

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	既存高層建物の長周期地震動に対する梁部材の累積損傷評価と制振補強
Title	
著者(和文)	中川真里奈, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也
Authors	daiki sato, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	日本建築学会大会学術講演梗概集, vol. B-2, , pp. 281-282
Citation(English)	, vol. B-2, , pp. 281-282
発行日 / Pub. date	2013, 8
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/110009682507

既存高層建物の長周期地震動に対する梁部材の累積損傷評価と制振補強

正会員 ○中川真里奈^{*1} 同 佐藤大樹^{*2} 同 北村春幸^{*2}
同 長江拓也^{*3}キーワード 高層建物 鋼構造 大阪平野
累積塑性変形倍率 接合形式

1. はじめに

文部科学省による首都直下プロジェクトにおいて、高層の鋼構造建物を対象とする大規模振動台実験が実施された¹⁾。実験では、鋼構造架構が多数回の繰り返し変形を受け、柱梁接合部の梁下フランジが破断するという重度の損傷が生じ、この傾向は梁端混用溶接を用いた柱梁接合部において特に顕著となった。また、既存高層建物の柱梁接合部における調査では、現場溶接が約半分の割合で採用されている²⁾。来たる東海・東南海・南海地震に対して適切な耐震対策を速やか展開する上で、高層建物の具体的な損傷状況を評価する必要がある。

本報は、大阪平野を対象とした地震動と、そこに実在しうる周期約5秒の高層建物モデルを用いた時刻歴応答解析から、部材レベルの応答値に対する分析結果を取り纏める。さらに、制振補強についても検討を行うことを目的とする。

2. 検討建物および入力地震動

検討建物は、1980年代に評定を取得した建物の設計資料を参照し、大阪に実在しうる高層建物を部材レベルでモデル化した。図1(a),(b)に伏図および軸組図を示す。解析モデルは、標準層せん断力係数 $C_0=0.2$ の水平地震力に対して許容応力度設計が行われており、SM490材を使用した柱および梁の部材断面が設定された。ただし、板厚 $t \geq 40$ の場合はTMCP材を用いた。表1に部材断面表を示す。解析はX方向とY方向を対象とする。主架構は弾塑性とし、減衰 h は初期剛性比例型の2%、剛床仮定とした。層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達した時の層間変形角 R_y は、1層でX方向が $R_y=0.0068$ rad、Y方向が $R_y=0.0074$ radである。

ダンパーには、LY225材(降伏応力度 $\sigma_y=225$ N/mm²)からなる座屈拘束型ブレースを用いる。ダンパー配置は、地震層せん断力係数の分布(Ai分布)に基づく設計用層せん断耐力比分布を基に、4段階分布を用いて設置箇所を決定した。ダンパー1本あたりの降伏軸力 dN_y は、主架構のみでの時刻歴応答解析より得られた2層の最大層せん断力 Q_2 の0.3倍をダンパーが負担するとして、次式によって算出され、 $dN_y=1200$ kNと決定した。

$$dN_y = \frac{0.3 \cdot Q_2}{\cos \theta \cdot n_2}$$

ここで、 θ :ダンパー取り付け角度、 n_2 :2層のダンパー本数である。塑性化部長さはダンパー全長の1/4、塑性化部断面積は弾性部断面積の1/2、復元力特性は完全弾塑性とした。他の層のダンパーも2層と同じ降伏軸力 dN_y を有するダンパーを用いることとし、ダンパー本数 n_i を変化させることで層のダンパー耐力を調整した。図1にダンパー配置を示す。ただし、1層についてのみ、 $dN_y=1500$ kNを用いた。以降、ダンパー非設置のモデルを耐震モデル、ダンパーを設置したモデルを制振モデルと呼ぶ。1次固有周期は、耐震モデルが $T_x=4.8$ s、 $T_y=4.9$ s、制振モデルが

