

การวินิจฉัยโครงสร้างของสิ่งก่อสร้าง

(Structural Identification of Constructed Facilities)

ร.อ.ชวน จันทวาลย์*

ร.อ.เลิศชาย เชื้อมรัตนกุล*

ร.อ.ป๋อง คำอาจ*

๑. บทนำ

ในปัจจุบันนี้ การแก้ปัญหาต่างๆ ทางด้านวิศวกรรม ที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบ (design) การประเมินสถานภาพ (evaluation) การบำรุงรักษา (maintenance) การยกระดับให้ดีขึ้น (upgrade) การก่อสร้าง (construction) และการทำลาย (deconstruction) ของสิ่งก่อสร้าง อาศัยความรู้ที่ได้มาจากประสบการณ์ (heuristic knowledge) และบางครั้งก็ต้องอาศัยวิธีการที่มีเหตุผล (rational method) เข้าช่วย ข้อกำหนดและกฎบัญญัติ ที่รวบรวมขึ้นมาเพื่อใช้ในการออกแบบ ล้วนได้มาจากข้อมูลทางประสบการณ์ และข้อมูลทางห้องปฏิบัติการ

เมื่อวิศวกรเผชิญกับปัญหาใหม่ๆ ทางวิศวกรรมโครงสร้าง เช่น การออกแบบส่วนของโครงสร้าง ในรูปแบบใหม่ การใช้วัสดุและวิธีการก่อสร้างใหม่ๆ หรือเมื่อขนาดและสภาวะของน้ำหนักบรรทุกตลอดจนอายุการใช้งาน อยู่นอกขอบเขตของประสบการณ์ วิศวกรต้องอาศัย rational method เท่านั้นในการแก้ปัญหา เช่น การออกแบบโครงสร้างยานอวกาศและอาคารฐานส่งจรวดของ NASA ที่ประสบปัญหามาก

การแก้ปัญหาซึ่งอยู่นอกขอบเขตของกฎเกณฑ์มาตรฐาน ต้องมีการทดสอบแบบจำลอง ทั้งที่มีขนาดย่อและเท่าขนาดของจริง ภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่เป็นจริงมากที่สุด นอกจากนั้นการทดสอบ ต้องให้คุ้มทุนและได้ผลลัพธ์ที่ดีที่สุดด้วย ในปัจจุบันนี้ ได้มีการใช้ software ทางโครงสร้างจำลองและวิเคราะห์โครงสร้างทั่วๆ ไป ทั้งขนาดเล็กและขนาดใหญ่ และสามารถใช้กับ personal computer ได้ ดังนั้น การศึกษาเชิงวิเคราะห์ (analytical sensitivity studies) จึงถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้างมากขึ้น

* อาจารย์ กองวิชาวิศวกรรมโยธา ส่วนการศึกษา โรงเรียนนายร้อยพระจุลจอมเกล้า

อย่างไรก็ตาม เครื่องมือที่มีประสิทธิภาพมากที่สุด ที่ก่อให้เกิดความรู้ที่สมเหตุสมผล เกี่ยวกับการรับน้ำหนักบรรทุก และพฤติกรรมทางโครงสร้างที่เกิดขึ้นจริง ก็คือ การวินิจฉัยโครงสร้าง (Structural Identification)

สิ่งที่กล่าวมาข้างต้น และประโยชน์อื่นๆ ที่ได้จาก Structural Identification สามารถนำไปประยุกต์ใช้ในทางปฏิบัติได้ ผู้เขียนขณะที่ศึกษาอยู่ ณ University of Cincinnati Infrastructure Institute มลรัฐโอไฮโอ สหรัฐอเมริกา อาจารย์ที่ปรึกษา และผู้ร่วมงานอื่นๆ ได้ทำการค้นคว้า ในรายละเอียดที่น่าสนใจ

๒. วัตถุประสงค์

บทความนี้มีวัตถุประสงค์เพื่ออธิบายขั้นตอนการใช้ Structural Identification กับสิ่งก่อสร้างต่างๆ โดยอาศัยแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ที่สร้างขึ้นมา ในเทอมขององค์อาคาร (element) ที่เรียกว่า Finite Element Model (FEM) วิธีการนี้ถูกคิดค้นขึ้นมา เพื่อที่จะนำเอาความก้าวหน้าต่างๆ ในปัจจุบันมาใช้ประโยชน์ ไม่ว่าจะเป็นทางด้านการทดลอง การวิเคราะห์ เทคนิคและเครื่องมือต่างๆ เพื่อที่จะจัดสิ่งกีดขวางต่างๆ ซึ่งได้หน่วงเหนี่ยวและซ่อนเร้นความน่าเชื่อถือ แนวความคิดความเข้าใจ ความถูกต้องและสมบูรณ์ของแบบจำลองของสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่เอาไว้

วิธีการนี้ออกแบบมา เพื่อใช้ประโยชน์กับสิ่งก่อสร้างที่มีลักษณะเฉพาะ หรืออาจจะเป็นสิ่งก่อสร้างทางประวัติศาสตร์ และอาจจะนำมาใช้กับสิ่งก่อสร้างทั่วไป เช่น อาคาร และสะพานเป็นต้น การนำวิธีการนี้มาใช้ครั้งแรกกับสิ่งก่อสร้างที่ซับซ้อน ได้ใช้ผู้ร่วมงานและผู้เชี่ยวชาญสูงมากันค้ำว ร่วมกันเป็นทีม และใช้เวลาร่วมกันเป็นเวลาหลายๆ เดือน อย่างไรก็ตาม การนำมาใช้ครั้งแรกนั้น ได้เป็นแนวทางในการตรวจสอบสภาพกำลังของสิ่งก่อสร้างซึ่งจะทำให้วิธีการประเมินเชิงปริมาณน่าเชื่อถือมากขึ้น และจะเป็นผลนำไปสู่การประเมินสถานภาพทั่วไปและสถานภาพเฉพาะส่วนของ โครงสร้างได้ นอกจากนี้ Structural Identification ยังใช้เพื่อปรับปรุงกฎเกณฑ์ในการออกแบบ และการบำรุงรักษาส่งก่อสร้างด้วย

ผู้เขียนและทีมงาน ได้ใช้ Structural Identification สำนวจอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ๒๗ ชั้น สำนวจสะพานเหล็กที่มีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC Deck on Steel Girder Bridge) สองแห่ง ตลอดจนสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีหลายช่วง (RC Slab Bridge) หลายแห่ง และสะพานทรีสเหล็ก (Steel Truss Bridge) สองแห่ง (๑, ๒, ๓, ๔, และ ๕) บทความนี้ จะสรุปประเด็นสำคัญต่างๆ

ในการนำ Structural Identification มาใช้ประโยชน์ และอธิบายสิ่งท้าทายที่ยังเหลืออยู่

๒.๑ วิธีการวินิจฉัยโครงสร้าง (Structural Identification Methodology)

วิธีการต่อไปนี้ ได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อให้ Structural Identification มีความน่าเชื่อถือ โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของสิ่งก่อสร้างที่สมบูรณ์แบบและถูกต้อง

๑. การเก็บรวบรวมข้อมูล ที่เกี่ยวกับสิ่งก่อสร้าง การตรวจสอบ และวัดขนาดสิ่งก่อสร้างที่อยู่พื้นที่จริง และทำแบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้น (A-priori analytical model)
๒. ศึกษาตัวแปรต่างๆ ของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้น เพื่อกำหนดขอบเขตของตัวแปร
๓. ออกแบบ วางแผน และทำการทดสอบโมเดล (modal test)
๔. วิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการทดลอง และประเมินสถานภาพของโครงสร้างในมิติต่างๆ ทางโมเดล และเฟล็กซิบิลิตี (modal and flexibility spaces)
๕. ปรับปรุงแบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้น ใน modal space ให้ดีขึ้น โดยอาศัยวิธี parameter optimization algorithms
๖. ศึกษาและประเมินข้อผิดพลาดต่างๆ ที่เป็นไปได้ ไม่ว่าจะเป็นมาจากการทดลอง หรือจากการวิเคราะห์ผลการทดลอง เป็นต้น
๗. ตรวจสอบความสมบูรณ์และความถูกต้องของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ โดยการเปรียบเทียบการตอบสนองทั่วๆ ไป ของแบบจำลองและผลที่ได้จากการทดลอง
๘. ถ้าจำเป็น ให้ทำการทดลองเพิ่มเติม เพื่อทำให้เกิดแนวความคิดในการวินิจฉัยโครงสร้างที่ชัดเจนขึ้น ทำการวัดกลไก และสังเกตการตอบสนองของโครงสร้างต่างๆ ในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของสิ่งก่อสร้างมากยิ่งขึ้น และรวบรวมกลไกเหล่านี้นลงในแบบจำลองเชิงวิเคราะห์
๙. หาสูตรของออบเจกทีฟฟังก์ชัน (objective function) ซึ่งแสดงความสัมพันธ์ระหว่างข้อผิดพลาดทางการทดลอง กับความรู้พื้นฐานที่ได้จากประสบการณ์เกี่ยวกับรูปแบบโครงสร้างทั่วๆ ไป และโครงสร้างที่มีลักษณะเฉพาะ
๑๐. หาดัชนีที่สำคัญของแบบจำลองเชิงเส้น (linearized model) และหาความสมจริงของแบบจำลองนี้ โดยการทดลองเพิ่มเติมที่ระดับหน่วยแรงที่สูงขึ้น หลัง

จากขั้นตอน (๑)-(๑๐) แล้ว ก็จะนำตัวแปรบางตัวซึ่งมีนัยสำคัญต่อผลลัพธ์เข้ามา
ผนวกไว้ในแบบจำลองเพื่อให้แบบจำลองมีความสมบูรณ์และสมจริงยิ่งขึ้นตามลำดับ
๑๑. เปลี่ยนรูปแบบ แบบจำลองเชิงเส้น ไปเป็นแบบจำลองที่ไม่ใช่เชิงเส้น (nonlinear
model) เพื่อใช้ประโยชน์ในการวิเคราะห์โครงสร้างในระดับที่จะเกิดความเสียหาย
และความล้มเหลวของสิ่งก่อสร้างตามสภาพที่เป็นจริง

๒.๒ การทดสอบโมเดลและความยืดหยุ่นโมเดล (Modal Testing & Modal Flexibility)

Modal testing เป็นส่วนการทดลองหลักของ Structural Identification คณะผู้เขียน
ได้สำรวจวิธีการทดสอบโมเดลหลาย ๆ ชนิดที่แตกต่างกัน ซึ่งได้พัฒนาขึ้นมาให้เหมาะสมกับ
การทดสอบโครงสร้างทางยานอวกาศ และอาคารฐานส่งจรวดเพื่อที่จะนำเทคนิคเหล่านี้มาประยุกต์
ใช้กับโครงสร้างทางวิศวกรรมโยธา เช่น อาคาร และสะพาน เป็นต้น Raghavendrchar และ Aktan
(๓) นำวิธีการทดสอบโดยใช้แรงกระแทก (impact) และใช้เครื่องมือวัดความเร่งของโครงสร้างหลาย ๆ
จุดที่เรียกว่า multireference impact testing มาใช้กับสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก และประสบ
ผลสำเร็จเป็นครั้งแรก การศึกษานำร่องครั้งนั้นได้ชี้ให้เห็นว่า multireference impact testing
สามารถใช้เป็นหลักทางด้านการทดลองสำหรับการวินิจฉัยโครงสร้างอย่างละเอียดถี่ถ้วนของสิ่งก่อสร้าง
ขนาดใหญ่ได้

