

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การป้องกันความเสียหายของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวด้วยระบบมวล
ผนังปรับค่าแบบแอคทีฟ

โดย

ผศ.ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว

ธันวาคม 2546

สัญญาเลขที่ PDF/62/2544

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

โครงการ การป้องกันความเสียหายของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวด้วยระบบมวล
หน่วงปรับค่าแบบแอคทีฟ

โดย

ผศ.ดร. ทศพล ปิ่นแก้ว

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สนับสนุนโดยสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย

(ความเห็นในรายงานนี้เป็นของผู้วิจัย สกว. ไม่จำเป็นต้องเห็นด้วยเสมอไป)

กิตติกรรมประกาศ

โครงการวิจัยนี้ได้รับทุนสนับสนุนจากสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย(สกว.) โดยความร่วมมือขอ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ผู้วิจัยขอขอบคุณสำนักงานกองทุนสนับสนุนการวิจัย ที่จัดสรรงบประมาณเพื่อสนับสนุน
โครงการวิจัยครั้งนี้ ขอขอบคุณคณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัยที่สนับสนุนในทุกๆด้าน เพื่อให้
คณะผู้วิจัยได้ทำการวิจัยครั้งนี้จนสำเร็จลุล่วง และบรรลุดตามวัตถุประสงค์ของโครงการ และขอขอบคุณ ศ.ดร.ปณิธาน ลัก
คุณะประสิทธิ์ นักวิจัยที่ปรึกษา ที่ให้ข้อมูลและข้อเสนอแนะต่างๆ ที่เป็นประโยชน์อย่างยิ่งในการทำวิจัย

โครงการ: การป้องกันความเสียหายของอาคารเนื่องจากแผ่นดินไหวด้วยระบบมวล ผนังปรับค่าแบบแอคทีฟ

การก่อสร้างอาคารให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ โดยไม่ให้เกิดความเสียหายในโครงสร้างได้เลยนั้น ต้องเสียค่าก่อสร้างในราคาที่สูงมาก ในขณะที่โอกาสของการเกิดแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงมากกว่าที่ออกแบบนั้น อาจมีเพียง 10% ในคาบเวลาไม่น้อยกว่า 50 ปี ทำให้มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้วิศวกรออกแบบโดยยอมให้เกิดความเสียหายในโครงสร้างได้บ้างแต่ต้องไม่ถึงขั้นพังทลาย อย่างไรก็ตามเนื่องจากในปัจจุบันการก่อสร้างอาคารสูงจำนวนมากไม่น้อยได้มีการติดตั้งระบบมวลผนังปรับไว้บนอาคารเพื่อช่วยลดการสั่นไหวที่เกิดขึ้นจากแรงลม ทำให้เกิดแนวคิดที่จะใช้ประโยชน์ระบบเดียวกันนี้ในการลดความเสียหาย ในโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวด้วย แต่การวิเคราะห์ความเสียหายในโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวนั้นเป็นเรื่องที่ยุ้งยาก ทำให้นักวิจัยในอดีตจำกัดขอบเขตของการศึกษาไว้เพียงการวิเคราะห์หาค่าขนาดการสั่นไหวของอาคารในช่วงอีลาสติก ทำให้ไม่สามารถประเมินสภาพการทำงานของระบบควบคุมในการลดระดับความเสียหายในโครงสร้าง ซึ่งจำเป็นต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกได้

การศึกษาได้พิจารณาการควบคุมความเสียหายของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 10 ชั้น ติดตั้งระบบมวลผนังปรับชั้นหลังคา ภายใต้เหตุการณ์แผ่นดินไหวที่ El Centro (1940), Mexico City (1985) และ Northridge (1994) โดยทำการวิเคราะห์เชิงพลศาสตร์ในแบบอินอีลาสติก ทำให้สามารถประเมินค่าความเสียหายในโครงสร้างได้ ผลการศึกษาเมื่อใช้การควบคุมระบบมวลผนังแบบเชิงเส้นพบว่า แม้ในกรณีที่แผ่นดินไหวมีขนาดไม่รุนแรง ระบบมวลผนังจะสามารถลดขนาดการสั่นไหวและความเสียหายในส่วนต่างๆของโครงสร้างลงได้อย่างมาก แต่เมื่อแผ่นดินไหวรุนแรงมากขึ้น กลับพบว่าบางชั้นของอาคารเกิดความเสียหายมากยิ่งขึ้น ปัจจัยที่ทำให้เกิดผลที่ไม่พึงประสงค์นี้พบว่ามีมาจากข้อจำกัดของการควบคุมที่ใช้วิธีเชิงเส้น ทั้งที่โครงสร้างเมื่อเกิดความเสียหายจะมีพฤติกรรมเป็นแบบไม่เชิงเส้น การพัฒนาในอนาคต จึงตั้งเป้าในการคิดค้นวิธีการควบคุมระบบมวลผนังให้สามารถทำงานได้อย่างมีประสิทธิภาพ ภายใต้แผ่นดินไหวที่รุนแรง

คำหลัก: ความเสียหายจากแผ่นดินไหว มวลผนังปรับค่า การวิเคราะห์อินอีลาสติกเชิงพลศาสตร์

The buildings can be constructed to resist the earthquakes without any damage but their construction costs become too high. In addition, the frequency of occurrence for the severe earthquake is extremely long (10% of exceedance with 50 years return period). Therefore, many design standards usually allow some damages on building structure under severe earthquakes. However, such damages have to be controlled to be within certain limits and must not lead to a collapse of a whole building. Recently, some high-rise buildings equipped with a vibration control device named mass damper on top of the building to reduce the vibration from wind. This research, therefore, aims at the utilization of the same damper to protect the building under the earthquakes. However, the damage analysis of the buildings under the dynamic loading such as earthquake needs to be performed using inelastic dynamic analysis which is rather complicate. The existing researches on mass damper used only linear dynamic analysis. They failed to quantify the damage control effectiveness of the device.

