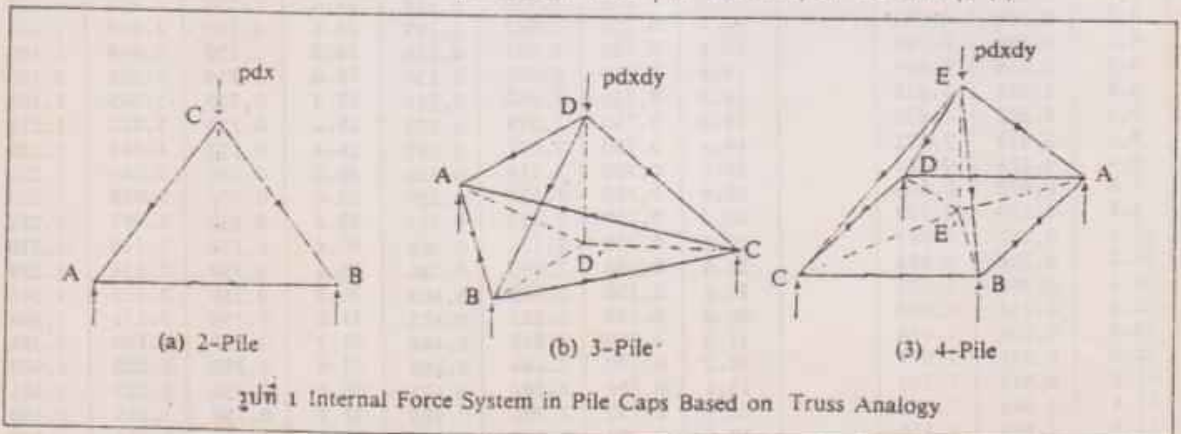
ดร. การุญ อินทรางศ์

1. บทนำ

เป็นที่ทราบกันดีว่า ปริมาณเหล็กเสริมต่อหน่วยปริมาตรคอนกรีตที่ใช้สำหรับฐานรากบนเสาเข็ม (Pile cap) สูงกว่าโครงสร้างประเภทอื่น ๆ ทั้งนี้ เพราะการคำนวณออกแบบฐานรากได้อาศัยทฤษฎีของคานมาประยุกต์ใช้ แต่ผลจากการทดลองได้แสดงให้เห็นว่าทฤษฎีของคานไม่สามารถบรรยายพฤติกรรมของฐานรากได้อย่างสมบูรณ์ ดังนั้น การวิจัยเพื่อค้นหาวิธีการวิเคราะห์พฤติกรรมของฐานรากบนเสาเข็มจึงเป็นสิ่งที่ควรกระทำ นอกจากนี้ เราจะพบว่าวิศวกรยังมีวิธีการจัดรูปแบบเหล็ก

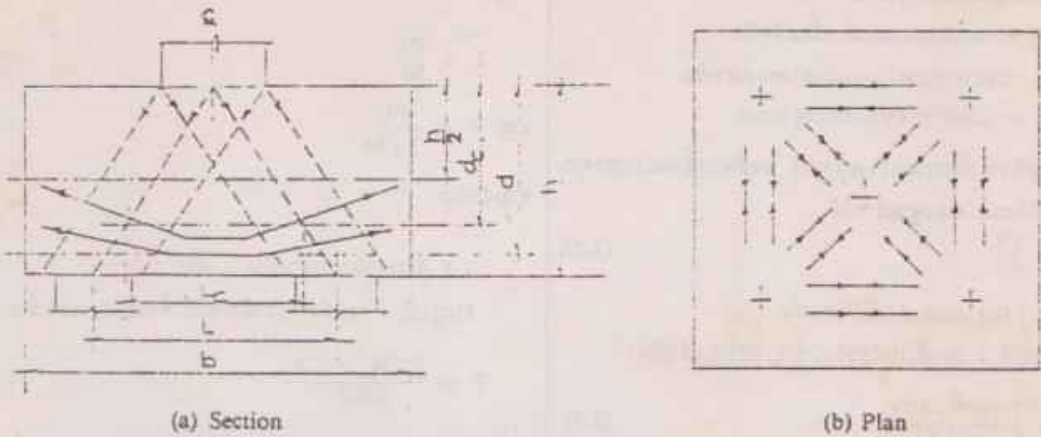
เสริมในฐานรากที่แตกต่างกันอยู่ ดังนั้น การค้นหาคำตอบว่ารูปแบบใดดีที่สุดเมื่อใช้ปริมาณเหล็กเสริมเท่ากันจึงเป็นสิ่งที่น่าสนใจ ทั้งนี้ การจัดแบบเหล็กเสริมนั้น ๆ จะต้องมีวิธีการวิเคราะห์ที่สอดคล้องด้วย (4)

บทความนี้จะได้เสนอวิธีการวิเคราะห์ฐานรากบนเสาเข็มซึ่งจะเรียกว่า การวิเคราะห์แบบโครงข้อหมุน (Truss Analogy) พร้อมทั้ง การจัดแบบเหล็กเสริมที่สอดคล้องกัน โดยมีผลการทดลองเปรียบเทียบความแข็งแรงของฐานรากที่เสริมเหล็กแบบต่าง ๆ กัน เพื่อการสรุปว่า แบบใดดีที่สุด (1)



รูปที่ 1 Internal Force System in Pile Caps Based on Truss Analogy

* รองศาสตราจารย์ ภาควิชา วิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 2 Ideal Internal Force System in Pile Caps Obtained by Finite Element Method

2. สภาพการกระจายของหน่วยแรงในฐานรากบนเสาเข็ม

H.T. Yan (2) ได้อธิบายการกระจายของหน่วยแรงในฐานรากบนเสาเข็มไว้ดังนี้ โดยที่น้ำหนักจะถ่ายลงสู่ที่รองรับ ในแนวทางซึ่งมีระยะสั้นที่สุดเสมอ ดังนั้น น้ำหนักบรรทุกทุกจากเสาที่ตำแหน่งกึ่งกลางของฐานรากจะทำให้เกิดการกระจายของหน่วยแรงอัดในแนวเฉียงเข้าสู่หัวเสาเข็มซึ่งรองรับอยู่ใต้ฐาน การถ่ายแรงลักษณะดังกล่าวจะเกิดมีแรงดัดที่เสี้ยวเสาเข็มออกจากกัน ดังนั้น จะต้องมีแรงดึงในแนวนอนเพื่อเหนี่ยวรั้งหัวเสาเข็มเอาไว้ พฤติกรรมดังกล่าวทั้งหมดนี้ สามารถจำลองเป็นระบบโครงข้อหมุนในสามมิติภายใต้แรงกระทำ ดังแสดงในรูปที่ 1

ตัวอย่างผลการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนท์เอลิเมนต์ เพื่อหาสภาพการกระจายของหน่วยแรง ในฐานรากบนเสาเข็มดังแสดงในรูปที่ 2 เป็นการพิสูจน์ว่า ข้อสมมติฐานนี้เป็นจริง (1)

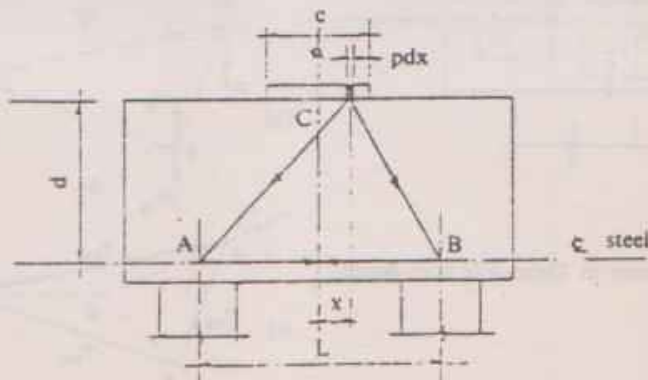
3. การวิเคราะห์ฐานรากบนเสาเข็มโดยวิธีระบบโครงข้อหมุน เพื่อแสดงพื้นฐานของวิธีการ จะทำการวิเคราะห์ฐานรากเสาเข็ม 2, 3 และ 4 ต้น เป็นตัวอย่างดังนี้

3.1 ฐานรากบนเสาเข็ม 2 ต้น

จากรูปที่ 3 เมื่อพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจากเสา pdx กระทำที่ระยะห่าง x จากศูนย์กลางของฐาน จะทำให้เกิดแรงปฏิกิริยาที่เสาเข็มและแรงดึงเหนี่ยวรั้งระหว่างเสาเข็ม ซึ่งเมื่อรวมผลลัพธ์ของ pdx โดยการอินทิเกรตตลอดหน้าตัดของเสาจะได้ว่า แรงดึงเหนี่ยวรั้งระหว่างเสาเข็มทั้งสองมีค่า

$$T = 2 \int_0^{C/2} \left(\frac{P}{Ld} \right) \left(\frac{L^2}{4} - x^2 \right) dx$$

$$= \frac{P(3L^2 - C^2)}{12Ld} \tag{3.1}$$



รูปที่ 3 Internal Force System in Two-Pile Cap Based on Truss Analogy

เมื่อ P = น้ำหนักบรรทุกรวมจากเสา
 C = ความกว้างของเสาสี่เหลี่ยมจัตุรัส
 L = ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของเสาเข็ม
 d = ความลึกประสิทธิผลของฐานราก

ถ้าไม่พิจารณาความกว้างของเสา โดยคิดน้ำหนักบรรทุกลงเป็นจุดที่กึ่งกลางของฐานรากได้

$$T = \frac{PL}{4d} \quad (3.2)$$

3.2 ฐานรากบนเสาเข็ม 3 ต้น

จากรูปที่ 4 แรงดึงเหนียวรั้งระหว่างเสาเข็มมีค่า

$$T = \frac{P(2L^2 - C^2)}{18Ld} \quad (3.3)$$

ในกรณีนี้พิจารณาว่าเกิดแรงดึงเหนียวรั้งเสาเข็มตามแนวระหว่างเสาเข็มและจุดกึ่งกลางของฐานราก จะได้ว่า

$$T = \frac{\sqrt{3} P (2L^2 - C^2)}{18Ld} \quad (3.4)$$

ถ้าไม่พิจารณาความกว้างของเสา โดยคิดน้ำหนักบรรทุกลงเป็นจุดที่กึ่งกลางของฐานรากจะได้สมการที่ (3.3) และ (3.4)

จะสรุปลงเป็น

$$T = \frac{PL}{9d} \quad (3.5)$$

และ $T = \frac{PL}{3\sqrt{3}d} \quad (3.6)$

ตามลำดับ

3.3 ฐานรากบนเสาเข็ม 4 ต้น

จากรูปที่ 5 จะได้ว่า แรงดึงเหนียวรั้งระหว่างเสาเข็มมีค่า

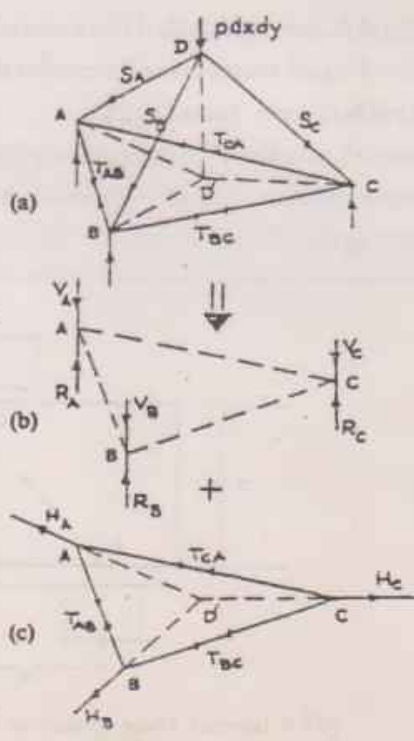
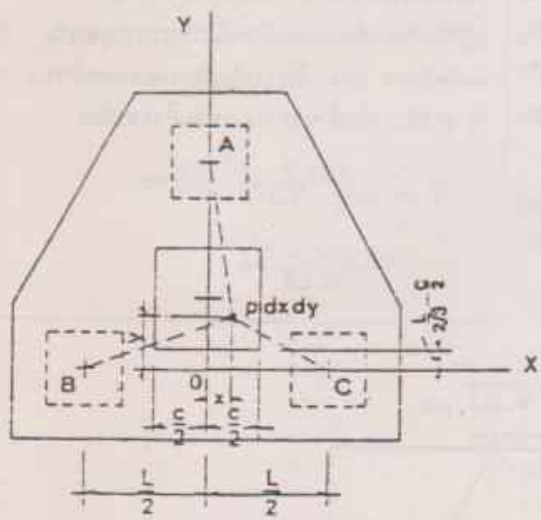
$$T = \frac{P(3L^2 - C^2)}{24Ld} \quad (3.7)$$

และแรงดึงตามแนวเส้นทแยงมุมจะมีค่าเป็นศูนย์

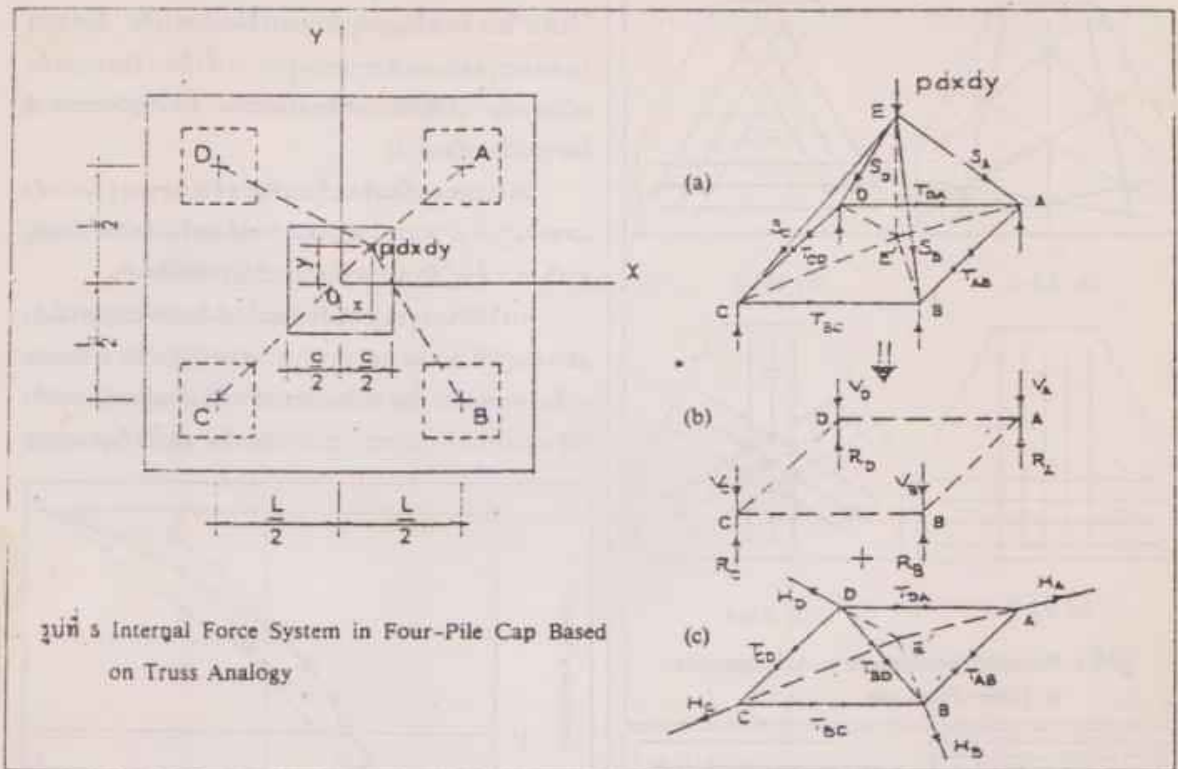
ในกรณีนี้พิจารณาว่าเกิดแรงดึงเหนียวรั้งระหว่างเสาเข็มตามแนวเส้นทแยงมุมเท่านั้น จะได้ว่าแรงดึงนี้เป็น

$$T = \frac{\sqrt{2} P (3L^2 - C^2)}{24Ld} \quad (3.8)$$

ถ้าไม่พิจารณาขนาดของเสา สมการที่ (3.7) และ (3.8) จะลดรูปเป็น



รูปที่ 4 Internal Force System in Three-Pile Cap Based on Truss Analogy



รูปที่ 5 Intergal Force System in Four-Pile Cap Based on Truss Analogy

$$T = \frac{PL}{8d} \tag{3.9}$$

และ $T = \frac{PL}{4\sqrt{2}d}$ (3.10)
ตามลำดับ

4. ข้อควรพิจารณาสำหรับการวิเคราะห์ฐานรากบนเสาเข็ม โดยวิธีระบบโครงข้อหมุน

ก. ควรใช้เมื่อน้ำหนักบรรทุกรวมแกนในเสาเข็มสูง เพราะจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนในคอนกรีตสูง ซึ่งจะต้องใช้ฐานรากที่มีความลึกมาก ๆ

ข. ระยะห่างระหว่างเสาเข็มควรมีค่าประมาณ 2-3 เท่า ความกว้างของหน้าตัดเสาเข็ม และความลึกของฐานรากมาตรฐาน ควรเป็นไปตามตารางที่ 1 เพื่อให้พฤติกรรมของฐานรากอยู่ในรูปของระบบโครงข้อหมุน

ค. ในกรณีที่ไม่ต้องการให้ การทรุดของตัวฐานเองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกเกิดขึ้นมาก โดยต้องการให้ฐานรากมีสติพันธ์สูง ควรออกแบบให้ฐานรากมีความลึกมาก ๆ ซึ่งในกรณีนี้การวิเคราะห์โดยวิธีระบบโครงข้อหมุนจะมีความถูกต้องมากขึ้น

ง. เมื่อจำนวนเสาเข็มได้ฐานรากมีมากขึ้นจะทำให้ต้องวิเคราะห์ระบบโครงข้อหมุนซึ่งมีอิทธิพลของอินดิเทอร์มินาทสูง และต้องพิจารณาถึง flexibility ของตัวฐานเองด้วย

5. การจัดแบบเหล็กเสริมสำหรับฐานรากบนเสาเข็ม

การจัดแบบเหล็กเสริมให้สอดคล้องกับการวิเคราะห์ทั้ง โดยระบบโครงข้อหมุนหรือทฤษฎีของคานมีตัวอย่าง ดังนี้

ฐานรากบนเสาเข็ม 3 ต้น จากรูปที่ 6

P3-1 เป็นการจัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของคาน

P3-2 เป็นการจัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดยวิธีระบบโครงข้อหมุน

P3-3 เป็นการจัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของคาน

P3-4 เป็นการจัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดยวิธีระบบโครงข้อหมุน

