

การพัฒนาการออกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้หลักการให้โครงสร้างมีความเสียหายคงที่

Development of Seismic Resistant Design for Buildings Based on the Constant-Damage Concept

ไฟบูลย์ บัญญาคุณ*

บทคัดย่อ

การพัฒนากราฟการออกแบบ Design Spectra สำหรับการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว แนวทางใหม่ในการวิจัยนี้ อาศัยหลักการของความเสียหายคงที่ โดยได้คำนวณจากคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 134 คลื่น ซึ่งได้นับที่กบันสภาพธารน้ำทิวทาย 3 ประเภท คือ ก) สภาพัช้หันพิน (x) สภาพัช้หันดินตะกอน และ ค) สภาพัช้หันดินอ่อน โดยที่ระบบโครงสร้างแต่ละอาคารพิจารณาเป็น Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) และได้แบ่งระบบโครงสร้างออกเป็น 2 ประเภทตามพฤติกรรมของ Hysteretic Behavior คือ โครงสร้าง คอนกรีต เสริมเหล็กและโครงสร้างเหล็ก กราฟการออกแบบสามารถแสดงอยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยจำแนกออกได้เป็น 2 วิธี คือ 1. ตัวประกอบของการลดกำลังของ Yield Strength สำหรับระดับความเสียหายคงที่ 2. การคำนวณ Design Spectra สำหรับระดับความเสียหายคงที่ โดยวิธีตรง จากกราฟการออกแบบที่เสนอในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้ วิเคราะห์ออกแบบสามารถคำนวณหาความต้องการกำลังของโครงสร้างได้โดยการกำหนดค่าระดับความเสียหายที่เหมาะสม สำหรับพฤติกรรมของ Hysteretic Behavior ของแต่ละโครงสร้าง สำหรับค่าความอ่อนหนึ่งเดียว ค่าความสัมานต์ตามธรรมชาติ และสภาพธารน้ำทิวทายแต่ละแห่ง กราฟการออกแบบที่เสนอมาได้มีการตรวจสอบการประยุกต์ใช้งานจริง ด้วยวิธีการออกแบบและการทดสอบ ผลการตรวจสอบให้ความมั่นใจได้ว่า กราฟการออกแบบที่พัฒนาขึ้นให้ความปลอดภัยที่เพียงพอ โดยจะทำให้ค่าความเสียหายที่ประเมินได้ มีค่าคงที่ไม่เปลี่ยนแปลงตามที่ระดับความเสียหายที่ตั้งเป้าหมายไว้

Abstract

The development of seismic inelastic design spectra in this research is based on the constant-damage concept. The proposed design spectra were computed based on 134 earthquake ground motion records and presented for three site conditions, i.e., rock sites, alluvium sites and soft soil sites. The structures are assumed to be Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) systems and they are separated into two categories according to each hysteretic behavior: reinforced concrete and steel structures. The design spectra can be presented in the form of mathematical models, which are divided into two methods, i.e., a) Strength Reduction Factor for Constant-Damage, b) Strength Demand Spectra for Constant-Damage. Based on the proposed design

spectra, design specified level natural period was also checked has sufficient constant at th

บทนำ

ในปัจจุบัน แผ่นดินไหวที่นิยม Design Codes (IAEE, 1996 : C) ที่ใช้ในการออกแบบ อย่างหนึ่งคือ Strength Demand CDDSDS จะเป็นผู้พัฒนา Seism ออกแบบ ในภาษา "ความอ่อนไหว" ได้สำหรับการพิจรณ์ที่น่าเชื่อถือ รวมกันจากค่าคงที่ ตอบสนองอื่นๆ (Absorbed Energy, การสั่นกลับ ณ Reversals), และ relative Ductility (Bertero, 1991) ไม่สัมพันธ์กับค่าผลตอบสนองของในลักษณะกลับไปเพียงพอต่อการพิจรณ์ที่น่าเชื่อถือ รวมกันจากค่าคงที่ ตอบสนองอื่นๆ

* อาจารย์ ดร. ท้าวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยศรีปทุม

spectra, design engineers are able to compute the strength demand of a structure for the specified level of seismic damage, for each hysteretic behavior, for each target ductility, for each natural period, and for each local soil conditions. The validity of the proposed design spectra was also checked by the design and evaluation approach. The results show that the structure has sufficient safety margin, that is, the estimated seismic damage of structure is relatively constant at the target level of seismic damage.

บทนำ

ในปัจจุบันนี้ การออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่นิยมใช้กันอย่างกว้างขวางใน Seismic Design Codes ที่ใช้กันในหลาย ๆ ประเทศทั่วโลก (IAEE, 1996 ; Chopra, 1995) คือการพิจารณาหาแรงที่ใช้ในการออกแบบจากความต้องการกำลังสำหรับความอ่อนหนึ่นของโครงสร้าง (Constant-Displacement-Ductility Strength Demand Spectra, CDDSDS) และถึงแม้ว่า CDDSDS จะเป็นที่ยอมรับกันอย่างกว้างขวางในระหว่างผู้พัฒนา Seismic Design Codes และวิศวกรผู้ออกแบบ ในการศึกษาระยะหลังมีการแสดงความเห็นว่า "ความอ่อนหนึ่นของโครงสร้าง" อาจจะมีใช้เกณฑ์ที่เชื่อถือได้สำหรับการพิจารณาหาความต้องการกำลัง และเกณฑ์ที่น่าเชื่อถือมากกว่าจะมีเพียงการพิจารณาความกันจำกัดความอ่อนหนึ่นและพารามิเตอร์ของการตอบสนองอื่น ๆ เช่น การดูดซับพลังงานของโครงสร้าง (Absorbed Hysteretic Energy), จำนวนรอบของ การสั่นกลับ ณ จุดคลาก (Number of Yielding Reversals), และความอ่อนหนึ่นสะสม (Cumulative Ductility Ratio) (Uang และ Bertero, 1988; Bertero, 1991) ทั้งนี้เนื่องจากความอ่อนหนึ่นนั้นไม่สัมพันธ์กับความเสียหายสะสม อันเป็นผลมาจากการผลตอบสนองของโครงสร้างในช่วง inelastic cycles ในลักษณะกลับไปมา ดังนั้นโครงสร้างที่ออกแบบบนพื้นฐานของ CDDSDS อาจจะไม่มีความปลอดภัยเพียงพอต่อการพังทลาย