This research studied the damage control performance of the mass dampers installed on top of the 10-story R/C building subjected to earthquakes. Three real earthquake records which are El Centro (1940), Mexico City (1985) and Northridge (1994) are considered. Conducting the inelastic dynamic analysis, the damages of the building under earthquakes with and without mass dampers can be evaluated and compared. The obtained results indicated that although the devices can significantly reduce the damages under strong earthquakes. They seem to be unable to reduce the building damages when the earthquake excitation becomes larger. It is found that such undesirable behavior might come from the employed linear control algorithm. Therefore, it is recommended to develop a more suitable control algorithm for the mass damper to effectively reduce the damages of the building under severe earthquakes in the future research.

Key words: damages from earthquake, mass dampers, inelastic dynamic analysis

บทนำ

การก่อสร้างอาคารให้สามารถต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ โดยไม่ให้เกิดความเสียหายในโครงสร้างได้เลยนั้น ต้องเสียค่าก่อสร้างในราคาที่สูงมาก ในขณะที่โอกาสของการเกิดแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงมากกว่าที่ออกแบบนั้น อาจมีเพียง 10% ในคาบเวลาไม่น้อยกว่า 50 ปี ทำให้มาตรฐานการออกแบบกำหนดให้วิศวกรออกแบบโดยยอมให้เกิดความเสียหายในโครงสร้างได้บ้างแต่ต้องไม่ถึงขั้นพังทลาย อย่างไรก็ตามเนื่องจากในปัจจุบันการก่อสร้างอาคารสูงจำนวนมากไม่น้อยได้มีการติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแอคทีฟไว้บนอาคารเพื่อใช้ลดการสั่นไหวที่เกิดขึ้นจากแรงลม ทำให้เกิดแนวคิดที่จะใช้ประโยชน์ระบบเดียวกันนี้ในการลดความเสียหายในโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวด้วย แต่การวิเคราะห์ความเสียหายในโครงสร้างเนื่องจากแผ่นดินไหวนั้นเป็นเรื่องที่ยุ่งยาก ทำให้นักวิจัยในอดีตจำกัดขอบเขตของการศึกษาไว้เพียงการวิเคราะห์หาค่าขนาดการสั่นไหวของอาคารในช่วงอีลาสติก ทำให้ไม่สามารถประเมินสภาพการทำงานของระบบควบคุมในการลดระดับความเสียหายในโครงสร้างซึ่งจำเป็นต้องทำการวิเคราะห์โครงสร้างในช่วงอินอีลาสติกได้

โครงการวิจัยนี้มีวัตถุประสงค์

1. เพื่อทำการพัฒนาปรับปรุงโปรแกรมคอมพิวเตอร์เพื่อการวิเคราะห์โครงสร้างเชิงพลศาสตร์ ในช่วงอินอีลาสติกโดยมีความสามารถในการจำลองการติดตั้งระบบควบคุมการสั่นไหวโครงสร้างได้
2. ศึกษาพฤติกรรมการตอบสนองและความเสียหายของโครงสร้างภายใต้แรงแผ่นดินไหวเมื่อติดตั้งระบบควบคุมการสั่นไหวแบบแอคทีฟ
3. ทำการประเมินประสิทธิภาพของระบบควบคุมการสั่นไหวแบบแอคทีฟ ในการลดความเสียหายให้กับโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว

ระเบียบวิธีวิจัย

1. ศึกษาผลการวิจัยที่ผ่านมาเกี่ยวกับพฤติกรรมและการวิเคราะห์แบบอินทิลาสติกของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและระบบควบคุมการสั่นไหว
2. ศึกษาทฤษฎีการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร (Cyclic Loading) ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบอินทิลาสติก
3. ศึกษาทฤษฎีและวิธีการวิเคราะห์โครงสร้างที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟ
4. ศึกษาทฤษฎีและแบบจำลองต่างๆ ในโปรแกรมมีอยู่ (IDARC2D v. 5.0)
5. ศึกษาตัวพารามิเตอร์ที่ใช้ในการรับค่าและวิธีให้ค่าพารามิเตอร์แก่โปรแกรม
6. ศึกษาขั้นตอนการคำนวณที่ใช้ในโปรแกรม
 - 6.1 เขียนแผนผังลำดับขั้นตอนการทำงาน (flowchart) ของการวิเคราะห์แบบไดนามิกส์
 - 6.2 ศึกษาตัวพารามิเตอร์ที่ใช้ในการส่งค่าเข้าและออกจากโปรแกรมย่อย
 - 6.3 ศึกษาการทำงานของโปรแกรมย่อยต่างๆที่เกี่ยวข้อง
7. ทำการพัฒนาโปรแกรมย่อยมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟ แทรกในโปรแกรมหลัก โดยที่
 - 7.1 มีความง่ายในการกำหนดค่าต่างๆเพื่อการวิเคราะห์ของระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟ
 - 7.2 มีความถูกต้องสูง แต่ไม่ทำให้การคำนวณเพิ่มขึ้นจากเดิมมากนัก
8. พัฒนาโปรแกรมย่อยในการวิเคราะห์โครงสร้างที่มีระบบควบคุมแบบแอกทีฟ
9. ทดสอบความถูกต้องของโปรแกรม
 - 9.1 ตรวจสอบสมมูลย์ของแรงในโครงสร้าง
 - 9.2 ตรวจสอบความสัมพันธ์ระหว่าง ระยะขจัด-ความเร็ว-ความเร่ง
 - 9.3 ตรวจสอบแบบจำลองของโครงสร้างที่มีลำดับชั้นความอิสระเดี่ยวในช่วงอินทิลาสติกและอินทิลาสโตพลาสติกเทียบกับผลวิเคราะห์จากเอกสารวิชาการต่างๆ
10. วิเคราะห์โครงสร้างในช่วงอินทิลาสติกที่ติดตั้งระบบมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวแบบต่างๆ
 11. ประเมินประสิทธิภาพของระบบควบคุมการสั่นไหวแบบแอกทีฟในช่วงอินทิลาสติก
 12. ศึกษาวิธีการปรับปรุงประสิทธิภาพของมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟ
 13. ประเมินประสิทธิภาพของระบบที่ได้รับการปรับปรุง
 14. สรุปผลและทำรายงานการวิจัย

