



รายงานผลการวิจัยฉบับสมบูรณ์
ทุนอุดหนุนวิจัย มก.ปีงบประมาณ 2556

รหัสโครงการวิจัย ว-ท(ด)9.56
การประเมินผลการตอบสนองของโครงสร้างที่ใช้เก็บของเหลวภายใต้แรงแผ่นดินไหว
Seismic Response Evaluation of Liquid Storage tank

หัวหน้าโครงการ ผศ.ทรงพล จารุวิศิษฐ์
หน่วยงานต้นสังกัด ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บางเขน
หน่วยงานหลัก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บางเขน

แหล่งทุน : ทุนอุดหนุนวิจัย มก.

สถาบันวิจัยและพัฒนาแห่งมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

แบบรายงานผลการวิจัยฉบับสมบูรณ์
โครงการวิจัย (Project)
โครงการวิจัยทุนอุดหนุนวิจัย มก. ปีงบประมาณ 2556

ส่วนที่ 1 ข้อมูลโครงการวิจัย

- 1.1 รหัส ว-ท(ด)9.56 ชื่อโครงการวิจัย การประเมินผลการตอบสนองของโครงสร้างที่ใช้เก็บของเหลวภายใต้แรงแผ่นดินไหว
- 1.2 ลักษณะโครงการ เป็นโครงการวิจัยเดี่ยว
- 1.3 ชื่อหัวหน้าโครงการ ผศ.ทองพล จารุวิศิษฐ์
- 1.4 หน่วยงานต้นสังกัด ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บางเขน
 หน่วยงานหลัก ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ บางเขน
- 1.5 ประเภทโครงการ โครงการวิจัย 3 สาขา โครงการวิจัยสาขาวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยี
- 1.6 ระยะเวลาดำเนินงานวิจัยตลอดโครงการ 1 ปี ปีงบประมาณ 2556
- 1.7 สถานที่ดำเนินงานวิจัย/เก็บข้อมูล
 - คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
- 1.8 งบประมาณรวมตลอดโครงการ 130,000.00 บาท ประกอบด้วย
 ปีงบประมาณ 2556 ได้รับ 130,000.00 บาท
- 1.9 วัตถุประสงค์โครงการวิจัย
 - เพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการสั่นไหวของของเหลวภายในโครงสร้างที่ใช้บรรจุของเหลว
 - เพื่อศึกษาผลการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของโครงสร้างบรรจุของเหลว โดยการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamics) โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis)
 - เพื่อประเมินผลการตอบสนองภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างบรรจุของเหลวว่าสามารถรับแรงได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ และมีแนวทางการปรับปรุงเพื่อความปลอดภัยอย่างไร
- 1.10 เป้าหมายผลงานวิจัยตลอดโครงการ

ปีงบประมาณ	เดือนที่	ผลงานวิจัยที่คาดว่าจะได้
2556	1-6	ศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาในอดีต, ทำการสร้างแบบจำลองโครงสร้างของสูงและตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลอง
	7-12	ได้แบบจำลองโครงสร้างที่ถูกต้องสามารถนำไปวิเคราะห์ค่าแรงกระทำโครงสร้างและผลตอบสนองของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวได้ และการประเมินสภาพของโครงสร้างห่อเก็บน้ำที่ทำการวิเคราะห์

1.11 สรุปผลการดำเนินงานวิจัยตลอดโครงการ

- วัตถุประสงค์ (ตามแผน)

- 1.1. ศึกษางานวิจัยที่เกี่ยวข้อง
- 2.2. รวบรวมข้อมูลและแบบของโครงสร้างที่ใช้บรรจุของเหลวที่พิจารณาในงานวิจัยนี้
- 3.3. สร้างแบบจำลองโครงสร้างและของเหลวเบื้องต้น
- 4.4. ตรวจสอบความถูกต้องของแบบจำลองโครงสร้าง
- 5.5. สร้างแบบจำลองโครงสร้างจริงของโครงสร้างที่พิจารณา
- 6.6. วิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้าง (ไม่รวมของเหลว)
- 7.7. วิเคราะห์แรงที่กระทำกับโครงสร้างอันเป็นผลมาจากของเหลวที่เคลื่อนที่เนื่องจากผลของแรงแผ่นดินไหว

ไหว

- 8.8. รวมผลของแรงที่เกิดขึ้นทั้งหมดเพื่อการตรวจสอบประเมินโครงสร้าง
- 9.9. สรุปผลงานวิจัยและจัดทำรายงานฉบับสมบูรณ์และบทความทางวิชาการ

- เป้าหมาย/ผลที่คาดหวัง (ตามแผน)

- 1.ทราบข้อมูล ความรู้ ทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง ที่ใช้กันอยู่ในปัจจุบัน
- 2.เพื่อให้ได้ข้อมูลที่จะใช้ในการวิเคราะห์สำหรับงานวิจัยนี้
- 3.แบบจำลองโครงสร้างเบื้องต้น เพื่อให้ได้แนวทางที่ถูกต้องในการสร้างแบบจำลอง
- 4.เพื่อให้มั่นใจในแบบจำลองที่สร้างขึ้นและวิธีที่เชื่อว่าสามารถเชื่อถือได้ เพื่อไปสร้างแบบจำลองที่จะใช้จริง

ต่อไป

- 5.แบบจำลองโครงสร้างที่ใช้ในงานวิจัยนี้
- 6.ผลการวิเคราะห์เบื้องต้น
- 7.ผลการวิเคราะห์โดยละเอียด
- 8.ผลการตรวจสอบประเมินความปลอดภัยของโครงสร้าง
- 9.ผลงานวิจัย

- ผลการดำเนินงาน (ปฏิบัติได้จริง)

- 1.แล้วเสร็จ เรียบร้อย
- 2.แล้วเสร็จ เรียบร้อย
- 3.แล้วเสร็จ เรียบร้อย
- 4.แล้วเสร็จ เรียบร้อย
- 5.แล้วเสร็จ เรียบร้อย
- 6.แล้วเสร็จ เรียบร้อย
- 7.แล้วเสร็จ เรียบร้อย
- 8.แล้วเสร็จ เรียบร้อย

9.แล้วเสร็จ เรียบร้อย

1.12 ผลการดำเนินงานวิจัยเป็นไปตามแผนหรือไม่ อย่างไร

- เป็นไปตามแผน

1.13 ปัญหา อุปสรรคในการดำเนินงาน และแนวทางแก้ไข

- ไม่มีปัญหาและอุปสรรค

1.14 สรุปผลการดำเนินงานตามวัตถุประสงค์

- บรรลุ

1.15 ผลผลิต/สิ่งที่ได้จากการวิจัย (Outputs)

- สร้างนักวิจัย/สนับสนุนนิติตปริญญาโท (ระบุจำนวนคน)

นิติตปริญญาโท 1 คน

1.16 จุดเด่นของผลงานวิจัย / ผลผลิต / สิ่งที่ได้จากการวิจัย (outputs)

- สร้างองค์ความรู้ใหม่/นวัตกรรมที่ทันสมัย

ทราบแนวทางการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับโครงสร้างถึงเก็บของเหลวและสามารถประเมินการตอบสนองและสภาพของโครงสร้างได้

1.17 การนำผลการวิจัยไปใช้ประโยชน์ (Outcomes)

1. การนำผลการวิจัยไปเผยแพร่/ถ่ายทอด

1.1 วารสารวิชาการระดับชาติ/วารสารวิชาการระดับนานาชาติ

-

1.2 นำเสนอในการประชุม/สัมมนาระดับชาติและนานาชาติ 1 เรื่อง

นำเสนอในการประชุม/สัมมนาระดับชาติ

- ลักษณะเอกสาร/รูปแบบการนำเสนอ : บทความเต็มรูปแบบ/ภาคบรรยาย

- ชื่อผู้เสนอผลงาน : ผศ.ดร.ทรงพล จารุวิศิษฐ์* และ วิศิษฐ์ ภิญญ

- ชื่อเรื่อง : การประเมินผลการตอบสนองของหอดังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคภายใต้แรงแผ่นดินไหว

- ชื่อการประชุมสัมมนา : การประชุมวิชาการวิศวกรรมโยธาแห่งชาติ ครั้งที่ 19

- วัน/เดือน/ปี : จาก 14 พ.ค. 2557 ถึง 16 พ.ค. 2557

- สถานที่/เมือง/ประเทศ : จ.ขอนแก่น

- หน้า : 0 ถึง 0

1.3 เผยแพร่ผลงานในรูปแบบการจัดนิทรรศการ

-

1.4 บทความ

-
- 1.5 จัดอบรมถ่ายทอด
-
- 1.6 นำเสนอทางสื่อผสม
-
- 1.7 ภาครัฐนำไปใช้กำหนดแผน/นโยบาย
-
- 1.9 อื่นๆ
-
- 2. เป้าหมายการนำผลลัพธ์ / ผลสำเร็จที่ได้ / หรือคาดว่าจะได้จากการวิจัยไปใช้ประโยชน์
 - 1 . ด้านการศึกษา/เสริมการเรียนรู้การสอน
 - เสริมในวิชาการออกแบบโครงสร้าง, แรงลมและแรงแผ่นดินไหว, พลศาสตร์ของโครงสร้าง
 - 2 . ด้านทรัพยากรธรรมชาติ/สิ่งแวดล้อม
 - สามารถนำไปใช้ในการตรวจสอบเสริมกำลังโครงสร้างบรรจุของเหลวเช่นถังเก็บน้ำขนาดใหญ่ให้แข็งแรงปลอดภัยจากภัยพิบัติแผ่นดินไหวได้
 - 3 . ด้านคุณภาพชีวิต สุขภาพอนามัย
 - สามารถนำไปใช้ในการตรวจสอบเสริมกำลังโครงสร้างบรรจุของเหลวเช่นถังเก็บน้ำขนาดใหญ่ให้แข็งแรงปลอดภัยจากภัยพิบัติแผ่นดินไหวได้
- 1.18 ผลกระทบ (Impact) ที่เกิดจากการนำผลการวิจัยไปใช้ สอดคล้องกับยุทธศาสตร์ด้านใด
 - ยุทธศาสตร์การบริหารราชการแผ่นดิน (พ.ศ.2548 - 2551)
 - 1 . ยุทธศาสตร์การพัฒนามาตรฐานความหลากหลายทางชีวภาพและการสร้างความมั่นคงของฐานทรัพยากรและสิ่งแวดล้อม
 - เป้าประสงค์ การสร้างสภาพแวดล้อมที่ดีเพื่อยกระดับคุณภาพชีวิต และการพัฒนาที่ยั่งยืน
 - 2 . ยุทธศาสตร์การสร้างความเข้มแข็งของชุมชนและสังคมให้เป็นรากฐานที่มั่นคงของประเทศ
 - เป้าประสงค์ การเสริมสร้างศักยภาพของชุมชน ในการอยู่ร่วมกันกับทรัพยากรธรรมชาติ และสิ่งแวดล้อมอย่างสันติและเกื้อกูล
 - 3 . ยุทธศาสตร์การพัฒนาคุณภาพคนและสังคมไทยสู่สังคมแห่งภูมิปัญญาและการเรียนรู้
 - เป้าประสงค์ การเสริมสร้างคนไทยให้อยู่ร่วมกันในสังคมได้อย่างสันติสุข
 - 4 . ยุทธศาสตร์การปรับโครงสร้างเศรษฐกิจให้สมดุลและยั่งยืน
 - เป้าประสงค์ การสร้างภูมิคุ้มกันของระบบเศรษฐกิจ
 - 5 . ยุทธศาสตร์การเสริมสร้างธรรมาภิบาลในการบริหารจัดการประเทศ มุ่งเสริมสร้างความเป็นธรรมในสังคมอย่างยั่งยืน

เป้าประสงค์ การรักษาและเสริมสร้างความมั่นคง เพื่อสนับสนุนการบริหารจัดการประเทศสู่คุณภาพ และความยั่งยืน

- นโยบายและยุทธศาสตร์การวิจัยของชาติ(พ.ศ.2551 - 2553)

ยุทธศาสตร์การวิจัยที่ 3 การอนุรักษ์ เสริมสร้าง และพัฒนาทุนทรัพยากรธรรมชาติและสิ่งแวดล้อม

กลยุทธ์การวิจัยที่ 4 สร้างองค์ความรู้เกี่ยวกับภัยพิบัติจากธรรมชาติและอุตสาหกรรม รวมทั้งระบบบริหารจัดการน้ำท่วมที่มีประสิทธิภาพ

แผนงานวิจัยที่ 1 การวิจัยเกี่ยวกับภัยพิบัติจากธรรมชาติ การสร้างองค์ความรู้และการป้องกันภัยพิบัติธรรมชาติ และผลกระทบทางเศรษฐกิจ สังคม และสิ่งแวดล้อมจากภัยพิบัติธรรมชาติ

1.19 การรับความคุ้มครองทรัพย์สินทางปัญญา

-

1.20 การได้รับรางวัล

-

1.21 งานที่จะทำต่อไป

- หาแนวทางในการนำเสนอเผยแพร่สู่สาธารณะ

1.22 คำชี้แจงเพิ่มเติม

-

1.23 ได้แนบรายงานผลการวิจัยฉบับสมบูรณ์ของโครงการ (Project) ตามหัวข้อในส่วนที่ 2 มาด้วยแล้ว

ลงชื่อ.....หัวหน้าโครงการ

(ผศ.ทรงพล จารูวิศิษฐ์)

8 มิ.ย. 2558

ส่วนที่ 2

รายงานผลการวิจัยฉบับสมบูรณ์
โครงการวิจัยทุนอุดหนุนวิจัย มก. ปีงบประมาณ 2556

โครงการวิจัยรหัส ว-ท(ด)9.56

การประเมินผลการตอบสนองของโครงสร้างที่ใช้เก็บของเหลวภายใต้แรงแผ่นดินไหว

Seismic Response Evaluation of Liquid Storage tank

(1)ทรงพล จารุวิศิษฐ์,

(1)Songpol Charuvisit,

บทคัดย่อ

หอถังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคเป็นหนึ่งในสาธารณูปโภคพื้นฐานที่สำคัญของชุมชนซึ่งมีการออกแบบและก่อสร้างมานานก่อนมีมาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหวในประเทศไทย ซึ่งในอดีตยังมีข้อมูลทางด้านแผ่นดินไหวจำกัด งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อศึกษาพฤติกรรมของโครงสร้างและประเมินการรับแรงจากแผ่นดินไหวของหอถังสูง โดยใช้วิธีการสร้างแบบจำลองไฟไนท์อีลิเมนต์แล้วจึงวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและพลศาสตร์เชิงเส้นโดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมดเปรียบเทียบกันโดยใช้ค่าแรงแผ่นดินไหวที่แตกต่างกันระหว่างที่ อ.พนมทวน และ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี เป็นแรงกระทำ

การวิจัยนี้ใช้หอถังสูงคอนกรีตเสริมเหล็กความจุน้ำ 250 ลบ.ม.มีช่องเปิดกลางถัง ซึ่งตั้งอยู่ในเขต อ.พนมทวน เป็นตัวอย่างการวิจัย การวิเคราะห์จะคิดทั้งกรณีมีช่องเปิดกลางถังและไม่มีช่องเปิดกลางถัง และวิเคราะห์ที่ความจุน้ำเต็มถังและครึ่งถัง ผลการศึกษาพบว่า ค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้างและโมเมนต์พลิกกลับของหอถังสูงอยู่ในเกณฑ์ที่ปลอดภัย โครงสร้าง เสา คาน และฐานรากไม่เกิดการวิบัติ ส่วนผนังมีความปลอดภัยทุกหน้าตัด แต่โครงสร้างแบบเดียวกันในพื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ยบางหน้าตัดมีค่าเกินกว่าที่ผนังจะรับได้เล็กน้อย แต่โครงสร้างพื้น ทั้งในพื้นที่ อ.พนมทวน และ อ.ด่านมะขามเตี้ยไม่ปลอดภัย ในกรณีน้ำเต็มถัง ควรมีการเสริมแรงพื้นถึงหรือลดระดับการเก็บน้ำลงและอาจเปลี่ยนขนาดเหล็กเสริมให้ปลอดภัยในกรณีที่จะสร้างในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว แบบจำลองยังแสดงให้เห็นอีกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าจะให้ผลการวิเคราะห์ที่มากกว่าวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นประมาณร้อยละ 30 – 50 และแบบจำลองโครงสร้างช่องเปิดกลางถังจะให้ผลการวิเคราะห์ที่มากกว่าแบบจำลองที่ไม่มีช่องเปิด ประมาณร้อยละ 5 – 10

คำสำคัญ : แรงแผ่นดินไหว, ถังเก็บของเหลว, การกระฉอก

ABSTRACT

High tower elevated water storage tank of Provincial Waterworks Authority in Thailand is one of the regional infrastructure of the community that has been designed and

constructed for long time before the Design standard for earthquake resistance of buildings has been established in the country since there is limited information of earthquake in the past. The objective of this research is to study the behavior and strength of a high elevated tower storage tank under earthquake in Thailand. Type of 8 support columns storage tank from Phanomthuan district, Kanchanaburi province, is selected for this study due to applicability of structure information. In structural modeling and analysis, Finite Element Method using commercial software is applied and then analyzed by Equivalent static method comparing with Linear dynamics method of Modal Response Spectrum Analysis. Design response spectrum at Phanomthuan and Danmakhamtia district, Kanchanaburi province, are used this study.

The storage tank is reinforced concrete and has the capacity of 250 cubic meters. The tank is modeled for the cases with and without vessel scope shaft inside the tank and be analyzed under the water level conditions of full tank and half tank. The results show that the displacement of structure, the overturning moment and the forces in columns, beams and foundation of the storage tank do not exceed the allowable level. However, for tank wall, the case of design response spectrum at Danmakhamtia district causes the stresses in tank wall slightly over the allowable level, while the case of Phanomthuan district is still safe. Moreover, the slab structures under full water condition for both design response spectrums at Phanomthuan and Danmakhamtia district are found to be not secure. It is recommended to reinforce the tank slab or decrease the water storage level. This means that increasing of structural performance especially for slab base, such as by resizing of reinforcement, should be reconsidered for the areas those are supposed to be severely affected by earthquake in Thailand.

Finally, the results show that the analysis by Equivalent static method gives larger structural responses and internal stresses than the Linear dynamics method for about 30 to 50%, and the model with vessel scope shaft inside the tank results in larger structural responses and internal stresses than the model without vessel scope shaft for about 5 to 10%.

Key words : earthquake, water tank, sloshing

คำนำ

ปัจจุบันภัยจากแผ่นดินไหวเป็นเรื่องใกล้ตัวดังเหตุการณ์ความเสียหายในระยะเวลาไม่นานมานี้ การออกแบบโครงสร้างอาคารต่างๆ ทางภาคตะวันตก ภาคเหนือ รวมทั้งกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ต้องพิจารณาแรงจากแผ่นดินไหวในการออกแบบ แต่ก็มีโครงสร้างอีกเป็นจำนวนมากที่ได้ก่อสร้างไปแล้ว ก่อนที่กฎหมายมีผลบังคับใช้ ในการออกแบบและก่อสร้างในอดีตนั้นยังไม่มีข้อมูลทางด้านผลกระทบแผ่นดินไหวในประเทศไทย แต่ในปัจจุบันได้มีข้อมูลแผ่นดินไหวมากขึ้นซึ่งบ่งชี้ถึงภัยแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นแก่ประเทศไทยได้แก่ รอยเลื่อนมีพลังที่อยู่บริเวณจังหวัดกาญจนบุรีและทางภาคเหนือ ซึ่งจากการศึกษาของนักธรณีวิทยา พบว่าสามารถทำให้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7 ถึง 7.5 ได้ โดยเฉพาะในเขตที่มีรอยเลื่อนของเปลือกโลก ซึ่งจะเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวเท่านั้น แต่ในเขตอื่นๆ ก็มีการตระหนักถึงภัยธรรมชาติชนิดนี้ด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งสิ่งปลูกสร้างที่เป็นสาธารณูปโภคพื้นฐานของชุมชน อาคารที่เป็นที่ชุมนุมของคนจำนวนมากๆ และอาคารสูงที่เป็นที่อยู่อาศัย

งานวิจัยนี้จึงได้ให้ความสนใจในโครงสร้างที่เป็นสาธารณูปโภคพื้นฐานที่ใช้เก็บของเหลว อันได้แก่หอถังสูงเก็บน้ำของการประปา เนื่องจากการประปาเป็นหนึ่งในสาธารณูปโภคพื้นฐานที่สำคัญของชุมชนในการพัฒนาชุมชน ในประเทศไทยหน่วยงานหลักที่รับผิดชอบก็คือ การประปาส่วนภูมิภาคเป็นผู้เป็นจ่ายน้ำให้แก่ชุมชนในส่วนภูมิภาคทั่วประเทศ ซึ่งในขั้นตอนการจ่ายน้ำให้แก่ประชาชนนั้น จะมีการพักน้ำที่จะส่งผ่านต่อไปให้ประชาชนโดยจะมีหอถังสูง (High tower storage tank) เป็นที่กักเก็บน้ำก่อนส่งน้ำด้วยแรงดันสูง ซึ่งจะมีขนาดความจุและความสูงแตกต่างกันออกไปตามแต่ขนาดของความต้องการใช้น้ำของประชาชนของแต่ละพื้นที่ความรับผิดชอบ โดยหอถังสูงนี้จะมีอยู่ทั่วไปทั้งประเทศไทยมีทั้งแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก และแบบเป็นโครงสร้างเหล็กทั้งหมด

งานวิจัยนี้จึงได้ทำการศึกษาผลตอบแทนของแรงกระทำจากของเหลวที่กระทำต่อตัวโครงสร้างหอถังสูงที่ใช้บรรจุน้ำของการประปาอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว เพื่อนำผลที่ได้ไปใช้พิจารณาความแข็งแรงหรือผลตอบแทนของโครงสร้างร่วมกับผลของแรงแผ่นดินไหวในลำดับต่อไปเพื่อการปรับปรุงด้านความปลอดภัยในอนาคต

กิตติกรรมประกาศ

ผู้วิจัยขอขอบพระคุณการประปาส่วนภูมิภาค และเจ้าหน้าที่ที่เกี่ยวข้อง ที่เอื้อเฟื้อแบบและข้อมูลที่จำเป็นและเป็นประโยชน์อย่างยิ่งต่อการวิจัย พร้อมให้คำปรึกษาแนะนำ และช่วยเหลือในการดำเนินงานวิจัย จนทำให้งานวิจัยฉบับนี้สำเร็จลุล่วง

ผศ.ดร.ทรงพล จารูวิศิษฐ์
หัวหน้าโครงการวิจัย

สารบัญ

	หน้า
บทที่ 1 ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	2
วัตถุประสงค์ของการศึกษา	4
ขอบเขตการศึกษา	4
บทที่ 2 การตรวจเอกสาร และ การทบทวนผลงานวิจัยในอดีต	5
ทฤษฎีและสมมติฐาน	15
บทที่ 3 แบบจำลองโครงสร้างและผลการวิเคราะห์โครงสร้าง	27
1. โครงสร้างหอดังสูงที่ใช้ในการวิเคราะห์	27
2. รูปแบบจำลองโครงสร้างและวิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง	35
2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตย์เทียบเท่า	36
2.1.1 พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี	42
2.1.2 พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี	55
2.2 การวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น	68
2.2.1 พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี	71
2.2.2 พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี	72
3. ผลการวิเคราะห์ Mode Shape และคาบธรรมชาติของโครงสร้าง	73
4. ผลการวิเคราะห์ค่า Base Shear และ Overturning Moment	75
5. ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง	77
6. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังเสาของโครงสร้าง	79
7. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังคานของโครงสร้าง	82
8. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังผนังของหอดังสูง	87
9. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังพื้นของหอดังสูง	90
10. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังฐานรากของหอดังสูง	91
บทที่ 4 สรุปและข้อเสนอแนะ	94
เอกสารอ้างอิง	96
ภาคผนวก ก.	ก.1
ภาคผนวก ข.	ข.1

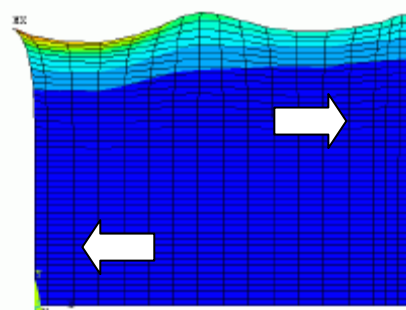
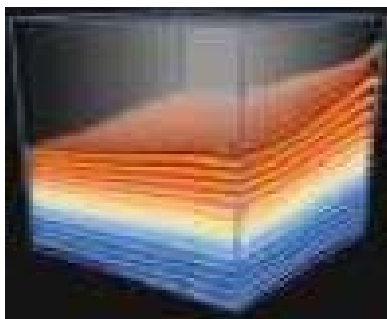
บทที่ 1

ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ในปัจจุบันนี้ผู้คนทั่วไปได้ให้ความสนใจ และให้ความสำคัญต่อเหตุการณ์แผ่นดินไหวกันมากขึ้น เพราะเมื่อเกิดเหตุการณ์ที่รุนแรงขึ้นมาจะส่งผลเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สินของประชาชนทั่วไปเป็นอันมาก ถึงแม้ว่าจากเหตุการณ์ที่ผ่านมาจะไม่ได้ส่งผลกระทบต่อประเทศไทยนัก อาจเป็นเพราะว่าประเทศไทยไม่ได้อยู่ในเขตแผ่นดินไหวที่รุนแรง แต่ก็เกิดการตื่นตัว และมีการป้องกันภัยจากแผ่นดินไหวกันมากขึ้น

ปัจจุบันได้มีข้อมูลแผ่นดินไหวซึ่งบ่งชี้ถึงภัยแผ่นดินไหวที่จะเกิดขึ้นแก่ประเทศไทยได้แก่วรรณกรรมมีพลังที่อยู่บริเวณจังหวัดกาญจนบุรีและทางภาคเหนือ ซึ่งจากการศึกษาของนักธรณีวิทยา พบว่าสามารถทำให้เกิดแผ่นดินไหวขนาด 7 ถึง 7.5 ได้ โดยเฉพาะในเขตที่มีรอยเลื่อนของเปลือกโลก ซึ่งจะเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวเท่านั้น แต่ในเขตอื่นๆ ก็มีการตระหนักถึงภัยธรรมชาติชนิดนี้ด้วย โดยเฉพาะอย่างยิ่งสิ่งปลูกสร้างที่เป็นสาธารณูปโภคพื้นฐานของชุมชน อาคารที่เป็นที่ชุมนุมของคนจำนวนมากๆ และอาคารสูงที่เป็นที่อยู่อาศัย

นอกจากนี้ นอกเหนือจากผลของแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างโดยตรงแล้วนั้น ยังมีโครงสร้างประเภทที่ใช้บรรจุของเหลวซึ่งต้องคำนึงถึงผลกระทบเพิ่มเติมจากของเหลวที่บรรจุอยู่ภายในอีกด้วย เนื่องจากของเหลวที่อยู่ภายในเกิดการเคลื่อนที่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อตัวโครงสร้างตามไปด้วย (ดังแสดงในรูปที่ 1.1) จึงทำให้เกิดแรงกระทำกับโครงสร้างเพิ่มเติมอันเนื่องมาจากของเหลวเคลื่อนที่ที่กลับไปกลับมาแบบพลศาสตร์ พฤติกรรมดังกล่าวเรียกว่าการเกิด Sloshing ซึ่งผลของการเคลื่อนที่แบบพลศาสตร์ของของเหลวภายในจะทำให้เกิดแรงกระทำเพิ่มเติมกับโครงสร้าง และอาจทำให้เกิดพฤติกรรมการกำทอน (Resonance) ของโครงสร้างขึ้นได้ ซึ่งหากไม่ได้คำนึงถึงแรงดังกล่าวไว้ในการออกแบบโครงสร้างแต่แรก อาจทำให้เกิดความเสียหายในภายหลังได้



รูปที่ 1.1 ตัวอย่างการสั่นไหวของของเหลวภายในภาชนะบรรจุ

มีการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการณ์ของโครงสร้างที่ใช้บรรจุของเหลวเนื่องจากของเหลวที่อยู่ภายในเกิดการเคลื่อนที่ไปมา ทำให้เกิดแรงกระทำกับโครงสร้างเพิ่มเติมกลับไปกลับมาแบบพลศาสตร์ โดยได้เริ่มมีความสนใจและทำการศึกษาพฤติกรรมดังกล่าวในต่างประเทศมาก่อนหน้านี้แล้วประมาณ 20-30 ปี [1] อันเนื่องมาจากผลกระทบของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้นมีผลต่อโครงสร้างถึงเก็บของเหลวเช่น ถังบรรจุน้ำมัน นอกจากนี้ยังมีพฤติกรรมดังกล่าวเกิดขึ้นในโครงสร้างยานพาหนะที่มีการเคลื่อนที่เช่น ยานอวกาศที่ต้องบรรจุถังเชื้อเพลิง [2] เรือบรรทุกน้ำมัน หรือในปัจจุบันในรถบรรทุกที่มีการติดตั้งถังบรรจุก๊าซขนาดใหญ่ ผลของการเคลื่อนที่ของของเหลวภายในถังทำให้เกิดแรงกระทำเพิ่มเติมกับโครงสร้างหลัก หรือเกิดพฤติกรรมการณ์การทำทอนของโครงสร้างขึ้นได้และอาจเกิดการเสียหายตามมา

ปัจจุบันได้มี มาตรฐานข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้างถังเก็บของเหลว ในต่างประเทศ โดยอ้างอิงจากผลการวิจัยในอดีตที่ผ่านมา จนสรุปได้เป็นข้อกำหนดที่มีความปลอดภัยครอบคลุมลักษณะโครงสร้างที่ใช้เก็บของเหลวชนิดต่างๆ ที่หลากหลาย เช่นมาตรฐานในประเทศสหรัฐอเมริกา ญี่ปุ่น อินเดีย [3,4,5] เป็นต้น

สำหรับประเทศไทย ปัจจุบันกรมโยธาธิการและผังเมือง ได้ออกกฎหมายในการควบคุมการออกแบบโครงสร้างและอาคารให้รับแรงแผ่นดินไหว ตามกฎกระทรวงฉบับที่ 49 ได้มีผลบังคับใช้ ตั้งแต่เดือนพฤศจิกายน พ.ศ. 2540 พร้อมทั้งมาตรฐานการออกแบบของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยพ.1301 และ 1302 [6]) ซึ่งออกมาในปี พ.ศ.2552 อีกทั้งมาตรฐานเพื่อการออกแบบโครงสร้างพิเศษ (มยพ.1341-1346 [7]) ซึ่งออกมาในปี พ.ศ.2554 แต่โครงสร้างบรรจุของเหลวในประเทศไทยจำนวนมากไม่เคยได้รับการออกแบบภายใต้แรงแผ่นดินไหวดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น อย่างเช่น โครงสร้างถังเก็บน้ำหอดังสูงที่เป็นสาธารณูปโภคพื้นฐานของชุมชน ซึ่งได้ออกแบบและก่อสร้างมาเป็นเวลานาน โดยข้อกำหนดในการออกแบบหอดังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคทั้งหมด ได้ใช้ข้อกำหนดกำลังของคอนกรีตโครงสร้าง โดยใช้ข้อกำหนด มยธ.101-2525 ซึ่งออกมาตั้งแต่ปี พ.ศ.2525 ทำการปรับปรุงเมื่อปี พ.ศ.2533 และยังใช้แบบจากข้อกำหนดดังกล่าวมาจนถึงปัจจุบัน ดังนั้น โครงสร้างหอดังสูงจึงไม่ได้คำนวณและออกแบบให้รับแรงแผ่นดินไหวเลย อีกทั้งหอดังสูงนี้บางแห่งก็อยู่ในเขตที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดผลกระทบจากแผ่นดินไหวในระดับปานกลาง โดยมีจุดศูนย์กลางอยู่ทางภาคตะวันตกและภาคเหนือของประเทศไทย ซึ่งในปัจจุบัน ถ้าเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวในพื้นที่นั้นๆ ก็ยังไม่สามารถที่จะรู้ได้ว่า พฤติกรรมโครงสร้างหอดังสูงเหล่านี้จะเป็นอย่างไร จะเกิดการเสียหายมากน้อยเพียงใด และจากการที่เป็นโครงสร้างระบบสาธารณูปโภคพื้นฐานที่สำคัญของชุมชน จึงมีความจำเป็นที่ควรต้องทำการศึกษาความสามารถด้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างหอดังสูง เพื่อให้ทราบระดับความต้านทานของโครงสร้างเพื่อการปรับปรุงด้านความปลอดภัยต่อไป

วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. เพื่อตรวจสอบพฤติกรรมการสั่นไหวของของเหลวภายในโครงสร้างที่ใช้บรรจุของเหลว
2. เพื่อศึกษาผลการตอบสนองต่อแผ่นดินไหวของโครงสร้างบรรจุของเหลว โดยการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent Statics) และวิธีแบบพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamics) โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis)
3. เพื่อประเมินผลการตอบสนองภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างบรรจุของเหลวว่าสามารถรับแรงได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ และมีแนวทางการปรับปรุงเพื่อความปลอดภัยอย่างไร

ขอบเขตการศึกษา

ตามท้งานวิจัยนี้ได้ให้ความสนใจในโครงสร้างที่เป็นสาธารณูปโภคพื้นฐานที่ใช้เก็บของเหลว จึงมีขอบเขตของการศึกษาดังนี้

1. พิจารณาโครงสร้างหอถังสูงที่ใช้เก็บน้ำประปาของการประปาส่วนภูมิภาค
2. พิจารณาแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นในประเทศไทยในบริเวณที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหวรุนแรง ได้แก่ที่ อ.พนมทวน และ อ.ด่านมะขามเตี้ย จังหวัดกาญจนบุรี

บทที่ 2

การตรวจเอกสาร และการทบทวนผลงานวิจัยในอดีต

กรมโยธาธิการและผังเมือง (2552) ได้กำหนดความรุนแรงของแผ่นดินไหวในทุกๆอำเภอทั่วประเทศ เพื่อเป็นแนวทางในการออกแบบ และได้กำหนดประเภทของอาคารที่ต้องออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวที่ชัดเจนทั้งด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า และวิธีพลศาสตร์ ได้มีการจำแนกประเภทความสำคัญของอาคารได้ดังนี้

ตารางที่ 2.1 การจำแนกประเภทของอาคารตามความสำคัญต่อสาธารณชนและตัวประกอบความสำคัญของแรงแผ่นดินไหว

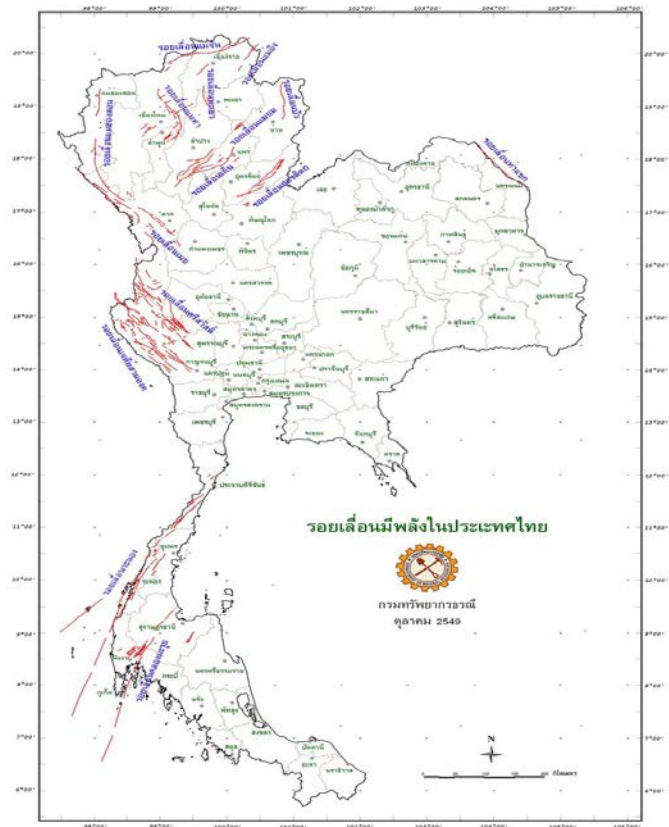
ประเภทอาคาร	ประเภท ความสำคัญ	ตัวประกอบ ความสำคัญ
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่มีปัจจัยเสี่ยงอันตรายต่อชีวิตมนุษย์ค่อนข้างน้อย เมื่อเกิดการพังทลายของอาคารหรือส่วนโครงสร้างนั้นๆ - อาคารที่เกี่ยวข้องกับการเกษตร - อาคารชั่วคราว - อาคารเก็บของเล็กๆ ซึ่งไม่มีความสำคัญ	I (น้อย)	1.00
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่ไม่จัดอยู่ในอาคารประเภทความสำคัญน้อยมากและสูงมาก	II (ปกติ)	1.00
อาคารและส่วนโครงสร้างอื่นที่หากเกิดการพังทลาย จะเป็นอันตรายต่อชีวิตมนุษย์และสาธารณชนอย่างมาก - อาคารที่เป็นที่ชุมนุมในพื้นที่หนึ่งๆ มากกว่า 300 คน - โรงเรียนประถมหรือมัธยมศึกษาที่มีความจุมากกว่า 250 คน - สถานรักษาพยาบาลที่มีความจุคนไข้มากกว่า 50 คน แต่ไม่สามารถทำการรักษากรณีฉุกเฉินได้ - เรือนจำและสถานกักกันนักโทษ	III (มาก)	1.25
อาคารและส่วนโครงสร้างที่มีความจำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนเป็นอย่างมาก หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุเป็นอย่างมาก - โรงพยาบาลที่สามารถทำการรักษาฉุกเฉินได้ - สถานีตำรวจ สถานีดับเพลิง และโรงเก็บรถฉุกเฉินต่างๆ - โรงไฟฟ้า - โรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำที่มีความดันสูงสำหรับ	IV (สูงมาก)	1.50

การดับเพลิง		
ประเภทอาคาร	ประเภท ความสำคัญ	ตัวประกอบ ความสำคัญ
อาคารและส่วนโครงสร้างที่มีความจำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนเป็นอย่างมาก หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุเป็นอย่างมาก (ต่อ) - อาคารศูนย์สื่อสาร - อาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย - ท่าอากาศยาน ศูนย์บังคับการบิน และ โรงเก็บเครื่องบิน ที่ต้องใช้เมื่อเกิดกรณีฉุกเฉิน - อาคารศูนย์บัญชาการแห่งชาติ อาคารหรือส่วนโครงสร้างในส่วนการผลิต การจัดการ และจัดเก็บ หรือการใช้สารพิษ เช่น เชื้อเพลิง หรือสารเคมี อันก่อให้เกิดการระเบิดขึ้นได้	IV (สูงมาก)	1.50

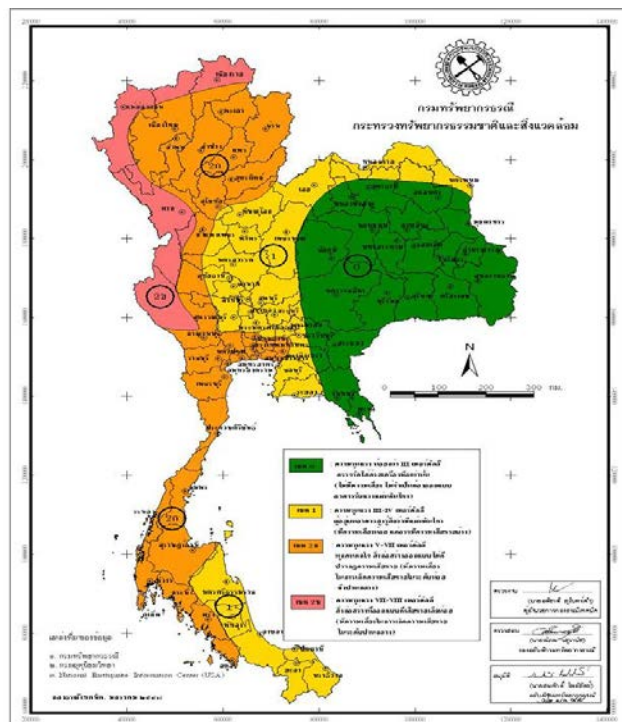
ที่มา : มาตรฐานการออกแบบอาคารด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มยพ.1302

จากตาราง อาคารที่อยู่ในประเภทที่มีความสำคัญสูงมากซึ่งเป็นอาคารที่สำคัญต่อความเป็นอยู่ของประชาชน หรือ อาคารที่จำเป็นต่อการบรรเทาภัยหลังเกิดเหตุ มีโรงผลิตน้ำประปา ถังเก็บน้ำ และสถานีสูบน้ำอยู่ด้วย ดังนั้นในการออกแบบของหอถังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคจึงควรออกแบบโดยมีค่าประกอบความสำคัญที่เหมาะสมในการด้านทานแผ่นดินไหว องค์อาคารในโครงสร้างจะต้องมีความสามารถถ่ายแรงที่เกิดขึ้น โดยมีกำลังและความแข็งแรงพอเพียง ตัวอาคารโดยรวมต้องสามารถต้านทานแรงเฉือน แรงตามแนวแกน และโมเมนต์ที่เกิดขึ้นได้ จุดต่อต่างๆของอาคารจะต้องรับแรงได้ และการเสีรูปของโครงสร้างภายใต้แผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ จะต้องไม่เกินกว่าค่าที่ยอมรับ

กรมทรัพยากรธรณี (2549) ได้จัดทำแผนที่รอยเลื่อนมีพลัง และแผนที่บริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวภายในประเทศไทย จะเห็นได้ว่าแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหวหรือบริเวณตำแหน่งศูนย์กลางแผ่นดินไหวของประเทศไทยส่วนใหญ่จะอยู่ตรงบริเวณแนวรอยเลื่อนต่างๆ แนวรอยเลื่อนภายในประเทศซึ่งส่วนใหญ่อยู่ในภาคเหนือและภาคตะวันตก ที่น่าสังเกตคือแนวรอยเลื่อนบางแห่งเท่านั้นมีความสัมพันธ์กับเกิดแผ่นดินไหว เช่น รอยเลื่อนแพร่ รอยเลื่อนแม่ทา รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์ รอยเลื่อนระนอง เป็นต้น และเพื่อสะดวกในการเฝ้าระวังภัยและการคิดคำนวณโครงสร้าง ทางกรมทรัพยากรธรณีจึงได้จัดทำแผนที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหวที่มีโอกาสเกินคิดเป็น 10% ในรอบ 50 ปี พบว่าทางตอนเหนือและทางภาคตะวันตกของประเทศไทยตั้งอยู่ในเขตแผ่นดินไหวปานกลาง 2ก และ 2ข ซึ่งจะเทียบได้กับเขต 2A และ 2B ตามการแบ่งเขตความรุนแรงแผ่นดินไหวตามมาตรฐานของ UBC (Uniform Building Code) ดังแสดงในรูปที่ 2.1 และ 2.2 ตามลำดับ



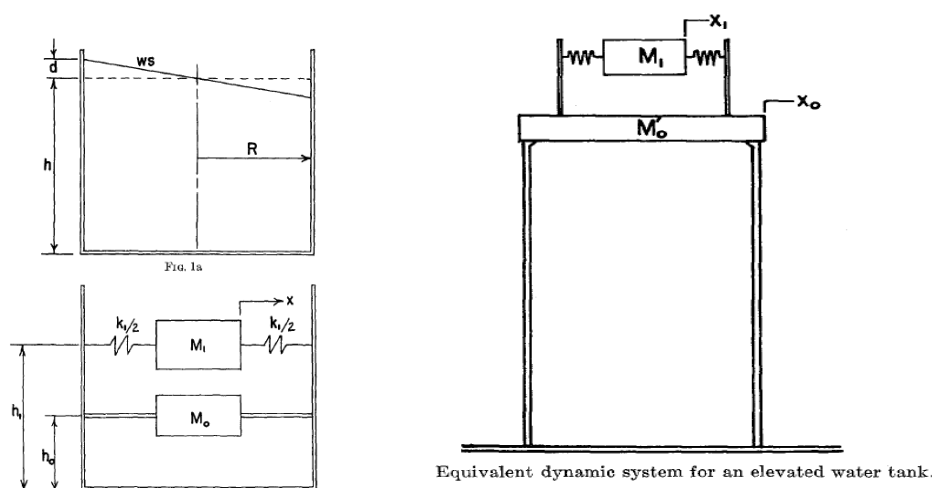
รูปที่ 2.1 แผนที่แสดงรอยเลื่อนมีพลังในประเทศไทย ของกรมทรัพยากรธรณี ปี 2549



รูปที่ 2.2 แผนที่บริเวณเสี่ยงภัยแผ่นดินไหวภายในประเทศไทย ของกรมทรัพยากรธรณี ปี 2548

จะเห็นว่าในประเทศไทยไม่ได้อยู่บริเวณปลอดภัยจากภัยแผ่นดินไหว ดังนั้นโครงสร้าง
สาธารณูปโภค เช่นหอถังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคซึ่งตั้งอยู่ทั่วประเทศจึงมีโอกาสได้รับความ
เสียหายเมื่อเกิดแผ่นดินไหวได้

George W. Housner, 1963 [8] ได้ศึกษากรณีแผ่นดินไหวที่ประเทศชิลี ในเดือนพฤษภาคม ค.ศ.
1960 ซึ่งพบว่า มีอาคารหอถังเก็บน้ำยกระดับ (Elevated water tank) ขนาดใหญ่ได้เกิดความเสียหายอย่าง
รุนแรงมากมาย แต่ในทางกลับกันอาคารอย่างอื่นกลับอยู่รอดโดยไม่มี ความเสียหาย จึงได้ทำการวิเคราะห์
พฤติกรรมทางพลศาสตร์ถังเก็บน้ำดังกล่าวโดยคำนึงถึงการเคลื่อนไหวของน้ำเมื่อเทียบกับถังเก็บน้ำ
รวมทั้งการเคลื่อนไหวของถังเก็บน้ำเมื่อเทียบกับพื้นดิน สิ่งที่เห็นได้โดยชัด คือ ความเกี่ยวข้องกันระหว่าง
คุณสมบัติด้านพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำยกระดับกับพื้นที่ผิวหน้าของน้ำ โดยวิเคราะห์พลศาสตร์อย่างง่ายจะได้
บ่งชี้การตอบสนองของหอถังเก็บน้ำยกระดับต่อการเคลื่อนไหวของพื้นดินเมื่อเกิดแผ่นดินไหว ซึ่งถ้าถัง
เก็บน้ำนั้นไม่เต็มจะทำให้มีการกระลอก (Sloshing) ทำให้พฤติกรรมพลศาสตร์ของถังเก็บน้ำต่างออกไป
มากกว่าเดิม ซึ่งจะมากหรือน้อยตามแต่สัดส่วนของปริมาณความสูงของน้ำที่มี และต้องคำนวณการ
กระลอกของน้ำในถังเก็บน้ำยกระดับด้วย และ Housner ได้เสนอแบบจำลองในการวิเคราะห์พฤติกรรม
ทางพลศาสตร์ถังเก็บน้ำดังกล่าวด้วย ดังแสดงในรูปที่ 2.3 โดยคิดเป็น 2 Mode ซึ่งแบ่งมวลออกเป็น 2
ส่วน คือ Impulsive mass และ Convective mass โดยจะคิดแยกกันแล้วนำกลับมารวมกันเพื่อหา Base
shear ต่อไป



รูปที่ 2.3 แสดง Model ของ Housner ที่ใช้ในการวิเคราะห์

Yozo Fujino et al, 1988, [9] ได้มีการศึกษานำเอาพฤติกรรม sloshing ที่เกิดขึ้นมาใช้ให้เป็น
ประโยชน์ต่อการสั่นไหวของโครงสร้างโดยการออกแบบให้เป็นเครื่องหน่วงการสั่นไหวแบบของเหลว

(Tuned Liquid Damper) ซึ่งสามารถปรับมวลของเหลวให้เกิดพฤติกรรม sloshing ที่สอดคล้องเพื่อการลดการสั่นไหวของโครงสร้างหลักโดยรวม

James E. Park and Mohammad A. Rezvani, 1995, [10] ได้ศึกษาผลของพฤติกรรม Sloshing ในโครงสร้างถึงเก็บกับของเหลวกัมมันตรังสีอันเนื่องมาจากผลของแผ่นดินไหว โดยใช้การวิเคราะห์แบบ Computational Fluid Dynamics (CFD) ในรูปแบบ 2 มิติ

S.Subbash Babu and S.K. Bhattacharyya, 1996, [11] ศึกษาพฤติกรรม sloshing โดยใช้แบบจำลอง FEM และรวมผลกระทบของความสัมพันธ์ระหว่างของเหลวกับการเคลื่อนตัวของผนังโครงสร้างถึงเก็บของเหลวแบบเปลือกบางอันเนื่องมาจากผลของแรงกระทำจากของเหลวภายใน การเคลื่อนตัวไปด้วยกันของผนังโครงสร้างทำให้เกิดความซับซ้อนยิ่งขึ้นในการวิเคราะห์คำนวณ

Mohammad Taghi Ahmadi และ Afshin Kalantari, 1998, [12] ได้ศึกษาการสร้างแบบจำลองถึงเก็บน้ำยกระดักภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหวเพื่อหาปฏิสัมพันธ์ระหว่างน้ำและโครงสร้างโดยใช้ Housner Method (1963) โดยได้สร้างแบบจำลองถึงเก็บน้ำยกระดักทรงกระบอกสูง 25 เมตร แล้ววิเคราะห์ด้วยวิธี ประวัติเวลา (Time History Analysis) ผลที่ได้คือ ในบางเงื่อนไขที่พิจารณา น้ำที่ไม่เต็มถึงจะได้ผลตอบสนองที่มากกว่าน้ำเต็มถึง และผลที่ได้จากการศึกษาคำนวณตามข้อกำหนดในบางกรณีจะได้ค่าที่น้อยกว่าการใช้แบบจำลองซึ่งเป็นผลมาจาก Sloshing mode ซึ่งจะมีการตอบสนองมากเมื่อวิเคราะห์ด้วยคาบการเกิดที่ยาวกว่า นอกจากนี้ยังพบว่าไม่มีข้อแตกต่างที่สำคัญของผลลัพธ์ในการรวมหรือไม่รวมการเคลื่อนที่ใน Mode 1 และ 2 (กรณีที่ 2 Mode แรก เป็นการเคลื่อนที่แบบ Convective mode) เว้นแต่ค่า stiffness ของเสามีค่าลดลง หรือถ้าอัตราส่วนของ T_3/T_2 มีค่ามากกว่า 70% จึงจะนำเอา Mode 2 มาพิจารณา และท้ายที่สุดนี้ได้เสนอแนะว่า แม้ไม่มีปัญหาใดๆ ในการออกแบบถึงเก็บน้ำยกระดักตามข้อกำหนดของการออกแบบด้านทานแผ่นดินไหวตาม ELCENTRO และ ABBAR แต่ถ้าต้องพบกับแผ่นดินไหวที่มีคาบการเกิดนานๆ เช่น ABASTOS ที่ Mexico city หรือ Imperial valley โครงสร้างนี้ก็จะไม่เป็นที่น่าเชื่อถือ และอาจเกิดการวิบัติได้

Praveen K. Malhotra, Thomas Wenk และ Martin Wieland, 2000, [13] ได้ศึกษาและเสนอขั้นตอนการวิเคราะห์ของเหลวในถึงเก็บเมื่อรับแรงกระทำแผ่นดินไหวอย่างง่ายแบบพลศาสตร์ โดยใช้แนวคิด single-degree-of-freedom (SDOF) แสดงแทน mode impulsive และ mode convective ของการสั่นของของเหลว และใช้ mode การสั่นเพียงไม่กี่ mode แรกเท่านั้นในการวิเคราะห์ โดยจะหาอัตราส่วนของความสูงและรัศมีของถึง (H/R) แล้วไปเทียบกับกราฟเพื่อหาตัวแปรที่จำเป็นต่างๆ เพื่อนำไปคำนวณหา Base shear, Overturning moment และ ระยะความสูง Sloshing และเมื่อนำไปเทียบกับการวิเคราะห์

โดยใช้แบบจำลอง จะพบว่าวิธีนี้ Base shear และ Overturning moment จะมากกว่าการวิเคราะห์โดยใช้แบบจำลอง 2-10% และระยะความสูง Sloshing จะมากกว่า 12-18%

Y. Kim, 2001, [14] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรม sloshing ในกรณีที่ทำให้เกิดแรงกระแทกอันเนื่องมาจากของเหลวที่บรรจุอยู่ เช่นในเรือขนส่ง LNG ซึ่งเป็นอีกพฤติกรรมหนึ่งที่สามารถก่อให้เกิดแรงกระทำกับโครงสร้างนอกเหนือไปจากน้ำหนักบรรทุกทั่วไปที่ได้ทำการศึกษากัน

Chen, W.F. and Scawthorn C., 2003, [15] แสดงให้เห็นถึงความสำคัญของ Damping ที่แสดงถึงความมั่นคงโครงสร้างเมื่อมีโหลดฮาร์โมนิก ซึ่ง Damping จะเป็นสิ่งที่สำคัญมากในการควบคุมการตอบสนองความถี่ที่ใกล้เคียงกับ Resonance โดยได้เสนอค่าของ Damping Ratio ของโครงสร้างต่างๆ ตามตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 Typical Recommended Modal Damping Ratios (a)

Structure Type	Stress Level 1(b)	Stress Level 2(b)
Welded and friction-bolted steel structures	0.02	0.04
Bearing-bolted steel structures	0.04	0.07
Pre-stressed concrete structures	0.02	0.05
Reinforced concrete structures	0.04	0.07

(a) Fraction of critical damping

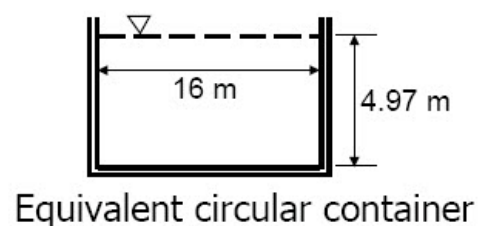
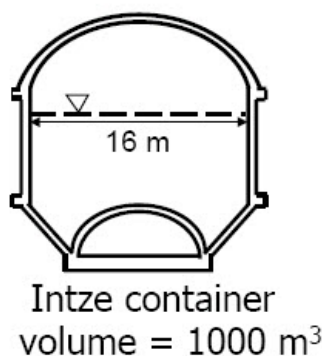
(b) At stress level 1, member forces are generally less than about one half ultimate strength for concrete and less than about one half yield capacity for steel. At stress level 2, a majority of the primary load-resisting member force are more than about half ultimate strength for concrete and more than half yield capacity for steel. Damping values higher than stress level 2 values are generally appropriate for structure responding well into their nonlinear range.