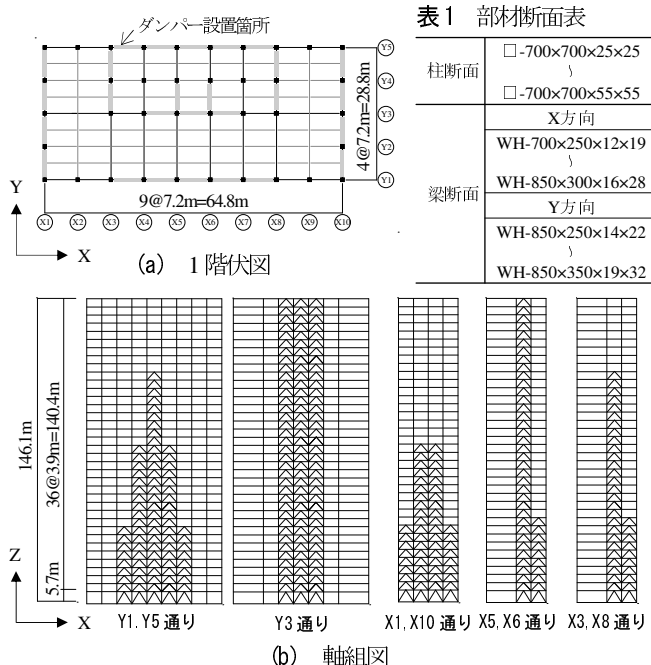


図1 建物概要

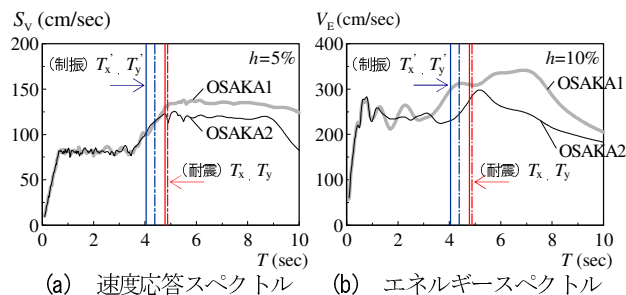


図2 入力地震動スペクトル

$T_x=4.0$ s、 $T_y=4.4$ sである(添え字のX、Yは方向を示す)。

検討用入力地震動は、2004年9月5日記伊半島南東沖地震(MJ 7.4)の観測記録(気象庁大阪中央区大手前、NS成分)を位相特性に用い、3次元FEMによるKiK-net此花(NS成分)、豊中市役所を代表地点とした解析結果の検討用模擬波(以降OSAKA1、OSAKA2)を採用した³⁾。図2(a)に速度応答スペクトル S_v 、(b)にエネルギースペクトル V_E を示す。

3. 耐震モデルの応答評価

3.1 層と部材の応答評価

本報では、評価指標に最大層間変形角 R と梁部材の累積塑性変形倍率 $c\eta$ を用いる。図3と図4に耐震モデルと制振モデル(4章後述)の応答結果を併せて示す。安全限界値を $R=0.01$ rad、 $c\eta=13.5$ および $c\eta=21.5$ とした。特に、 $c\eta=13.5$ は柱梁接合部に梁

Retrofit with Damper and Cumulative Damage Evaluation for Existing High-Rise Steel Building

Subjected to Long-Period Ground Motion

Marina Nakagawa, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Takuya Nagae

端混用溶接が用いられた既往の部材実験を統計処理し、柱梁接合部が破断に至らない下限値として設定された値である⁴⁾。同様に $c\eta=21.5$ は工場溶接を用いた柱梁接合部が破断に至らない下限値として設定された値である⁴⁾。図3の最大層間変形角 R より、X方向は中層以下で安全限界値($R=0.01\text{rad}$)を超え、最大応答値はOSAKA1で $R=0.015\text{rad}$ 、OSAKA2で $R=0.017\text{rad}$ となった。Y方向も同程度の応答値であり、過大な変形が生じていることがわかる。図4の累積塑性変形倍率 $c\eta$ より、X方向はOSAKA1、OSAKA2ともに $c\eta=13.5$ に対して1.3~1.4倍となった。 $c\eta=21.5$ に対しては0.8~0.9倍に留まる。Y方向でも同程度の応答となった。