ขอบเขตการวิจัย

1. โปรแกรมที่ใช้ในการปรับปรุงและพัฒนาเพิ่มเติมคือ โปรแกรม IDARC Version 5.0
2. พิจารณาโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นแบบอนิลาสติกในการรับแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยพิจารณาเป็นโครงสร้าง 2 มิติ
3. พิจารณาการลดการสั่นไหวเฉพาะในแนวราบเท่านั้น
4. พฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อเกิดความเสียหาย จะใช้พารามิเตอร์ที่ได้จากผลการทดลองของนักวิจัยในต่างประเทศ
5. การควบคุมมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟจะสมมติว่ามี Time Delay น้อยมากจนไม่จำเป็นต้องพิจารณา
6. ติดตั้งมวลหน่วงปรับค่าแบบแอกทีฟจำนวน 1 หน่วยในการลดการสั่นไหวที่ชั้นบนสุดของอาคาร
7. บันทึกคลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้จำกัดเฉพาะ El Centro (1940) ,Taft (1952), SCT (1985) และ Biyoke (1995)

ภาคผนวก
บทความวิจัย

Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures

T. Pinkaew *, P. Lukkunaprasit, P. Chatupote

Department of Civil Engineering, Chulalongkorn University, Phatumwan, Bangkok 10330, Thailand

Received 16 October 2001; received in revised form 12 June 2002; accepted 26 July 2002

Abstract

The effectiveness of tuned mass dampers (TMD) for control of structures under seismic ground motion is investigated. Since describing the effectiveness of TMD using displacement reduction of the structure is found to be insufficient after yielding of the structure, damage reduction of the structure is proposed instead. Numerical simulations of a 20-storey reinforced concrete building modeled as an equivalent inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) system subjected to both harmonic and the 1985 Mexico City (SCT) ground motions are considered. It is demonstrated that although TMD cannot reduce the peak displacement of the controlled structure after yielding, it can significantly reduce damage to the structure. In addition, certain degrees of damage protection and collapse prevention can also be gained from the application of TMD. This is of particular significance in view of the current trend toward performance-based design in which TMD may be installed to achieve the target performance of buildings designed for seismic loads.

© 2002 Elsevier Science Ltd. All rights reserved.

Keywords: Tuned mass dampers; Seismic excitations; Inelastic structures; Damage reduction

1. Introduction

The passive tuned mass damper (TMD) is found to be a simple, effective, inexpensive, and reliable means to suppress undesirable vibrations of structures caused by harmonic or wind excitations [1,2]. Under earthquake excitation, which is rather random, its performance, however, greatly depends on the characteristics of ground motion [3–5]. It was found that TMD consequently becomes effective in reducing the seismic response of structures only when the ground motion exhibits narrow band frequency and long duration.

Villaverde and Koyoama [6] studied the influence of TMD on the response of a ten-storey building subjected to the S60E component of the SCT accelerogram, Mexico City earthquake, 1985. Due to the narrow bandwidth and long duration of the ground motion record, they observed a reduction in the peak roof displacement of

the building of about 40% when a TMD with modal mass ratio of 0.042 was installed on its top.

Taking into account the possibility of damage to the building during a high intensity earthquake, Soto-Brito and Ruiz [7] studied the influence of ground motion intensity on the effectiveness of TMD. The response of a 22-storey nonlinear frame with a TMD was considered under moderate and high intensities of SCT accelerograms. Their study showed that the effectiveness of TMD in reducing the peak responses of the structure can be substantially decreased due to nonlinear behavior of the building, which generally occurs under high intensity ground motions.

However, unlike linear systems, describing the effectiveness of TMD using peak response reduction of the nonlinear structures alone was found to be insufficient [8]. Obviously, this measure cannot account for the effects of accumulated damage due to low cycle fatigue. That is of particular importance for the seismic application where the structure may experience a significant number of nonlinear vibration cycles. Therefore, in such circumstances, TMD is expected to effectively reduce not only the peak response of the structure but also the induced-damage of the structure.

* Corresponding author. Tel.: +66-2218-6477; fax: +66-2251-7304.
E-mail address: fcetpk@eng.chula.ac.th (T. Pinkaew).

In this study, damage reduction is proposed as an indicator to evaluate seismic effectiveness of TMD for inelastic structures. A 20-storey reinforced concrete building is modeled by an equivalent inelastic single-degree-of-freedom system. The numerical simulations of the building with and without TMD attached on top are performed. Two records of ground motion characterized by a harmonic and a distant earthquake are examined. The inelastic behavior of the structure is introduced by increasing the peak ground acceleration of ground motions. By considering the variation of the energy dissipation in the structure, the TMD's control characteristic and its inability to control high intensity ground motion, as found in the literature, are explained. Since the structure is excited in the inelastic range, the damage is quantified employing the well-accepted damage index [9]. By comparing the induced-damage indices for the structure with and without TMD, the effectiveness of TMD can be evaluated and explained.