ในปัจจุบันนี้ถ้าจะให้ flexibility ที่ถูกต้อง จากผลการทดลองโดยตรง จะต้องพิถีพิถัน
อย่างมากในการออกแบบ และการลงมือปฏิบัติทางด้าน modal testing โดยเฉพาะอย่างยิ่ง การ
วิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากการทดลอง ซึ่งต้องอาศัยความร่วมมือระหว่างผู้เชี่ยวชาญทางวิศวกรรมโยธา
และวิศวกรรมเครื่องกล รวมกลุ่มกันเป็นทีมงานกันคืบแล้วฝึกฝนสมาชิกของทีมงานให้เข้าใจเกี่ยว
กับ modal testing และวัตถุประสงค์ของ Structural Identification ด้วย เนื่องจากการค้นคว้า
และพัฒนาเพิ่มขึ้นมากตามลำดับ ในอนาคตอันใกล้นี้อาจจะมีวิธีการทดสอบที่ง่ายต่อการปฏิบัติ
หรือมีวิธีการทดสอบแบบอัตโนมัติ ของ impact testing และจะมีการนำอุปกรณ์เครื่องมือ รวมทั้ง
โปรแกรมคอมพิวเตอร์ มาใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลการทดลองด้วย

ในกรณีของอาคาร สะพานขนาดใหญ่ หรือสิ่งก่อสร้างขนาดใหญ่อื่นๆ ที่มีรูปทรงสลับ
ซับซ้อน การหาตัวแปรที่มีนัยสำคัญต่อการตอบสนองของโครงสร้าง เมื่อถูกกระทำด้วยแรงของ
แผ่นดินไหว หรือแรงขนาดใหญ่อื่นๆ ในแนวราบ เช่น แรงลม เป็นต้น impact testing อาจไม่
เหมาะสมที่จะนำมาใช้ ฉะนั้นจำเป็นต้องใช้ การทดสอบโมเดล โดยใช้เครื่องเขย่าให้เกิดแรงกระตุ้น

(forced-excitation modal testing) อุปกรณ์เครื่องมือ และโปรแกรมคอมพิวเตอร์สำหรับ forced-excitation testing ที่จะใช้นั้นขึ้นอยู่กับขนาด และลักษณะกลศาสตร์การเคลื่อนไหวของโครงสร้างที่ใช้ทดสอบ พร้อมกับระดับของแรงกระตุ้นที่ต้องการ และระยะความถี่ทางของตารางโมเดล (modal grid) คณะผู้เขียนได้พัฒนาการทดสอบโมเดลแบบครบวงจร (closed-loop modal test) โดยใช้เครื่องเขย่าแรงกระตุ้นเชิงเส้น (servo-linear exciter) ซึ่ง Somaprasad et al (๑) ได้เคยใช้กับอาคารเดียวกันเมื่อ ๓ ปีก่อน บทความนี้จะให้รายละเอียดประเด็นสำคัญในการทดลองบางประการเพิ่มเติม

คณะผู้เขียนได้รวบรวมรูปร่างโหมด (mode shapes) ความถี่ (frequencies) และสัมประสิทธิ์ของตัวหน่วง (damping coefficients) ที่ได้มาจากการทดลองโมเดล เพื่อปรับปรุงแบบจำลองของโครงสร้างให้สมจริง ในการทดลองครั้งนี้คณะผู้เขียนได้พบว่า ความน่าเชื่อถือเกี่ยวกับรูปร่างโหมดและความถี่ของโหมดใดโหมดหนึ่งของสิ่งก่อสร้างที่ซับซ้อน ควรอยู่ในระดับไม่เกิน ร้อยละ ๙๐ เนื่องจากการวิเคราะห์ข้อมูลต่างๆ ที่ได้มาจากการทดลอง อาศัยพื้นฐานความสัมพันธ์เชิงเส้น และยังมีข้อผิดพลาดทางการทดลองที่ไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ (experimental error) เช่น การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ การสั่นสะเทือนของยานพาหนะที่แล่นผ่านไปมาขณะทดลอง และแรงลมเป็นต้น ซึ่งส่งผลกระทบต่อความถี่ที่ใช้ทดลองนั้น โดยปกติความคลาดเคลื่อนของความถี่เนื่องจากสาเหตุดังกล่าวอยู่ในระดับไม่เกินร้อยละ ๕

ผลกระทบของการเปลี่ยนแปลงขนาดหน่วยแรง และอัตราการบรรทุก ต่อความถี่และรูปร่างโหมดนั้น ขึ้นอยู่กับสิ่งก่อสร้าง ซึ่งผลกระทบที่เห็นได้ชัด ก็คือ ผลกระทบต่อสภาพขอบเขต (boundary conditions) ของสิ่งก่อสร้างนั้นๆ

คณะผู้เขียนเห็นว่า การนำเอา mass-normalized modal vectors จำนวนที่มากพอ มาคำนวณความยืดหยุ่น ต่อไปจะเรียกว่า “modal flexibility” ซึ่งเป็นดัชนีที่สามารถบ่งชี้สภาพความเสียหายของโครงสร้างได้ อนึ่ง ถ้าความผิดพลาดเนื่องจาก การนำเอาโมเดลเวกเตอร์มาไม่เพียงพอ (modal truncation errors) อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ modal flexibility ก็สามารถเป็นเครื่องวัดความยืดหยุ่นของโครงสร้าง (structural flexibility) ได้ ฉะนั้นจึงสรุปได้ว่า flexibility matrix ที่มีจำนวนตัวแทนจุด ของโครงสร้างที่เพียงพอ (point of flexibility) จะสามารถเป็นดัชนีที่มีความหมายสมบูรณ์พอที่จะอธิบายสภาพของโครงสร้างได้

๓. การนำไปใช้ประโยชน์

ในการนำไปประยุกต์ใช้ ขั้นตอนสำคัญๆ ของ Structural Identification จะดำเนินไปตามลำดับดังนี้ สิ่งแรกก็คือ modal flexibility ที่เป็นตัวบ่งชี้ความเสียหายของโครงสร้าง ได้ถูกนำไปทดลองกับสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ต่อจากนั้นก็นำเอา Structural Identification ไปใช้กับอาคาร ๒๗ ชั้น และสะพานเหล็กที่มีพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กอีกแห่งหนึ่ง ซึ่งจะกล่าวถึงรายละเอียดต่อไป

๓.๑ การประยุกต์ใช้กับสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

เพื่อเป็นการทดสอบแนวความคิดที่ว่า modal flexibility สามารถใช้เป็นตัวบ่งชี้บอกความเสียหายของโครงสร้างได้ ตัวอย่างที่ใช้ทดสอบคือ สะพานเบอร์ CLE-222-2622 ซึ่งเป็นสะพานที่มีคานและพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งสร้างขึ้นเมื่อปี พ.ศ.๒๕๔๖ มี ๒ ทางวิ่ง และ ๓ ช่วงสะพานแบบต่อเนื่อง ความยาว ๑๐๕ ฟุต (ดูรูปที่ ๑) มีอายุการใช้งาน ๓๘ ปี ขณะที่ทำการทดสอบได้เลิกใช้แล้ว สะพานนี้ได้ถูกทดสอบในสภาพบรรทุกใช้งาน และสภาพบรรทุกที่ก่อความเสียหายแก่ตัวสะพานจนถึงสภาพพังทลาย โดยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจำลองขึ้นเรื่อย ๆ (๒)

๓.๑.๑ การทดลองเพื่อพิสูจน์แนวความคิด

การทดลองโมเดลโดยใช้แรงกระแทก ได้ทำการทดลองก่อน ระหว่าง และภายหลังการทดสอบแบบทำลาย (destructive test) รวมทั้งสิ้น ๔ ครั้ง ผลการทดลองได้แสดงไว้ในรูปที่ ๒ ซึ่งแสดงการตอบสนองในแนวดิ่ง ในรูปของความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดในแนวดิ่งกับการโก่งตัวของสะพาน การทดลองครั้งที่ ๒ ได้ดำเนินการหลังจากที่เอาผิวหน้าของพื้นผิวจราจรที่หุ้มด้วยอัสปัลต์ออก และติดตั้งอุปกรณ์ที่ให้น้ำหนักบรรทุกแก่สะพาน ผลการทดลองครั้งที่ ๒ นี้ใช้เป็นเส้นพื้นฐาน (baseline) สำหรับไว้เปรียบเทียบกับผลการทดลองครั้งต่อไป การทดลองครั้งที่ ๓ ดำเนินการหลังจากให้น้ำหนักบรรทุก ซึ่งคิดเป็นน้ำหนักบรรทุก ๒๐ คัน และปล่อยให้สะพานเป็นอิสระจากน้ำหนักบรรทุกเหมือนเดิม การทดลองครั้งที่ ๔ ดำเนินการหลังจากสะพานพังทลายโดยแรงเฉือนในช่วงปลายสะพานที่มีน้ำหนักบรรทุกกระทำอยู่ การศึกษาเชิงวิเคราะห์จากการทดลองทั้งหมดนี้ชี้ให้เห็นว่า global และ local modes จะมีความถี่อยู่ระหว่างแถบความถี่ 0-60Hz ซึ่งสามารถนำไปใช้คำนวณ flexibility ได้อย่างเพียงพอ

๓.๑.๒ ผลการทดลองโมเดล

ความถี่และแอมพลิจูดตัวหน่วง ซึ่งได้มาจากการทดลองทั้ง ๔ ครั้ง ได้ให้ไว้ในตารางที่ ๑

ในการทดลองครั้งที่ ๒ และ ๓ จากการวิเคราะห์รูปร่างโหมดจำนวน ๑๙ โหมด ที่ได้จากการทดลองพบว่าการเปลี่ยนแปลง stiffness ในสภาวะความเสียหายที่เกิดขึ้นกับสะพานระหว่างการทดลองครั้งที่ ๒ และ ๓ จะมีมาก แต่ความถี่ที่วัดได้เปลี่ยนแปลงไม่เกินร้อยละ ๕ ยิ่งไปกว่านั้น การเปลี่ยนแปลงนี้เกิดขึ้นกับโหมดที่มีความถี่สูง ซึ่งเป็นโหมดที่มีขนาดของการเคลื่อนไหวสูงเท่านั้น ในส่วนของพื้นที่ที่เสียหาย รูปร่างโหมดและความถี่ไม่ได้เปลี่ยนแปลงอย่างผิดปกติ เนื่องจากความถี่และรูปร่างโหมดเป็นสิ่งที่สะท้อนคุณลักษณะทาง dynamics อย่างกว้างๆ (global) ของโครงสร้างเท่านั้น

๓.๑.๓ ความยืดหยุ่นโมเดล (Modal Flexibility)

จากการศึกษาเชิงวิเคราะห์ สำหรับสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ความแตกต่างมากที่สุดระหว่าง modal flexibility ที่คำนวณมาจาก ๑๙ โหมด และ flexibility ที่มีอยู่จริงซึ่งคำนวณมาจาก Finite Element มีค่าไม่เกินร้อยละ ๒๐ ซึ่งจะพบเฉพาะที่ปลายของสะพานบางแห่งเท่านั้น โดยทั่วไปแล้วถ้าสามารถนำรูปร่างโหมดมาวิเคราะห์ได้ถึง ๒๐ โหมดก็น่าจะเพียงพอสำหรับการคำนวณ flexibility ได้ถึง ร้อยละ ๙๐ ของ flexibility ของโครงสร้างที่มีอยู่จริง ดังนั้น การวัดและวิเคราะห์ให้ได้ local modes มากที่สุด จึงเป็นสิ่งสำคัญยิ่งในการหา flexibility ณ จุดจุดหนึ่งบนโครงสร้างให้ถูกต้อง