3.2 部材の累積損傷評価

本節では累積値に着目し、梁部材ごとの損傷状況を把握する。図4に示す $c\eta$ が、OSAKA1で最大応答値となる層の $c\eta$ について損傷分布を図5に示す。図5は制振モデルの応答結果も併せて示す(4章後述)。(a)より、7.2mスパン梁が連続するY1通り、X1通りは最大で $c\eta=18\sim20$ となった。(b)より、異なるスパン梁が混在する通りについて、Y3通りは7.2mスパン梁が $c\eta=14$ 、14.4mスパン梁が $c\eta=4$ 、X3通りは7.2mスパン梁と14.4mスパン梁が $c\eta=4\sim5$ となった。以上より、7.2mスパン梁が連続する通りの梁部材へ損傷が集中していることがわかる。7.2mスパン梁の累積値は、工場溶接を想定した安全限界値($c\eta=21.5$)に対して0.8倍であり、2割程度の余裕しか残されておらず、大きな余震が発生した場合に $c\eta=21.5$ を超える可能性が考えられる。一方、14.4mスパン梁の累積値は現場溶接を想定した安全限界値($c\eta=13.5$)に対して0.3倍となった。

4.ダンパー設置による制振補強

本章ではダンパー設置による制振補強を行い、その低減効果を検証する。図3の層間変形角 R より、X・Y方向で制振モデルは概ね安全限界値($R=0.01\text{rad}$)以内に収まった。耐震モデルと比較すると、OSAKA1とOSAKA2ともに5割の応答低減を確認した。Y方向では、3割の応答低減を確認した。図4の累積塑性変形倍率 $c\eta$ より、OSAKA1とOSAKA2ともに7~9割もの応答低減を確認した。図5より、ダンパーを設置した7.2mスパン梁の損傷集中が軽減されていることがわかる。制振補強による低減効果は、とくに累積値で大きく見られた。

5. まとめ

大阪平野を対象とした地震動とそこに実在しうる高層建物モデルを用いた時刻歴応答解析から、部材レベルの応答値に対する分析結果を取り纏め、制振補強の検討を行った。

- (1) 高層建物モデルの変形は、層間変形角 R の安全限界値($R=0.01\text{rad}$)に対して1.5~1.7倍となり、過大な変形が生じた。
- (2) 梁部材の損傷は、累積塑性変形倍率 $c\eta$ が短スパン梁へ集中した。その累積値は、工場溶接を想定した安全限界値($c\eta=21.5$)に対して0.8倍で、2割程度の余裕しか残されていない。
- (3) 制振補強で得られた効果は、層間変形が約半分となり概ね安全限界値以内に収めることができた。部材の累積塑性変形倍率では7~9割もの応答低減を確認した。