2. An example reinforced concrete building

In this study, a 20-storey reinforced concrete office building is considered. The plan and elevations of the building are shown in Fig. 1. The building utilizes a structural system with moment-resisting frames in the longitudinal direction and a coupled moment-resisting frame-shear wall system in the transverse direction. The building is designed only for gravity and wind loads for Thailand with non-seismic detailing. A uniformly distributed live load of 2500 N/m^2 and a maximum wind pressure of approximately 1400 N/m^2 are employed. Compressive strength of concrete of 30 MPa and yield strength of reinforcement of 400 MPa are used. The cross-sections of the shear walls and beams are $0.30 \text{ m} \times 8.00 \text{ m}$ and $0.30 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$, respectively, while the dimensions of the columns vary from

$0.95 \text{ m} \times 0.95 \text{ m}$ at the first floor to $0.45 \text{ m} \times 0.45 \text{ m}$ at the roof floor. The program IDARC [10] is used to model the structure. The fundamental period of the structure, determined from analysis in the transverse direction, is found to be 2.13 s . Pushover analysis using an inverted triangular load is also performed. Fig. 2 plots the roof displacement of the structure against the base shear of the structure. It should be noted that response due to designed wind load is well within the elastic range of the curve.

3. An equivalent inelastic SDOF

The 20-storey building outlined in the previous section is modeled by an equivalent inelastic single-degree-of-freedom (SDOF) system. The nonlinear pushover characteristics of the building are ascertained and then its load-deformation characteristic is replaced by the elastic-perfectly plastic behavior of the SDOF system. Although there exist many formulations in the literature for selection of the equivalent inelastic SDOF, the formulation proposed by Fajfar and Fischinger [11] is adopted in this study.

The equations of motion that govern the response of

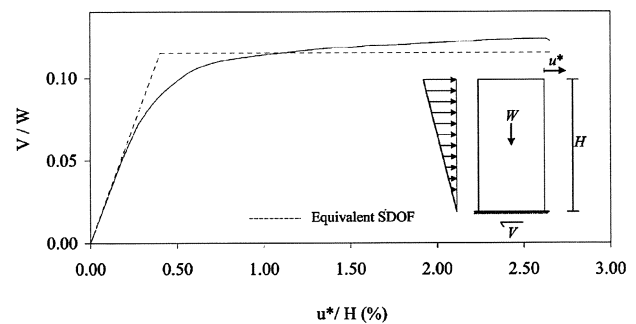


Fig. 2. Pushover curve of structure (---- equivalent SDOF).

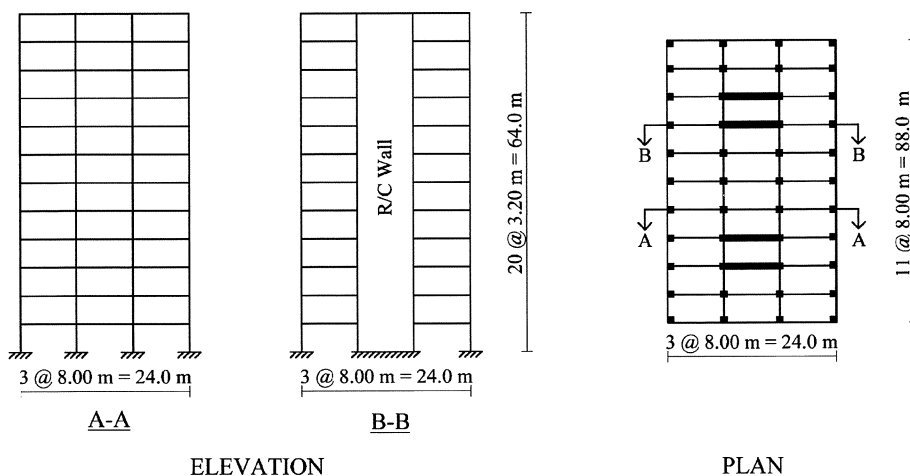


Fig. 1. Elevations and plan of a 20-storey reinforced concrete building.

the structure when subjected to ground excitation can be expressed as

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{Q}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

where \mathbf{M} and \mathbf{C} are, respectively, the mass and damping matrices of the structure; $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ and $\dot{\mathbf{u}}(t)$ are, respectively, the acceleration and velocity vectors of the structure relative to the ground; $\mathbf{Q}(t)$ is the storey restoring force vector of the structure; \mathbf{r} is the influence coefficient vector which represents the displacement vector, $\mathbf{u}(t)$, resulting from a unit support displacement; and $\ddot{x}_g(t)$ is the acceleration of the input ground motion.

The base shear force of the structure is determined from $V(t) = \{\mathbf{1}\}^T \mathbf{Q}(t)$.

Using the transformation of the roof displacement of the structure, $u^*(t)$, to the displacement of the SDOF, $x(t)$, by the relationship (Fajfar and Fischinger [11])

$$x(t) = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{r}} u^*(t) \quad (2)$$

in which Φ is the assumed shape vector of the structure normalized with respect to $u^*(t)$, the above equation of motion of the structure, Eq. (1), can be rewritten for the equivalent SDOF as

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + q(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (3)$$

where $m = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{r}$ is an equivalent mass; $c = \Phi^T \mathbf{C} \Phi \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{r}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}$ is an equivalent damping; $q(t) = \Phi^T \mathbf{Q}(t)$ is an equivalent restoring force and $\ddot{x}(t)$ and $\dot{x}(t)$ are the acceleration and the velocity of the equivalent SDOF.

Based on the load-displacement relationship of the structure obtained from pushover analysis with an inverted-triangle load distribution as shown in Fig. 2, the corresponding properties of the equivalent elastic-perfectly plastic SDOF previously mentioned can be computed as listed in Table 1 and plotted as the dotted-line in the same figure.

4. Earthquake ground motions

Two different ground motions, characterized by harmonic acceleration and distant earthquake acceleration, are employed as the input ground motions. Both are

scaled to have various peak ground accelerations (PGA) in order to study the influence of the degree of inelasticity in the structure on the effectiveness of TMD. Harmonic ground motion is generated for 50 s from a constant amplitude sine wave with the same period as that of the structure (the frequency ratio = 1.0), while the acceleration record at the SCT station of the 1985 Mexico City earthquake, as shown in Fig. 3a, is used to represent distant earthquake ground motion. The dominant period of this acceleration record is very close to that of the structure as indicated by the acceleration spectra in Fig. 3b. These intentionally lead to extreme conditions where the structure vibrates in resonance with the excitations and consequently TMD is expected to be effective for suppression of both displacement and energy of the structure.