ที่มา : Chen, W.F. and Scawthorn .Earthquake Engineering Handbook. CRC Press LLC ,USA (2003)

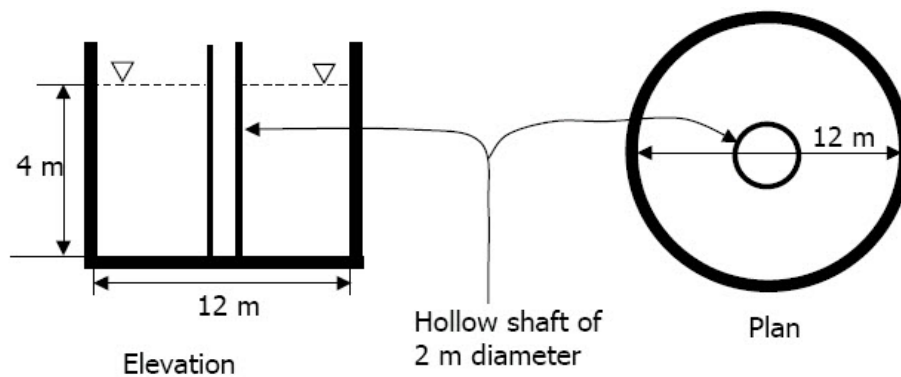
Praveen K. Malhotra, 2006, [16] ได้ศึกษาการกระลอกของของเหลวในถังเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวเพื่อหาระยะ Freeboard และรูปทรงหลังคาของถังเก็บของเหลว เพื่อความประหยัดในการออกแบบ โดยพบว่าควรมี Freeboard ของถังที่เพียงพอ และหลังคารูปกรวยจะมีแรงกระทำจากการกระลอกของของเหลวน้อยกว่าหลังคารูปโดม และหลังคาแบนจะรับแรงกระทำมากที่สุด

Spyros A. Karamanos , Lazaros A. Patkas และ Manolis A. Platyrrachos, 2006, [17] ได้ศึกษาผลกระทบของการกระลอกของของเหลวในถังรูปทรงกระบอกแนวนอนกับทรงกลมเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว พบว่าในกรณีถังทรงกระบอกเมื่อมีแรงกระทำตามขวางของถัง ให้คิดเหมือนกับการเปลี่ยนรูปของคาน โดยมีความเป็นไปได้ที่จะประมาณค่าผลกระทบของการเปลี่ยนรูปนั้นด้วยผ่านรูปแบบอย่างง่ายของปฏิกริยาแบบจำลอง แต่ถ้ามีแรงกระทำตามแนวยาวสามารถตรวจสอบได้ค่อนข้างถูกต้อง โดยใช้แนวคิดภาชนะที่บรรจุรูปทรงสี่เหลี่ยมมาคิดเทียบเท่า ส่วนกรณีรูปทรงกลมเมื่อถูกกระตุ้นการเปลี่ยนแปลงของระบบฐานรองรับจะถูกนำไปคิดแบบ 2DOFs อย่างง่าย และจากการศึกษารูปแบบทั้ง 3 นั้นได้พบว่า แรงจากผลกระทบของการกระลอกเนื่องจาก Convective mass เป็นการเคลื่อนที่แบบความถี่ต่ำ ค่าสเปกตรัมที่สอดคล้องจะมีขนาดเล็ก ถ้าเกิดมีการกระตุ้นรูปทรงทั้งสองทั้งแนวตามขวางและตามยาว Impulsive mass ซึ่งเป็นแรงกระทำจากการสั่นสะเทือนจะครอบคลุมผลค่าการตอบสนองทั้งหมด

Sudhir K. Jain, 2006, [18] ได้เสนอวิธีการคิดถังเก็บน้ำบางลักษณะที่ไม่ตรงกับแบบจำลองมวลสปริงของของเหลวอย่างง่าย โดยคิดที่ปริมาตรของของเหลวและเส้นผ่านศูนย์กลางเท่าเดิม แต่คิดความสูงของของเหลวใหม่โดยที่คิดเสมือนรูปร่างของถังเป็นรูปถังทรงกระบอกต้องเรียงดังแสดงในรูปที่ 2.4 หรือถึงบางลักษณะที่มีสิ่งกีดขวางภายใน เช่น ท่องานระบบ ช่อง Service หรือช่องนำดิน ให้คิดที่ปริมาตรของของเหลวเท่าเดิม โดยไม่คิดสิ่งกีดขวาง แล้วจึงหาค่าความสูงของของเหลวใหม่ดังแสดงในรูปที่ 2.5 เพราะสิ่งกีดขวางเหล่านี้จะทำให้การเคลื่อนที่ของของเหลวใน Mode Convective ลดลง ทำให้แรงที่คำนวณได้ลดลง อีกทั้งของเหลวส่วนใหญ่กระทำกับถังเก็บน้ำใน Mode Impulsive จึงไม่มีผลเมื่อไม่คิดสิ่งกีดขวางภายในถังเก็บน้ำ



รูปที่ 2.4 การเปลี่ยนรูปร่างของถังเก็บน้ำ เป็นรูปอย่างง่าย



รูปที่ 2.5 แสดงสิ่งกีดขวางภายในถังเก็บน้ำ

IITK-GSDMA, 2007, [5] ได้นำเสนอ ค่า Damping Ratio ในคู่มือ Guidelines for seismic design of liquid storage tanks เกี่ยวกับ Damping ในถังเก็บน้ำ ดังนี้คือ สำหรับ Impulsive mode ในถังเก็บน้ำ เหล็กใช้ Damping Ratio 2% ถ้าเป็นถังคอนกรีตเสริมเหล็ก Damping Ratio 5% ส่วนใน Convective mode ให้ใช้ Damping Ratio 0.5% ทั้งสองกรณีของวัสดุถังเหล็กและถังคอนกรีตเสริมเหล็ก

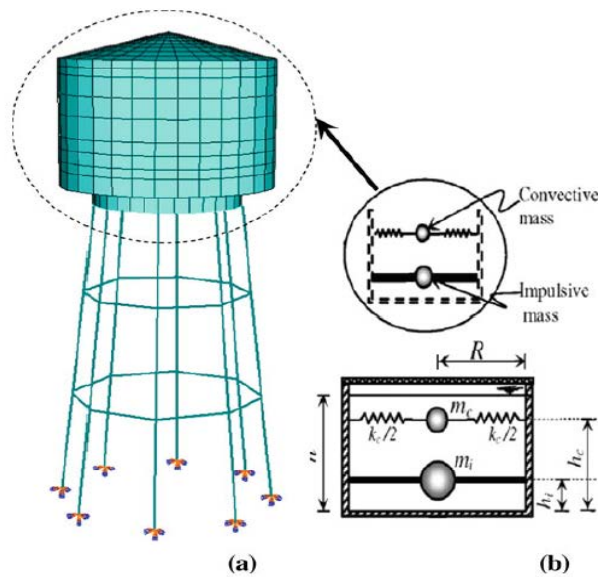
J.Z. Chen , A.R. Ghaemmghami และ M.R. Kianoush, 2008, [19] ได้ศึกษาโครงสร้างถังเก็บน้ำ คอนกรีตเสริมเหล็กทรงสี่เหลี่ยมรับแรงแผ่นดินไหวโดยหาผลกระทบของความดันพลศาสตร์ของน้ำ ต่อผนังของถังเก็บน้ำโดยใช้วิธีคิดแบบ Single Degree Of Freedom (SDOF) เปรียบเทียบผลลัพธ์ระหว่าง วิธีคิดแบบสูตรทั่วไปในปัจจุบัน กับ วิธี Finite element พบว่า ใช้ได้ผลดีทั้ง 2 วิธี จึงสรุปได้ว่าการคิด คำนวณด้วย Code และข้อกำหนดวิธีปัจจุบันนั้น ไม่ได้แสดงพฤติกรรมที่แท้จริงของโครงสร้างถังเก็บน้ำ รูปแบบที่นำเสนอการใช้ระบบ SDOF ทั่วไปนั้นสามารถนำมาใช้ได้เพียงในการออกแบบรับแรง แผ่นดินไหวของโครงสร้างถังเก็บน้ำเท่านั้น เพราะให้ผลลัพธ์ที่ออกมาเป็นแบบอนุรักษ์นิยมมากเกินไป ส่วนวิธี Finite element นั้นให้ผลลัพธ์ที่ยอมรับได้ และเป็นตัวแทนพฤติกรรมที่แท้จริงของโครงสร้างถัง เก็บน้ำ จึงได้เสนอแนะว่าการคำนวณโดยวิธีปัจจุบันนี้เป็นรูปแบบที่ง่าย และสามารถให้ผลลัพธ์ที่สามารถนำไปออกแบบโครงสร้างถังเก็บน้ำรูปทรงสี่เหลี่ยมอย่างปลอดภัยได้

S.J. Lee and M.H. Kim, 2008, [20] ทำการศึกษาผลของ Sloshing ต่อการสั่นไหวของเรือและท่า เทียบเรือ โดยได้รวมผลของถังบรรจุของเหลวสองถังไว้ด้วยกัน และพิจารณาการสั่นไหวของเรือรวมเข้า ด้วยกัน โดยทำการวิเคราะห์ในมิติของเวลา (Time domain) เนื่องจากโดยทั่วไปการวิเคราะห์ด้าน พลศาสตร์มักกระทำในด้านมิติของความถี่ (Frequency domain) ผลสรุปพบว่าประสบความสำเร็จในการ วิเคราะห์ในมิติของเวลา โดยได้ผลใกล้เคียงกับข้อมูลจริงมากกว่าการวิเคราะห์ในด้านมิติของความถี่แต่ กระบวนการวิเคราะห์มีความซับซ้อนกว่า

Yuzuru Eguchi, 2008, [21] ได้ทำการศึกษาพฤติกรรม sloshing ในกรณีของโครงสร้างถังน้ำมันประเภทที่ไม่มีหลังคาปิดถังแบบถาวรแต่ใช้แผ่นเปลือกบางลอยปิดอยู่บนผิวน้ำมันเพื่อป้องกันการระเหย ทั้งนี้เมื่อเกิดพฤติกรรม sloshing อาจทำให้แผ่นดังกล่าวเกิดการเคลื่อนที่หรือสั่นไหวที่รุนแรงจนอาจทำให้เกิดการเสียหายต่อโครงสร้างและอาจนำไปสู่อุบัติเหตุไฟไหม้ได้

Hamzeh Shakib และ Fereidoon Omidinasab, 2009, [22] ได้วิจัยเรื่องผลกระทบของคลื่นแผ่นดินไหวต่อประสิทธิภาพของถังเก็บน้ำยกระดัดคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อพิจารณาระดับน้ำในถังที่ต่างกัน โดยใช้ถังเก็บน้ำสูงรวมฐาน 32 เมตร ตัวถังสูง 11 เมตร รัศมีถัง 12 เมตร ถังมีความจุ 900 ลบ.ม. โดยใช้ Housner's mass-spring model ดังแสดงในรูปที่ 2.6(a), (b) ฐานรองรับเป็น Moment resisting frame วิเคราะห์การตอบสนองทางพลศาสตร์รวม Base shear ,Overturning moment, Roof และ Floor displacement รวมทั้ง Sloshing displacement ภายใต้คลื่นแผ่นดินไหว 3 ค่า จาก Imperial valley 1979, Northridge 1994 และ Kocaeli Turkey 1999 แล้วศึกษาความจุของถังเก็บน้ำ 3 ระดับ คือ น้ำเต็มถึง น้ำครึ่งถึง และถังเปล่า วิเคราะห์ด้วยวิธี ประวัติเวลา (Time History Analysis) ผลการวิเคราะห์พบว่า

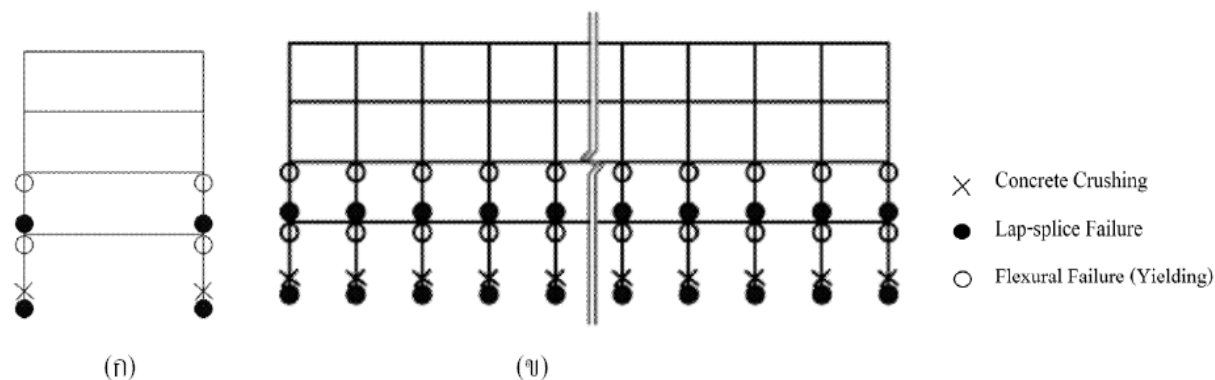
- Critical response ของถังเก็บน้ำยกระดัดไม่ได้เกิดขึ้นในกรณีน้ำเต็มถึงเสมอไป แต่บางครั้งเกิดขึ้นในกรณีมีน้ำบางส่วนหรือถังเปล่า โดยปริมาตรน้ำในถังสอดคล้องกับ Critical response ซึ่งขึ้นอยู่กับลักษณะการเกิดแผ่นดินไหว โดยเฉพาะอย่างยิ่งปริมาณความถี่ของแผ่นดินไหว
- ความถี่และคุณสมบัติของแผ่นดินไหวในช่วงความถี่ธรรมชาติของถังเป็นปัจจัยที่สำคัญที่สุดต่อผลการตอบสนองของถัง กล่าวอีกนัยหนึ่งคือการตอบสนองของโครงสร้างถังขึ้นกับลักษณะคุณสมบัติของแผ่นดินไหวที่กระทำต่อโครงสร้างและคุณสมบัติแบบพลศาสตร์ของโครงสร้าง
- การเคลื่อนที่สูงสุดของถังไม่ได้เกิดขึ้นที่หลังคา แต่เกิดขึ้นที่รอยต่อระหว่างตัวถังเก็บน้ำกับฐานรองรับที่ติดถัง เนื่องจากความแตกต่างทางด้านคาบเวลาและปริมาณความถี่ของ Impulsive และ Convective mode รวมถึงคุณสมบัติของค่าแผ่นดินไหวที่ใส่เข้าไป ทำให้การเคลื่อนที่สูงสุดของหลังคา และ Sloshing จะแตกต่างกันขึ้นกับตัวแปรข้างต้น
- ค่าแผ่นดินไหวที่ Kocaeli Turkey ซึ่งมีค่าความถี่ต่ำสุด จะให้ค่าคาบเวลาของ Convective mode ที่สูง และจะเกิดการเคลื่อนที่ของ Sloshing ที่สูงที่สุด มากกว่าค่าแผ่นดินไหวอีก 2 ค่า ซึ่งจะเกิดในกรณีของน้ำครึ่งถึง
- ค่าความถี่ที่เด่นของระบบจะอยู่ในช่วงของ amplitude ที่สูง ของค่าแผ่นดินไหวที่นำมาใช้ซึ่งจะทำให้การตอบสนองขยายตัวมากขึ้น อย่างไรก็ตามในค่าแผ่นดินไหวอื่นๆนี้ ปรากฏการณ์นี้ไม่สามารถมองเห็นความถี่ที่เด่นที่อยู่ในช่วง amplitude ที่ต่ำของปริมาณความถี่
- ค่าการตอบสนองของ Base shear , Overturning moment ค่าการเคลื่อนที่ของหลังคาและพื้น ขึ้นอยู่กับ Impulsive mode และค่าความถี่ที่สูง ส่วนค่าการเคลื่อนที่ของ Sloshing ขึ้นอยู่กับ Convective mode และค่าความถี่ที่ต่ำ



รูปที่ 2.6 (a) แบบจำลองของถังเก็บน้ำยกระดับ (b) แบบจำลอง Housner's mass spring

ในส่วนของการศึกษาด้านโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว [23] วัชร จันทรอนันต์, 2550, [24] ได้ทำการเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์การประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินไหว เพื่อประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นได้ บริเวณกรุงเทพมหานคร โดยวิธีสถิตเชิงเส้น(แรงสถิตเทียบเท่า) วิธีสถิตไม่เชิงเส้น(Pushover Analysis) วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น(Response Spectrum Analysis) และวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น(Time History Analysis) โดยใช้อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในการศึกษาเป็นอาคารสมมุติที่มีความสูง 9 ชั้นที่ไม่ได้ออกแบบไว้เพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ผลที่ได้ คือ คานที่ออกแบบจะเกิดความเสียหายในบริเวณชั้นกลางๆ ส่วนความเสียหายของเสาจะพบที่เสาใน ซึ่งในแต่ละวิธีที่นำมาวิเคราะห์นั้นจากผลวิจัยพบว่า วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Response Spectrum Analysis) เป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพและมีความถูกต้อง เมื่อคำนึงถึงความยากง่ายใช้งาน เมื่อเทียบกับวิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้น (Time History Analysis)

บริบูรณ์ สัมพันธ์เจริญ, 2553, [25] ได้ศึกษาพฤติกรรมด้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยองค์อาคารเรียงยึดไว้การโก่งเดาะ ได้ทำการวิเคราะห์อาคารโรงเรียนซึ่งก่อสร้างตามแบบมาตรฐานกระทรวงศึกษาธิการเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 5 ชั้น ระบบคาน-เสา ดังแสดงในรูปที่ 2.7 ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยจำลองขนาดแผ่นดินไหวบริเวณพื้นที่ภาคเหนือของประเทศไทย ผลที่ได้คือ มีโอกาสเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงแผ่นดินไหว โดยในระดับชั้นอาคารเกิดการวิบัติแบบชั้นอ่อนที่ชั้นล่างทั้งแนวตามขวางและตามยาว เนื่องจากค่าการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์และค่าการหมุนตัวของข้อหมุนพลาสติกมีค่าเกินค่าที่ยอมให้



รูปที่ 2.7 แสดงความเสียหายเฉพาะที่ของเสา (ก) ตามขวาง (ข) ตามยาว

ส่วนในระดับองค์อาคาร เสาชั้นล่างและชั้นสองเกิดการเลื่อนหลุดที่การต่อทาบเหล็กเสริม และที่เสาชั้นล่างเกิดการแตกร้าวที่ผิวคอนกรีต ดังนั้นจึงได้ทำการเสริมกำลังโครงสร้างทำให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้อย่างปลอดภัย จะเห็นได้ว่าอาคารที่มีการก่อสร้าง หรือมีการออกแบบมานานแล้ว โดยในขณะนั้นมาตรฐานการออกแบบรับแผ่นดินไหวยังไม่มี โอกาสที่จะวิบัติเมื่อเกิดแผ่นดินไหวจึงเป็นไปได้มาก

ทฤษฎีและสมมุติฐาน

การวิเคราะห์เพื่อหาผลตอบสนองและการประเมินความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของโครงสร้างหอดังสูงมีทฤษฎีและสมมุติฐาน คือ

1. แรงกระทำแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างหอดังสูง

ในการศึกษานี้จะใช้การวิเคราะห์ 2 วิธี คือ

- วิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent statics) เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารที่สมมุติให้แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหวกระจายเป็นแรงแบบสถิตกระทำทางด้านข้างของอาคาร และวิเคราะห์โครงสร้างโดยอยู่บนสมมุติฐานว่าโครงสร้างอาคารที่ถูกกระทำด้วยแผ่นดินไวยังอยู่ในช่วงเชิงเส้น
- วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamics) โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) เป็นวิธึหาการผลตอบสนองของโครงสร้างโดยพิจารณาการตอบสนองของโครงสร้างที่มีรูปแบบการสั่นไหวเป็น mode ต่าง ๆ ซึ่งในแต่ละ mode จะเป็นตัวแทนการสั่นของโครงสร้างในลักษณะที่แตกต่างกัน ทั้งนี้การวิเคราะห์ในรูปแบบนี้จะสามารถหาผลการเสียรูป และแรงภายในองค์อาคาร สูงสุดที่จะเกิดขึ้น การวิเคราะห์ด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์นั้น จะพิจารณาแค่ของเหลวเป็นมวลเทียบเท่าในแต่ละรูปแบบ ของการสั่นไหว โดยมวลของเหลวจะถูกจำลองให้มีขนาดและตำแหน่งที่เหมาะสมและยึดแน่นติดกับตัวโครงสร้างถึงเก็บน้ำแบบ Spring Mass Model แล้วแต่รูปแบบของการสั่น

ไหว เมื่อใส่แรงกระทำแผ่นดินไหวต่อตัวโครงสร้างถังเก็บน้ำ ทำให้เกิดพฤติกรรมแบบพลศาสตร์ ซึ่งจะได้อารมณ์แบบการสั่นไหว 2 mode หลักเช่นเดียวกันกับการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตแบบเทียบเท่า

การขึ้นแบบจำลองทั้ง 2 วิธีนี้จะใช้โปรแกรม Sap2000 v.14 ในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหอถังสูง (High tower storage tank) ของการประปาส่วนภูมิภาค โดย Mode Impulsive ใช้ Damping Ratio 5% และ Mode Convective ใช้ Damping Ratio 0.5% [26]

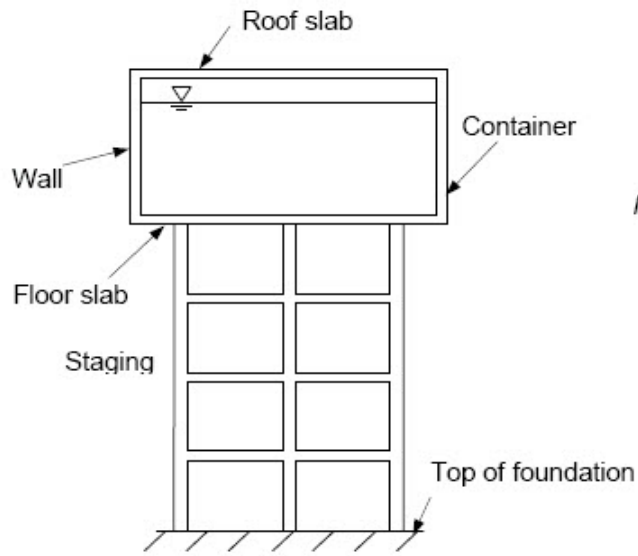
2. วิเคราะห์ความดันเนื่องจากของเหลวภายในถังอันเนื่องมาจากผลของแรงแผ่นดินไหว

ใช้การวิเคราะห์แบบแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent statics) เนื่องจากของเหลวที่อยู่ภายในจะเกิดการเคลื่อนที่ภายใต้แรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อตัวถังตามไปด้วย โดยมวลของของเหลวภายในสามารถแบ่งออกได้เป็นสองส่วน ซึ่งการเคลื่อนที่ของมวลสองส่วนนี้ทำให้เกิดความดันของของเหลวภายในกระทำกับตัวถังที่แตกต่างกัน ซึ่งพิจารณาแบบการสั่นไหวของถังเก็บน้ำ 2 โหมดหลักได้แก่

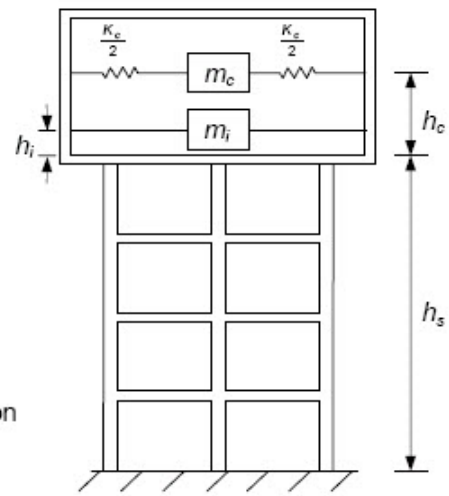
1.) โหมดที่มีความถี่ตอบสนองต่อแรงแผ่นดินไหวค่อนข้างสูง (Impulsive mode) ซึ่งมาจากส่วนของตัวถังเก็บน้ำ หลังคา และน้ำภายในถังจะเคลื่อนที่สอดคล้องไปด้วยกันกับถัง มวลส่วนนี้จะยึดติดกับโครงสร้างของถังเก็บน้ำแบบยึดแน่น

2.) โหมดที่มีความถี่ต่ำ (Convective mode) ซึ่งเป็นผลจากการที่ของเหลวภายในถังเก็บน้ำเคลื่อนที่ในโหมดการเกิดการกระชก (sloshing) มวลส่วนนี้จึงเสมือนมวลสปริงยึดกับโครงสร้างของถังเก็บน้ำด้วยสปริง

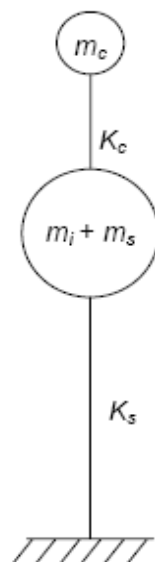
ในการวิเคราะห์จะเริ่มจากการคำนวณหาค่าแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับตัวถังโดยพิจารณา มวลของของเหลวเป็นเสมือน มวลสปริง (Spring Mass Model) ดังแสดงในรูปที่ 2.8 และ 2.9



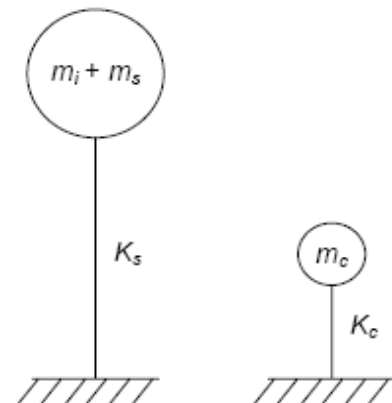
(a) Elevated tank



(b) Spring mass model

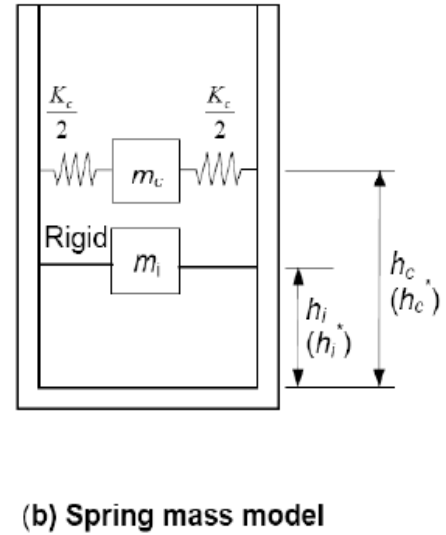
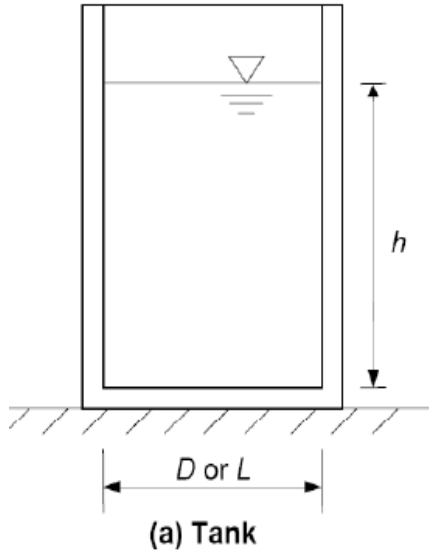


(c) Two mass idealization of elevated tank



(d) Equivalent uncoupled system

รูปที่ 2.8 แบบจำลองมวลสปริงของของเหลวภายในโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวของ
หอถังเก็บน้ำระดับ



รูปที่ 2.9 แบบจำลองมวลสปริงของของเหลวภายในโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหว

โดยค่าของมวลสปริง (Equivalent Spring Mass) ของของเหลวทั้งสองโหมด (m_i และ m_c) และค่าอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องในการคำนวณมวลสปริงสามารถคำนวณได้จาก

$$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh(0.866 \frac{D}{h})}{0.866 \frac{D}{h}}$$

$$\frac{h_i}{h} = 0.375 \quad \text{for } \frac{h}{D} \leq 0.75$$

$$= 0.50 - \frac{0.09375}{\frac{h}{D}} \quad \text{for } \frac{h}{D} > 0.75$$

$$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0.866 \frac{D}{h}}{2 \tanh(0.866 \frac{D}{h})} - 0.125 \quad \text{for } \frac{h}{D} \leq 1.33$$

$$= 0.45 \quad \text{for } \frac{h}{D} > 1.33$$

$$\frac{m_c}{m} = 0.23 \frac{\tanh(3.68 \frac{h}{D})}{\frac{h}{D}}$$

$$m_s = \text{Weight of Empty Tank} + \frac{1}{3} \text{Weight of Staging}$$

$$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh(3.68 \frac{h}{D}) - 1.00}{3.68 \frac{h}{D} \sinh(3.68 \frac{h}{D})}$$

$$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh(3.68 \frac{h}{D}) - 2.01}{3.68 \frac{h}{D} \sinh(3.68 \frac{h}{D})}$$

$$K_c = 0.836 \frac{mg}{h} \tanh^2(3.68 \frac{h}{D}) \quad , \quad K_s = \frac{Force}{Displacement}$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i + m_s}{K_s}} \quad , \quad T_c = 2\pi \sqrt{\frac{m_c}{K_c}}$$

โดยที่	m_i	คือ มวลของของเหลวในโหมด Impulsive Mode
	m_c	คือ มวลของของเหลวในโหมด Convective Mode
	m_s	คือ มวลของฐานที่รองรับของหอถังสูง
	m	คือ มวลของของเหลวทั้งหมด
	h_i	คือ ความสูงของมวล m_i ที่กระทำต่อตัวถัง (โดยไม่พิจารณาความดันที่ก้นถัง)
	h_c	คือ ความสูงของมวล m_c ที่กระทำต่อตัวถัง (โดยไม่พิจารณาความดันที่ก้นถัง)
	h_i^*	คือ ความสูงของมวล m_i ที่กระทำต่อตัวถัง (โดยพิจารณาความดันที่ก้นถัง)
	h_c^*	คือ ความสูงของมวล m_c ที่กระทำต่อตัวถัง (โดยพิจารณาความดันที่ก้นถัง)
	h	คือ ความสูงของของเหลวภายในถัง
	D	คือ เส้นผ่านศูนย์กลางภายในของถัง
	K_c	คือ ค่า Stiffness ของของเหลวในโหมด Convective Mode
	K_s	คือ ค่า Stiffness ของโครงสร้างหอถังสูงทั้งหมด
	T_i	คือคาบธรรมชาติในโหมด Impulsive Mode
	T_c	คือคาบธรรมชาติในโหมด Convective Mode

ถ้าผลรวมของ m_i และ m_c มีค่าต่างจากมวลของของเหลวทั้งหมดเกิน 3% ให้หาค่าของ m_i และ m_c ใหม่ โดยที่ $m_i = m - m_c$

การคำนวณแรงแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์แบบวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent statics) สามารถคำนวณได้ ดังนี้

1) ค่าสัมประสิทธิ์แรงแผ่นดินไหว $(A_h)_i$ และ $(A_h)_c$

$$\text{Impulsive Mode } (A_h)_i = (Z_i) \left(\frac{I}{R} \right) \left(\frac{S_a}{g} \right)_i$$

$$\text{Convective Mode } (A_h)_c = (Z_c) \left(\frac{I}{R} \right) \left(\frac{S_a}{g} \right)_c$$

$$\left(\frac{S_a}{g} \right) = \text{หาได้จาก response spectrum ของแรงแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับ}$$

ค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติของโหมดนี้

Z = ค่า zone factor

I = importance factor

R = response reduction factor

กรณีค่า $\left(\frac{S_a}{g} \right)$ ที่หาได้จาก response spectrum ของแรงแผ่นดินไหวที่สอดคล้องกับค่าคาบการสั่นไหวธรรมชาติใน Convective Mode ใช้ค่า Damping ratio ไม่เท่ากันกับ Impulsive Mode จึงต้องมีการปรับค่า $\left(\frac{S_a}{g} \right)$ ให้เหมาะสมกับค่า Damping ratio

ตารางที่ 2.3 Multiplying Factors for Obtaining Values for Other Damping

Damping Ratio (%)	0	2	5	7	10	15	20	25	30
Factor	3.20	1.40	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.55	0.50

ที่มา : IS 1893 Criteria for earthquake Resistant Design of Structures PART 1: Indian Standard (2002)

- ACI 350.3 Factor สำหรับเปลี่ยนค่า $\left(\frac{S_a}{g} \right)$ จาก Damping ratio 5% เป็น Damping ratio 0.5% ต้องคูณด้วย Factor 1.50
- Eurocode 8 Factor สำหรับเปลี่ยนค่า $\left(\frac{S_a}{g} \right)$ จาก Damping ratio 5% เป็น Damping ratio 0.5% ต้องคูณด้วย Factor 1.673
- IS 1893(Part 1):2002 [27] Factor สำหรับเปลี่ยนค่า $\left(\frac{S_a}{g} \right)$ จาก Damping ratio 5% เป็น Damping ratio 0.5% ต้องคูณด้วย Factor 1.75

ตารางที่ 2.4 Zone factor (Z)

Seismic Zone	II	III	IV	V
Seismic Intensity	Low	Moderate	Severe	Very Severe
Z	0.1	0.16	0.24	0.36

ที่มา : IS 1893 Criteria for earthquake Resistant Design of Structures PART 1: General provisions and buildings (2002)

ตารางที่ 2.5 Response Reduction Factor for Elevated tank (R)

Type of Tank (Elevated tank)	R
<u>Tank supported on masonry shaft</u>	
a) Masonry shaft reinforced with horizontal bands *	1.3
b) Masonry shaft reinforced with horizontal bands and vertical bars at corners and jambs of openings	1.5
<u>Tank supported on RC shaft</u>	
RC shaft with two curtains of reinforcement, each having horizontal and vertical reinforcement	1.8
<u>Tank supported on RC frame#</u>	
a) Frame not conforming to ductile detailing, i.e., ordinary moment resisting frame (OMRF)	1.8
b) Frame conforming to ductile detailing i.e. special moment resisting frame (SMRF)	2.5
<u>Tank supported on steel frame#</u>	2.5

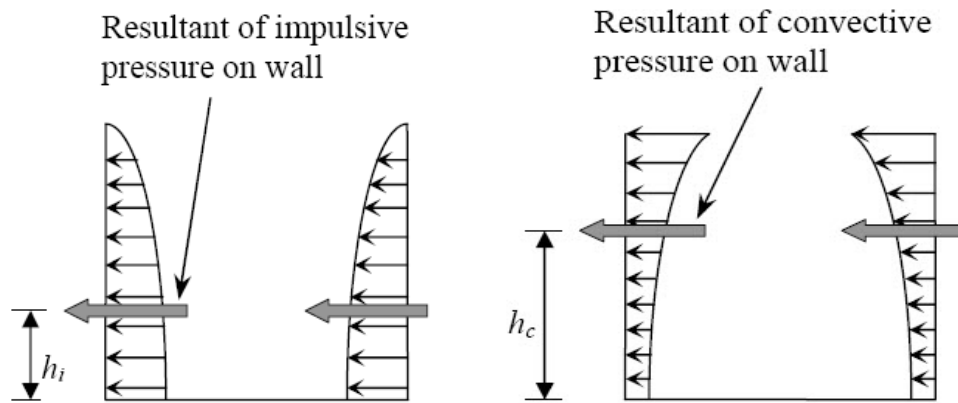
These R values are meant for liquid retaining tanks on frame type staging which are inverted pendulum type structures. These R values shall not be misunderstood for those given in other parts of IS 1893 for building and industrial frames.

* These tanks are not allowed in seismic zones IV and V

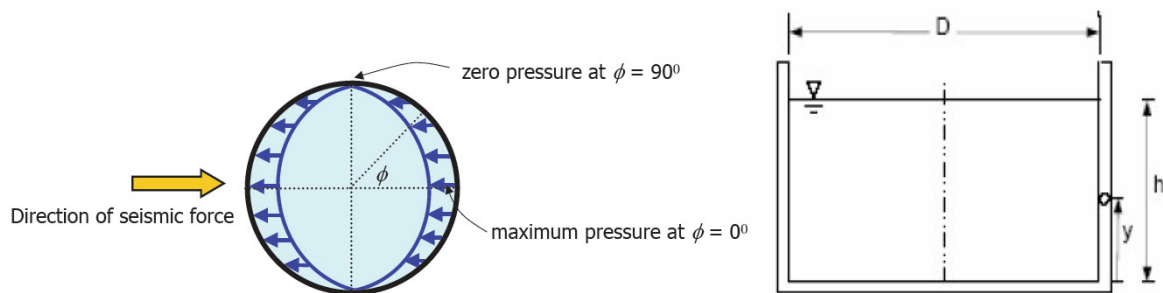
ที่มา : IS 1893 Criteria for earthquake Resistant Design of Structures PART 2: Liquid retaining tanks (2006) [28]

2) ค่าความดัน Hydrodynamics Pressure ที่กระทำต่อผนังและพื้นของถังซึ่งค่าแรงนี้จะเป็นข้อมูลสำหรับใส่ค่าความดันในแบบจำลองของโครงสร้างถังเพื่อวิเคราะห์หาค่าหน่วยแรงต่างๆ คือ

2.1) ค่าความดัน Hydrodynamics Pressure ที่กระทำต่อผนังอันเนื่องมาจากของเหลว



รูปที่ 2.10 แรงกระทำด้านข้างจากความดัน Impulsive และ Convective Mode



รูปที่ 2.11 ความดันกระทำต่อผนังในมุมที่ต่างกัน

Impulsive Mode $P_{iw} = Q_{iw}(y)(A_h)_i \rho g h \cos \phi$

Convective Mode $P_{cw} = Q_{cw}(y)(A_h)_c \rho g D \left[1 - \frac{1}{3} \cos^2 \phi \right] \cos \phi$

โดยที่ $Q_{iw}(y) = 0.866 \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \tanh \left(0.866 \frac{D}{h} \right)$

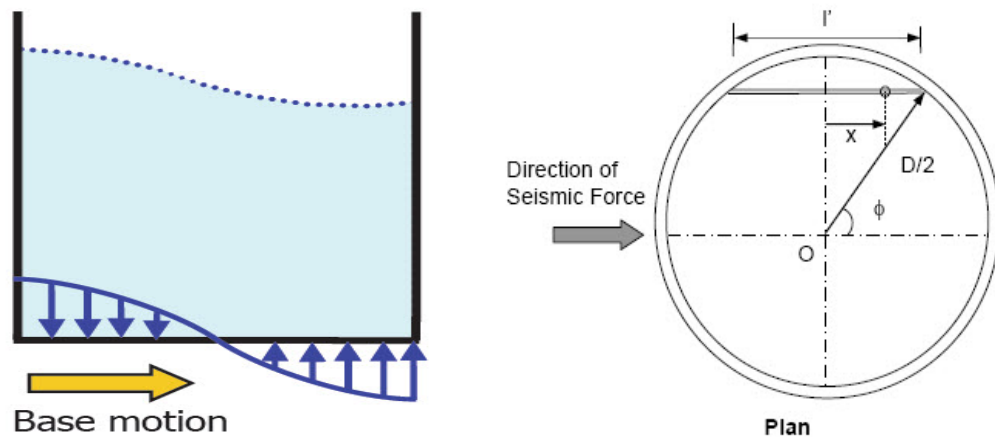
$$Q_{cw}(y) = 0.5625 \frac{\cosh \left(3.674 \frac{y}{D} \right)}{\cosh \left(3.674 \frac{h}{D} \right)}$$

ρ = ความหนาแน่นของของเหลวภายในถัง

ϕ = ค่ามุมแสดงตำแหน่งตามเส้นรอบวงของถัง

y = ความสูงจากก้นถัง

2.2) ค่าความดัน Hydrodynamics Pressure ในแนวตั้งที่กระทำต่อกันถึงอันเนื่องมาจากของเหลว



รูปที่ 2.12 ความดันกระทำต่อพื้นถึงที่ระยะต่างๆ

Impulsive Mode $P_{ib} = Q_{ib}(x)(A_h)_i \rho g h$

Convective Mode $P_{cb} = Q_{cb}(x)(A_h)_c \rho g D$

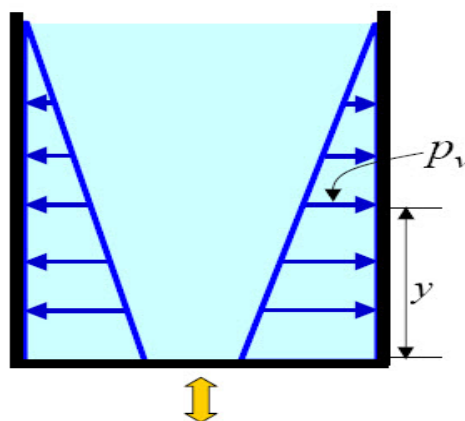
โดยที่ $Q_{ib}(x) = 0.866 \frac{\sinh(0.866 \frac{x}{h})}{\cosh(0.866 \frac{x}{h})}$

$$Q_{cb}(x) = 1.125 \left[\frac{x}{D} - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{D} \right)^3 \right] \text{sech} \left(3.674 \frac{h}{D} \right)$$

$l' =$ ค่าระยะต่างๆ ของกันถึง

$x =$ ค่าความยาวของแถบกันถึงที่พิจารณาค่าความดันในแนวตั้ง

2.3) ค่าความดัน Hydrodynamics Pressure เนื่องจาก Vertical acceleration



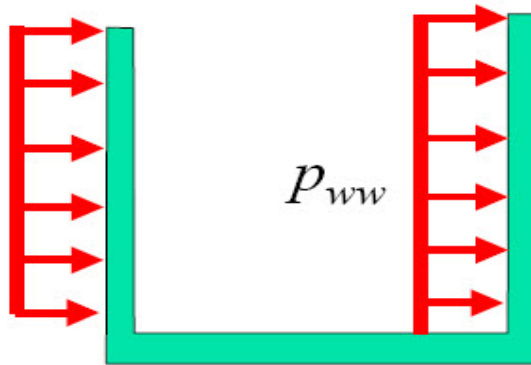
รูปที่ 2.13 ความดันกระทำต่อผนังเนื่องจาก Vertical acceleration

$$P_v = (A_v) \rho g h \left(1 - \frac{y}{h}\right)$$

โดยที่

$$A_v = \frac{2}{3} \left(Z x \frac{I}{R} x \frac{S a}{g} \right)$$

2.4) ค่าความดัน Hydrodynamics Pressure เนื่องจาก Wall inertia



รูปที่ 2.14 ความดันกระทำต่อผนังเนื่องจาก Wall inertia

$P_{ww} = (A_h)_i t \rho_m g$, t = ความหนาของผนัง
ค่าความดัน Hydrodynamics Pressure มากที่สุดจากการรวมแรงกระทำต่อผนัง คือ

$$P = \sqrt{(P_{iw} + P_{ww})^2 + P_{cw}^2 + P_v^2}$$

3) แรง Base shear ที่ส่วนล่างสุดของถัง

Impulsive Mode $V_i = (A_h)_i (m_i + m_s) g$

Convective Mode $V_c = (A_h)_c m_c g$

Total Base shear $V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$

4) ค่า Overturning moment ของถังที่กั้นถัง

Impulsive Mode $M_i^* = (A_h)_i \left[m_i (h_i^* + h_s) + m_s h_{cg} \right] g$

Convective Mode $M_c^* = (A_h)_c (h_c^* + h_s) g$

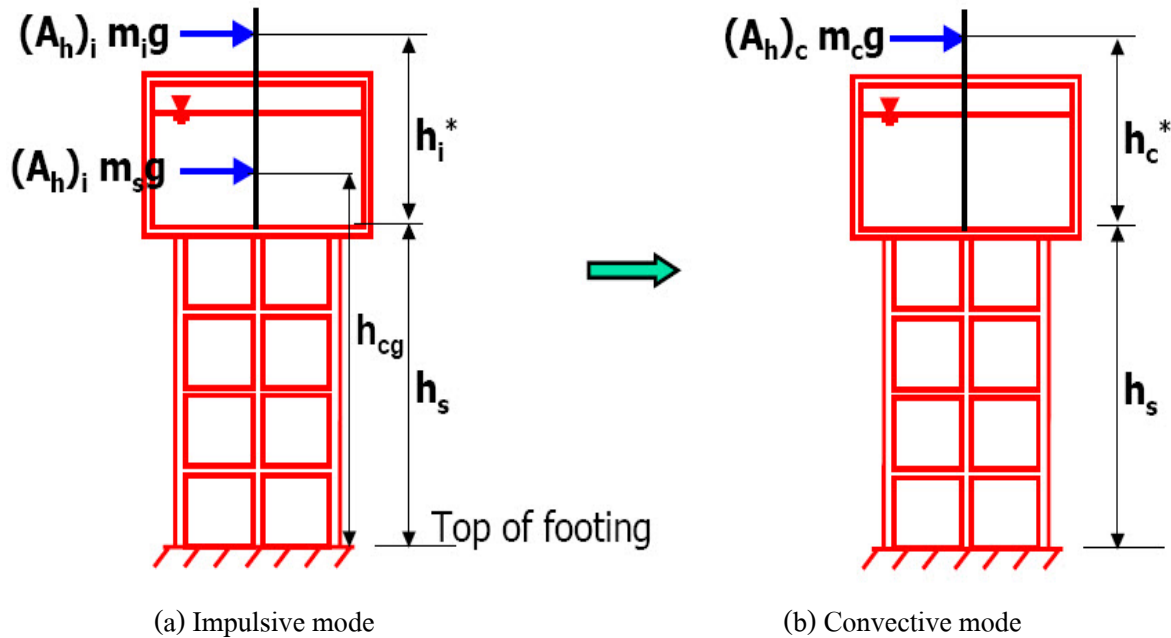
Total Moment $M^* = \sqrt{M_i^{*2} + M_c^{*2}}$

$$S.F. = \frac{M_{Reaction}}{M^*} > 1.50$$

โดยที่

h_s = ความสูงของฐานรองรับหอถังสูง

h_{cg} = ความสูงจากฐานถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของหอถังสูง



รูปที่ 2.15 การหาค่า Overturning moment ของ Elevated tank

3. วิเคราะห์แรงต่างๆ และประเมินผลการตอบสนองภายใต้แรงกระทำแผ่นดินไหว

1.) สร้างแบบจำลองหอถังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคโดยใช้โปรแกรม Sap2000 v.14 จำลองโครงสร้างโดยให้โครงสร้างถังเก็บน้ำที่เป็นผนังและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กเป็น shell element (shell thick) เสา-คานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็น beam-column element จากนั้นจึงทำการใส่แรงกระทำต่างๆ ทั้งจากน้ำหนักตัวเอง แรงจากความดันน้ำในถัง ทั้ง 2 โหมด และแรงจากแผ่นดินไหว โดยกำหนดให้โครงสร้างเป็นแบบยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear elastic) ฐานรากคิดแบบยึดแน่น (Fix Support) และไม่คำนึงถึงอุณหภูมิ มีการวิเคราะห์ 2 วิธี คือ วิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent statics) และ วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamics) สเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis)

2.) การรวมน้ำหนักบรรทุกจากแรงแผ่นดินไหวและน้ำหนักบรรทุกจากแรงในแนวดิ่ง ใช้วิธีรวมผลของแรงที่คำนึงถึงกำลังโครงสร้างส่วนเกิน โดยวิธีกำลัง เป็นดังนี้

$$U = 1.2D + 1.0L + \Omega_0 E$$

$$U = 0.9D + \Omega_0 E$$

โดยที่ D = น้ำหนักบรรทุกจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักของโครงสร้างทั้งส่วนที่เป็น
โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก และ น้ำหนักของน้ำที่อยู่ภายใน
 L = น้ำหนักบรรทุกจร
 E = แรงแผ่นดินไหว
 Ω_0 = ตัวประกอบกำลังส่วนเกิน

3.) พิจารณาผลตอบสนองของโครงสร้างต้องมีโหมดในการพิจารณาที่เพียงพอ โดยที่ผลรวมของมวลประสิทธิผล (Effective Modal Mass) จากโหมดที่นำมาคิดต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 90 ของมวลทั้งหมดของโครงสร้าง ผลการตอบสนองทั้งหมดจะนำมารวมกันโดยวิธี Square Root of Sum of Squares (SRSS) จากนั้นจึงประเมินผลการตอบสนอง และประเมินการรับแรงของโครงสร้าง ดังนี้

- Base Shear Force แรงกระทำที่ Joint และ ฐานราก
- Overturning Moment (ค่าความปลอดภัย > 1.5)
- Container Displacements
- ความปลอดภัยของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

บทที่ 3

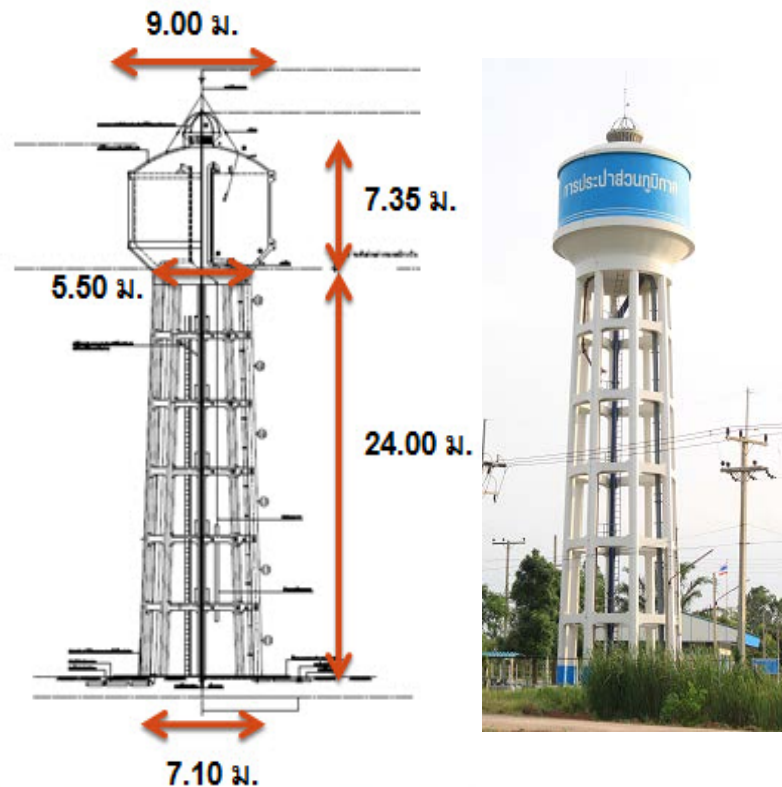
แบบจำลองโครงสร้างและผลการวิเคราะห์โครงสร้าง

1. โครงสร้างหอถังสูงที่ใช้ในการวิเคราะห์

การประปาส่วนภูมิภาค สาขาพนมทวน ตั้งอยู่ที่ 358 หมู่ 8 ต.พนมทวน อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี มีหน้าที่จ่ายน้ำให้กับพื้นที่ อ.พนมทวน บริเวณนี้อยู่ใกล้กับรอยเลื่อนที่มีพลังของประเทศไทย คือ รอยเลื่อนศรีสวัสดิ์ และ รอยเลื่อนเจดีย์สามองค์ ถ้าหากเกิดแผ่นดินไหวก็จะได้รับผลกระทบมากกว่าบริเวณอื่น จึงเลือกศึกษาหอถังสูงขนาดความจุ 250 ลบ.ม.ของการประปาส่วนภูมิภาค สาขาพนมทวน มาประเมินความปลอดภัย และนอกจากนั้นยังจะทำการวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวกรณีหอถังสูงแบบเดียวกันนี้ โดยพิจารณาสถานที่ตั้งอยู่ที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี ด้วย เนื่องจากที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย มีค่าความเร่งที่ผิวดินสูงที่สุดแห่งหนึ่งในประเทศไทย

รายละเอียดของโครงสร้าง

โครงสร้างที่นำมาศึกษานี้เป็นของการประปาส่วนภูมิภาค เป็นหอถังสูง (High tower storage tank) ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. ซึ่งได้มีการก่อสร้างทั่วไปในประเทศไทย โดยมีขนาดและรูปร่าง คือ



รูปที่ 3.1-1 หอถังสูง (High tower storage tank) ขนาดความจุ 250 ลบ.ม.