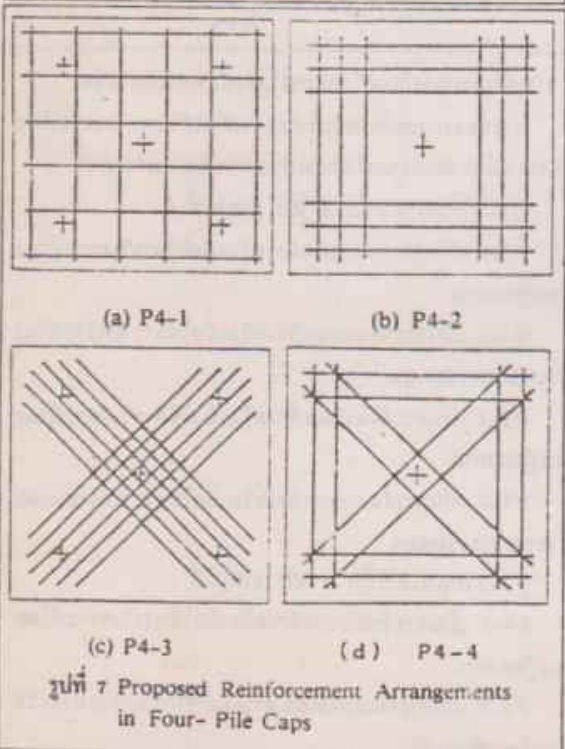
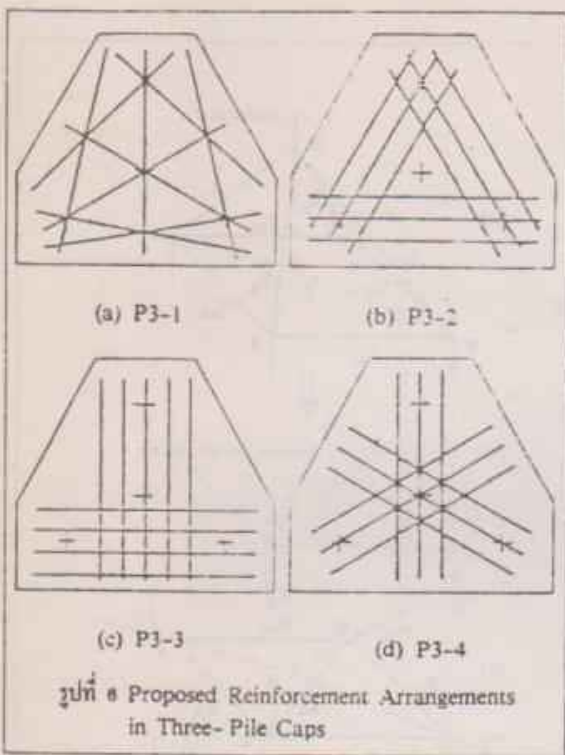
ฐานรากบนเสาเข็ม 4 ต้น จากรูปที่ 7

P4-1 เป็นการจัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดยทฤษฎีของคาน

P4-2 เป็นการ จัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดยวิธีระบบโครงข้อหมุน

P4-3 เป็นการจัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดยวิธีระบบโครงข้อหมุน

P4-4 เป็นการจัดแบบเหล็กเสริมเมื่อใช้การวิเคราะห์โดย



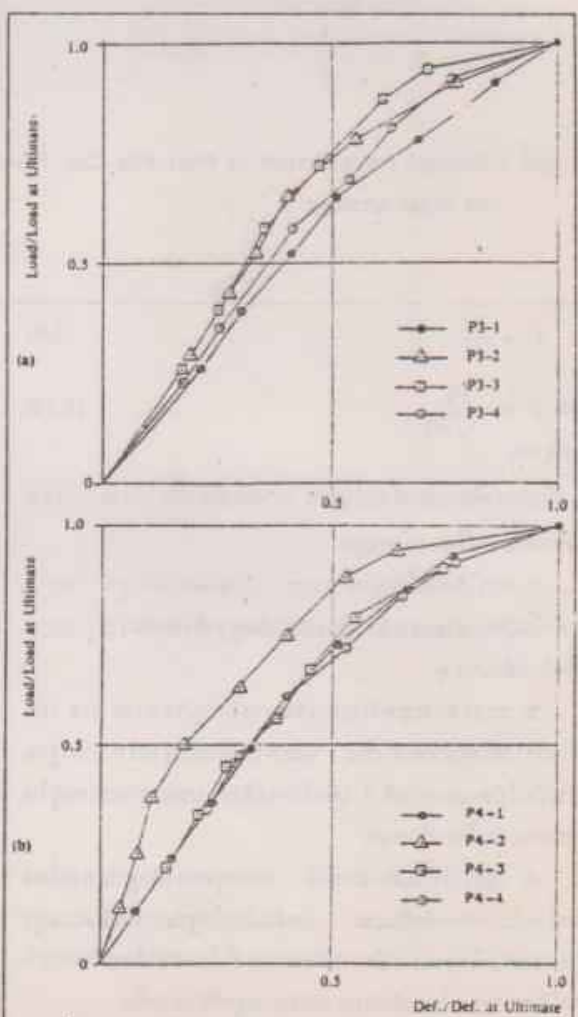
วิธีการแบบโครงข้อหมุน

6. การจัดแบบเหล็กเสริมที่ดีที่สุดสำหรับฐานรากบนเสาเข็ม

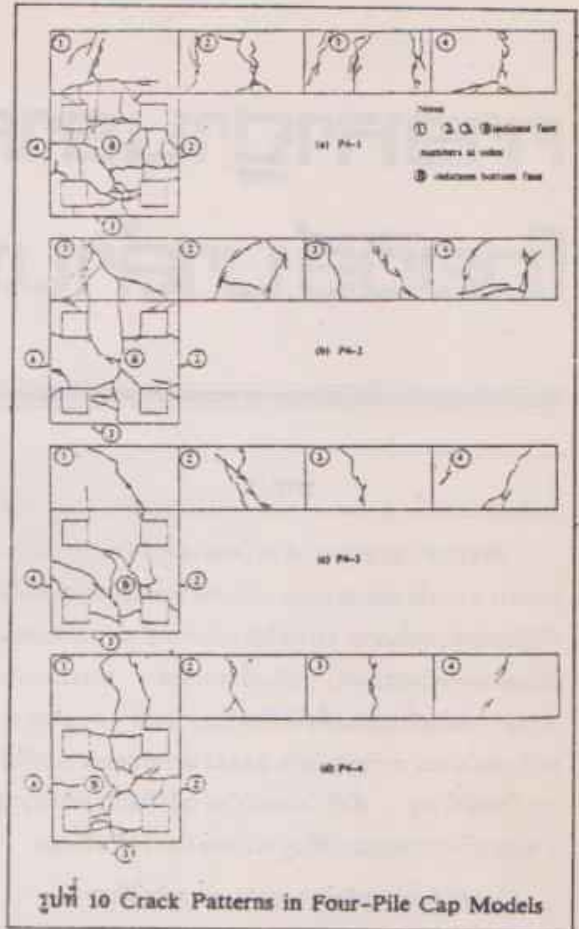
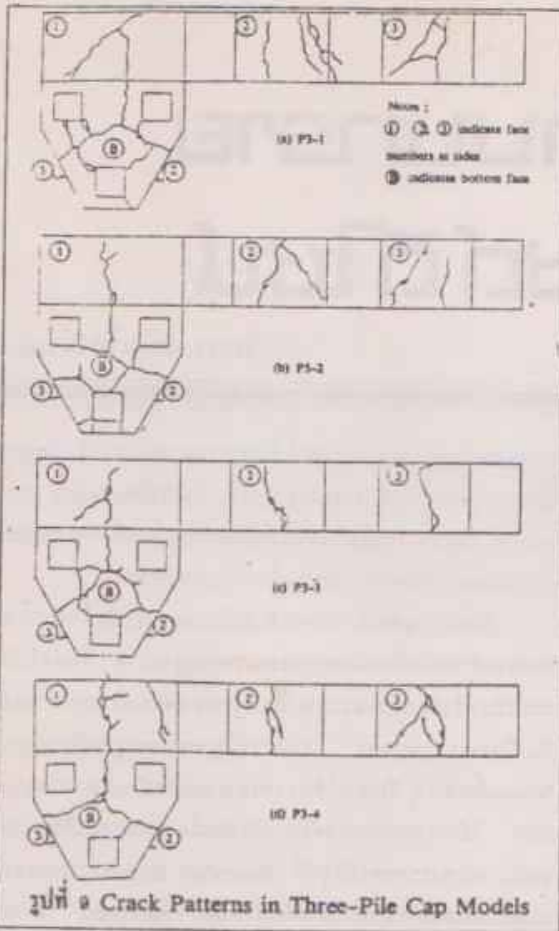
โดยที่การวิเคราะห์ฐานรากบนเสาเข็มด้วยวิธีการข้างต้น จะได้ปริมาณเหล็กเสริมและรูปแบบการจัดเหล็กต่างกัน จึงทำการทดลองตรวจสอบพฤติกรรมของฐานราก ซึ่งมีการจัดแบบเหล็กเสริมต่างกัน แต่ใช้ปริมาณเหล็กเสริมเท่ากัน ทั้งนี้เพื่อวัตถุประสงค์ในการเปรียบเทียบ (1)

ผลการทดลองในเชิงเปรียบเทียบสัณฐานของฐานรากดังแสดงในรูปที่ 8 พบว่า การจัดแบบเหล็กเสริมให้สอดคล้องกับการวิเคราะห์จะได้ฐานรากที่มีความแข็งแรงใกล้เคียงกัน

การวิบัติของฐานรากมีลักษณะใกล้เคียงกันในทุกกรณีดังแสดงในรูปที่ 9 และ 10 สำหรับฐานรากบนเสาเข็ม 3 ต้นและ 4 ต้น ตามลำดับ โดยจะเริ่มเกิดรอยร้าวที่ผิวด้านข้างเป็นแนวตั้งที่ตำแหน่งประมาณกึ่งกลางระหว่างเสาเข็ม และในที่สุดจะขยาย



รูปที่ 8 Normalized Load-Deflection Curves for (a) Three-Pile Cap. and (b) Four-Pile Cap



ลึกเข้าไปบริเวณศูนย์กลางใต้ท้องของฐานรากเมื่อถึงจุดวิกฤติ การเปรียบเทียบในเชิงของน้ำหนักบรรทุกที่เริ่มเกิดรอยร้าว พบว่า ฐานรากซึ่งมีการจัดเหล็กแบบ P3-2 และ P4-4 ให้น้ำหนักบรรทุกที่เริ่มเกิดรอยร้าวสูงกว่าแบบอื่น ๆ นอกจากนี้ ยังพบว่า การวิเคราะห์โดยวิธีระบบโครงข้อหมุน จะให้ค่าน้ำหนักบรรทุกบนฐานราก เมื่อเหล็กเสริมถึงจุดครากใกล้เคียงกับการทดลองมากกว่าทฤษฎีของคานที่นิยมใช้กัน

7. บทสรุป

การวิเคราะห์ฐานรากบนเสาเข็มโดยวิธีระบบโครงข้อหมุน ทำให้สามารถเลือกการจัดแบบเหล็กเสริมได้หลายรูปแบบ และควรใช้ทฤษฎีกำลังประลัยของวัสดุประกอบในการวิเคราะห์จะให้ผลใกล้เคียงกับการทดลอง การจัดแบบเหล็กเสริมจะต้องสอดคล้องกับการวิเคราะห์และควรจะต้องคำนึงถึงความสะดวกและประสิทธิภาพในการปฏิบัติเป็นหลักด้วย

เอกสารอ้างอิง

1. H.T. Yan "Bloom Base Allowance in the Design of Pile Caps". <i>Civil Engineering and Public Works Review</i> , Vol. 49, No. 575, May 1954, pp. 493-495, No. 576, June 1954, pp. 622-623.	2. L. Siridanupath "The Optimum Reinforcement Arrangements for Concrete Pile Caps". เอกสารการวิจัยภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย พ.ศ. 2522.
3. ACI Code (318-71) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1971.	4. R.T., Whittle and D.Beattie, "Standard Pile Caps". <i>Concrete</i> , Vol. 6, No. 1, January 1972, pp. 34-36, No. 2, February 1972, pp. 29-31.

การหาฐานรากบนทราย โดยวิธีบาลานซ์ ดีไซน์

จินดา จวัณเืองชีร์กุล *

บทนำ

ปัจจุบันความเจริญทางด้านวัสดุต่าง ๆ ได้แผ่ขยายไปในส่วนต่าง ๆ ของโลกอย่างมากมาย ประเทศไทยก็เป็นอีกแห่งหนึ่งที่ได้พัฒนาตัวเองขึ้นมา จะเห็นได้จากตึกบ้านช่องตลอดจนถึงโรงงานอุตสาหกรรมต่าง ๆ ได้ผุดขึ้นมากมาย การออกแบบโครงสร้างก็เป็นที่ประชันเพื่อให้เกิดความสวยงาม ความเหมาะสมกับการใช้งาน ความประหยัด ตลอดจนความปลอดภัยแก่ผู้ใช้งานเป็นหลักใหญ่ สิ่งซึ่งไม่ค่อยมีผู้กล่าวถึงกันแม้ว่าจะมีความสำคัญมากในการออกแบบก็คือฐานรากของโครงสร้างนั่นเอง

โดยทั่ว ๆ ไปการพังทลายของฐานรากเกิดได้จาก

1. ความเบกทานของดิน
2. การทรุดตัว อันเนื่องจาก
 - 2.1 การทรุดตัวรวม
 - 2.2 การทรุดตัวต่างกัน

กรณีที่ 2.1 นั้นไม่ควรมากกว่า 1 นิ้ว และ 3/4 นิ้ว สำหรับกรณีที่ 2.2

ปกติน้ำหนักต่าง ๆ ที่จะถ่ายลงสู่ฐานรากที่จะใช้ในการออกแบบได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่, น้ำหนักบรรทุกจรและน้ำหนักของฐานรากเอง จะเห็นได้ว่าน้ำหนักบรรทุกจรเป็นสิ่งที่ประมาณขึ้นและบางครั้งมันก็จะกระทำเป็นบางส่วนในช่วงระยะเวลาหนึ่งเท่านั้น ตัวอย่างเช่น ในสถานชกกีฬาอาจมีผู้เข้าชมมาชุมนุมกันชั่วระยะเวลา 2-3 ชั่วโมงในหนึ่งสัปดาห์เท่านั้น ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกจรซึ่งเกิดขึ้นในโรงเก็บพิสดจะต่อเนื่องเป็นเวลาดึกอนยาวนาน จากความจริงนี้ทำให้คาดคิดได้ว่าน้ำหนัก

บรรทุกจรในสถานชกกีฬาทำให้เกิดการทรุดตัวของดินน้อยกว่า ซึ่งการทรุดตัวนี้ขึ้นกับระยะเวลา เช่น ในกรณีดินเหนียว (Cohesive Soils) และเป็นก็ปรากฏชัดว่าการทรุดตัวต่างกันก็เป็นผลอันเนื่องจากการผันแปรของน้ำหนักบรรทุกจร

เริ่มแรกคือการศึกษาการตัดสินใจในแต่ละกรณีเพื่อพิจารณาแรงกระทำเฉลี่ยอันเนื่องจากระยะเวลาต่อฐานราก ขึ้นต่อไปคือการปรับหรือจัดอัตราส่วนของพื้นที่ฐานรากตามแรงกระทำเฉลี่ยอันเนื่องจากระยะเวลา จนกระทั่งฐานรากทุกฐานมีความแบกทานเฉลี่ยเท่า ๆ กันภายใต้แรงกระทำเฉลี่ยอันเนื่องจากระยะเวลา วิธีการลดการทรุดตัวต่างกันอันเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักบรรทุกจรก็คือวิธี Balanced design แรงกระทำเฉลี่ยอันเนื่องจากระยะเวลาก็คือน้ำหนัก balanced น้ำหนัก balanced คือ น้ำหนักคงที่บางเปอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุด ส่วนใหญ่น้ำหนัก balance ก็คือเอาน้ำหนักบรรทุกคงที่บวก 40-50% ของน้ำหนักบรรทุกจร เพอร์เซ็นต์ของน้ำหนักบรรทุกจรควรสูงขึ้นไปกว่านี้ เช่น ในกรณีของโรงเก็บพิสดน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดควรใช้ในการออกแบบฐานรากบนทราย (Cohesionless Soil) เพราะการทรุดตัวจะเกิดขึ้นก็เมื่อน้ำหนักกระทำต่อมัน

วิธีการ Balanced design

1. หาน้ำหนักบรรทุกคงที่ในแต่ละเสาพร้อมทั้งประมาณน้ำหนักของฐานราก
2. หาน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดที่คาดว่าจะกระทำบนฐานราก
3. หาอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรสูงสุดต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่ในแต่ละเสา
4. คำนวณพื้นที่ของฐานรากที่ได้จากอัตราส่วนที่สูงสุด

* วิศวกรประจำการประปานครหลวง

เพื่อ 3

$$A = \frac{\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่} + \text{น้ำหนักบรรทุกจรสูงสุด}}{\text{ความแบกรับของดิน}}$$

5. ฐานน้ำหนักบรรทุกที่ลดส่วนและความแบกรับของดิน
 เคส่วน (Balanced Bearing Capacity)

$$q_b = \frac{\text{น้ำหนักบรรทุกคงที่} + \text{น้ำหนักบรรทุกที่ลดส่วน}}{A}$$

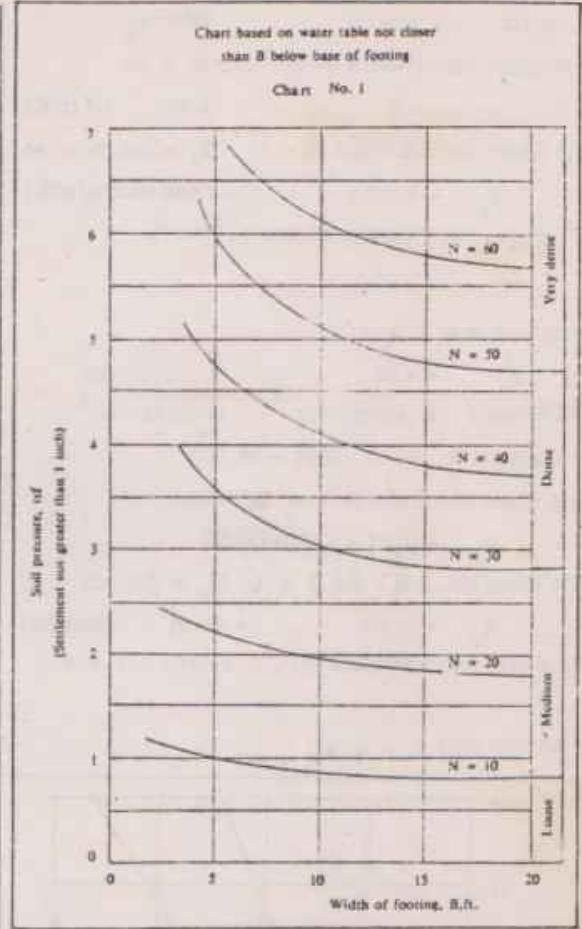
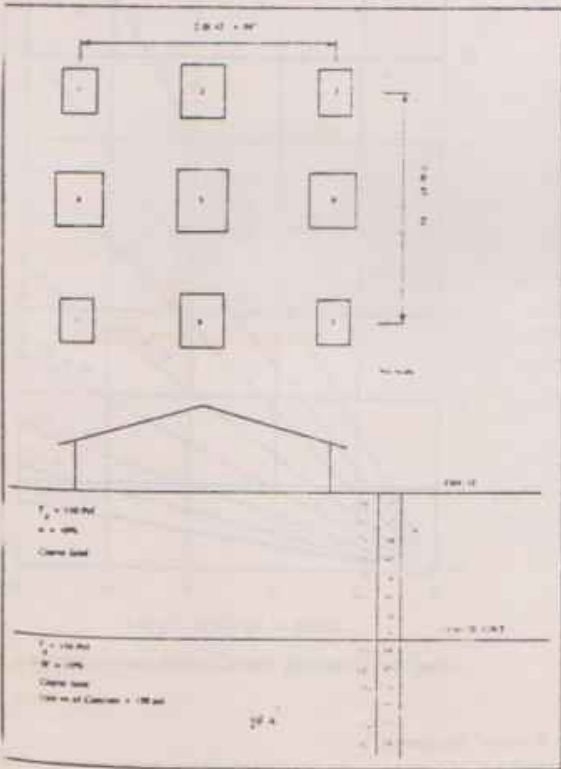
6. หาพื้นที่ของฐานรากที่เหลือโดยใช้ q_b และน้ำหนัก
 placed