5. Damage quantification

For earthquake excitation, it is generally necessary to permit some degree of induced-damage in the structure,

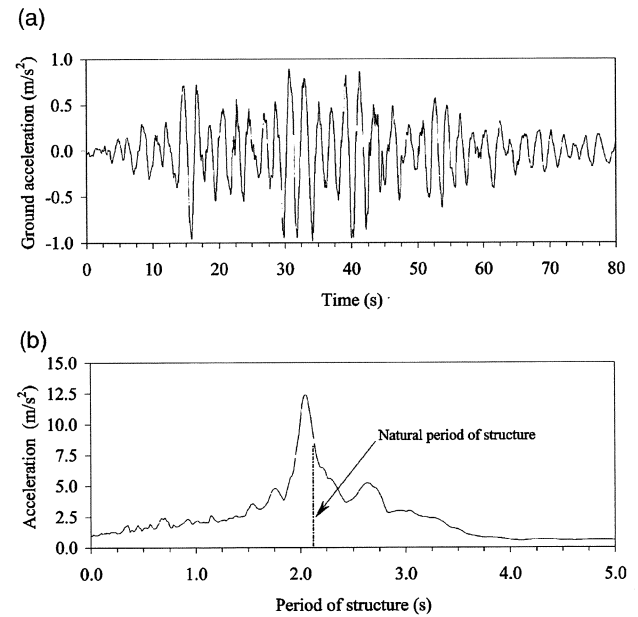


Fig. 3. The 1985 Mexico City earthquake ground motion recorded at SCT station, (a) the acceleration record and (b) the acceleration spectra.

Table 1
Properties of the structure, the equivalent inelastic SDOF and TMD

Structure	System, Eq. (1)	$W=378.0$ MN, $V_y=43.5$ MN, $u_y^*=0.258$ m, $u_u^*=1.68$ m, ductility=6.5
	SDOF, Eq. (3)	$m=1.79 \times 10^4$ tons, $\omega=2.95$ rad/s, $\xi=0.02$, $q_y=27.4$ MN, $x_y=0.175$ m, $x_u=1.14$ m $\frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{r}}=0.678$
Tuned mass damper (TMD)		$m_T = 5.37 \times 10^2$ tons, $k_T = 4.41 \times 10^3$ kN/m, $\omega_T = 2.87$ rad/s, $\xi_T = 0.105$

otherwise the design would be too costly. However, the damage should be kept below a certain amount in order to avoid collapse.

To investigate the effectiveness of TMD in reducing damage to the structure induced by ground excitation, the damage index as suggested by Park et al. [9] is adopted for the system Eq. (1), which can be globally described by

$$DI = \frac{u_m^*}{u_u^*} + \beta \frac{\int dE}{u_u^* V_y} \quad (4)$$

where u_m^* and u_u^* are the maximum and the ultimate displacements of the structure at roof, respectively; $\int dE$ is the cumulative hysteresis energy of the structure; V_y is the base shear at yielding of the structure and β is the strength deterioration parameter (≈ 0.27 by Ciampoli, et al. [12]).

This damage equation accounts for damage due to maximum inelastic displacement, as well as damage due to cumulative low-cycle fatigue. The value of DI can vary from 0 to 1.0, which corresponds respectively to the damage level of the structure from no damage to collapse [13].

6. Structure with tuned mass damper (TMD)

A TMD is installed on top of the structure to reduce the displacement and the damage induced by ground excitations. For computational convenience, the equivalent inelastic SDOF obtained in Section 3 is employed to represent the 20-storey R/C building as outlined in Section 2. Thus the equations of motion describing the structure-TMD interaction can be simply expressed by

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + q(t) = -m\ddot{x}_g(t) + c_T\dot{z}(t) + k_T z(t) \quad (5)$$

and

$$m_T\ddot{z}(t) + c_T\dot{z}(t) + k_T z(t) = -m_T \left[\ddot{x}_g(t) + \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{r}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \ddot{x}(t) \right] \quad (6)$$

where m_T, c_T and k_T are the mass, damping, and stiffness of the TMD, respectively; and $\ddot{z}(t), \dot{z}(t)$, and $z(t)$ are the relative acceleration, velocity and displacement of the TMD.

In the following numerical investigation, a mass ratio of 1.40%, corresponding to an effective mass ratio of 0.03 between the TMD mass and the structure's first-mode generalized mass, is considered. Based on linear behavior of the controlled structure, the stiffness and

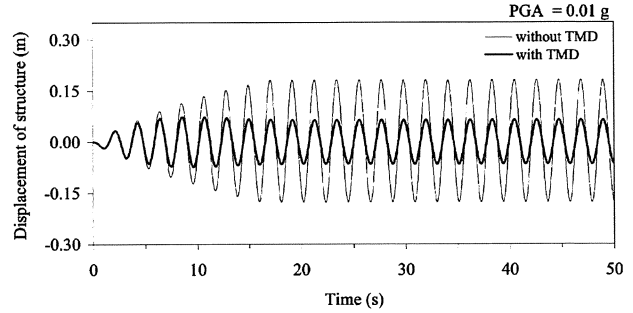


Fig. 4. Displacement histories of structure with and without TMD under harmonic ground motion with PGA of 0.01 g and frequency ratio = 1.0 (case of elastic responses).

damping coefficients of TMD are optimized for harmonic base excitation [14]. This yields the optimal values of the TMD parameters as listed in Table 1 along with the properties of the example structure.