หอดังสูงขนาดความจุ 250 ลบ.ม.

ความสูงทั้งหมด = 31.35 ม.

- ความสูงจากพื้นดินถึงก้นถัง 24.00 ม.

- ความสูงจากก้นถังถึงบนสุดของถัง 7.35 ม. (บรรจุน้ำสูงสุดจากก้นถัง 5.35 ม.)

เส้นผ่านศูนย์กลางถัง = 9.00 ม.

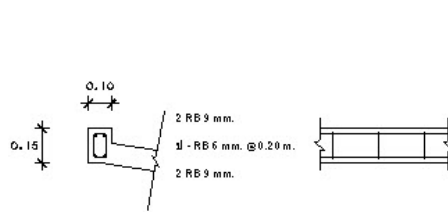
ระยะความกว้างฐาน = 7.10 ม.

ระยะความกว้างก้นถัง = 5.50 ม.

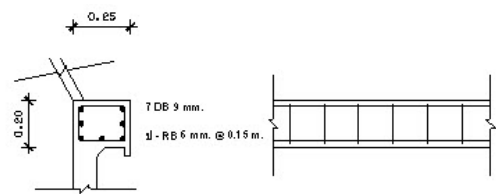
ความลึกฐานราก = 1.20 ม.

ข้อกำหนดและแบบที่ใช้ในการก่อสร้าง มีดังนี้

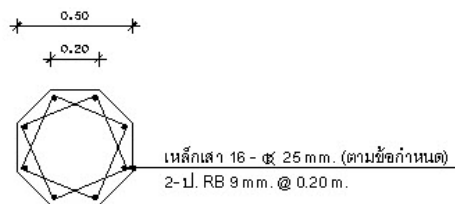
ข้อกำหนด
1. ส่วนผสมและกำลังของคอนกรีตสำหรับโครงสร้างของอาคารเฉพาะส่วนที่ต้องใช้ขังน้ำให้ตามชนิด ค.3 (มยธ. 101-2525)
ส่วนของโครงสร้างอื่นๆ ให้ใช้ตามชนิด ค.2 (มยธ. 101-2525)
2. เฉพาะเหล็กเสริมในเสา และฐานรากให้ใช้เหล็กข้ออ้อย (DEFORMED BARS SD-30) ตามขนาดที่ระบุไว้
3. เสาเข็มเป็นเสาเข็ม คสล. หรือ คอนกรีตอัดแรงสามารถรับ น.น. ปลดลึงได้ต้นละไม่น้อยกว่า 15 ต้นจำนวน 144 ต้น
รูปแบบขนาดความยาวและรายละเอียดอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องจะต้องปฏิบัติตามข้อกำหนดงานฐานราก
อาคารและสิ่งก่อสร้างเฉพาะแห่ง
4. การก่อสร้างฐานรากในกรณีที่ไม่ใช้เข็ม
4.1 ค่า BEARING CAPACITY ที่ระดับของชั้นดินตามที่ปรากฏในแบบแปลน ต้องไม่น้อยกว่า 12 ตัน/ม.
4.2 ค่า BEARING CAPACITY ที่ระดับของชั้นดินที่ลึกกว่าที่ปรากฏในแบบแปลนให้คำนวณดังนี้
$BEARING CAPACITY = 12 + 2.0 h$
h = ระยะที่เพิ่มขึ้นเป็นเมตร (โดยที่ค่า $h \leq 1$)
แต่กรณีที่ดินที่รับ น.น. ปลดลึงอยู่ลึกกว่าระดับแล้วเกิน 3 เมตร
ให้ต่อเสาเข็มตามข้อ 3
4.3 ในกรณีที่เพิ่มความลึกของฐานรากตามข้อ 4.2 ให้เพิ่มคานรัดเสาโดยรอบอีก 1 ช่วง ที่ระดับดินที่ปรับแล้ว
4.4 ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างฐานรากที่เพิ่มขึ้นเป็นของผู้รับจ้างเองทั้งสิ้น



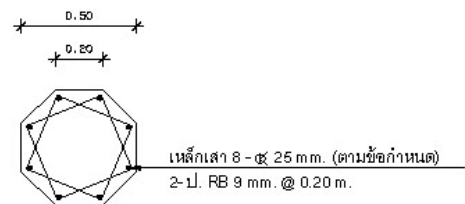
ขยายคาน ①
มาตราส่วน 1 : 20



ขยายคาน ②
มาตราส่วน 1 : 20

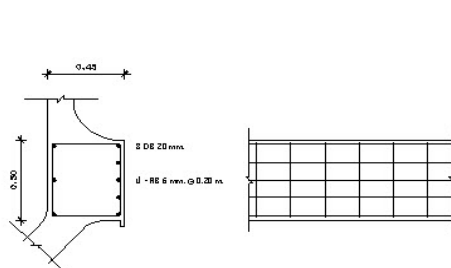


เปลี่ยนขยายเส้น C1
มาตราส่วน 1 : 20

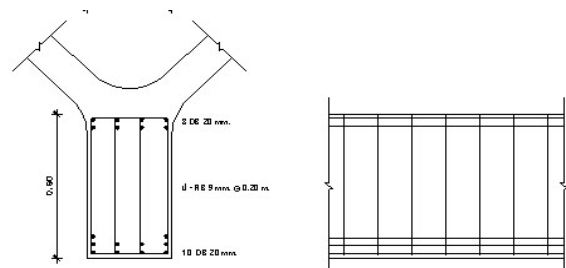


เปลี่ยนขยายเส้น C2
มาตราส่วน 1 : 20

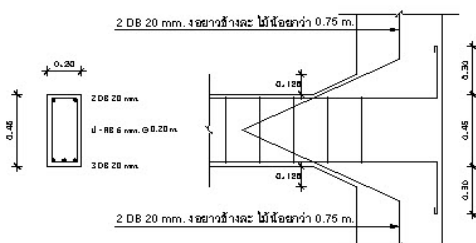
รูปที่ 3.1-2 แสดงรายละเอียดเหล็กเสริมคานและเสา



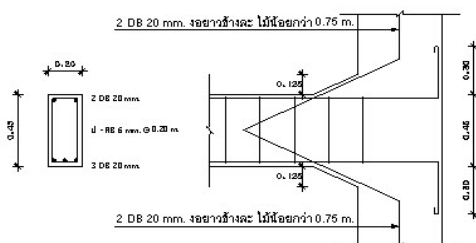
ขยายคาน ③
มาตราส่วน 1 : 20



ขยายคาน ④
มาตราส่วน 1 : 20

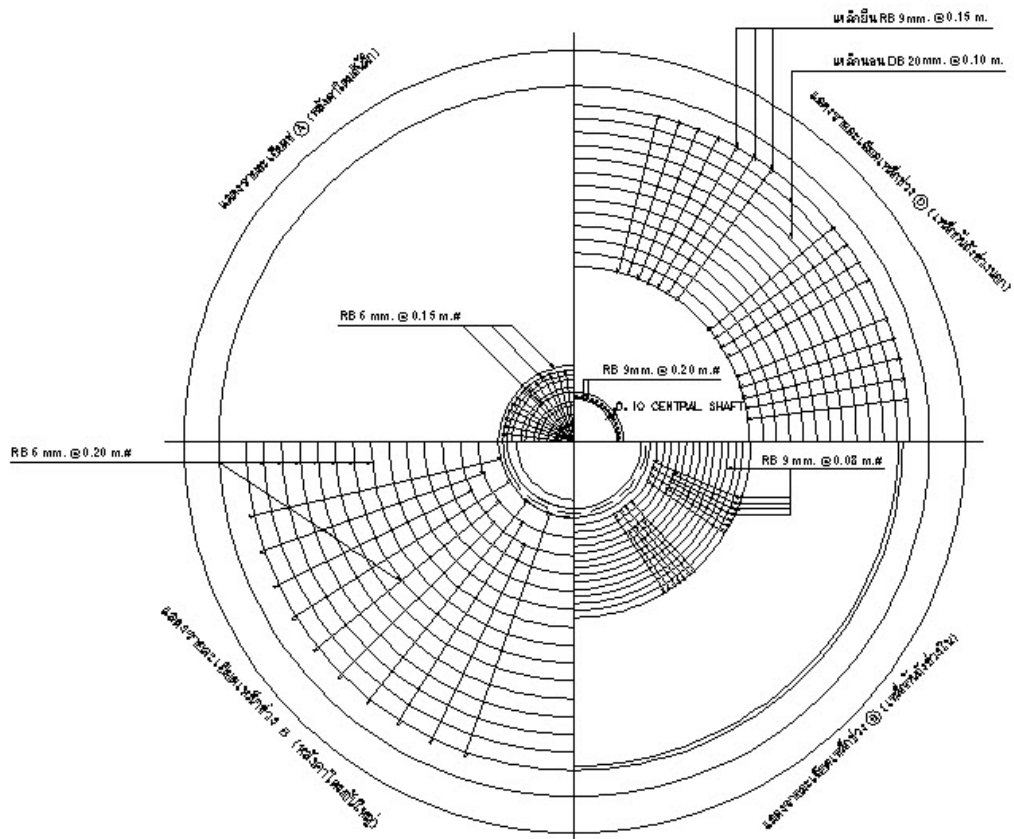


ขยายคาน ⑤
มาตราส่วน 1 : 20

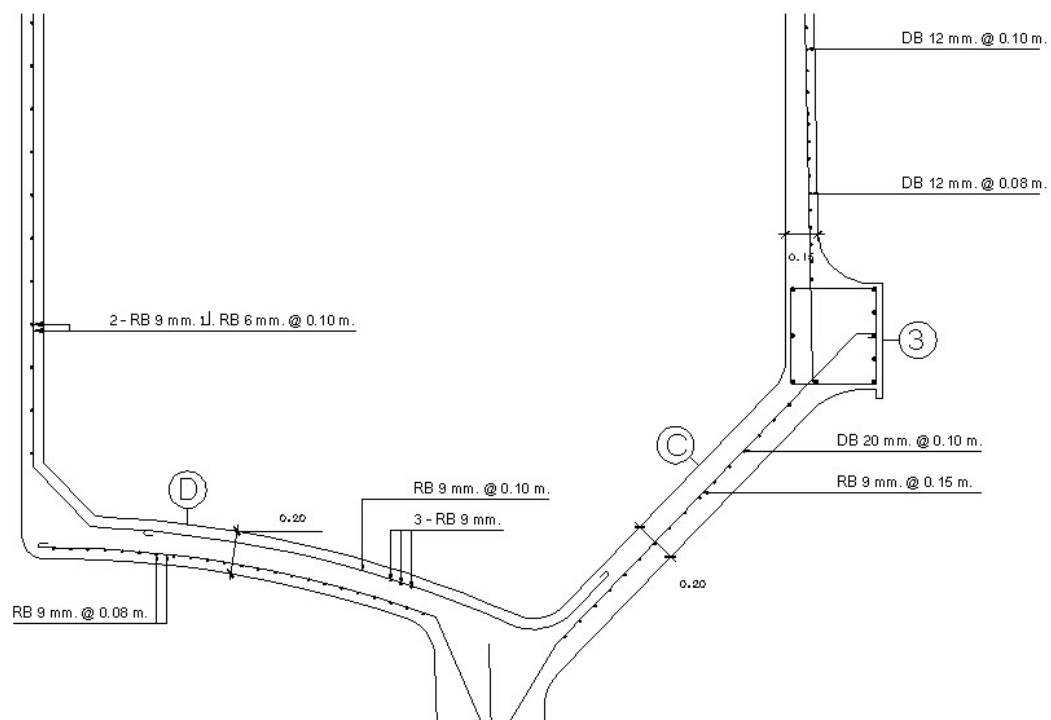


ขยายคาน ⑥
มาตราส่วน 1 : 20

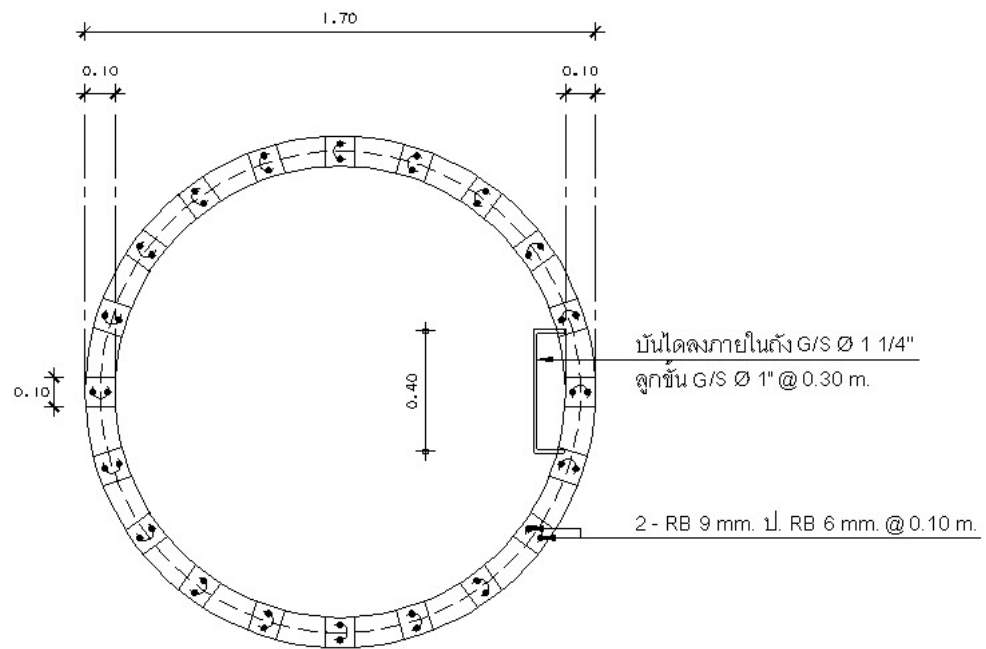
รูปที่ 3.1-3 แสดงรายละเอียดเหล็กเสริมคาน



รูปที่ 3.1-4 แสดงรายละเอียดเหล็กเสริมพื้นและหลังคาถังเก็บน้ำ

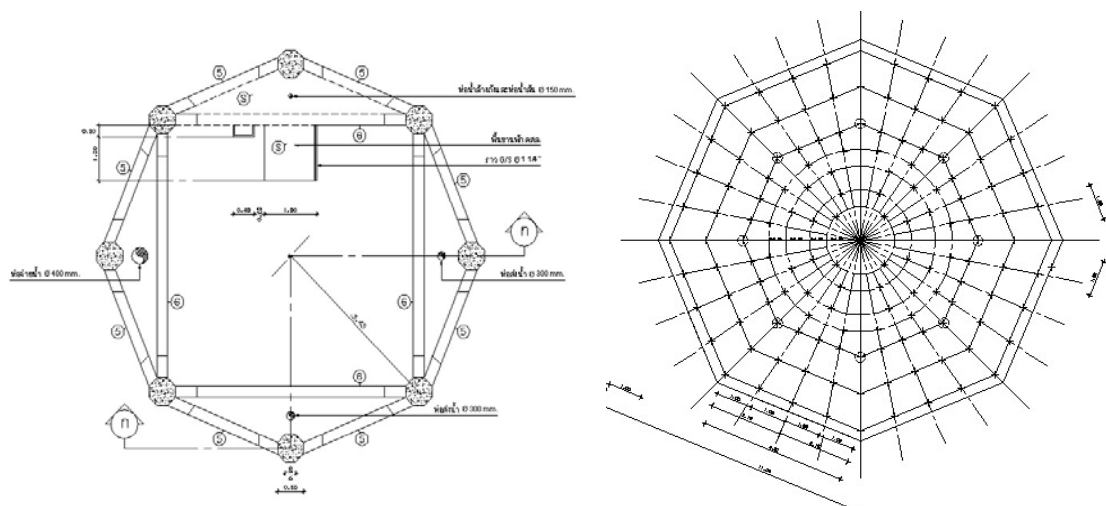


รูปที่ 3.1-5 แสดงรายละเอียดเหล็กเสริมผนังถังเก็บน้ำ

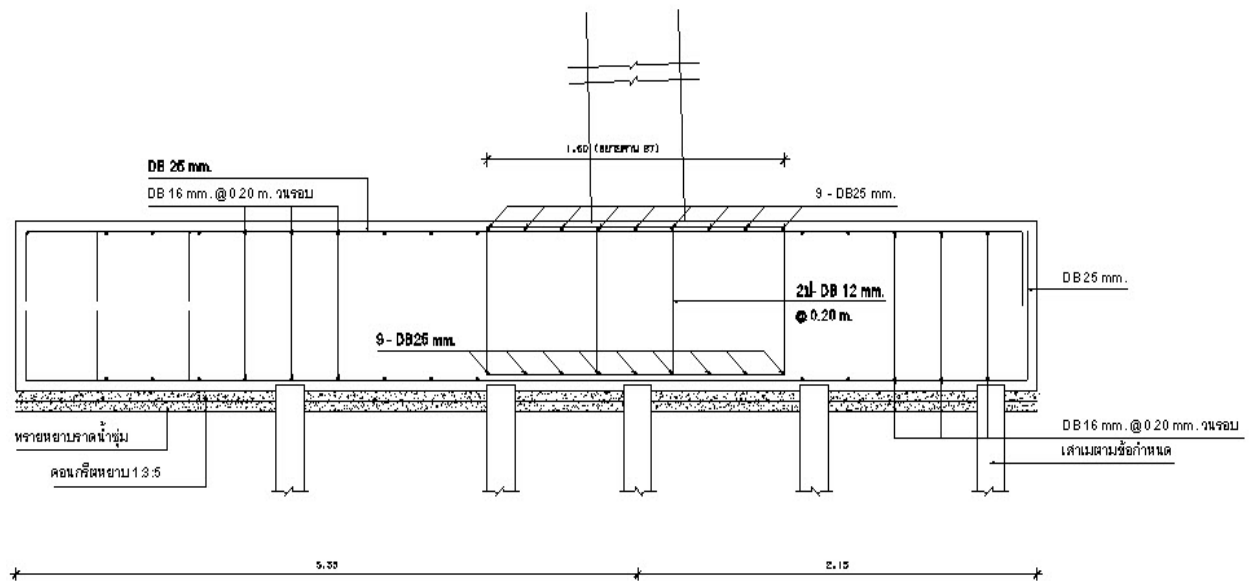


แป้นรูปตัด ข - ข
มาตราส่วน 1 : 25

รูปที่ 3.1-6 แสดงรายละเอียดเหล็กเสริมช่องเปิดของถังเก็บน้ำ



รูปที่ 3.1-7 แสดงแบบ Plan ฐานราก และรูปตัดขวางเสา-คานหอดึงสูง



รูปที่ 3.1-8 แสดงรายละเอียดฐานรากห้องสูง

สรุปข้อมูลแบบโครงสร้างของห้องสูงที่ทำการศึกษา

1. คอนกรีตที่ใช้ในงานโครงสร้างถึงน้ำใช้คอนกรีตชนิด ค.3 ส่วนโครงสร้างอื่นๆ ใช้ชนิด ค.2 ตามมาตรฐาน มยธ.101-2525 ดังตารางที่ 3.1-1

ตารางที่ 3.1-1 ชนิดของคอนกรีต และค่าแรงอัดประลัยต่ำสุด

ชนิดของคอนกรีต	จำนวนปูนซีเมนต์ที่ใช้ต่อคอนกรีต 1 ลบ.ม.(เป็นกิโลกรัม) ต้องไม่น้อยกว่า	แรงอัดประลัยต่ำสุดของแท่งคอนกรีตมาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน (เป็นกิโลกรัม/ตารางเซนติเมตร)	
		ลูกบาศก์ 15x15x15 ซม.	ทรงกระบอก Ø 15x30 ซม.
ค.1	290	180	145
ค.1-2	300	210	175
ค.2	320	240	200
ค.3	350	300	250
ค.4	400	420	350

2. ตัวโครงสร้างถึงทั้งพื้นและผนังเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 15-10 ซม. มีคานคอนกรีตเสริมเหล็กกรอบที่ฐานถึงขนาด 45x50 ซม. และบนสุดของถึงขนาด 25x20 ซม.

3. ตัวฐานรองรับถังเป็นเสาคอนกรีตเสริมเหล็กแปดเหลี่ยมจำนวน 8 ต้น มีคานขนาด 40x25 ซม. เชื่อมระหว่างเสาด้านนอก 8 ชั้น และเชื่อมด้านในอีก 4 ชั้น ทั้งหมด 5 ชั้น ชั้นสุดท้ายเป็นคานขนาดใหญ่ 50x90 ซม. จำนวน 8 ชั้น รองรับพื้นถังน้ำ
4. โครงสร้างฐานรากเป็นฐานรากใหญ่ฐานเดียวหนา 1.20 ม. ใช้เสาเข็มรับน้ำหนักปลอดภัยไม่ต่ำกว่าต้นละ 15 ต้น จำนวน 144 ต้น จึงคิดฐานรากเป็นแบบยึดแน่น (Fixed support)
5. ช่องเปิดของถังด้านล่างมีท่อเหล็กส่งน้ำและบันไดซึ่งใช้ในการซ่อมบำรุงอยู่ได้ถึง ซึ่งในส่วนนี้จะไม่ได้นำมาคิดเป็นน้ำหนักบรรทุกแต่อย่างใด

สรุปค่าพารามิเตอร์ที่ใช้การวิเคราะห์โครงสร้าง

จากข้อมูลหอดังสูงที่ได้ทำการศึกษาดังอธิบายในส่วนก่อนหน้า งานวิจัยนี้จึงใช้คุณสมบัติของวัสดุตามตารางที่ 3.1-2 และข้อมูลอื่นตามตารางที่ 3.1-3

ตารางที่ 3.1-2 ค่าคุณสมบัติของวัสดุต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์

Parameter	Quantity	Unit
ค่า Young Modulus ของวัสดุ	24.856	MPa
อัตราส่วนค่าปัวซอง (Poisson' ratio)	0.200	
ความหนาแน่นของวัสดุถัง	2.400	T/m3
ค่าความถ่วงจำเพาะของน้ำ	1.000	

ตารางที่ 3.1-3 ขนาดและน้ำหนักของส่วนประกอบต่างๆ ของหอถังสูง

Component	Size (mm.)	Weight (kg.)
<u>Empty Tank</u>		
Top Dome , S3	6 mm.	254.47
Top Conical Dome , S3	6 mm.	9,666.43
External wall , W1	125 mm.	34,353.32
Internal wall , W2	100 mm.	5,594.16
Bottom Conical Dome , S2	200 mm.	24,817.33
Bottom Conical Dome , S1	200 mm.	11,083.54
Beam , B1	150x100 mm.	1,130.97
Beam , B2	200x250 mm.	3,392.92
Beam , B3	500x450 mm.	15,268.14
Total Weight of Empty Tank		105,561.28
<u>Stage</u>		
Beam , B4	900x500 mm.	18,271.78
Beam , B5	450x200 mm.	20,986.06
Beam , B6	450x200 mm.	24,235.74
Column , C1	Dia. 500 mm.	46,450.43
Column , C2	Dia. 500 mm.	44,184.69
Total Weight of Stage		154,128.70

การสร้างแบบจำลองโครงสร้างต้องมีการจำลองค่า Stiffness และกำลังขององค์อาคารเพื่อ
 ออกแบบต้านทานแรงกระทำจากแผ่นดินไหว โดยการลดค่าโมเมนต์ความเฉื่อย I_g (Moment of Inertia)
 ในเสาและคาน คือ

$$\text{คาน : } I_{eff} = 0.35I_g$$

$$\text{เสา : } I_{eff} = 0.70I_g$$

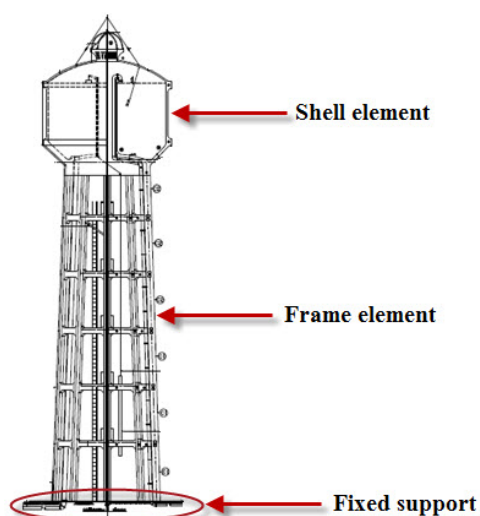
2. รูปแบบจำลองโครงสร้างและวิธีการวิเคราะห์โครงสร้าง

วิธีการวิเคราะห์โครงสร้างหอถังสูงสามารถแบ่งออกเป็น 2 กรณี ทั้ง 2 อำเภอที่ศึกษา คือ

- กรณีน้ำเต็มถัง
- กรณีน้ำครึ่งถัง

จากแบบจะพบว่าหอถังสูงมีความจุที่ 250 ลบ.ม. แต่ในการวิเคราะห์จะใช้ปริมาณของน้ำที่ถังสามารถเก็บน้ำได้มากที่สุดเมื่อไม่มีช่องเปิดกลางถัง ซึ่งจะมีความจุที่ 360 ลบ.ม. ที่เส้นผ่านศูนย์กลาง 9.00 เมตร และ ระดับน้ำกักเก็บสูงสุดที่ระดับ 5.65 เมตร โดยปริมาณน้ำ 360 ลบ.ม.นี้จะใช้วิเคราะห์ที่น้ำเต็มถังทุกกรณีศึกษา และ ปริมาณน้ำ 180 ลบ.ม.จะใช้วิเคราะห์ที่น้ำครึ่งถังทุกกรณีศึกษา

การสร้างแบบจำลองหอถังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคนั้น ใช้โปรแกรม Sap2000 v.14 โดยโครงสร้างถังเก็บน้ำที่เป็นผนังและพื้นคอนกรีตจะทำแบบจำลองเป็น Shell element ส่วนเสา-คาน คอนกรีตเสริมเหล็กจะทำแบบจำลองเป็น Frame element และฐานรองรับคิดเป็น Fixed

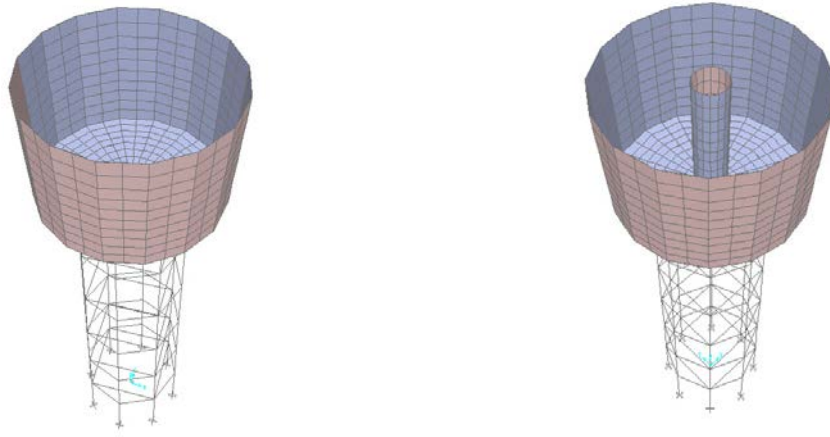


รูปที่ 3.2-1 การกำหนดชนิด Element ของโครงสร้างในแบบจำลองของหอถังสูง

การวิเคราะห์ใช้ 2 วิธี คือ วิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent statics) และวิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamics) โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด (Modal Response Spectrum Analysis) มีวิธีการแต่ละวิธี ดังนี้

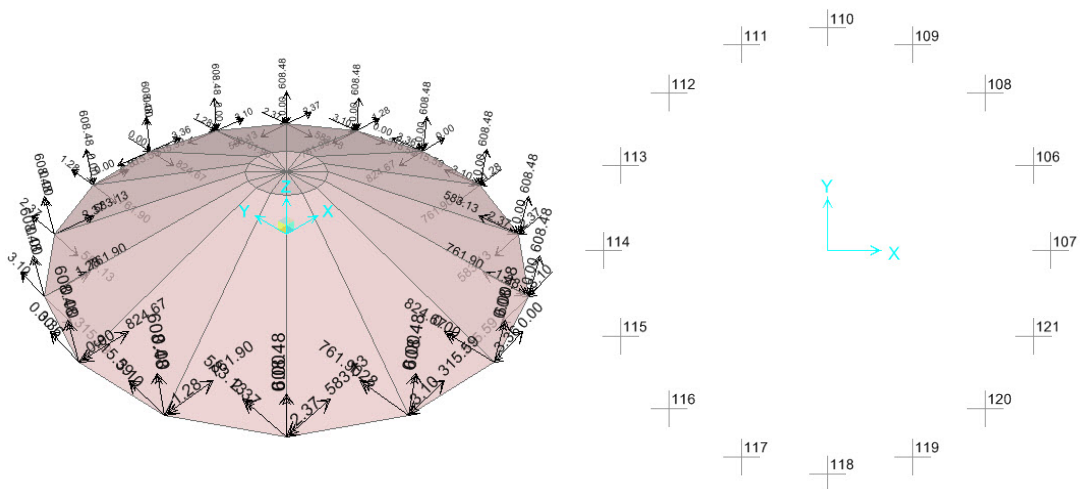
2.1 การวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า (Equivalent statics)

เนื่องจากตามแบบหอถังสูงของการประปา นั้น มีช่องเปิดทำเป็นผนังขึ้น ไปสูง 5.65 เมตร มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 1.50 เมตร จึงได้ทำการคิดแยกเป็นแบบมีช่องเปิดและไม่มีช่องเปิด ตามรูป



รูปที่ 3.2.1-1 แบบจำลองหอถังสูงทั้ง 2 แบบ

ส่วนของ Top Dome นั้น จะใส่เป็นแรงที่กระทำต่อคานที่รูดรอบผนังด้านบนของตัวหอถังสูง ซึ่งจากการวิเคราะห์โครงสร้างของ Top Dome มีผลดังนี้



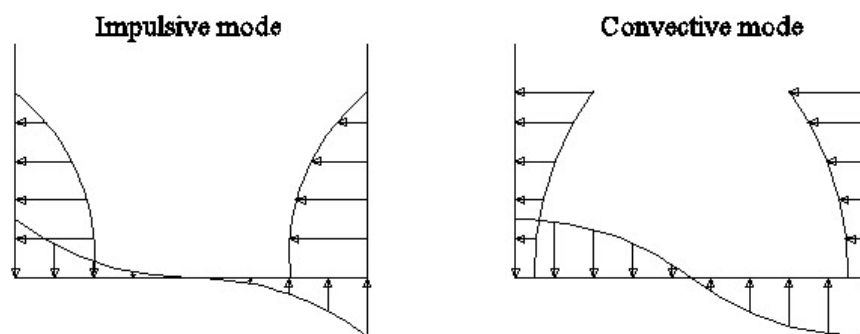
รูปที่ 3.2.1-2 แบบจำลองหอถังสูงที่มีช่องเปิดตรงกลาง

ตารางที่ 3.2.1-1 แสดงแรงกระทำแต่ละ Joint ของ Top Dome ของหอถังสูง

Joint	Force (X) (Kg.)	Force (Y) (Kg.)	Force (Z) (Kg.)
106	-761.90	-315.59	608.48
107	-824.67	0.00	608.48
108	-583.13	-583.13	608.48
109	-315.59	-761.90	608.48
110	0.00	-824.67	608.48
111	315.59	-761.90	608.48
112	583.13	-583.13	608.48
113	761.90	-315.59	608.48
114	824.67	0.00	608.48
115	761.90	315.59	608.48
116	583.13	583.13	608.48
117	315.59	761.90	608.48
118	0.00	824.67	608.48
119	-315.59	761.90	608.48
120	-583.13	583.13	608.48
121	-761.90	315.59	608.48

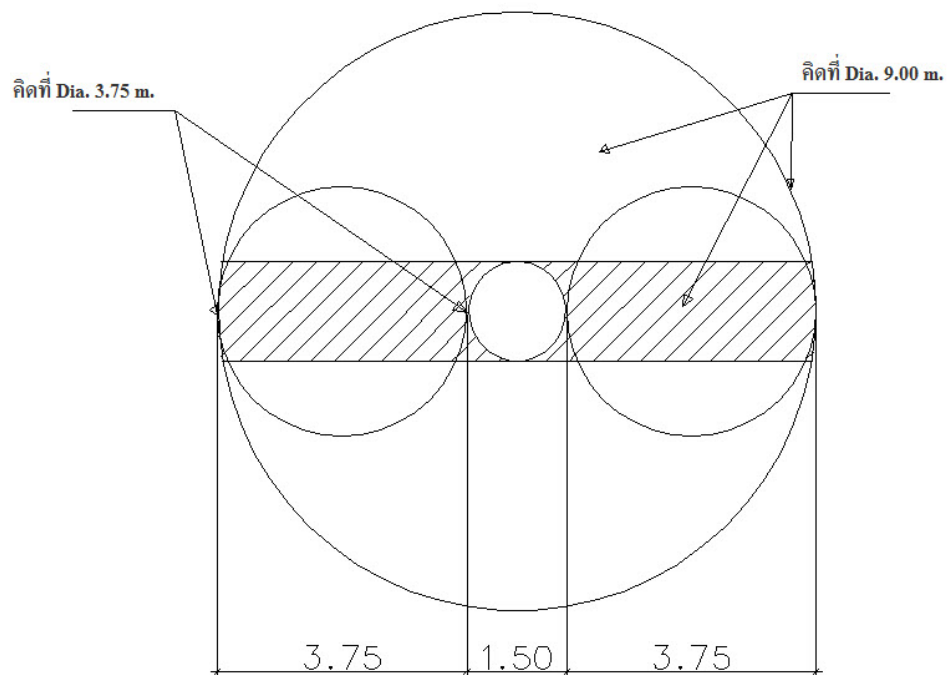
การคิดความดันน้ำเนื่องจากแรงแผ่นดินไหวที่กระทำต่อตัวถังของหอถังสูงซึ่งมีทั้งแรง Impulsive และแรง Convective mass ได้แบ่งการคิดเป็น 3 กรณี คือ

กรณี S1 ไม่คิดช่องเปิด และคิดความดันโดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร

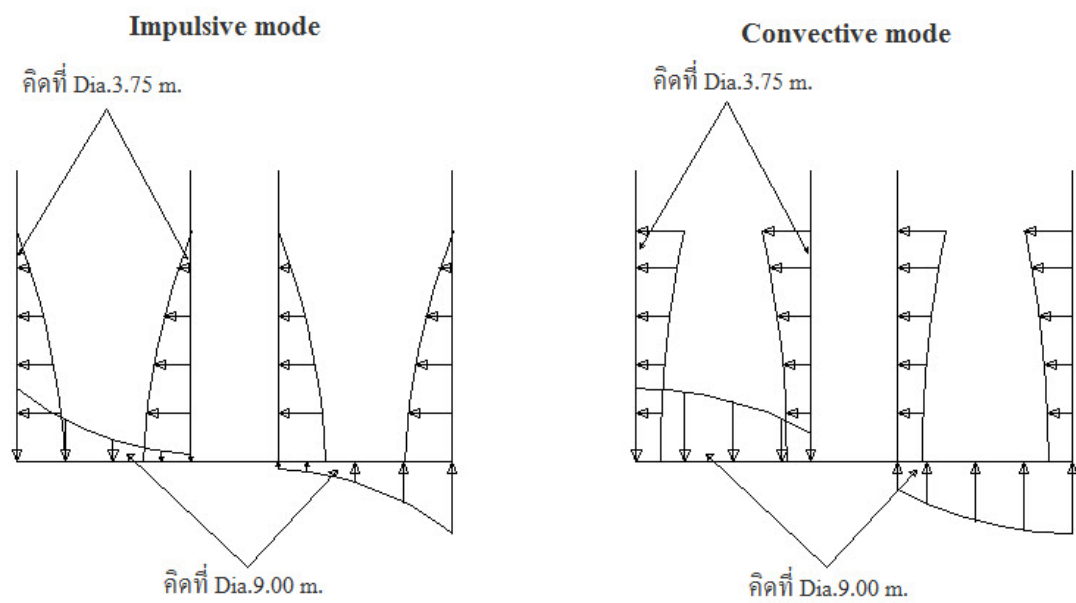


รูปที่ 3.2.1-3 แสดงการคิดความดันใน กรณี S1

กรณี S2 คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร และความดันที่ผนังใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

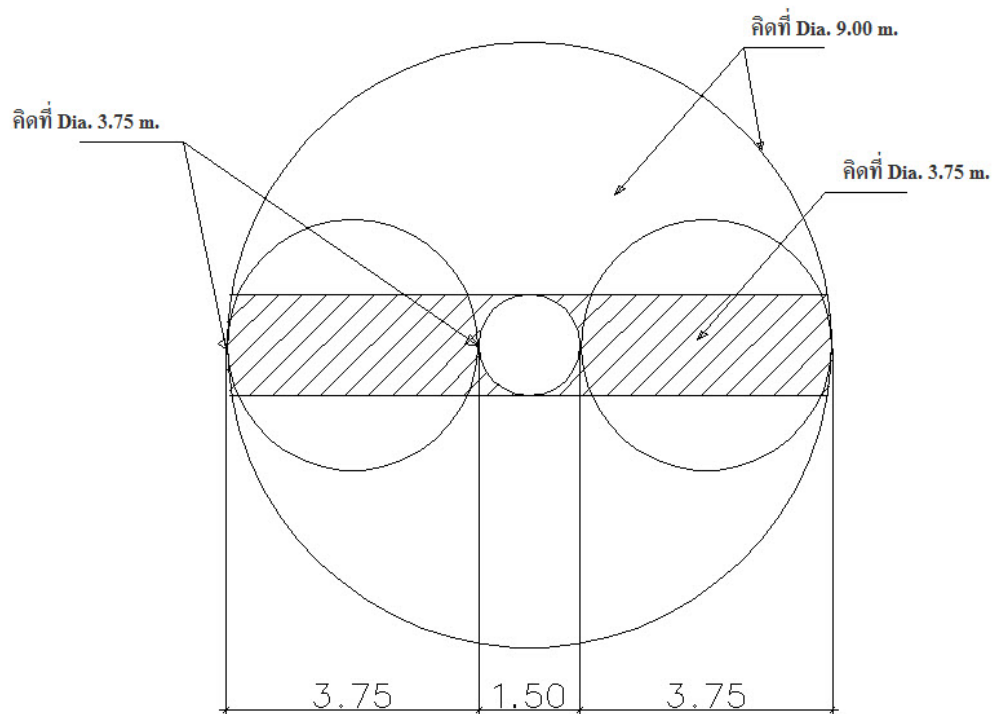


รูปที่ 3.2.1-4 แสดงพื้นที่ในการคิดความดันใน กรณี S2

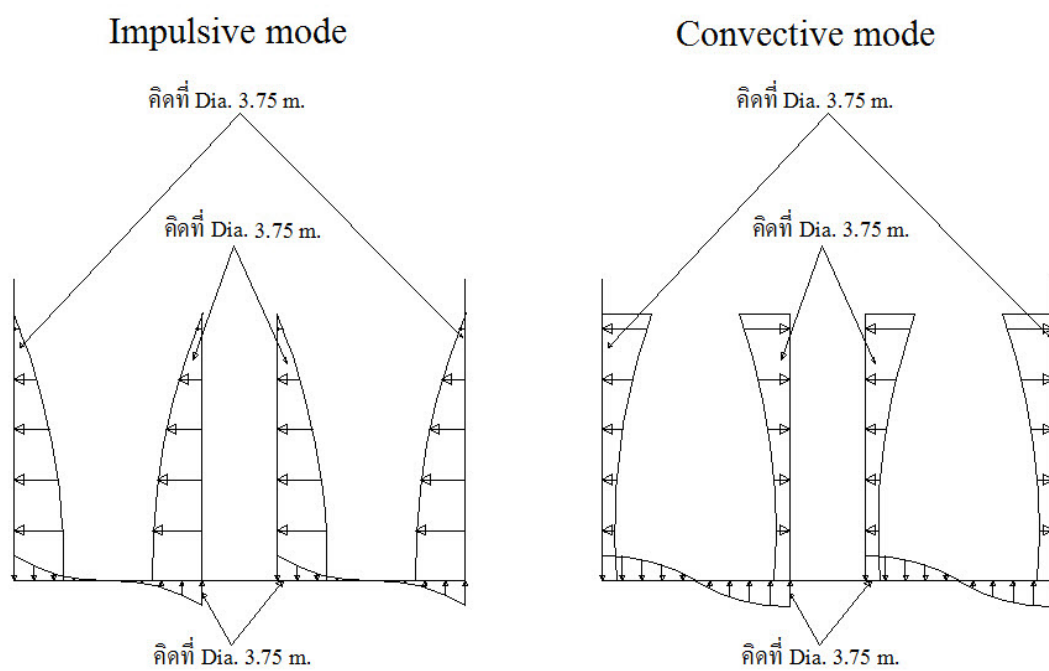


รูปที่ 3.2.1-5 แสดงการคิดความดันใน กรณี S2

กรณี S3 คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 3.75 เมตร และความดันที่ผนังใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร



รูปที่ 3.2.1-6 แสดงพื้นที่ในการคิดความดันใน กรณี S3



รูปที่ 3.2.1-7 แสดงการคิดความดันใน กรณี S3

การหาค่า Lateral Stiffness of Staging (K_s)

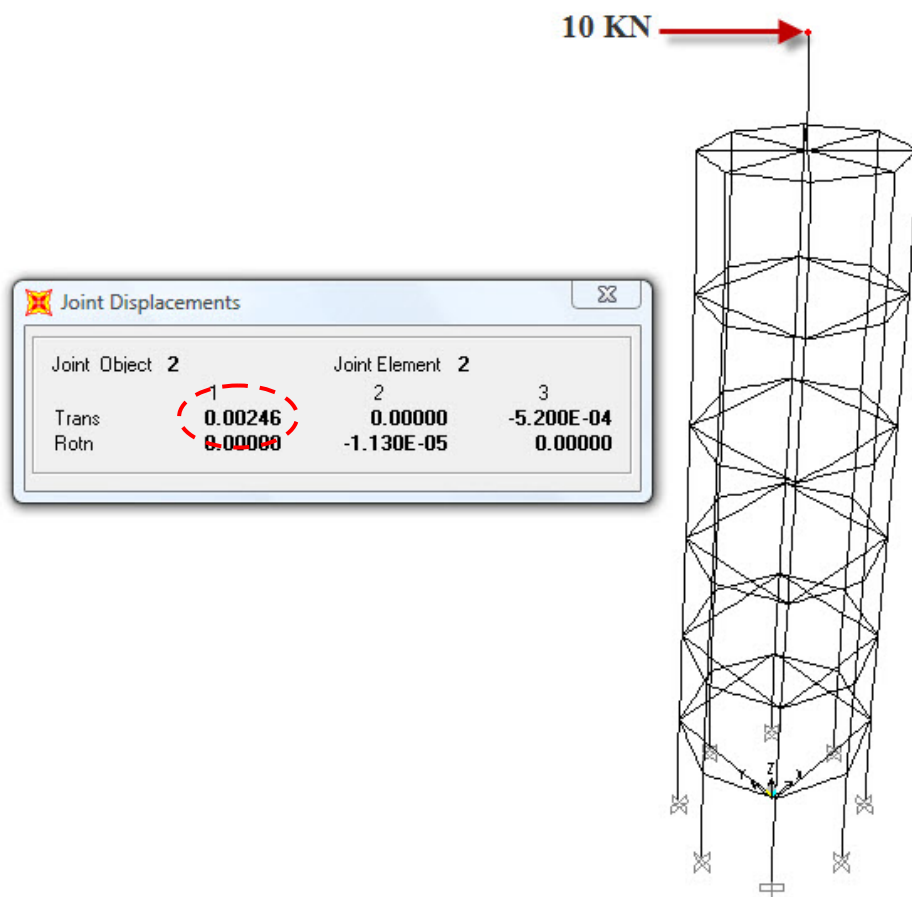
การคำนวณหาค่า K_s มีอยู่หลายวิธี แต่วิธีที่นำมาใช้ในการศึกษานี้ คือ การขึ้นแบบจำลองแล้วใส่แรงกระทำที่จุด h_{cg} แล้วจึงหาค่า K_s จากสมการ

$$K_s = \frac{\text{Force}}{\text{Displacement}}$$

การหาค่า K_s จากแบบจำลองหอดังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคทำได้โดยการหาจุด CG. ของถังน้ำเปล่ารวมกับความสูงของฐานรองรับ จะได้เป็น h_{cg}

$$h_{cg} = 24.00 + 2.611 = 26.611 \text{ m.}$$

จากนั้นจึงใส่แรง 10 KN ทิศทาง แนวแกน X เข้าไปที่จุด h_{cg} ก็จะได้ค่า Displacement ของโครงสร้างเป็น 0.00246 m.