วิธีการกำหนดฐานรากบนทรายโดยวิธี Balanced design
 นรูป A กำหนดให้ความหนาของทุกฐานรากมีค่า $2\frac{1}{2}$ ฟุต
 ลักษณะของฐานรากโดยไม่ให้เกิดการทรุดตัวต่างกันเกิน $3/4$ นิ้ว

ฐานราก	น้ำหนักบรรทุกคงที่ ดิน	น้ำหนักบรรทุกจร ดิน	น.น.บรรทุกจร น.น.บรรทุกคงที่
1, 3, 7, 9	40	50	1.25
2, 4, 6, 8	50	72	1.20
5	84	110	1.31

(ตัวกำหนด)

เนื่องจากชั้นดินเป็นทราย การทรุดตัวจะเกิดขึ้นทันที จึงไม่จำเป็นต้อง



ต้องลดน้ำหนักบรรทุกจรต่ออย่างใด

ค่า N-Value

$$\text{เฉลี่ย} = (27+49+47+36)/4 = 40$$

$$r_{\text{wet}} = \gamma_d(1+w) = 110(1+0.1) = 121 \text{ psf}$$

$$\text{น.น.ของฐานราก} = 2.5(0.15)/2 = 0.188 \text{ tsf}$$

$$\text{น.น. surcharge} = 2.5(0.121)/2 = 0.151 \text{ tsf}$$

$$\text{น.น. เพิ่มทั้งหมด} = 0.036 \text{ tsf}$$

ฐานรากหมายเลข 5 มีอัตราส่วนของ
 น.น.บรรทุกจร/น.น.บรรทุกคงที่ สูงสุด

$$\text{น.น.บรรทุกคงที่} + \text{น.น.บรรทุกจร} = 84+110 = 194 \text{ t}$$

$$\text{สมมติ } q_a = 4.50 \text{ tsf}$$

$$\therefore \text{พื้นที่ที่ต้องการ} = 194/4.50 = 43.1 \text{ ft}^2$$

ทดลองฐานรากขนาด $6\frac{1}{2} \times 7$ (พื้นที่ = 45.5 ft²)

$$q = 194/45.5 = 4.264 \text{ tsf}$$

$$\text{น.น.เพิ่มทั้งหมด} = 0.036 \text{ tsf}$$

∴ $q_{adm} = 4.30 \text{ tsf} = q_b$
 จาก Chart No. 1 เมื่อ $B = 6\frac{1}{2}$ และ $N = 40$

$q_a = 4.5 \text{ tsf} > 4.30 \text{ tsf (OK)}$

จาก Chart No. 2 & 3 เมื่อ $B = 6\frac{1}{2}$, $D_f = 2.5$, $N = 40$

$q_a = 4.8 + 2.8 = 7.6 \text{ tsf} > 4.30 \text{ tsf (OK)}$

สำหรับฐานรากหมายเลข 5 ใช้ขนาด $6\frac{1}{2} \times 7$

ฐานรากหมายเลข 1, 3, 7, 9

ใช้ $q_b = 4.30 \text{ tsf}$

พื้นที่ต้องการ = $(40 - 50) / 4.3 = 20.93 \text{ ft}^2$

ทดลองขนาด 4×5 (พื้นที่ = 20 ft^2)

จาก Chart No. 1 เมื่อ $B = 4$, $N = 40$

$q_a = 5 \text{ tsf} > 4.30 \text{ tsf (OK)}$

จาก Chart No. 2 & 3 เมื่อ $B = 4$, $D_f = 2.5$, $N = 40$

$q_a = 3 + 2.8 = 5.8 \text{ tsf} > 4.30 \text{ tsf (OK)}$

∴ สำหรับฐานรากหมายเลข 1, 3, 7, 9 ใช้ขนาด 4×5

ฐานรากหมายเลข 2, 4, 6, 8

ใช้ $q_b = 4.30 \text{ tsf}$

พื้นที่ต้องการ = $(60 - 72) / 4.3 = 30.70 \text{ ft}^2$

ทดลองขนาด 5×6 (พื้นที่ = 30 ft^2)

จาก Chart No. 1 เมื่อ $B = 5$, $N = 40$

$q_a = 4.75 \text{ tsf} > 4.30 \text{ tsf (OK)}$

จาก Chart No. 2 & 3 เมื่อ $B = 5$, $D_f = 2.5$, $N = 40$

$q_a = 3.8 + 2.3 = 6.6 \text{ tsf} > 4.30 \text{ tsf}$

(OK)

ตรวจสอบความแยกทาน

สำหรับฐานรากหมายเลข 1, 3, 7, 9

แต่ละฐานรากจะรับน้ำหนักได้ = $5(20)$

= $100 T > 90 T \text{ (OK)}$

สำหรับฐานรากหมายเลข 2, 4, 6, 8

แต่ละฐานรากจะรับน้ำหนักได้ = $4.75(30)$

= $142.5 T > 132 T \text{ (OK)}$

หมายเหตุ

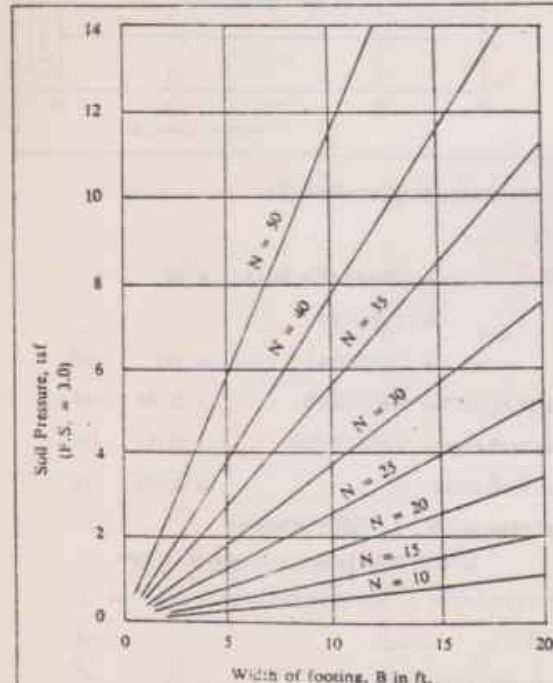


Chart No. 2 Bearing capacity without surcharge, $D_f = 0$

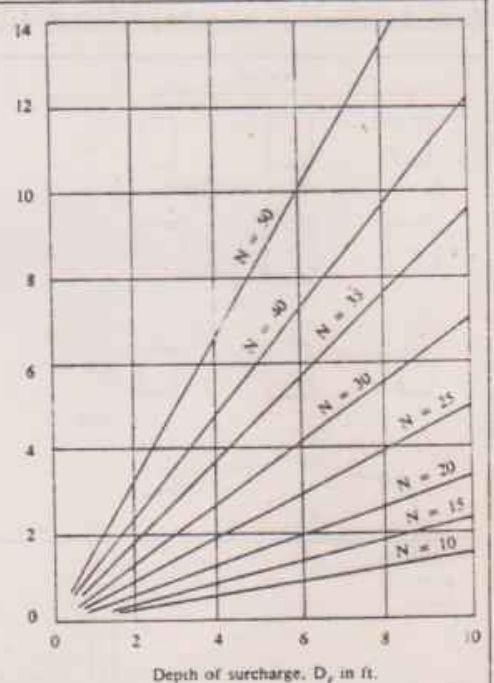


Chart No. 3 Additional bearing capacity due to surcharge

Charts based on water table no closer than B below the footing

1. โดยปกติค่า N-Value ที่นำมาพิจารณาค่าเฉลี่ยในช่วงจากใต้ฐานรากไปจนถึงระยะ B แต่ในกรณีนี้เนื่องจากมีความแตกต่างของค่า N-Value ที่ความลึก 10' และ 12¹/₂' มาก ซึ่งความจริงเกินค่า B แต่เพื่อความปลอดภัยในการใช้งานควรคิดค่า N-value ในชั้น 12¹/₂' ด้วย

2. ค่าเฉลี่ย N-Value จริงสำหรับฐานรากหมายเลข 1, 3, 7, 9 และ 2, 4, 6, 8 คือ 38 blows/ft ซึ่งเมื่อย้อนกลับไปด้วยค่า q ใหม่ก็ยังคงได้ค่ามากกว่า 4.30tsf จึงแสดงว่าขนาดที่หาได้เดิมยังคงใช้ได้

3. ถ้าระดับน้ำใต้ดินอยู่ต่ำกว่าใต้ฐานรากเป็นระยะ B ก็ไม่ทำให้ผลการคำนวณเปลี่ยนแปลงแต่อย่างใด

สัญลักษณ์

- N = Number of blows per foot in standard penetration test
- q_a = Allowable soil pressure
- γ_{wet} = Wet unit weight of soil
- γ_{dry} = Dry unit weight of soil

- w = Water content
- B = Width of Footing

บทสรุป

จากตัวอย่างการคำนวณทำให้สามารถเห็นข้อเท็จจริงว่า ฐานรากในทรายจะพังพินาศโดยการทรุดตัว ซึ่งเป็นกรณีหนึ่งที่ไม่เกิดขึ้นบ่อยนัก เมื่อมีโอกาสออกแบบฐานรากบริเวณดินที่มีลักษณะเกือบเป็นทรายก็ขอให้เพิ่มความระมัดระวังในการออกแบบและควรตรวจสอบผลอันเนื่องจากการทรุดตัวด้วย เพื่อจะได้เป็นหลักประกันในความปลอดภัยของโครงสร้างนั้น ๆ

เอกสารอ้างอิง

Ralph B. Peck, Walter E. Hanson & Thomas Thornburn "Foundation Engineering" Joseph E. Bowles; "Foundation Analysis and Design "

Louis J. Goodman & R.H. Karol; "Theory and Practice of Foundation Engineering" M.S.C.E. Course leaflet for foundation analysis and design, Post-Graduate School of Studies in Civil Engineering, The University of Texas at Arlington (1975), U.S.A.

กำลังรับแรงดัด ของคานไม้เนื้อแข็ง

ดร.วินิต ช่อวิเชียร*
สุพจน์ วัชรโยธิน**

บทนำ

ปัจจุบันการออกแบบโครงสร้างไม้เพื่อให้รับแรงดัดยังคงอาศัยทฤษฎีคลาสสิก แต่ทฤษฎีดังกล่าวไม่สามารถใช้อธิบายถึงสภาพการรับแรงดัดของไม้ได้เมื่อถึงจุดประลัย ซึ่งความจริงในขณะที่ไม่รับแรงดัดอยู่ในช่วงที่เกินกว่าขีดยืดหยุ่น ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวไม่เป็นสัดส่วนโดยตรง จะเห็นว่าการคาดคะเนกำลังรับแรงดัดของไม้ต้องอาศัยการหาการกระจายของหน่วยแรงและหน่วยการยืดหรือหดตัวของไม้ในปัญหาอีกประการหนึ่งคือ การแตกหักของคานไม้มักเกิดขึ้นตรงด้านที่รับแรงดัด ทั้งที่ไม่มีกำลังด้านแรงดัดให้ลึกกว่ากำลังด้านแรงอัด

การศึกษาถึงกำลังรับแรงดัดของคานไม้ ได้มีผู้ทำการค้นคว้าตลอดมา(2), (4), (5) ในปี ค.ศ. 1960 Brochard(3) พบว่า ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงดัดกับการหดตัวของไม้สามารถใช้แทนได้ด้วยสมการพาราโบลากำลังสอง ซึ่งต่อมาในปี ค.ศ. 1973 Borislav D. Zakic(6) ก็ได้ทำการทดลองศึกษาถึงกำลังรับแรงดัดของคานไม้ชนิดหนึ่งในประเทศยูโกสลาเวีย และได้ทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบโดยวัดความสัมพันธ์ของหน่วยแรงอัดและการหดตัวตามที่ Brochard ได้เสนอไว้ซึ่งปรากฏว่าได้ผลใกล้เคียงกับการทดลอง อย่างไรก็ตามยังมิได้มีการศึกษาเกี่ยวกับ กำลังรับแรงดัดของคานไม้ภายในประเทศไทยเลย

วัตถุประสงค์และขอบเขตการวิจัย

วัตถุประสงค์ของการวิจัยมีดังนี้

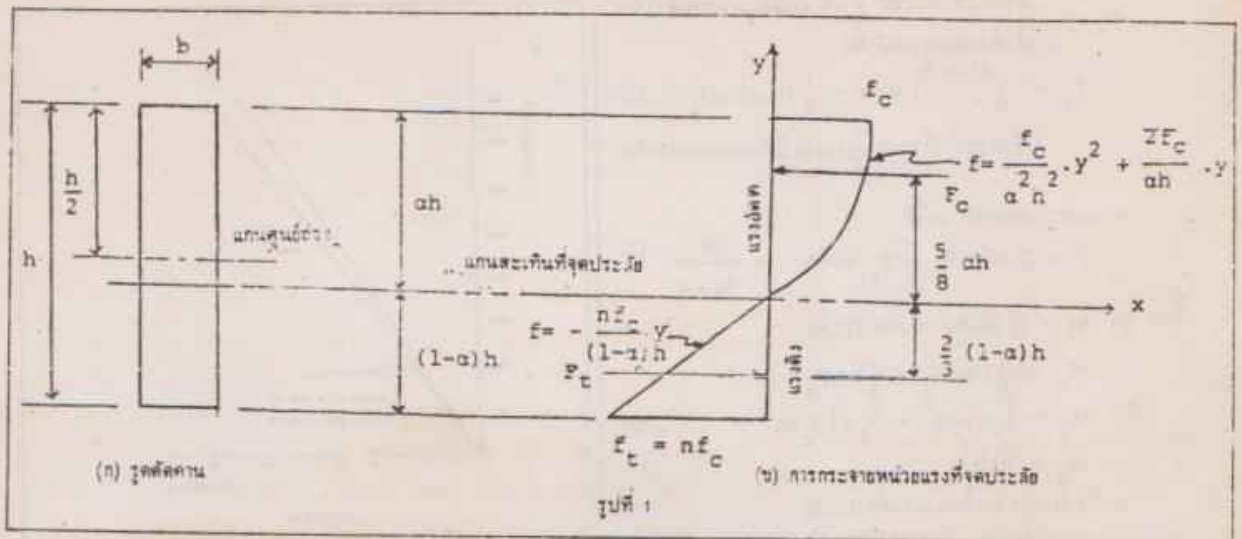
1. ศึกษาถึงสภาพการรับแรงดัดของคานไม้ จนกระทั่งถึงจุดประลัย
2. เปรียบเทียบกำลังรับแรงดัดประลัยของผลการทดลองกับทฤษฎีที่ใช้วิเคราะห์
3. หาสูตรคำนวณกำลังรับแรงดัดประลัยของไม้ที่เหมาะสมการศึกษาถึงสภาพการรับแรงดัดของคานไม้ ไรคานไม้เนื้อแข็งสำหรับงานก่อสร้างอาคาร 3 ชั้นค ไม้เก้ ไม้เตง ไม้เคี่ยม และไม้เต็ง แต่ละชนิดของไม้ตัวอย่างทำการทดสอบคานไม้ 2 ตัวอย่าง โดยให้รับเฉพาะแรงดัดเพียงอย่างเดียว ส่วนคุณสมบัติของไม้แต่ละชนิด ในคานรับแรงดัดและแรงอัดขนานเสี้ยนไม้ ให้จากการทดสอบไม้ตัวอย่างซึ่งตัดเอามาจากคานไม้ชนิดนั้นๆ และมีขนาดตามมาตรฐานการทดสอบของอเมริกัน

ทฤษฎีเกรเซท์

การวิเคราะห์หาลำกำลังรับแรงดัดประลัยของคานไม้อาศัยสมมุติฐานดังต่อไปนี้

1. ระยะเวลาของหน้าตัดคานทั้งก่อนและหลังการรับน้ำหนัก ยังคงเป็นระนาบ
2. ไม้คือตัวรับแรงดัด

* รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
** วิศวกรประจำบริษัทไทยเอนจิเนียริงส์ จำกัด



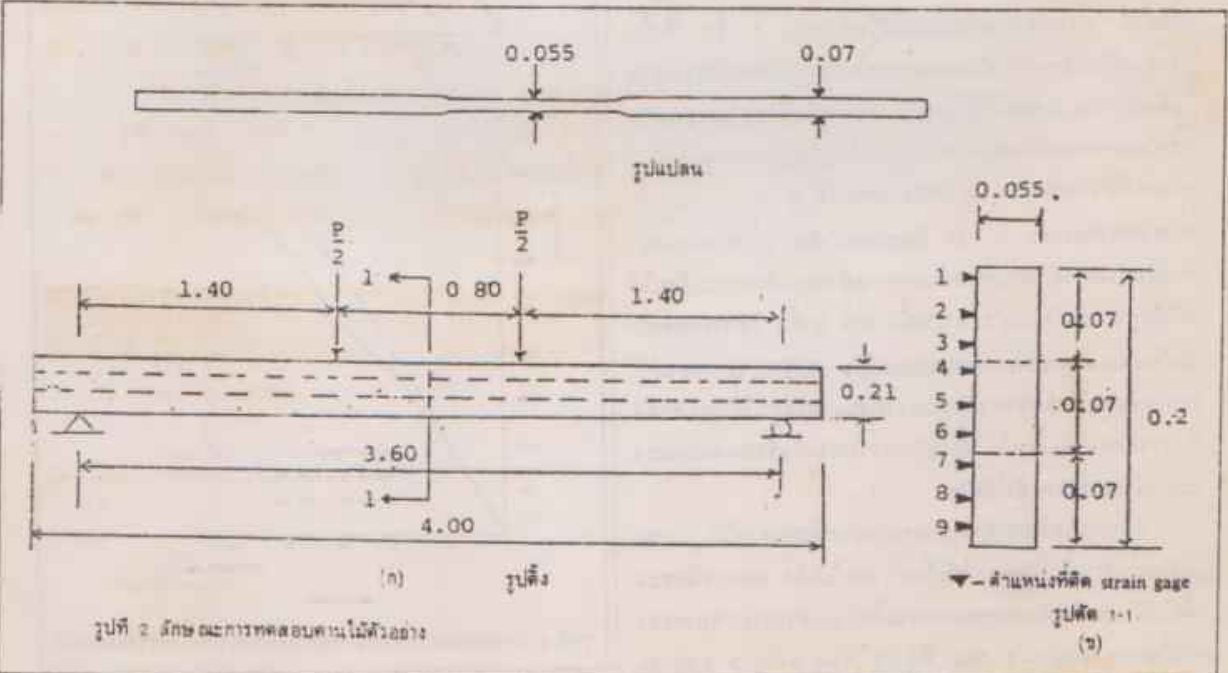
- โมดูลัสขั้วหมุนทางด้านรีแรงดึง และทางด้านรีแรงอัด มีค่าเท่ากัน
- การกระจายของหน่วยแรงดึงบนหน้าตัดคานเป็นสัดส่วนโดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน
- การกระจายของหน่วยแรงอัดบนหน้าตัดคานเป็นแบบสมการพาราโบลาโดยกำลังสองกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน

ให้แกนสะเทินเลื่อนต่ำจากผิวบนของคานที่รับแรงอัดเป็นระยะ ah และให้การกระจายหน่วยแรงตลอดหน้าตัดรีกุดของคานเป็นไปตามรูปที่ 1 (ข) โดยมีหน่วยแรงอัดสูงสุดที่ผิวบนเป็น F_c และหน่วยดึงสูงสุดที่ผิวล่างเป็น f_t ซึ่งเท่ากับ nf_c ในเมื่อ n เป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงดึงสูงสุดต่อหน่วยแรงอัดสูงสุดของคานไม่เป็น

พิจารณาคานไม้ที่มีหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าขนาดกว้าง b และลึก h ดังรูปที่ 1 (ก) เมื่อรับโมเมนต์ดัด M จุดประชิด

ดังนั้น แรงอัดทั้งหมดบนหน้าตัด

$$F_c = \int_0^h f \cdot b \cdot dy = \frac{2}{3} a b h f_c \dots\dots(1)$$



รูปที่ 2 ลักษณะการทดสอบคานไม้ตัวอย่าง

ซึ่งกระทำที่ระยะ $\frac{5}{8}ch$ เหนือแนวนกนสะเทิน
แรงดึงทั้งหมดบนหน้าตัด

$$F_t = \int_0^{(1-\alpha)h} f_c b dy = \frac{1}{2} (1-\alpha) b h n f_c \dots(2)$$

ซึ่งกระทำที่ระยะ $\frac{2}{3}(1-\alpha)h$ เส้นแนวนกนสะเทิน

คามสภาวะสมดุล จะได้

$$1) \Sigma F = 0 \text{ หรือ } F_c = F_t \text{ นั่นคือ } = \frac{3n}{3n+4} \dots(3)$$

2) $M = 0$ นั่นคือ แรงดัดประลือ

$$M_u = \frac{2}{3}(1-\alpha)hF_t + \frac{5}{12}\alpha hF_c$$

$$\text{หรือ } M_u = \left[\frac{1}{3}n(1-\alpha)^2 + \frac{5}{12}\alpha^2 \right] f_c b h^2 \dots(4)$$

$$M_u = R b h^2 \dots(5)$$

ในเมื่อสัมประสิทธิ์ของแรงดัดประลือ

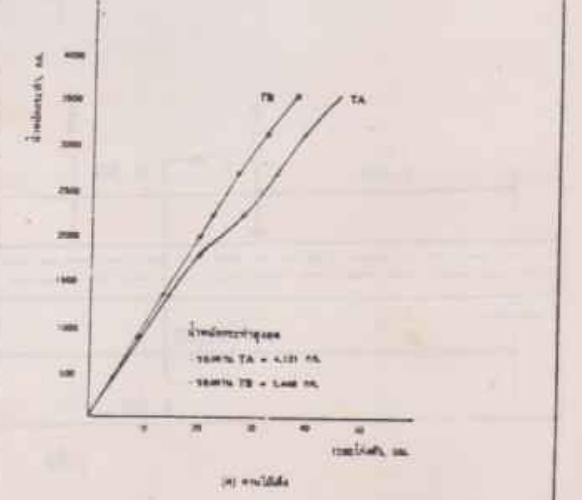
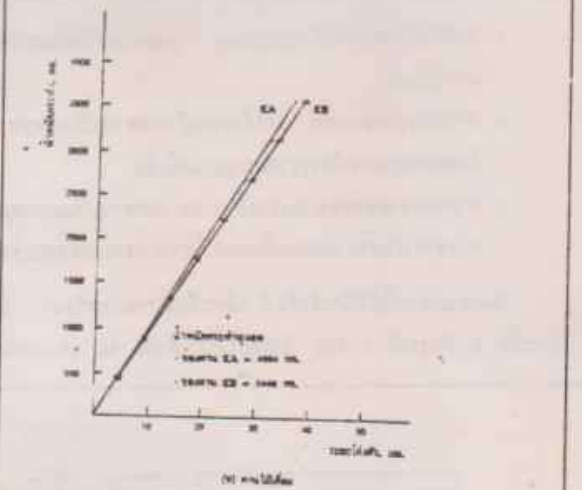
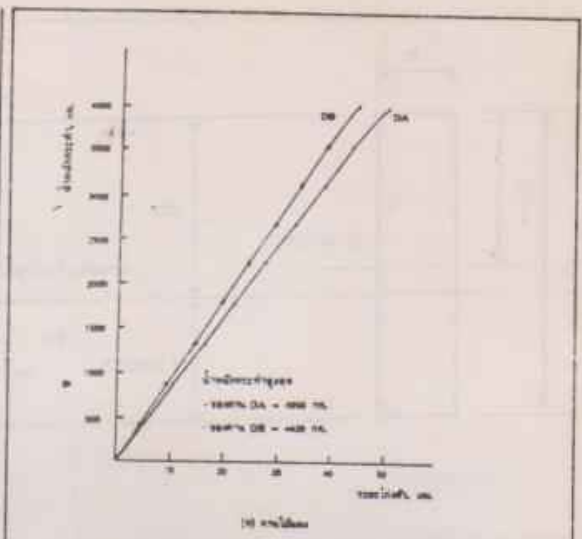
$$R = \left[\frac{1}{3}n(1-\alpha)^2 + \frac{5}{12}\alpha^2 \right] f_c$$

การทดลอง

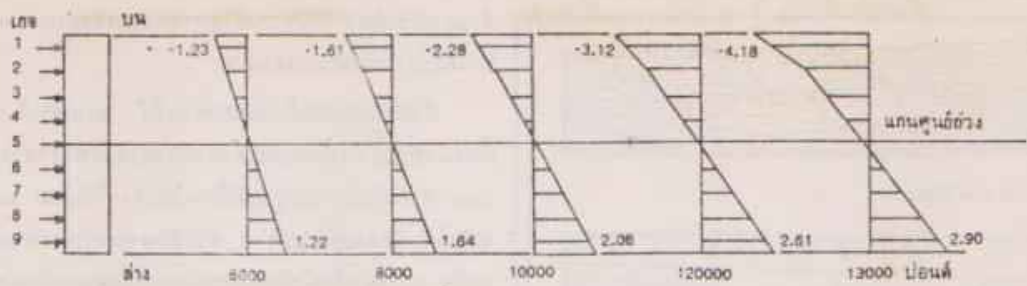
การทดลองศึกษาถึงกำลังรับแรงดัดประลือของคานไม้เนื้อแข็งซึ่งได้แก่ ไม้แดง ไม้เคี่ยมและไม้เต็ง ได้แบ่งเป็น 2 ตอน คือ การทดลองเพื่อหาคุณสมบัติของไม้ตัวอย่าง และการทดลองเพื่อหากำลังรับแรงดัดประลือของคานไม้ตัวอย่าง

การทดลองเพื่อหาคุณสมบัติของไม้ตัวอย่าง : ได้ทำการทดสอบหากำลังรับแรงดัดขนานเสี้ยนไม้และกำลังรับแรงอัดขนานเสี้ยนไม้ การทดสอบแต่ละแบบใช้ชิ้นตัวอย่าง 5 ชิ้น ซึ่งชิ้นตัวอย่างที่ใช้ได้จากการตัดออกมาจากไม้ตัวอย่างที่จะใช้เป็นคานไม้ตัวอย่างในการทดสอบต่อไป ขนาดของชิ้นตัวอย่างสำหรับทดสอบหาความต้านแรงดัดขนานเสี้ยนไม้ ใช้ไม้ยาว 30 นิ้ว ที่ตรงกลางช่วงระยะ 6 นิ้ว มีขนาดหน้าตัด $\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ ตารางนิ้ว ที่ปลายหัวท้ายระยะ 5 นิ้ว มีขนาดหน้าตัด 2×2 ตารางนิ้ว ส่วนชิ้นตัวอย่างสำหรับทดสอบหาความต้านแรงอัดขนานเสี้ยนไม้ ใช้ไม้ขนาดหน้าตัด 2×2 ตารางนิ้ว ยาว 8 นิ้ว วิธีการทดสอบเป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบของอเมริกัน ASTM D 143-52⁽¹⁾ ในการทดสอบเพื่อหา กำลังรับแรงดัดขนานเสี้ยนไม้และกำลังรับแรงอัดขนานเสี้ยนไม้ได้บันทึกความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัวไว้ด้วย

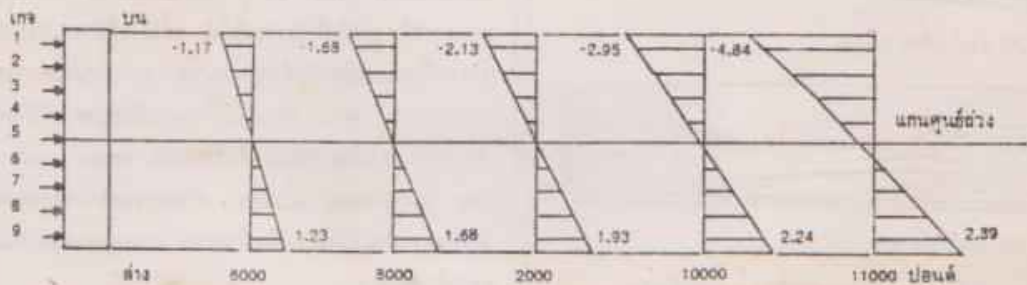
การทดลองเพื่อหา กำลังรับแรงดัดประลือของคานไม้ : คานไม้ตัวอย่างทำจากไม้แดง ไม้เคี่ยม และไม้เต็ง แต่ละชนิดของเนื้อไม้ตัวอย่างได้ทำการทดสอบคานไม้ 2 ตัวอย่าง ขนาดของคานไม้ใช้ขนาดกว้าง 7 ซม. ลึก 21 ซม. และยาว 4.00 ม.



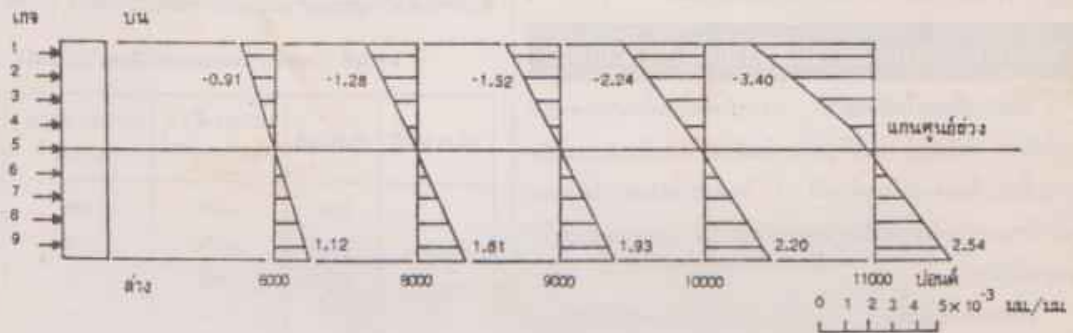
รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำกับระยะโก่งตัวของคานไม้



(ก) คานไม้เคาะ DA



(ข) คานไม้เคาะ KA

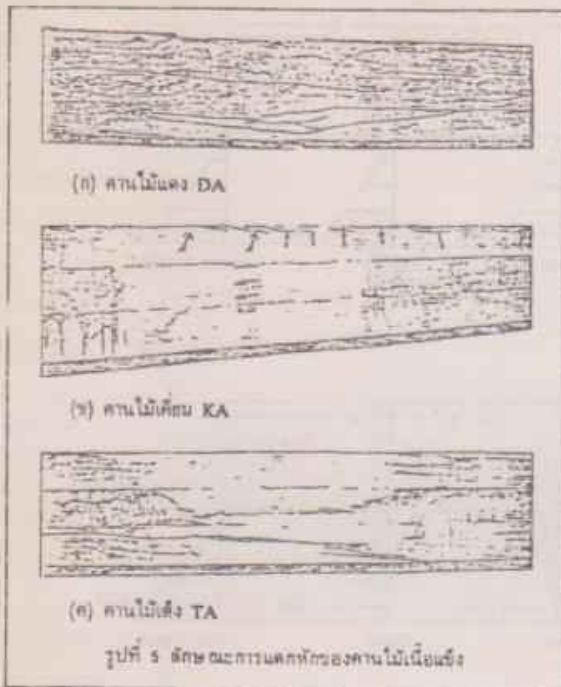


(ค) คานไม้เคาะ TB

รูปที่ 4 การกระจายหน่วยการยืดและหดตัวที่หน้าตัดวิกฤตของคานไม้

ซึ่งได้จากการนำไม้ขนาดหน้าตัด กว้าง 7 ซม. ลึก 7 ซม. มา
 ประกับ 3 ชั้น โดยใช้กาว Resorcinal และแรงดันขนาด 200
 ปอนด์ต่อตารางนิ้วในการอัดไม้ การทำเป็นคานไม้ประกับก็เพื่อ
 หลีกเลี่ยงผลกระทบที่จะเกิดขึ้นจากการที่ไม่มีคานไม้
 ประกับที่ได้จะถูกนำมาใส่ตรงกลางช่วงทางด้านข้างตลอดความ
 ลึกของคานไม้ให้มีขนาดหน้าตัดเหลือเพียง กว้างประมาณ 5.50
 ซม. ทั้งนี้เพื่อให้ตรงปลายคานไม้มีขนาดหน้าตัดใหญ่กว่าตรง
 กลางช่วง ซึ่งเป็นการหลีกเลี่ยงการชำรุดของคานเนื่องจากแรง
 เหนือตรงฐานรองตรงกลางช่วงคานได้ติด Strain gage ยี่ห้อ

KYOWA ซึ่งมีระยะเกจ 1 นิ้ว และค่าเฉลี่ยของเกจแพ็คเคอร์
 เท่ากับ 2.05 จำนวน 9 ตัว เพื่อวัดหน่วยการยืดและหดตัวของ
 คานไม้เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกความยาวช่วงคานที่ใช้ทดสอบเท่ากับ
 3.60 ม. และใช้รับน้ำหนักกดจาก hydraulic jack ที่กระทำ
 ตั้งฉากกับความยาวแกน 2 จุด ซึ่งกระทำห่างกัน 90 ซม. ดังรูป
 ที่ 2 หน่วยการยืดและหดตัววัดด้วยเครื่องวัดความเครียด BLH
 SR-4 เมื่อใช้น้ำหนักกระทำเท่ากับ 4,000 6,000 และ 8,000 ปอนด์
 และจากนั้นได้ทำการวัดทุกครั้งเมื่อน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้นทุก ๆ
 1,000 ปอนด์ การโก่งตัวในแนวตั้งของคานไม้วัดได้จาก dial



ซึ่งแสดงให้เห็นว่าไม่มีความต้านทานต่อแรงดึงมากกว่าความต้านทานต่อแรงอัดประมาณสองเท่า

ถ้าอัตราแรงดัดประลัยของต้นไม้ ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักที่กระทำกับระยะโก่งตัวของต้นไม้ตรงกลางช่วงคาน และค่ากำลังรับน้ำหนักสูงสุดที่ต้นไม้แดง ไม้เคี่ยม และไม้เต็ง จะรับได้ แสดงอยู่ในรูปที่ 3 ส่วนลักษณะการกระจายของหน่วยการยึดและทศตัวที่หน้าตัดวิกฤตของต้นไม้แต่ละชนิดเมื่อน้ำหนักกระทำต่าง ๆ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 4 เนื่องจากการชำระของต้นไม้เกิดขึ้นทันทีทันใด ทำให้ไม่สามารถวัดค่าการโก่งตัวและหน่วยการยึดทศตัวที่จุดประลัยได้ อย่างไรก็ตาม การโก่งตัวของต้นไม้ที่จุดใกล้ประลัยมีค่าประมาณ 4 เท่าของค่าการโก่งตัวที่ยอมให้ ($L/360$) ลักษณะการแตกหักของต้นไม้แดงและไม้เต็งเกิดขึ้นตรงด้านที่รับแรงดึงเป็นแบบ cross grain tension และ splintering tension ส่วนการแตกหักของต้นไม้เคี่ยมเกิดขึ้นตรงด้านที่รับแรงอัดเป็นแบบ compression failure ดังแสดงในรูปที่ 5

จากรูปที่ 4 ซึ่งแสดงการกระจายของหน่วยการยึดและทศตัวที่หน้าตัดวิกฤตของต้นไม้เมื่อน้ำหนักกระทำต่าง ๆ กัน จะเห็น

gage การทดลองได้กระทำจนกว่าคานจะแตกหัก

ผลการทดลองและการอภิปรายผลการทดลอง

คุณสมบัติของไม้ตัวอย่าง ผลการทดลองเพื่อหาคุณสมบัติของไม้แดง ไม้เคี่ยม และไม้เต็ง ในด้านรับแรงดึงและแรงอัด ขนานเส้นได้แสดงไว้ในตารางที่ 1 ในตารางดังกล่าวได้แสดงอัตราส่วนของหน่วยแรงดึงสูงสุดต่อหน่วยแรงอัดสูงสุดของไม้ตัวอย่างไว้ด้วย