7. Effectiveness of TMD under a harmonic ground motion

The effectiveness of TMD is evaluated under harmonic ground motion. The inability to control high intensity ground motion is demonstrated and explained. The use of damage reduction of the structure as the effectiveness measure of TMD is introduced instead of using displacement reduction alone.

7.1. Displacement reduction

Figs. 4 and 5 show the typical displacement histories of the structure with and without TMD under harmonic ground motion with PGAs of 0.01 and 0.05 g, respectively. The motion frequency is intentionally set to be the natural frequency of the structure. In these figures, the former represents the case where the structure is vibrated within the elastic range and significant displacement reduction of the structure can be gained from the application of TMD, whereas the latter represents the case

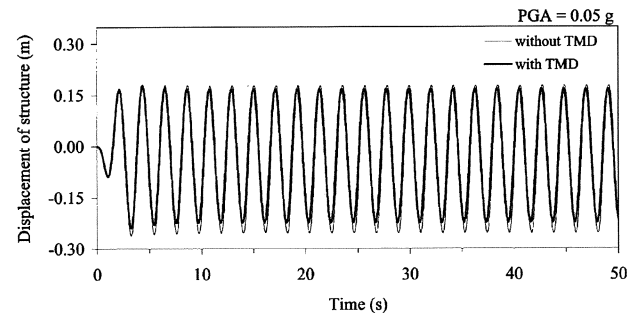


Fig. 5. Displacement histories of structure with and without TMD under harmonic ground motion with PGA of 0.05g and frequency ratio = 1.0 (case of inelastic responses).

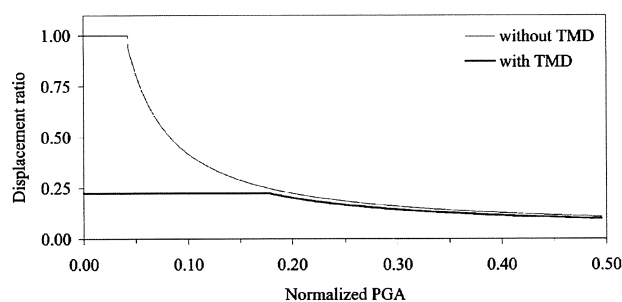


Fig. 6. Displacement ratio of structure against normalized PGA (frequency ratio = 1.0).

where the structure is vibrated well within the inelastic range and the displacement reduction of the structure by application of TMD is substantially decreased. It is noted that, in Fig. 5, the damage indices of the structure with and without TMD become, respectively, 0.55 and 1.0 at the end of the excitation. To show the influence of degree of inelasticity in the structure on the performance of TMD, Fig. 6 compares the displacement ratio of the structure with and without TMD for various PGAs of ground motion. In the figure, the displacement ratio of the structure is calculated from the ratio of the steady-state displacement of the inelastic structure with or without TMD to that of the corresponding elastic structure without TMD, while the input PGA is represented by the normalized PGA, $|\ddot{x}_g|/(q_y/m)$. This quantity reflects both the amplitude of ground shaking and the capacity of the structural system. To ascertain the effectiveness of TMD in terms of displacement reduction of the structure, Fig. 7 plots the steady-state displacement reduction of the structure due to the application of TMD as a function of normalized PGA. In this paper, the displacement reduction is calculated from the ratio of $(|u^*|_{w/o\ TMD} - |u^*|_{w\ TMD})/|u^*|_{w/o\ TMD}$. It is obvious from Figs. 6 and 7 that TMD is very effective in reducing the displacement of the structure by as much as 77% when the normalized PGA is less than 0.042. This is the case where the structure is vibrated within its elastic range. However, beyond this range, the TMD's effectiveness gradually decreases as the PGA increases and becomes as small as 10%

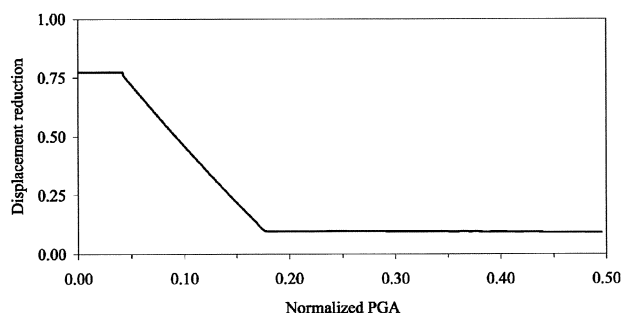


Fig. 7. Displacement reduction of structure with TMD against normalized PGA (frequency ratio = 1.0).

when the normalized PGA is greater than 0.176. These findings coincide with those found in previous studies [4,7] in which the effectiveness of TMD is reported to be substantially decreased when the structure's motion is characterized by significant inelastic vibration. This control deficiency can be demonstrated through inspection of the energy dissipation of TMD as shown in Fig. 8. In the figure, the energy dissipation in the structure due to inherent damping, yielding and TMD are normalized by the corresponding kinetic energy of the structure and are plotted against the normalized PGA. The figure shows that TMD loses its effectiveness slightly in dissipating the energy from the structure once yielding occurs in the structure. This is because yielding raises the apparent damping of the structure and consequently disturbs the tuning condition of TMD. Although the dissipation reduction of TMD seems significant in this considered range of PGA, the large amount of dissipation, due to yielding, causes the contribution of TMD to become a comparatively small portion. As a result, a displacement reduction of the structure of only 10% is obtained from the application of TMD.

7.2. Damage reduction

It is clear from Figs. 6–8 that TMD can completely protect the building from yielding up to a normalized PGA of 0.156, although the displacement reduction in this range indicates reduction of TMD's effectiveness. This is of particular importance for seismic applications in which the objective of TMD installation is to suppress the damage to the structure rather than its displacement.