๓.๑.๔ การวินิจฉัยความเสียหาย (Damage Identification)

ผลการทดลองครั้งที่ ๒ ซึ่งดำเนินการก่อนที่จะใส่น้ำหนักบรรทุกบนสะพานให้เกิดความเสียหาย (รูปที่ ๒) ได้ถูกนำมาใช้เป็นแบบจำลองพื้นฐาน ที่จะใช้เปรียบเทียบกับไป ขณะที่ทำการทดลองครั้งที่ ๓ ไม่มีสัญญาณใดๆ ที่บ่งบอกความเสียหาย ปรากฏให้เห็นชัดทั้งข้างบนและข้างล่างของพื้นสะพาน แม้ว่ารูปที่ ๒ จะชี้ให้เห็นว่า มีการโก่งตัวของสะพานถึง ๐.๕ นิ้ว ณ จุดที่ให้น้ำหนักบรรทุกลงไปที่การทดลองครั้งที่ ๓ ชี้ให้เห็นว่า เหล็กเสริมที่ติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียด (strain) ไม่มีเส้นใดเลยถึงจุดคานง ถึงแม้ว่าจะมีรอยร้าวปรากฏให้เห็นที่ด้านล่างพื้นสะพานในขณะที่น้ำหนักบรรทุกมากที่สุด แต่รอยร้าวก็ปิดเข้า เมื่อมีการปล่อยน้ำหนักบรรทุก flexibilities ซึ่งได้จากโมเดลเวกเตอร์ ของการทดลองครั้งที่ ๒ และ ๓ ซึ่งถูกบรรทุกเชิงวิเคราะห์โดยน้ำหนักบรรทุกแผ่นแนวดิ่ง ทำให้ได้มาซึ่งโปรไฟล์ของการโก่งตัว (deflection profiles) ซึ่งเปรียบเทียบให้เห็นความแตกต่างอย่างเห็นได้ชัดระหว่าง deflection profiles บริเวณลอคของน้ำหนักบรรทุก (รูปที่ ๔) การโก่งตัวที่ได้มาจาก modal flexibility ภายหลังที่สะพานถูกทำให้เสียหาย มีค่ามากกว่า baseline flexibility ซึ่งเห็นได้ชัดว่า modal flexibility ตอบสนองต่อความเสียหายได้ดีกว่าความถี่และรูปร่างโหมด ดังนั้น

เมื่อพบพื้นที่ส่วนหนึ่งเกิดความเสียหาย เราควรใช้น้ำหนักเชิงวิเคราะห์หลายรูปแบบต่าง ๆ กัน ลงบน baseline flexibility และ post-damage flexibility (ความยืดหยุ่นภายหลังจากเกิดความเสียหาย) ซึ่งจะเน้นให้เห็นความเสียหายของโครงสร้างอย่างเด่นชัดขึ้น เพื่อกำหนดขอบเขตของพื้นที่ที่เสียหาย และทำการประเมินค่าความเสียหายเพิ่มเติมโดยการทดลองแบบไม่ทำลายเฉพาะที่ (local nondestructive evaluation) ต่อไป (๖)

๓.๒ การประยุกต์ใช้กับอาคารคอนกรีต ๒๗ ชั้น

๓.๒.๑ ลักษณะของอาคาร

อาคารนี้ตั้งอยู่ที่ มหาวิทยาลัยชินชินแนติ มลรัฐโอไฮโอ เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง ๒๗ ชั้น (ดูรูปที่ ๕) อาคารหลังนี้ถูกทำลายโดยการใช้อะลูมิเนียม ที่.เอ็น.ที เมื่อวันที่ ๒๓ มิถุนายน พ.ศ.๒๕๓๔ แบบแปลนทั่วไปของอาคาร ได้แสดงไว้ในรูปที่ ๖ อาคารนี้สูง ๒๗๘.๒๕ ฟุต พื้นอาคารเป็นพื้นไร้คาน (flat slab) หนา ๗.๒๕ นิ้ว ซึ่งรองรับโดยเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก ระบบหลักของการต้านทานแรงดันด้านข้าง ประกอบด้วยโครงสร้างระหว่างพื้นกับเสาซึ่งมีแกนกลาง ๒ ตัว (สำหรับลิฟต์) แกนกลางทั้งสองถูกเชื่อมโดยพื้นหนา ๕ นิ้ว และมีผนัง shear walls รอบด้าน โครงสร้างระหว่างพื้นกับเสา

๓.๒.๒ แบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้น

แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ ถูกสร้างขึ้นมาโดยอาศัยคอมพิวเตอร์โปรแกรม ETABS(7) ก่อนที่จะทำการทดลองโมเดล การวิเคราะห์แบบจำลองนี้กระทำเพื่อที่จะใช้ออกแบบการติดตั้งเครื่องมือสำหรับการทดลอง ซึ่งสำคัญมากต่อการตัดสินใจว่า จะใช้กี่โหมดจากการทดลอง และเพื่อที่จะชี้ตำแหน่งความแข็งแรงในแนวราบ (lateral stiffness) ความไม่ต่อเนื่องของอินเนอร์เซีย และความแข็งแรงต่อแรงบิด ยิ่งกว่านั้น การวิเคราะห์นี้ ยังกระทำเพื่อให้ทราบว่า การตอบสนองเนื่องจากแรงกระตุ้น (excitation force) มีขนาดมากพอที่จะวัดได้หรือไม่

ข้อมูลที่หามาได้เกี่ยวกับตัวอาคาร ซึ่งประกอบด้วยแบบแปลน และกำลังประลัยของคอนกรีตจริงๆ ที่ได้จากการทดลอง ได้ถูกนำมาใช้ในการสร้างแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ ๓ มิติ โดยการใช้ไฟไนต์อีลิเมนต์ จำลองแกนกลางและ shear walls และใช้ beam และ column elements จำลองชิ้นส่วนของโครงสร้างที่ยังเหลืออยู่ ความแข็งแรงต่อแรงดัดของพื้น ถูกจำลองโดยใช้โครงร่างแบบพื้น-เสา (a slab-column frame) และคานประสิทธิผลของโครงร่างนี้ มีความกว้างเท่ากับความกว้างของพื้นที่ระหว่างเสาในทิศทางตามแนวขวาง คูณด้วยสัมประสิทธิ์ความกว้างประสิทธิผล

(๘) กำลังของคอนกรีตที่ได้จากผลการทดสอบจะถูกนำมาใช้ในการคำนวณโมดูลัสของความยืดหยุ่นฐานของตึกสมมติเป็นแบบไม่เคลื่อนที่ (fixed) มวลของการเคลื่อนที่ในแนวตรง (translational mass) และมวลของการเคลื่อนที่แบบหมุน (rotational mass) โมเมนต์ออฟอินเนอร์เซียของพื้น ถูกกำหนดให้อยู่ที่จุดศูนย์กลางของมวลในแต่ละชั้น แบบจำลอง ๓ มิติของอาคาร ได้แสดงไว้ในรูปที่ ๗

จากการวิเคราะห์ทางไอเกนแวลู (Eigenvalue) พบว่าเมื่อพิจารณาเพียง ๙ โหมดแรกที่ได้จากการทดลอง ค่า modal participation factor สูงกว่าร้อยละ ๙๓ ของค่าที่มีอยู่จริง เนื่องจากอาคารนี้มีลักษณะของโครงสร้างแตกต่างจากอาคารทั่วไป จากการที่ shear walls มาสิ้นสุดที่ชั้น ๓ ดังนั้นในการคำนวณค่า modal participation factor จึงจำเป็นต้องศึกษาอิทธิพลของ modal truncation ที่มีผลต่อ lateral flexibility

๓.๒.๓ การทดลองโมเดลโดยใช้แรงกระตุ้น (Modal Tests By Forced Excitation)

การทดลองโมเดลบนอาคารนี้ ได้มีผู้ทำมาก่อนแล้ว โดยใช้เครื่องกำเนิดแรงกระตุ้นแบบเชิงเส้น (linear mass-inertia exciter) หนัก ๑๕๐๐ ปอนด์ (๙) แต่ข้อมูลที่ได้จากกลไกการตอบสนองที่สำคัญนั้นยังไม่น่าเชื่อถือ เพราะว่าอัตราส่วนระหว่าง สัญญาณที่ต้องการต่อสัญญาณที่รบกวน (signal-to-noise ratio) ที่ได้จากการกระตุ้นแบบ random ค่อนข้างต่ำ ยิ่งกว่านั้น แรงกระตุ้นก็ไม่เพียงพอที่จะกระตุ้นโหมดที่มีความถี่ต่ำ และไม่เพียงพอที่จะมีอิทธิพลเหนือกว่าการกระตุ้นของแรงลม ซึ่งจะมีผลต่อการตอบสนองต่อแรงกระตุ้น (forced-excitation responses) นอกจากนั้น แรงกระตุ้นยังไม่เพียงพอที่จะทำให้เกิดการโยกตัวของฐานราก (foundation rocking) ให้มีขนาดพอที่จะวัดได้ ดังนั้น จึงต้องทำการทดลองโมเดลซ้ำเพื่อที่จะได้มาซึ่งข้อมูลที่ถูกต้องและน่าเชื่อถือ

การทดลองโมเดลครบวงจร ได้ปฏิบัติโดยใช้แรงกระตุ้นสูงขึ้นและการนำเอาเทคโนโลยีใหม่ๆ ทางด้านเครื่องมืออุปกรณ์ และโปรแกรมคอมพิวเตอร์มาใช้ เครื่องมือที่ใช้ประกอบด้วย (๑) เครื่องกำเนิดแรงกระตุ้น (Servo-controlled hydraulic linear-mass exciter) (๒) เครื่องมือวัดความเร่ง (PCB393 Seismic Accelerometers) (๓) เครื่องรับสัญญาณและควบคุมการทดลอง (HP SINE signal processing and test control hardware and software)

การติดตั้งเครื่องมือทดลอง ได้แสดงไว้ในรูปที่ ๘ เครื่องมือวัดความเร่งของโครงสร้างทั้ง ๓ มิติ ถูกติดตั้งไว้ในแนวราบ ทั้งหมด ๘ ชั้น เพื่อวัดการตอบสนองในแนวราบและแนวบิด และติดตั้งในแนวตั้ง บนด้านข้างของ cores และบนเสาที่อยู่ตรงมุมไกลสุดของปีกทั้งสองของอาคารในชั้น basement เพื่อที่จะประเมินค่าการโยกตัวของฐานราก ส่วนเครื่องกำเนิดแรงกระตุ้นติดตั้งอยู่ที่ชั้น ๒๕