จากการทดลองพบว่า ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยึดตัวของไม้ตัวอย่างเมื่อรับแรงดึง มีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงจนกระทั่งถึงจุดประลัย ดังนั้นการใช้สมมุติฐานว่าความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยึดตัวของไม้เป็นสัดส่วนโดยตรงจึงเป็นไปได้ ส่วนความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการยึดตัวของไม้ตัวอย่างมีความสัมพันธ์เป็นเส้นตรงจากจุดเริ่มต้นจนถึงขีดยืดหยุ่นซึ่งประมาณ 40-50 เปอร์เซ็นต์ของหน่วยแรงอัดสูงสุด แต่เมื่อเลยจากขีดยืดหยุ่นไปแล้ว ซึ่งเป็นช่วงอันอีลาสติกความสัมพันธ์เป็นเส้นโค้งโดยมีหน่วยการยึดตัวมากกว่าหน่วยแรงอัดที่เพิ่มขึ้น จนกระทั่งถึงจุดประลัย ดังนั้นการใช้สมมุติฐานว่าความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับหน่วยการยึดตัวเป็นแบบเส้นโค้งพาราโบลากำลังสอง จึงน่าใช้แทนได้

สำหรับอัตราส่วนของหน่วยแรงดึงสูงสุดต่อหน่วยแรงอัดสูงสุด ของไม้ตัวอย่างที่นำมาทดลอง ปรากฏว่ามีค่าประมาณ 2

ตารางที่ 1 ผลการทดลองกลสมบัติของไม้เนื้อแข็ง

ชนิดของไม้	ตัวอย่างที่	หน่วยแรงดึง f_t กก./ซม. ²	หน่วยแรงอัด F_c กก./ซม. ²	$n = \frac{f_t}{f_c}$
ไม้แดง	DA1	1,479	704	2.101
	DA2	1,470	720	2.041
	DA3	1,488	703	2.116
	DB1	1,374	599	2.294
	DB2	1,468	724	2.027
	DB3	1,340	679	1.973
ไม้เคี่ยม	KA1	1,278	690	1.852
	KA2	1,175	705	1.667
	KA3	1,161	680	1.707
	KB1	1,215	612	1.985
	KB2	1,165	666	1.749
	KB3	1,318	678	1.944
ไม้เต็ง	TA1	1,338	620	2.158
	TA2	1,352	675	2.003
	TA3	813	454	1.243
	TB1	1,380	651	2.120
	TB2	1,404	692	2.029
	TB3	1,419	682	2.080

ว่าการกระจายของหน่วยการยึดและหัดค้ำเป็นเส้นตรงและเป็นสัดส่วนกับระยะที่ห่างจากแกนสะเทิน เมื่อคานจะเริ่มขยับ จะมีความเบี่ยงเบนออกไปข้างแคบพอประมาณได้ว่าจะยังคงเป็นสัดส่วนโดยตรง สิ่งที่น่าสังเกตคือในขณะที่น้ำหนักกระทำมาที่ชั้นจันทรະทั้งคานใกล้จะขยับค้ำ ตำแหน่งของแกนสะเทินจะเลื่อนลงมาค้ำจากแกนศูนย์ตัวของคาน โดยเลื่อนเข้าหาทางด้านที่รับแรงดึง สาเหตุเป็นเพราะมีการจัดหน่วยแรงภายในตัวคาน (stress redistribution) เพื่อต้านทานโมเมนต์ค้ำที่กระทำเพิ่มขึ้น ดังนั้นคานไม้จึงมักจะขยับที่ด้านรับแรงดึง

การเปรียบเทียบผลการทดลองกับการวิเคราะห์ทางทฤษฎี

ผลจากการทดลองไม้ตัวอย่างเพื่อหาค่ากำลังรับแรงดึงขานานเสี้ยนไม้ และกำลังรับแรงอัดขานานเสี้ยนไม้ ได้นำมาแทนลงในสมการที่ใช้วิเคราะห์หาค่าแรงค้ำประลัยของคานไม้ ซึ่งได้จากการสมมุติความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงกับหน่วยการยึดค้ำเป็นเส้นตรง และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดกับหน่วยการหัดค้ำเป็นเส้นโค้งพาราโบลากำลังสอง การเปรียบเทียบผลการทดลองกับการวิเคราะห์ทางทฤษฎีได้แสดงไว้ในตารางที่ 2 จะเห็นว่าค่าแรงค้ำประลัยที่ได้จากการวิเคราะห์มีค่าสูงกว่าผลที่ได้จากการทดลองเล็กน้อยแล้วประมาณร้อยละ 7 อาจมีสาเหตุจากขนาดรูปค้ำของคานไม้ ซึ่งคานดังกล่าวมีความลึกมากกว่าความ

กว้างประมาณ 4 เท่า ทำให้คานโค้งทางข้างในขณะทดลอง⁽⁷⁾ ค่าแรงค้ำประลัยที่ได้จากการทดลองจึงมีค่าต่ำไปจากผลที่ได้จากการวิเคราะห์

เนื่องจากตารางที่ 1 ซึ่งแสดงผลการทดสอบหาค่ากำลังรับแรงดึงขานานเสี้ยนไม้และกำลังรับแรงอัดขานานเสี้ยนไม้ของไม้เนื้อแข็งตัวอย่างจำนวนทั้งสิ้น 18 ตัวอย่าง เมื่อนำไปวิเคราะห์หาสัมประสิทธิ์ของค่าแรงค้ำประลัยของคานไม้เนื้อแข็ง จะได้ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 170.5 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร ซึ่งมีความเบี่ยงเบนมาตรฐานเป็น 12.03 และมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน 7.06 เปอร์เซ็นต์ สำหรับค่าสัมประสิทธิ์ของแรงค้ำประลัยของคานไม้เนื้อแข็งที่เหมาะสมอาจคำนวณได้จากวิธีการทางสถิติโดยใช้เงื่อนไขว่าค่า R ใดๆ อาจมีโอกาสต่ำกว่าค่า R ที่กำหนดได้หนึ่งในร้อย ดังนั้นค่า R ที่กำหนดจะคำนวณได้จากสมการ

$$R = \text{ค่าเฉลี่ยของ } R - 2.326 (\text{ความเบี่ยงเบนมาตรฐาน})$$

$$\text{แทนค่าจะได้ } R = 170.5 - 2.326 (12.03)$$

$$= 142.5 \text{ กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร}$$

ดังนั้นค่าโมเมนต์ค้ำประลัยของคานไม้เนื้อแข็งอาจจะคำนวณได้จากสมการ

$$M_u = 142.5 bh^2$$

หากนำสมการข้างต้นไปใช้เปรียบเทียบกับผลการทดลอง

ตารางที่ 2 การเปรียบเทียบผลการทดลองกับการวิเคราะห์ทางทฤษฎี

(อ่านต่อหน้า 52)

คานไม้		DA	DB	KA	KB	TA	TB
หน้าตัด $b \times h$	ซม. ²	5.4×21	5.3×21	5.5×21	5.5×21	5.2×21	5.25×21
หน่วยแรงดึงสูงสุด f_t	กก./ซม. ²	1,488	1,340	1,181	1,318	813	1,419
หน่วยแรงอัดสูงสุด f_c	กก./ซม. ²	704	599	590	612	620	651
$n = \frac{f_t}{f_c}$		2,114	2,237	1,683	2,154	1,311	2,180
$a = \frac{3n}{3n+4}$		0.613	0.626	0.558	0.618	0.496	0.620
$R = \left[\frac{5}{12} a^2 + \frac{1}{3} n (1-a)^2 \right] f_c$	กก./ซม. ²	184.45	159.93	165.60	181.57	132.06	172.51
ผลวิเคราะห์ $M_u = Rbh^2$	กก./ซม.	439,250	373,810	401,660	391,898	302,840	399,400
ผลทดลอง M_u	กก.-ซม.	438,550	324,100	349,580	381,380	289,170	381,360
ผลต่าง	%	0.16	15.34	14.90	2.76	-4.73	4.73



อาบไขมัน บรรจุลงกล่องพร้อมทั้งทำ
เครื่องหมายที่กล่องให้ทราบถึงชนิดและ
ขนาดเอาไว้

ข. กลับลูกปืนที่สกปรกมาก

(1) กลับลูกปืนที่มีความสกปรกมาก
จะมีสภาพที่ไม่คุ้มค่ากับที่จะนำมาล้าง
เพื่อไว้ใช้อีก เพราะนอกจากจะเสียเวลา
เปล่านั้น ยังเป็นการสิ้นเปลืองมากกว่า
ที่จะจัดซื้อใหม่ แต่ถึงเป็นกรณีนี้กลับลูกปืน
นั้นมีความละเอียดไม่สามารถหามาเปลี่ยนได้
ก็ถือว่าเป็นที่ออกเว้น

กลับลูกปืนที่ไม่สามารถจะทำความสะอาด
ได้ตามกรรมวิธีในข้อ ก. ที่ได้กล่าว
มาแล้วใช้ Caustic Soda ที่มีความเข้มข้น
ประมาณ 10% เป็นตัวทำความสะอาด
การเตรียม Caustic soda ก็ใช้วิธีง่าย ๆ
คือ ใช้ Sodium hydroxide (NaOH)
หรือ Caustic soda 1 ส่วน เอามาผสม
ในน้ำเย็น 3 ส่วน ในถัง กวนให้เข้ากันดี
แล้วเติมน้ำอีก 6 ส่วน ก็จะได้ส่วนผสม
สำหรับทำความสะอาดกลับลูกปืนได้
แต่ข้อควรระวังก็คือ ส่วนผสมนี้ทำอันตราย

ต่อผิวหนัง, เสื้อผ้า จึงควรใช้ถุงมือยางช่วย
การทำตามสะอาดก็ใช้วิธีจุ่มกลับลูกปืน
แช่ลงในในส่วนผสมของ Caustic Soda
แช่จนกระทั่งวัสดุหลุดล่อน ที่เกาะติดแน่น
ละลายและแยกตัวออกมา ซึ่งอาจใช้เวลา
เป็นวันก็ได้

(2) กลับลูกปืนที่เอาออกจากส่วน
ผสม Caustic soda แล้ว ให้เอาไปล้าง
ในน้ำเดือดทันที แล้วทำให้แห้งสนิทโดย
การตากหรือผึ่งลม หรืออาจใช้น้ำ 50-60°C
ที่ผสมด้วย Burmah Castrol H279
สัก 1-2 ลิ

กลับลูกปืนที่ผ่านการล้างล้างข้าง
ต้นแล้ว ก็ต้องนำมาตรวจสอบอย่างถี่ถ้วน
อีกครั้งก่อนหล่อเก็บตัวกระดาษชุบเทียนไข
ทำเครื่องหมายบรรจุกล่องต่อไป

(จาก Cleaning and Protecting used
rolling bearing, TSP 6032)

(ต่อจากหน้า 40)

ที่จะได้พบว่า ค่าที่คำนวณได้ให้ค่าที่อยู่ในเกณฑ์ปลอดภัย

บทสรุป

ผลจากการทดลองศึกษาเชิงสภาพการรับแรงดัดของคาน
ไม้เนื้อแข็ง 3 ชนิด และจากทฤษฎีวิเคราะห์ทางทฤษฎีอาจสรุปได้ว่า

1. ระยะเวลาของหน้าตัดคานทั้งก่อนและหลังการรับน้ำหนัก
ยังคงเป็นระนาบ
2. เมื่อคานรับแรงดัดประติสัย แนวแกนสะเทินของคานจะ
เลื่อนค่าจากแนวแกนศูนย์ถ่วงของหน้าตัดเข้าหาด้าน
ที่รับแรงดัดซึ่งเป็นผลจากการจัดหน่วยแรงภายในตัวคาน
3. สามารถคาดคะเนกำลังรับแรงดัดประติสัยของคานไม้ได้
โดยใช้สมมติฐานของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง
อัดกับหน่วยการหดตัวเป็นเส้นโค้งพาราโบลา และจาก
ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดัดกับหน่วยการยืดตัว
เป็นเส้นตรง
4. การคาดคะเนกำลังรับแรงดัดประติสัยของคานไม้เนื้อแข็ง
ที่ใช้ทดสอบนี้ อาจคำนวณได้จากสูตรสำเร็จต่อไปนี้

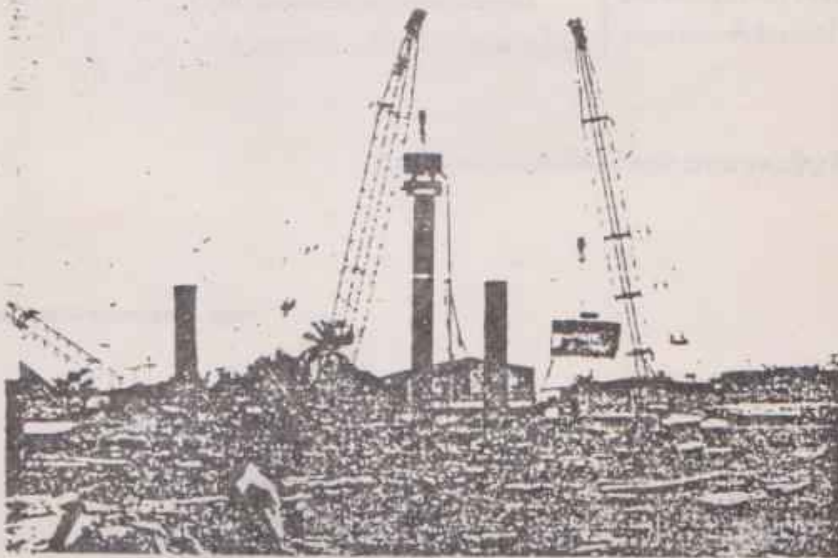
$$M_u = 142.5 bh^2 \text{ กิโลกรัม-เซนติเมตร}$$

ในเมื่อ b, h เป็นความกว้างและความลึกของคานตาม
ลำดับ มีหน่วยเป็นเซนติเมตร

เอกสารอ้างอิง

1. American Society for Testing Materials. "Testing Small Clear
Specimens of Timber." ASTM Standard D 143-72, pt. 16, 1964.
2. Bechtel, S.C., and Norris, C.B. "Strength of Wood Beams of
Rectangular Cross Section as Affected by Span-Depth Ratio." *Forest Products Laboratory Report No. 1910, 1952.*
3. Brochard, F.X. "Elasticite en Flexion." *Wood and Wood Struc-
ture*, pp. 114-119. Paris: Eyrolles, 1960.
4. Freas, A.D., and Selbo, M.L. "Fabrication and Design of Glued
Laminated Wood Structural Member." U.S. Department of
Agriculture Technical Bull. No. 1069, 1954.
5. Ramos, A.N. "Stress-Strain Distribution in Douglass for Beam
within Plastic Range." *Forest Product Laboratory Report No.
1231, December 1961.*
6. Zaki, D.B. "Inelastic Bending of Wood Beams." *Journal of the
Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 99, No. St 10,
October, 1973.*
7. Timoshenko, S.P., and Gere, J.M. "Theory of Elastic Stability"
McGraw-Hill Book Co., New York, 1961.

เรื่องจากปก



การทำเข็มเจาะขนาดใหญ่

โดย ณรงค์ ทัศนนิพันธ์

การก่อสร้างในปัจจุบันได้ถูกพัฒนาขึ้นอย่างกว้างขวางทั้งวิธีการออกแบบและการก่อสร้าง ประกอบกับการนำความรู้ใหม่ๆ เข้ามาประยุกต์ใช้กับการก่อสร้าง ทำให้ขนาดของงานก่อสร้างสามารถขยายตัวในแนวตั้งได้สูงมากขึ้นไปในอากาศ และลึกมากลงไปในดินกว่าที่เคยเป็น น้ำหนักของสิ่งปลูกสร้างได้เพิ่มมากขึ้น ฐาน

รากจะต้องรับน้ำหนักสูงขึ้น การถ่ายน้ำหนักจากฐานรากมีความจำเป็นต้องถ่ายลงไปในชั้นดินที่มีความสามารถรับน้ำหนักนั้นๆ ได้โดยปลอดภัย

เป็นที่ยอมรับกันโดยทั่วไปแล้วว่า การตอกเข็มอาจมีปัญหาเรื่อง Soil Displacement การสั่นสะเทือน เพื่องรบกวนอันไม่พึงปรารถนา และบางกรณีพื้นที่

บริเวณก่อสร้างไม่อำนวยให้การตอกเข็มทำได้ จึงได้มีการพัฒนาใช้เข็มเจาะขนาดเล็ก (Small Diameter Bored Piles) ด้วยระบบ Dry Process มาทำหน้าที่แทน แต่เข็มเจาะขนาดเล็ก ก็มีขีดความสามารถในการรับน้ำหนักจำกัด และวิธีการก่อสร้างก็ไม่อาจทำได้ลึกนัก เนื่องจากปัญหาน้ำใต้ดิน ชีตจำกัดของเครื่องมือและอื่น ๆ

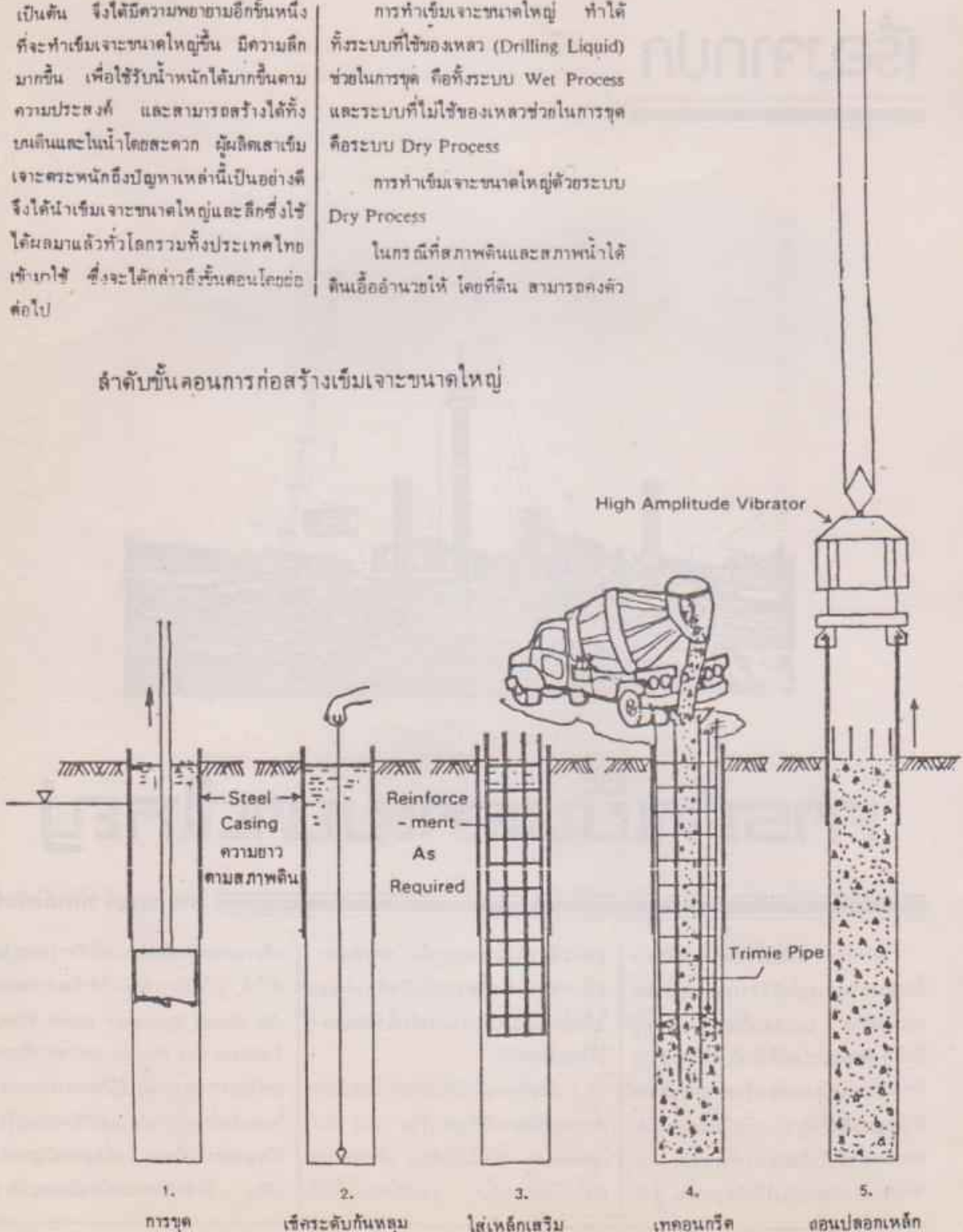
เป็นต้น จึงได้มีความพยายามอีกขั้นหนึ่งที่จะทำเข็มเจาะขนาดใหญ่ขึ้น มีความลึกมากขึ้น เพื่อใช้รับน้ำหนักได้มากขึ้นตามความประสงค์ และสามารถสร้างได้ทั้งบนดินและใต้น้ำโดยสะดวก ผู้ผลิตเสาเข็มเจาะตระหนักถึงปัญหาเหล่านี้เป็นอย่างดี จึงได้นำเข็มเจาะขนาดใหญ่และลึกซึ่งใช้ได้ผลมาแล้วทั่วโลกรวมทั้งประเทศไทยเข้ามาใช้ ซึ่งจะได้อธิบายขั้นตอนโดยย่อต่อไป