Therefore, the following introduces the damage reduction of the structure to describe the effectiveness of TMD instead of the displacement reduction. Employing the damage model previously outlined, Fig. 9 compares the damage index of the structure with and without TMD under harmonic ground motion, while Fig. 10 shows the damage reduction gained from TMD. In the figure, the damage reduction is calculated from the difference between damage to the structure with TMD and without TMD divided by that without TMD, $(DI_{w/o} - DI_{TMD})/DI_{w/o}$. It is pointed out that, for nor-

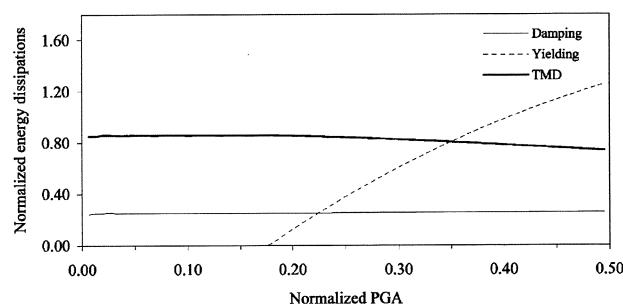


Fig. 8. Normalized energy dissipation in structure with TMD against normalized PGA (frequency ratio = 1.0).

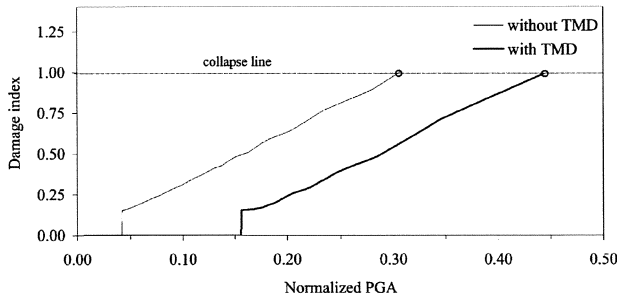


Fig. 9. Damage index of structure against normalized PGA (frequency ratio = 1.0).

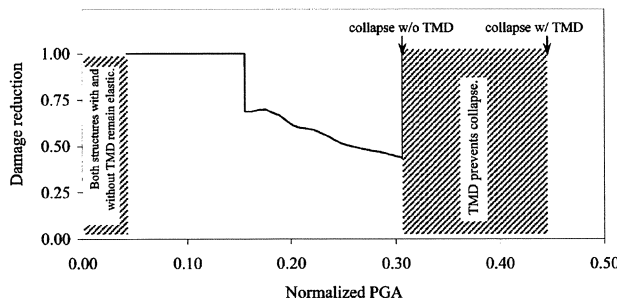


Fig. 10. Damage reduction of structure with TMD against normalized PGA (frequency ratio = 1.0).

malized PGA less than 0.042, the damage reduction of the structure due to TMD is not defined since there is no damage to the corresponding structure without TMD. Unlike the displacement reduction as in Fig. 7, the figure shows complete damage reduction due to TMD for normalized PGA between 0.042 and 0.156. This implies the usefulness of TMD even when the structure is subjected to moderate input ground motion. However, further increasing the PGA causes yielding in the structure with TMD and damage reduction of about 40–70% is obtained for normalized PGA between 0.156 and 0.306. In this range of input PGA, the damage reduction decreases as the PGA increases. It is also observed that, for normalized PGA between 0.306 and 0.443, the computed damage of the structure without TMD exceeds the collapse limit, i.e. $DI > 1.0$, while that of the structure with TMD is still within the limit. This corresponds to the case where the TMD can prevent the structure from collapse. Beyond this range of input PGA (normalized PGA greater than 0.443), the structure with TMD also collapses and therefore the application of TMD to the structure provides no benefit.

8. Effectiveness of TMD under a distant earthquake

In this section, ground motion recorded from the distant earthquake in Mexico City (1985) at SCT station

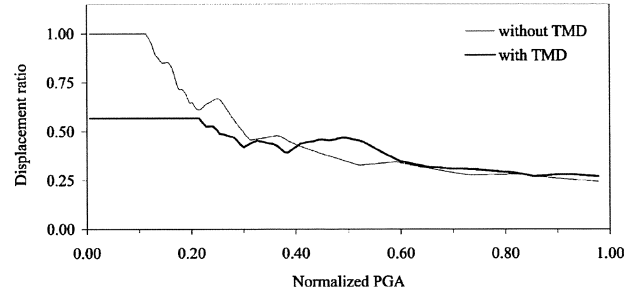


Fig. 11. Displacement ratio of the structure against normalized PGA (under far-field earthquake excitation).

in the N-S direction is employed as the input ground excitation. This record is found to have a predominant period close to the first natural period of the structure. The effectiveness of TMD is again evaluated in terms of displacement and damage reduction of the structure.

8.1. Displacement reduction

Fig. 11 plots the displacement ratio of the structure with and without TMD against the input PGA of ground motion. In this figure, the displacement ratios are calculated using peak displacement instead of steady-state displacement as in Fig. 6. It can be seen from the figure that TMD is very effective in reducing the peak displacement of the structure when the structure is vibrated within the elastic range. However, its effectiveness gradually decreases as the inelasticity in the structure increases. It is noticed that, for normalized PGA higher than 0.40, the structure with TMD exhibits slightly larger displacement than that without TMD. This leads to negative displacement reduction of TMD as shown in Fig. 12.

8.2. Damage reduction

Fig. 13 compares the damage indices of the structure with and without TMD under the SCT ground motion for various PGAs, while Fig. 14 shows the damage reduction gained from the application of TMD. The figures reveal that TMD always reduces the damage to the

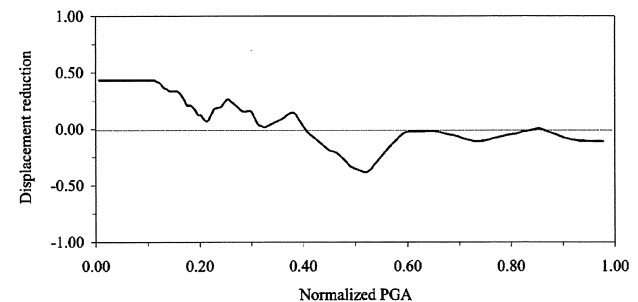


Fig. 12. Displacement reduction of the structure with TMD against normalized PGA (under far-field earthquake excitation).