เพื่อเป็นการปรับปรุงวิธีการออกแบบใหม่ นักวิจัยหลายท่านได้เสนอแนวทางการออกแบบใหม่ เพื่อรวมผลกระทบของความเสียหายสะสมในการคำนวณ Strength Demand Spectra ตัวอย่าง เช่น Fajfar (1992) ได้เสนอวิธีการใหม่ โดยการใช้ "Equivalent Ductility Factor" แทนการใช้ค่าอัตราส่วนความอ่อนหนึ่นแบบเดิม ซึ่งค่าอัตราส่วนความอ่อนหนึ่นจะมีค่าที่น้อยกว่าค่าอัตราส่วนความอ่อนหนึ่นอย่างมาก โดยที่อัตราการลดค่านี้จะขึ้นอยู่กับปริมาณการดูดซับพลังงานของโครงสร้าง (Absorbed Hysteretic Energy) ดังนั้น ค่าความต้องการกำลัง ณ จุดคลาก ที่คำนวณสำหรับค่าอัตราส่วนของนี้จะมีค่าที่สูงกว่าค่าที่คำนวณจากการเดิม (CDDSDS) และยังมีวิธีการที่คล้ายคลึงกันกับวิธีการนี้ซึ่งได้นำเสนอโดยนักวิจัยอีกกลุ่มนึงคือ Krawinkler และ Nassar (1992) ในอีกด้านหนึ่ง Cosenza และคณะ (1993) ได้นำเสนอวิธีการใช้ตัวนิ่งความเสียหายของแบบจำลองความเสียหาย มาคำนวณโดยตรงเพื่อหาค่าความต้องการกำลัง ในการแบบจำลองนี้ วิธีการที่น่าสนใจโดย Hirao และคณะ (1995), Jean และ Loh (1998) และ Rajaram และ Usami (1996) เป็นวิธีการที่มีพื้นฐานมาจาก การใช้ตัวนิ่งความเสียหายมาคำนวณโดยตรง แต่ถึงแม้ว่าจะมีการนำเสนอวิธีการออกแบบแนวทางใหม่เหล่านี้ อย่างไรก็ตาม ไม่มีการนำไปใช้ในทางปฏิบัติ ทั้งที่ศึกษาผู้ออกแบบ ยังเชื่อว่า วิธีการออกแบบเดิมน่าจะยังมีความปลอดภัยอยู่

เมื่อไม่นานมานี้ Warnitchai และ Panyakapo (1999) ได้พัฒนาวิธีการเพื่อตรวจสอบความน่าเชื่อถือของวิธีการออกแบบตามแนวเดิม ผลการวิจัยชี้ว่า แนวทางการออกแบบเดิมไม่สามารถใช้ได้กับกรณีของโครงสร้างที่ตั้งอยู่บนชั้นดินอ่อน เพราะว่าค่าความเสียหายอันเกิดจากความเสียหายที่สะสมจากโครงสร้างถูกแรงกระทำกลับไปมา มีค่าสูงมาก และได้เสนอวิธีการออกแบบแนวทางใหม่โดยตั้งอยู่บนพื้นฐานของความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่ (Constant-Damage Strength Demand Spectra, CDASDS)

โดยที่การคำนวณหา Design Spectra สำหรับแนวทางความเสียหายคงที่ จำเป็นต้องมีการคำนวณโดยวิธี Nonlinear Response Analysis สำหรับ CDASDS โดยใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่บันทึกได้บนชั้นดินแต่ละสภาพเป็นจำนวนมาก และเนื่องจากขนาดและรูปร่างของ Constant-Damage Design Spectra ขึ้นอยู่กับระดับความเสียหายเป้าหมาย ระดับความอ่อนหนี้ยา เป้าหมาย รูปแบบของ Hysteretic behavior, คุณภาพสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง และสภาพชั้นดินของแต่ละแห่ง ดังนั้นการคำนวณหา Constant-Damage Design Spectra เป็นขั้นตอนการ Iterative Procedure สำหรับแต่ละระดับค่าความเสียหาย เป้าหมาย แต่ละระดับค่าความอ่อนหนี้ยา เป้าหมาย แต่ละรูปแบบของ Hysteretic behavior แต่ละรอบ การสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างและแต่ละประเภทของสภาพชั้นดินของแต่ละแห่ง ซึ่งเป็นขั้นตอนการที่ต้องใช้ความพยายามในการคำนวณมาก ซึ่งขั้นตอนการคำนวณเหล่านี้ วิศวกรรมผู้ออกแบบโครงสร้างอาคาร ทั่วไปไม่สามารถที่จะกระทำได้โดยง่าย

งานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อที่จะพัฒนากรอบการออกแบบ (Design Spectra) โครงสร้างอาคาร ต้านทานแผ่นดินไหว โดยใช้หลักการให้โครงสร้างมีความเสียหายคงที่ โดยค่านึงถึงการนำไปใช้งานใน

ทางปฏิบัติ เพื่อให้วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างอาคารสามารถนำไปใช้งานได้โดยง่าย และเพื่อให้วิธีการออกแบบมีความสมบูรณ์สามารถนำไปใช้งานได้จริง โดยจะนำเสนอนอยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ สำหรับตัวประกอบของการลดกำลัง และแบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการออกแบบ Design Spectra โดยวิธีตรง กราฟการออกแบบนี้ได้มีการตรวจสอบด้วยวิธีการออกแบบและการหาค่า เพื่อให้มั่นใจได้ว่า สามารถให้ค่าการออกแบบอาคารที่ปลอดภัยเพียงพอ

ความคิดพื้นฐานของ Design Spectra สำหรับความเสียหายคงที่

ความคิดในการนำ Design Spectra สำหรับความเสียหายคงที่มาใช้นั้นมาจากพื้นฐานการออกแบบ คือ การมุ่งที่จะจำกัดค่าความเสียหายทั้งหมดของโครงสร้าง เพื่อให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ซึ่งระดับความเสียหายนี้จะกำหนดให้มีเป้าหมายถือ มีค่าคงที่ตลอดทุก ๆ โครงสร้างอาคาร โดยที่โครงสร้างแต่ละอาคารจะถูกสมมุติให้แทนที่ด้วยค่าเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้างเมื่อพิจารณาระบบโครงสร้างเป็น Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) วิธีการออกแบบแนวทางใหม่นี้ตั้งอยู่บนพื้นฐานของความต้องการกำลังสำหรับค่าความเสียหายคงที่ (Constant-Damage Strength Demand Spectra, CDASDS) โดยที่ CDASDS เมื่อการพล็อตค่า Yield Strength ของระบบโครงสร้าง SDOF เทียบกับค่าเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง ซึ่งต้องการที่จะจำกัดค่าความเสียหาย DI ที่ค่าเป้าหมายค่าหนึ่ง ซึ่งมีค่าคงที่ตลอดทุก ๆ ค่าเวลาของการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง

โดยการออกแบบแนวทางใหม่ ค่าระดับความเสียหายเป้าหมายภายใต้แรงแผ่นดินไหว สามารถที่จะเลือกได้ตั้งแต่เริ่มต้นของการออกแบบ นั่นคือ วิศวกรรมผู้ออกแบบสามารถจำกัดระดับค่าความเสียหาย