การทำเข็มเจาะขนาดใหญ่ ทำได้ทั้งระบบที่ใช้ของเหลว (Drilling Liquid) ช่วยในการขุด คือที่ระบบ Wet Process และระบบที่ไม่ใช้ของเหลวช่วยในการขุด คือระบบ Dry Process

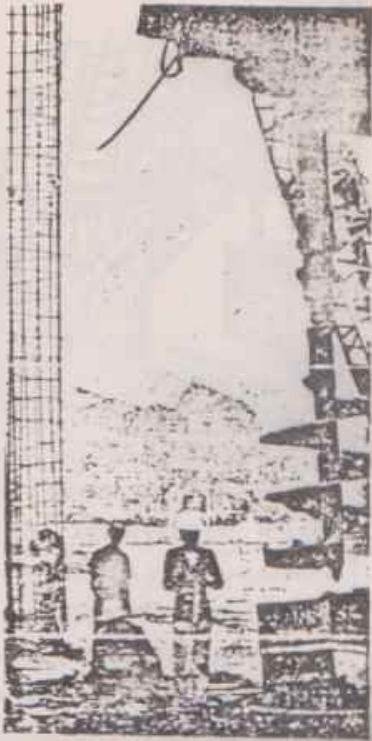
การทำเข็มเจาะขนาดใหญ่ด้วยระบบ Dry Process

ในกรณีที่สภาพดินและสภาพน้ำใต้ดินเอื้ออำนวยให้ โดยที่ดิน สามารถคงตัว

ลำดับขั้นตอนการก่อสร้างเข็มเจาะขนาดใหญ่



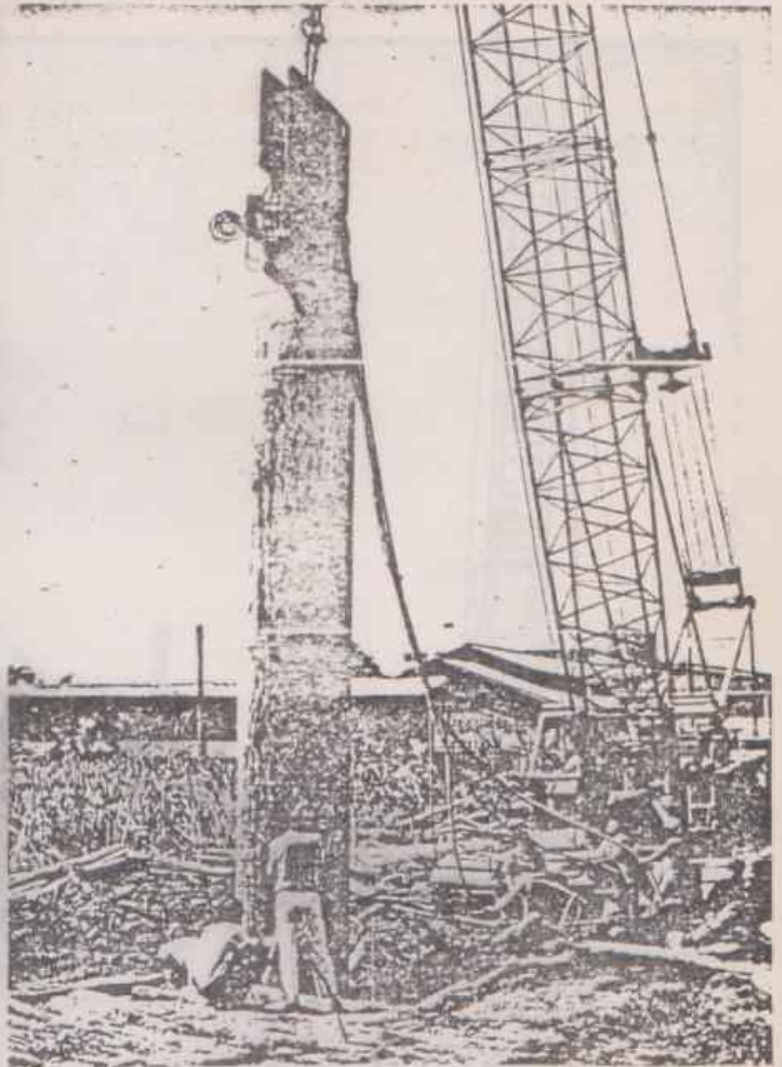
1. การขุด 2. เช็กระดับกันหลุม 3. ใส่เหล็กเสริม 4. เทคอนกรีต 5. ต้อนปลอกเหล็ก



ได้ด้วยตัวเองและระดับน้ำได้ลึกอยู่ลึกกว่าระดับปลายเข็ม ก็สามารถทำเข็มเจาะขนาดใหญ่นี้ได้โดยระบบ Dry Process โดยไม่ต้องใช้ของเหลวช่วยในการ Stabilize ผันยงของดินที่ขุด การป้องกันดินที่แน่นของดินที่ขุดพัง ใช้ปลอกเหล็ก (Steel Casing) ป้องกัน โดยใช้ความยาวของปลอกเหล็กให้เหมาะสมกับสภาพดิน ซึ่งในบางกรณีอาจจำเป็นต้องใช้ความยาวของปลอกเหล็กตลอดความยาวของเข็ม

ในกรณีนี้การทำเข็มมีลำดับขั้นตอนโดยย่อดังนี้

1. การขุด เมื่อได้วางตำแหน่งเข็มเป็นที่แน่นอนแล้ว ก็ทำการขุด โดยใช้ Crawler Crane Rig Mounted โดยใช้หัวขุดแบบ Anger Type หรือ Bucket Type แล้วแต่สภาพดิน โดยมีปลอกเหล็กป้องกันร่องดินที่ขุดพัง ตามความยาวที่เหมาะสมกับสภาพดิน ที่อาจต้องใช้ปลอกเหล็กตลอดความยาวเข็มก็ได้



การลงปลอกเหล็กโดยใช้ Vibro-Hammer

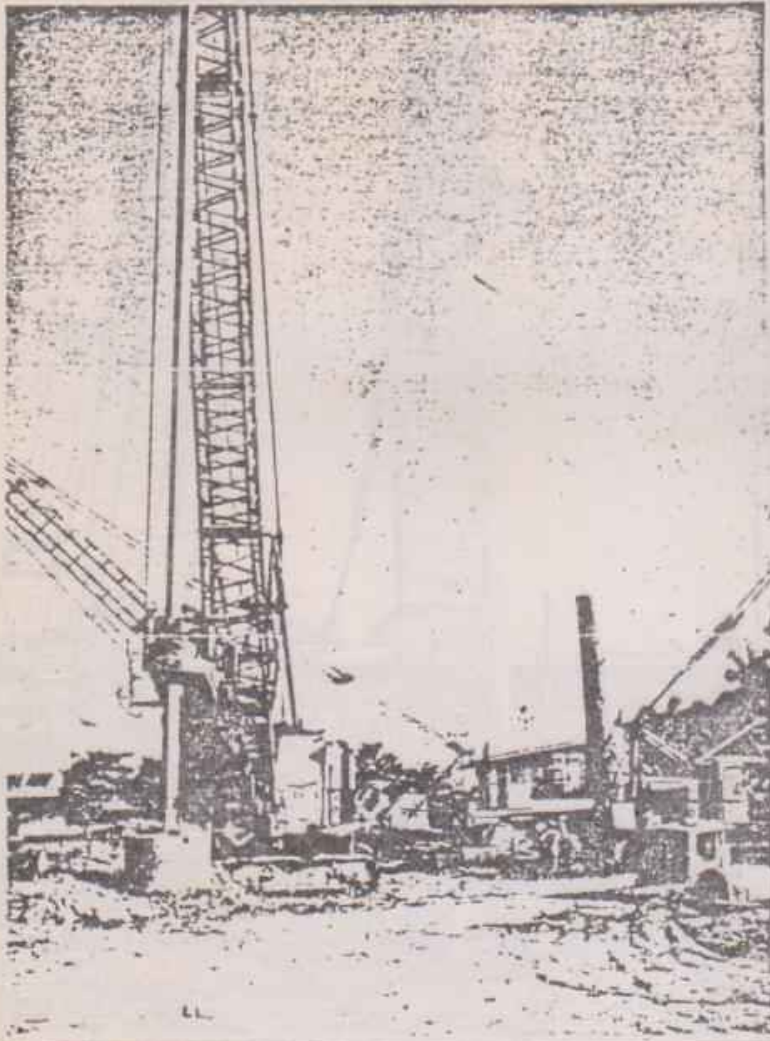
2. การตรวจสอบความยาวหรือความลึกของเข็ม เมื่อขุดได้ถึงระดับที่ต้องการ ก็ตรวจสอบความลึกว่าถึงระดับที่ต้องการหรือยัง

3. การเตรียมเหล็กเสริมและการติดตั้ง เมื่อขุดได้ตามความลึกที่ต้องการแล้ว ก็ทำการติดตั้งเหล็กเสริม ซึ่งโดยปกติทำเตรียมไว้ก่อน ลงในตำแหน่งตามแบบ

4. การเทคอนกรีต เมื่อติดตั้งเหล็กเสริมได้ตามตำแหน่งที่ต้องการแล้ว ก็ทำ

การเทคอนกรีตด้วยวิธีที่เหมาะสมต่อไป

5. การถอนปลอกเหล็กขึ้น ในกรณีที่ใช้ปลอกเหล็กตลอดความยาวของเข็ม ปลอกเหล็กจะถูกถอนขึ้นให้สัมพันธ์กับปริมาณของคอนกรีตที่ได้เทลงไปแล้ว โดยเหลือไว้เฉพาะส่วนบน เพื่อทำหน้าที่ป้องกันดินส่วนที่ยังไม่ได้เทคอนกรีตทิ้งลง เมื่อระดับคอนกรีตเทลงไปมากขึ้นก็ถอนปลอกเหล็กออกอีกจนหมดทั้งต้น ส่วนกรณีที่ดินส่วนล่างสามารถคงอยู่ได้ด้วยตัวเอง และใช้ปลอกเหล็กเฉพาะส่วนบน



การเจาะดินด้วยหัวเจาะแบบ Bucket

ก็จะทำการถอนปลอกเหล็กออก หลังจากการเทคอนกรีตเสร็จแล้ว โดยที่คอนกรีตยังไม่ Set ตัว

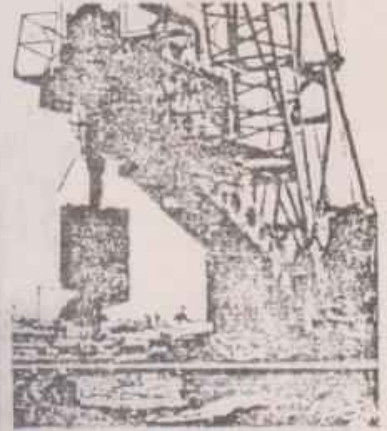
ดังได้กล่าวแล้วในตอนต้นว่า เข็มเจาะระบบ Dry Process มีขีดจำกัดในการทำงาน โดยสภาพดินและสภาพน้ำใต้ดิน จึงไม่สามารถเจาะได้อีกมากนัก ทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักถูกจำกัดลงไปด้วย จึงได้มีการพัฒนาเข็มเจาะขนาดใหญ่วระบบ Wet Process ขึ้น โดยใช้ปลอกเหล็กป้องกันร่องดินพังเฉพาะส่วน

บนของเข็ม ส่วนที่ลึกลงไปใช้ Drilling Liquid ช่วยในการขุด

ดำดิ่งขึ้นตอนในการทำเข็มเจาะขนาดใหญ่ โดยวิธี Wet Process นั้น มีขั้นตอนโดยย่อดังนี้

1. การขุด

เมื่อได้วางหมุดตำแหน่งเข็ม และตรวจสอบตำแหน่งที่แน่นอนได้แล้ว ก็ทำ



การขุดดินตามขนาดและความลึกของเข็มที่ต้องการ ขณะขุดในช่วงที่เป็น Soft Clay หรือดินอ่อนชนิดอื่น ๆ ในช่วงแรกของการขุดจะใช้ปลอกเหล็ก (Steel Casing) เพื่อป้องกันดินส่วนบนพัง ปลอกเหล็กที่ใช้มีความยาวความเหมาะสมของสภาพดิน ในช่วงนี้จะใช้การขุดโดยไม่เติม Drilling Liquid ลงในหลุม เนื่องจากมีปลอกเหล็กป้องกันดินพังติดตั้งอยู่แล้ว โดยใช้หัวขุดแบบสว่าน (Auger Type) เมื่อขุดเจาะระดับได้ปลอกเหล็กจะใส่ Drilling Liquid ลงในหลุม Drilling Liquid ที่ใช้โดยปกติจะใช้ Bentonite หรือของเหลวอื่น ตามความเหมาะสมเพื่อทำหน้าที่ Stabilize ผนังร่องดินที่ขุดโดยการซึมผ่านผนังดินที่ขุด และก่อตัวเป็น Mud Cake ซึ่งเมื่อก่อตัวขึ้นแล้วจะทำหน้าที่เคลือบผิวดินไม่ให้ Slurry ซึมผ่านต่อไปได้อีก Hydraulic Head ของเหลวที่ใส่ในหลุมจะทำหน้าที่ต้านแรงดันภายในหลุมที่จะทำให้เกิดการพังทะลุหรือ cave in

การขุดในดินที่เป็น Medium, Hard Clay หรือ Sand จะใช้หัวขุดแบบ Bucket Type Excavator ขณะขุดจะทำการตรวจสอบความลึกของเข็มตลอดเวลา

โปรดติดตามตอนต่อไปฉบับหน้า



การทำเขมเจาะขนาดใหญ่

โดย ณรงค์ ที่ชนนิพันธ์

(ต่อจากฉบับที่แล้ว)

2. การตรวจสอบความลึกของเขม

เมื่อขุดดินในหลุมเขมได้ความลึกตามความต้องการแล้วจะตรวจสอบความลึกของเขมโดยใช้สายวัดความลึกถึงก้นหลุมเพื่อให้แน่ใจว่า ความลึกของเขมถูกต้องตามที่ต้องการ

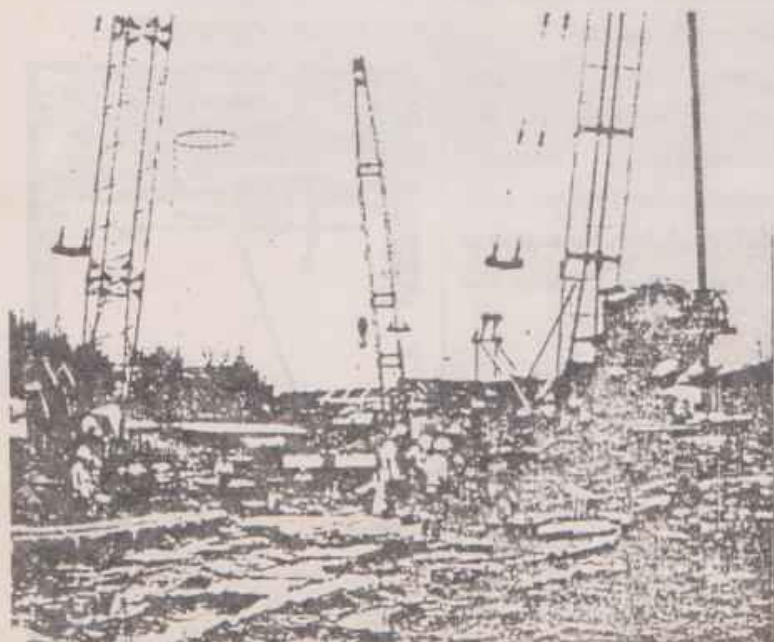
3. การเตรียมเหล็กเสริมและการติดตั้ง

โดยปกติจะประกอบเหล็กเสริมเตรียมไว้ก่อนตามแบบ ถ้าเหล็กเสริมมีความยาวเกินกว่าความยาวมาตรฐานของเหล็กในท้องตลาดก็จะประกอบเป็นท่อน ๆ ตามความเหมาะสม และยกมาใส่ลงในหลุมตามตำแหน่งของแต่ละท่อนและเชื่อมต่อกันบาง

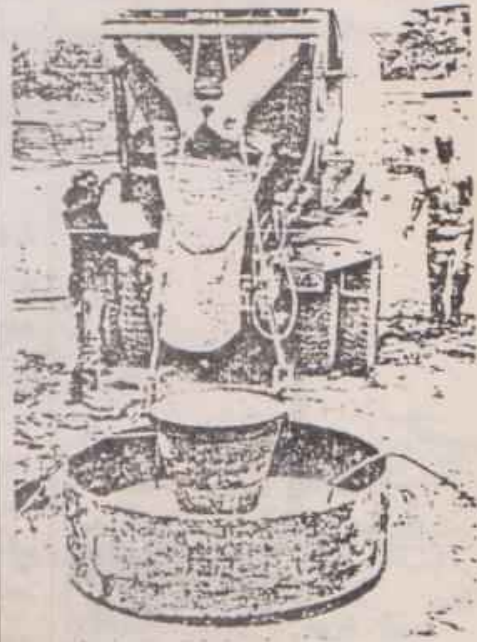
เส้น เพื่อหัวลงติดตั้งในหลุมได้โดยสะดวก เมื่อเหล็กเสริมได้ติดตั้งลงตามตำแหน่งเรียบร้อยแล้วก็จะจัดแขวนไว้กับปาก Casing เพื่อเตรียมเทคอนกรีตต่อไป