ในการทดลองแรงกระตุ้นแบบคลื่น sine และความถี่ของคลื่นเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เพื่อให้ได้ signal-to-noise ratios ที่สูง แรงกระตุ้นทำให้ตึกสั่นสะเทือน ความเร่งของตึกที่เกิดจากการสั่นสะเทือน ถูกวัดและดำเนินการโดยระบบเก็บข้อมูล (data acquisition system) โดยลดสัญญาณที่ไม่ต้องการให้เหลือน้อยที่สุด โดยการหาค่าเฉลี่ยของสัญญาณ ข้อมูลที่ถูกดำเนินการแล้วได้เก็บไว้ในรูปแบบของฟังก์ชันของการตอบสนองเชิงความถี่ (Frequency Response Function-FRF) สำหรับที่จะวิเคราะห์ในขั้นต่อไป เมื่อใส่แรงเป็นรอบ (harmonic force) ขนาด ๓๒๐๐ ปอนด์ (ประมาณ ๐.๐๘% ของน้ำหนักอาคาร) ที่ชั้น ๒๕ ที่ความถี่ตรงกับโหมดที่ ๓ ของการเคลื่อนไหวในทิศตะวันออก-ตะวันตก (Third Bending EW mode) พบว่าความเร่งของอาคารที่ชั้นเดียวกัน มีค่าเท่ากับ ๒.๗ milli g. ความเร่งจะลดลงเป็นอย่างมากเมื่อระยะทางห่างจากจุดที่เราใส่แรงเข้าไปจนถึงฐานรากของตึก แต่ข้อมูลที่ไดมาจากการวัดที่ฐานรากของตึก เป็นข้อมูลที่เชื่อถือได้ เนื่องจากการหาค่าเฉลี่ยของสัญญาณ ทำให้สัญญาณ (noise) ซึ่งมีการกระจายแบบ random หักล้างกันหมดไป

๓.๒.๔ ผลการทดลองโมเดล

ข้อมูล FRF ที่เก็บไว้ ก็ถูกวิเคราะห์ต่อไป โดยใช้ curve-fitting algorithm ที่มีชื่อว่า Polyreference Frequency Fomain Algorithm (๑๐) ผลการวิเคราะห์ของ ๙ ความถี่แรก ตัวหน่วงและโมเดลเวกเตอร์ได้แสดงไว้ในตารางที่ ๒ โมเดลเวกเตอร์ถูกนอร์มัลไลซ์(normalized) เพื่อที่จะได้มาซึ่ง mass-normalized modal vectors การคำนวณค่าความยืดหยุ่นในแนวราบเป็นแบบปราศจากการสมมติเมทริกซ์ของมวล การเคลื่อนไหวของฐานรากซึ่งวัดได้เมื่อแรงกระตุ้นอยู่ในแนวเหนือ-ใต้ (NS) ได้แสดงไว้ในรูปที่ ๙ ฐานรากของแกนกลางสองตัว แสดงการโยกตัวอย่างเห็นได้ชัด และเสาที่อยู่ไกลสุดของแต่ละด้านของแกนกลาง ได้เคลื่อนที่ขึ้นลงในทิศทางตรงกันข้าม ความยืดหยุ่นของการหมุน (rotational flexibility) ของฐานรากของแกนกลางจากการเคลื่อนที่ได้ถูกวัดและประเมินเป็นตัวเลข

๓.๒.๕ การปรับปรุงแบบจำลอง

เนื่องจากการทดลอง ได้ชี้ให้เห็นว่า ฐานรากของแกนกลางมีการโยกตัว ดังนั้นกลไกนี้จึงควรจะถูกจัดเข้าไปในแบบจำลองอย่างเหมาะสม เพื่อให้บรรลุเป้าหมายการทดลอง ชั้นสมมติ (dummy floor) จึงถูกเพิ่มเติมลงไปให้อยู่ใต้ชั้น basement ของแบบจำลองเบื้องต้น เพราะว่าไม่มีสปริงในแนวตั้งในกลุ่มอิลิเมนต์ของ ETABS ฉะนั้นเสาของชั้นสมมติ จึงถูกกำหนดให้ทำหน้าที่เป็นสปริง

ในแนวดิ่งแทน เพื่อที่จะเลียนแบบการโยกตัวของฐานรากของแกนกลาง แต่ละแกนกลางถูกรองรับด้วยสปริงในแนวดิ่ง ๔ ตัว (รูปที่ ๑๐) นอกจากนั้น เสาทุกต้นของชั้นสมมติยังถูกรองรับโดยสปริงในแนวดิ่งเสาสละสปริง ความยืดหยุ่นระหว่างดินกับฐานรากในแนวราบถูกจำลองโดยใช้สปริงอิลิเมนต์ในแนวราบ stiffness ของสปริงถูกปรับปรุงเพื่อให้เกิดความสัมพันธ์กันระหว่าง analytical rotational flexibility กับค่าที่วัดได้จากการทดลอง จากการวิเคราะห์พบว่า ความยืดหยุ่นในแนวเหนือ-ใต้ (NS) เพิ่มขึ้นเพียงร้อยละ ๒ ที่หลังคา ขณะที่มีการเพิ่มสูงถึงร้อยละ ๒๐ ที่ชั้นแรก

เมื่อเปรียบเทียบระหว่างความยืดหยุ่นที่ได้จากการคำนวณและจากการวัด จะเห็นว่า NS flexibility ที่คำนวณได้ มีค่าสูงกว่าที่วัดได้ประมาณร้อยละ ๓๗ (รูปที่ ๑๑) ซึ่งจำเป็นต้องศึกษาเพิ่มเติม เพื่อที่จะบ่งชี้และหาตัวแปรที่ยังไม่รู้ ซึ่งมีอิทธิพลต่อ NS flexibility และพบว่าพื้นที่เชื่อมระหว่างแกนกลาง (slab-core-coupling) ถูกละเลยในแบบจำลองเบื้องต้น ดังนั้น ในการปรับปรุงแบบจำลองขั้นต่อไป แกนกลางได้ถูกเชื่อมโดย plate แข็ง ซึ่งมีค่า stiffness สูงมาก (infinity) ในแนวราบ และมีค่าเท่ากับศูนย์ที่นอกระนาบ อย่างไรก็ตาม จากการค้นคว้าทางด้านการทดลองก่อนหน้านี้ [๑๑] ชี้ให้เห็นว่าพื้นที่ระหว่าง shear walls จะทำหน้าที่เป็นตัวยึดโยงในแนวราบ (lateral coupling) เพื่อที่จะจำลองตัวยึดโยงนี้ คานยึดโยงที่มีความกว้างเท่ากับความกว้างประสิทธิภาพของพื้นที่ทั้งหมด ซึ่งกว้างกว่าขนาดของแกนกลาง ๗๖.๕ นิ้ว ได้ถูกจัดลงในแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ หลังจากการปรับปรุงนี้แล้ว ความยืดหยุ่นที่คำนวณได้มีค่าใกล้เคียงมากกับค่าที่วัดได้ ซึ่งชี้ให้เห็นว่าลักษณะการตอบสนองของอาคารต่อการเขย่าเป็นเสมือนราวกับว่ามีตัวยึดโยงที่สมบูรณ์แบบเชื่อมระหว่างแกนกลางทั้งสอง

๓.๓ การประยุกต์ใช้กับสะพานเหล็กที่มีพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก

สาเหตุที่สะพานทางหลวงด้านทิศตะวันตกของเมืองซินซินเนติ ถูกเลือกให้เป็นตัวอย่างของการทดลอง เนื่องจากสะพานนี้เป็นตัวแทนของสะพานเหล็ก ประเภทสตริงเจอร์ (Stringer) ซึ่งมีอยู่เป็นจำนวนมากในมลรัฐโอไฮโอ สะพานนี้ถูกสร้างขึ้นในปี พ.ศ.๒๕๓๓ เป็นสะพานที่ไม่มีสลักรับแรงเฉือน (shear connector) ระหว่างพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กกับคานเหล็ก มี ๒ ทางวิ่ง และ ๓ ช่วงสะพานแบบต่อเนื่อง (ช่วงแรก ๕๕ ฟุต ช่วงที่สอง ๗๘ ฟุต และช่วงสุดท้าย ๕๕ ฟุต) ตอม่อเชิงสะพาน (Abutment) ถูกหล่อให้เป็นเนื้อเดียวกันกับพื้นสะพาน และฝังคานเหล็กบางส่วนเข้าไปในตอม่อเชิงสะพานด้วย ซึ่งลักษณะการก่อสร้างแบบนี้เรียกว่า Integral Abutment (ดูรูปที่ ๑๒)

๓.๓.๑ แบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้น

แบบจำลองเบื้องต้น ถูกสร้างขึ้นตามแบบและขนาดของสะพานอย่างสมจริง รวมทั้งมีรายละเอียดคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ในการก่อสร้างสะพานด้วย ความพยายามอย่างหลากหลายได้ถูกใช้ในการจำลอง boundary condition โดยคำนึงถึงสภาพการต่อเนื่อง (continuity condition) และรูปทรง ๓ มิติของตัวสะพานด้วย (ดูรูปที่ ๑๓) คอมพิวเตอร์โปรแกรม SAP90 (๒) ถูกนำมาใช้ในการวิเคราะห์คุณสมบัติทาง dynamics ของสะพาน แรงผสมแบบสมบูรณ์ (full-composite action) ระหว่างพื้นสะพานที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก กับคานหลักที่เป็นเหล็กถูกจัดอยู่ในแบบจำลองเบื้องต้น การวิเคราะห์ทางไอเกนแวลูสำหรับแบบจำลองนี้ ให้ผลวิเคราะห์ในรูปแบบของความถี่ รูปร่างโหมด และความหนาแน่นของโหมด (modal density คือระยะห่างของโหมด หรือความถี่) ผลของการวิเคราะห์นี้จะใช้เป็นแนวทางสำหรับการเลือกแถบความถี่ที่สนใจในการทดลองโมเดล เพื่อแบ่งสะพานออกเป็นช่วงๆ และเพื่อวางตำแหน่งจุดอ้างอิง เพื่อให้ได้มาซึ่งข้อมูลระหว่างการปฏิบัติการจริงที่สะพาน

จากการศึกษาและวิเคราะห์ พบว่า นอกจากแรงผสมแล้ว การจำลอง boundary condition ที่ตอม่อเชิงสะพาน และการจำลอง continuity condition ที่คานหลักและตอม่อ (Pier) เป็นจุดวิกฤติ ดังนั้นความไม่แน่นอนทางด้านความยืดหยุ่นและจลนศาสตร์ของการเปลี่ยนตำแหน่ง (displacement kinematics) จึงมีอยู่มากในพื้นที่เหล่านี้

๓.๓.๒ การทดลองโมเดล

สะพานได้ถูกทดสอบทางโมเดลสองครั้ง เพื่อให้ได้มาซึ่งคุณสมบัติด้านกลศาสตร์การเคลื่อนไหวทั้งในแนวดิ่งและแนวราบ สำหรับการทดสอบ ซึ่งมุ่งไปที่ mode shape ในแนวดิ่ง แรงกระแทกบนสะพานถูกทำขึ้นโดยค้อนหนัก ๑๒ ปอนด์ที่ติดตั้งเครื่องวัดน้ำหนักบรรทุก (load cell) ที่ถ่ายไปยังสะพาน และอุปกรณ์ไฟฟ้าอื่นๆ ที่สามารถเก็บข้อมูลต่างๆ ไว้ได้ การทดลองโมเดลครบวงจรโดยการกระตุ้นแบบเป็นรอบ (harmonic excitation) ถูกทำขึ้นในแนวราบโดยมีทิศทางตั้งฉากกับความยาวของสะพาน