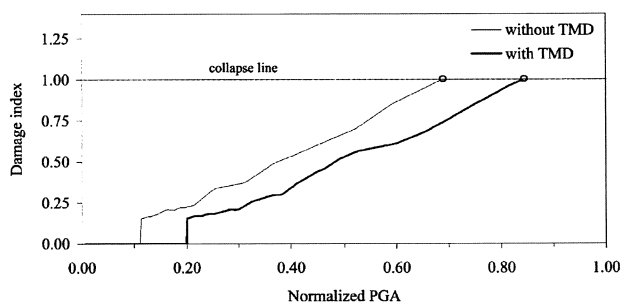


Fig. 13. Damage index of structure against normalized PGA (under far-field earthquake excitation).

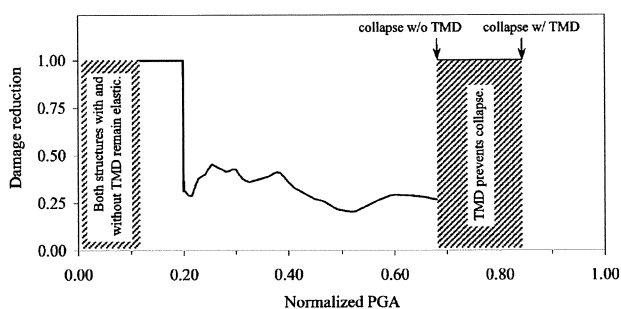


Fig. 14. Damage reduction of structure with TMD against normalized PGA (under far-field earthquake excitation).

structure for the entire range of PGA considered. Similar to the case of the harmonic ground motion, TMD perfectly protects the structure from damage for normalized PGA less than 0.20, and yields about 20–40% reduction of the damage for normalized PGA from 0.20 to 0.685. It is interesting to note that, for normalized PGA greater than 0.40, TMD provides positive effectiveness in damage reduction of the structure although its effectiveness in terms of displacement reduction is found to be negative (see also Fig. 12). This is because the damage index of the structure under the SCT ground motion is mainly governed by the energy term, i.e. the second term of Eq. (4), which is effectively reduced by TMD. It should also be noted that, for this ground excitation, TMD prevents collapse for normalized PGA from 0.685 to 0.841. Beyond this range of the input PGA, the structure with TMD collapses and therefore the application of TMD becomes useless.

9. Conclusions

The effectiveness of the TMD for control of the 20-storey reinforced concrete building subjected to both harmonic and the 1985 Mexico City (SCT) ground motions is investigated. Using numerical simulation, the obtained results indicate that the commonly used displacement reduction of the structure fails to prescribe the effectiveness of the TMD when damage occurs in the

structure. This is because it does not provide sufficient information on the damage state of the controlled structure which is the main concern in engineering applications.

Therefore, direct use of damage reduction of the structure becomes more relevant and it is employed as the indicator of TMD effectiveness in this paper. Based on the ground motions considered, which have predominant periods close to that of the structure, the TMD is found to provide damage protection for the structure up to a certain level of input PGA. With a higher level of input PGA, it also significantly reduces the damage to the structure, which would suffer substantial damage in its absence. With further increase of input PGA, it is found that the application of TMD can prevent the structure from collapse. By comparing these damage characteristics to those of the structure with higher yield strength of base shear, this application of TMD is equivalent to an increase in the yield strength of the structure of about 45 and 20% for the harmonic and the SCT ground motions, respectively. This is of practical significance in view of the current trend toward performance based design in which the TMD may be installed to achieve the target performance of buildings designed for seismic loads.

Acknowledgements

The authors are grateful to the Thailand Research Fund (TRF) for the research scholar grant for this project. They would like to thank Mr. P. Vaijunya for providing the design of the example structure used in this study.

References

- [1] ENR. Hancock tower now to get dampers. *Engineering News-Record*, 1975, Oct. 30:11.
- [2] Kwok KCS, MacDonald PA. Full-scale measurements of acceleration response of Sydney Tower. *Engineering Structures* 1990;12:153–62.
- [3] Kaynai AM, Veneziano D, Biggs JM. Seismic effectiveness of tuned mass dampers. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 1981;107(8):1465–84.
- [4] Sladek JR, Klingner RE. Effect of tuned mass dampers on seismic response. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 1983;109(8):2004–9.
- [5] Chowdhury AH, Iwuchukwu MD, Garske JJ. Past and future of seismic effectiveness of tuned mass dampers. In: *Proceedings of the 2nd International Symposium on Structural Control*, Ontario, Canada, 1985;105–27.
- [6] Villaverde R, Koyama LA. Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1993;22:491–507.
- [7] Soto-Brito R, Ruiz SE. Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1999;28:1255–71.

- [8] Lukkunaprasit P, Wanitkorkul A. Inelastic buildings with tuned mass dampers under moderate ground motions from distant earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2001;30(4):537–51.
- [9] Park YJ, Ang AHS, Wen YK. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE* 1985;111(4):722–39.
- [10] Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Li C, Madan A. IDARC2D Version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings. Technical Report NCEER-96-0010, University of New York at Buffalo, NY, 1996.
- [11] Fajfar P, Fischinger M. N2- A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. In: *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, 1988; 111–16.
- [12] Ciampoli M, Giannini R, Nuti C, Pinto PE. Seismic reliability of non-linear structures with stochastic parameters by directional simulation. In: *Proceedings of the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability*, San Francisco, CA, 1989; 1121–28.
- [13] Park YJ, Ang AHS, Wen YK. Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra* 1987;3:565–619.
- [14] Warburton GB. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1982;10:381–401.