参考文献

- 1) 長正裕也、鐘育霖、島田有、福山國夫、梶原浩一、井上貴仁、中島正愛、齊藤大樹、北村幸、福

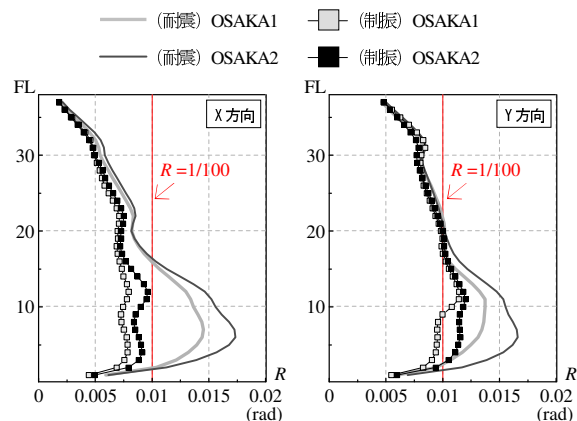


図3 最大層間変形角 R

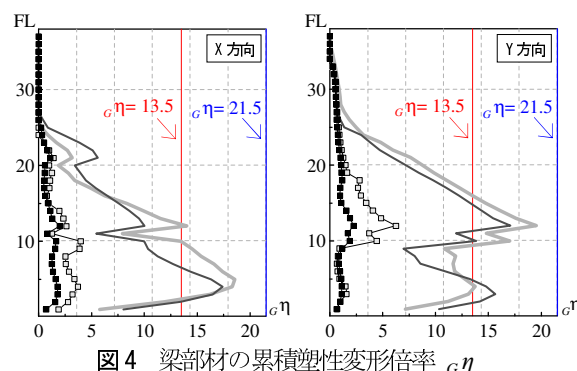
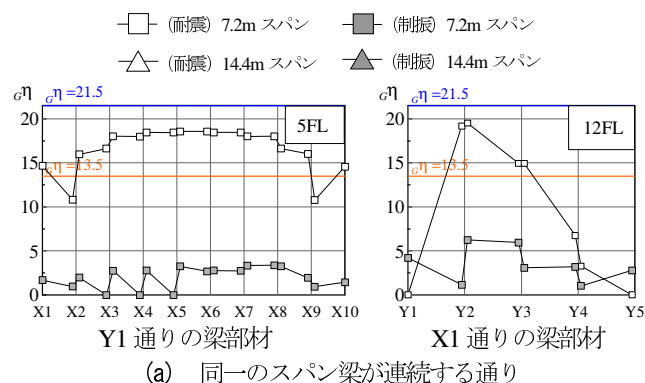
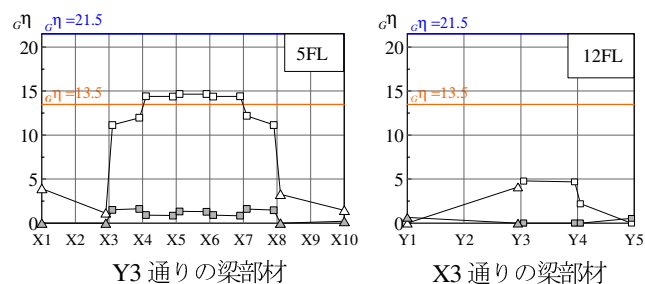


図4 梁部材の累積塑性変形倍率 $c\eta$



(a) 同一のスパン梁が連続する通り



(b) 異なるスパン梁が連続する通り

図5 OSAKA1入力時の損傷分布

- 和伸夫、日高桃子：超高層建物の耐震性能を評価する大規模実験システムの構築—Eディフェンス
震動台実験—, 日本建築学会構造系論文集 第640号, pp.1163-1171, 20096
2) 中川真里奈、佐藤大樹、長正裕也、北村幸、佐藤剛志：性能評価シートに基づく既存高層鋼構造
建物の柱梁接合部調査, 日本建築学会技術報告集 第19巻, 第42号, pp.579-584, 20136
3) 日本建築学会長期地震動WG：長期地震動に対する公開研究集会対象とする巨大地震動と地域2013
4) 北村幸、宮内幸二、浦村樹：性能評価シートによる耐震性能評価に関する研究—JSCA耐震性能メ
ニユーの安全限界値と余裕率レベルの検討—, 日本建築学会構造系論文集 第604号, pp.183-191, 20066

- *1 新日鉄住金エンジニアリング株式会社 (元 東京理科大学)
*2 東京理科大学
*3 独立行政法人 防災科学技術研究所

Nippon Steel & Sumikin Engineering Corporation
Tokyo University of Science
NIED