4. การเทคอนกรีต

การเทคอนกรีตใช้วิธีเทคอนกรีตได้นำโดยใช้ท่อ Tremie Pipe แทนเส้นผ่าศูนย์กลาง 10 นิ้ว ใส่ลงในหลุมเขม



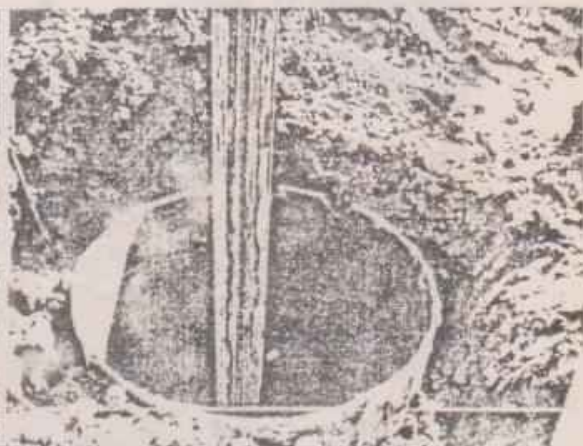
การลงเหล็กเสริม



การเทคอนกรีตได้นำโดยใช้ Tremie Pipe



การตรวจสอบความลึกขณะเทคอนกรีต



รูปแสดงการเจาะดินช่วง Dry Process

จนเกือบถึงที่หมดโดยให้ปลายท่อห่างกัน
หลุมเพียงเล็กน้อย ที่ส่วนบนของท่อใส่
Plug ซึ่งอาจจะเป็น Foam, ลูกบอลดี,
Vermiculite หรือวัสดุอื่น ที่เหมาะสม
เพื่อทำหน้าที่เป็นตัวกั้นระหว่างของเหลว
ในท่อกับคอนกรีตที่จะเทลงไป คอนกรีต
เมื่อเทเข้าไปในท่อ Tremie จะตกอยู่บน
Plug และของเหลวในท่อได้ Plug จะ
ถูกกดให้ออกทางปลายท่อด้วยความเร็ว
สูงมาก ของเหลวในท่อที่ถูกดันออกด้วย
ความเร็วนี้จะทำหน้าที่ชะล้างตะกอนที่อาจ

ตกลงค้างในระหว่างการผลิตเหล็กเสริมให้
ลอยตัวขึ้น และคอนกรีตที่เทตามลงไป จะ
ตกลงที่หมด แทนที่ Tremie Pipe จะ
ฝังอยู่ในคอนกรีตตลอดเวลา เมื่อคอนกรีต
เพิ่มขึ้นก็จะทำการตัดต่อท่อ Tremie
pipe ให้สั้นลงให้สัมพันธ์กับปริมาณความ
ลึกที่เทเพิ่มขึ้นทุกกระชั้นโดยปลาย Tremie
pipe จะยังคงฝังอยู่ในคอนกรีตตลอดเวลา
การเทคอนกรีตจะเทต่อเนื่องตั้งแต่
เริ่มจนครบกระบวนการ ขณะเทก็จะมีการวัด
ตรวจสอบความลึกตลอดเวลา

หรือวัสดุอื่นที่เหมาะสมกับน้ำด้วย
เครื่องกว่นตามอัตราส่วนที่เหมาะสมกับ
สภาพดิน ที่จะทำการเจาะเข็ม เมื่อผสม
เสร็จแล้วจะตรวจสอบคุณภาพ โดยตรวจสอบ

- ความหนาแน่น Density
- Sand Content
- Viscosity
- P.H. Value

ที่เหมาะสมกับการใช้งานหรือไม่ แล้วนำ
ไปเก็บถึง Tank หรือ Silo ต่อไป

Cement Content ที่ใช้มีปริมาณ
ไม่น้อยกว่า 350 กิโลกรัมต่อ 1 ค.บ. เมตร
โดยมี Slump อยู่ระหว่าง 17-20 ซม.

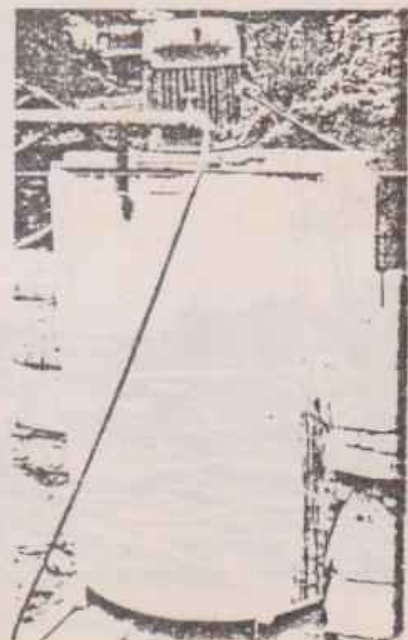
คอนกรีตในเข็มจะเทให้สูงกว่าระดับ
ตัดหัวเข็มไว้บ้างเพื่อให้สกัดคอนกรีตส่วน
หัวที่เป็น Latent/Slime Concrete ออก
หมดได้

5. การถอนปลอกเหล็กขึ้น

เมื่อเทคอนกรีตเสร็จเรียบร้อยแล้ว
ก็จะทำการถอนปลอกเหล็กขึ้นในขณะที่เท
คอนกรีตยังไม่ Set ด้วย Vibro Hammer
หรือเครื่องมืออื่นที่ถนัดเหมาะสม ซึ่งในขั้นตอนนี้
สุดท้ายในการดำเนินการจะระบุนั้น

การควบคุมคุณภาพ

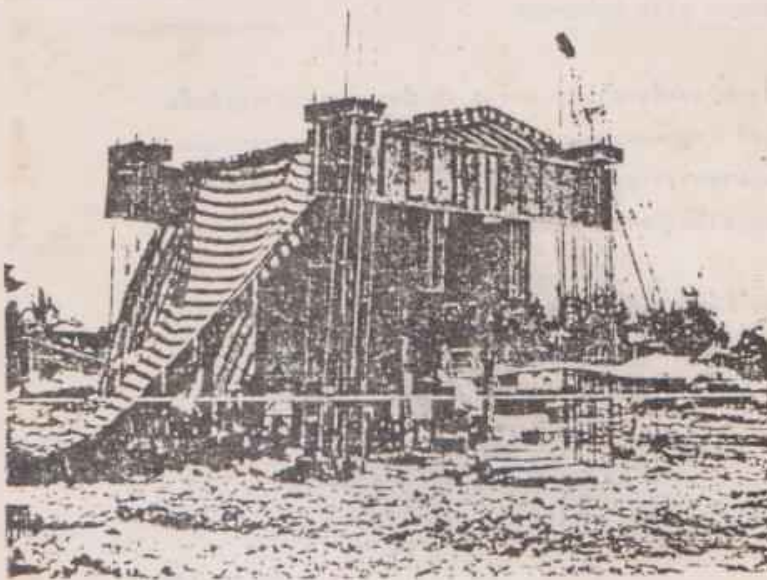
ของเหลวที่ใช้เป็น Drilling Liquid
หรือ Slurry ประกอบด้วย Bentonite



เครื่องสูบล Bentonite



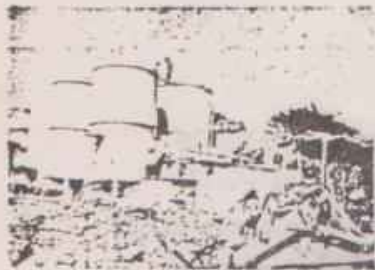
การถอนปลอกเหล็กโดยใช้ Vibro-Hammer



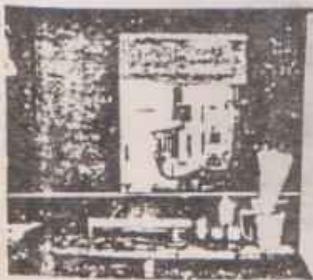
ภาพแสดงการทดสอบน้ำหนักเข็มขนาด ϕ 1.50 ม. น.ล.ทดสอบเท่ากับ 1,600 ตัน

มีความสามารถในการรับน้ำหนักได้สูงมาก ดังนั้นการทดสอบโดยวิธีใช้บรรทุกน้ำหนักลงบน Platform เพื่อถ่ายน้ำหนักลงบนหัวเข็มโดยตรงจะทำได้ไม่สะดวก จึงนิยมใช้ Anchore Piles แทน

ตัวอย่างผลการทดสอบการรับน.น. ของเสาเข็มเจาะขนาด ϕ 1.00 ม. ลึก 32.00 ม. และขนาด ϕ 1.50 ม. ลึก 32.00 ม. ซึ่งผลิตโดย บริษัท สแตนดีซีพีโก้ จำกัด ที่หน่วยงาน ไทป์ิง ทาวเวอร์ส คอนโดมิเนียม ถนนเอกมัย ได้แสดงไว้ในกราฟข้างล่างนี้ โดยได้ทำการทดสอบของเข็ม ϕ 1.00 ม. จนถึงจุดประลัย และทดสอบเข็มขนาด ϕ 1.50 ม. ถึงน้ำหนักเท่ากับ 1,600 ตัน.

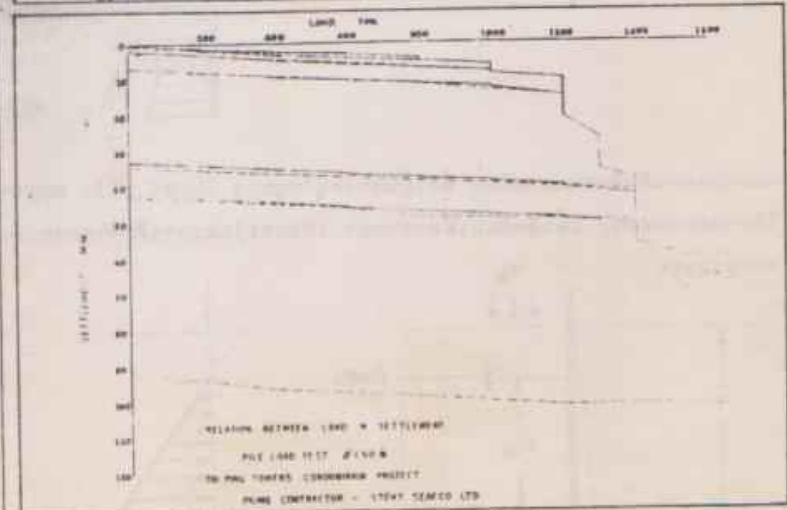
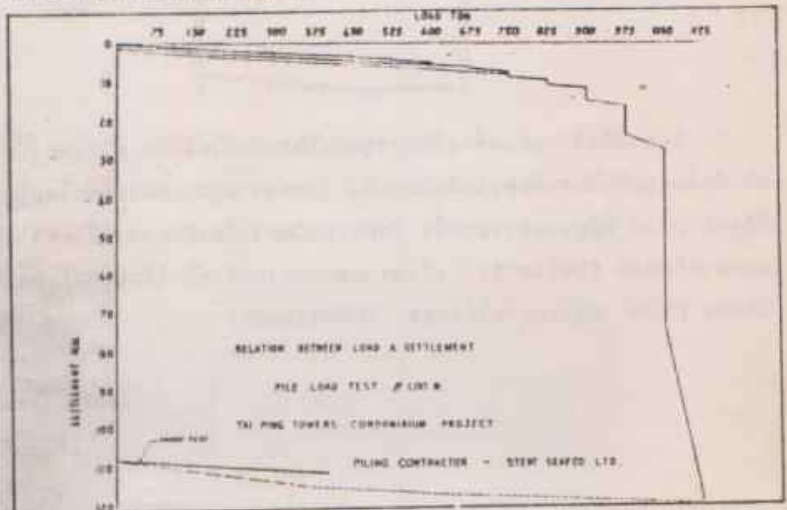


Silo เก็บ Bentonite



การควบคุมคุณภาพ Bentonite

โดยปกติ Bentonite ที่ผสมแล้ว จะใช้ได้หลายครั้ง โดยมีกระบวนการควบคุมคุณภาพ ตลอดเวลา Bentonite ที่จะนำมาใช้ใหม่จะคือน้ำ Desander เพื่อกรองทรายหยาบที่ผสมขึ้นมากับ Bentonite ที่ใช้แล้ว แล้วจึงนำไปผ่าน Cyclone เพื่อกรองทรายและแยกอีกครึ่งหนึ่ง การทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุก เนื่องจากเสาเข็มขนาดโตๆและลึก

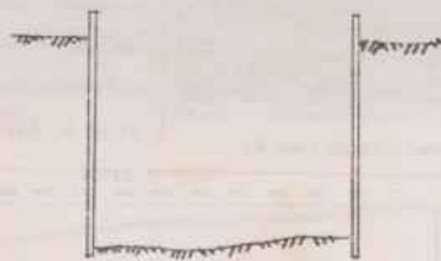


Pre-load strut for sheet pile and observation of sheet pile movement

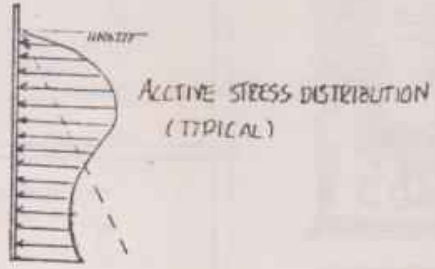
นายประสงค์ ตาวาไชย
นายวัฒนชัย วัฒนาบารจงสุข
นายสมมาตร โภคา

พื้นที่ บริเวณโครงการชลประทาน บางครั้ง บริเวณที่จะทำการก่อสร้าง จำเป็นจะต้องทำการขุดดินใน
พื้นที่นั้น ซึ่งดินที่ขุดออกมานี้ จะถูกทดแทนด้วยโครงสร้าง ในสามารถคำนวณการดึง
ของดิน บริเวณรอบ ๆ พื้นที่ก่อสร้างได้อย่างถาวร อย่างไรก็ตามก็อาจจะเห็นได้ว่าก่อนที่โครงสร้างดังกล่าว
จะเสร็จสมบูรณ์ก็ใช้เวลานานพอสมควร ซึ่งย่อมทำให้เกิดการพังทลายของดิน รอบ ๆ บริเวณก่อสร้างอย่าง
แน่นอน

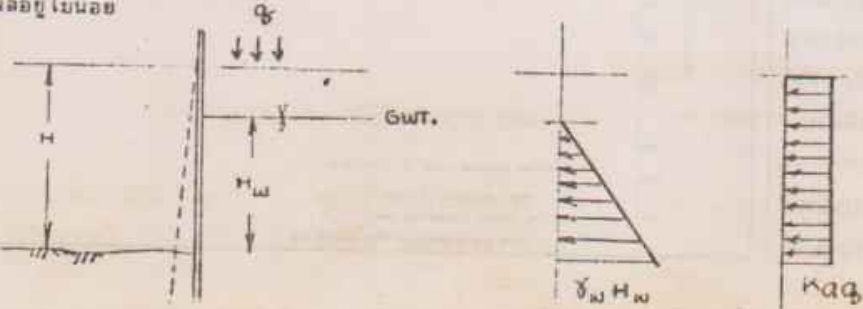
วิธีหนึ่งที่จะป้องกันปัญหาดังกล่าว ก็คือ การฝัง Sheet pile รอบ ๆ บริเวณที่จะทำการ
ก่อสร้าง Sheet pile มีหลายลักษณะ/รูปแบบ/ขนาด เพื่อที่จะเลือกใช้ได้ วิธีที่เหมาะสมแก่สภาพ
ของงาน อาคารสิบลม เทรค เร็นเตอร์รี่ Steel sheet pile FSP VL



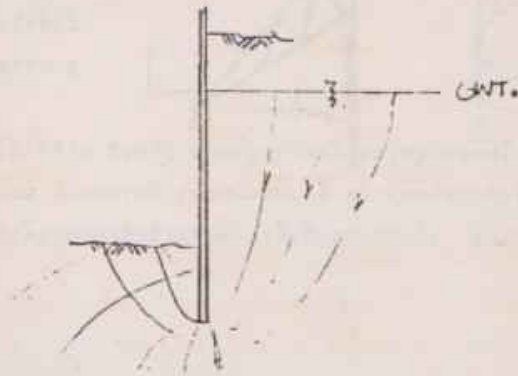
ในกรณีที่มีบริเวณก่อสร้างที่มีการขุดดินในระดับที่ไม่ลึกนัก ก็ไม่ผู้จะเป็นปัญหา แต่สำหรับกรณี
จำเป็นต้องขุดดินในระดับความลึกที่มากขึ้น (ควรทราบคุณสมบัติของดินในบริเวณดังกล่าว) การใช้
Sheet pile ที่มีความยาวมากขึ้น มักประสบปัญหาเกี่ยวกับการเคลื่อนตัว (Move) ของ Sheet pile
และการโก่งงอ (Deflect) เนื่องจากสภาพการกระทำ (Action) ของดินด้านในและด้านนอก
Sheet pile อยู่ในสภาพไม่สมดุล (Unbalance)



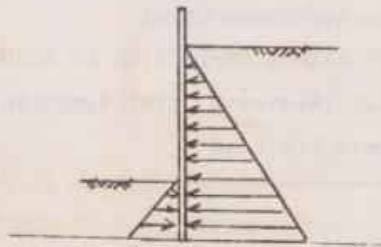
นอกจากแรงดันดินจากภายนอก ซึ่งเป็นสาเหตุใหญ่ของ Sheet pile movement (ดูรายละเอียด
วิธีการตรวจสอบ) แล้วอิทธิพลเนื่องจากน้ำ (Water) และการสัญจรของขบวนยาน (Traffic) ก็มี
ผลอยู่ไม่น้อย



หมายเหตุ และนอกจากแรงน้ำแล้ว ปรากฏการการซึม (Permeability) ของน้ำใต้ดินผ่าน Sheet pile ซึ่งสามารถเกิดขึ้นได้ตลอดเวลา

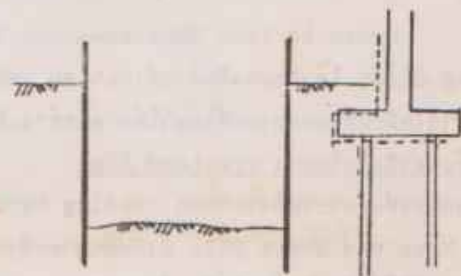


แม้ด้านในของ Sheet pile จะมีแรงดันจากดินและน้ำ ด้านการกระทำของดินและน้ำ จากด้านนอกของ Sheet pile อยู่บ้าง หากแต่น้อยกว่า เมื่อเปรียบเทียบกับแรงดันจากภายนอก