ที่ระดับที่ต้องหลักการนี้คือ เท่ากับหรือมาก Demands) สำหรับมีค่าระดับความเสียหายนั้นมากในการนี้ขอคำแนะนำอย่างเพื่อความเสียหายในการคำนวณ

ขั้นตอนการต

ก) การข้อมูลทั้งหมด แห่งชาติของสห Data Center's (1996) จำนวนที่บันทึกของมูลค่าใน 3 กลุ่มใหญ่ (1)

38 คลื่น (2)

Sites) จำนวน (3)

จำนวน 36 คลื่น รายละเอียด Warnitchai และ

(4) การ Inelastic Design เสียหายคงที่ เท่านั้น ชั้นดิน ตามคลื่นแผ่นดินไหว โครงสร้างนี้จะสมดุล (SDOF) แบบวิธีการคำนวณจะ

ที่ระดับที่ต้องการได้ ดังนั้น โครงสร้างที่ออกแบบโดย หลักการนี้ คือ มีค่ากำลังที่จุดแตก (*Yield Strength*) เท่ากับหรือมากกว่าค่าความต้องการกำลัง (*Strength Demand*) สำหรับระดับความเสียหายปัจจุบัน \overline{DI} จะมีค่าระดับความเสียหายจำกัดอยู่ในระดับที่ยอมรับได้ ยิ่งไปกว่านั้น ค่าความเสียหายสะสมที่ปรากฏว่ามีผล มากในกรณีของสภาพดินอ่อน ก็ยังได้รับการนำไป คำนวณอย่างเหมาะสมด้วย โดยการใช้แบบจำลอง ความเสียหาย Park-Ang Damage Model (1985) ในการคำนวณค่าความต้องการกำลัง

ขั้นตอนการดำเนินงาน

ก) การเก็บรวบรวมข้อมูลคลื่นแผ่นดินไหว ข้อมูลหั้งหมุดได้มาจากศูนย์ข้อมูลทางธรณีวิทยา แห่งชาติของสหรัฐอเมริกา National Geophysical Data Center's (NGDC) โดย Dunbar และ Row (1996) จำแนกเป็นกลุ่มตามลักษณะสภาพของชั้นดิน ที่บันทึกข้อมูลจากสถานีตรวจวัดคลื่นแผ่นดินไหว เป็น 3 กลุ่มใหญ่ คือ

- (1) สภาพชั้นหิน (Rock Sites) จำนวน 38 คลื่น
- (2) สภาพชั้นดินตะกอน (Alluvium Sites) จำนวน 60 คลื่น
- (3) สภาพชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites) จำนวน 36 คลื่น

รายละเอียดของข้อมูลเหล่านี้สามารถดูได้จาก Wannitchai และ Panyakapo (1999)

ข) การสร้าง Elastic Design Spectra และ Inelastic Design Spectra สำหรับระดับความเสียหายคงที่ เพื่อการออกแบบโครงสร้างที่ตั้งบนชั้นหิน ชั้นดิน ตะกอน และชั้นดินอ่อน โดยใช้ข้อมูล คลื่นแผ่นดินไหวที่ได้เก็บรวบรวมมาทำการคำนวณ โครงสร้างนี้จะสมมุติเป็น Single-Degree-Of-Freedom (SDOF) Lumped Mass Systems มีฐานยึดแน่น วิธีการคำนวณจะใช้ Inelastic Response Analysis

โดยใช้ Hysteretic Behaviors เป็น Bilinear Model เป็นตัวแทนสำหรับโครงสร้างเหล็ก และใช้ Modified Takeda Model เป็นตัวแทนสำหรับโครงสร้างคอนกรีต เสริมเหล็ก นิ Park-Ang Damage Model (1985) เป็นแบบจำลองในการคำนวณค่า Yield Strength สำหรับระดับความเสียหายคงที่

ค) การสร้างกราฟตัวประ风俗ของการลดกำลัง ของ Yield Strength สำหรับระดับความเสียหายคงที่ โดยคำนวณจากค่า Yield Strength ของ Elastic Design Spectra และ Inelastic Design Spectra ที่ระดับความเสียหายที่กำหนด คือ $\overline{DI} = 0.2 - 1.0$ และที่ค่าความอ่อนหนึ่งของโครงสร้าง $\mu = 2, 4, 6$ สำหรับโครงสร้างที่ตั้งบนชั้นหิน ชั้นดินตะกอนและชั้นดินอ่อน

ง) การวิเคราะห์แบบจำลองทางคณิตศาสตร์ สำหรับตัวประ风俗ของการลดกำลังของ Yield Strength สำหรับระดับความเสียหายคงที่ และบูรณาจลลงทางคณิตศาสตร์สำหรับการคำนวณ Design Spectra สำหรับความเสียหายคงที่โดยวิธีตรง ในการหาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เหล่านี้ ใช้โปรแกรม Statistical Package for the Social Science (SPSS) Version 9.0 ซึ่งใช้สำหรับ Windows มาช่วยในการวิเคราะห์ Nonlinear Regression Analysis เพื่อหาแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ที่เหมาะสม

จ) การตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจได้ว่า กราฟ การออกแบบนี้สามารถให้ค่าการออกแบบที่ปลอดภัย เพียงพอ โดยวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างอาคารถูกออกแบบ โดยใช้ค่าของ Yield Strength สำหรับระดับความเสียหายคงที่ ซึ่งคำนวณจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ที่ได้ และถูกการทำโดยคลื่นแผ่นดินไหวแต่ละคลื่นที่บันทึกได้สำหรับสภาพชั้นดินที่โครงสร้างนั้นตั้งอยู่ โครงสร้างนี้จะมีค่าความเสียหายอยู่ในเกณฑ์ปลอดภัย หรือไม่ ซึ่งจะยืนยันได้ว่ากราฟการออกแบบที่พัฒนานี้ สามารถนำไปใช้งานได้จริง

การนำเสนอภาพการออกแบบ

ก. แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับตัวประกอบของการลดกำลัง

เนื่องจากค่า Lateral Strength ที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างอาคารต้านทานแรงแผ่นดินไหว อันมีพฤติกรรมเป็น Inelastic behavior จะน้อยกว่า ค่า Lateral Strength ของโครงสร้างที่มีพฤติกรรมอยู่ในช่วง Elastic ดังนั้น Inelastic Design Spectra จึงสามารถสร้างขึ้นมาจากการจัดเรียง Elastice Design Spectra ได้ โดยการลดค่า Ordinate ของ Elastice Design Spectra ตามค่าตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factors) โดยที่ค่า Strength Reduction Factors คำนวณจาก

$$R_D = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(DI = \bar{DI}, \mu = \mu_i)} \quad (1)$$