รูปที่ 3.2.1-8 แบบจำลอง Finite element ของ Staging

$$\text{ดังนั้น } K_s = \frac{10}{0.00246} = 4,065.041 \text{ KN/m.}$$

แรงที่ใช้สำหรับการวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวของหอถังสูง

1. Hydrostatic pressure

P_{sb} = Hydrostatic pressure on base

P_{sw} = Hydrostatic pressure on wall

2. Hydrodynamic pressure

P_{iw} = Impulsive pressure on wall

P_{cw} = Convective pressure on wall

P_{ib} = Impulsive pressure on base

P_{cb} = Convective pressure on base

P_v = Pressure due to vertical acceleration

P_{ww} = Pressure due to wall inertia

การวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวในพื้นที่ศึกษา

2.1.1 พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี

ตารางที่ 3.2.1.1-1 แสดงตัวแปรต่างๆ ที่ใช้ในการวิเคราะห์ความดัน พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี

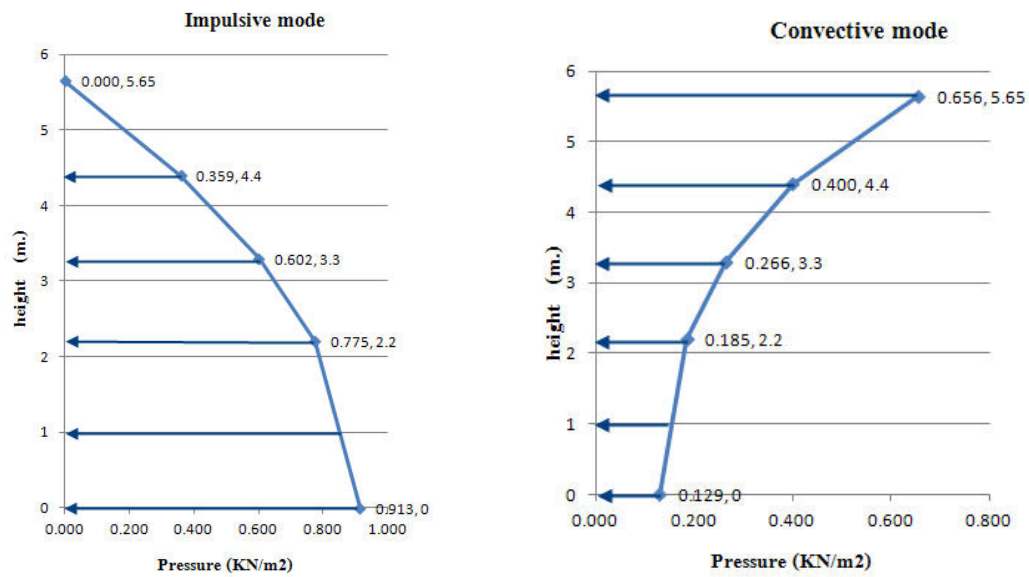
Parameter	Dia. 3.75 m.		Dia. 9.00 m.		Unit
	Full tank	Half tank	Full tank	Half tank	
m	63.00	31.50	360.00	180.00	T
h	5.65	2.825	5.65	2.825	m.
D	3.75	3.75	9.00	9.00	m.
m_i	53,383.04	21,957.63	230,678.75	71,920.91	kg.
m_c	9,616.96	9,542.37	129,321.25	108,079.09	kg.
m_s	156,937.51	156,937.51	156,937.51	156,937.51	kg.
h_i	2.473	1.061	1.981	0.569	m.
h_i^*	2.423	1.633	3.718	3.575	m.
h_c	4.639	1.926	3.646	1.551	m.
h_c^*	4.647	2.055	4.141	3.279	m.
K_s	4,065.04	4,065.04	4,065.04	4,065.04	KN/m.
K_c			502.37	350.88	KN/m.
Z (Zone IV)	0.240	0.240	0.240	0.240	
I	1.500	1.500	1.500	1.500	
R	1.800	1.800	1.800	1.800	
Soil	Soft soil	Soft soil	Soft soil	Soft soil	
Damping ratio Imp.	5%	5%	5%	5%	
Damping ratio Conv.	0.50%	0.50%	0.50%	0.50%	
T_i	1.940	1.491	1.940	1.491	s
T_c	3.188	3.487	3.188	3.487	s
$(S/g)_i$	0.108	0.140	0.108	0.140	
$(S/g)_c$	0.099	0.090	0.099	0.090	
$(Ah)_i$	0.022	0.028	0.022	0.028	
$(Ah)_c$	0.020	0.018	0.020	0.018	

กรณีศึกษา S1 น้ำเต็มถัง ไม่คิดช่องเปิด และคิดความดันโดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร

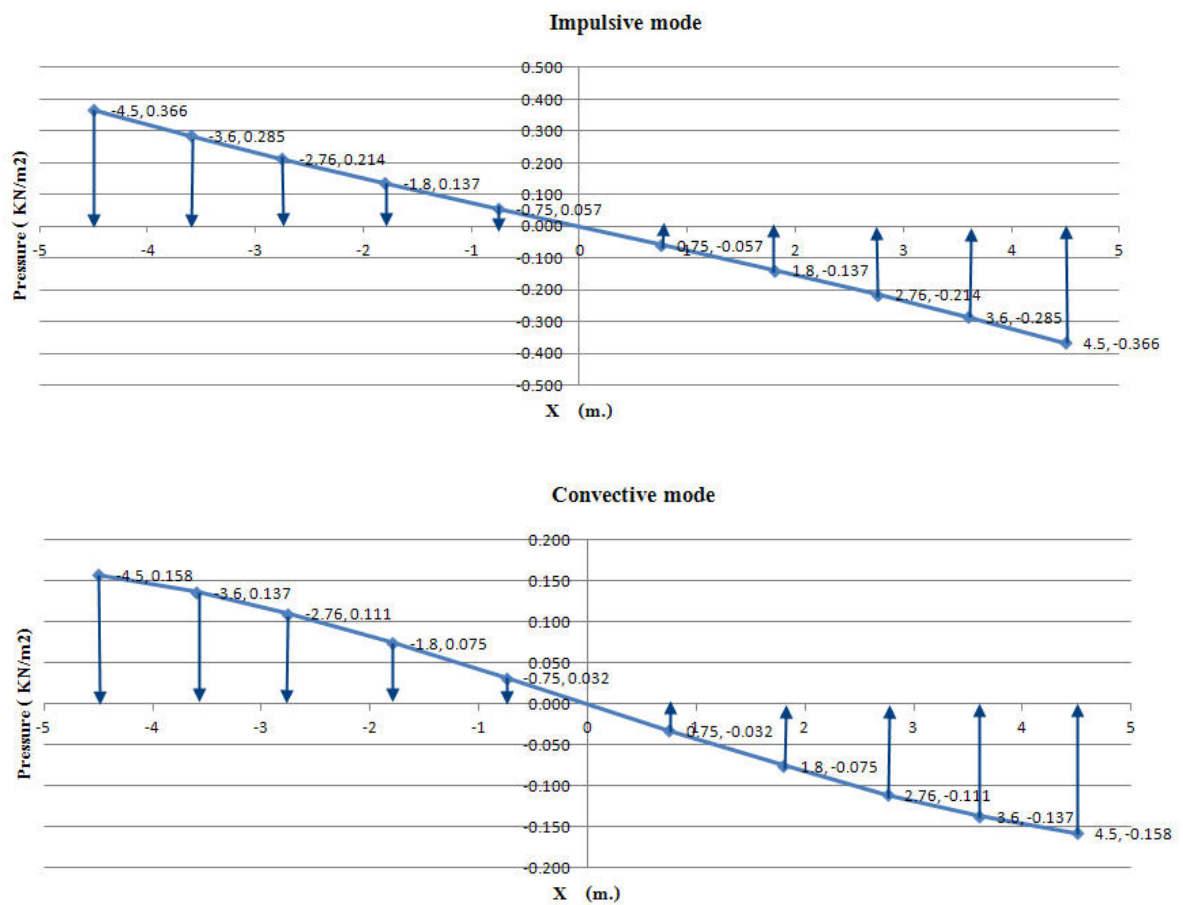
ตารางที่ 3.2.1.1-2 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S1 (อ.พนมทวน)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 5.65 m.	0.000	0.656	KN/m2
h = 4.40 m.	0.359	0.400	KN/m2
h = 3.30 m.	0.602	0.266	KN/m2
h = 2.20 m.	0.775	0.185	KN/m2
h = 0.00 m.	0.913	0.129	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.366	-0.158	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.285	-0.137	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.214	-0.111	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.137	-0.075	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.057	-0.032	KN/m2
x = -0.75 m.	0.057	0.032	KN/m2
x = -1.80 m.	0.137	0.075	KN/m2
x = -2.76 m.	0.214	0.111	KN/m2
x = -3.60 m.	0.285	0.137	KN/m2
x = -4.50 m.	0.366	0.158	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.1-1 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S1 (พื้นที่ อ.พนมทวน)



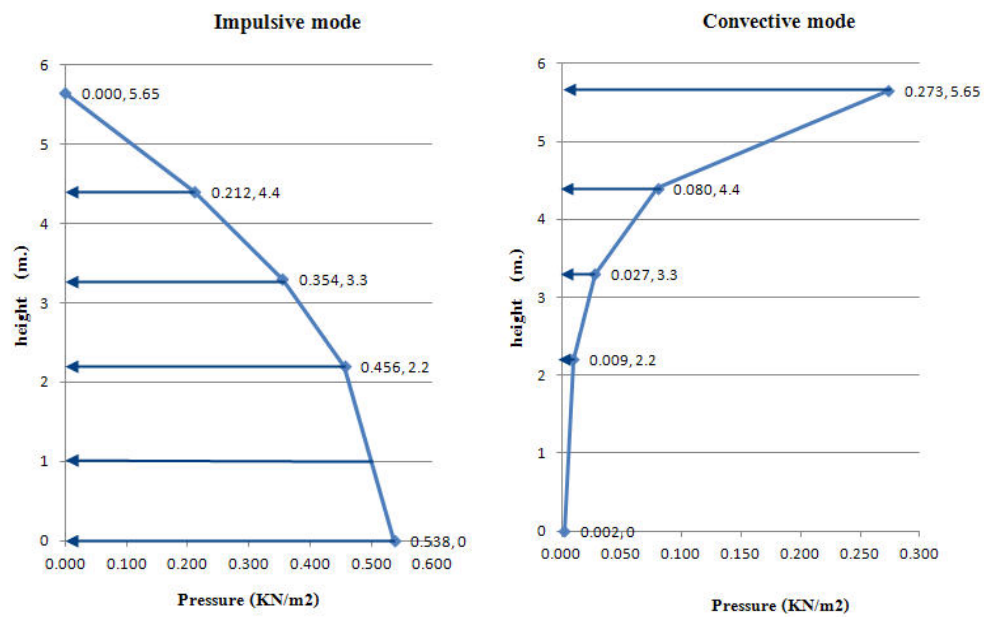
รูปที่ 3.2.1.1-2 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S1 (พื้นที่ อ.พนมทวน)

กรณีศึกษา S2 น้ำเต็มถึง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร และความดันที่ผนังใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

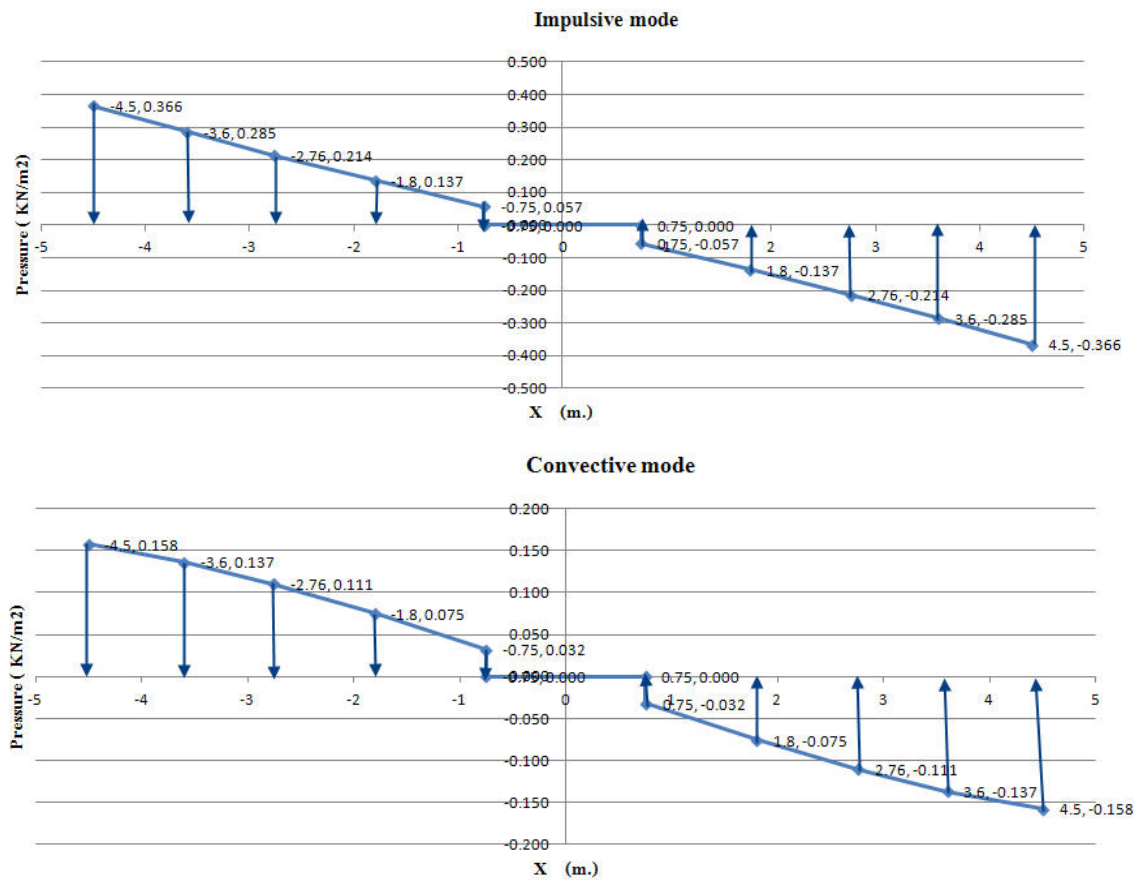
ตารางที่ 3.2.1.1-3 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S2 (อ.พนมทวน)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 5.65 m.	0.000	0.273	KN/m2
h = 4.40 m.	0.212	0.080	KN/m2
h = 3.30 m.	0.354	0.027	KN/m2
h = 2.20 m.	0.456	0.009	KN/m2
h = 0.00 m.	0.538	0.002	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.366	-0.158	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.285	-0.137	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.214	-0.111	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.137	-0.075	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.057	-0.032	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.057	0.032	KN/m2
x = -1.80 m.	0.137	0.075	KN/m2
x = -2.76 m.	0.214	0.111	KN/m2
x = -3.60 m.	0.285	0.137	KN/m2
x = -4.50 m.	0.366	0.158	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.1-3 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S2 (พื้นที่ อ.พนมทวน)



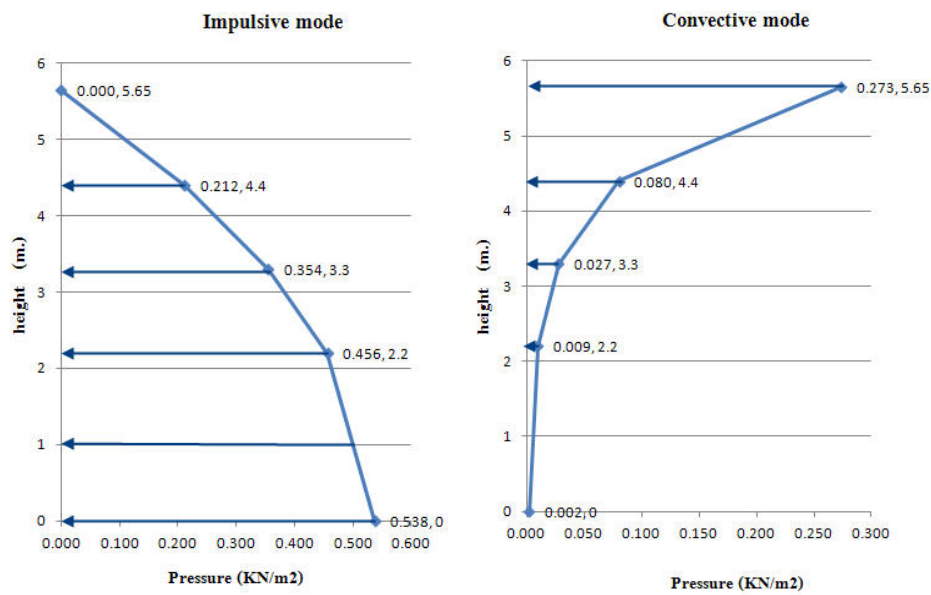
รูปที่ 3.2.1.1-4 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S2 (พื้นที่ อ.พนมทวน)

กรณีศึกษา S3 น้ำเต็มถัง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 3.75 เมตร และความดันที่ผนังใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

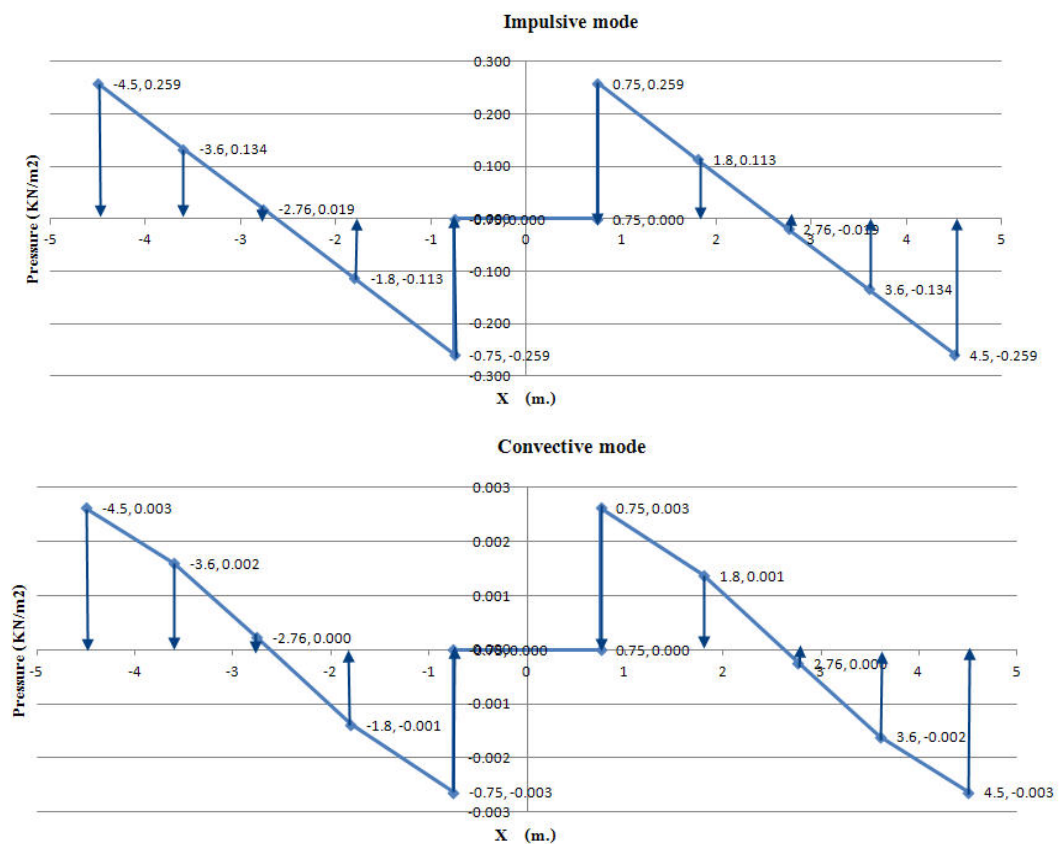
ตารางที่ 3.2.1.1-4 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S3 (อ.พนมทวน)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 5.65 m.	0.000	0.273	KN/m2
h = 4.40 m.	0.212	0.080	KN/m2
h = 3.30 m.	0.354	0.027	KN/m2
h = 2.20 m.	0.456	0.009	KN/m2
h = 0.00 m.	0.538	0.002	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.259	-0.003	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.134	-0.002	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.019	0.000	KN/m2
x = 1.80 m.	0.113	0.001	KN/m2
x = 0.75 m.	0.259	0.003	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	-0.259	-0.003	KN/m2
x = -1.80 m.	-0.113	-0.001	KN/m2
x = -2.76 m.	0.019	0.000	KN/m2
x = -3.60 m.	0.134	0.002	KN/m2
x = -4.50 m.	0.259	0.003	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.1-5 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S3 (พื้นที่ อ.พนมทวน)



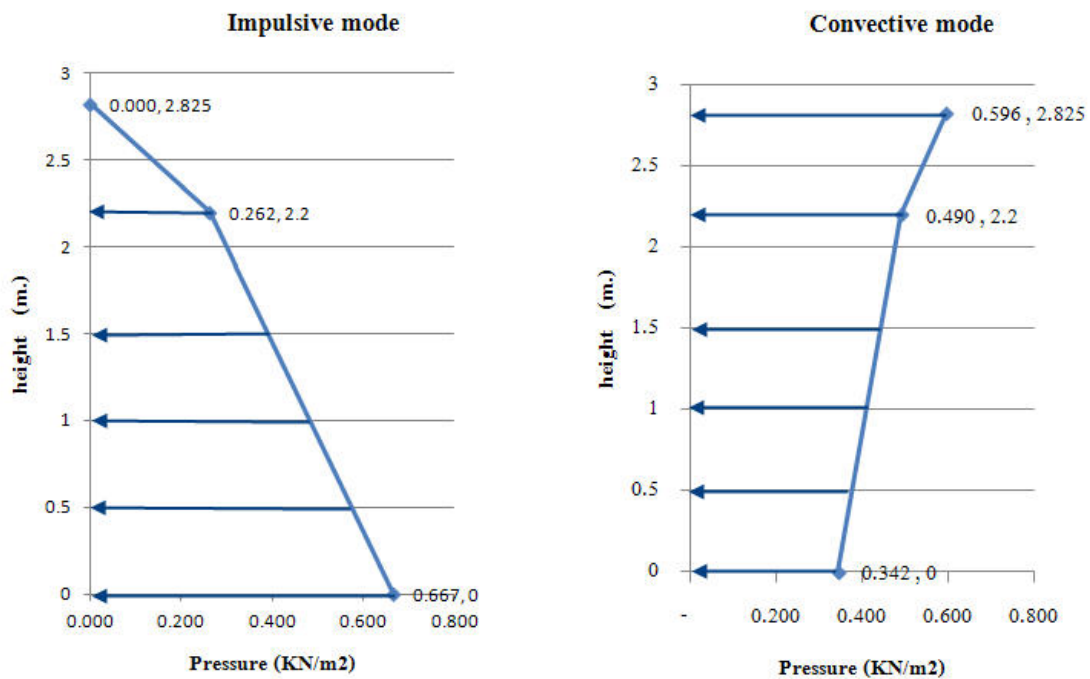
รูปที่ 3.2.1.1-6 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S3 (พื้นที่ อ.พนมทวน)

กรณีศึกษา S4 น้ำครึ่งถัง ไม่คิดช่องเปิด และคิดความดันโดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร

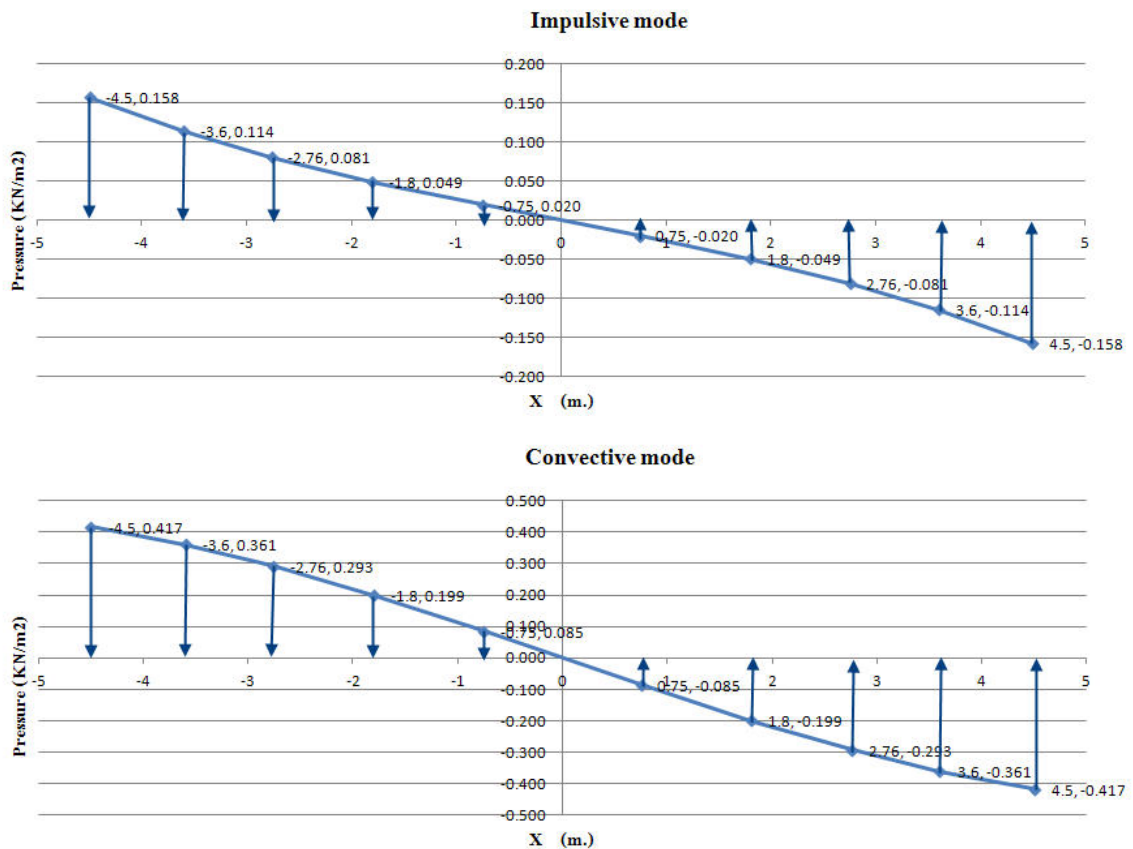
ตารางที่ 3.2.1.1-5 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S4 (อ.พนมทวน)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 2.825 m.	0.000	0.596	KN/m2
h = 2.20 m.	0.262	0.490	KN/m2
h = 0.00 m.	0.667	0.342	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.158	-0.417	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.114	-0.361	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.081	-0.293	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.049	-0.199	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.020	-0.085	KN/m2
x = -0.75 m.	0.020	0.085	KN/m2
x = -1.80 m.	0.049	0.199	KN/m2
x = -2.76 m.	0.081	0.293	KN/m2
x = -3.60 m.	0.114	0.361	KN/m2
x = -4.50 m.	0.158	0.417	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.1-7 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S4 (พื้นที่ อ.พนมทวน)



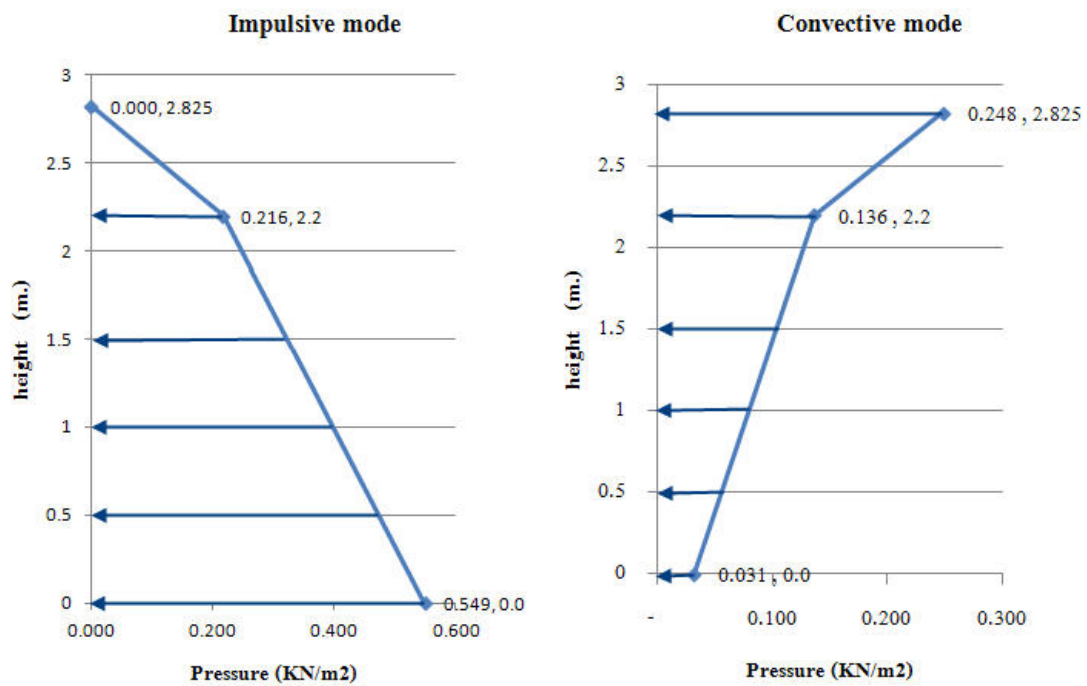
รูปที่ 3.2.1.1-8 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S4 (พื้นที่ อ.พนมทวน)

กรณีศึกษา S5 น้ำเครื่องล้าง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร และความดันที่ผนังใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

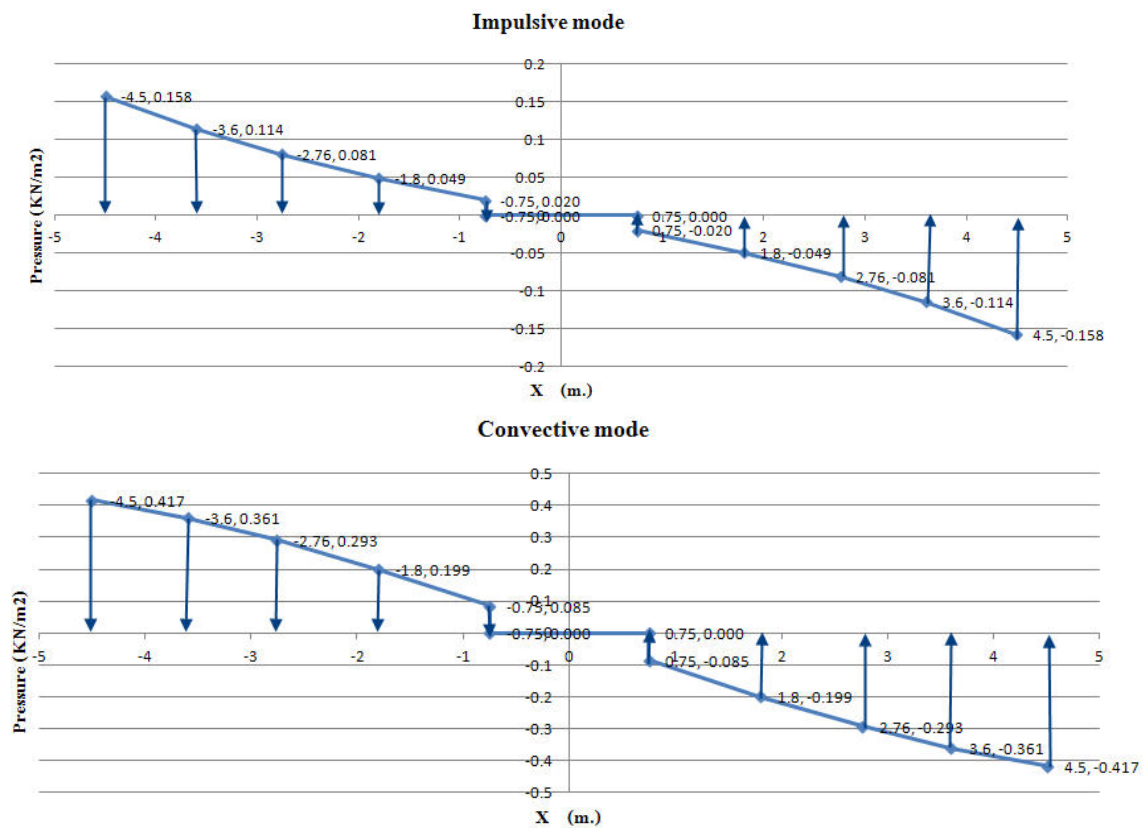
ตารางที่ 3.2.1.1-6 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S5 (อ.พนมทวน)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 2.825 m.	0.000	0.248	KN/m2
h = 2.20 m.	0.216	0.136	KN/m2
h = 0.00 m.	0.549	0.031	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.158	-0.417	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.114	-0.361	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.081	-0.293	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.049	-0.199	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.020	-0.085	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.020	0.085	KN/m2
x = -1.80 m.	0.049	0.199	KN/m2
x = -2.76 m.	0.081	0.293	KN/m2
x = -3.60 m.	0.114	0.361	KN/m2
x = -4.50 m.	0.158	0.417	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.1-9 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S5 (พื้นที่ อ.พนมทวน)



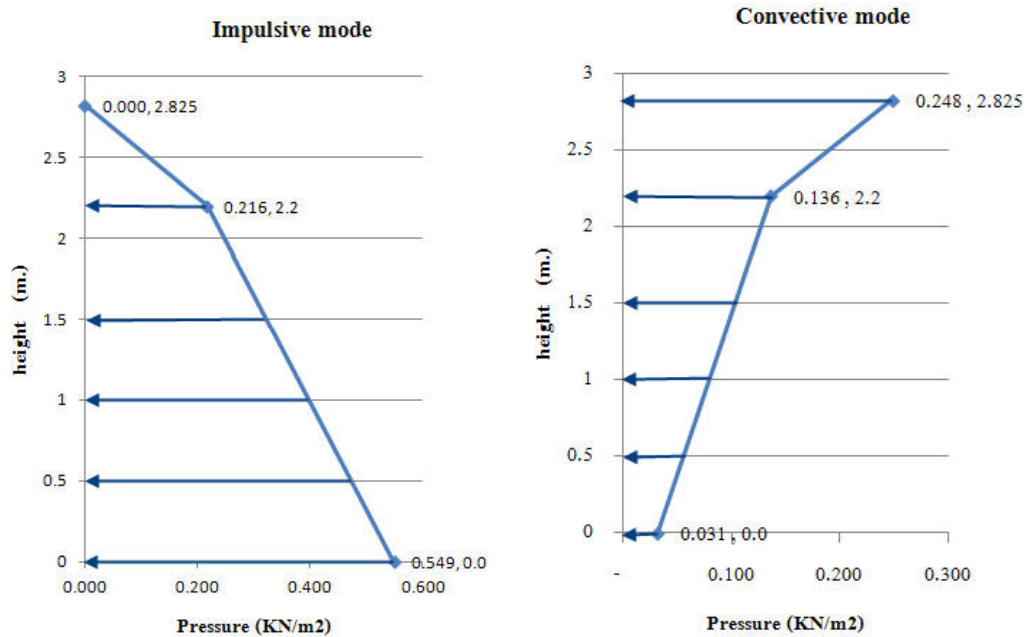
รูปที่ 3.2.1.1-10 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S5 (พื้นที่ อ.พนมทวน)

กรณีศึกษา S6 น้ำครึ่งถัง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 3.75 เมตร และความดันที่ผนังใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

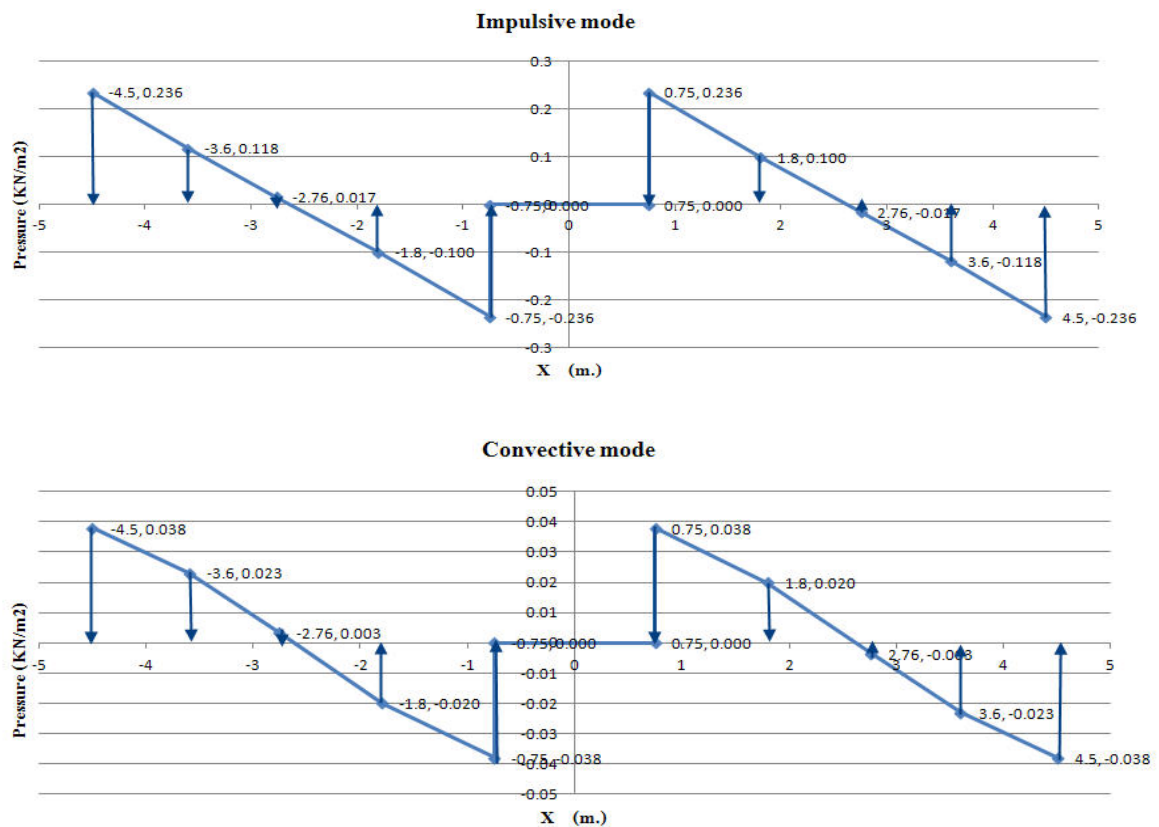
ตารางที่ 3.2.1.1-7 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S6 (อ.พนมทวน)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 2.825 m.	0.000	0.248	KN/m2
h = 2.20 m.	0.216	0.136	KN/m2
h = 0.00 m.	0.549	0.031	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.236	-0.038	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.118	-0.023	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.017	-0.003	KN/m2
x = 1.80 m.	0.100	0.020	KN/m2
x = 0.75 m.	0.236	0.038	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	-0.236	-0.038	KN/m2
x = -1.80 m.	-0.100	-0.020	KN/m2
x = -2.76 m.	0.017	0.003	KN/m2
x = -3.60 m.	0.118	0.023	KN/m2
x = -4.50 m.	0.236	0.038	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.1-11 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S6 (พื้นที่ อ.พนมทวน)



รูปที่ 3.2.1.1-12 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S6 (พื้นที่ อ.พนมทวน)

2.1.2 พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี

ตารางที่ 3.2.1.2-1 แสดงตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์ความดัน พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี

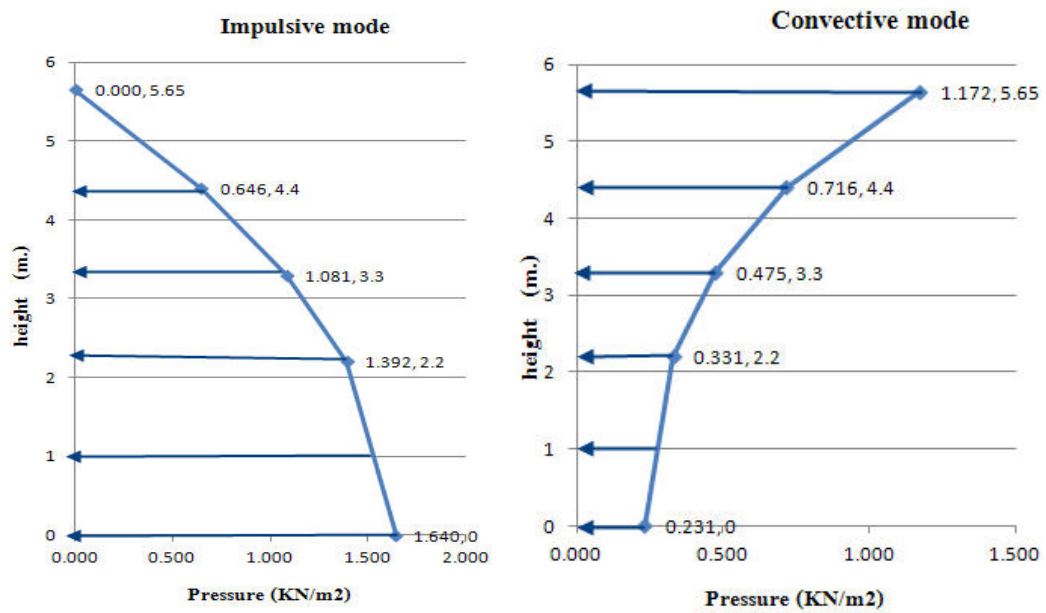
Parameter	Dia. 3.75 m.		Dia. 9.00 m.		Unit
	Full tank	Half tank	Full tank	Half tank	
m	63.00	31.50	360.00	180.00	T
h	5.65	2.825	5.65	2.825	m.
D	3.75	3.75	9.00	9.00	m.
m_i	53,383.04	21,957.63	230,678.75	71,920.91	kg.
m_c	9,616.96	9,542.37	129,321.25	108,079.09	kg.
m_s	156,937.51	156,937.51	156,937.51	156,937.51	kg.
h_i	2.473	1.061	1.981	0.569	m.
h_i^*	2.423	1.633	3.718	3.575	m.
h_c	4.639	1.926	3.646	1.551	m.
h_c^*	4.647	2.055	4.141	3.279	m.
K_s	4,065.04	4,065.04	4,065.04	4,065.04	KN/m.
K_c			502.37	350.88	KN/m.
Z (Zone IV)	0.240	0.240	0.240	0.240	
I	1.500	1.500	1.500	1.500	
R	1.800	1.800	1.800	1.800	
Soil	Soft soil	Soft soil	Soft soil	Soft soil	
Damping ratio Imp.	5%	5%	5%	5%	
Damping ratio Conv.	0.50%	0.50%	0.50%	0.50%	
T_i	1.940	1.491	1.940	1.491	s
T_c	3.188	3.487	3.188	3.487	s
$(S/g)_i$	0.194	0.252	0.194	0.252	
$(S/g)_c$	0.177	0.162	0.177	0.162	
$(Ah)_i$	0.039	0.050	0.039	0.050	
$(Ah)_c$	0.035	0.032	0.035	0.032	

กรณีศึกษา S1 น้ำเต็มถัง ไม่คิดช่องเปิด และคิดความดันโดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร

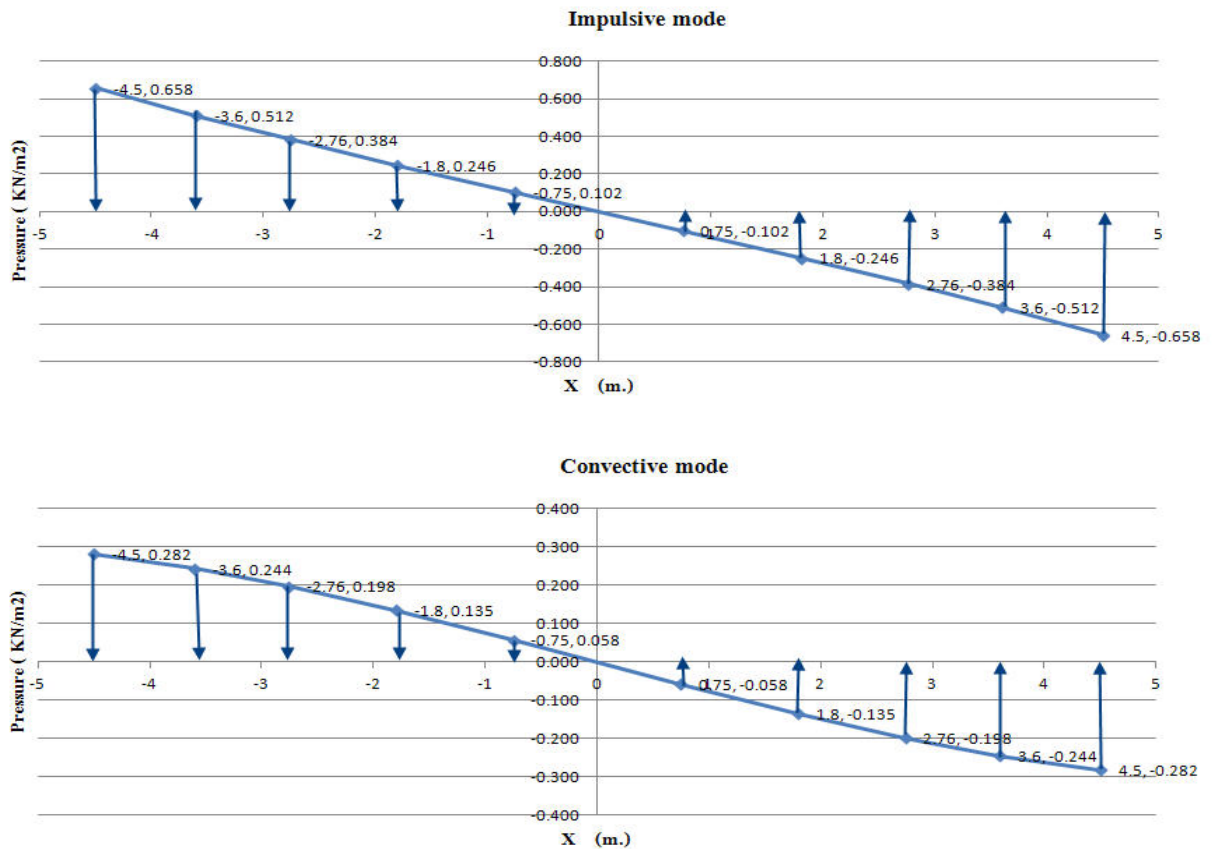
ตารางที่ 3.2.1.2-2 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S1 (อ.ด้าน
มะขามเตี้ย)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 5.65 m.	0.000	1.172	KN/m2
h = 4.40 m.	0.646	0.716	KN/m2
h = 3.30 m.	1.081	0.475	KN/m2
h = 2.20 m.	1.392	0.331	KN/m2
h = 0.00 m.	1.640	0.231	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.658	-0.282	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.512	-0.244	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.384	-0.198	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.246	-0.135	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.102	-0.058	KN/m2
x = -0.75 m.	0.102	0.058	KN/m2
x = -1.80 m.	0.246	0.135	KN/m2
x = -2.76 m.	0.384	0.198	KN/m2
x = -3.60 m.	0.512	0.244	KN/m2
x = -4.50 m.	0.658	0.282	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.2-1 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S1 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)



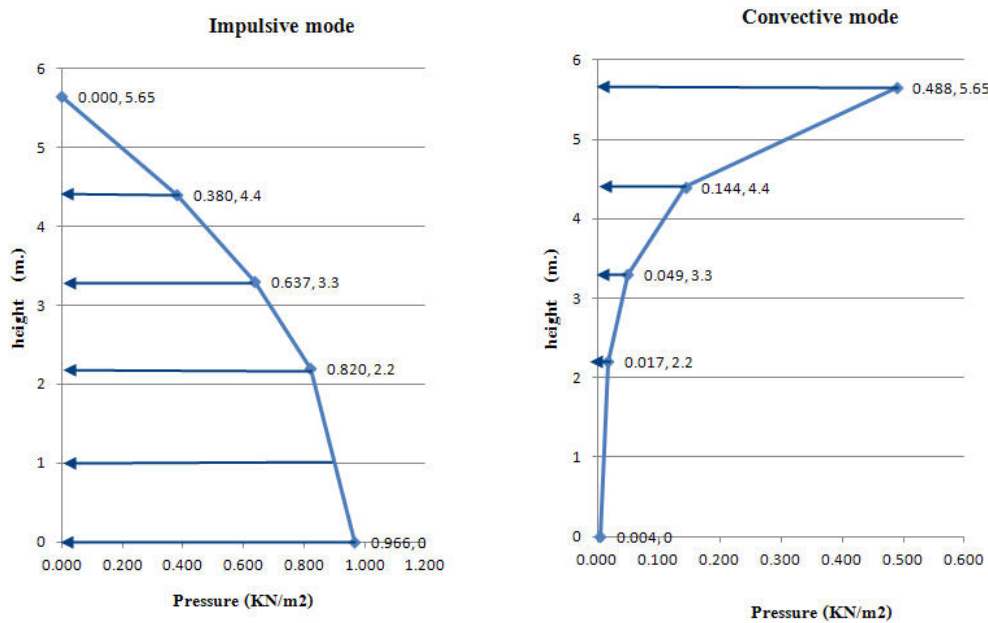
รูปที่ 3.2.1.2-2 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S1 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)

กรณีศึกษา S2 น้ำเต็มถึง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร
และความดันที่ผนังซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

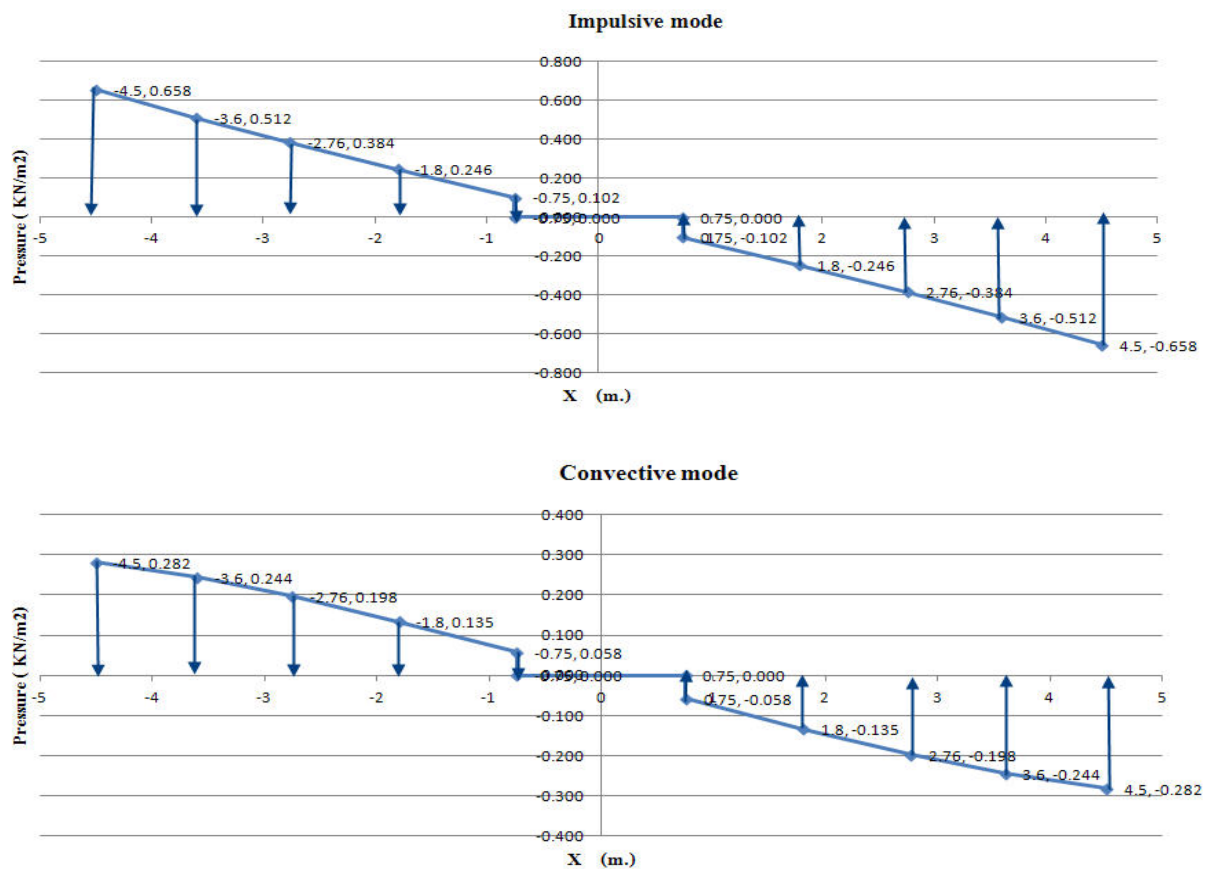
ตารางที่ 3.2.1.2-3 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S2 (อ.ด้าน
มะขามเดี่ยว)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 5.65 m.	0.000	0.488	KN/m2
h = 4.40 m.	0.380	0.144	KN/m2
h = 3.30 m.	0.637	0.049	KN/m2
h = 2.20 m.	0.820	0.017	KN/m2
h = 0.00 m.	0.966	0.004	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.658	-0.282	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.512	-0.244	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.384	-0.198	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.246	-0.135	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.102	-0.058	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.102	0.058	KN/m2
x = -1.80 m.	0.246	0.135	KN/m2
x = -2.76 m.	0.384	0.198	KN/m2
x = -3.60 m.	0.512	0.244	KN/m2
x = -4.50 m.	0.658	0.282	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.2-3 กราฟความดันกระทำต่อน้ำถึง ในกรณีศึกษา S2 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)



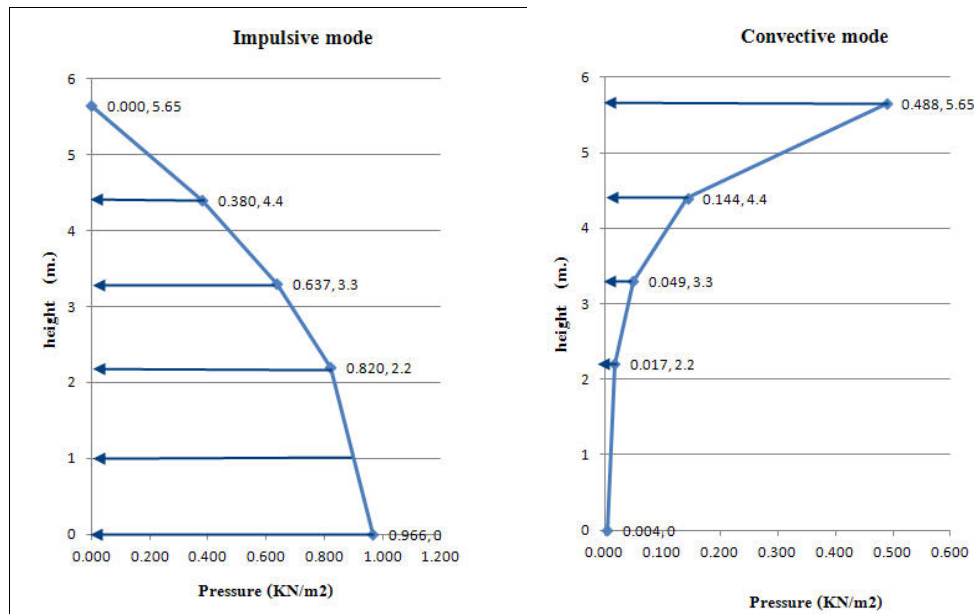
รูปที่ 3.2.1.2-4 กราฟความดันกระทำต่อน้ำถึง ในกรณีศึกษา S2 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)

กรณีศึกษา S3 น้ำเต็มถัง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 3.75 เมตร
และความดันที่ผนังซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

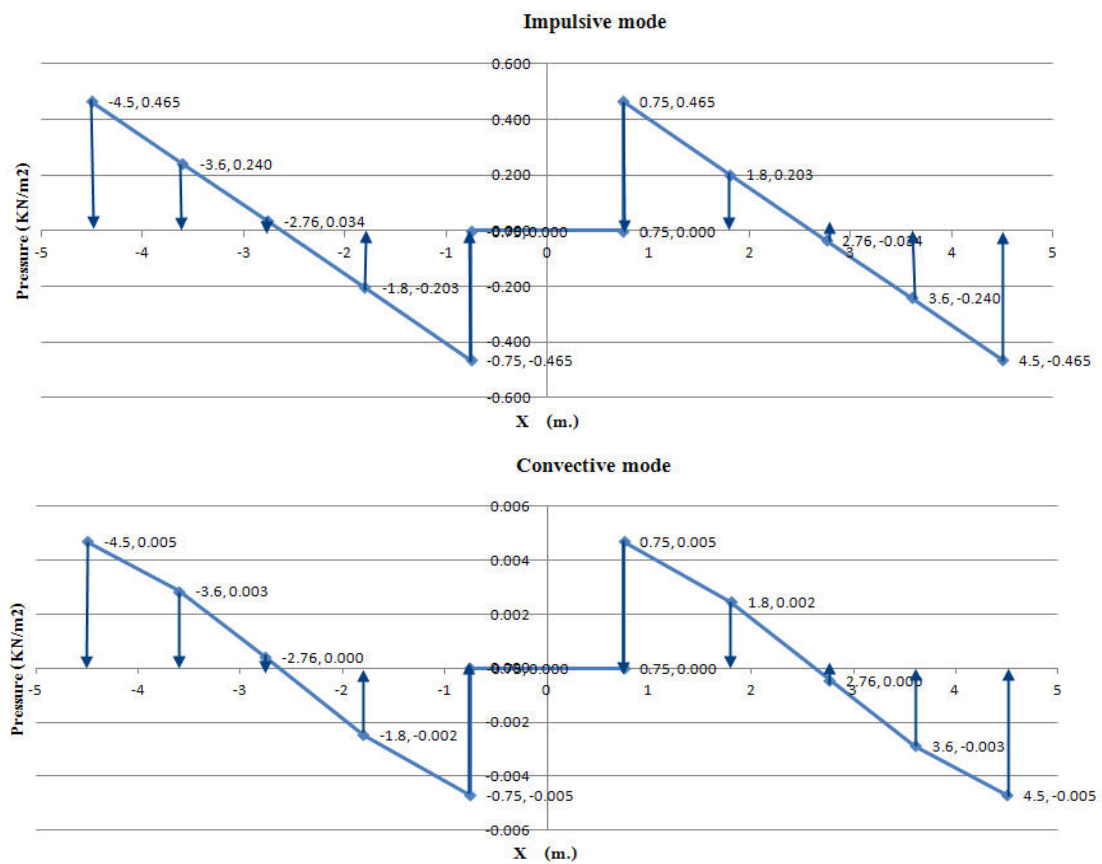
ตารางที่ 3.2.1.2-4 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S3 (อ.ด้าน
มะขามเดี่ยว)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 5.65 m.	0.000	0.488	KN/m2
h = 4.40 m.	0.380	0.144	KN/m2
h = 3.30 m.	0.637	0.049	KN/m2
h = 2.20 m.	0.820	0.017	KN/m2
h = 0.00 m.	0.966	0.004	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.465	-0.005	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.240	-0.003	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.034	0.000	KN/m2
x = 1.80 m.	0.203	0.002	KN/m2
x = 0.75 m.	0.465	0.005	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	-0.465	-0.005	KN/m2
x = -1.80 m.	-0.203	-0.002	KN/m2
x = -2.76 m.	0.034	0.000	KN/m2
x = -3.60 m.	0.240	0.003	KN/m2
x = -4.50 m.	0.465	0.005	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.2-5 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S3 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)