ผลที่เกิดขึ้นเนื่องจากสภาพ Unbalance ก็คือ

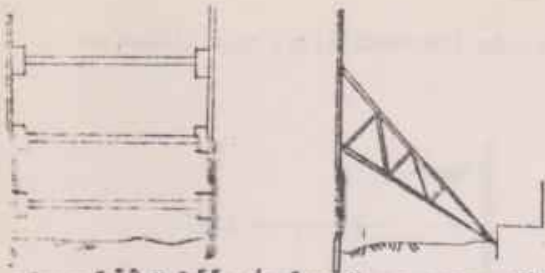
- การเคลื่อนที่ (Move) และ/หรือการโก่งงอ (Deflect) ของ Sheet pile
- การ Move / การหลุดตัวของสิ่งก่อสร้างบริเวณข้างเคียง



FAILURE CAUSED BY EXCESSIVE MOMENT

การมืองกันมีเหตุดังกล่าว สามารถกระทำได้หลายวิธี เช่น การเพิ่มค้ำยัน (Bracing) หรือ Strut ๗ ตำแหน่งที่เหมาะสม เป็นต้น

การแก้ปัญหาโดยวิธีดังกล่าวนี้ อาจเป็นอุปสรรคต่อการทำงานเพราะทำให้พื้นที่/ที่ว่าง (Space) ในการทำงานน้อยลง



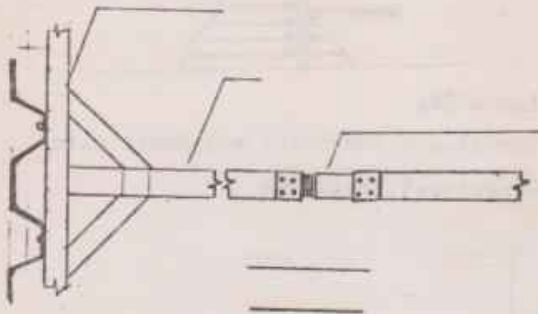
แนวความคิดหนึ่งที่จะแก้ไขปัญหาการ Movement ของ Sheet pile ได้อย่างมีประสิทธิภาพและในขณะเดียวกันก็ไม่ก่อให้เกิดปัญหาอุปสรรคหรือความล่าช้าในการทำงาน (การขุดดินและโครงสร้างฐานราก

ก็คือการใช้ค้ำยันให้น้อยที่สุดในระดับความสูงของ Sheet pile ที่เหมาะสมและขณะเดียวกัน ค้ำยันดังกล่าวก็มีประสิทธิภาพในการยึด รัด/ป้องกัน การ Movement ของ Sheet pile ได้เป็นอย่างดี การ Pre-Loading เป็นวิธีการหนึ่งที่จะเพิ่มประสิทธิภาพของค้ำยันดังกล่าว

Pre-Loading

วัตถุประสงค์

- (1) เพื่อเพิ่มประสิทธิภาพในการค้ำยันของ Strut
 - (2) ลด ELASTIC SHORTENING & DEFLECTION OF STRUT
 - (3) ให้อำนาจ Sheet pile เกิดแรงดัน Strut ที่เหมาะสม Internal stressing
- ลักษณะและส่วนประกอบของการ Pre-Load



บทคัดย่อ

Hydraulic Jack ที่ติดตั้งระหว่าง Strut ในแนว tentionartal จะทำหน้าที่ Loading Strut ให้เกิดแรงดันค้ำยันที่เหมาะสม และสามารถที่จะค้ำยัน Sheet pile ไปได้โดยไม่เกิดการเคลื่อนที่ในขอบเขตที่ไม่ทำให้อาคารข้างเคียงเสียหาย

สิ่งที่จะต้องคำนึงถึงในการ Pre-Load ก็คือ

- ปริมาณแรงที่เหมาะสมที่จะทำการ Loading Strut (ต้องคำนวณมาก่อน)
- การ Move ของ Sheet pile ที่เกิดขึ้นภายหลังการ Loading
- Strut ที่ใช้ค้ำยัน จะต้องไม่มีบิดเบี้ยว (Distort) , ย่น (Crippling) เนื่องจากการ Pre-Load
- ประสิทธิภาพของยัน Hydraulic Jack ที่นำมาใช้
- การติดตามผลภายหลังการ Loading

อุปกรณ์ที่ใช้ในการ LOADING

- 1) PRE-LOAD JACK
- 2) PRESSURE GAUGE

3) G.L. LUMP

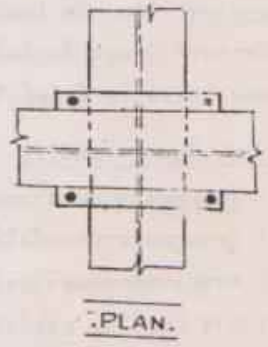
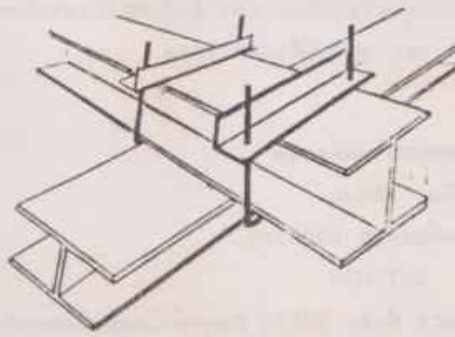
4) BENCH (ประตู)

5) LEVEL, THEODOLITE+TAPE

6) เครื่องกระจายเสียงสำหรับฟังการ

รายการตรวจสอบก่อนการ Pre-Load

- 1) ตรวจสอบแนวของ WALE และ STRUT โดยใช้สายวัดตามแนวของ "WALE & STRUT" และ วัดด้วย TAPE
- 2) ตรวจสอบ STRENGTH CAPACITY ของ CONCRETE POKINGตาม Contact Area เปรียบเทียบหรือแปล่า
- 3) ณ ตำแหน่งที่มี Strut ในแต่ละแนวตาม Cross ผ่านกันจะถูกยึดด้วย U-Bolt ซึ่ง U-bolt นี้ จะคล้องขึ้นไม่แน่นจนเกินไป



4) ตรวจสอบสิ่งกีดขวางที่อาจทำให้ Strut เคลื่อนที่ไม่ได้

รายการตรวจสอบภายหลังการ Pre-Load

- 1) แนว Wale และ Strut จะต้องตรงเสมอ
- 2) ตรวจสอบระวังมิให้เกิดการบิดเบี้ยวของหูช้าง (Bracket Twist & Distortion) ที่รองรับ Strut
- 3) ตรวจสอบรอยแตกร้าว (Crack) ของ Concrete Pocking ที่เกิดขึ้น
- 4) ตรวจสอบ Bolt ที่ยึดระหว่างรอยต่อชน (Joint) ของ Strut & Waling หากพบว่าหลวมต้องขันให้แน่น
- 5) ตรวจสอบ Bolt ระหว่าง ตำแหน่ง Crossing ของ Strut ไม่ให้แน่นจนเกินไป
- 6) บริเวณขอบของ Sheet pile จะดี ไม่ดี ถ้า เนื่องจากแรงดันภายใน



การขุดดินและโคลนเหลว

ภายหลังจากการ Pre-Load เสร็จสิ้นแล้ว จะต้องมีการสรุปผลเพื่อหาข้อ

- ข้อบกพร่อง Sheet pile ก่อนและหลังการ Pre-Load
- การกระจาย Pre-load ที่มีต่อ Sheet pile, Wale, Strut และบู๊ต (Bracket) ที่รองรับ Strut นั้น
- ประสิทธิภาพของการ Loading
- การศึกษากรณีในโอกาสต่อไป



OBSERVATION OF SHEET PILE MOVEMENT
 BY INCLINOMETER

- วัตถุประสงค์ 1. ตรวจสอบการ MOVEMENT ของ SHEET PILE ในแต่ละวัน
 2. เพื่อเปรียบเทียบ,ศึกษา พฤติกรรมของ SHEET PILE เมื่อสภาวะแวดล้อม
 เปลี่ยนแปลงไป เช่น แรงดันดิน (SOIL PRESSURE), PORE PRESSURE, PRE
 LOADING เป็นต้น

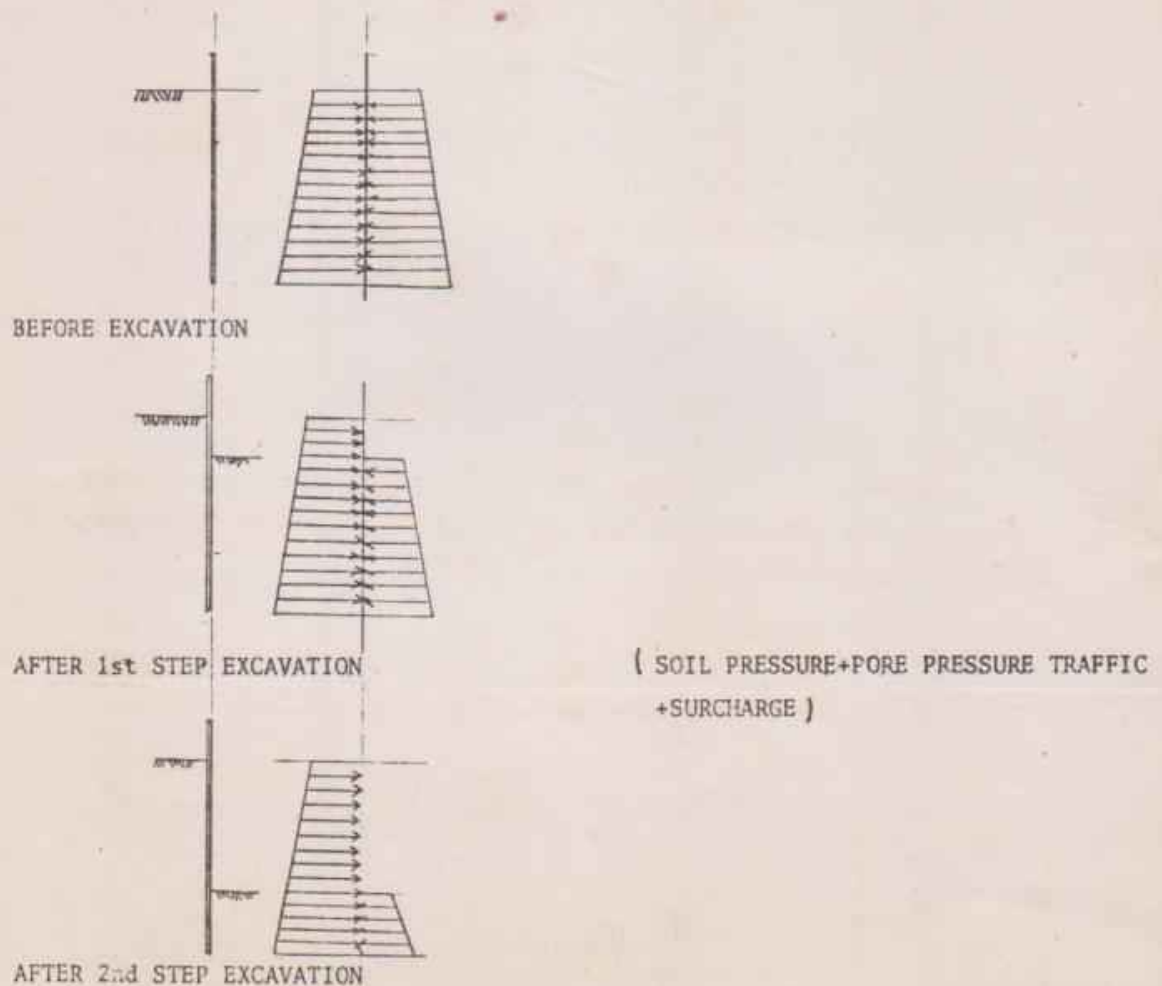
ขอบข่าย (SCOPE)

การวัด SHEET PILE MOVEMENT โดย INCLINO METER เป็นการทำเอาประโยชน์จาก
 อุปกรณ์ ELECTRONIC มาประยุกต์ใช้งาน เพื่อให้การตรวจสอบเป็นไปโดยถูกต้องยิ่งขึ้น อย่างไรก็ตาม
 ควรมียุทธวิธีการอื่น ๆ ที่ใช้ควบคู่ไปกับ INCLINOMETER ด้วยเสมอ เช่น

- วิธีการวัดสอบแนวของ SHEET PILE จากแนวอ้างอิงใด ๆ
- การตรวจสอบ PRESSURE GAUGE ในทุก ๆ โอกาสที่ทำกาทดสอบด้วย INCLINOMETER
- และแม้กระทั่งการสังเกตด้วยตาเปล่า

บทคัดย่อ (SUMMARY)

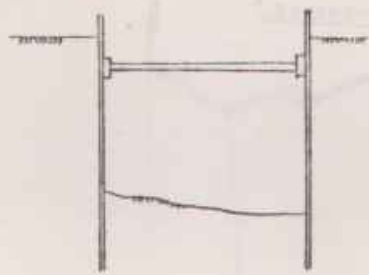
พฤติกรรมของ SHEET PILE ,LOAD ที่กระทำและการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้น



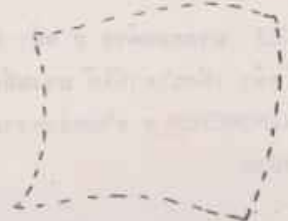
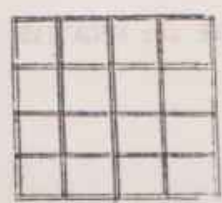
จะเห็นได้ว่าการ MOVEMENT ของ SHEET PILE ที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดันสภาวะ
เชิงรุก (ACTIVE) และสภาวะเชิงรับ (PASSIVE) ภายหลังจากการทำ 2nd Step Excavation
นั้นอาจก่อความเสียหายหลายประการ เช่น

- การทรุดตัวของอาคารข้างเคียง (Adjacent building)
- ความเสียหายของถนน ภาควิถีและบริเวณก่อสร้าง

วิธีการป้องกัน/แก้ไขปัญหานั้นวิธีหนึ่งก็คือ การค้ำยัน (BRACE) SHEET PILE
ณ ตำแหน่งและแรงที่เหมาะสม

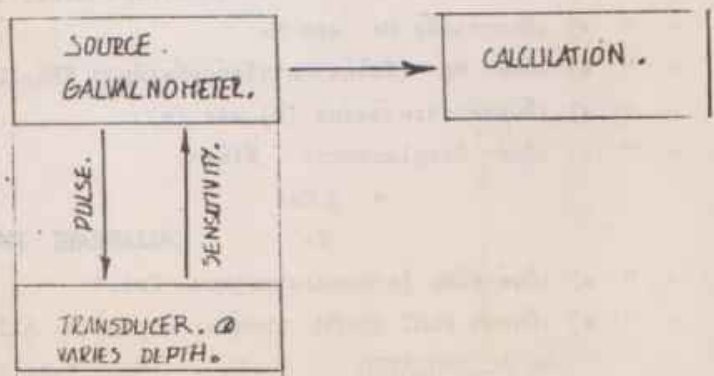


บางครั้งเพียงการค้ำยัน ณ ตำแหน่งที่เหมาะสมเพียงประการเดียว อาจไม่เพียงพอ
เนื่องจากอาจทำให้ SHEET PILE (ที่เกี่ยวข้องกันอยู่) เกิดการบิดรูป (SWAY) ไปทั้งระบบ
ผลก็คือ ความเสียหายดังกล่าวก็ไม่สามารถป้องกันได้



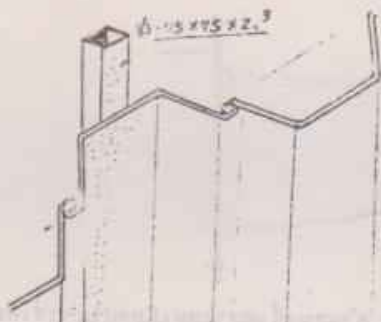
โดยการติดตั้ง HYDRAULIC PRE-LOAD JACK ระหว่าง STRUT OF BRACING
ขึ้นเพื่อทำการ PRE-LOAD ในโอกาสที่ SHEET PILE ไม่อยู่ในสภาวะปกติ ซึ่งสามารถตรวจสอบได้โดยอาศัย
อุปกรณ์ INCLINOMETER

หลักการของ INCLINOMETER



อุปกรณ์ที่ใช้ INCLINOMETERซึ่งประกอบด้วย

- SOURCE
- GALVANOMETER SCALE
- TRANSDUCER
- สายจิ้งจอกซึ่งเชื่อมต่อกับ SOURCE-TRANSDUCER
- เครื่องวัดซึ่งแนบติดกับสายจิ้งจอก
- สถานที่/ตำแหน่งที่จะทำการวัด ประกอบด้วยขดลวดที่เชื่อมกับขั้ว Sheet Pile ขนาดพอดีที่ TRANSDUCER จะขยับลงไปได้ และตามความยาวตลอดแนว SHEET PILE



วิธีการวัด

- 1) นำการปรับขั้ว SOURCE/และ CALIBRATE GALVALNOMETER ก่อนใช้เครื่องมือ
- 2) หย่อน TRANSDUCER ที่ติดอยู่ปลายเทป สายลวดขั้วนำลงไปในท่อเหล็ก ๗ ความลึกตามกำหนด (ดูตารางประกอบ)

TRANSDUCER ประกอบด้วย 2 หน้า คือ POSITIVE และ NEGATIVE ในการหย่อนจะต้องหย่อนทั้ง 2 หน้า เพื่อนำค่าที่ได้ มาเฉลี่ยกัน

- 3) อ่านค่า จาก GALVALNOMETER ๗ ตำแหน่งความลึกต่าง ๆ
- 4) บันทึกค่า เพื่อการคำนวณ

หมายเหตุ

- 1) ควรบันทึกเวลาการตรวจวัดจุดทุกขณะตรวจวัด เพื่อ เป็นข้อมูลประกอบการพิจารณาการ เปลี่ยนแปลงของ SHEET PILE
- 2) การตรวจวัดด้วย INCLINOMETER กระทำทุกวัน ๆ ละ 1 ครั้ง

การคำนวณ

- Col 1) แสดงถึงตำแหน่งความลึกต่าง ๆ ที่ทำการวัด
- " 2) ค่าที่อ่านจาก INCLINOMETER (POLITIVE)
- " 3) " " (GALVALNOMETER) (NEGATIVE)
- " 4) เป็นการเฉลี่ย M+ และ M-
- " 5) เป็นค่า Mo (ซึ่งได้จากการวัดก่อนที่จะมีการ PRE-LOAD
- " 6) เป็นผลต่างระหว่างช่อง (4) และ (5)
- " 7) เป็นค่า Displacement ที่ได้จาก

$$= \Delta Mxf$$

$$f = \text{CALIBRATE FACTOR.}$$

- " ๘) เป็นค่าสะสม (Accumulated)ของ Col.7
- " ๙) เป็นการ PLOT GRAPH ระหว่าง depth (X- Axis) กับ ACCUMULATED " " (Y-Axis)