เมื่อ R_D = ตัวประกอบของการลดกำลัง (Strength Reduction Factor), $F_y(\mu = 1)$ = ค่ากำลัง (lateral yield strength) สำหรับระบบอิเลสติก (Elastic System), $F_y(DI = \bar{DI}, \mu = \mu_i)$ = ค่ากำลัง (lateral yield strength) สำหรับโครงสร้างมีค่าความเสียหาย น้อยกว่าหรือเท่ากับค่า \bar{DI} ที่กำหนดไว้ และมีค่า Ductility μ เท่ากับค่า μ ที่กำหนด

เนื่องจากค่าตัวประกอบของการลดกำลัง R_D ขึ้นอยู่กับตัวแปรหลายประการคือ ค่าระดับความเสียหายที่กำหนด (Target Seismic Damage, \bar{DI}), ค่าระดับความอ่อนหนืดที่กำหนด (Target ductility ratio, $\bar{\mu}$), ค่าคานการสั่นตามธรรมชาติ T, พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior), และสภาพธารณี วิทยา ในการคำนวณค่าตัวประกอบของการลดกำลัง R_D จึงสามารถแสดงค่า Expression ได้อยู่ในรูปของ

$$R_D = f(\bar{DI}, \bar{\mu}, T, Hys, SC) \quad (2)$$

เมื่อ R_D = Strength Reduction Factor
สำหรับความเสียหายคงที่

\bar{DI} = ระดับความเสียหาย ที่กำหนด

$\bar{\mu}$ = ค่า Ductility ที่กำหนด

T = ค่าการสั่นของโครงสร้าง

Hys = พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior)

SC = ลักษณะของชั้นดิน

แบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างดอนกีดีเซลลิมเหล็ก

$$R_D (\text{Modified Takeda Model}) = R_D \cdot C_{MT} \quad (3)$$

สำหรับชั้นหิน (Rock Sites)

$$R_D = \frac{(6.00 \bar{DI} - 0.85)(0.25 \bar{\mu})}{Z_1} + 1 \quad (4a)$$

โดยที่

$$Z_1 = 1 + \frac{1}{2.34(\bar{DI})^{(-0.86)} T} \quad (4b)$$

$$- \frac{1}{\left(4.56 + \frac{0.23}{\bar{DI}}\right) T} \exp \left[- \left(7.51 - \frac{1.19}{\bar{DI}} \right) (\ln(T) + 0.30)^2 \right]$$

สำหรับชั้นดินตะกอน (Alluvium Sites)

$$R_D = \frac{\{(5.88 - 0.93 \bar{DI}) \bar{DI} - 0.5\}(0.25 \bar{\mu})}{Z_2} + 1 \quad (5a)$$

โดยที่

$$Z_2 = 1 + \frac{1}{3.63(\bar{DI})^{(-0.87)} T} \quad (5b)$$

$$- \frac{1}{\left(1.39 + \frac{1.79}{\bar{DI}}\right) T} \exp \left[- \left(7.00 + \frac{0.78}{\bar{DI}} \right) (\ln(T) + 0.10)^2 \right]$$

$$Z_3 = 1 + \frac{1}{0.44(\bar{I})} \quad (1)$$

โดยที่

$$Z_3 = \frac{1}{(2.08 - 1.63 \bar{I})} \quad (2)$$

แบบจำลองที่

$$R_D (\text{Bil})$$

สำหรับค่าแก้ (Correction factor) ของ Hysteretic ตารางที่ 1 ซึ่งเป็นพื้นฐานในการแก้ (Correction factor) Takeda Model

ตารางที่ 1 ค่าแก้ Hys

Site Condition
Rock Sites
Alluvium Sites
Soft Soil Sites

สำหรับชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites)

$$R_D = \frac{(7.25 + 3.57 \ln \overline{DI}) \overline{DI} (0.25 \tilde{\mu})^{1.3}}{Z_3} + 1 \quad (6a)$$

โดยที่

$$Z_3 = 1 + \frac{1}{0.44(\overline{DI})^{(-1.92)} T} \quad (6b)$$

$$= \frac{1}{(2.08 - 1.63 \overline{DI}) T} \exp[-4.0(\ln(T) - 0.20)^2]$$

แบบจำลองที่เหมาะสมสมสำหรับโครงสร้างเหล็ก

$$R_D (\text{Bilinear Model}) = R_D \cdot C_{BI} \quad (7)$$

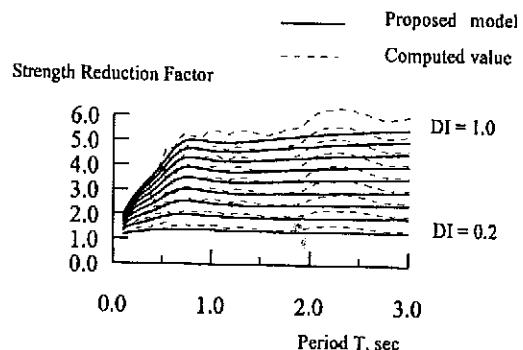
สำหรับค่า C_{MT} และ C_{BI} เป็นค่าการปรับแก้ (Correction Factor) สำหรับกรณีที่ใช้พฤษติกรรมของ Hysteretic Behavior ที่แตกต่างกัน ดังแสดงในตาราง ที่ 1 ซึ่งในที่นี้ใช้ Modified Takeda Model เป็นพื้นฐานในการคำนวณเริ่มต้น ดังนั้นค่าการปรับแก้ (Correction Factor) สำหรับในกรณี Modified Takeda Model จะมีค่าเท่ากับ 1

ตารางที่ 1 ค่าการปรับแก้เนื่องจากพฤษติกรรมของ Hysteretic Behaviors

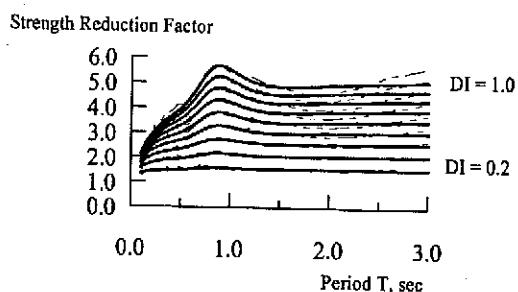
Site Condition	Target Ductility Ratio, $\tilde{\mu}$	Correction Factors	
		BI Model C_{BI}	MT Model C_{MT}
Rock Sites	2	1.15	1.0
	4	1.35	1.0
	6	1.40	1.0
Alluvium Sites	2	1.05	1.0
	4	1.22	1.0
	6	1.25	1.0
Soft Soil Sites	2	1.15	1.0
	4	1.20	1.0
	6	1.10	1.0

เมื่อทำการคำนวณเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองที่นำเสนอกับค่า Mean Strength Reduction Factors ที่คำนวณได้จาก Nonlinear Time-History Analysis สำหรับชั้นดินต่างกัน และชั้นดินอ่อน ดังแสดงในรูปที่ 1a-1c จะสังเกตได้ว่า แบบจำลองที่นำเสนอนี้ให้ค่าที่ใกล้เคียงกับค่าที่คำนวณของ Mean Strength Reduction Factors R_D มา