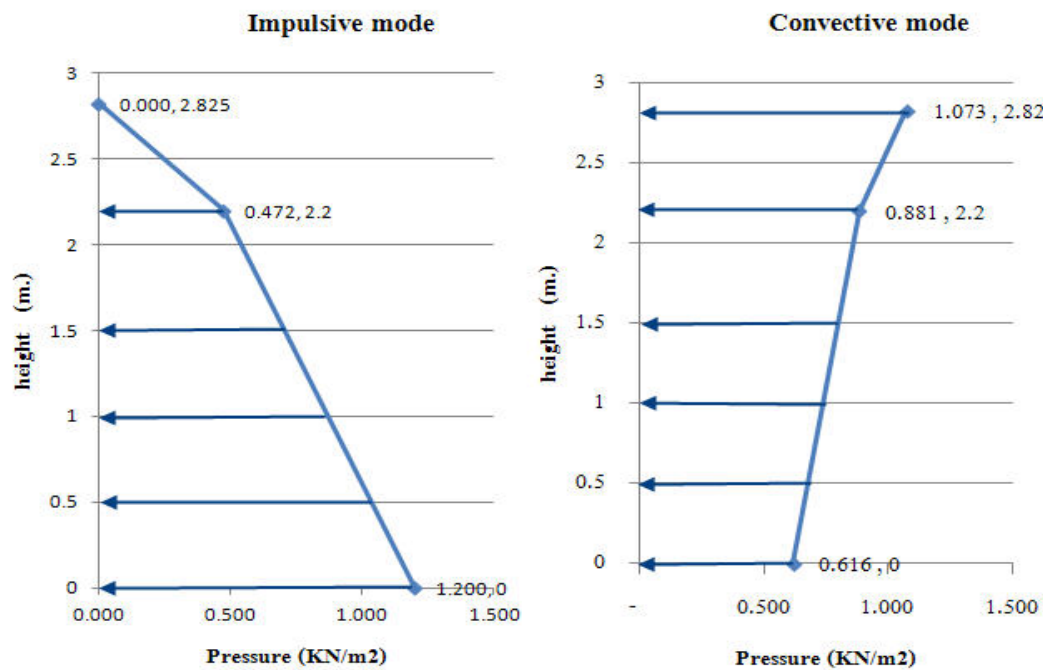
รูปที่ 3.2.1.2-6 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S3 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)

กรณีศึกษา S4 น้ำครึ่งถัง ไม่คิดช่องเปิด และคิดความดันโดยใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร

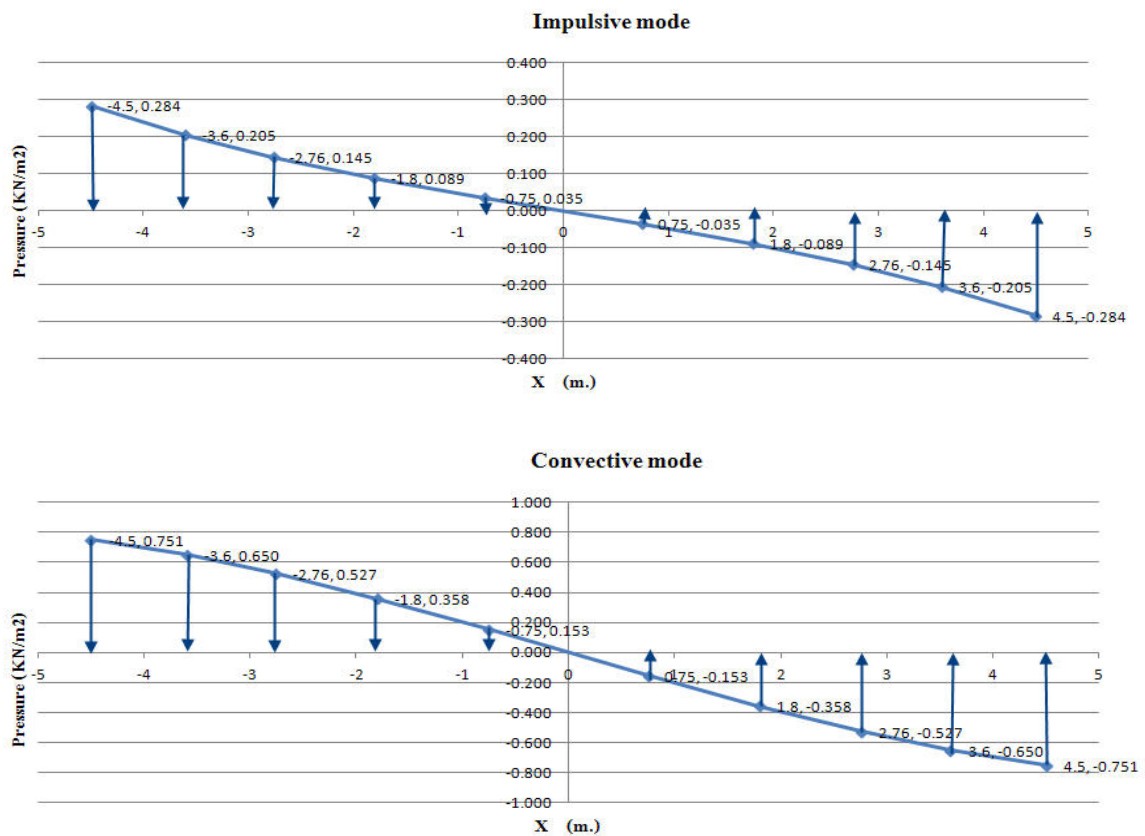
ตารางที่ 3.2.1.2-5 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S4 (อ.ด้าน
มะขามเดี่ยว)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 2.825 m.	0.000	1.073	KN/m2
h = 2.20 m.	0.472	0.881	KN/m2
h = 0.00 m.	1.200	0.616	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.284	-0.751	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.205	-0.650	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.145	-0.527	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.089	-0.358	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.035	-0.153	KN/m2
x = -0.75 m.	0.035	0.153	KN/m2
x = -1.80 m.	0.089	0.358	KN/m2
x = -2.76 m.	0.145	0.527	KN/m2
x = -3.60 m.	0.205	0.650	KN/m2
x = -4.50 m.	0.284	0.751	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.2-7 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S4 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)



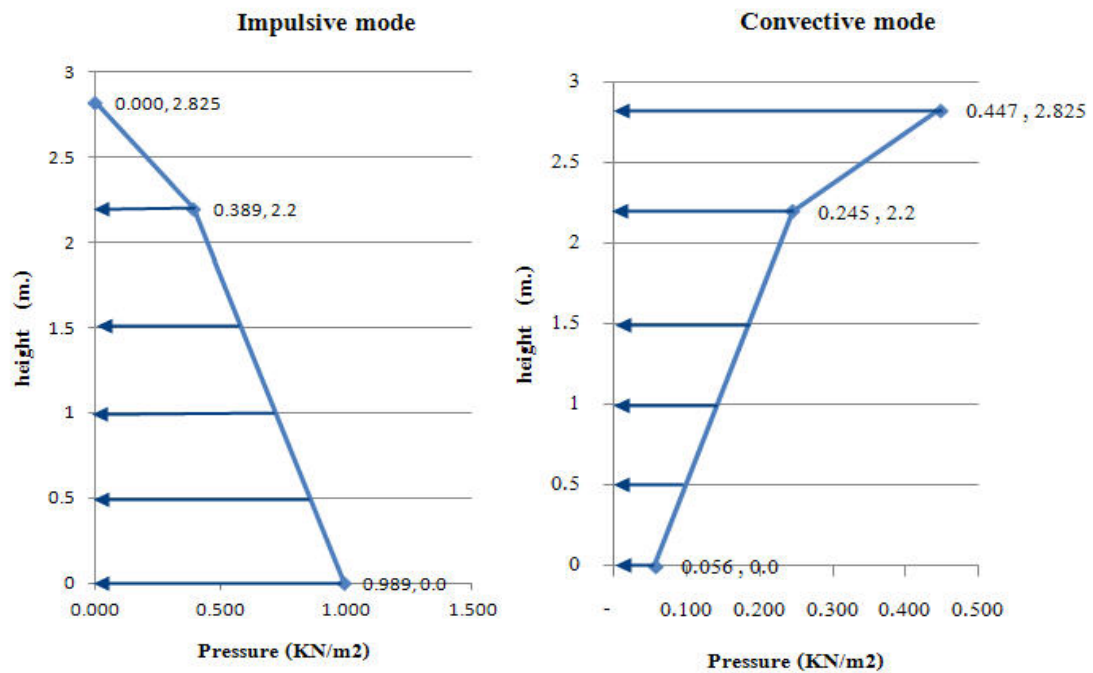
รูปที่ 3.2.1.2-8 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S4 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)

กรณีศึกษา S5 น้ำเครื่องล้าง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 9.00 เมตร และความดันที่ผนังซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

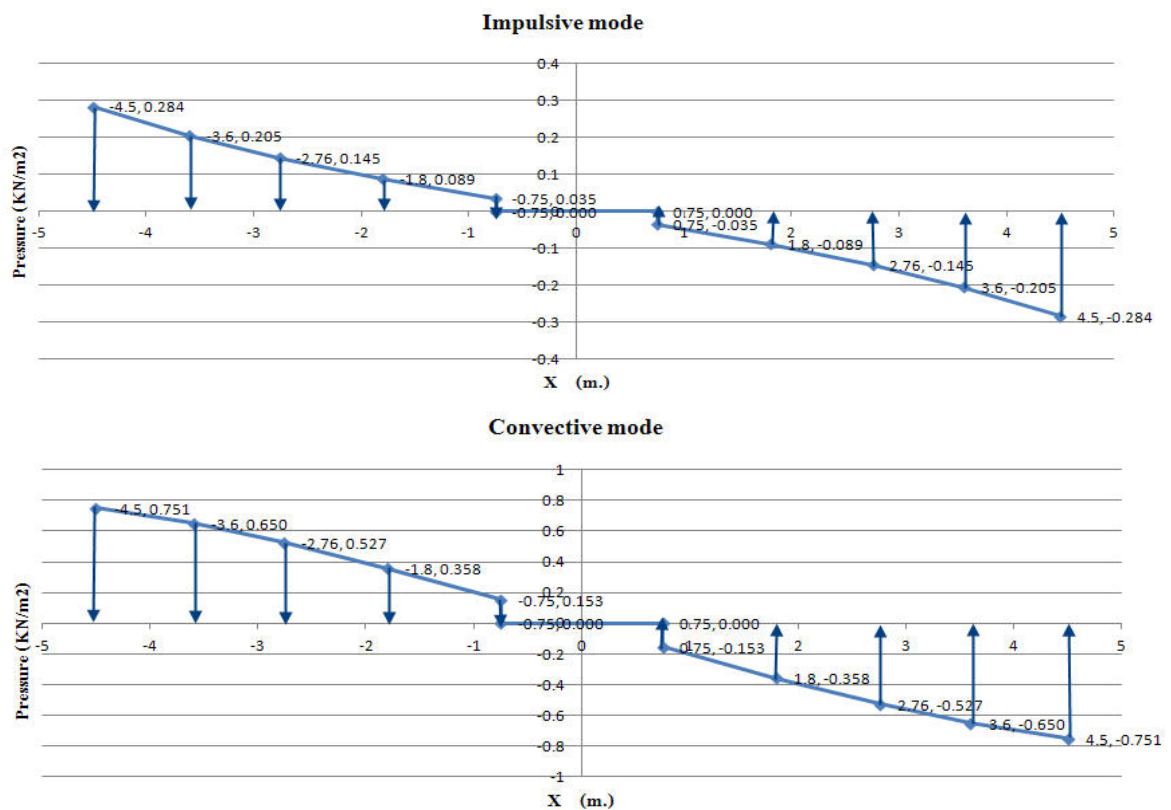
ตารางที่ 3.2.1.2-6 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S5 (อ.ด้านมะขามเดี่ยว)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 2.825 m.	0.000	0.447	KN/m2
h = 2.20 m.	0.389	0.245	KN/m2
h = 0.00 m.	0.989	0.056	KN/m2
Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.284	-0.751	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.205	-0.650	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.145	-0.527	KN/m2
x = 1.80 m.	-0.089	-0.358	KN/m2
x = 0.75 m.	-0.035	-0.153	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.035	0.153	KN/m2
x = -1.80 m.	0.089	0.358	KN/m2
x = -2.76 m.	0.145	0.527	KN/m2
x = -3.60 m.	0.205	0.650	KN/m2
x = -4.50 m.	0.284	0.751	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.2-9 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S5 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)



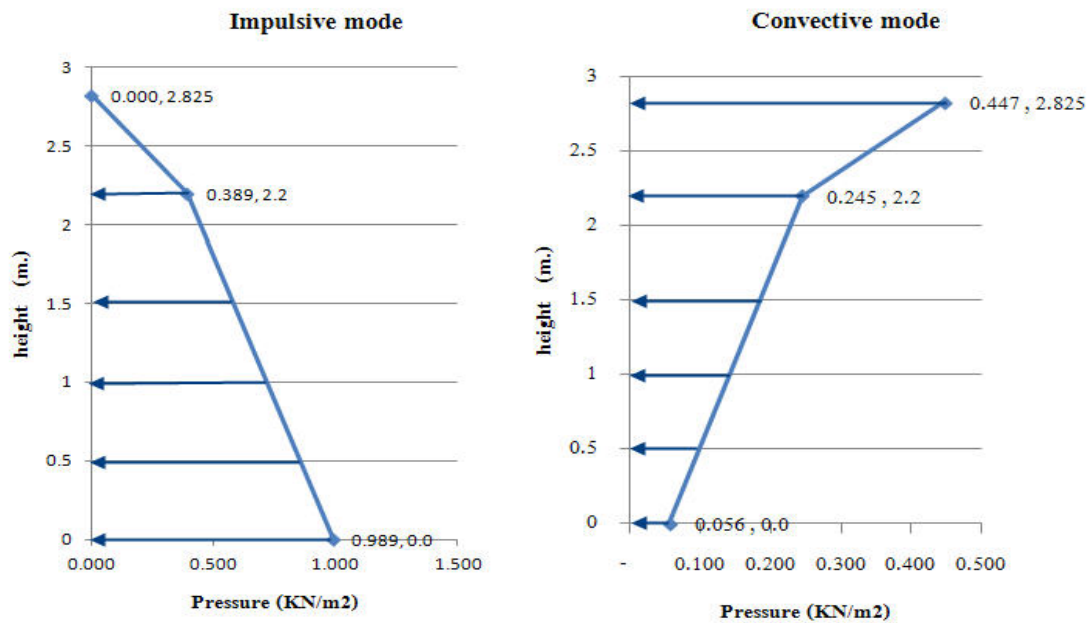
รูปที่ 3.2.1.2-10 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S5 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)

กรณีศึกษา S6 น้ำครึ่งถัง คัดช่องเปิด โดยคิดความดันที่พื้นซึ่งใช้เส้นผ่านศูนย์กลางของถังใหญ่ 3.75 เมตร
และความดันที่ผนังใช้เส้นผ่านศูนย์กลางระหว่างช่องเปิดกับผนัง 3.75 เมตร

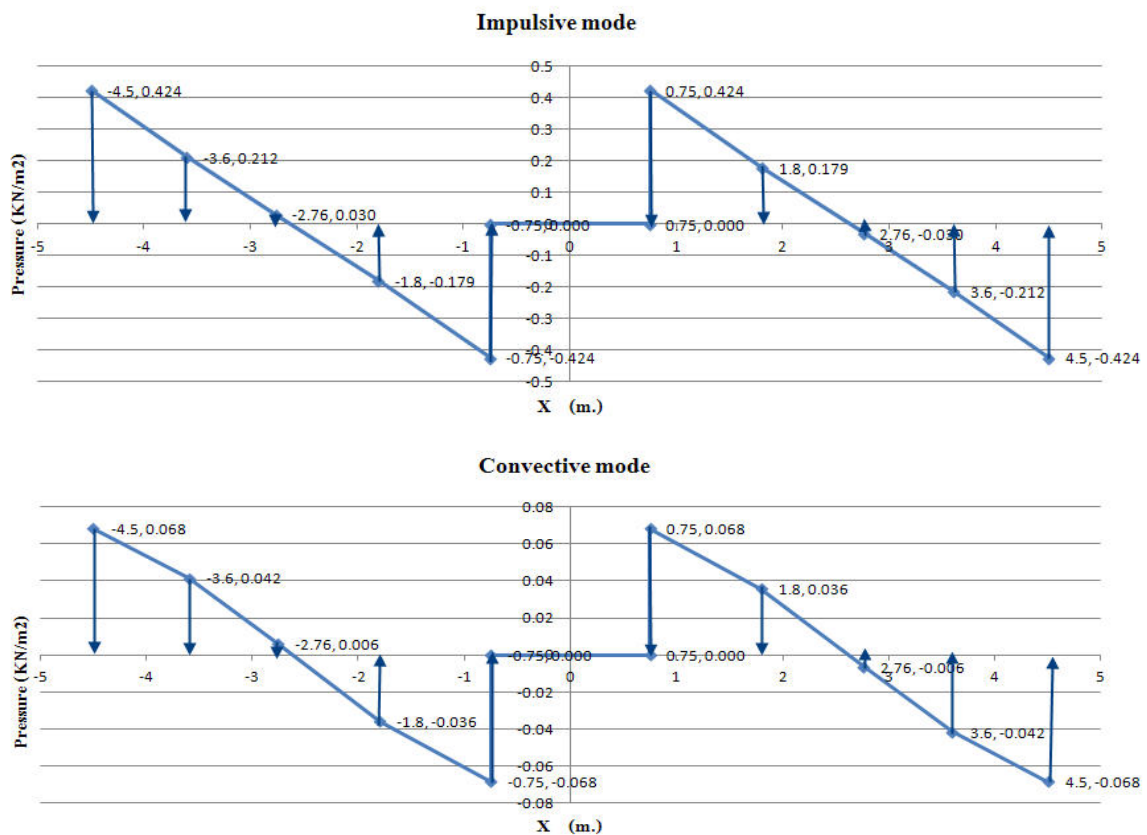
ตารางที่ 3.2.1.2-7 แสดงความดัน Impulsive mode และ Convective mode ในกรณีศึกษา S6 (อ.ด้าน
มะขามเดี่ยว)

Parameter	Impulsive mode	Convective mode	Unit
Horizontal Hydrodynamic pressure on Wall ($\phi = 0^\circ$)			
h = 2.825 m.	0.000	0.447	KN/m2
h = 2.20 m.	0.389	0.245	KN/m2
h = 0.00 m.	0.989	0.056	KN/m2
Vertical Hydrodynamic pressure on Base (for Tank center line)			
x = 4.50 m. (At left end)	-0.424	-0.068	KN/m2
x = 3.60 m.	-0.212	-0.042	KN/m2
x = 2.76 m.	-0.030	-0.006	KN/m2
x = 1.80 m.	0.179	0.036	KN/m2
x = 0.75 m.	0.424	0.068	KN/m2
x = 0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	0.000	0.000	KN/m2
x = -0.75 m.	-0.424	-0.068	KN/m2
x = -1.80 m.	-0.179	-0.036	KN/m2
x = -2.76 m.	0.030	0.006	KN/m2
x = -3.60 m.	0.212	0.042	KN/m2
x = -4.50 m.	0.424	0.068	KN/m2

ค่าความดันสถิตเทียบเท่าของน้ำที่กระทำต่อกันถึงและผนังสามารถเขียนรูปได้ดังนี้



รูปที่ 3.2.1.2-11 กราฟความดันกระทำต่อผนังถึง ในกรณีศึกษา S6 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)



รูปที่ 3.2.1.2-12 กราฟความดันกระทำต่อพื้นถึง ในกรณีศึกษา S6 (พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย)

2.2 การวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น (Linear Dynamics) โดยวิธีสเปกตรัมการตอบสนองแบบโหมด
(Modal Response Spectrum Analysis)

การวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวในพื้นที่ศึกษาจะวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวเพียงทิศทางแกน X เท่านั้น เพราะโครงสร้างหอดังสูงนี้มีความสมมาตรกัน จึงวิเคราะห์แค่ทิศทางเดียว

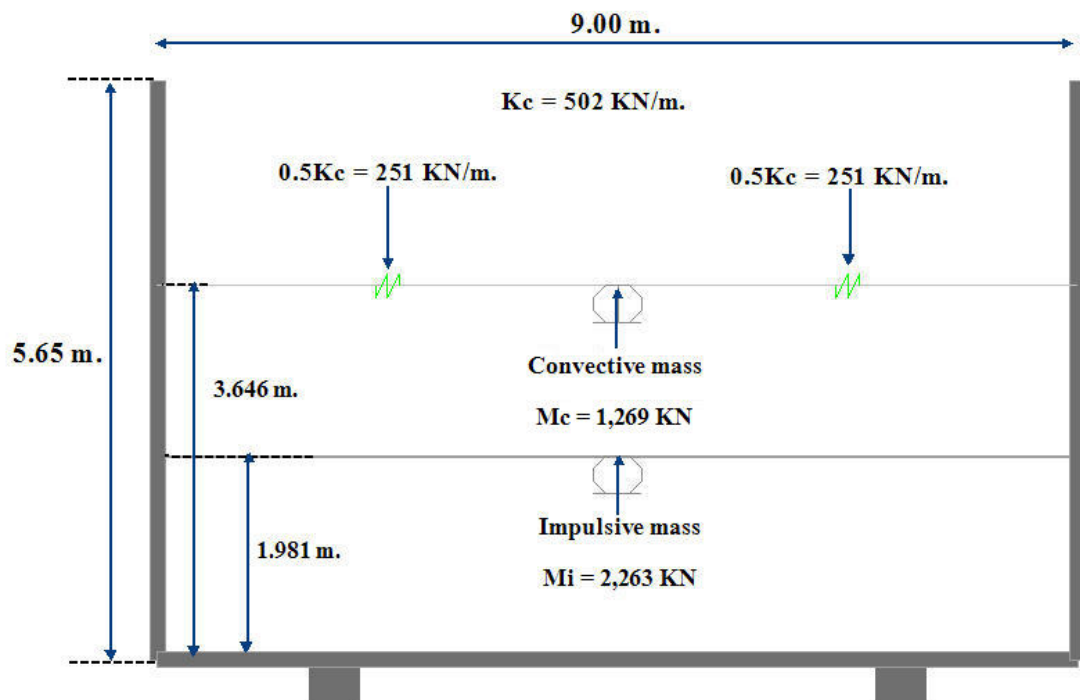
ตัวแปรต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณ และ ขั้นตอนจำลองทางพลศาสตร์ของหอดังสูงของการประปาส่วนภูมิภาคทั้ง 2 อำเภอที่ศึกษา แสดงในตาราง ดังนี้

ตารางที่ 3.2.2-1 ตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์

Description	Impulsive mode	Convective mode	Unit
มวลของน้ำ (ในทิศทางแกน X)			
- กรณีศึกษาที่ D1 น้ำเต็มถัง	230.679	129.321	T
- กรณีศึกษาที่ D2 น้ำเต็มถัง คัดช่องเปิด	230.679	129.321	T
- กรณีศึกษาที่ D3 น้ำครึ่งถัง	71.921	108.079	T
- กรณีศึกษาที่ D4 น้ำครึ่งถัง คัดช่องเปิด	71.921	108.079	T
ความสูงของตำแหน่งมวลของเหลว, h_i , h_c			
- กรณีศึกษาที่ D1 น้ำเต็มถัง	1.981	3.646	m.
- กรณีศึกษาที่ D2 น้ำเต็มถัง คัดช่องเปิด	1.981	3.646	m.
- กรณีศึกษาที่ D3 น้ำครึ่งถัง	0.569	1.551	m.
- กรณีศึกษาที่ D4 น้ำครึ่งถัง คัดช่องเปิด	0.569	1.551	m.
ค่า K_c , stiffness ของมวลสปริง m_c			
- กรณีศึกษาที่ D1 น้ำเต็มถัง	Rigid	502	KN/m.
- กรณีศึกษาที่ D2 น้ำเต็มถัง คัดช่องเปิด	Rigid	502	KN/m.
- กรณีศึกษาที่ D3 น้ำครึ่งถัง	Rigid	351	KN/m.
- กรณีศึกษาที่ D4 น้ำครึ่งถัง คัดช่องเปิด	Rigid	351	KN/m.

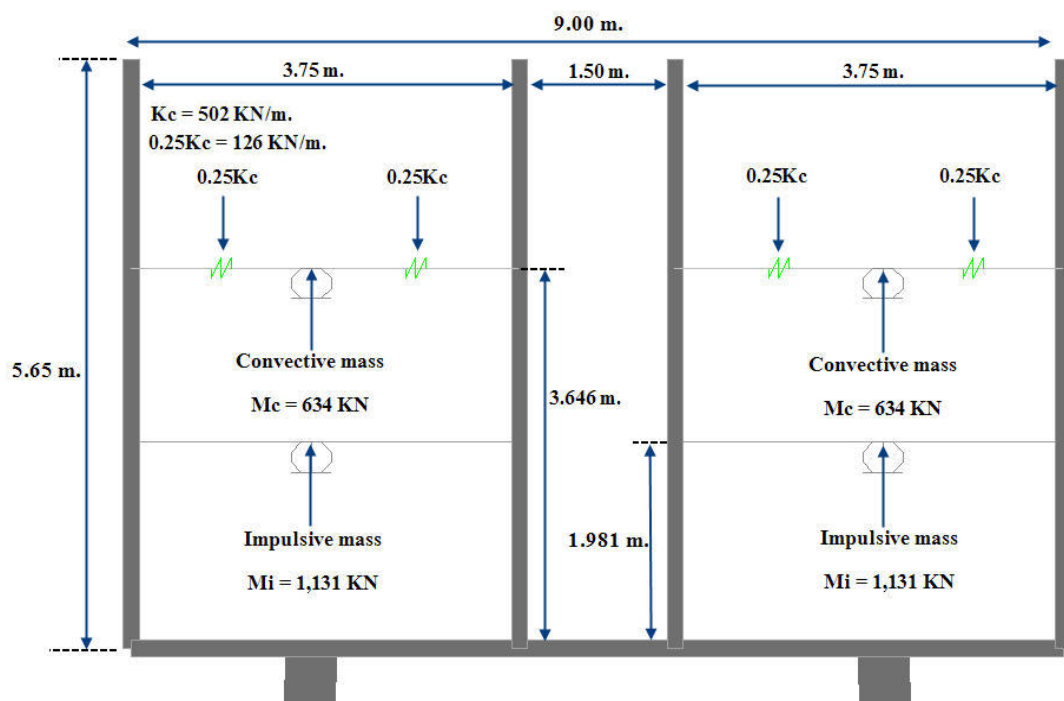
การจำลองแบบโครงสร้างหอถังสูงในพื้นที่ 2 อำเภอ ทั้ง 4 กรณี ดังรูป

กรณีศึกษาที่ D1 น้ำเต็มถัง ไม่คิดช่องเปิด



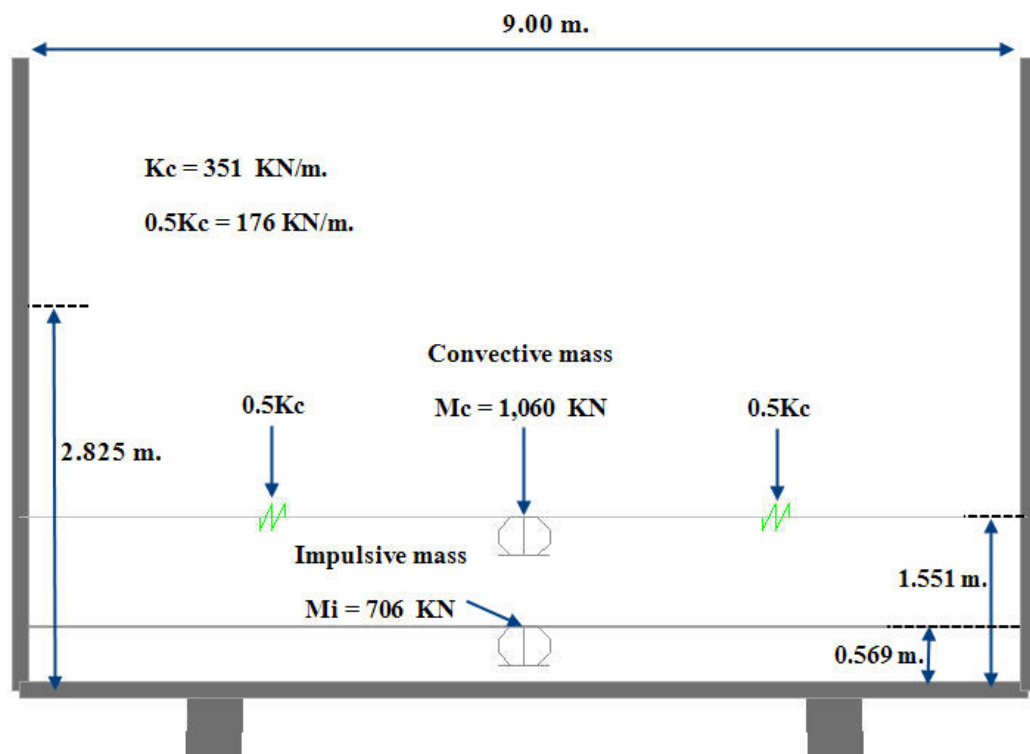
รูปที่ 3.2.2-1 แสดงแบบจำลองเชิงพลศาสตร์ของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D1

กรณีศึกษาที่ D2 น้ำเต็มถัง คิดช่องเปิด



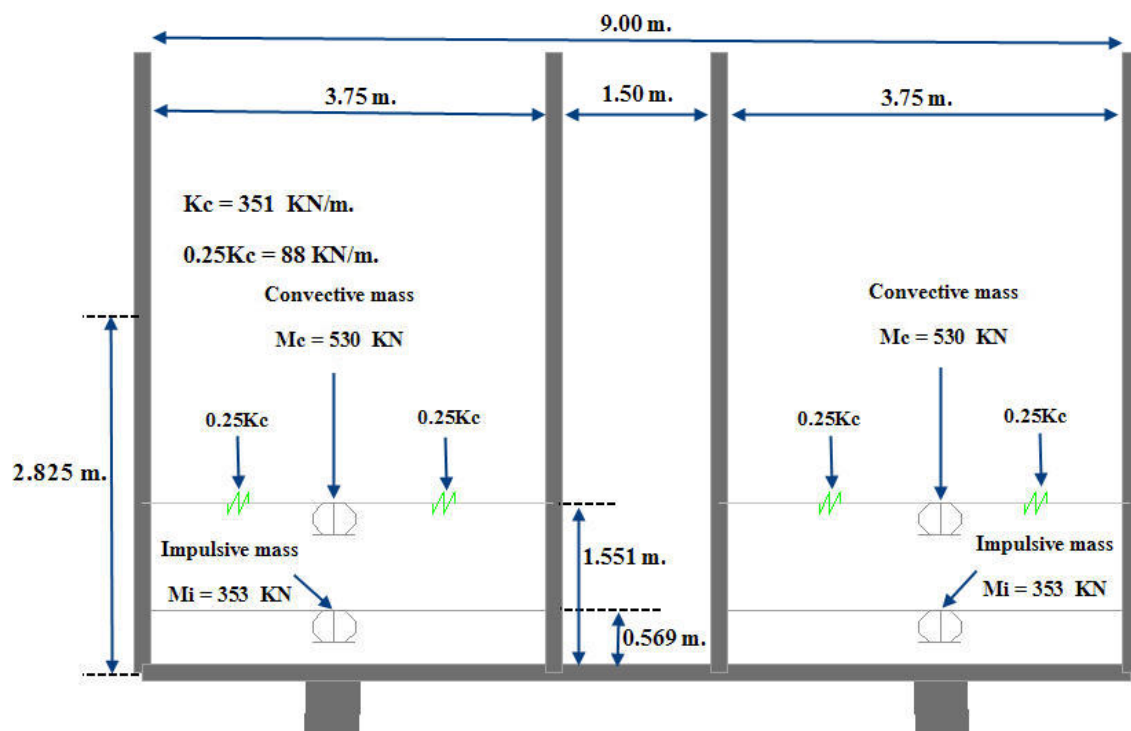
รูปที่ 3.2.2-2 แสดงแบบจำลองเชิงพลศาสตร์ของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D2

กรณีศึกษาที่ D3 น้ำครึ่งถัง ไม่คิดช่องเปิด



รูปที่ 3.2.2-3 แสดงแบบจำลองเชิงพลศาสตร์ของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D3

กรณีศึกษาที่ D4 น้ำครึ่งถัง คิดช่องเปิด



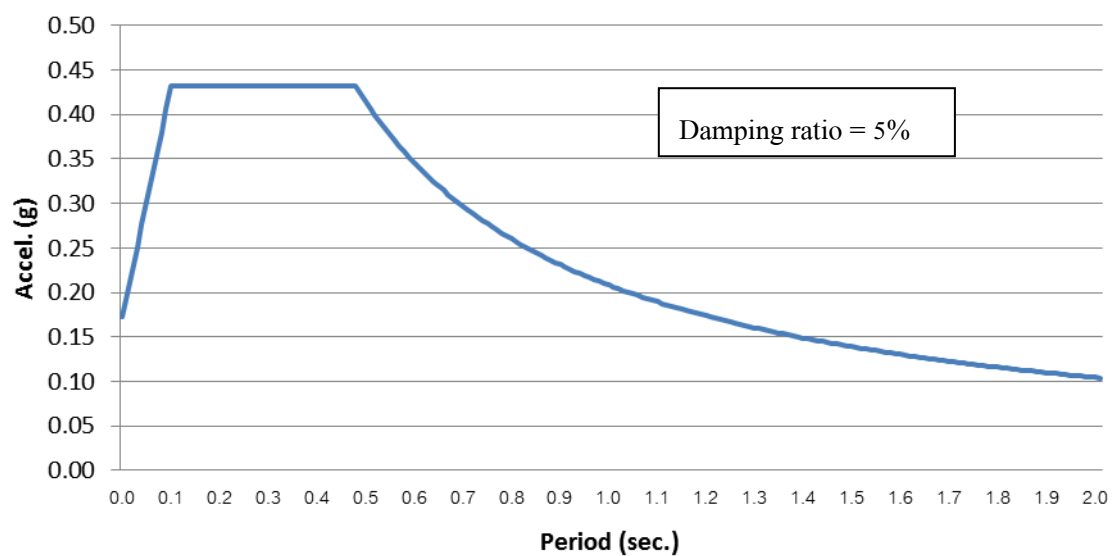
รูปที่ 3.2.2-4 แสดงแบบจำลองเชิงพลศาสตร์ของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D4

การวิเคราะห์แรงกระทำแผ่นดินไหวในพื้นที่ศึกษา

2.2.1 พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี

ตารางที่ 3.2.2.1-1 ตัวแปรต่างๆ ที่ใช้ในการสร้าง Response spectrum พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น S_s	0.450
ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบ 1 sec S_1	0.140
ประเภทความสำคัญของอาคาร	IV
ประเภทการออกแบบ	ง
ตัวประกอบความสำคัญ	1.5
เลือกประเภทดิน	D (ดินปกติหรือไม่ระบุข้อมูล)
F_a	1.440
F_v	2.240
S_{ms}	0.648
S_{m1}	0.314
S_{DS}	0.432
S_{D1}	0.209

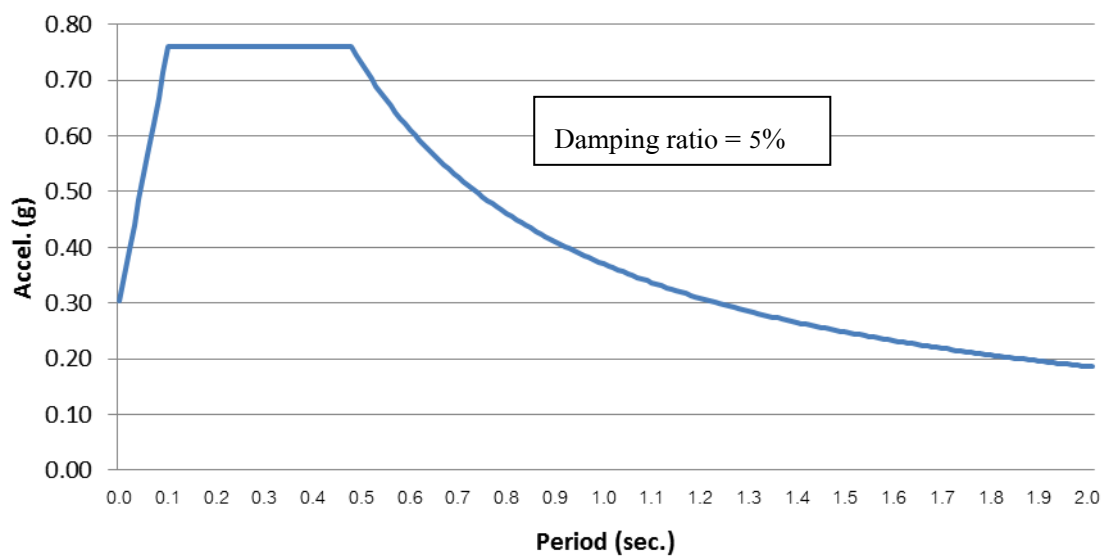


รูปที่ 3.2.2.1-1 Response spectrum พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี

2.2.2 พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี

ตารางที่ 3.2.2.2-1 ตัวแปรต่างๆที่ใช้ในการสร้างกราฟ Response spectrum พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จ.กาญจนบุรี

ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบสั้น S_S	1.060
ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบ 1 sec S_1	0.320
ประเภทความสำคัญของอาคาร	IV
ประเภทการออกแบบ	ง
ตัวประกอบความสำคัญ	1.5
เลือกประเภทดิน	D (ดินปกติหรือไม่ระบุข้อมูล)
F_a	1.076
F_v	1.760
S_{ms}	1.141
S_{m1}	0.563
S_{DS}	0.760
S_{D1}	0.375



รูปที่ 3.2.2.2-1 Response spectrum พื้นที่ อ.พนมทวน จ.กาญจนบุรี

3. ผลการวิเคราะห์ Mode shape และคาบธรรมชาติของโครงสร้าง

จากการคำนวณจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า จะได้ค่าคาบธรรมชาติของโครงสร้าง คือ

กรณี Full Tank ค่า $T_i = 1.940$ วินาที

ค่า $T_c = 3.188$ วินาที

กรณี Half Tank ค่า $T_i = 1.491$ วินาที

ค่า $T_c = 3.487$ วินาที

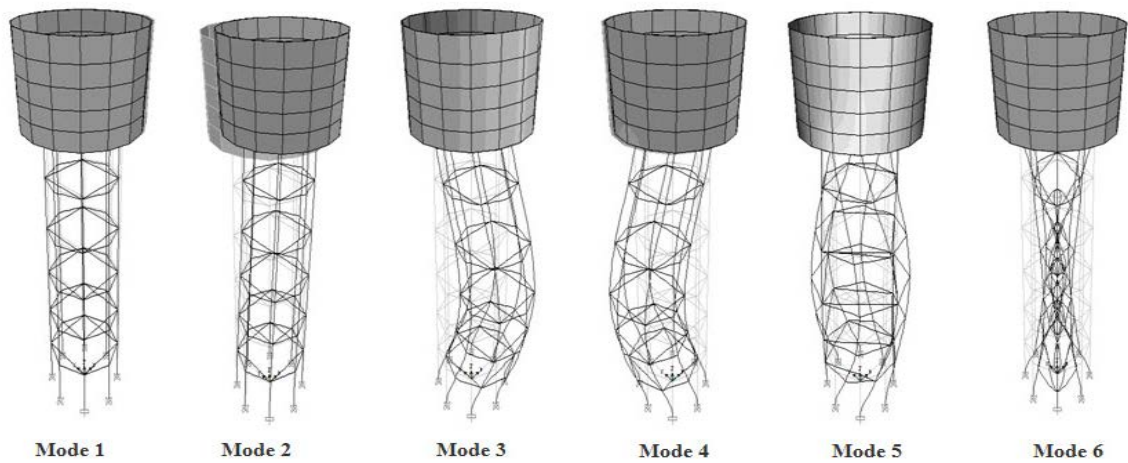
เมื่อทำแบบจำลองวิเคราะห์ แบบวิธี FEM ได้ค่า T_i และ T_c ตามตารางด้านล่าง

ตารางที่ 3.3-1 แสดงค่าคาบเวลาการเคลื่อนที่ในแต่ละ Mode

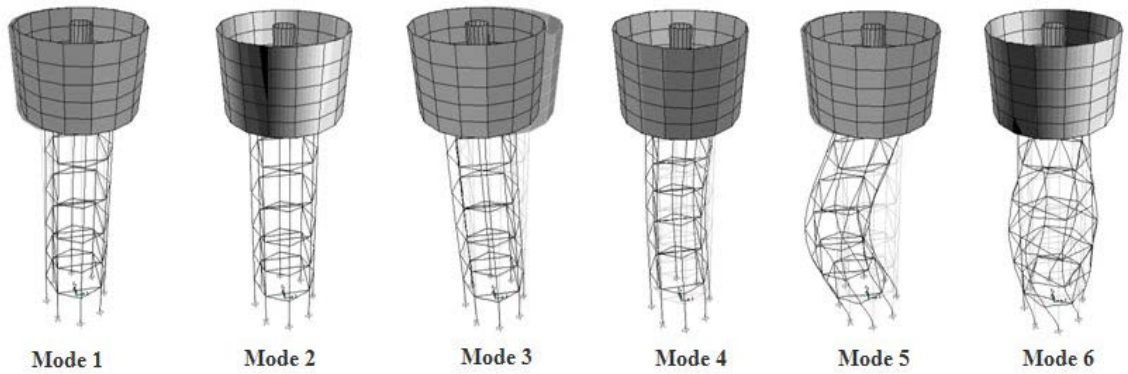
Mode	Full Tank ($T_i=1.940$ s , $T_c=3.188$ s)				Half Tank ($T_i=1.491$ s , $T_c=3.487$ s)			
	Case D1		Case D2 (Hollow)		Case D3		Case D4 (Hollow)	
	Period (s)	MPMR (%)	Period (s)	MPMR (%)	Period (s)	MPMR (%)	Period (s)	MPMR (%)
1	3.483	45.50%	3.479	45.40%	3.672	37.50%	3.668	37.60%
2	1.846	48.60%	3.189	0.00%	1.492	54.70%	3.485	0.00%
3	0.369	0.00%	1.852	48.90%	0.369	0.00%	1.478	54.50%
4	0.356	3.90%	0.368	0.00%	0.347	5.10%	0.370	0.00%
5	0.280	0.00%	0.355	3.90%	0.280	0.00%	0.347	5.20%
6	0.208	0.00%	0.280	0.00%	0.208	0.00%	0.280	0.00%

MPMR = Modal Participating Mass Ratio

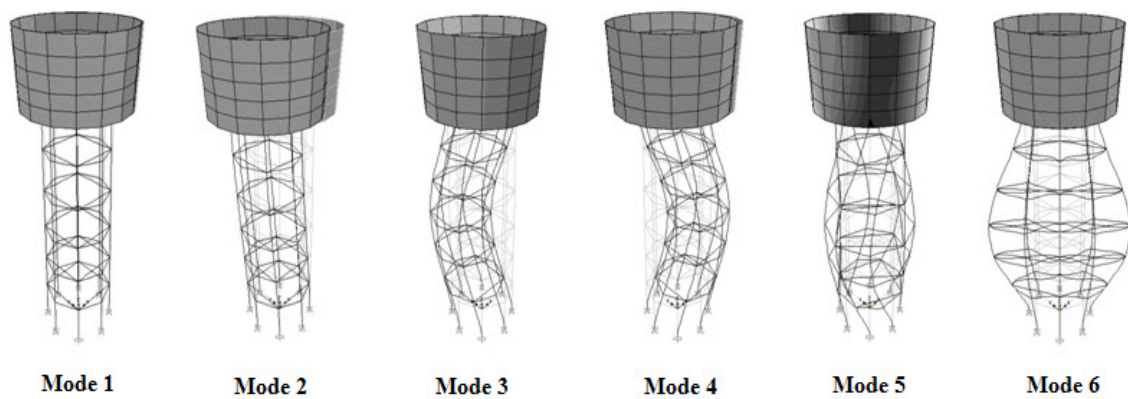
ค่าคาบธรรมชาติที่ได้จากแบบจำลองนั้น สอดคล้องตรงกันกับการคำนวณด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ซึ่งเป็นการตรวจสอบได้ว่าแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์มีความถูกต้อง การสั่นไหวมีมากใน Impulsive Mode โดยใน Convective Mode เกิดการสั่นไหวน้อยมาก หมายความว่าแรงกระทำที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างจะมีค่ามากในการสั่นของ Impulsive Mode นอกจากนี้พบว่าโครงสร้างหอดังสูงที่มีช่องเปิดจะมีการสั่น Convective Mode ใน 2 Mode แรก Mode 3 จึงเป็นการสั่นแบบ Impulsive Mode แต่แบบจำลองแบบไม่มีช่องเปิด จะเกิดคาบการสั่น Convective Mode เฉพาะ Mode แรก เท่านั้น Mode 2 จึงเป็นการสั่นแบบ Impulsive Mode หากพิจารณา Mode การสั่นเฉพาะ Convective Mode และ Impulsive Mode นั้นมีค่ามวลรวมประสิทธิผลรวมกันเกินร้อยละ 90 ของมวลรวมทั้งหมดของโครงสร้าง ทำให้พิจารณาเฉพาะ 2 Mode นี้ ได้



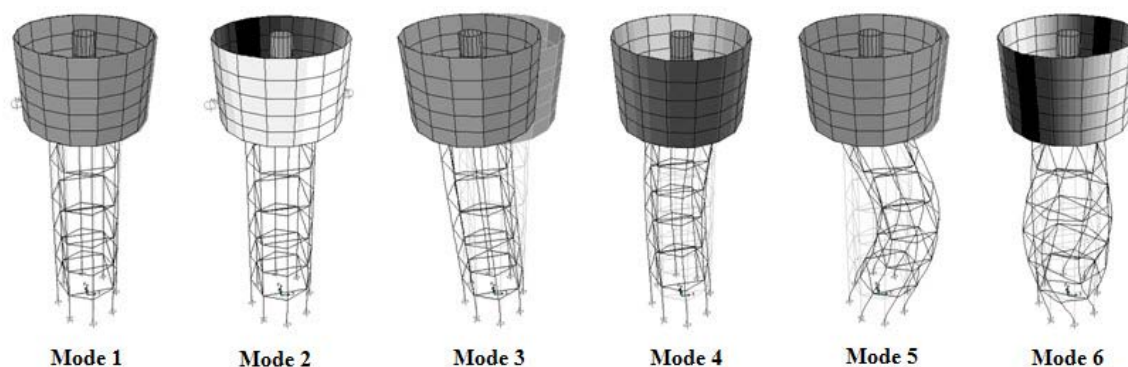
รูปที่ 3.3-1 Mode การสั่นของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D1



รูปที่ 3.3-2 Mode การสั่นของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D2



รูปที่ 3.3-3 Mode การสั่นของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D3



รูปที่ 3.3-4 Mode การสั่นของหอถังสูง กรณีศึกษาที่ D4

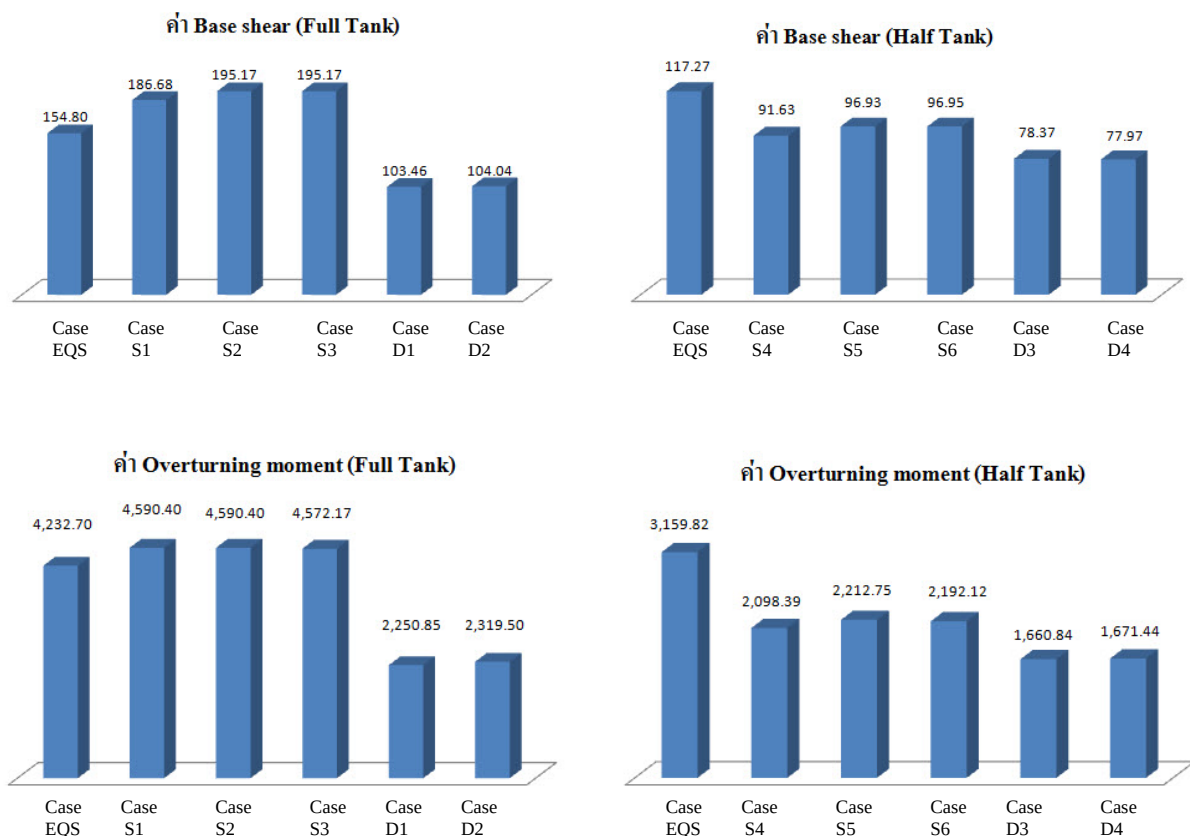
4. ผลการวิเคราะห์หาค่า Base shear และ Overturning moment

จากการคำนวณจากวิธีแรงสถิตเทียบเท่า จะได้ค่า Base shear และ Overturning moment ทั้งกรณี Full Tank และ Half Tank โดยจะคิดเทียบระหว่างการคำนวณด้วยสูตรอย่างง่าย, EQS (การคำนวณแบบ Equivalent Static แบบไม่ใช่แบบจำลอง) และการใช้แบบจำลอง FEM แบบ Static และ Dynamic ได้ผลตามตาราง

ตารางที่ 3.4-1 แสดงค่า Base shear และ Overturning moment ของโครงสร้างหอถังสูง อ.ด่านมะขามเตี้ย

Case study	Case Type	Base shear (KN)	Overturning Moment (KN-m.)	S.F.
อ.ด่านมะขามเตี้ย ($M_{reaction} = 9,726.811 \text{ KN-m.}$)				
Full Tank				
- Case EQS	Static	154.803	4,232.698	2.298
- Case S1 (Full)	Static	186.681	4,590.405	2.119
- Case S2 (Full-hollow)	Static	195.172	4,590.405	2.119
- Case S3 (Full-hollow)	Static	195.171	4,572.171	2.127
- Case D1 (Full)	Dynamic	103.461	2,250.854	4.321
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	104.041	2,319.504	4.193
Half Tank				
- Case EQS	Static	117.270	3,159.820	2.184
- Case S4 (Half)	Static	91.632	2,098.389	3.289

