T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ Science Tokyo Research Repository

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)	
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

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 カ係数Co=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>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,は,1 層で X 方向がR=0.0068 rad, Y 方向がR=0.0074 rad である。

ダンパーには, LY225 材 (降伏応力度 d σ = 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。N、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,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, dNy=1200kN と決定した。

 ${}_{_{d}}N_{_{y}} = \frac{0.3 \cdot Q_{_{2}}}{\cos \theta \cdot n_{_{2}}}$

ここで、0: ダンパー取り付け角度、n,: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, 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,=1500kN 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Tx=4.8s, Ty=4.9s, 制振モデルが 正会員 〇中川真里奈*1 同 佐藤大樹*2 同 北村春幸*2 同 長江拓也*



 $T_x' = 4.0 s$, $T_y' = 4.4 s$ 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日紀伊半島南東沖地震 (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

 νS_{v} , (b) にエネルギースペクトル $V_{\rm F}$ 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 GN 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=0.01rad, GN =13.5 および Gn = 21.5 とした。特に, Gn = 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

-281-

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 $_{G\eta}$ =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* = 0.01rad)を超え、最 大応答値は OSAKA1 で*R*=0.015rad 、OSAKA2 で*R*=0.017rad 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 $_{G\eta}$ より、X 方 向は OSAKA1, OSAKA2 ともに $_{G\eta}$ =13.5 に対して 1.3~1.4 倍 となった。 $_{G\eta}$ =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。

32 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 $_{G}\eta$ が,OSAKA1 で最大応答値となる層の $_{G}\eta$ 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 $_{G}\eta$ =18~20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 $_{G}\eta$ =14, 14.4mスパン梁が $_{G}\eta$ =4,X3通りは7.2mスパン梁が $_{G}\eta$ =14, 14.4mスパン梁が $_{G}\eta$ =4,X3通りは7.2mスパン梁が $_{G}\eta$ =14, 14.4mスパン梁が $_{G}\eta$ =4,X3通りは7.2mスパン梁と14.4mスパ ン梁が $_{G}\eta$ =4~5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($_{G}\eta$ =21.5) に対して0.8倍であり,2 割程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 $_{G}\eta$ =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($_{G}\eta$ =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=0.01rad) 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 =0.01rad)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 cŋ 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(cŋ=21.5)に対して08倍で、2害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) 長江拓也,鐘音霖,島田侑,福山國扶,梶原告一,井上貴仁,中島正愛,斉藤大樹,北村春幸,福

```
*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



震動台実験一,日本建築学会構造完論文集,第640号,pp1163-1171,20096 2)中川眞里奈,佐藤大樹,長江拓也,北大椿幸,佐賀綱志:性趙評価シートに基づく既行高層御構造

- 建物7柱梁接合部調查、日本建築学会技术带告集、第19巻、第42号、pp579584、2013.6
- 3) 日本建築学会長周期批覽動WG:長周期批覽動ご対する公開研究集会、対象とする巨大批團動と地域、2011.3
- 4) 北方播索、宮内羊二、浦柯浦、性能器米とおける研開生的「地球」で現ける所完-LSCA 所開生にシューの安全時間にと斜度レベシロがポナ、日本建築学会構造で論文集、第604号、pp.183-191、20066

Nippon Steel & Sumikin Engineering Corporation Tokyo University of Science NIED