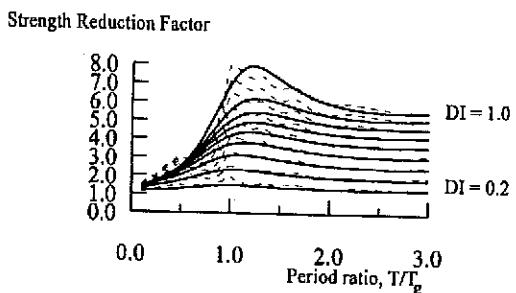
(a) Rock Sites



(b) Alluvium Sites



(c) Soft Soil Sites



รูปที่ 1 กราฟดัชน์ระดับของความถ่วงต่ำสู่สำหรับความเสี่ยงหาย คงที่ $\mu = 4$, MT Model

๙. แบบจำลองทางคณิตศาสตร์สำหรับการคำนวณ Design Spectra โดยตรง

จากวิธีการสร้าง Constant-Damage Design Spectra โดยวิธีการใช้ตัวประมวลของผลลัพธ์กำลังจะสังเกตได้ว่า วิศวารุ่งอรอุกแบบจำลองจะเป็นจะต้องทราบค่า Elastic Design Spectra เสียก่อน ในการนี้ที่ไม่มีข้อมูลของคลื่นแผ่นดินใหม่ที่เพียงพอ เช่น สำหรับประเทศไทย ย่อมไม่อาจสร้าง Constant-Damage Design Spectra ได้ ดังนั้น การสร้าง Constant-Damage Design Spectra โดยการคำนวณโดยตรง จากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ซึ่งพัฒนาขึ้นมาจากการคำนวณทาง Constant-Damage Design Spectra จากข้อมูลคลื่นแผ่นดินใหม่ที่คัดเลือกมาได้ ยอมเป็นทางเลือกหนึ่งในการสร้างกราฟการออกแบบอาคารต้านทานแรงแผ่นดินใหม่ได้ด้วย แบบจำลองทางคณิตศาสตร์นี้แสดงความสัมพันธ์ของ Normalized Yield Strength เป็นพองกับค่ารับดับความเสียหายที่กำหนด (Target Seismic Damage, \bar{DI}), ค่ารับดับความอ่อนห�력ที่กำหนด (Target ductility ratio, $\bar{\mu}$), ค่าบานการสั่นตามธรรมชาติ T ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับพฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior) และประเภทและสภาพธารน้ำที่ทางแต่ละแห่ง ในการคำนวณค่า Normalized Yield Strength จึงสามารถแสดงค่า Expression ได้อยู่ในรูปของ

$$\eta_D = f(\bar{DI}, \bar{\mu}, T, Hys, SC) \quad (8)$$

เมื่อ η_D = Normalized Yield Strength สำหรับความเสียหายคงที่ ($\eta = F_y / m \cdot PGA; m = \text{mass}, PGA = \text{Peak Ground Acceleration}$)

\bar{DI} = ระดับความเสียหาย ที่กำหนด

$\bar{\mu}$ = ค่า Ductility ที่กำหนด

T = ค่าบานการสั่นของโครงสร้าง

Hys = พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behavior)

SC = ลักษณะของชั้นดิน

แบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างค่อนกรีตเสริมเหล็ก

$$\eta_D (\text{Modified Takeda Model}) = \frac{\eta_D}{C_{MT}} \quad (9)$$

แบบจำลองที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างเหล็ก

$$\eta_D (\text{Bilinear Model}) = \frac{\eta_D}{C_{BI}} \quad (10)$$

สำหรับชั้นหิน (Rock Sites)

$$\eta_D = (-0.6\bar{DI} + 3.0) \times \left[\frac{-2.93\bar{DI}^{-0.75} + 3.50\bar{DI}^{-0.7} T^{0.02}}{1 + (2.32 + 3.30\bar{DI})T^{1.7}} \right] (0.25\bar{\mu})^{-0.45-0.05T} \quad (11)$$

สำหรับชั้นดินตะกอน (Alluvium Sites)

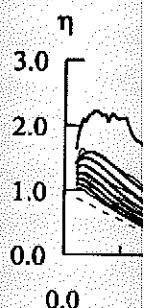
$$\eta_D = (6.75\bar{DI} + 0.96) \times \left[\frac{-0.52\bar{DI}^{-1.64} + 0.68\bar{DI}^{-1.56} T^{0.02}}{1 + (2.35 + 3.11\bar{DI})T^{1.7}} \right] (0.25\bar{\mu})^{-0.45-0.05T} \quad (12)$$

สำหรับชั้นดินอ่อน (Soft Soil Sites)

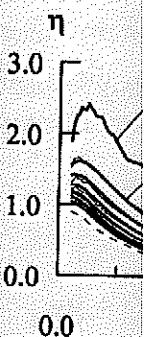
$$\eta_D = (1.57 - 0.2\bar{DI}) \times \left[\frac{0.31 + 5.82 \ln(\bar{DI}) + (0.24 - 6.23 \ln(\bar{DI}))T^{0.02}}{1 + (0.08 + 1.16\bar{DI})T^{3.5}} \right] (0.25\bar{\mu})^{-0.45-0.5\bar{\mu}T} \quad (13)$$

เมื่อทำการคำนวณเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองที่นำเสนอกับค่าเฉลี่ยของ Normalized Yield Strength η_D ที่คำนวณได้จาก Nonlinear Time-History Analysis สำหรับชั้นหิน ชั้นดินตะกอน และชั้นดินอ่อน ดังแสดงในรูปที่ 2a-2c จะสังเกตได้ว่า แบบจำลองที่นำเสนอนี้ให้ค่าที่ใกล้เคียงกันกับค่าที่คำนวณ ได้จากค่าเฉลี่ยของ Normalized Yield Strength η_D มาก