- Case S5 (Half-hollow)	Static	96.931	2,212.750	3.119
- Case S6 (Half-hollow)	Static	96.951	2,192.123	3.148
- Case D3 (Half)	Dynamic	78.366	1,660.836	4.155
- Case D4 (Half-hollow)	Dynamic	77.974	1,671.444	4.129



รูปที่ 3.4-1 ค่า Base shear และ Overturning moment ของโครงสร้าง อ.ด่านมะขามเตี้ย

จากผลการวิเคราะห์จะได้ว่า

ค่า Base shear มีค่าสูงสุดในกรณี Full Tank ในแบบจำลอง FEM ทั้งกรณีศึกษาที่ S2 และ S3 มีค่า 195.172 KN ซึ่งมากกว่าการคำนวณด้วยวิธีอย่างง่ายที่ไม่ใช่แบบจำลอง FEM และวิธีพลศาสตร์ ได้ค่าน้อยที่สุด ส่วนกรณี Half Tank ค่า Base shear สูงสุดเป็นการคำนวณด้วยวิธีอย่างง่าย มีค่า 117.270 KN รองลงมาคือวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่ใช้ FEM และวิธีพลศาสตร์ ได้ค่าน้อยที่สุด

ค่า Overturning moment ที่ได้มีความสอดคล้องกับค่า Base shear คือกรณี Full Tank ในแบบจำลอง FEM ทั้งกรณีศึกษาที่ S2 และ S3 มีค่าสูงสุดที่ใกล้เคียงกันคือ 4,590.405 KN-m. รองลงมาคือวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่ใช้ FEM และวิธีพลศาสตร์ ได้ค่าน้อยที่สุด ส่วนกรณี Half Tank ค่า

Overturning moment สูงสุดเป็นการคำนวณด้วยวิธีอย่างง่าย มีค่า 3,159.820 KN-m รองลงมาคือวิธีแรงสถิตเทียบเท่าที่ใช้ FEM และวิธีพลศาสตร์ ได้ค่าน้อยที่สุด โดยทุกกรณีให้ค่า Safety Factor มากกว่า 1.5 ซึ่งถือว่าปลอดภัยต่อการพลิกคว่ำ

จาก Base shear และ Overturning moment พบว่าค่าที่ได้จากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์มีค่าน้อยกว่า วิธีแรงสถิตเทียบเท่าทั้งการทำหรือไม่ทำแบบจำลอง FEM ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าการคำนวณอาจใช้วิธีแรงสถิตเทียบเท่าแล้วหาค่าที่มากที่สุดก็จะได้ค่าที่ทำให้โครงสร้างหอดังสูงอยู่ได้อย่างปลอดภัย

5. ผลการวิเคราะห์ค่าการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง

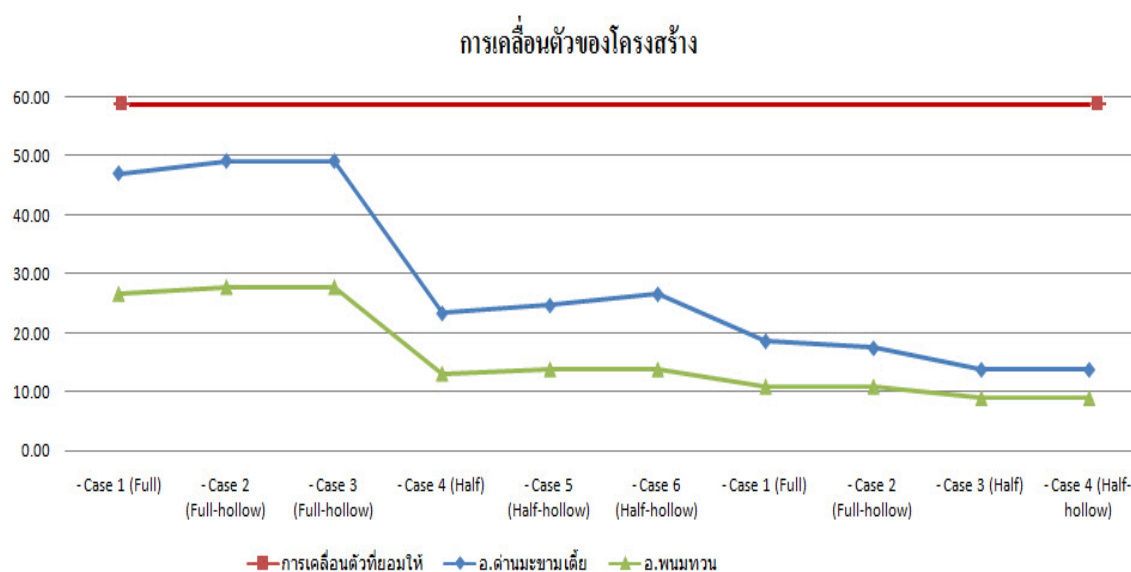
การวิเคราะห์การเคลื่อนตัวของโครงสร้างมีตัวแปรที่ใช้วิเคราะห์ของวิธีพลศาสตร์ คือ R และ C_d ซึ่งค่า C_d ตามมาตรฐาน UBC 97 จะเป็น $C_d = 0.7R$ ในที่นี้ใช้ $R=1.8$ จะได้ $C_d = 1.26$ ดังนั้นการเคลื่อนตัวจากการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ต้องคูณด้วย $\frac{C_d}{R} = \frac{1.26}{1.80} = 0.70$ โดย Load Combination ที่ทำให้ค่าการเคลื่อนตัวสูงสุดของโครงสร้างคือ $1.2DL + 1.2Hydrostatic + 1.0EQK$ ตามตาราง

ตารางที่ 3.5-1 แสดงการเคลื่อนตัวของโครงสร้างหอดังสูง อ.ด่านมะขามเตี้ย และ อ.พนมทวน

Case study	Case Type	Max. Displ. (mm.)	H/500 (mm.)
อ.ด่านมะขามเตี้ย ($H = 29.65\text{ m.}$)			
- Case S1 (Full)	Static	47.12	59.30
- Case S2 (Full-hollow)	Static	49.22	59.30
- Case S3 (Full-hollow)	Static	49.19	59.30
- Case S4 (Half)	Static	23.33	59.30
- Case S5 (Half-hollow)	Static	24.67	59.30
- Case S6 (Half-hollow)	Static	26.58	59.30
- Case D1 (Full)	Dynamic	18.61	59.30
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	17.41	59.30
- Case D3 (Half)	Dynamic	13.76	59.30
- Case D4 (Half-hollow)	Dynamic	13.76	59.30

Case study	Case Type	Max. Displ. (mm.)	H/500 (mm.)
อ.พนมทวน ($H = 29.65\text{ m.}$)			
- Case S1 (Full)	Static	26.64	59.30
- Case S2 (Full-hollow)	Static	27.82	59.30
- Case S3 (Full-hollow)	Static	27.80	59.30
- Case S4 (Half)	Static	13.09	59.30
- Case S5 (Half-hollow)	Static	13.83	59.30
- Case S6 (Half-hollow)	Static	13.82	59.30
- Case D1 (Full)	Dynamic	10.91	59.30
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	10.91	59.30
- Case D3 (Half)	Dynamic	8.93	59.30
- Case D4 (Half-hollow)	Dynamic	8.93	59.30

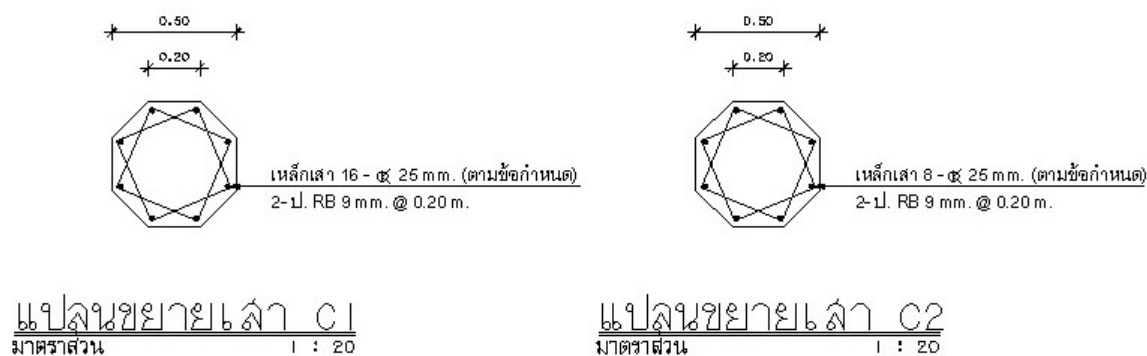
จากตารางค่าการเคลื่อนตัวที่ยอมให้ของโครงสร้างคือ 59.30 mm. ซึ่งทุกกรณีศึกษาในการวิเคราะห์โครงสร้างทั้งวิธีแรงสถิตเทียบเท่าและวิธีพลศาสตร์ให้ค่าการเคลื่อนตัวที่น้อยกว่าการเคลื่อนตัวที่ยอมให้ของโครงสร้าง โดยค่าการเคลื่อนตัวที่มากที่สุด คือ กรณี Full Tank ในแบบจำลอง FEM วิธีแรงสถิตเทียบเท่ากรณีศึกษาที่ S2 มีค่า 49.22 mm.



รูปที่ 3.5-1 กราฟแสดงการเคลื่อนตัวของโครงสร้างหอดังสูง

6. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังเสาของโครงสร้าง

การประเมินกำลังรับแรงคดของเสา จะใช้การวิเคราะห์โดย วิธีกำลัง (strength design method) ซึ่งค่าแรงตามแนวแกนและโมเมนต์คดที่ได้จากการวิเคราะห์แรงแผ่นดินไหวเป็นดังที่สรุปไว้ในตารางโดยใช้ Load Combination = 1.2DL+1.2Hydrostatic+1.0EQK



รูปที่ 3.6-1 หน้าตัดขยายของเสา C1 และ C2

ตารางที่ 3.6-1 แสดงกำลังรับแรงตามแนวแกนของเสา (อ.ด้านมะขามเดี่ยว)

Case study	Case Type	Actual Pu (T)	Capacity ϕP_n (T)	Demand- Capacity Ratio
Column C1				
- Case S1 (Full)	Static	118.51	152.78	0.78
- Case S2 (Full-hollow)	Static	121.09	152.78	0.79
- Case S3 (Full-hollow)	Static	120.82	152.78	0.79
- Case D1 (Full)	Dynamic	40.05	152.78	0.26
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	38.30	152.78	0.25
Column C2				
- Case S1 (Full)	Static	99.26	113.88	0.87
- Case S2 (Full-hollow)	Static	101.58	113.88	0.89
- Case S3 (Full-hollow)	Static	101.28	113.88	0.89
- Case D1 (Full)	Dynamic	22.73	113.88	0.20
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	21.11	113.88	0.19

ตารางที่ 3.6-2 แสดงกำลังต้านทานแรงเฉือนของเสา (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

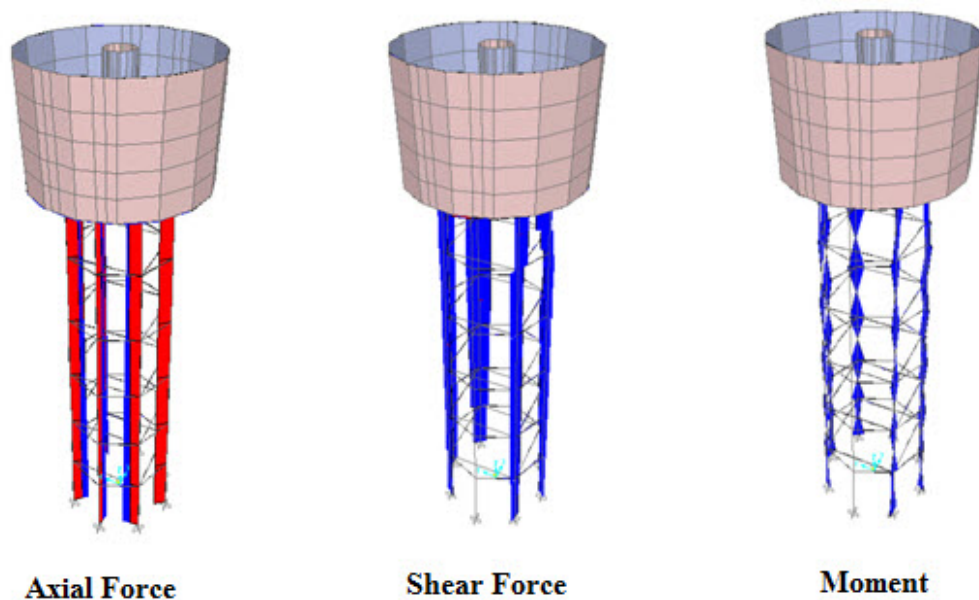
Case study	Case Type	Actual V_u (T)	Capacity ϕV_n (T)	Demand- Capacity Ratio
Column C1				
- Case S1 (Full)	Static	2.59	18.82	0.14
- Case S2 (Full-hollow)	Static	2.70	18.82	0.14
- Case S3 (Full-hollow)	Static	2.69	18.82	0.14
- Case D1 (Full)	Dynamic	1.48	18.82	0.08
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	1.48	18.82	0.08
Column C2				
- Case S1 (Full)	Static	3.93	22.63	0.17
- Case S2 (Full-hollow)	Static	4.06	22.63	0.18
- Case S3 (Full-hollow)	Static	4.06	22.63	0.18
- Case D1 (Full)	Dynamic	1.55	22.63	0.07
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	1.51	22.63	0.07

ตารางที่ 3.6-3 แสดงกำลังต้านทานค่ากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของเสา (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual M_u (T-m.)	Capacity ϕM_n (T-m.)	Demand- Capacity Ratio
Column C1				
- Case S1 (Full)	Static	6.41	26.24	0.24
- Case S2 (Full-hollow)	Static	6.70	26.24	0.26
- Case S3 (Full-hollow)	Static	6.68	26.24	0.25
- Case D1 (Full)	Dynamic	3.65	26.24	0.14
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	3.64	26.24	0.14

Case study	Case Type	Actual Mu (T-m.)	Capacity ϕM_n (T-m.)	Demand- Capacity Ratio
Column C2				
- Case S1 (Full)	Static	10.71	18.42	0.58
- Case S2 (Full-hollow)	Static	11.02	18.42	0.60
- Case S3 (Full-hollow)	Static	11.05	18.42	0.60
- Case D1 (Full)	Dynamic	3.95	18.42	0.21
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	3.67	18.42	0.20

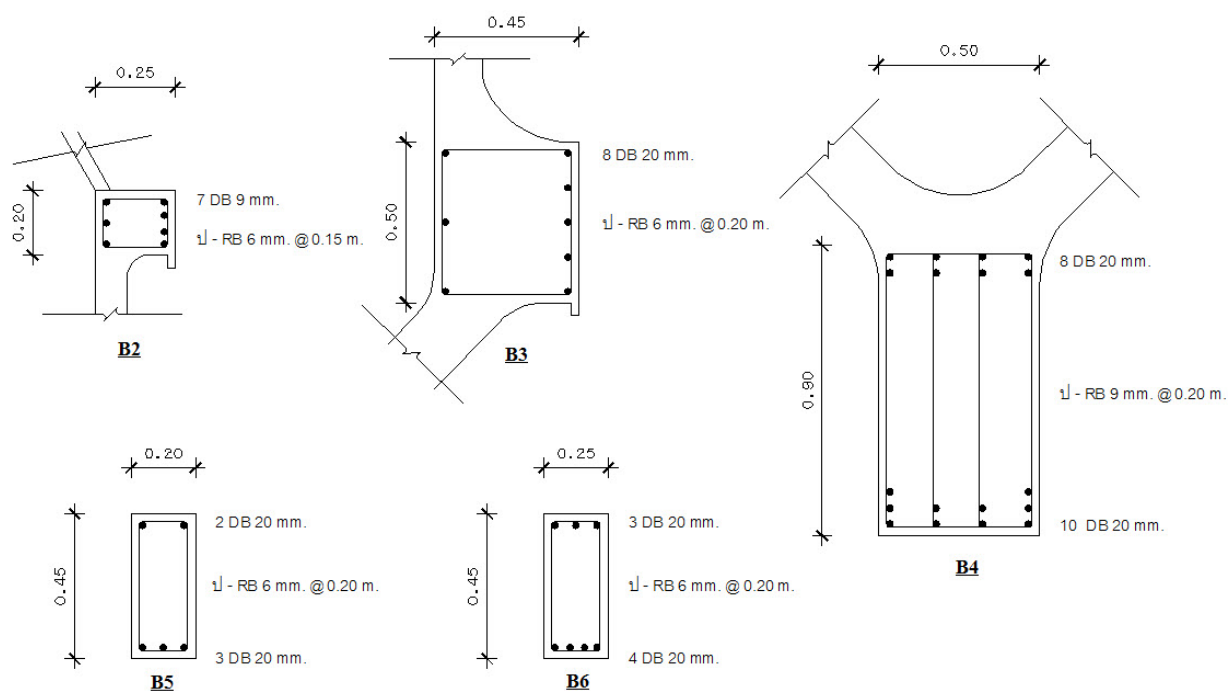
หน้าตัดเสาที่มีแรงกระทำมากที่สุดจะเป็นหน้าตัดที่เกิดโดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ทั้งแรงตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ที่เกิดขึ้นทั้ง 2 หน้าตัดเสา และจากตารางทั้ง 3 จะพบว่าแรงตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่ากำลังรับแรงตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ของหน้าตัด ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าโครงสร้างเสาสามารถอยู่ได้อย่างปลอดภัยเมื่อรับแรงกระทำแผ่นดินไหว



รูปที่ 3.6-2 แรงตามแนวแกน แรงเฉือนและ โมเมนต์ดัด ที่เกิดขึ้นในเสาโครงสร้าง

7. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังคานของโครงสร้าง

การประเมินกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นจะพิจารณาในด้านกำลังรับแรงดัดและกำลังรับแรงเฉือนของคาน ซึ่งใช้การวิเคราะห์โดยวิธีกำลัง ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุด และกำลังรับแรงเฉือนของคานที่เกิดขึ้นมีค่าดังแสดงในตารางโดยใช้ Load Combination = 1.2DL+1.2Hydrostatic+1.0EQK



รูปที่ 3.7-1 หน้าตัดของคาน B2,B3,B4,B5 และ B6

ตารางที่ 3.7-1 แสดงกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน B2 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Vu (kg)	Capacity ϕV_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B2				
- Case S1 (Full)	Static	127.18	4,438.25	0.03
- Case S2 (Full-hollow)	Static	345.40	4,438.25	0.08
- Case S3 (Full-hollow)	Static	340.68	4,438.25	0.08
- Case D1 (Full)	Dynamic	216.27	4,438.25	0.05
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	211.51	4,438.25	0.05

ตารางที่ 3.7-2 แสดงกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน B3 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Vu (kg)	Capacity ϕV_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B3				
- Case S1 (Full)	Static	865.81	15,709.60	0.06
- Case S2 (Full-hollow)	Static	3,864.60	15,709.60	0.25
- Case S3 (Full-hollow)	Static	3,838.94	15,709.60	0.44
- Case D1 (Full)	Dynamic	830.98	15,709.60	0.05
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	853.70	15,709.60	0.05

ตารางที่ 3.7-3 แสดงกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน B4 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Vu (kg)	Capacity ϕV_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B4				
- Case S1 (Full)	Static	18,627.31	47,299.72	0.39
- Case S2 (Full-hollow)	Static	30,934.60	47,299.72	0.65
- Case S3 (Full-hollow)	Static	30,083.03	47,299.72	0.64
- Case D1 (Full)	Dynamic	4,510.38	47,299.72	0.10
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	4,124.56	47,299.72	0.09

ตารางที่ 3.7-4 แสดงกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน B5 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Vu (kg)	Capacity ϕV_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B5				
- Case S1 (Full)	Static	5,030.93	7,699.30	0.65
- Case S2 (Full-hollow)	Static	5,279.43	7,699.30	0.69

- Case S3 (Full-hollow)	Static	5,272.73	7,699.30	0.68
- Case D1 (Full)	Dynamic	2,765.22	7,699.30	0.36
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	2,753.38	7,699.30	0.36

ตารางที่ 3.7-5 แสดงกำลังต้านทานแรงเฉือนของคาน B6 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Vu (kg)	Capacity ϕV_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B6				
- Case S1 (Full)	Static	2,652.35	9,034.35	0.29
- Case S2 (Full-hollow)	Static	2,742.24	9,034.35	0.30
- Case S3 (Full-hollow)	Static	2,739.58	9,034.35	0.30
- Case D1 (Full)	Dynamic	1,717.41	9,034.35	0.19
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	1,713.41	9,034.35	0.19

ตารางที่ 3.7-6 แสดงกำลังต้านทานโมเมนต์คดของคาน B2 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Mu (kg)	Capacity ϕM_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B2				
- Case S1 (Full)	Static	36.96	1,304.10	0.03
- Case S2 (Full-hollow)	Static	270.73	1,304.10	0.21
- Case S3 (Full-hollow)	Static	279.18	1,304.10	0.21
- Case D1 (Full)	Dynamic	315.67	1,304.10	0.24
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	296.49	1,304.10	0.23

ตารางที่ 3.7-7 แสดงกำลังต้านทานโมเมนต์ค้ดของคาน B3 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Mu (kg)	Capacity ϕM_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B3				
- Case S1 (Full)	Static	3,079.68	15,778.02	0.20
- Case S2 (Full-hollow)	Static	4,079.19	15,778.02	0.26
- Case S3 (Full-hollow)	Static	4,286.28	15,778.02	0.27
- Case D1 (Full)	Dynamic	565.72	15,778.02	0.04
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	434.32	15,778.02	0.03

ตารางที่ 3.7-8 แสดงกำลังต้านทานโมเมนต์ค้ดของคาน B4 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Mu (kg)	Capacity ϕM_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B4				
- Case S1 (Full)	Static	26,106.40	67,351.10	0.39
- Case S2 (Full-hollow)	Static	28,882.19	67,351.10	0.43
- Case S3 (Full-hollow)	Static	28,411.12	67,351.10	0.42
- Case D1 (Full)	Dynamic	3,846.12	67,351.10	0.06
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	4,021.97	67,351.10	0.06

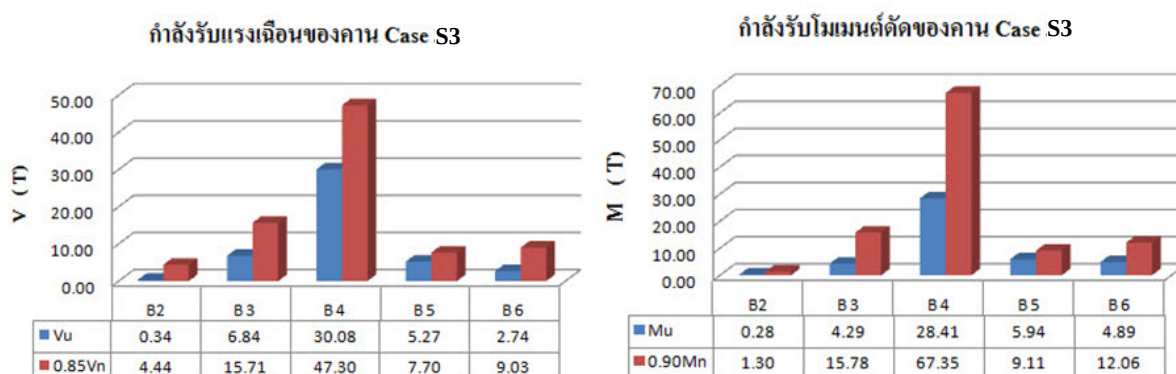
ตารางที่ 3.7-9 แสดงกำลังต้านทานโมเมนต์ค้ดของคาน B5 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Mu (kg)	Capacity ϕM_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B5				
- Case S1 (Full)	Static	5,659.38	9,113.42	0.62
- Case S2 (Full-hollow)	Static	5,952.81	9,113.42	0.65
- Case S3 (Full-hollow)	Static	5,944.92	9,113.42	0.65

- Case D1 (Full)	Dynamic	3,029.15	9,113.42	0.33
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	3,015.99	9,113.42	0.33

ตารางที่ 3.7-10 แสดงกำลังต้านทาน โมเมนต์คัตของคาน B6 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Case Type	Actual Mu (kg)	Capacity ϕM_n (kg)	Demand- Capacity Ratio
Beam B6				
- Case S1 (Full)	Static	4,702.90	12,056.99	0.39
- Case S2 (Full-hollow)	Static	4,897.58	12,056.99	0.41
- Case S3 (Full-hollow)	Static	4,891.98	12,056.99	0.41
- Case D1 (Full)	Dynamic	2,710.13	12,056.99	0.22
- Case D2 (Full-hollow)	Dynamic	2,701.51	12,056.99	0.22

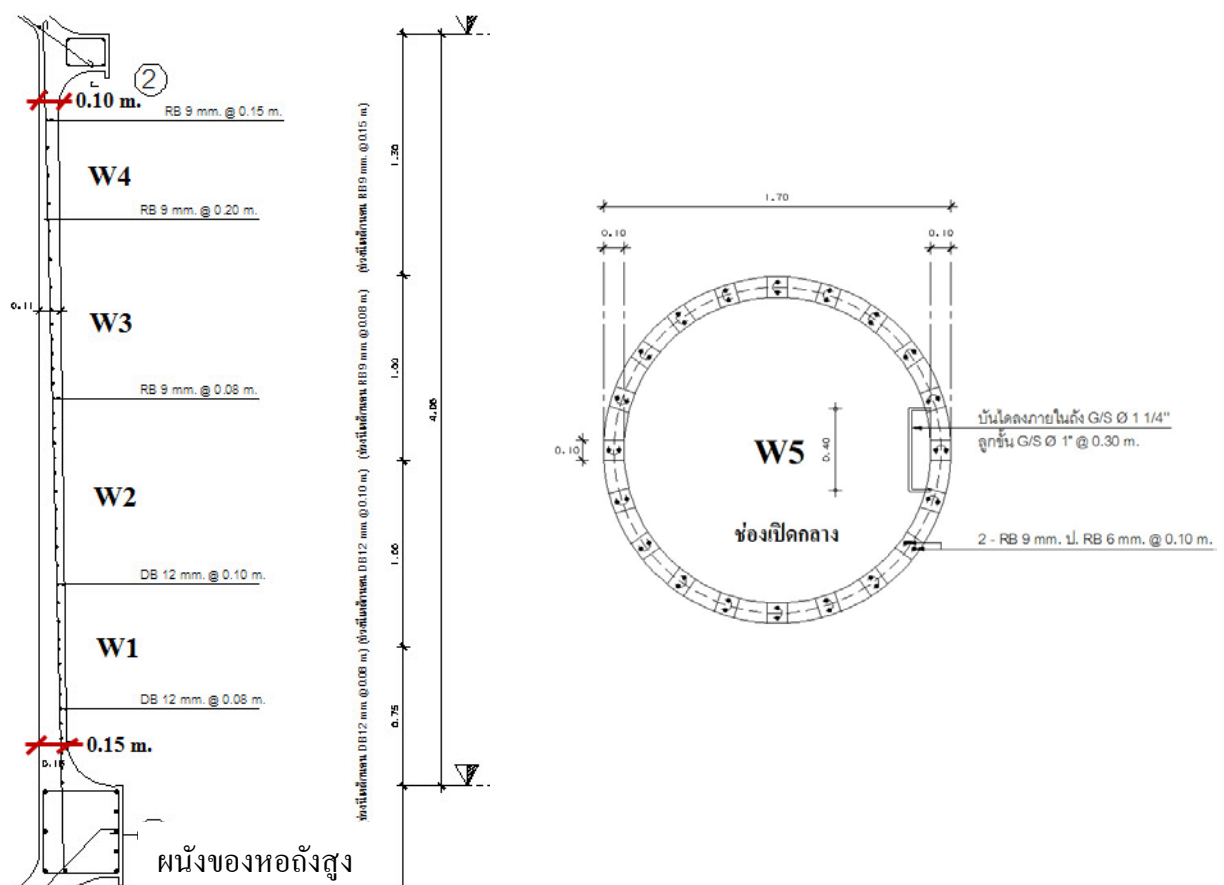


รูปที่ 3.7-2 กำลังรับแรงเฉือนและโมเมนต์คัตที่คานรับได้ (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

จะเห็นว่าคานทุกตัวมีความสามารถในการต้านทานต่อแรงเฉือนและโมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นได้ดี โดยดูได้จากค่า demand-capacity ratio ซึ่งมีค่าน้อยกว่า 1 ทั้งหมด และจากตารางจะพบว่า กรณีศึกษาที่ทำให้เกิดแรงกระทำต่อคานมากที่สุด คือ กรณีศึกษาที่ S2 และ S3 ซึ่งเป็นวิธีการทำแบบจำลองและวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า และค่าที่ได้จะมากกว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นเกินกว่าร้อยละ 50 ในคานส่วนใหญ่ด้วย

8. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังผนังของหอถังสูง

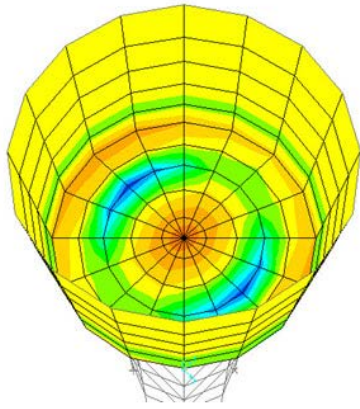
การคำนวณกำลังรับแรงของผนังโครงสร้างหอถังสูงนี้จะใช้ค่าหน่วยแรง (Stress) เป็นตัววัดค่าความแข็งแรงของผนังรับแผ่นดินไหว โดยในการวิเคราะห์ค่าหน่วยแรง จะสนใจคิดเทียบค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในผนังคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า เมื่อน้ำเต็มถึง 3 กรณีศึกษาเท่านั้น เพราะการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้นจะใช้แบบจำลอง Spring-mass model ซึ่งได้ค่าที่ไม่สอดคล้องกับความเป็นจริง และค่าที่ได้ก็น้อยกว่าวิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าอีกด้วย โดยใช้ Load Combination = 1.2DL+1.2Hydrostatic+1.0EQK ได้ค่าดังแสดงในตาราง



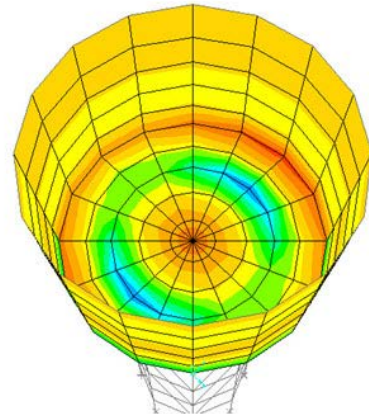
รูปที่ 3.8-1 หน้าตัดและการเสริมเหล็กของผนังหอถังสูง

ตารางที่ 3.8-1 แสดงผลการวิเคราะห์ ค่า Stress ของผนังห้องสูง (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

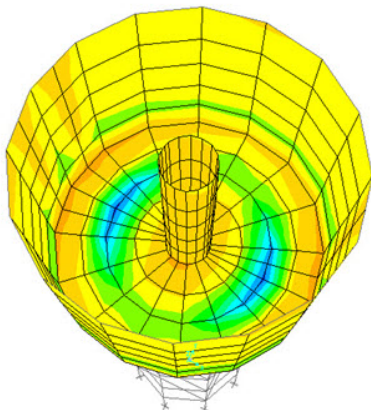
Case study	Actual		Capacity		Demand- Capacity Ratio	
	S 11 (ksc.)	S 22 (ksc.)	S 11 (ksc.)	S 22 (ksc.)		
Wall - W1 (0.15 m. thk.)						
- Case S1 (Full)	41.11	9.89	116.98	22.71	0.35	0.44
- Case S2 (Full-hollow)	60.46	15.32	116.98	22.71	0.52	0.67
- Case S3 (Full-hollow)	63.71	23.40	116.98	22.71	0.54	1.03
Wall - W2 (0.135 m. thk.)						
- Case S1 (Full)	13.64	10.09	102.48	24.62	0.13	0.41
- Case S2 (Full-hollow)	33.99	11.62	102.48	24.62	0.33	0.47
- Case S3 (Full-hollow)	36.32	11.47	102.48	24.62	0.35	0.47
Wall - W3 (0.125 m. thk.)						
- Case S1 (Full)	8.84	3.53	63.36	26.06	0.14	0.14
- Case S2 (Full-hollow)	21.05	7.65	63.36	26.06	0.33	0.29
- Case S3 (Full-hollow)	22.73	7.16	63.36	26.06	0.36	0.27
Wall - W4 (0.10 m. thk.)						
- Case S1 (Full)	8.12	1.63	40.14	30.35	0.20	0.05
- Case S2 (Full-hollow)	18.17	7.00	40.14	30.35	0.45	0.23
- Case S3 (Full-hollow)	18.46	6.31	40.14	30.35	0.46	0.21
Wall - W5 (0.10 m. thk.)						
- Case S2 (Full-hollow)	18.39	32.87	30.35	30.35	0.61	1.08
- Case S3 (Full-hollow)	18.08	30.34	30.35	30.35	0.60	1.00



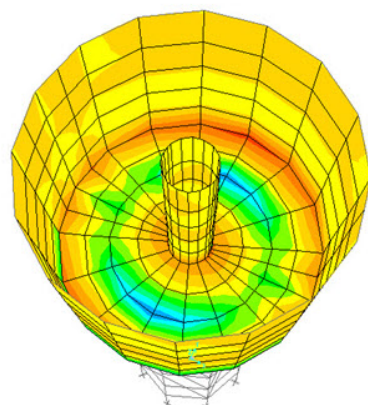
Case S1 – S11



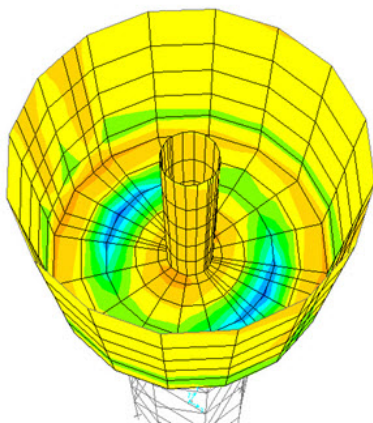
Case S1 – S22



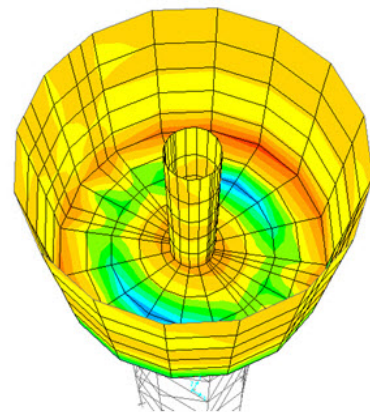
Case S2 – S11



Case S2 – S22



Case S3 – S11



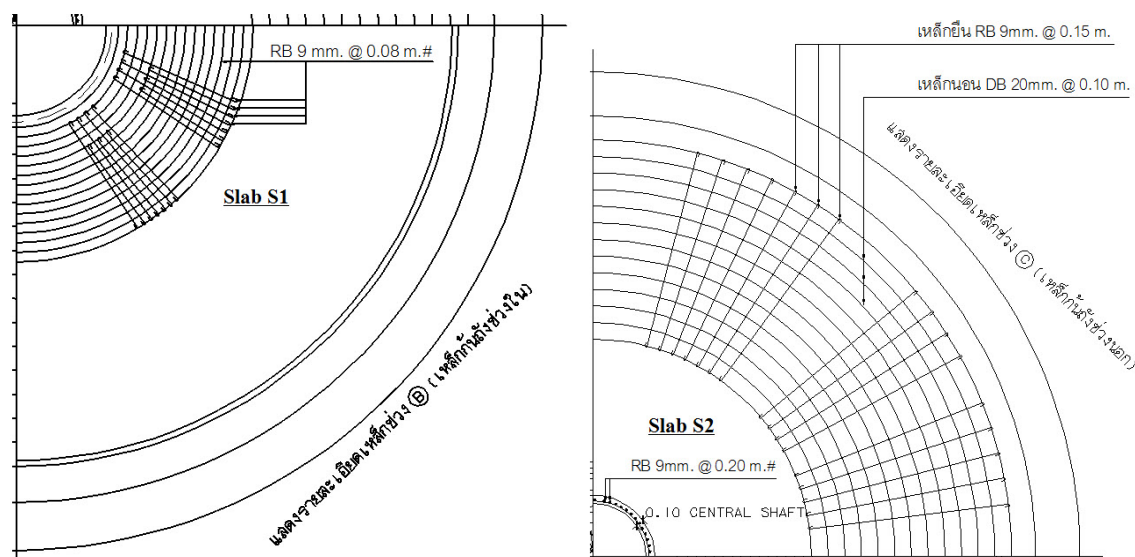
Case S3 – S22

รูปที่ 3.8-2 Stress ในทิศทางแนวนอน (S11) และแนวตั้ง (S22) ที่เกิดขึ้นที่ผนังของแต่ละกรณีศึกษา (S1, S2, S3) และพื้นของหอดังสูงเมื่อมีแรงจากแผ่นดินไหว

จากตารางที่ 3.8-1 พบว่า Stress ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ทั้ง S11 และ S22 มีค่ามากในกรณีศึกษาที่ S2-S3 โดยกรณีศึกษาที่ S3 มีค่าต่างจาก กรณีศึกษาที่ S2 เล็กน้อย และทั้ง 2 กรณีนี้มีค่ามากกว่ากรณีศึกษาที่ S1 ประมาณร้อยละ 20-50 และเมื่อเทียบกับ Stress S22 ของโครงสร้างพบว่าเมื่อมีแรงจากแผ่นดินไหวกระทำต่อโครงสร้างทำให้ผนังของโครงสร้าง W1 ในกรณีศึกษาที่ S3 มีค่าเกินกว่า Capacity ของผนัง 1.03 เท่า และผนัง W5 ในกรณีศึกษาที่ S2 มีค่าเกินกว่า Capacity ของผนัง 1.08 เท่า ซึ่งทั้ง 2 กรณีค่าที่เกินไปค่าเล็กน้อยเท่านั้น ถ้าต้องการความปลอดภัยเพิ่มขึ้นควรเพิ่มระยะวางเหล็กตามยาวจากที่ห่างกัน 20 cm. เป็น ห่างกัน 10 cm. สูงจากพื้นถึง 1.00 m. จะได้ค่า Capacity S22 ของ W1 เป็น 44.75 ksc. มีค่า Demand-Capacity Ratio เป็น 0.52 และ Capacity S22 ของ W5 เป็น 59.21 ksc. มีค่า Demand-Capacity Ratio เป็น 0.56

9. ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังพื้นของหอดังสูง

การคำนวณพื้นโครงสร้างหอดังสูงนี้จะใช้ค่าโมเมนต์เป็นตัววัดค่าความแข็งแรงของผนังรับแผ่นดินไหว โดยจะคิดค่า ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าเมื่อน้ำเต็มถึง 3 กรณีศึกษาเท่านั้น เพราะการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์เชิงเส้นจะใช้แบบจำลอง Spring-mass model ซึ่งได้ค่าที่ไม่สอดคล้องกับความเป็นจริง และค่าที่ได้ก็น้อยกว่าวิธีการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าอีกด้วย โดยใช้ Load Combination = 1.2DL+1.2Hydrostatic+1.0EQK ได้ค่าดังแสดงในตาราง



รูปที่ 3.9-1 หน้าตัดและการเสริมเหล็กของพื้นหอดังสูง

ตารางที่ 3.9-1 แสดงผลการวิเคราะห์ ค่าโมเมนต์คัตของผนังหอดังสูง (อ.ด้านมะขามเตี้ย)

Case study	Actual		Capacity		Demand- Capacity Ratio	
	M11 (kg-m)	M22 (kg-m)	M11 (kg-m)	M22 (kg-m)		
Slab - S1						
- Case S1 (Full)	4,899.25	4,817.78	2,842.90	2,842.90	1.72	1.69
- Case S2 (Full-hollow)	4,720.88	5,085.22	2,842.90	2,842.90	1.66	1.79
- Case S3 (Full-hollow)	4,137.82	4,597.62	2,842.90	2,842.90	1.46	1.62
Slab - S2						
- Case S1 (Full)	6,872.81	6,026.88	8,297.73	8,297.73	0.83	0.73
- Case S2 (Full-hollow)	6,306.92	5,967.04	8,297.73	8,297.73	0.76	0.72
- Case S3 (Full-hollow)	6,372.41	5,896.15	8,297.73	8,297.73	0.77	0.71

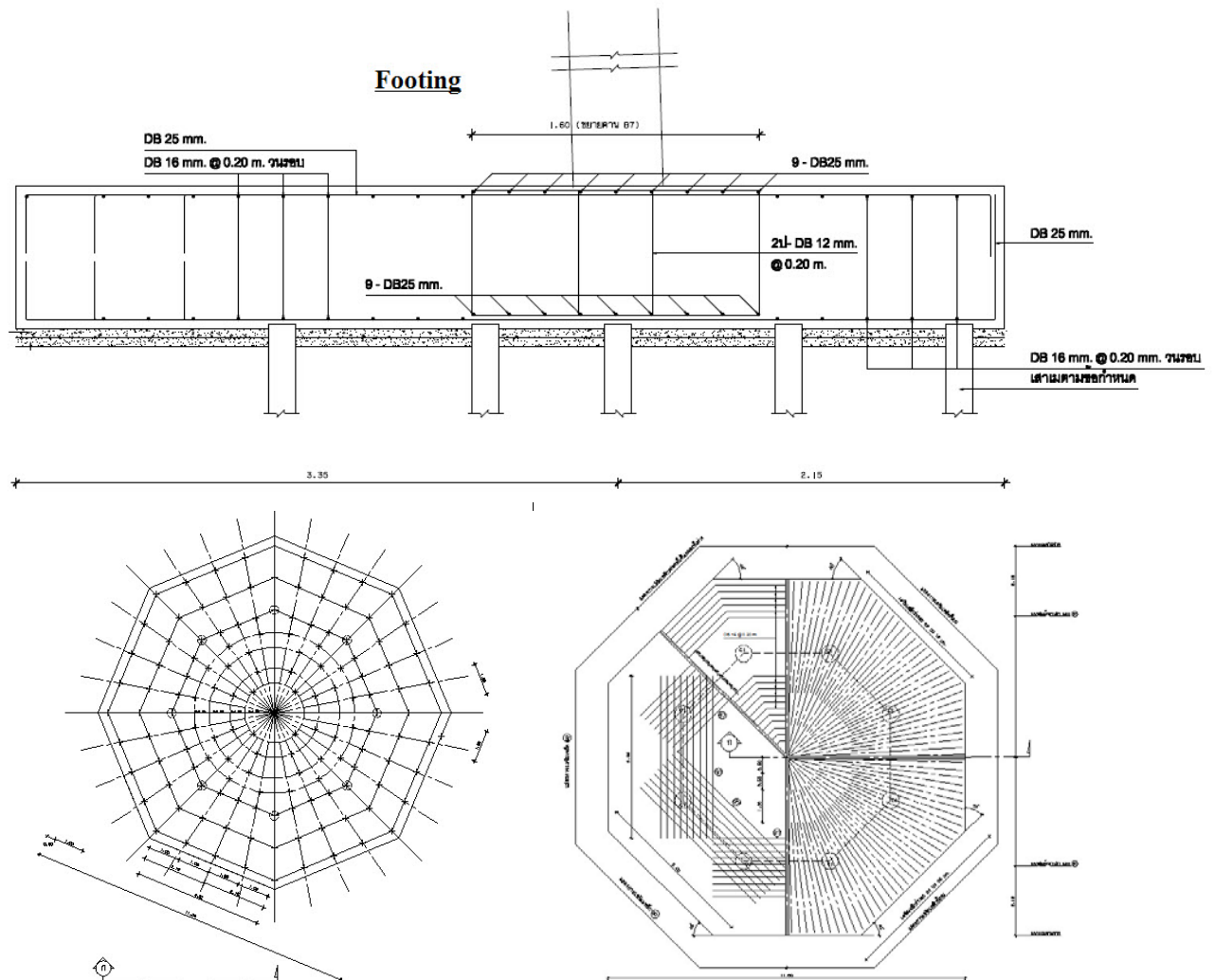
จากตารางที่ 3.9-1 พบว่า โมเมนต์ ที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า ทั้ง M11 และ M22 มีค่ามากใกล้เคียงกันในแต่ละกรณีศึกษา แต่ในกรณีที่ S1 จะมีค่ามากกว่าอีก 2 กรณีเล็กน้อย

เมื่อเปรียบเทียบการต้านทานโมเมนต์คัตของพื้น พบว่า Slab S2 มีความปลอดภัยเพียงพอในการรับแรงแผ่นดินไหวพื้นที่ อ.พนมทวน และ อ.ด่านมะขามเตี้ย ส่วนกรณี Slab S1 การรับโมเมนต์คัตของพื้นมีค่าน้อยกว่าโมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นเมื่อมีแรงจากแผ่นดินไหวกระทำต่อโครงสร้างพอสมควร ซึ่งจะไม่ปลอดภัยเมื่อเกิดแผ่นดินไหวที่มีขนาดค่าความเร่งที่พื้นดินเท่ากับที่ออกแบบทั้งพื้นที่ อ.พนมทวน และ พื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ย จึงสมควรปรับปรุงในกรณีที่ต้องก่อสร้างในพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว คือ เปลี่ยนเหล็กด่างที่วนรอบผนังหอดังสูงจาก RB9@0.08 m. เป็น DB12@0.08 m. เพิ่มการรับโมเมนต์คัตเป็น 6,108.05 kg-m. มากกว่าโมเมนต์คัตที่เกิดขึ้นเมื่อมีแรงจากแผ่นดินไหวกระทำต่อโครงสร้าง ทำให้โครงสร้างมีความปลอดภัย

10.ผลการวิเคราะห์และประเมินกำลังฐานรากของหอดังสูง

ฐานรากของโครงสร้างหอดังสูงนี้ ใช้เสาเข็มเป็นเสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือ คอนกรีตอัดแรงสามารถรับน้ำหนักปลอดภัยได้ตันละไม่น้อยกว่า 15 ตัน จำนวน 144 ตัน ฐานรากเป็นฐานใหญ่ฐานเดียวหนา 80 cm. พบว่า น้ำหนักทั้งหมดที่ลงเสาเข็ม 813 ตัน เสาเข็มจึงรับน้ำหนักตันละ 5.65 ตัน น้อยกว่าที่รับได้ตันละ 15 ตัน โดยที่เสาเข็มนั้นรับแต่แรงอัดและไม่มีดันทันรับแรงดึงเลย ดังนั้นจึงสรุปได้ว่า เสาเข็มมีกำลังเพียงพอในการรับแรงกระทำในแนวตั้งในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวขึ้น ส่วนการวิเคราะห์แรง

เฉือนแบบคาน(V_{ub}) และแรงเฉือนทะลุ(V_{up}) ของฐานรากมีค่าตามตาราง โดยใช้ Load Combination = $1.2DL+1.2Hydrostatic+1.0EQK$



รูปที่ 3.10-1 หน้าตัดและการเสริมเหล็กของฐานรากหอดังสูง

ตารางที่ 3.10-1 กำลังต้านทานแรงเฉือนของฐานราก (อ.ด่านมะขามเตี้ย)

Node Column	P_u (T)	M_u (T-m.)	Actual		Capacity		Demand- Capacity Ratio	
			V_{ub} (ksc.)	V_{up} (ksc.)	ϕV_{nb} (ksc.)	ϕV_{np} (ksc.)		
3	120.97	5.34	1.85	12.83	6.53	13.06	0.28	0.98
12	119.91	5.40	1.81	12.74	6.53	13.06	0.28	0.98

9	117.32	6.63	1.78	12.53	6.53	13.06	0.27	0.96
19	117.32	5.00	1.78	12.53	6.53	13.06	0.27	0.96
6	116.63	6.46	1.77	12.47	6.53	13.06	0.27	0.95
25	116.63	6.46	1.77	12.47	6.53	13.06	0.27	0.95
15	86.85	6.57	1.43	10.05	6.53	13.06	0.22	0.77
22	86.85	6.57	1.43	10.05	6.53	13.06	0.22	0.77

จากตารางที่ 3.10-1 พบว่าหน่วยแรงเฉือนที่ฐานรากรับได้มีค่ามากกว่าหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแต่ละฐานรองรับ ดังนั้นฐานรากจึงปลอดภัยจากแรงเฉือนแบบคานและแรงเฉือนทะลุ

บทที่ 4

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

การประเมินความสามารถในการต้านทานแรงจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างขนาดความจุ 250 ลบ.ม. ของการประปาส่วนภูมิภาค ในพื้นที่ อ.พนมทวน ซึ่งเป็นสถานที่ตั้งของหอถังสูงนี้ และ อ.ด่านมะขามเตี้ย ซึ่งเป็นพื้นที่อ้างอิงแรงแผ่นดินไหวที่รุนแรงในประเทศไทย สรุปได้คือ

1. การทำแบบจำลองโครงสร้างและวิเคราะห์โดยวิธี Finite Element Method (FEM) ทั้งวิธีแรงสถิตเทียบเท่า และ วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น พบว่า การจำลองแบบโครงสร้างโดยมีช่องเปิดกลางถึงจะ ให้ผลการวิเคราะห์ที่มากกว่าแบบจำลองที่ไม่มีช่องเปิด และวิธีแรงสถิตเทียบเท่า จะให้ผลการวิเคราะห์ที่มากกว่าวิธีพลศาสตร์เชิงเส้นประมาณร้อยละ 30 – 50 ทำให้สรุปได้ว่าการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าโดยการจำลองที่มีช่องเปิดกลางถึงเช่นกรณีศึกษาที่ S2 และ S3 จะให้ผลที่ปลอดภัยกว่าแบบจำลองแบบอื่นๆ โดยกรณีศึกษาที่ S3 ได้ค่าที่มากกว่ากรณีศึกษาที่ S2 เล็กน้อย
2. การเคลื่อนตัวของโครงสร้างมีความปลอดภัย เพราะยังมีค่าน้อยกว่าค่าที่ยอมให้ของโครงสร้าง ทั้งการวิเคราะห์ด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า และ วิธีพลศาสตร์เชิงเส้น
3. ค่าความปลอดภัยจากโมเมนต์พลิกกลับ (Overturning moment) มีค่าเกินกว่า 1.5 แสดงว่า โครงสร้างมีความปลอดภัยเมื่อมีแรงกระทำด้านข้างจากแผ่นดินไหว
4. โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ทั้ง ฐานราก เสา คาน มีความปลอดภัยในการรับแรงแผ่นดินไหว ทั้งในพื้นที่ อ.พนมทวน และ อ.ด่านมะขามเตี้ย ส่วนผนังมีความปลอดภัยในพื้นที่ อ.พนมทวน ทุกหน้าตัด แต่ในพื้นที่ อ.ด่านมะขามเตี้ยบางหน้าตัดมีค่าเกินกว่าที่ผนังจะรับได้เล็กน้อย ซึ่งอาจยังถือว่าปลอดภัยอยู่ แต่โครงสร้างพื้น ทั้งในพื้นที่ อ.พนมทวน และ อ.ด่านมะขามเตี้ยไม่ปลอดภัย สมควรเปลี่ยนการเสริมเหล็กเพื่อให้ความปลอดภัย หรือหาความจุของถังที่สามารถรับได้สูงสุด โดยที่พื้นและผนังไม่เกิดความเสียหายเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

ข้อเสนอแนะ

1. โครงสร้างที่นำมาศึกษานี้เป็นของการประปาส่วนภูมิภาค เป็นหอถังสูง ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. ซึ่งควรมีการทำแบบจำลองและวิเคราะห์ในขนาดความจุอื่นๆ และในหลายพื้นที่ในประเทศไทย และนำมาเปรียบเทียบกัน จะทำให้ได้ผลที่ถูกต้องมากยิ่งขึ้น
2. กรณีที่จะดำเนินการสร้างหอถังสูงใหม่ ในพื้นที่เสี่ยงแผ่นดินไหว เมื่อวิเคราะห์แล้วไม่ปลอดภัยในการรับแรง ควรเปลี่ยนขนาดหน้าตัดหรือขนาดเหล็กเสริมให้ใหญ่ขึ้นเพื่อให้สามารถรับแรงจากแผ่นดินไหวได้ปลอดภัย
3. กรณีหอถังสูงนั้นสร้างเสร็จสิ้นแล้วในพื้นที่เสี่ยงภัยแผ่นดินไหว เมื่อวิเคราะห์แล้วไม่ปลอดภัยในการรับแรง ควรหาความจุของน้ำมากที่สุด หรือความระดับน้ำในถังสูงสุดที่ปลอดภัยเมื่อเกิดแผ่นดินไหวในขนาดที่ออกแบบ และ ไม่ใส่น้ำในถังเกินกว่าที่ความสามารถของถังรับได้เมื่อรับแรงจากแผ่นดินไหว