ความถี่บางความถี่ แพลตฟอร์มท่วงบางตัว และ mode shape บางรูปร่าง ซึ่งได้มาจากการทดลองโดยใช้แรงกระแทกของค้อน (impact testing) และโดยการใช้เครื่องกำเนิดแรงกระตุ้น (forced-excitation) ได้แสดงไว้ที่รูปที่ ๑๔ ความถี่และแพลตฟอร์มท่วงที่ได้มาจากการทดลองจริงจำนวน ๑ ชุด ได้ถูกบันทึกไว้และใช้เปรียบเทียบกับค่าที่ได้มาจากการวิเคราะห์ตามตารางที่ ๓ ความถี่

ตัวหน่วย รูปร่างโหมด และ mass-normalized modal vectors จำนวน ๒๑ ชุด ซึ่งได้มาจากผลการทดลอง ในรูปของ FRF เป็นผลการทดลองที่แสดงให้เห็นสภาพการสั่นของสะพาน และเป็นที่น่าสังเกตว่า ๒๐ โหมดแรกของสะพานที่ได้มาจากการทดลองอยู่ในช่วงแถบความถี่ ๒๐ เฮิรตซ์

๓.๓.๓ การปรับปรุงแบบจำลองให้ดีขึ้น (Calibration of the FEM)

การปรับปรุงแบบจำลองใน modal space : ความสัมพันธ์ระหว่าง ความถี่ของสะพานจากแบบจำลองเบื้องต้นและจากการทดลองจริง ถูกจัดไว้ในตารางที่ ๓ ตัวแปรที่สำคัญของแบบจำลองความถี่ ถูกปรับจนกระทั่งความสัมพันธ์ที่กล่าวมาใกล้เคียงกันขึ้นใน modal space การปรับปรุงความสัมพันธ์ในโหมดที่สูงขึ้นกระทำได้อย่างยิ่ง จึงเป็นเครื่องชี้ให้เห็นว่า กลไกการตอบสนองขึ้นพื้นฐานบางอย่าง ไม่สามารถจำลองได้อย่างสมจริงซึ่งเป็นขีดจำกัดของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้นนี้

ความยืดหยุ่นโมเดล : รูปที่ ๑๕ ได้แสดงให้เห็นรูปร่างที่เปลี่ยนไปของสะพานภายใต้น้ำหนักแผ่นในแนวตั้งที่ได้มาจากแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ที่ปรับปรุงแล้ว และ modal flexibility ซึ่งถูกกระทำด้วยเวกเตอร์ของแรงที่เหมาะสม ดังที่ได้วิจารณ์ไว้แล้วว่า แบบวิเคราะห์ที่ได้รับการปรับปรุงเฉพาะใน modal space เท่านั้น และคาดว่าจะยังมีข้อบกพร่องอีกมากมาย อย่างไรก็ตามรูปร่างของ modal flexibility ที่ได้ออกมานี้ ก็เป็นตัวบ่งชี้ทางด้านการวิเคราะห์อย่างหนึ่ง พอที่จะแสดงให้เห็นได้ว่า สะพานแสดงการตอบสนองที่สมเหตุสมผลหรือไม่

๓.๓.๔ การทดสอบความสมจริงของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์

การทดสอบว่า แบบจำลองเชิงวิเคราะห์สมจริงหรือไม่นั้น กระทำโดยการสร้างความสัมพันธ์ระหว่างความยืดหยุ่นเชิงวิเคราะห์ (analytical flexibility) ของแบบจำลอง ซึ่งได้รับการปรับปรุงใน modal space แล้ว กับ modal flexibility ซึ่งได้จากการทดลองจริง profile ของการโก่งตัวแบบ ๓ มิติ ในรูปที่ ๑๕ ชี้ให้เห็นความสัมพันธ์ดังกล่าว ดังที่ได้วิเคราะห์มาแล้วว่า profile เหล่านี้สอดคล้องกับการบรรทุกและน้ำหนักของสะพานที่มีน้ำหนักบรรทุกทุกแผ่นกระจายอยู่ โดยทั่วไปแล้ว การโก่งตัวจาก modal flexibility ควรมีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จาก analytical flexibility แต่เนื่องจากการนำโหมดมาคำนวณ modal flexibility ไม่ครบ รูปที่ ๑๕ แสดงให้เห็นว่า การโก่งตัวซึ่งได้จาก analytical flexibility มีค่าน้อยกว่าค่าที่ได้จาก modal flexibility โดยเฉพาะอย่างยิ่ง มีข้อขัดแย้งกันที่ค่อม และที่ค่อมเชิงสะพาน สิ่งนี้บ่งชี้ถึงความ “ไม่สมจริง” ของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้นที่อาจจะได้รับการจำลองอย่างไม่เหมาะสม ในกรณีนี้มีกลไกของ flexibility บางกลไกซึ่งวิกฤติ (โดยเฉพาะกลไกที่ค่อม และค่อมเชิงสะพาน)

๓.๓.๕ การทดลองเพิ่มเติมเพื่อให้แบบจำลองสมจริง และการวินิจฉัยเฉพาะที่ (Local Identification)

การทดลองครั้งที่สองถูกกำหนดขึ้น เพื่อการสังเกตและเกิดแนวความคิดความเข้าใจที่ดีขึ้น โดยติดตั้งอุปกรณ์และเครื่องมือที่สามารถวัดกลไกการตอบสนองที่วิกฤติให้เหมาะสมยิ่งขึ้น ในการทดลองครั้งนี้ สะพานรองรับน้ำหนักบรรทุกสถิต โดยการวางตำแหน่งรถบรรทุก ๔ คัน ในตำแหน่งที่แตกต่างกัน รถบรรทุกแต่ละคันหนักประมาณ ๕๐,๐๐๐ ปอนด์ และเป็นรถที่มีเพลาลำในทางยาวขนานกับตัวรถ ซึ่งเทียบได้เท่ากับยานพาหนะประเภท ๓ ของ AASHTO (กรมทางหลวงของสหรัฐอเมริกา)

เนื่องจากน้ำหนักสุทธิของรถบรรทุกรวมกันทั้ง ๔ คันเท่ากับ ๒๐๐,๐๐๐ ปอนด์ (โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อน้ำหนักถูกรวมกลุ่มกันเป็นจุดบนทางวิ่งตรงปลายช่วงสะพาน) ซึ่งเปรียบเสมือนจำนวนทวีคูณของน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ ดังนั้นการทดลองครั้งนี้ จึงเป็นการทดลองกำลังของสะพานให้ถึงจุดสูงสุดที่ยอมให้ ที่เรียกว่า “proof test” ด้วย การตอบสนองของสะพานถูกวัดโดยเครื่องแปลงกำลัง จำนวน ๖๐ เครื่องซึ่งตั้งรวมกลุ่มกันบริเวณปลายของสะพาน เพื่อหาความเครียด ความบิด และการเปลี่ยนตำแหน่ง (strain, distortion and displacement transducer) ข้อสังเกตที่ได้จากการทดลองคือ

แรงผสม (composite action) : ความเครียดที่วัดได้ตรงกลางช่วงของคานหลักที่ถูกบรรทุกชี้ให้เห็นว่าแรงผสมที่เกิดขึ้น เป็นแรงผสมที่เกือบสมบูรณ์ ซึ่งเป็นไปตามที่ได้สมมติไว้ในแบบจำลองเบื้องต้น ขณะเดียวกันความเครียดสูงสุดที่ปีกของคานหลักนั้น แสดงถึงการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงเพียง ๓ ksi การลดลงของความเครียดอัด (compressive strain) ในคอนกรีตด้านบนของพื้นสะพาน ชี้ให้เห็นว่า ความกว้างประสิทธิผลของปีกคานเชิงประกอบ มีค่าประมาณ ๖ เท่าของความหนาของพื้นสะพาน

กลศาสตร์การเปลี่ยนตำแหน่ง (displacement) ที่ค่อมและค่อมเชิงสะพาน : รูปที่ ๑๖ แสดงการเปลี่ยนตำแหน่งในแนวตั้งและการหมุนของคานหลักที่ค่อม และที่ค่อมเชิงสะพาน เมื่อช่วงปลายสะพาน ได้รับ load เท่ากับรถบรรทุก ๔ คัน การเปลี่ยนตำแหน่ง และการยึดหยุ่น เนื่องมาจากขนาดของแผ่นรอง (bearing pad) ที่ค่อม และการหมุนระหว่างคานหลักที่เป็นเหล็ก กับส่วนหัวคอนกรีตเสริมเหล็กที่ค่อมเชิงสะพาน ได้ถูกนำมาปรับปรุงเข้ากับแบบจำลองเชิงวิเคราะห์เบื้องต้นดังแสดงไว้ในรูป

๓.๓.๖ การปรับปรุงแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ ซึ่งนำมาสู่แบบจำลองที่สมจริง

หลังจากการทดลองครั้งที่สอง แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ที่ได้รับการปรับปรุงให้สมจริงที่สุด แล้วถูกตรวจสอบภายใต้ modal space และ flexibility space ความสัมพันธ์ระหว่างความถี่ของแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ที่ปรับปรุงและดัดแปลงแล้ว กับการตอบสนองของสะพานที่ได้จากการทดลอง ได้แสดงไว้ในตารางที่ ๓ ส่วนความสัมพันธ์ระหว่าง flexibility ของแบบจำลองกับการตอบสนองของสะพานได้แสดงไว้ในรูปที่ ๑๗

รูปที่ ๑๗ แสดงให้เห็นว่า profile ๓ มิติ ของการโก่งตัวของสะพาน ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแผ่นในแนวดิ่ง ซึ่งได้มาจากแบบจำลองที่สมจริงนั้น ค่อนข้างจะใกล้เคียงกับ profile ซึ่งได้มาจาก modal flexibility โดยความเป็นจริงแล้ว modal flexibility ให้ผลตอบสนองค่อนข้างจะแข็งกว่า (stiffer) analytical flexibility ตามที่ได้คาดหมายไว้ สาเหตุจากการมี modal truncation

๕. บทสรุป

แม้ว่าทางองค์กรของรัฐหลายแห่ง ในสหรัฐอเมริกา จะให้ความสนใจอย่างมากต่อ การตรวจสอบแบบไม่ทำลายสิ่งก่อสร้าง โดยเฉพาะอย่างยิ่งสะพาน แต่การแบ่งลำดับขั้นตอน ระเบียบการ การประเมินค่าสภาพโครงสร้างที่มีอยู่ คำนิยามที่กระชับชัดเจน ศัพท์ที่เกี่ยวข้อง และแนวความคิดในการวินิจฉัยยังไม่พร้อมสมบูรณ์ คณะผู้เขียนจึงได้กำหนดวิธีการสำหรับวินิจฉัยโครงสร้างซึ่งสามารถบอกสภาพทางโครงสร้างในรูปแบบของตัวเลขทางวิศวกรรมอย่างสมเหตุสมผลและน่าเชื่อถือ (reliability) นอกจากนั้น ผลพลอยได้ของกระบวนการนั้น ยังเป็นสิ่งที่แสดงลักษณะทางโครงสร้างที่น่าเชื่อถือได้ สำหรับใช้ในการประเมิน reliability และใช้สำหรับการออกแบบ การตรวจสอบ การปรับปรุง การบำรุงรักษา และการควบคุมดูแลสถานภาพของสิ่งก่อสร้าง (health monitoring) อีกด้วย