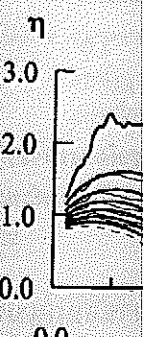
(a) Roc



(b) Allu

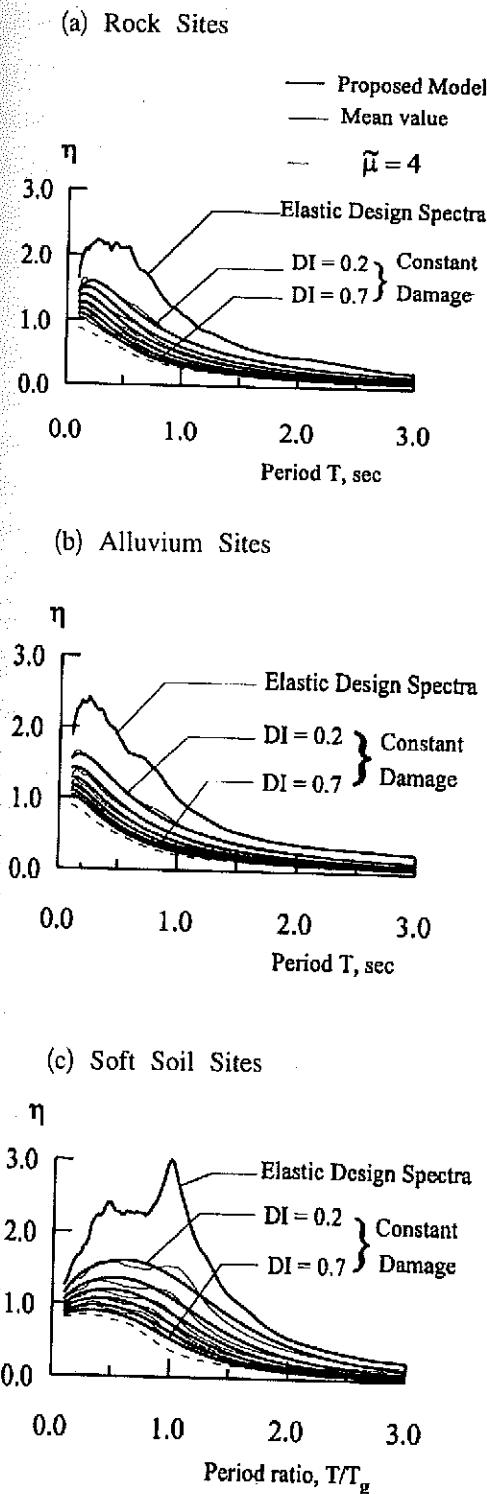


(c) Soft



รูปที่ 2 กราฟ

ความ



ขบวนที่ 2 กราฟความต่อของกำลังสำหรับความ
ความเสียหายคงที่ $\mu = 4$, MT Model

การทดสอบการประเมินภัยธรรมชาติ ใช้ฐานเจริญของกราฟ การออกแบบ

วัตถุประสงค์หลักของการออกแบบอาคาร
ต้านทานแรงแผ่นดินไหวคือ การป้องกันภัยให้
โครงสร้างอาคารพังทลายเนื่องจากเหตุการณ์แผ่นดิน
ไหวอย่างรุนแรงได้ หากนำหลักเกณฑ์มาประกอบ
กับดัชนีความเสียหายที่เสนอโดย Park-Ang (1985)
จะพิจารณาได้ว่า โครงสร้างที่ได้รับการออกแบบอย่างดี
เมื่ออยู่ในแรงกระแทกจากแผ่นดินไหวอย่างรุนแรงควรจะ^{จะ}
ต้องคำนวณค่าดัชนีความเสียหาย DI ได้ไม่เกิน 1.0
ซึ่งถือได้ว่าอาคารนั้นปลอดภัยและการออกแบบที่ถือ^{ว่า}
ว่า能夠 ใจก็คือการออกแบบที่สามารถให้ผลลัพธ์อย่างดี
เช่นนี้

ขั้นตอนการทดสอบโดยวิธีการออกแบบและ การหาค่า(Design and Evaluation Approach)

- พิจารณาโครงสร้างอาคารเป็น Single Degree of Freedom (SDOF) ตัวอย่างบนหินทิน
จัดพารามิเตอร์ที่สำคัญมีดังนี้ : มวลสาร $m = 1.0$;
damping ratio $\xi = 0.05$; ความอ่อนหนึ่ง (Target Ductility Ratio) $\bar{\mu} = 4$; กำหนดค่าเริ่มต้นของค่า
เวลาการสั่นสะเทือน $T = 0.1$ sec

- เลือกค่าคลื่นแผ่นดินไหว 1 ค่า จากข้อมูล
คลื่นที่เก็บไว้สำหรับสภาพหินทิน และค่า震度มาตรา PGA

- ค่า Strength Capacity ของโครงสร้างถูก
กำหนดให้เท่ากับค่า Strength Demand ที่ใช้ในการ
ออกแบบเนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวที่ได้คัดเลือกไว้ทั้งหมด
คือ

สำหรับการออกแบบโดยใช้แบบจำลองสำหรับ
ค่าตัวประกอบของการลดกำลัง

$$\text{Yield Strength } F_y = \eta(\overline{DI}, \bar{\mu}, T) \cdot m \cdot \text{PGA}$$

เมื่อ $\eta(\overline{DI}, \bar{\mu}, T) = \frac{F_y(\mu = 1)}{R_D}$

สำหรับการออกแบบโดยใช้แบบจำลองสำหรับการคำนวณ Design Spectra โดยตรง

$$\text{Yield Strength } F_y = \eta_D \cdot m \cdot PGA$$

4. ค่า Ductility Capacity ของระบบโครงสร้างถูกสมมติให้สอดคล้องเท่ากับ Minimum Performance ที่ต้องการสำหรับค่าความอ่อนหนื้นยะ (Target Ductility Ratio) $\tilde{\mu}$

5. โครงสร้างถูกสมมติให้ถูกแรงกระทำโดยคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบ คำนวณค่าแรงและค่าการโถงตัวของโครงสร้าง (Force and Deformation time histories) ซึ่งค่าแรงและค่าการโถงตัวของโครงสร้างเหล่านี้จะนำไปใช้ในการคำนวณความเสี่ยหายของโครงสร้างอาคารโดย Park-Ang Model

6. ขั้นตอน 3-5 จะถูกคำนวณเข้าสำหรับแต่ละระดับค่าความเวลาการสั่นสะเทือนชัตต์ T จาก 0.1-3.0 sec. ตั้งแต่นั้นค่า Damage Spectra สำหรับคลื่นแผ่นดินไหวที่เลือกไว้ก็จะคำนวณได้

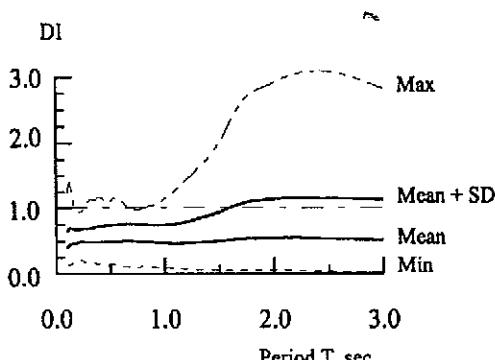
7. ขั้นตอน 2-6 จะถูกคำนวณเข้าสำหรับทุกๆ คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ในการออกแบบสำหรับสภาพพื้นที่นั้นคือ สำหรับทุกๆ คลื่นแผ่นดินไหว โครงสร้างจะถูกกำหนดให้มีการออกแบบตามข้างต้นและความเสี่ยหายในรูปแบบของ Damage Spectra จะถูกคำนวณด้วยขั้นตอนเดียวกันนี้