เอกสารอ้างอิง

- [1] Raouf A.Ibrahim, **Liquid Sloshing Dynamics, Theory and Applications**, Wayne State University, Michigan
- [2] Franklin T.Dodge, **The new “Dynamic behavior of liquids in moving containers”**, Southwest Research Institute, San Antonio, Texas
- [3] ACI 350.3, 2001, **Seismic design of liquid containing concrete structures**, American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, USA
- [4] **Design Recommendation for Storage Tanks and Their Supports**, Sub-Committee for Design of Storage Tanks, The Architectural Institute of Japan (1996), (In Japanese)
- [5] Indian guideline IITK-GSDMA, 2007, **Guidelines for seismic design of liquid storage tanks**, Indian Institute of Technology Kanpur and Gujarat State Disaster Management Authority, India
- [6] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2552, **มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทาน การสั่นสะเทือนของ แผ่นดินไหว, มยผ.1302**, กระทรวงมหาดไทย, กรุงเทพฯ
- [7] กรมโยธาธิการและผังเมือง, 2554, **ชุดมาตรฐานการประกอบการออกแบบโครงสร้างลักษณะพิเศษ, มยผ.1341-1346 และ มยผ.8213**, กระทรวงมหาดไทย, กรุงเทพฯ
- [8] Housner, G. W., 1963, **The dynamic behavior of water tanks**, Bulletin of Seismological Society of America, Vol.53, No. 2, 381-387
- [9] Yozo Fujino et al, 1988, **“Parametric Studies on Tuned Liquid Damper (TLD) using Circular Containers by Free-Oscillation Experiments”**, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.5, No.2, pp.381s-391s
- [10] James E. Park and Mohammad A. Rezvani, 1995, **“In-tank fluid sloshing effects during earthquakes: A preliminary computational simulation”**, Proc. of ASME/JSME Pressure Vessels and Piping Conference, Honolulu, Hawaii, July 1995
- [11] S.Subbash Babu and S.K. Bhattacharyya, 1996, **“Finite element analysis of fluid-structure interaction effect on liquid retaining structures due to sloshing”**, Computers & Structures, Vol.59, No.6, pp.1165-1171
- [12] Mohammad Taghi Ahmadi and Afshin Kalantari, 1998, **Modeling of elevated water tanks under seismic excitations considering interaction of water and structure**, Tarbiat modares university, Tehran, Iran

- [13] Praveen K. Malhotra, Thomas Wenk and Martin Wieland, 2000, **“Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks”**, Structural Engineering International 3/2000, Norwood, MA, USA
- [14] Y. Kim, 2001, **“Numerical simulation of sloshing flows with impact load”**, Applied Ocean Research 23, pp.53-62
- [15] Chen, W.F. and Scawthorn C, 2003, **Earthquake Engineering Handbook**, CRC Press LLC, USA
- [16] Praveen K. Malhotra, 2006, **“Earthquake Induced Sloshing in Tanks with Insufficient Freeboard”**, Structural Engineering International 3/2006, Norwood, MA., USA
- [17] Spyros A. Karamanos, Lazaros A. Patkas and Manolis A. Platyrrachos, 2006, **“Sloshing Effects on the Seismic Design of Horizontal-Cylindrical and Spherical Industrial Vessels”**, Transaction of the ASME, Vol.128, August 2006, pp.328 – 340
- [18] Sudhir K. Jain, 2006, **E-Course Seismic Design of Tanks**, Indian Institute of Technology Kanpur, Kanpur, India
- [19] J.Z. Chen, A.R. Ghaemmighami and M.R. Kianoush, 2008, **“Analysis of Concrete Rectangular Liquid Storage Tanks”**, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- [20] S.J. Lee and M.H. Kim, 2008, **“The effects of tank sloshing on LNG vessel and floating terminal responses”**, Proc. of IWWF
- [21] Yuzuru Eguchi, 2008, **“Development of Seismic Sloshing Simulation Code for an Oil Tank Covered with a Floating Thin Roof”**, Annual Research Report, Central Research Institute of Electric Power Industry, CRIEPI, Japan
- [22] Hamzeh Shakib and Fereidoon Omidinasab, 2009, **Effect of Earthquake Characteristics on Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks Considering Fluid Level within the Vessels**, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia
- [23] บุรินทร์ เวชบรรเทิง, มปป., **ความรู้พื้นฐานทั่วไปเกี่ยวกับแผ่นดินไหว (FUNDAMENTAL SEISMOLOGY)**, สำนักแผ่นดินไหว, กรมอุตุนิยมวิทยา, กรุงเทพฯ
- [24] วัชร จันทธอนันต์, 2550, **การเปรียบเทียบวิธีวิเคราะห์การประเมินความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กจากแรงแผ่นดินไหว**, วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยเทคโนโลยี พระจอมเกล้าพระนครเหนือ, กรุงเทพฯ
- [25] บริบูรณ์ สัมพันธ์เจริญ, 2553, **พฤติกรรมต้านทานแผ่นดินไหวของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยองค์อาคารรังยึดใ้การโก่งคาะ**, วิทยานิพนธ์ปริญญาโท, มหาวิทยาลัยศรีปทุม, กรุงเทพฯ

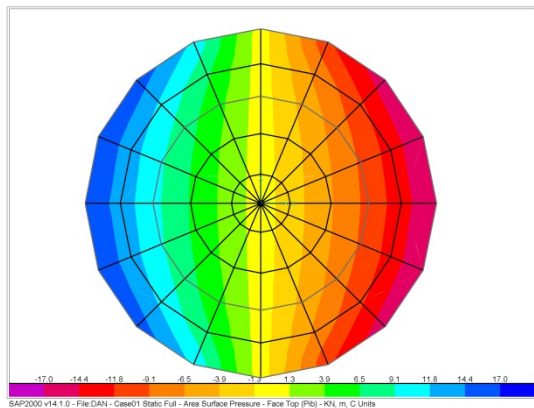
- [26] Yukio Tamura.2002, **Damping in Buildings**, Lecture 10: Tokyo Polytechnic University. The 21st Century Center of Excellence Program. Tokyo, Japan
- [27] IS 1893.2002, **Criteria for earthquake Resistant Design of Structures PART 1: General provisions and buildings**, Bureau of Indian Standards, New Delhi, India
- [28] IS 1893.2006, **Criteria for earthquake Resistant Design of Structures PART 2: Liquid retaining tanks**, Bureau of Indian Standards, New Delhi ,India
- [29] ACI 318.2, 2002, **Building Code Requirements for Structural Concrete**, American Concrete Institute, Farmington Hill, MI, USA

ภาคผนวก ก

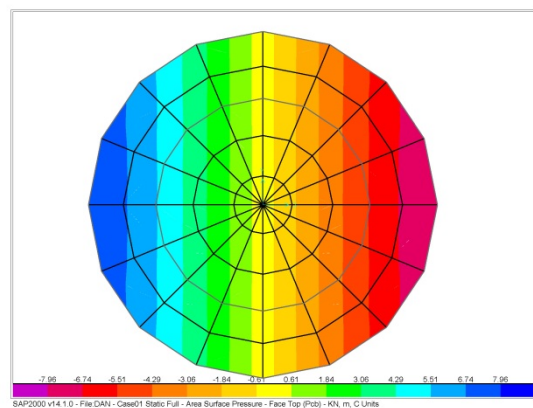
รูปผลการวิเคราะห์แบบจำลองหอดังสูงในกรณีต่างๆ

การใส่แรงเพื่อวิเคราะห์แบบจำลองวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

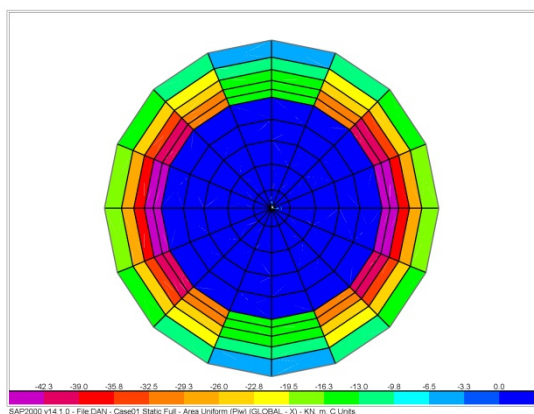
กรณีศึกษาที่ S1 (Full Tank)



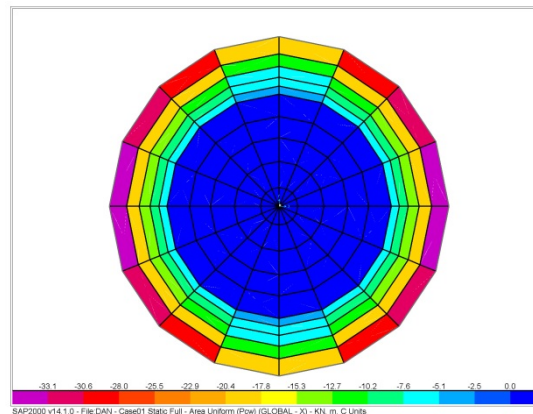
Impulsive pressure on base



Convective pressure on base



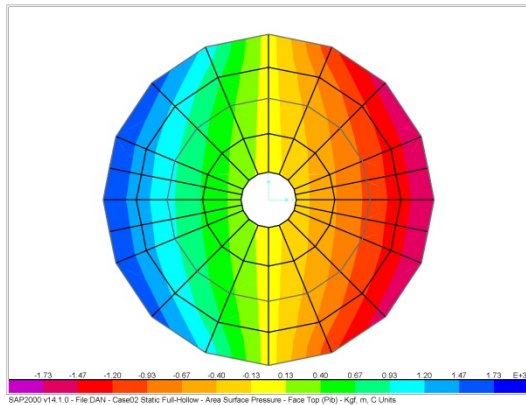
Impulsive pressure on wall



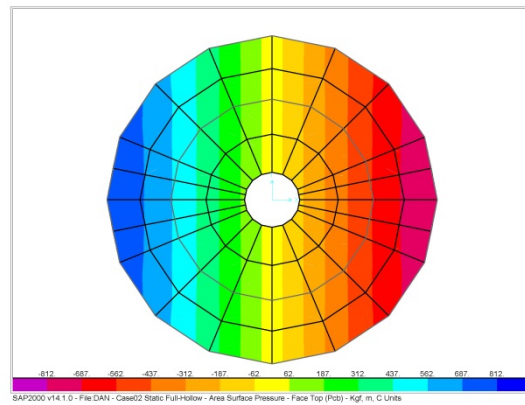
Convective pressure on wall

รูปภาคผนวกที่ ก-1 แรง Impulsive และ Convective pressure กระทำต่อถัง กรณีที่ S1

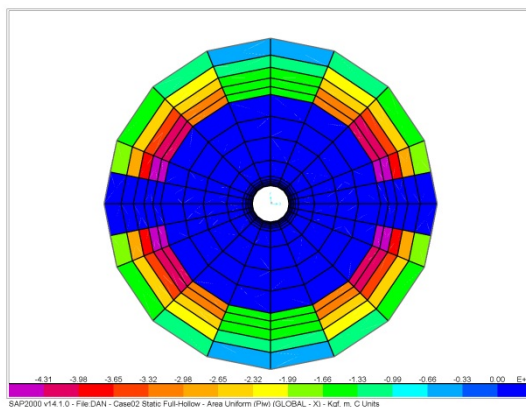
กรณีศึกษาที่ S2 (Full Tank)



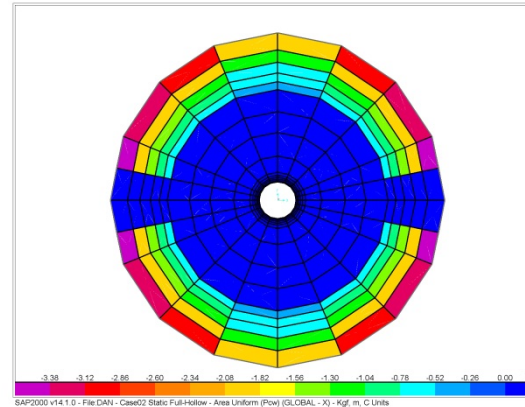
Impulsive pressure on base



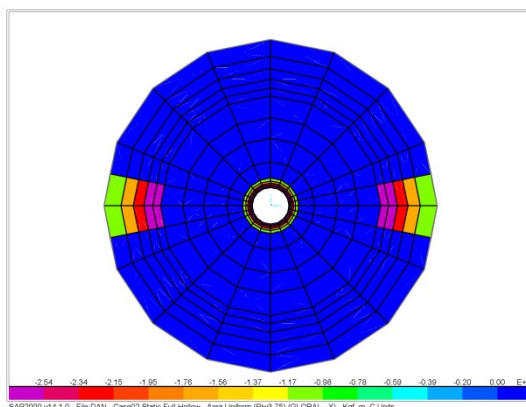
Convective pressure on base



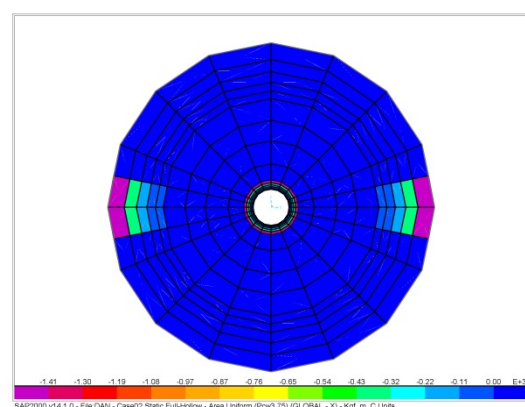
Impulsive pressure on wall



Convective pressure on wall



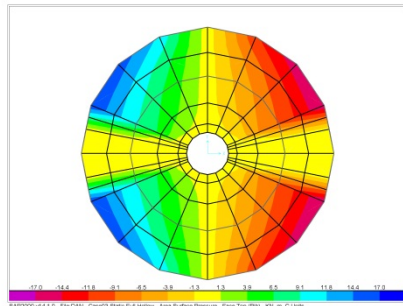
Impulsive pressure on wall (D=3.75 m.)



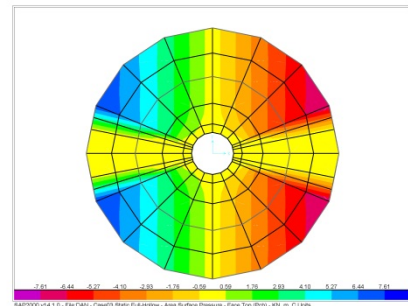
Convective pressure on wall (D=3.75 m.)

รูปภาคผนวกที่ ก-2 แรง Impulsive และ Convective pressure กระทำต่อถัง กรณีที่ S2

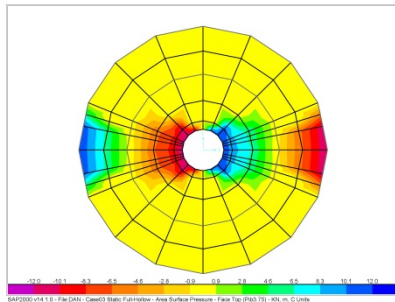
กรณีศึกษาที่ S3 (Full Tank)



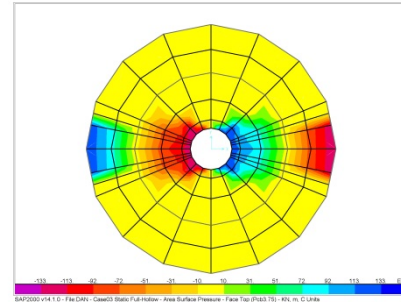
Impulsive pressure on base



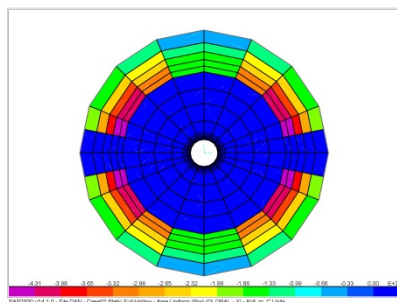
Convective pressure on base



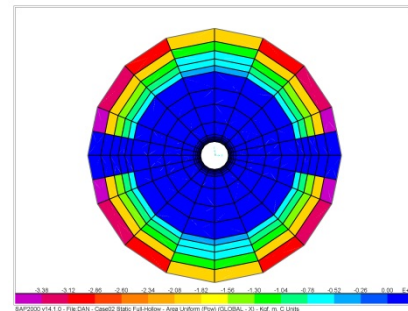
Impulsive pressure on base (D=3.75 m.)



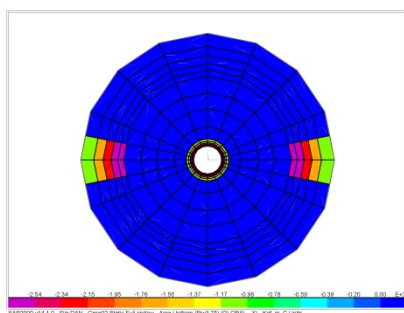
Convective pressure on base (D=3.75 m.)



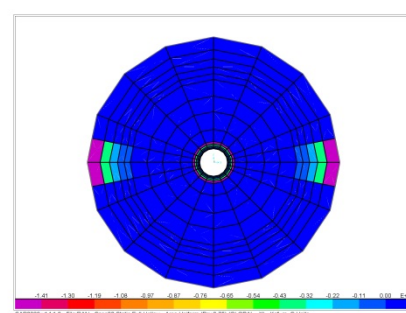
Impulsive pressure on wall



Convective pressure on wall



Impulsive pressure on wall (D=3.75 m.)

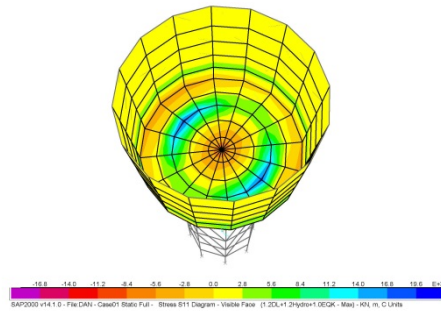


Convective pressure on wall (D=3.75 m.)

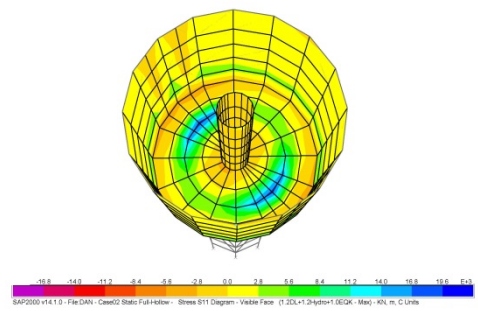
รูปภาคผนวกที่ ก-3 แรง Impulsive และ Convective pressure กระทำต่อถัง กรณีที่ S3

การผลการวิเคราะห์ Stress ของแบบจำลองด้วยวิธีแรงสถิตเทียบเท่า

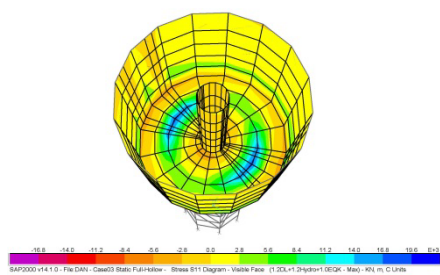
Stress S11 (อ.ด้านมะขามเตี้ย)



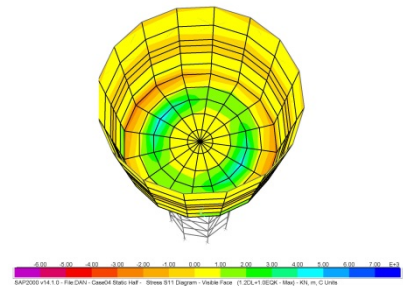
กรณีศึกษาที่ S1



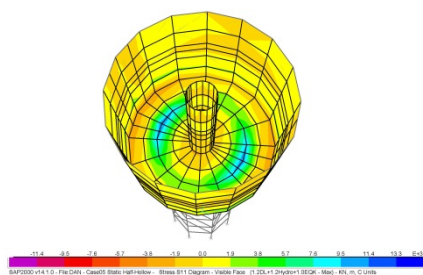
กรณีศึกษาที่ S2



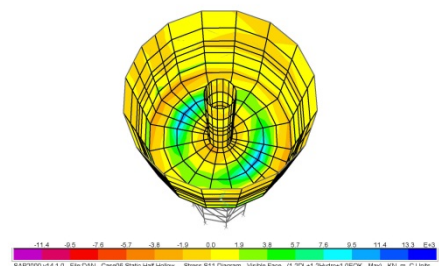
กรณีศึกษาที่ S3



กรณีศึกษาที่ S4



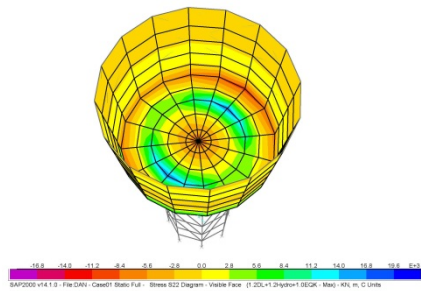
กรณีศึกษาที่ S5



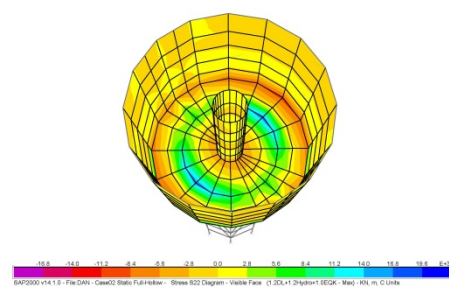
กรณีศึกษาที่ S6

รูปภาคผนวกที่ ก-4 Stress S11 ของถังเก็บน้ำในกรณีต่างๆ อ.ด้านมะขามเตี้ย

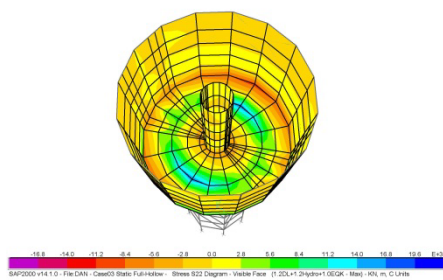
Stress S22 (อ.ด้านมะขามเดี่ยว)



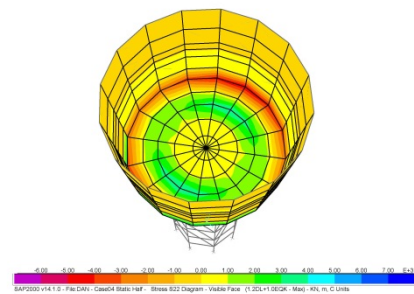
กรณีศึกษาที่ S1



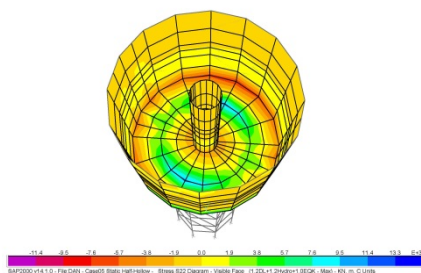
กรณีศึกษาที่ S2



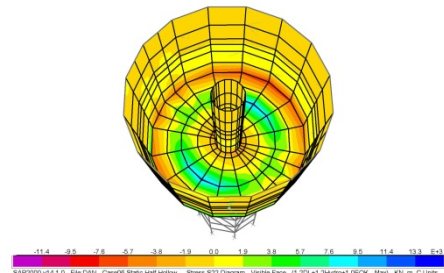
กรณีศึกษาที่ S3



กรณีศึกษาที่ S4



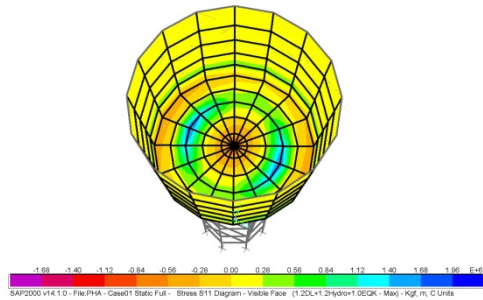
กรณีศึกษาที่ S5



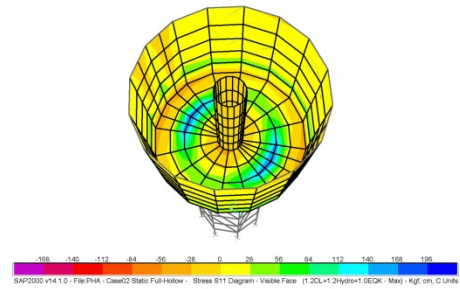
กรณีศึกษาที่ S6

รูปภาคผนวกที่ ก-5 Stress S22 ของถังเก็บน้ำในกรณีต่างๆ อ.ด้านมะขามเดี่ยว

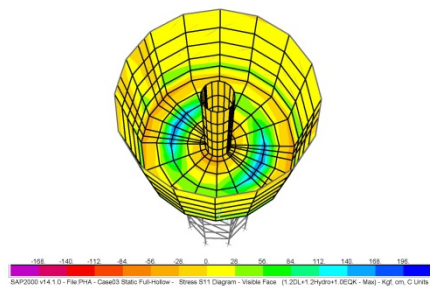
Stress S11 (อ.พนมทวน)



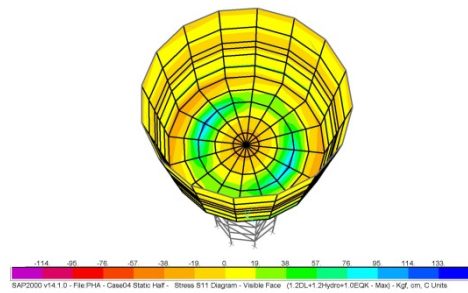
กรณีศึกษาที่ S1



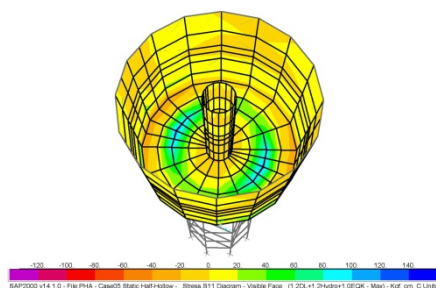
กรณีศึกษาที่ S2



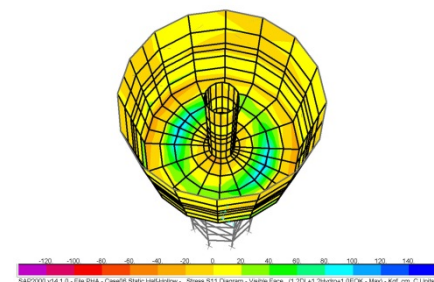
กรณีศึกษาที่ S3



กรณีศึกษาที่ S4



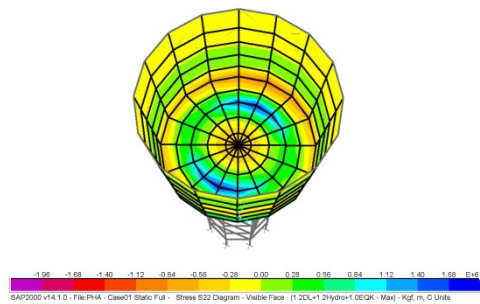
กรณีศึกษาที่ S5



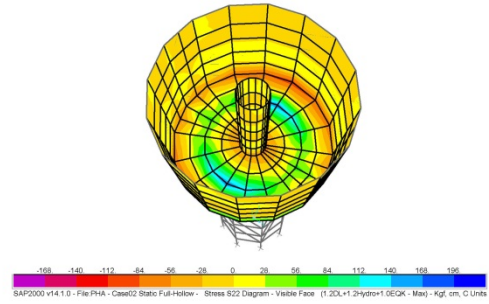
กรณีศึกษาที่ S6

รูปภาคผนวกที่ ก-6 Stress S11 ของถังเก็บน้ำในกรณีต่างๆ อ.พนมทวน

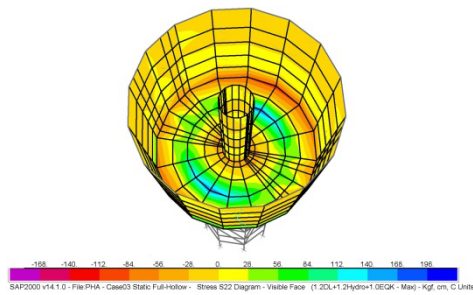
Stress S22 (อ.พนมทวน)



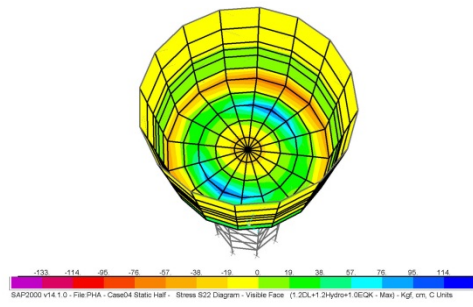
กรณีศึกษาที่ S1



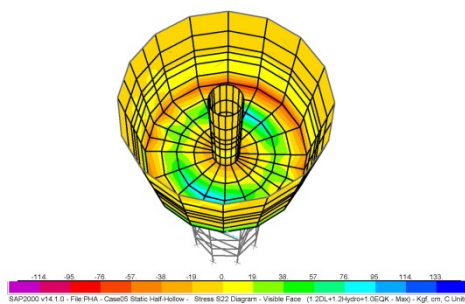
กรณีศึกษาที่ S2



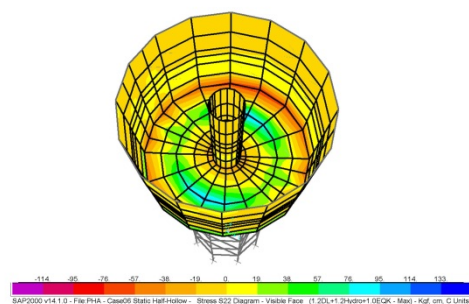
กรณีศึกษาที่ S3



กรณีศึกษาที่ S4



กรณีศึกษาที่ S5



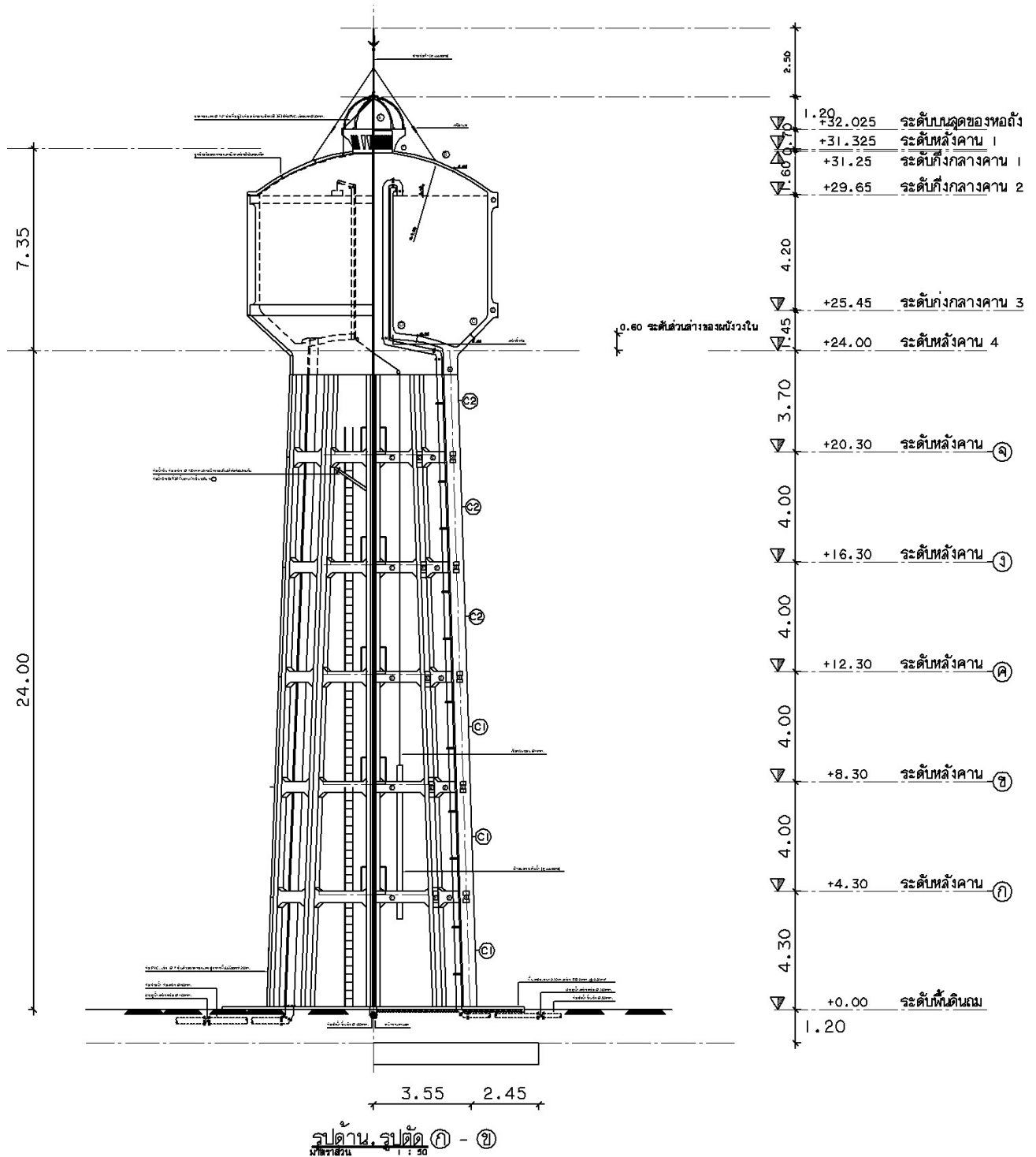
กรณีศึกษาที่ S6

รูปภาพผนวกที่ ก-7 Stress S22 ของถังเก็บน้ำในกรณีต่างๆ อ.พนมทวน

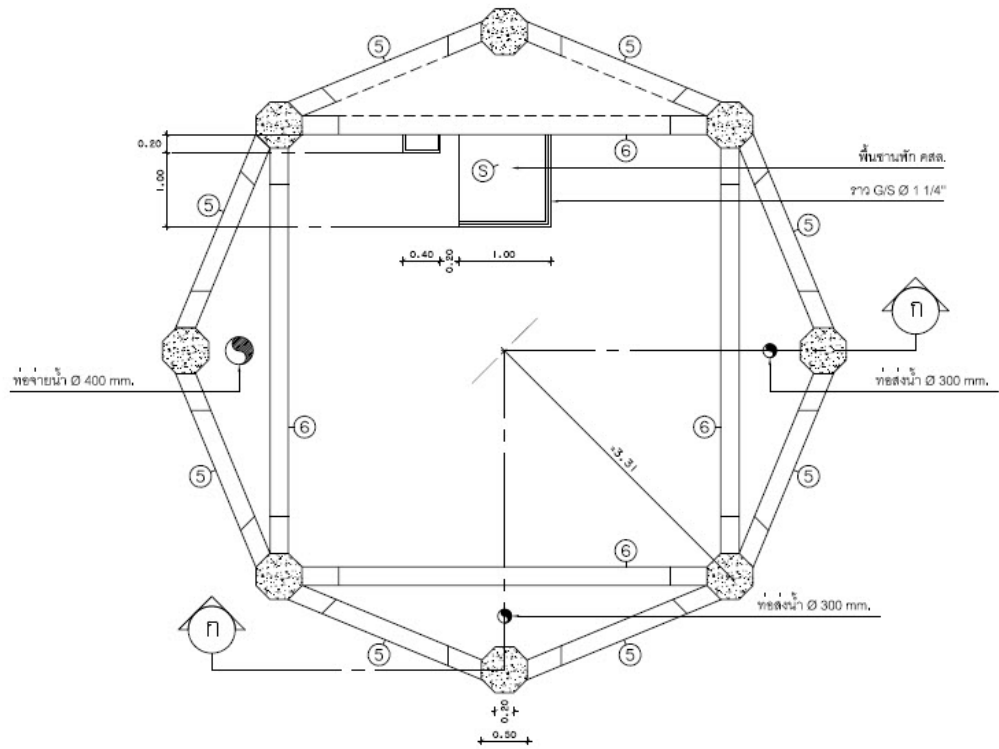
ภาคผนวก ข

แบบโครงสร้างหอดังสูงคอนกรีตเสริมเหล็กลักษณะต่างๆ

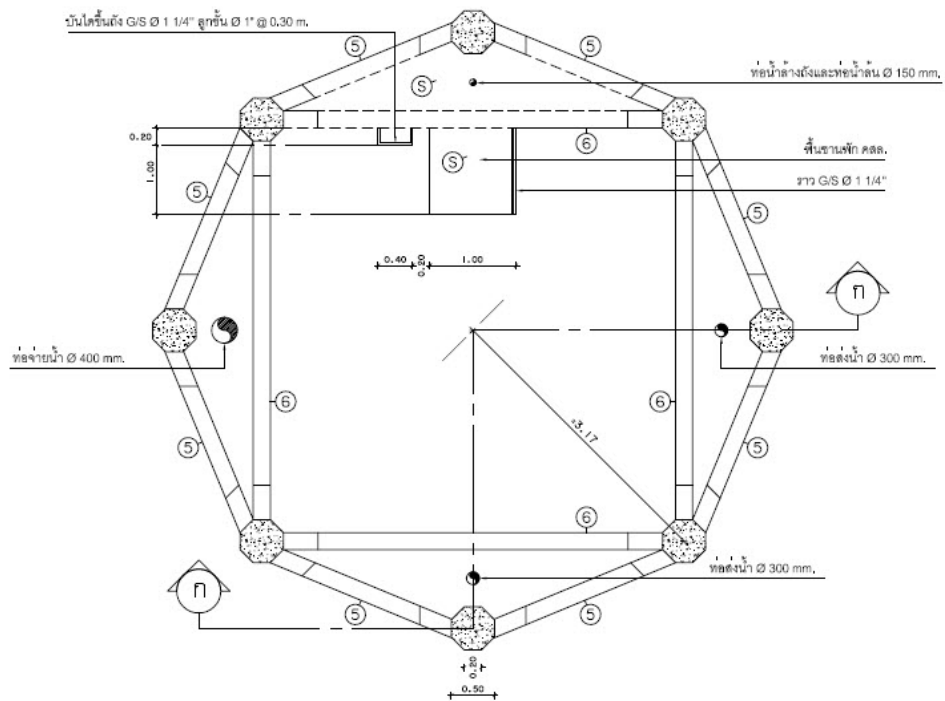
โครงสร้างหอดังสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. (สูง 32.025 เมตร)



รูปภาคผนวกที่ ข-1 โครงสร้างหอดังสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. รูปที่ 1

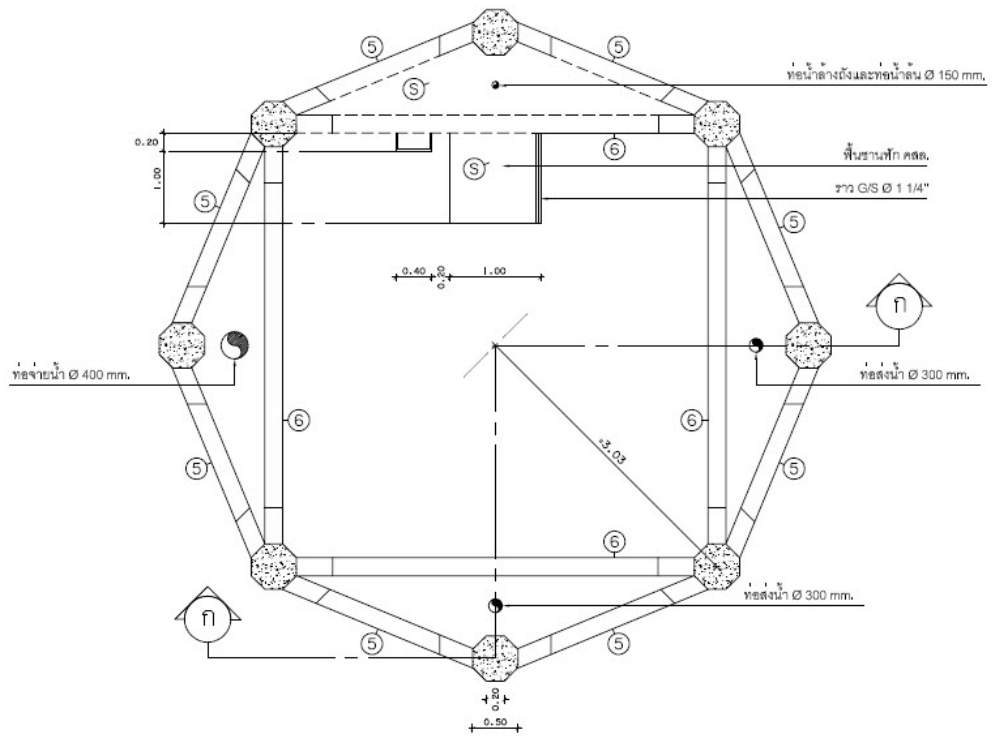


แปลนเสา คาน ที่ระดับ ๗
มาตราส่วน 1 : 50

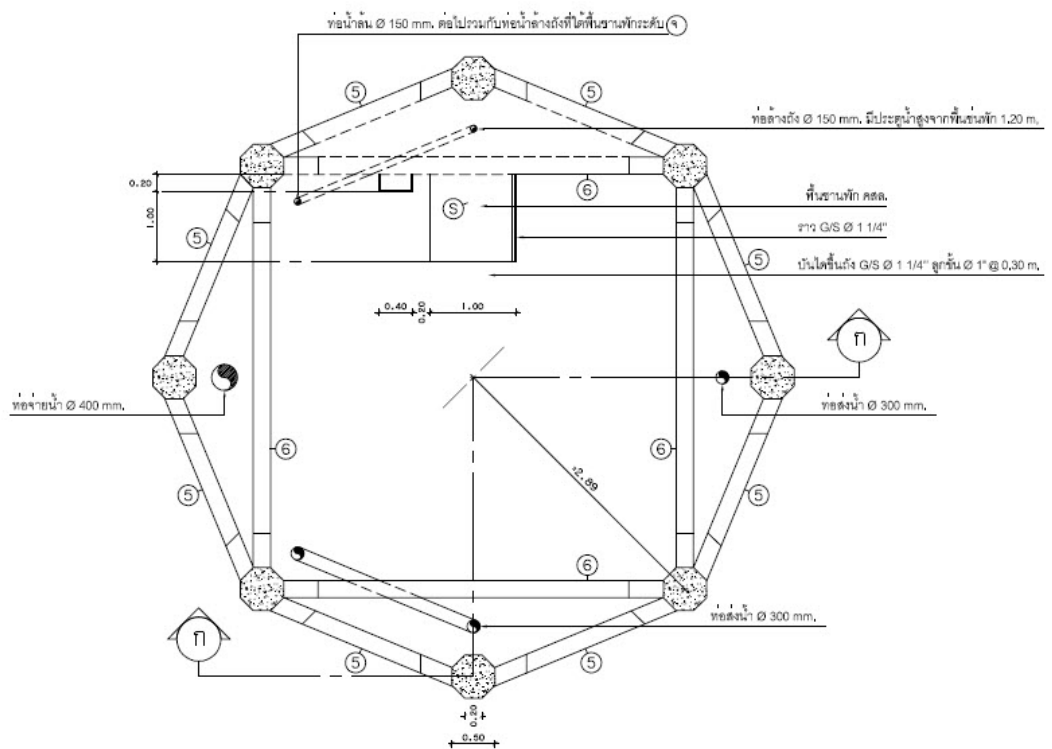


แปลนเสา คาน ที่ระดับ ๘
มาตราส่วน 1 : 50

รูปภาคผนวกที่ ข-3 โครงสร้างหลังสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. รูปที่ 3

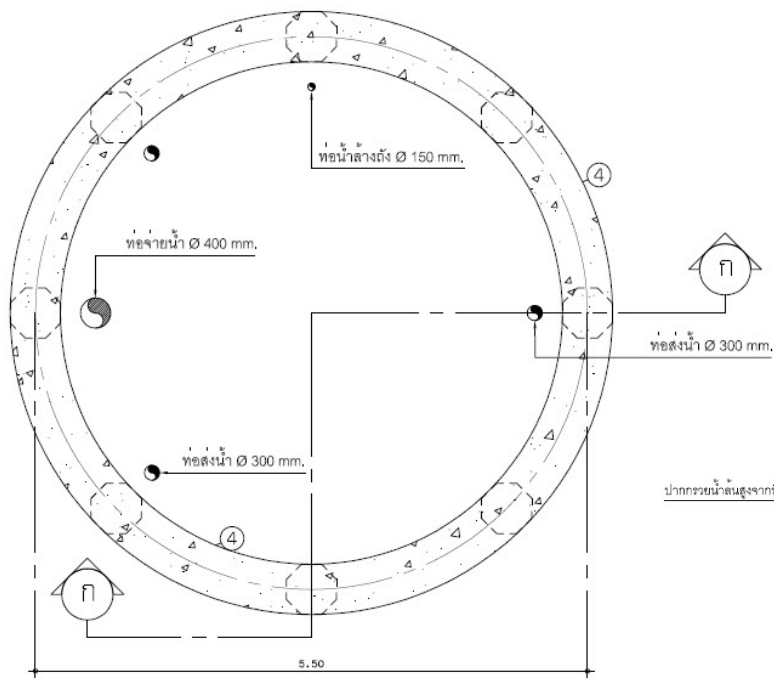


แปลนเสา คาน ที่ระดับ ๘
มาตราส่วน 1 : 50

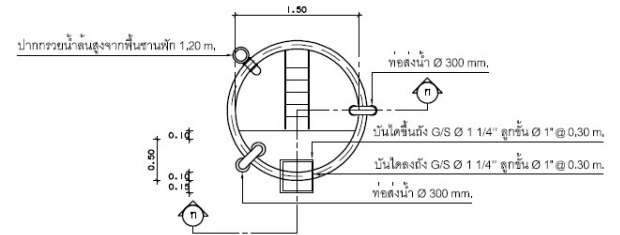


แปลนเสา คาน ที่ระดับ ๙
มาตราส่วน 1 : 50

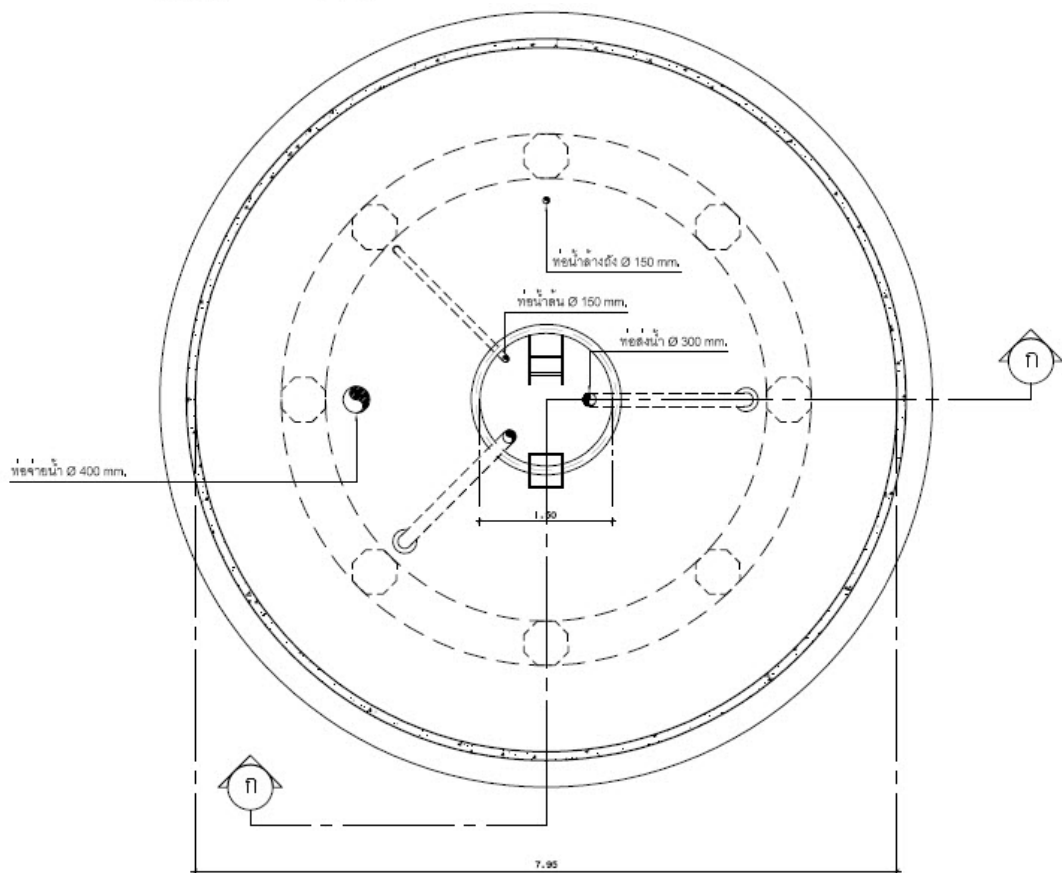
รูปภาคผนวกที่ ข-4 โครงสร้างหอดังสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. รูปที่ 4



แปลนคานกึ่งถัง
มาตราส่วน 1 : 50



แปลนช่องทางขึ้นถัง
มาตราส่วน 1 : 50

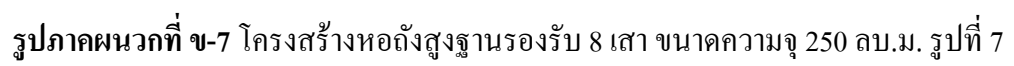


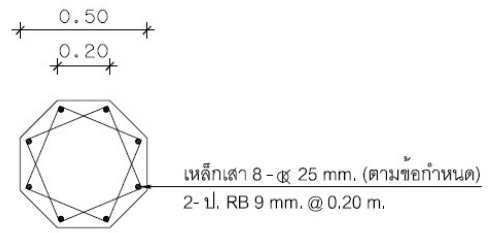
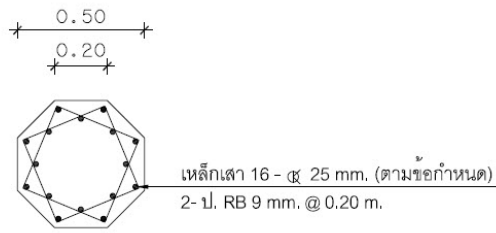
แปลนถังน้ำ
มาตราส่วน 1 : 50

รูปภาคผนวกที่ ข-5 โครงสร้างท่อถึงสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. รูปที่ 5



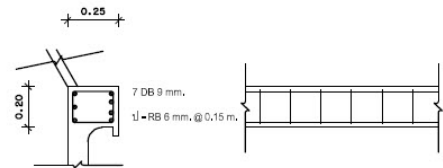
๗.๖





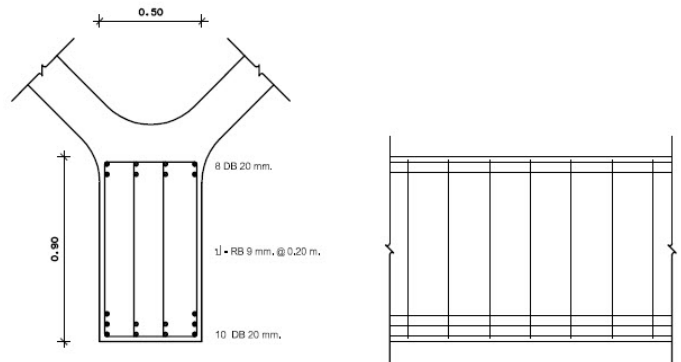
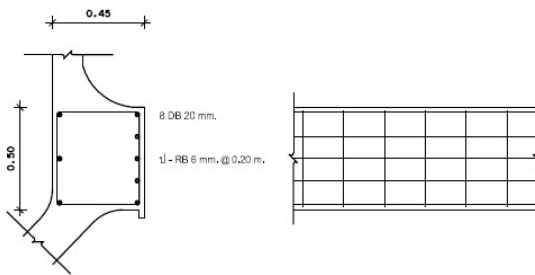
แปลนขยายเสา C1
มาตราส่วน 1 : 20

แปลนขยายเสา C2
มาตราส่วน 1 : 20



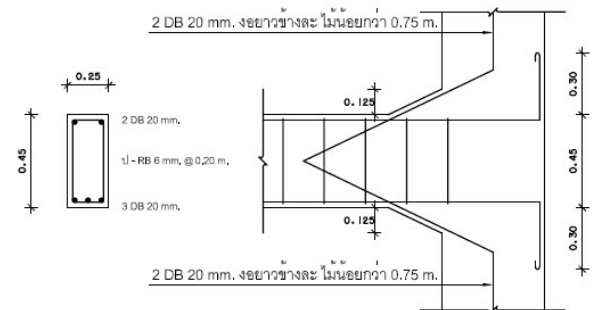
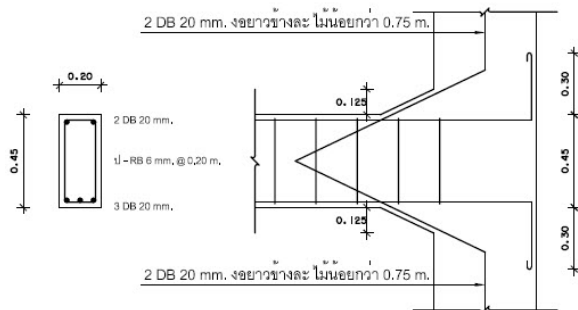
ขยายคาน ①
มาตราส่วน 1 : 20