ถ้าพิจารณาการใช้ Finite Element หรือ การทดลองเพียงอย่างเดียวอย่างหนึ่งจะไม่นำไปสู่รายละเอียดของสภาพโครงสร้างที่แท้จริงได้ นอกจากนั้นยังไม่อาจแจ้งเตือนถึงความเสียหายขั้นวิกฤติที่เกิดขึ้นแล้วกับโครงสร้างนั้นๆ ตัวอย่างเช่น การพังทลายของสะพานเป็นบางส่วนหรือทั้งหมด เฉลี่ยประมาณปีละ ๑๕๐-๒๐๐ แห่ง ในสหรัฐอเมริกา (๑๓) บทความนี้ต้องการชี้ให้เห็นว่า การวินิจฉัยสภาพโครงสร้างอย่างถูกต้องแม่นยำ ต้องอาศัยทั้งการวิเคราะห์จาก Finite Element และจากผลการทดลองควบคู่กันไป

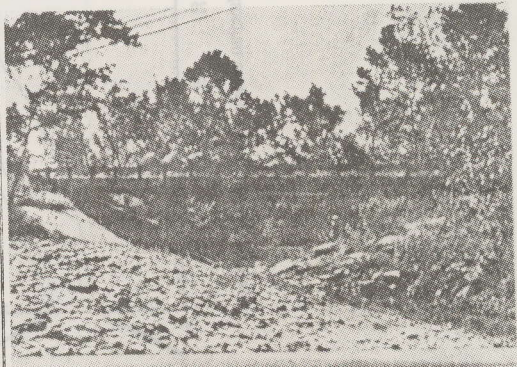
บทความนี้ยังแสดงให้เห็นการนำ Structural Identification ไปประยุกต์ใช้กับสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อสาธิตให้เห็นขั้นตอนการปฏิบัติที่สำคัญ และแสดงให้เห็นแนวความคิดในการใช้ modal flexibility เป็นตัวบ่งชี้ความเสียหายทางโครงสร้าง การนำไปประยุกต์ใช้กับอาคารสูง ๒๗ ชั้น และสะพานเหล็กที่เพิ่งสร้างเสร็จ แสดงให้เห็นกลไกการตอบสนองบางอย่างที่อาจถูกละเลยในแบบจำลอง ซึ่งมีผลต่อการตอบสนองของโครงสร้างที่แท้จริง การปรับปรุงแบบจำลองให้สมจริงโดยอาศัยข้อมูลจากผลการทดลอง จะช่วยให้การวินิจฉัยโครงสร้างเป็นไปอย่างถูกต้อง และน่าเชื่อถือมากขึ้น การค้นคว้ากำลังดำเนินต่อไป เพื่อที่จะหาวิธีที่ง่ายและประหยัดที่สุดในการทดสอบโดยเจาะจงเฉพาะตำแหน่งวิกฤติบางแห่งของโครงสร้างเท่านั้น เพื่อจะนำค่าดัชนีวิกฤติ (Critical Index) ที่ได้มาจากการทดลองดังกล่าว มาใช้ใน Health Monitoring ต่อไป

เอกสารอ้างอิง

1. Somaprasad, H., Toksoy, T., Yoshiyuki, H. and Aktan, A.E., Closed-Loop Modal Testing of a 27 Story RC Flat Plate-Core Building, Technical Report NCEER-91-0016, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), Buffalo, 1991.
2. Aktan, A.E., Zwick, M.J., Miller, R.A. and Shahrooz, B.M., Nondestructive and Destructive Testing of a Decommissioned RC Slab Highway Bridge and Associated Analytical Studies, TRR 1371, 1992.
3. Raghavendrachar, M. and Aktan, A.E., Flexibility by Multireference Impact testing for Bridge Diagnostics, Journal of Structural Engineering, ASCE, 118(8), August, 1992.
4. Aktan, A.E., Chuntavan, C., Lee, K.L., and Toksoy, T., Structural Identification of a Steel Stringer Bridge, TRB paper 930560, to appear in Transportation Research Record, 1993.
5. Aktan, A.E., A Summary of Important Findings Resulting From University of Cincinnati's Bridge Research for ODOT, presentation invited by the AASHTO Bridge Committee, AASHTO Meeting, Denver, 10-14 May, 1993.

6. Toksoy, T. and Aktan, A.E., Bridge Condition Assessment by Modal Flexibility, Proceedings of The International Conference on Nondestructive Testing on Concrete in the Infrastructure, Dearborn, Michigan, Society for Experimental Mechanics, June 9-11, 1993, 21-39.
7. Habibullah, A., ETABS User's Manual, Computer and Structures, Berkeley, California, 1989.
8. Vanderbilt, M.D. and Corley, W'G., Frame Analysis of Concrete Buildings, Concrete International, December, 1983. 33-43.
9. Ho, I-K., and Aktan, A.E., Linearized Identification of Buildings with Cores for Seismic Vulnerability Assessment, Technical Report No. NCEER-89-0041, NCEER, Buffalo. 1989.
10. Allemang, R.J., and Brown, D.J., Experimental Modal Analysis and Dynamic Components Synthesis, Report No. AFWAL-TR-87-3069, SDRL, University of Cincinnati, Cincinnati, OH.1987.
11. Schwaighofer, J. and Collins, M.P, Experimental Study of the Behavior of reinforced Concrete Coupling Slabs, ACI Journal, Proc., 74 (3), March, 1977. 123-127.
12. Habibullah, A. and Wilson E.L., SAP 90, Computers and Structures Inc., Berkeley, CA., 1989.
13. Dunker, K.R. and Rabbat, B.G., Why America's bridges are crumbling, Scientific American, March, 1993. 66-72.

Mode No.	TEST 1		TEST 2		TEST 3		TEST 4	
	f(Hz)	$\zeta(\%)$	f(Hz)	$\zeta(\%)$	f(Hz)	$\zeta(\%)$	f(Hz)	$\zeta(\%)$
1	8.445	2.475	8.757	1.805	8.631	2.166	8.573	1.705
2	10.70	2.414	11.11	1.868	10.97	2.090	10.78	1.906
3	13.18	4.596	13.37	4.507	12.70	4.257	13.22	3.179
4	13.47	3.277	13.89	2.627	13.90	2.734	---	---
5	15.11	2.669	15.47	3.032	14.88	3.574	15.99	3.284
6	15.43	2.891	15.91	1.924	15.83	1.884	15.81	1.912
7	20.01	2.094	20.44	1.276	20.20	1.363	19.98	1.285
8	22.96	2.583	23.26	2.975	22.29	3.503	---	---
9	23.47	3.727	23.41	1.651	23.41	1.736	23.36	1.764
10	26.42	2.388	27.30	2.051	26.87	2.143	26.37	2.329
11	29.41	1.913	30.23	1.519	29.90	1.635	29.63	2.078
12	33.31	2.323	---	---	---	---	---	---
13	37.94	5.137	37.15	2.987	34.98	3.213	---	---
14	38.57	4.208	37.71	2.398	37.45	2.594	37.28	2.957
15	42.33	1.871	43.21	1.536	42.53	1.617	42.49	1.668
16	45.27	2.108	---	---	---	---	---	---
17	46.08	1.735	47.14	1.955	46.69	2.037	46.39	1.981
18	50.38	3.097	---	---	---	---	---	---
19	---	---	49.11	3.814	51.43	3.153	---	---
20	---	---	51.40	4.393	51.62	3.438	50.81	3.618
21	54.41	2.906	55.18	4.408	53.63	3.536	52.04	5.523
22	56.93	4.444	55.58	2.720	55.54	2.583	55.35	2.510



รูปที่ 1 สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งถูกทดลองจนถึงขั้นพังทลาย

f = ความถี่ (Frequency) ; ζ = แฟกเตอร์ตัวหน่วง (Damping Factors or Damping Ratios)

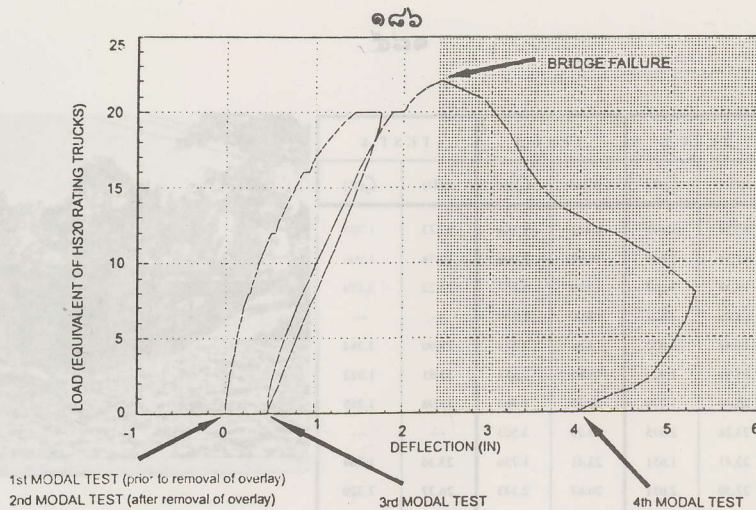
ตารางที่ 1 ความถี่และตัวหน่วงของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้มาจากการทดลองโมเดล 4 ครั้ง

Mode No.	A-priori Model 1 f(Hz)	Calibrated Model 2 f(Hz)	Impact Test		Forced-Excitation	
			f(Hz)	$\zeta(\%)$	f(Hz)	$\zeta(\%)$
1	5.28	4.94	4.94	2.55	-	-
2	5.93	5.42	5.30	1.61	-	-
3	8.94	8.42	-	-	7.00	3.24
4	9.64	7.41	7.47	1.30	-	-
5	-	-	-	-	7.94	4.13
6	10.34	8.85	9.25	3.26	-	-
7	11.25	9.94	9.81	2.74	9.67	2.45
8	11.30	9.73	10.29	3.65	-	-
9	11.99	10.53	10.58	3.10	10.84	2.86
10	14.98	11.41	11.58	1.54	11.51	3.40
11	15.47	11.62	12.01	1.53	-	-
12	16.03	12.91	13.34	1.05	-	-
13	15.89	14.41	14.56	2.16	-	-
14	16.18	14.32	14.90	2.21	-	-
15	18.24	15.52	15.71	1.47	-	-
16	20.50	15.96	16.49	1.36	16.42	3.28
17	20.41	16.39	17.02	1.08	-	-
18	17.62	16.64	-	-	19.53	2.55
19	22.20	18.86	19.79	1.22	-	-
20	22.96	22.54	22.76	1.90	-	-
21	23.91	23.37	23.59	1.20	-	-

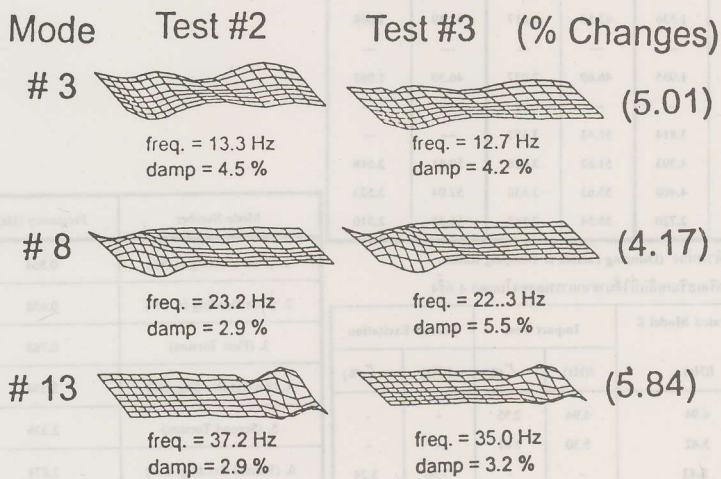
ตารางที่ 3 การเปรียบเทียบระหว่างความถี่ที่ได้มาจากการทดลองโมเดล และจากแบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของสะพานเหล็กที่มีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