8. ทำการคำนวณค่า Damage Spectra เพื่อหา Mean, Mean-plus-one-standard-deviation, ค่าสูงสุด และค่าต่ำสุด ซึ่งค่า Mean DI spectra จะเป็นตัวแทนของระดับค่าเฉลี่ยของความเสี่ยหายที่จะเกิดขึ้นของโครงสร้างอาคารที่ได้รับการออกแบบมา ค่า Mean-plus-one-standard-deviation DI Spectra เป็นข้อมูลเพิ่มเติมที่ค่า DI อาจจะกระจายออกจากค่าเฉลี่ยได้สำหรับค่าสูงสุดและค่าต่ำสุดของ DI Spectra แสดงค่าข้อบ่งชี้ที่เป็นไปได้ในทั้งสองกรณีของความเสี่ยหาย

ผลการคำนวณความเสี่ยหายของโครงสร้างสำหรับการออกแบบโดยใช้แบบจำลองสำหรับการ

คำนวณ Design Spectra โดยตรง แสดงในรูปที่ 3 ในการศึกษานี้ได้ทำการตรวจสอบสำหรับกรณีโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ตั้งบนชั้นดินตะกอนโดยใช้พัฒนาระบบที่ Modified Takeda Model มาเป็นตัวแทน ในที่นี้ เลือกค่าความเสี่ยหายเป้าหมายสำหรับการออกแบบ $\bar{DI} = 0.5$ ผลการวิเคราะห์สำหรับการออกแบบโดยแบบจำลองสำหรับการคำนวณ Design Spectra โดยตรง จะสังเกตได้ว่าค่า Mean DI Spectra มีค่าคงที่ (Constant) สม่ำเสมอ ที่ระดับ 0.5 และ ค่า Mean-plus-one-standard-deviation DI Spectra มีค่าอยู่ในขอบเขต 1.0 แสดงว่า กราฟการออกแบบที่เสนอมาได้ให้ความปลอดภัยที่เพียงพอ โดยจะทำให้ค่าความเสี่ยหายที่ประเมินได้ มีค่าคงที่สม่ำเสมอที่ระดับความเสี่ยหายที่ตั้งเป้าหมายไว้ และความเสี่ยหาย เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวส่วนใหญ่จะไม่ทำให้โครงสร้างพังทลายได้

Alluvium Sites

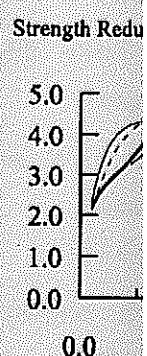


รูปที่ 3 กราฟระดับความเสี่ยหายของโครงสร้างที่ออกแบบโดยแบบจำลองสำหรับการคำนวณ Design Spectra โดยตรง

ผลการเปรียบเทียบกับกราฟการออกแบบที่เสนอโดยนักวิจัยอื่น

จากการเปรียบเทียบค่าตัวประกอบของ การลดกำลังที่เสนอโดยนักวิจัยอื่น ๆ ซึ่งให้ลักษณะเดิม ความหนื้นยวคงที่ คือ Nassar-Krawinkler (1991).

Miranda (1993) กับผลการวิจัยในของการลดกำลังสภาพพื้นที่ในผลปรากฏว่า ของความเสี่ยหานักวิจัยอื่นเล็กน้อยที่กำลังที่เสนอโดยคุณชั่งปลดภาระ



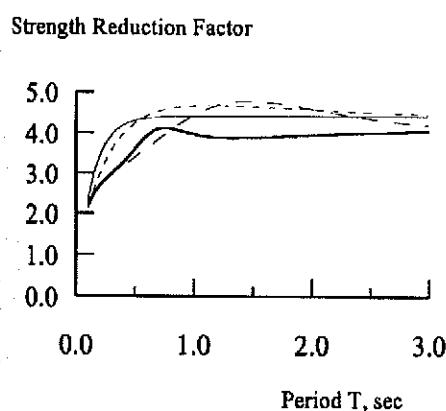
รูปที่ 4 กราฟระดับความเสี่ยหายของโครงสร้างที่ออกแบบโดยนักวิจัยอื่น

สรุป

การพัฒนาสำหรับการออกแบบสามารถแสดงอยู่โดยจัดแบ่งออกได้ ของการลดกำลังของความเสี่ยหายคงที่

Miranda (1993b), Lee et al. (1999) มาเปรียบเทียบกับผลการวิจัยในการศึกษานี้ โดยใช้ค่า ตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับ Bilinear Model และสำหรับสภาพชั้นทินมาเปรียบเทียบกัน ดังแสดงในรูปที่ 4 ผลปรากฏว่า ค่าที่ได้จากการศึกษานี้ซึ่งใช้หลักการของความเสียหายคงที่ให้ค่าที่น้อยกว่าค่าที่เสนอโดยนักวิจัยอื่นเล็กน้อย นั่นคือ ค่าตัวประกอบของการลดกำลังที่เสนอโดยการศึกษานี้ ให้ผลการออกแบบที่ค่อนข้างปลอดภัยกว่าการออกแบบแนวทางเดิม

----- Nassar-Krawinkler (1991)
 - - - - Miranda (1993b)
 ——— Lee et al.(1999)
 ——— Constant-Damage, DI = 0.5



รูปที่ 4 กราฟเปรียบเทียบค่าตัวประกอบของออกแบบกำลังระหว่างนักออกแบบความเสียหายคงที่และนักศึกษาที่ผ่านมา. $\mu = 4$. BI Model, Rock Sites.

สรุป

การพัฒนากราฟการออกแบบ Design Spectra สำหรับการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว สามารถแสดงอยู่ในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ โดยจำแนกออกได้เป็น 2 วิธี คือ 1. ตัวประกอบของการลดกำลังของ Yield Strength ส่วนระดับความเสียหายคงที่ 2. การคำนวณ Design Spectra

สำหรับความเสียหายคงที่ โดยวิธีตรงซึ่งกราฟการออกแบบทั้ง 2 วิธีนี้จะมีอยู่กับปัจจัยเหล่านี้คือ

ก. สภาพพร่องวิทยา

ขนาดและรูปร่างของกราฟแตกต่างกันไปตาม แต่ละสภาพพร่องวิทยา โดยที่กราฟของตัวประกอบของการลดกำลังสำหรับสภาพชั้นทินจะคล้ายคลึงกันกับกราฟของสภาพชั้นดินตะกอน แต่กราฟสำหรับสภาพชั้นดินอ่อนจะมีจุดเด่น Dominant Peak ที่ค่า Period Ratio, T/T เข้าใกล้ 1 เนื่องจากคลื่นแผ่นดินไหวในการณ์มีลักษณะเป็น Narrow band มีค่าเวลาการสั่นลำคัญของพื้นดินที่ค่า ๆ หนึ่ง ซึ่งคลื่นลักษณะนี้จะให้พลังงานจากแรงแผ่นดินไหวที่เด่น บริเวณค่าเวลาการสั่นลำคัญของพื้นดิน จึงทำให้ช่วงค่าเวลาที่มีค่าความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในการออกแบบที่สูงเป็นพิเศษ