ขยายคาน ②
มาตราส่วน 1 : 20



ขยายคาน ③
มาตราส่วน 1 : 20

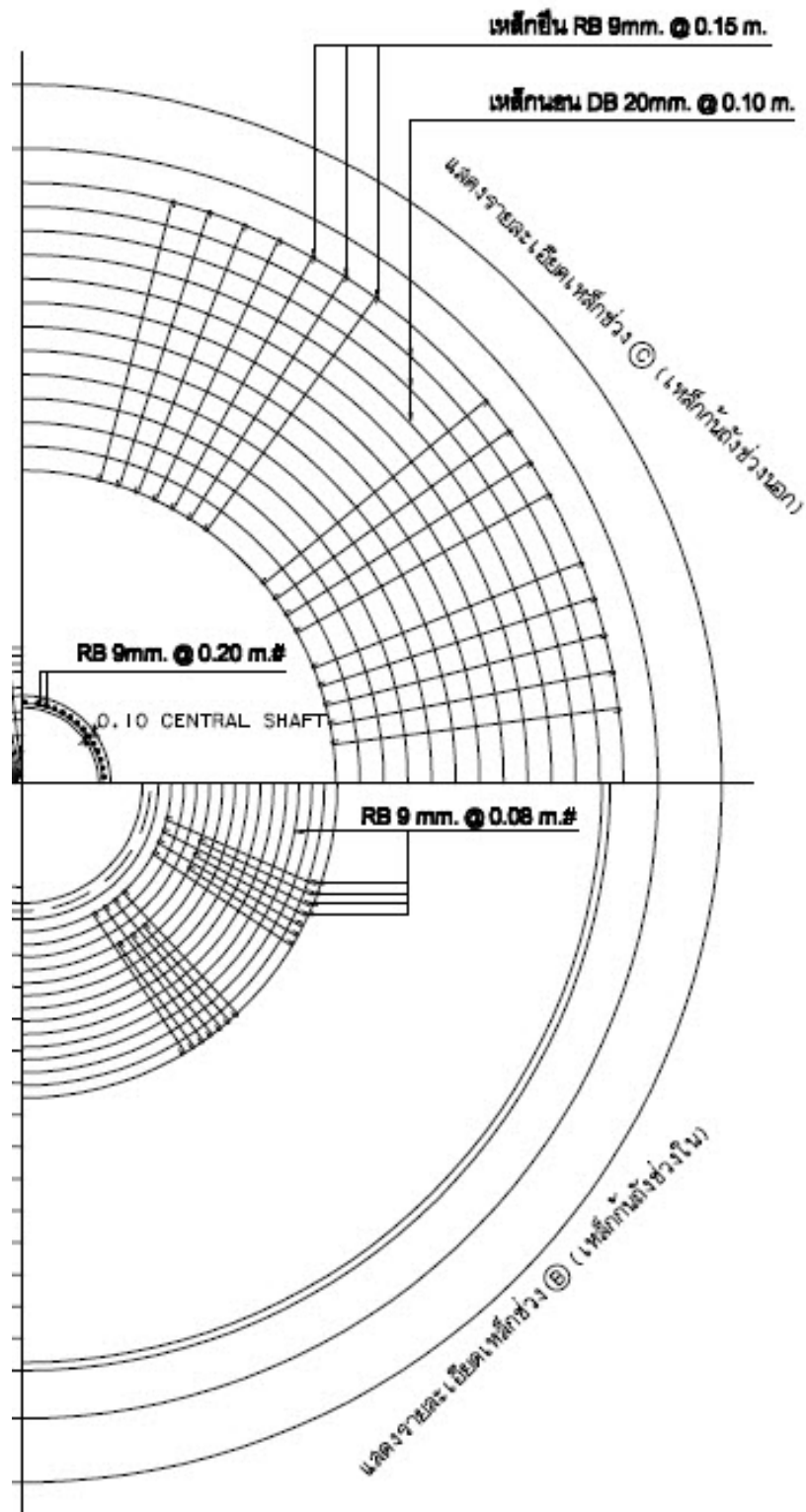
ขยายคาน ④
มาตราส่วน 1 : 20



ขยายคาน ⑤
มาตราส่วน 1 : 20

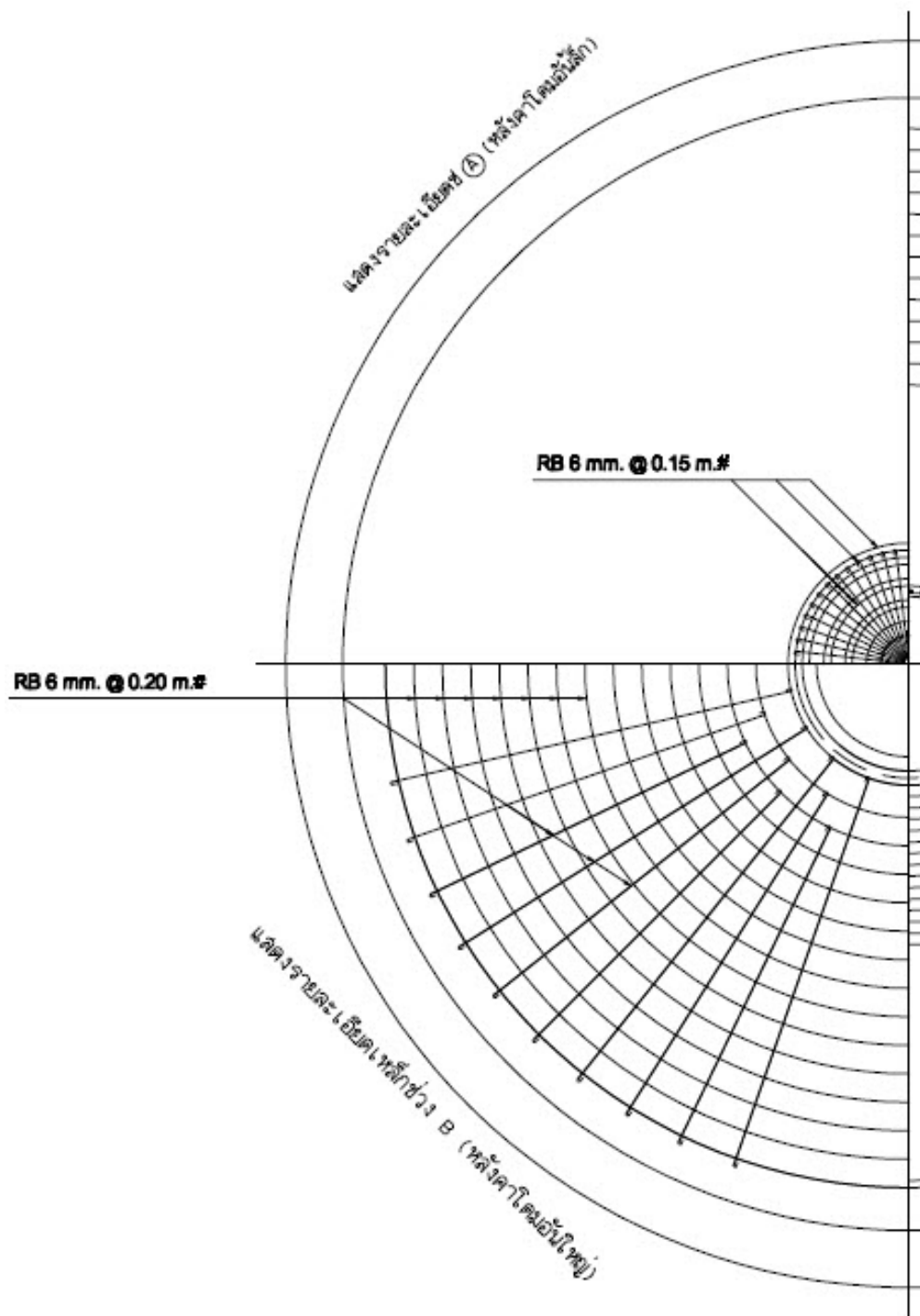
ขยายคาน ⑥
มาตราส่วน 1 : 20

รูปภาคผนวกที่ ข-8 โครงสร้างหอดังสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. รูปที่ 8



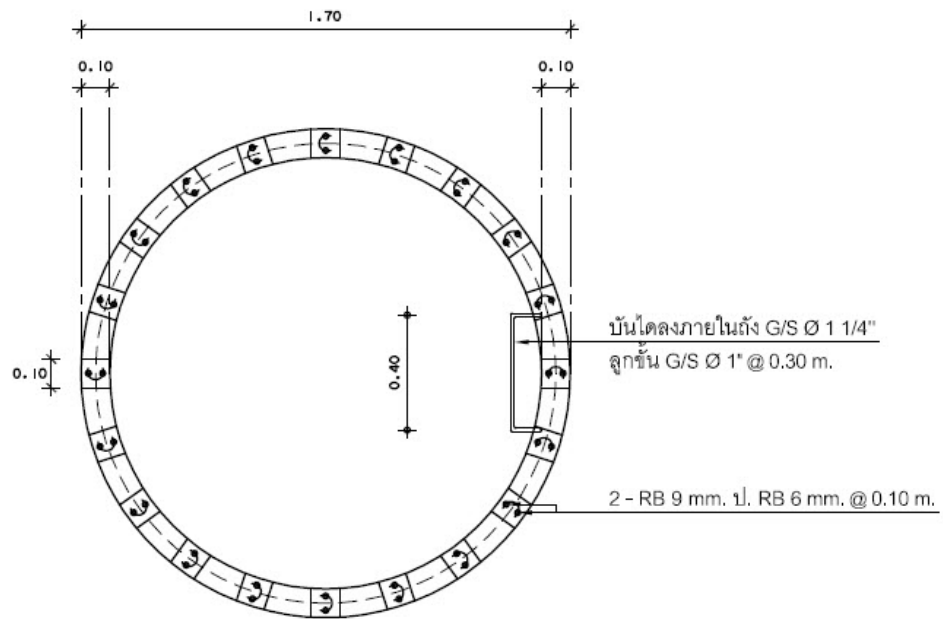
แปลนแสดงการเสริมเหล็กในส่วนต่างๆ ของหอดังสูง
มาตราส่วน 1:50

รูปภาคผนวกที่ ข-9 โครงสร้างหอดังสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. รูปที่ 9



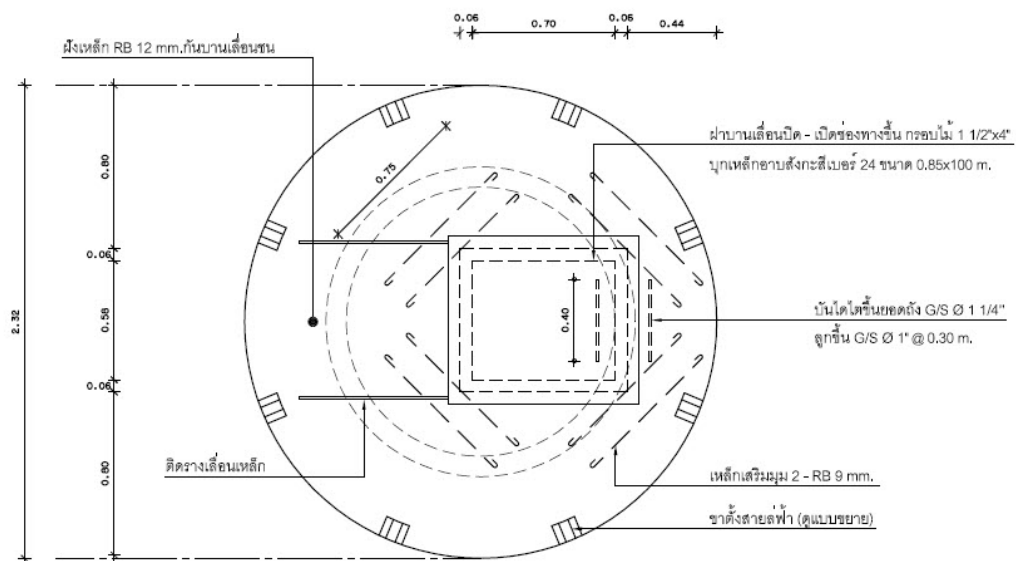
แปลนแสดงการเสริมเหล็กในส่วนต่างๆ ของหอดังสูง
 มาตรฐาน 1-50

รูปภาคผนวกที่ ข-10 โครงสร้างหอดังสูงฐานรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ลบ.ม. รูปที่ 10



แปลนรูปตัด ข - ข

มาตราส่วน 1 : 25



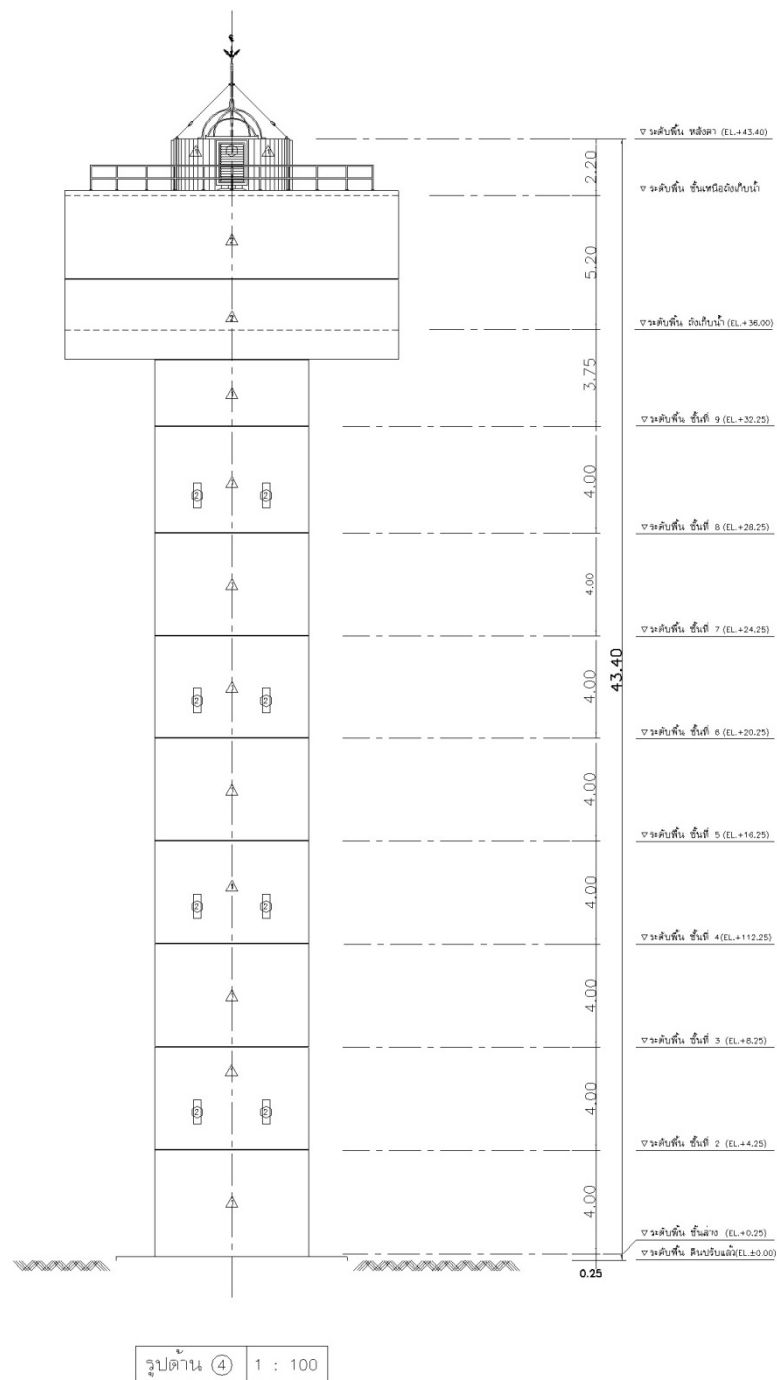
แปลนพื้นหลังคาโดมอันเหล็ก

มาตราส่วน

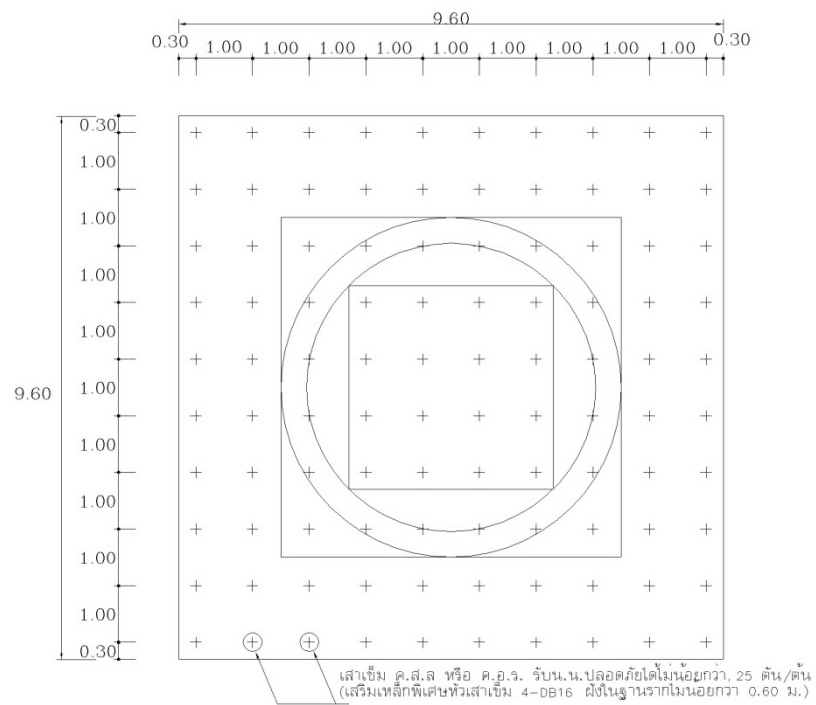
1 : 25

รูปภาคผนวกที่ ข-12 โครงสร้างหลังคาโดมรองรับ 8 เสา ขนาดความจุ 250 ตบ.ม. รูปที่ 12

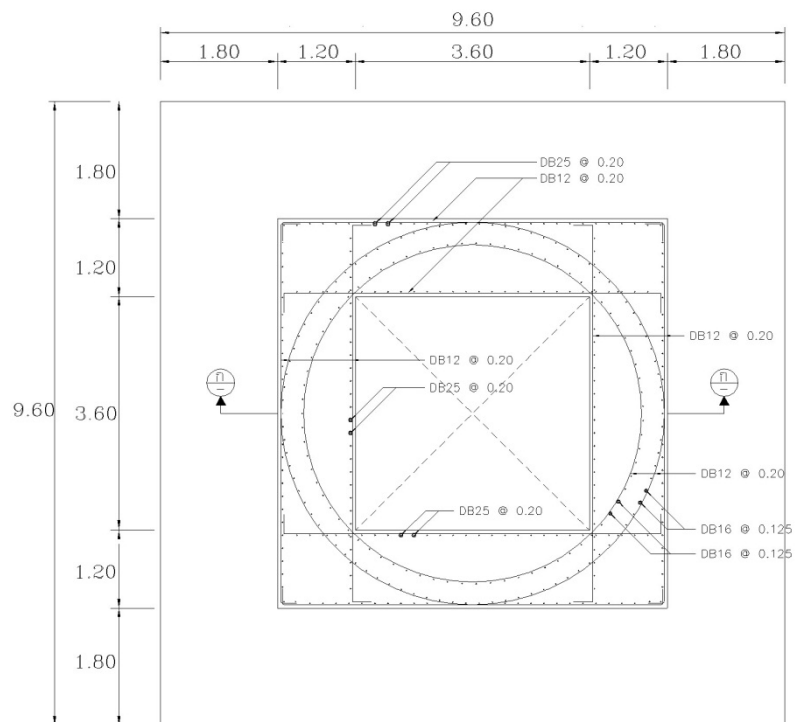
โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. (สูง 43.40 เมตร)



รูปภาคผนวกที่ ข-14 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 1

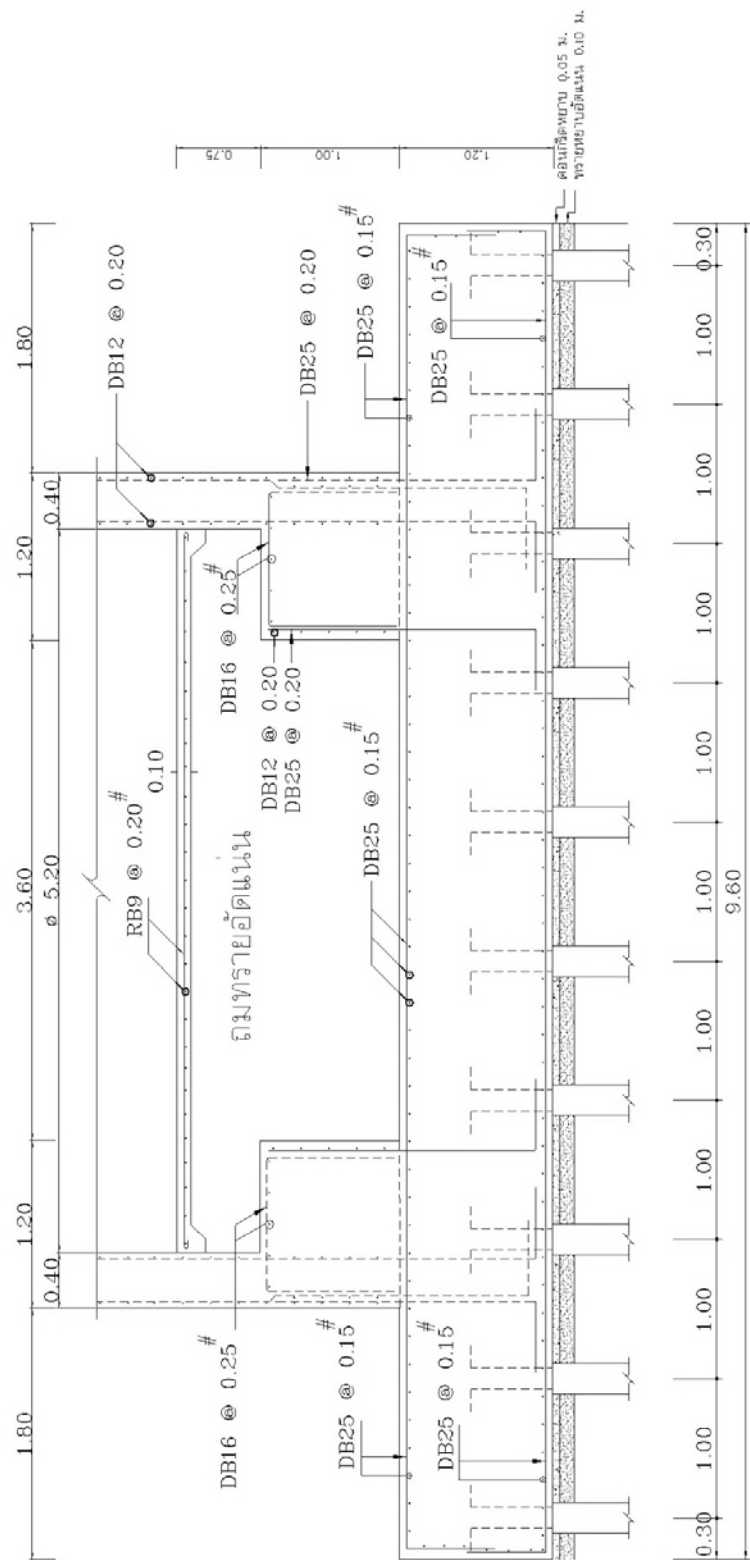


แปลน เสาเข็ม 1 : 50

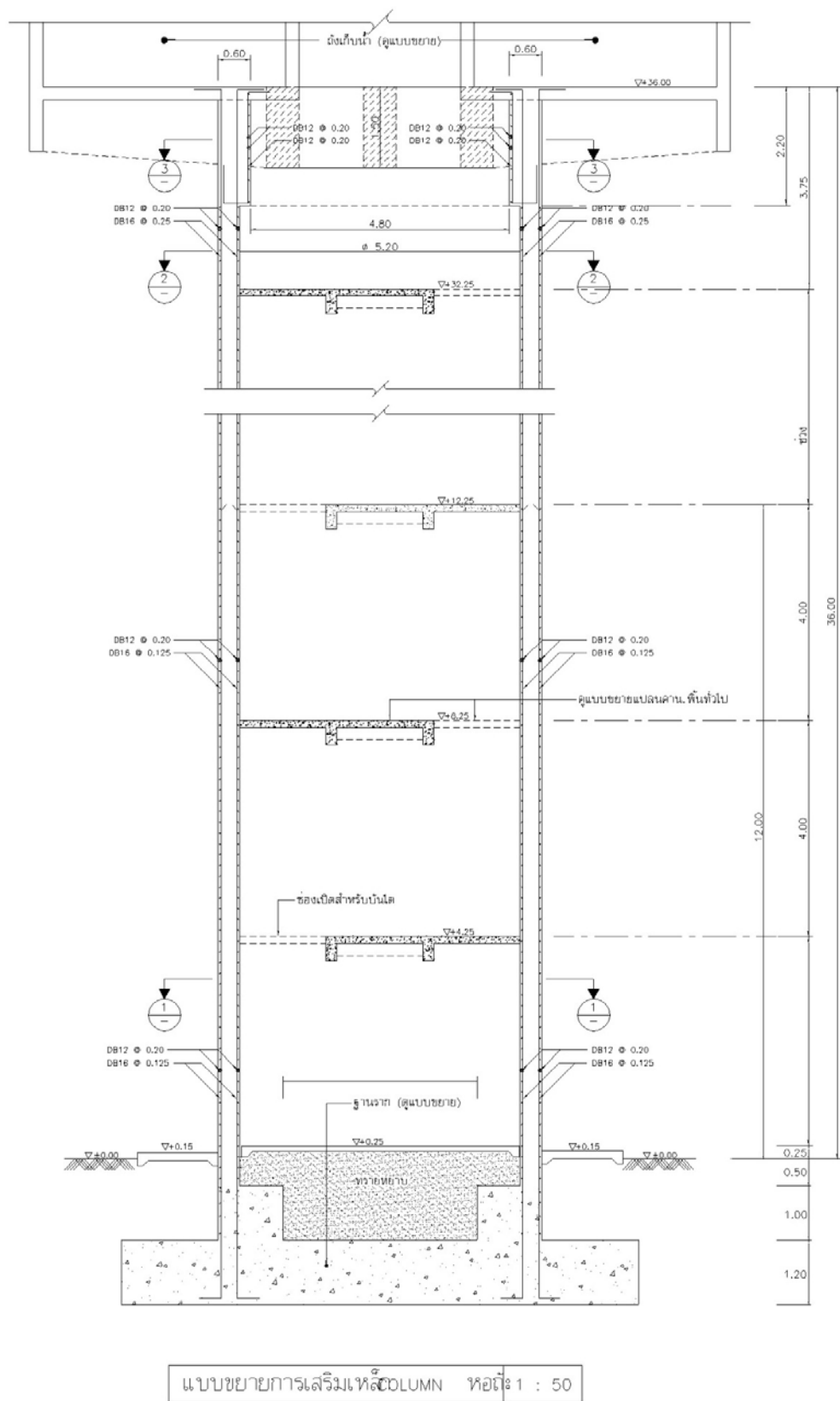


แปลน ฐานราก 1 : 50

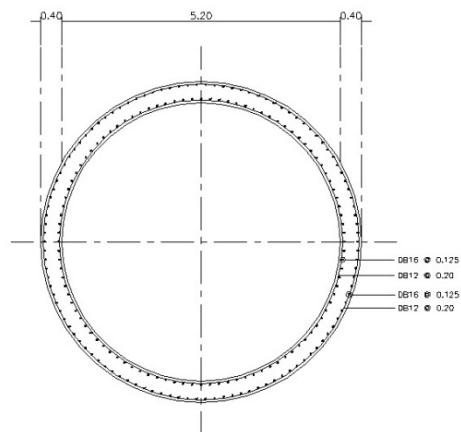
รูปภาคผนวกที่ ข-16 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 3



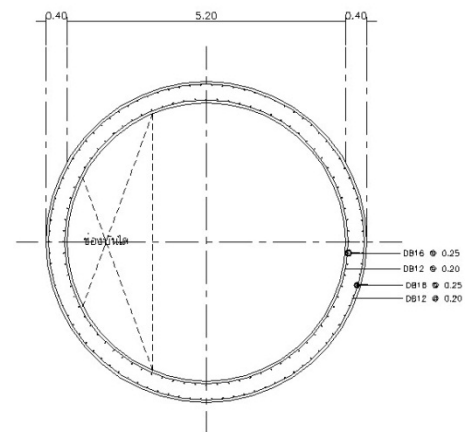
รูปภาคผนวกที่ ข-17 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 4



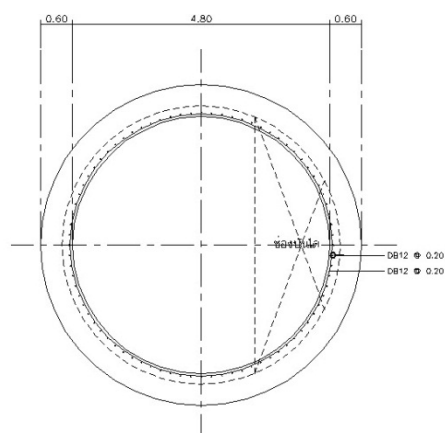
รูปภาคผนวกที่ ข-18 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 5



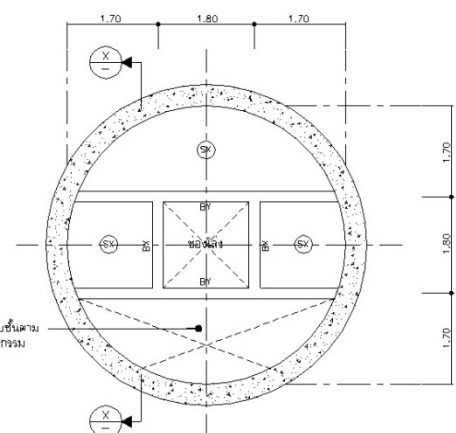
รูปตัด ② ② 1 : 50



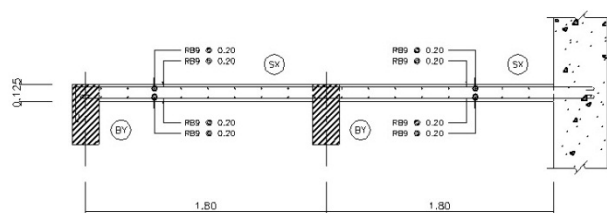
รูปตัด ③ ③ 1 : 50



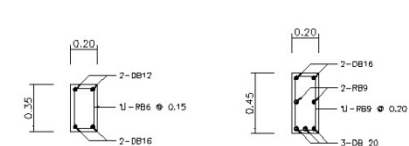
รูปตัด ④ ④ 1 : 50



รูปตัด ⑤ ⑤ 1 : 50



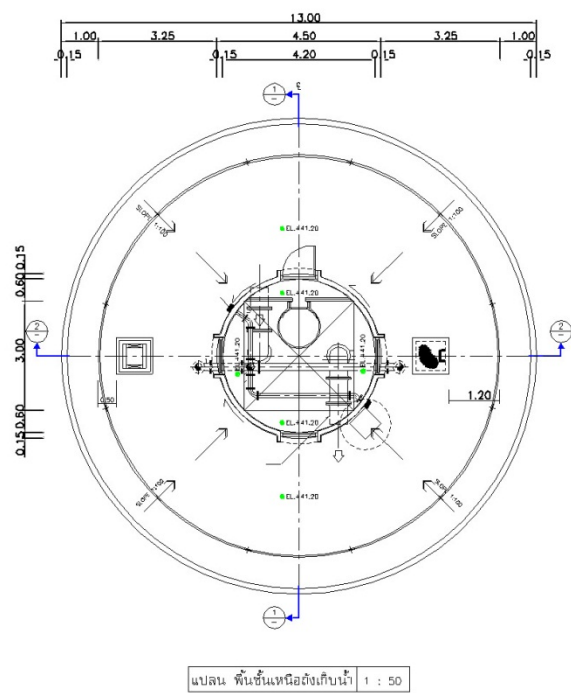
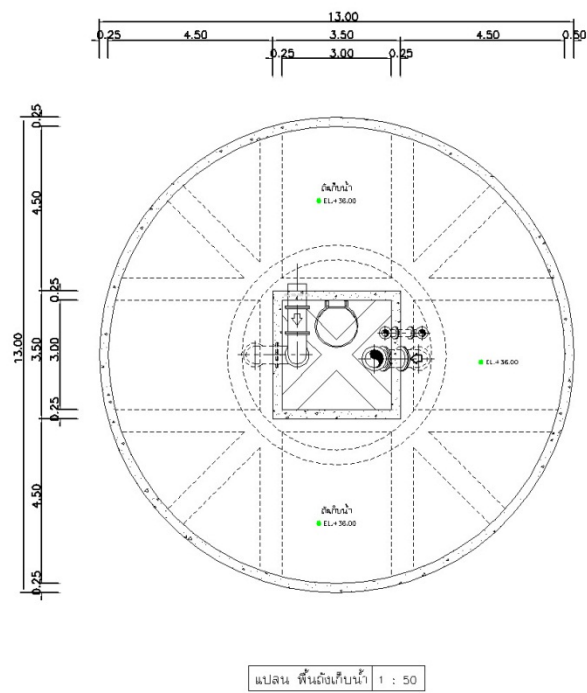
รูปตัด (X) - (X) 1 : 20



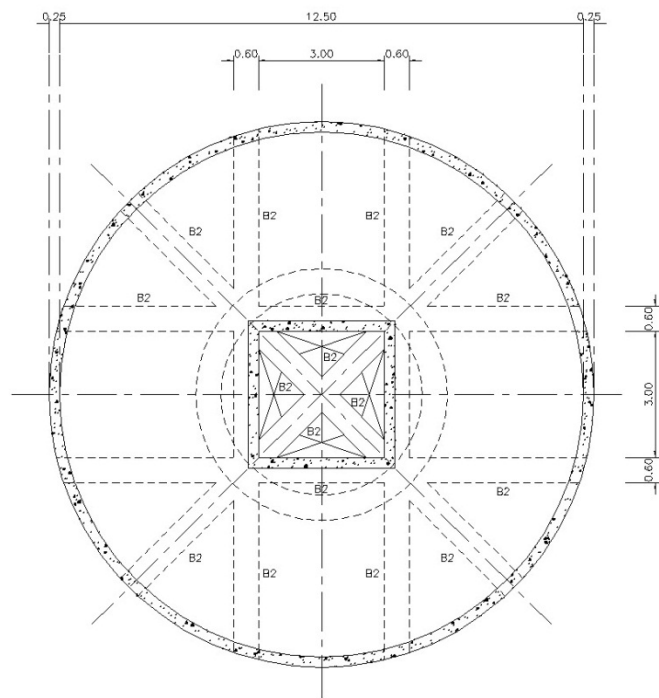
คาน BX 1 : 20

คาน BY 1 : 20

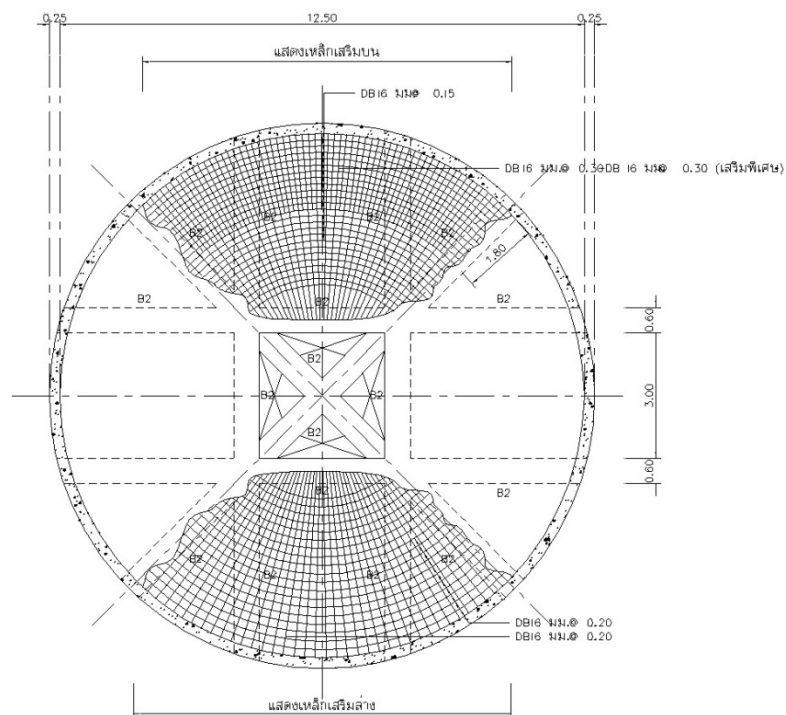
รูปภาคผนวกที่ ข-19 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 6



รูปภาคผนวกที่ ข-20 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 7

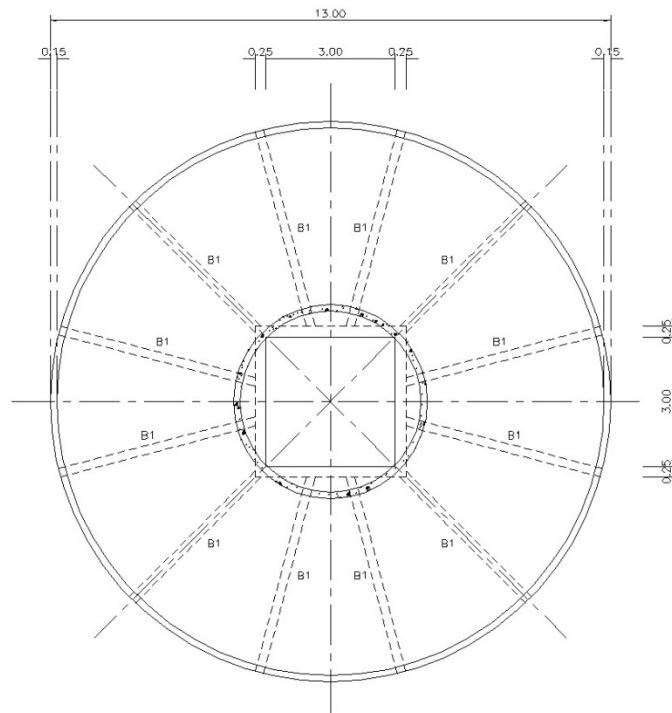


แปลนคานพื้นถึ่ 1 : 75

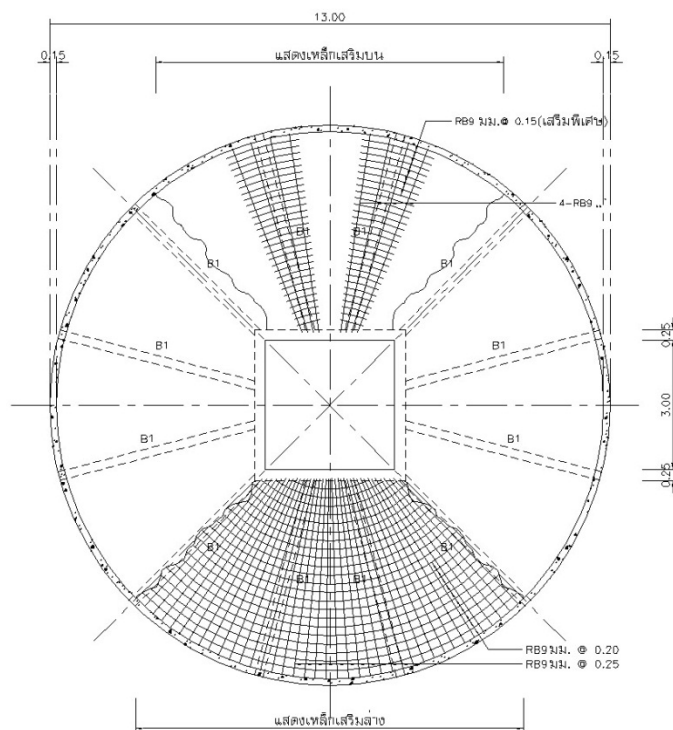


แปลนการเสริมเหล็กพื้นถั้	1 : 75
--------------------------	--------

รูปภาคผนวกที่ ข-21 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 8

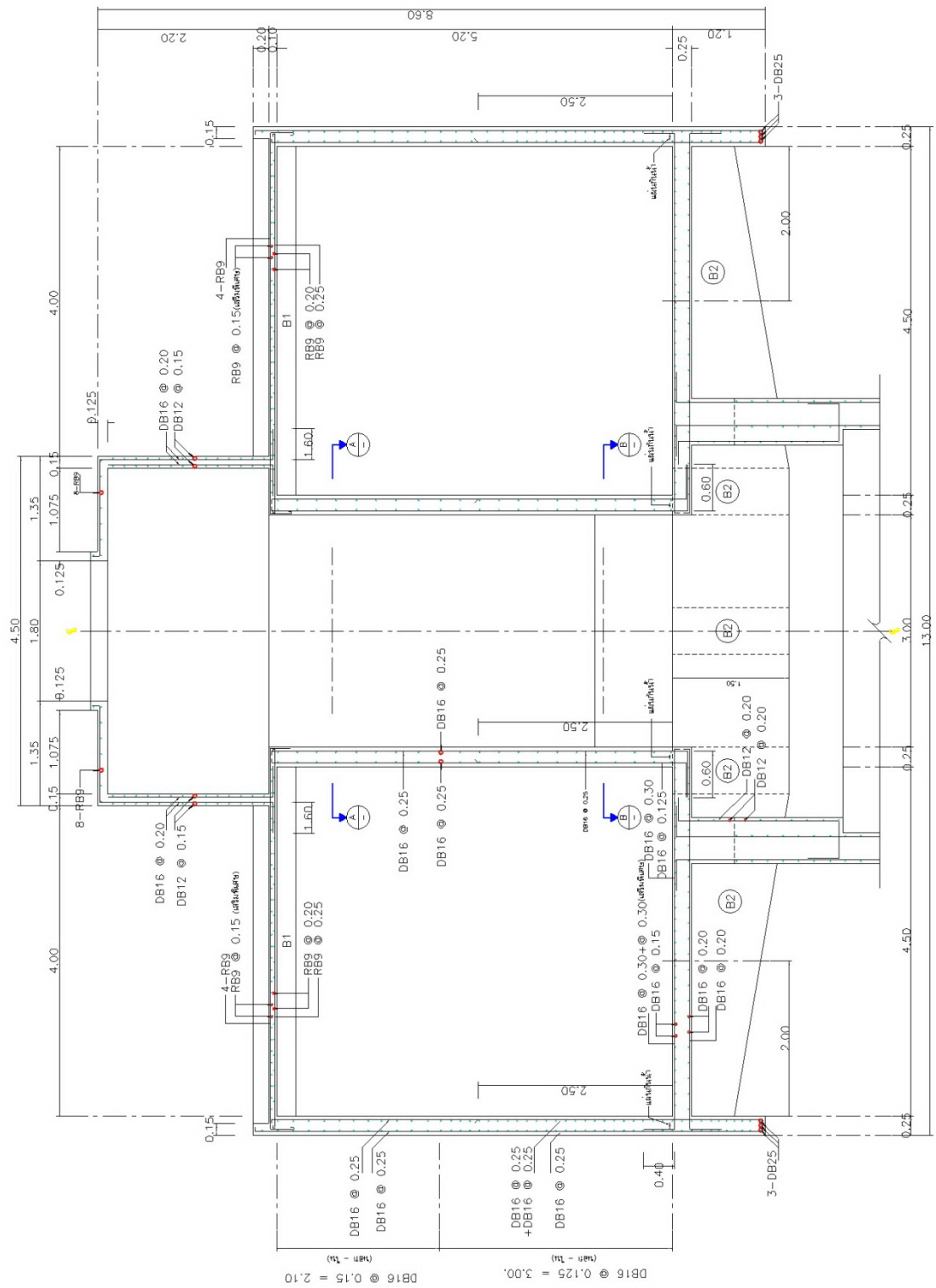


แปลนคานพื้นฝาดั้ 1 : 75



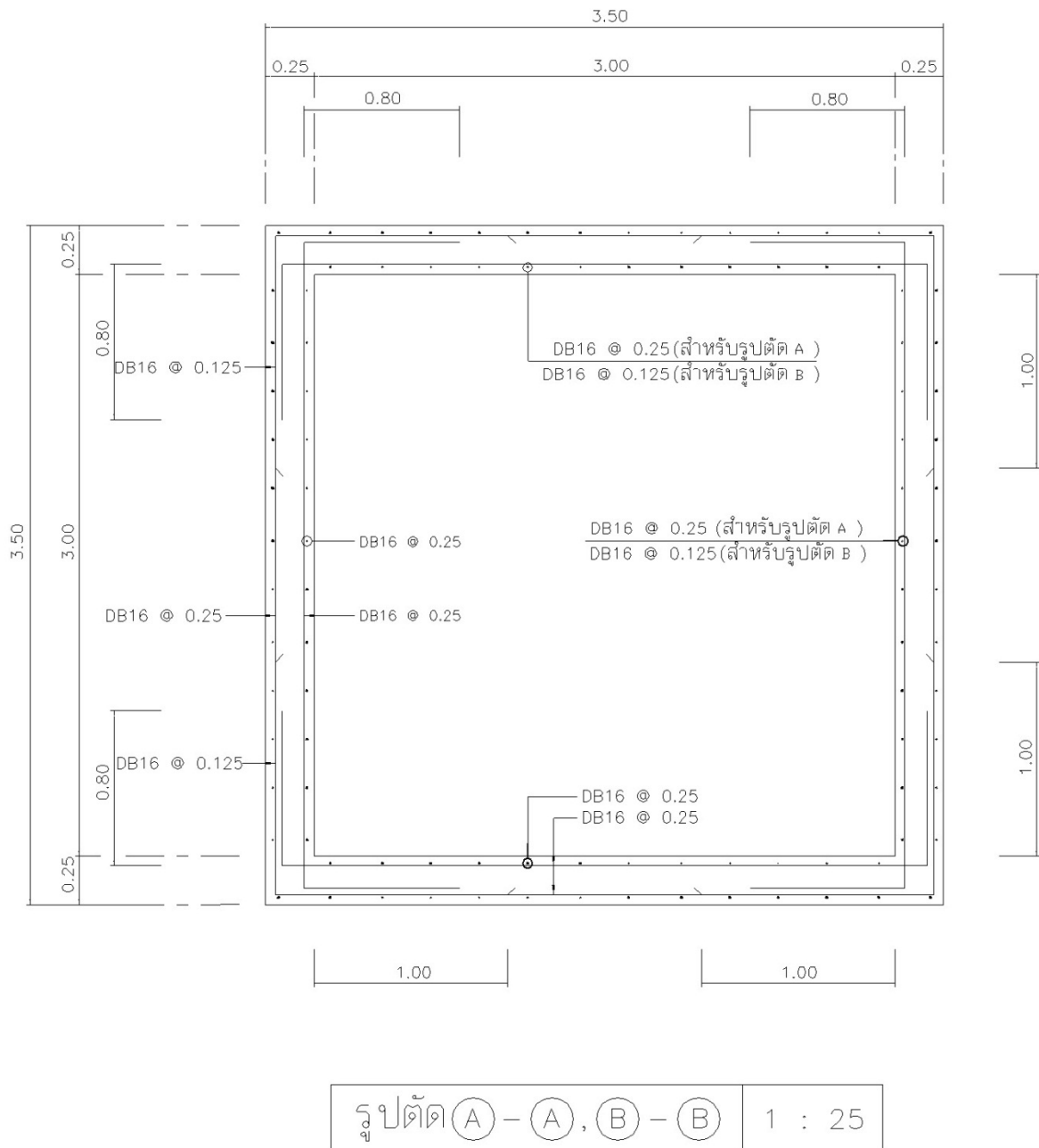
แปลนการเสริมเหล็กฝาดั้ 1 : 75

รูปภาคผนวกที่ ข-22 โครงสร้างหอถังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 9

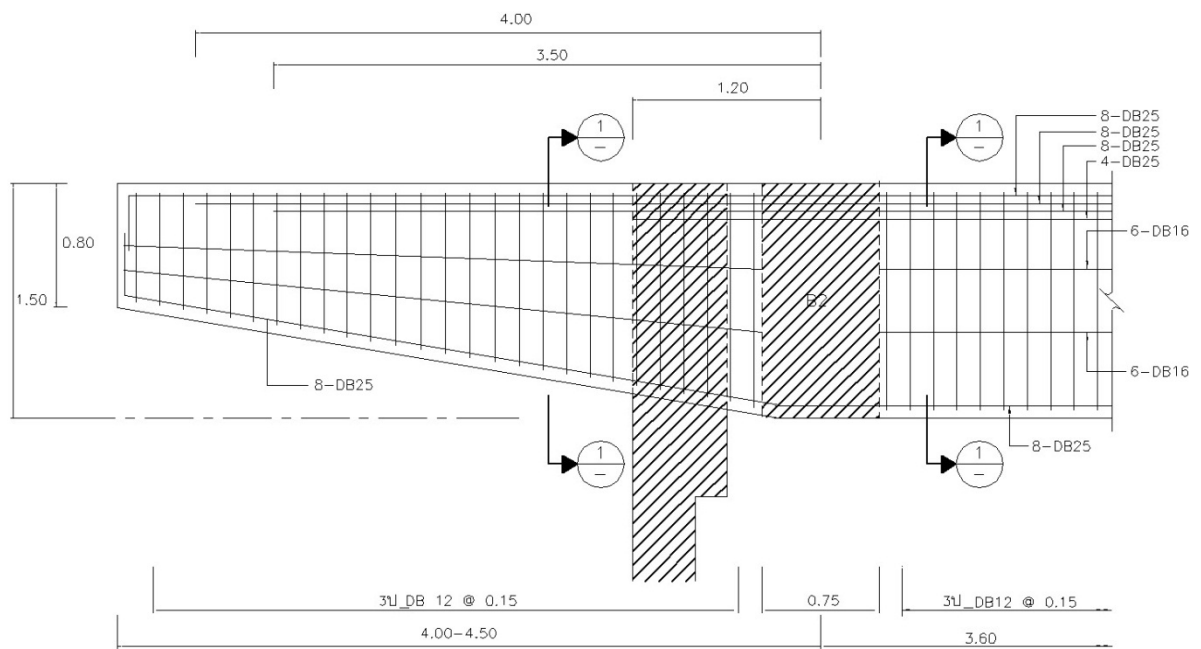


แบบขยายการเสริมเหล็กชั้นที่ 1 : 25

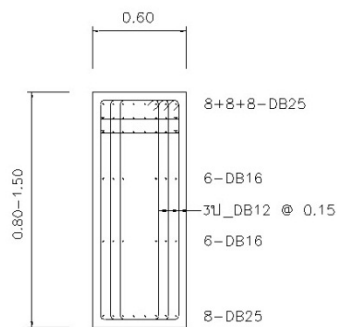
รูปภาคผนวกที่ ข-23 โครงสร้างห้องถึงสูง ขนาดความจุ 500 ถม.ม. รูปที่ 10



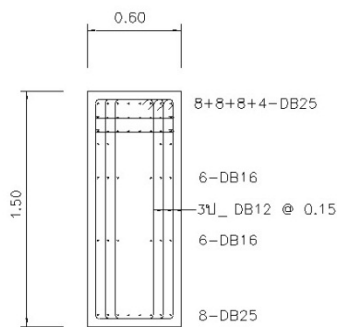
รูปภาคผนวกที่ ข-24 โครงสร้างหอดังสูง ขนาดความจุ 500 ลบ.ม. รูปที่ 11



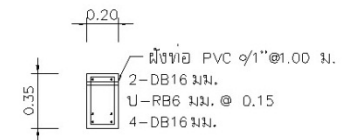
แบบขยาย B2 1 : 25



รูปตัด ① 1 : 25



รูปตัด ② 1 : 25



แบบขยาย B1 1 : 25

รูปภาคผนวกที่ ข-25 โครงสร้างหอดึงสูง ขนาดความจุ 500 ตบ.ม. รูปที่ 12