Mode Number	Frequency (Hz)	Damping Ratio (%)
1. (First Bending in NS)	0.564	2.055
2. (First Bending in EW)	0.658	2.091
3. (First Torsion)	0.762	1.594
4. (Second Bending, NS)	2.034	1.403
5. (Second Torsion)	2.336	1.206
6. (Second Bending, EW)	2.874	1.337
7. (Third Bending, NS)	4.097	2.053
8. (Third Torsion)	4.814	2.486
9. (Third Bending in EW)	6.490	2.436

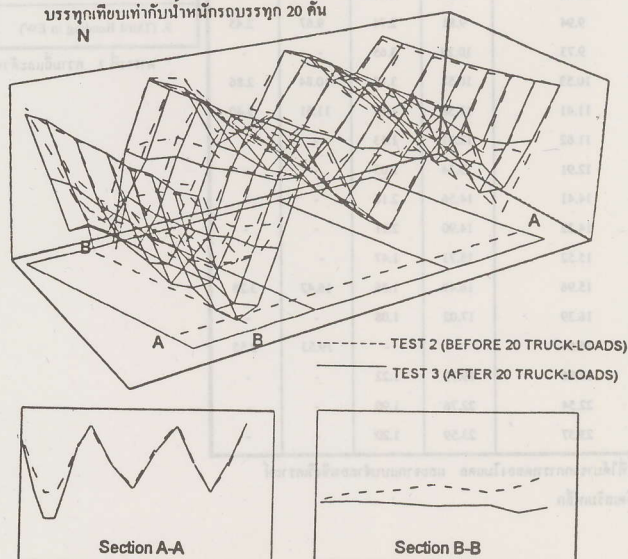
ตารางที่ 2 ความถี่และตัวหน่วงของอาคาร 27 ชั้น จากการทดลองโมเดล



รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกและการโก่งตัวในแนวตั้ง
และขั้นตอนของการทดสอบโมดัลสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 3 การเปลี่ยนแปลงมากที่สุดที่สุดในรูปร่างโมดัล เนื่องจากน้ำหนัก
บรรทุกเทียบเท่ากับน้ำหนักรถบรรทุก 20 คัน



รูปที่ 4 การโก่งตัวของสะพาน ส่วนขยายของ Modal Flexibilities ซึ่งได้จากการทดลองในแอ่งน้ำและหลังจาก



รูปที่ 5 ภาพถ่ายของอาคาร 27 ชั้น

STORY ELEVATIONS :

FL.	HEIGHT (FT)
27	11
17 - 26	9
16	15.3
4 - 15	9
3	22.5
2	16
1 (ENTRY)	15.3

N
↑

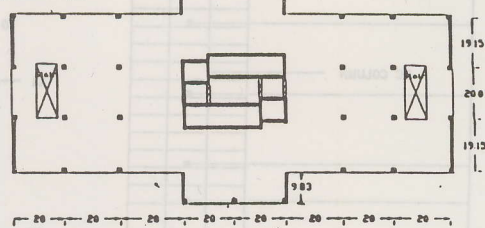
COLUMNS : 22 sq

BLANK : F11 - F14 only

PERIPHERAL WALLS : 1 = 8 m

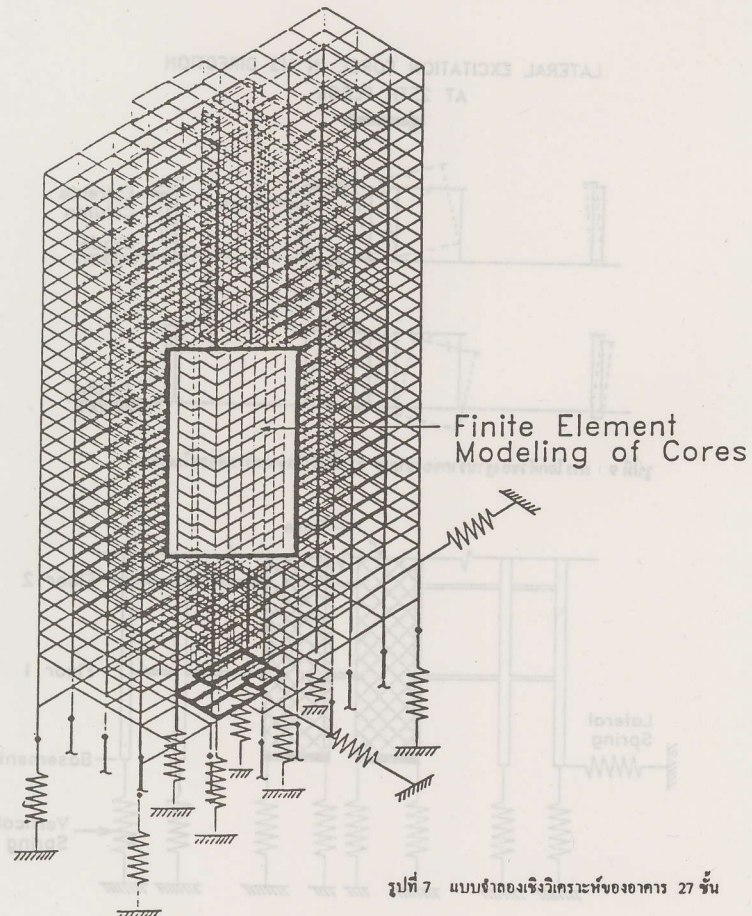
CIRCLES : 1 = 12 m

SLAB : 1 = 7.25 in. except 5 in. between the cores

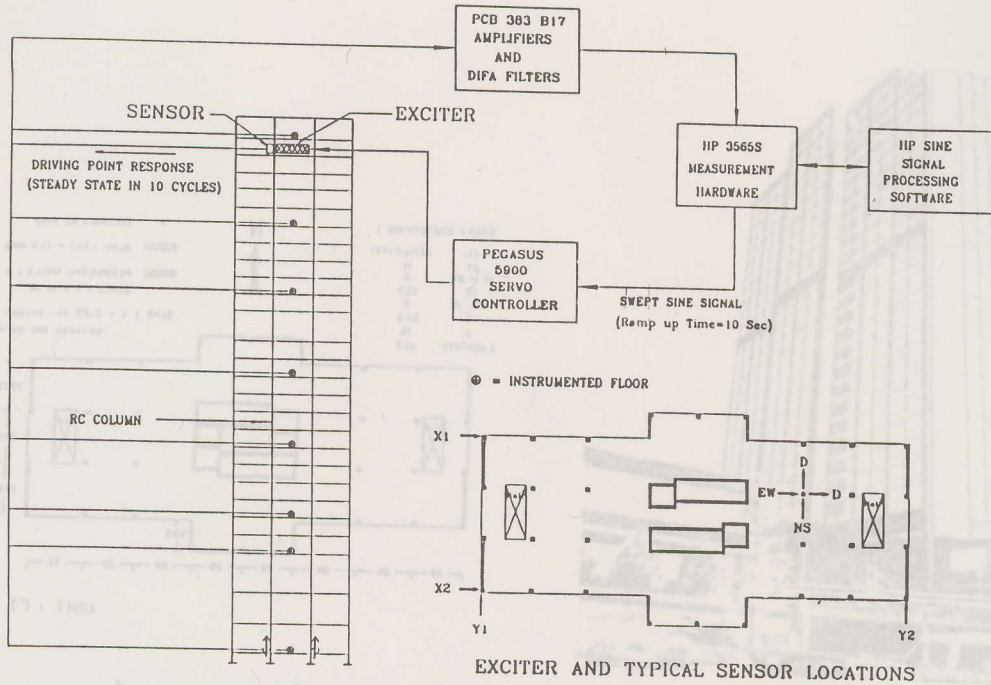


UNIT : FT

รูปที่ 6 แบบแปลนของพื้นที่ต่างๆ ของอาคาร 27 ชั้น

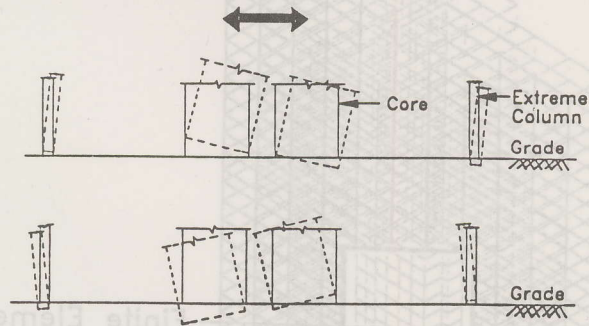


รูปที่ 7 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของอาคาร 27 ชั้น

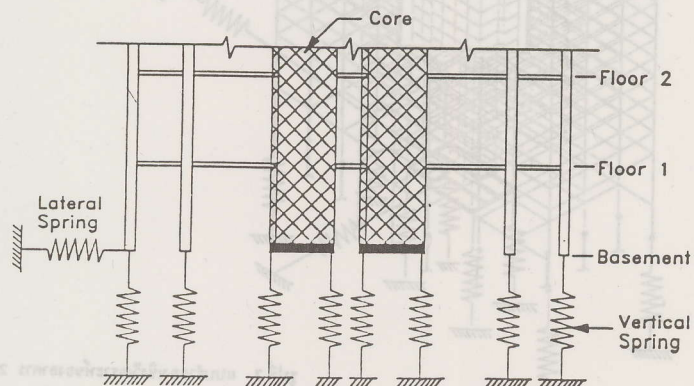


รูปที่ 8 ลักษณะการติดตั้งอุปกรณ์เครื่องมือในการทดลองโมเดลครบบาง

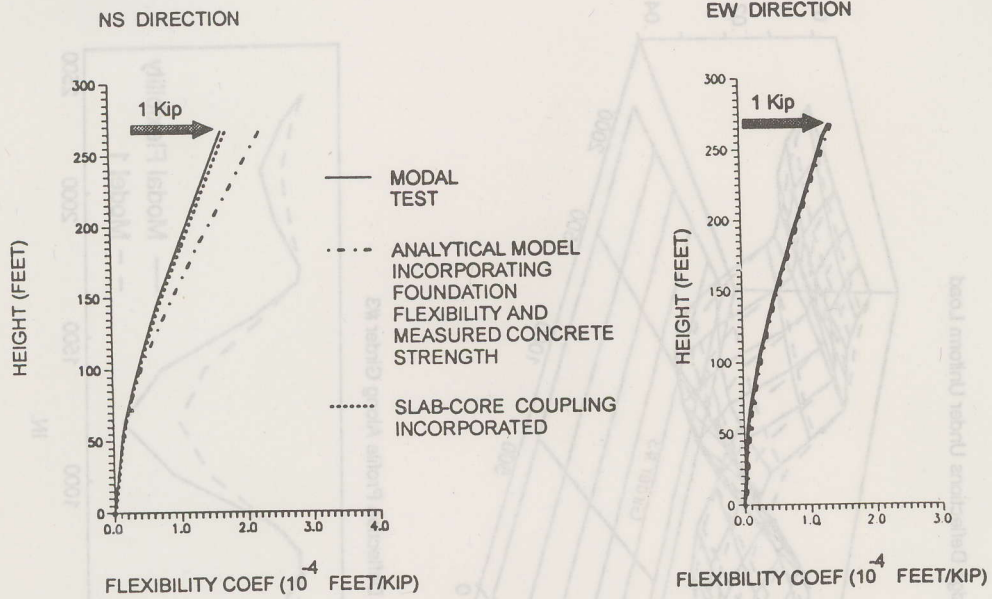
LATERAL EXCITATION FORCE IN NS DIRECTION
AT 25TH FLOOR



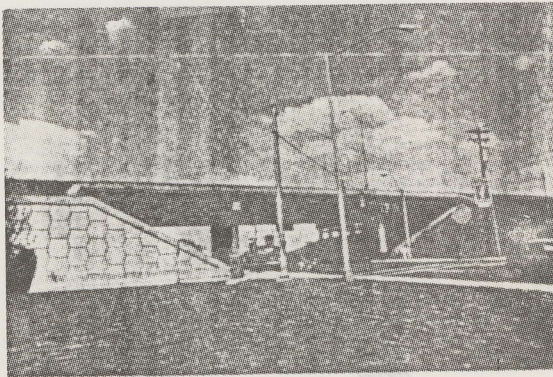
รูปที่ 9 การโยกตัวของฐานรากของอาคาร 27 ชั้นซึ่งวัดจากการทดลองโมเดล