ข. พฤติกรรมของโครงสร้าง (Hysteretic behaviors)

โครงสร้างเหล็ก จะมีความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในการออกแบบโครงสร้างที่ต่ำกว่าโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ห้ามนี้เองจากพฤติกรรม Hysteretic behaviors ของโครงสร้างเหล็กมีลักษณะที่ค่อนข้าง Stable กว่า ส่วนในกรณีโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก จะมีพฤติกรรม Hysteretic behaviors ที่มีการลดสติฟเนส (Stiffness Degradation) และลดกำลัง (Strength Deterioration) ซึ่งทำให้มีการดูดซับพลังงานเนื่องจากแรงกระแทกลับไปมาได้มากกว่า และส่งผลให้มีความเสียหายสะสมมากกว่าในกรณีโครงสร้างเหล็ก

ค. ค่าความเสียหายเป้าหมาย

โครงสร้าง จะมีความต้องการกำลัง (Strength Demand) ในออกแบบที่ต่ำลง ถ้ามีการยอมให้โครงสร้างมีความเสียหายเพิ่มขึ้นกว่าเดิม ในการออกแบบวิศวกรจะต้องเลือกค่าระดับความเสียหายที่เหมาะสม หากค่าระดับนี้ต่ำเกินไป จะให้การออกแบบ

ที่ไม่ประทัยด แต่ถ้าหากค่าระดับนี้สูงเกินไป จะทำให้อาคารไม่มีความปลอดภัยเพียงพอ

๓. ค่าความอ่อนหนึ่งของโครงสร้าง

โครงสร้าง จะมีความต้องการกำลัง (Strength Demand) ใน การออกแบบที่ต่ำลง ถ้ามีการเพิ่มค่าความอ่อนหนึ่งของโครงสร้างมากขึ้น กว่าเดิม หันนี้ ค่าความอ่อนหนึ่งจะขึ้นอยู่กับประเภทของโครงสร้าง แบบต่าง ๆ

๔. ค่าความการสั่นตามธรรมชาติของโครงสร้าง ค่าตัวประกอนของการลดกำลังของ Yield Strength จะค่อยๆเพิ่มมากขึ้น เมื่อความการสั่นตามธรรมชาติ ของโครงสร้างสูงขึ้น นั่นคือ ค่าตัวประกอนของการลดกำลังสำหรับกราฟการออกแบบเป็น Period-Dependent ซึ่งใน Building Codes ส่วนใหญ่ยังใช้เป็นค่าคงที่ตลอดทุกด้านการสั่นตามธรรมชาติอยู่

สำหรับการเลือกค่าระดับความเสียหาย ที่เหมาะสมนี้ จากการตรวจสอบการประยุกต์ใช้งานจริงของกราฟการออกแบบสำหรับกรณีโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ตั้งงบหันดินเดอกอน พบรากำหนดค่าความเสียหายเป้าหมายสำหรับการออกแบบ $DI = 0.5$ และดำเนินการตรวจสอบความเสียหายของโครงสร้าง โดยวิธีการออกแบบและการหาค่า (Design and Evaluation Approach) ปรากฏว่า กราฟการออกแบบที่เสนอมาดังนี้ ให้ความปลอดภัยที่เพียงพอ โดยจะทำให้ค่าความเสียหายที่ประเมินได้มีค่าคงที่สูงประมาณห้าร้อยต่อห้าร้อยที่ตั้งเป้าหมายไว้ และความเสียหายเนื่องจากค่าสั่นแปรผันให้สูนใหญ่จะไม่ทำให้โครงสร้างพังทลายได้ □

ບະຮສນານຸກຮມ

- Bertero, V. V. (1991). **Structural engineering aspects of seismic zonation**, Proc. of the Fourth International Conference on Seismic Zonation, Stanford, California, pp. 261-321.
- Chopra, A. K (1995). **Dynamics of Structures**. Englewood Cliffs, New Jersey : Prentice Hall.
- Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. (1993). **The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 22, pp. 855-868.
- Fajfar, P. (1992). **Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 21, pp. 837-848.
- Hirao, K. et at. (1995). **Required yield strength ratio spectrum and its application for verification of seismic safety of a structure excited by severe earthquake motions**. Proceedings of JSCE 525(I-33), pp. 213-225.
- IAEE. (1996). **International Association for Earthquake Engineering**. Regulations for Seismic Design: A World List. Tokyo.
- Jean, W.-Y., and Loh, C.-H. (1998). **Seismic demand for SDOF system based on structural damage control concept**. Sixth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, January 14-16. Taipei, Taiwan.
- Krawinkler, H. and Nassar, A. A. (1992). **Seismic design based on ductility and cumulative damage demand and capacities**. In Fajfar, P. and Krawinkler, H. (ed.), Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, pp. 23-39.
- Lee, L. H., Han, S. W., Oh, Y. H. (1999). **Determination of ductility factor considering different hysteretic models**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 28, pp. 957-977.
- Miranda, E. (1993b). **Site-dependent strength reduction factors**. Journal of Structural Engineering, 119(12), pp. 3503-3519.
- Nassar, A.A. and Krawinkler, H. (1991). **Seismic demands for SDOF and MDOF systems**, Report no. 95. The John A. Blume Earthquake Engineering Center. Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Park, Y. J. and Ang, A. H. S. (1985). **Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete**. Journal of Structural Engineering 111(4), pp. 722-739.

Rajaram, S. K. and Usami, T. (1996). Inelastic seismic response analysis of thin-walled steel bridge piers. Report No. 9602. Department of Civil Engineering, Nagoya University. Nagoya.

Uang, C. M. and Bertero, V. V. (1988). Implication of recorded earthquake ground motions on seismic design of building structures. UCB/EERC Report No. 88/13. University of California. Berkeley, California.

Warnitchai, P. and Panyakapo, P. (1999). Constant-damage design spectra. Journal of Earthquake Engineering. 3(3), 329-347.

บทคัดย่อ

งานโดยใช้ชี้วัด Location) Combined ท่าเรือ, สาย динแดง ตัวตัว ได้ถูกสัมผัติ เพื่อหา

จากที่ทำให้เกิดอุบัติเหตุทางความ

Abstract

The accident data for The First accident data for this research method, accident method) we factors (individual techniques contributing highway acc

* อาจารย์ ดร.