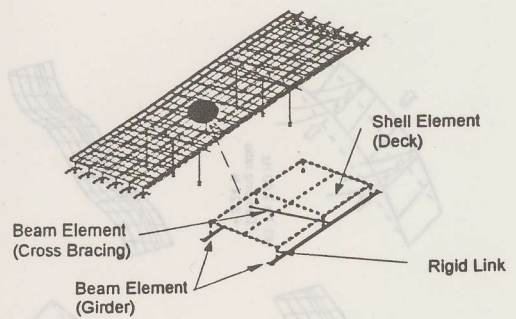
รูปที่ 10 การเขียนแบบความยืดหยุ่นของฐานรากลงในแบบจำลองเชิงวิเคราะห์



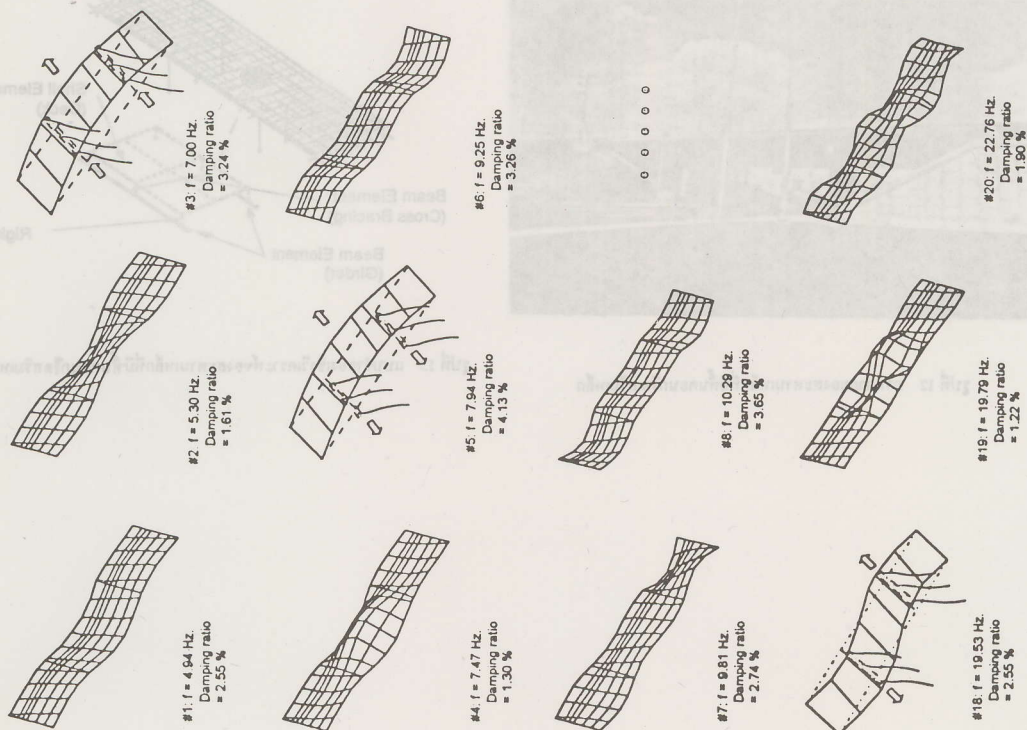
รูปที่ 11 ความยืดหยุ่นในแนวนอนของอาคาร 27 ชั้น



รูปที่ 12 ภาพถ่ายของสะพานเหล็กที่มีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

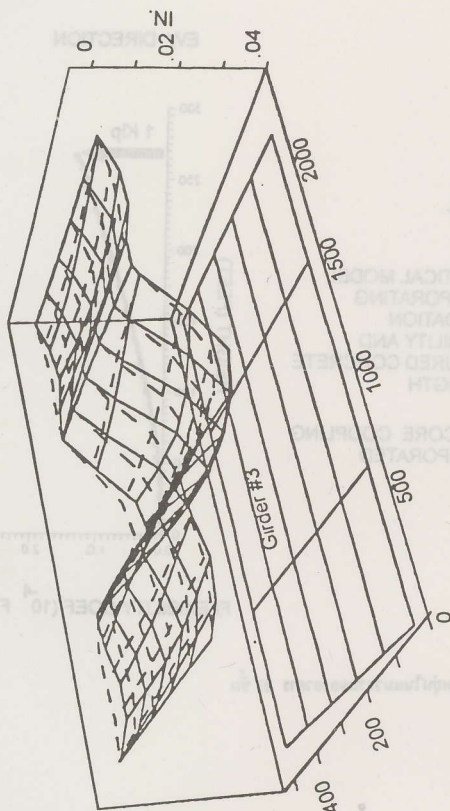


รูปที่ 13 แบบจำลองเชิงวิเคราะห์ของสะพานเหล็กที่มีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

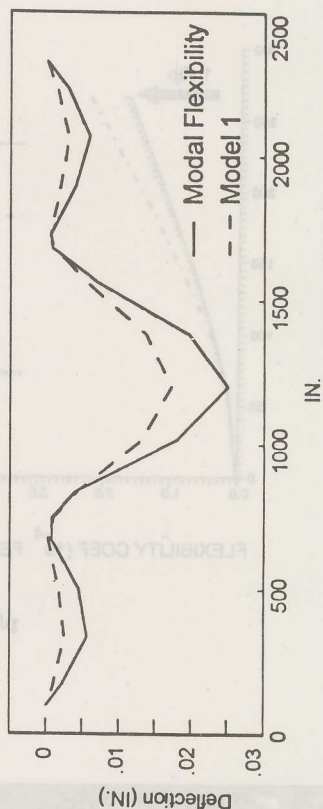


รูปที่ 14 รูปร่างโหมดที่ไม่มาจากการทดลองในแสดงของสะพานเหล็กที่มีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก

Bridge Deflections Under Uniform Load

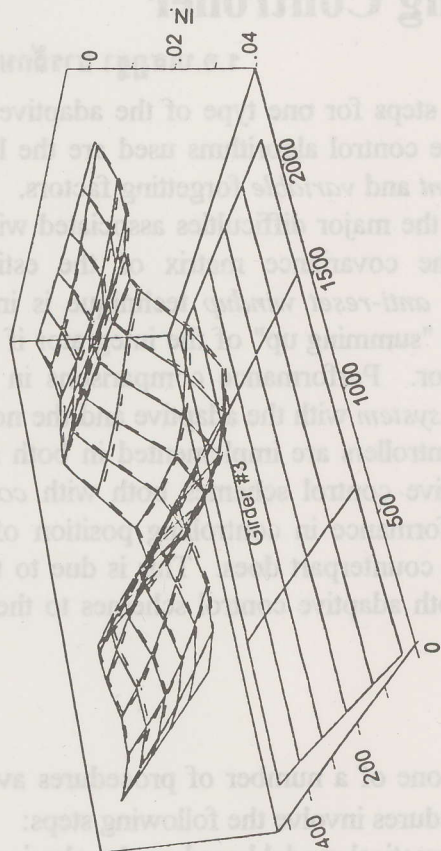


Deflection Profile Along Girder #3

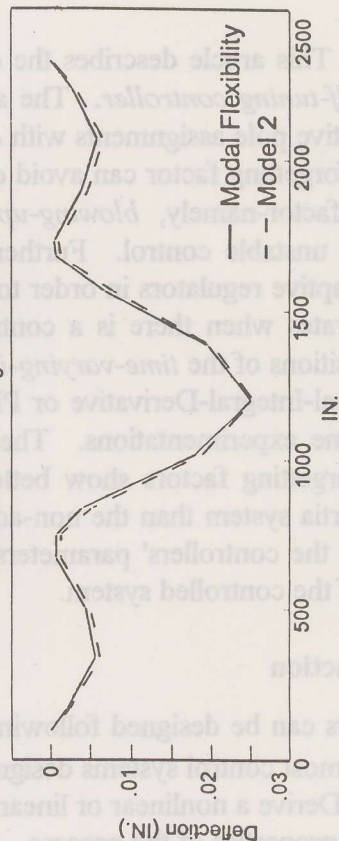


รูปที่ 15 การเปรียบเทียบการโก่งตัวของสะพานเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแผ่นในแนวลึง ซึ่งได้มาจาก Modal Flexibility และ A-prior Model ที่ปรับปรุงแล้ว (Model 1)

Bridge Deflections Under Uniform Load

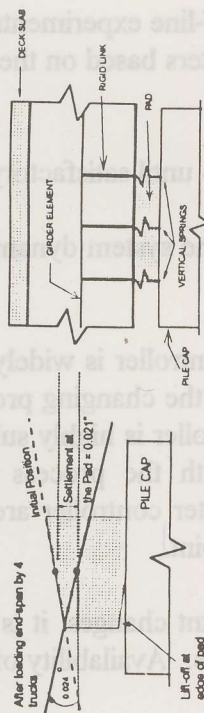


Deflection Profile Along Girder #3



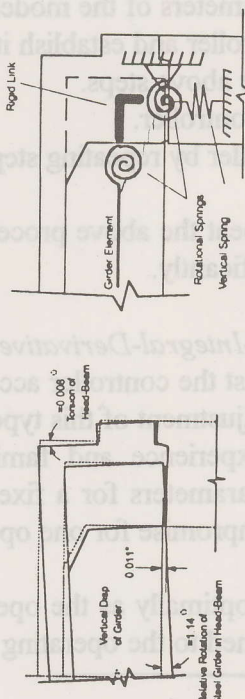
รูปที่ 17 การเปรียบเทียบการโค้งงอของสะพานเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกแผ่ในแนวลำ

ซึ่งได้มาจาก Modal Flexibility และ แบบจำลองที่สมบูร์น (the Calibrated Model 2)



(a) Measured Responses at Pier

(b) Analytical Simulation of Pad at Pier



(c) Measured Responses at Abutment

(d) Analytical Simulation of Responses at Abutment

รูปที่ 16 จดบันทึกการเปลี่ยนแปลงที่ตอม่อ (Pier) และตอม่อสะพาน (Integral Abutment)