

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	地震応答が原因となるひずみ時効のRC造建物の鉄筋への影響の分析
Title(English)	Analysis of the effect of strain ageing caused by seismic demands on reinforcing bars in RC building.
著者(和文)	岡村光晋, SHEGAY ALEX, 前田匡樹, 佐藤大樹
Authors(English)	Koshin Okamura, Alex Shegay, Masaki Maeda, Daiki Sato
出典(和文)	日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, , pp. 5-6
Citation(English)	, 構造IV, , pp. 5-6
発行日 / Pub. date	2024, 8
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

地震応答が原因となるひずみ時効の RC 造建物の鉄筋への影響の分析

ひずみ時効 鉄筋  
補修 梁実験

正会員 ○岡村光晋\*1 正会員 Alex Shegay\*2  
正会員 前田匡樹\*3 正会員 佐藤 大樹\*4

1. はじめに

補修後の建物の耐震性能変化の一つの要因として、塑性ひずみを与えた後に時間の経過とともに強度上昇および延性低下が発生する、ひずみ時効という現象<sup>1)</sup>がある。鉄筋の強度上昇に伴う部材強度の上昇は建物の破壊モードの変化を引き起す恐れがあるため、鉄筋のひずみ時効は建物の耐震性に影響を及ぼすことが考えられる。

既往研究<sup>2)</sup>では単純引張時のひずみ時効による鉄筋の特性変化について鉄筋の変形がひずみ硬化開始時のひずみ $\epsilon_{YH}$ を超える前後で傾向を変え、 $\epsilon_{YH}$ を超えた際に0.2倍程度上昇することを確認した。そこで解析的手法および実験的手法からRC造建物の地震応答による鉄筋のひずみがこの $\epsilon_{YH}$ を超えるかを検討することで地震によるひずみ時効の影響を評価する。

2. 解析の概要<sup>4)</sup>

検討対象建物は構造設計・部材断面事例集<sup>3)</sup>内にある10階建ての鉄筋コンクリート造建物である<sup>4)</sup>。本建物は雑壁を持たない純ラーメン構造であり、梁が柱に先行して曲げ降伏する。これをRESP-Dを用いてモデル化した後に地震動を与えて応答を解析した。地震波はTrifunac法を用いて算出した最大速度が25kineとなるよう調節した1.0倍波および50kineとなるよう調節した2.0倍波を使用した。

3. 実験の概要<sup>5)</sup>

本報では文献5)で行った実験の結果を使用した。図1に試験体各種図面を示す。本実験では図1左部に示す1/2縮小梁試験体を同一の配筋で3体新設し、損傷度がそれぞれII, IV, Vになるようくり返し静的荷重を行った。なお、損傷度に合わせて試験体をそれぞれG2, G4, G5と呼称する。

図1右部に示すように試験体にはCDPを設置し、塑性ヒンジ長さを梁せいの半分と仮定し、塑性ヒンジ内にあるE1, E2, W1 および W2 の CDP の測定結果から梁の回転角 $\theta$ を算出し、図1の赤丸部に示す位置に貼付けたひずみゲージを用いて主筋ひずみ $\epsilon$ を測定した。

また、本報で用いる $\epsilon_{YH}$ は試験体の主筋SD345 D13の材料試験結果から1.84%とした。

4. 実験結果および解析結果

4.1 解析結果

以下では、解析の結果最も大きかったHachinohe EW波の5階の大梁の応答に着目する。

本報では以下に示す仮定を用いて梁回転角 $\theta$ から主筋ひずみ $\epsilon$ を算出した。

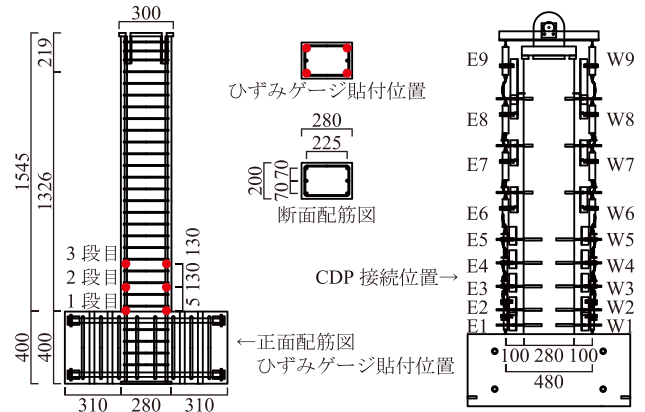


図1 試験体各種図面

- 1) 曲げ降伏時の大梁のヒンジ長さ $L_p$ を梁せい $D$ の半分とし、大梁の回転がすべてヒンジの中心で起こるものとする。大梁のヒンジ内の曲率 $\phi$ を求める。 $(\phi = 2\theta/D)$
- 2) 平面保持の仮定が成り立つものとし、以下の式のように主筋から中立軸までの距離と曲率 $\phi$ をかけることで主筋のひずみ $\epsilon$ を求める。

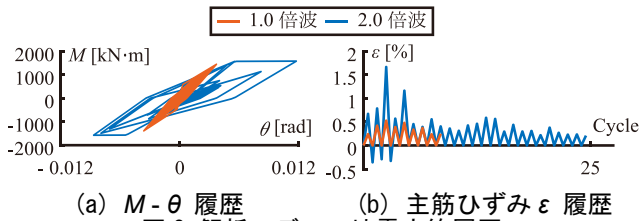
$$\epsilon = \begin{cases} \phi \cdot (d - x_n) & \text{(引張側)} \\ \phi \cdot (x_n - d') & \text{(圧縮側)} \end{cases}$$

この仮定で得られた $\theta$ に対する $\epsilon$ の倍率を平均ひずみ仮定 $\epsilon - \theta$ 倍率とし、表1に建物モデルの大梁断面の諸元および平均ひずみ仮定 $\epsilon - \theta$ 倍率を示す。なお、引張側と圧縮側の平均ひずみ仮定 $\epsilon - \theta$ 倍率の差が大きいのは、コンクリートが圧縮応力を負担し、スラブによる協力幅(スパンの0.1倍である600mm)を考慮しているためと考えられる。

表1 解析モデルの5Fの大梁

(a) 断面諸元		(b) 平均ひずみ $\epsilon - \theta$ 倍率	
断面[mm]	550×950	引張側	1.41
主筋	12-D32(SD390)		
あばら筋	4-S13@150		
腹筋	4-D13(SD295)	圧縮側	0.18

図2(a)に5階の地震応答時の梁回転 $\theta$ -モーメント $M$ の履歴を示す。図2(a)より地震応答で得られる最大の大梁回転角は0.012radとなることを確認した。この $\theta$ 履歴に表1に示す5階の平均ひずみ仮定 $\epsilon - \theta$ 倍率をかけることで $\epsilon$ 履歴を算出した。結果を図2(b)に示す。図2(b)より大梁回転角が0.012radとなるような地震波に対して鉄筋ひずみ $\epsilon$ の最大値は1.7%となることを確認した。これは $\epsilon_{YH}$ である1.84%より小さい値であるため、解析結果からはひずみ時効による降伏強度の上昇は軽微であると考えられる。



(a)  $M-\theta$  履歴 (b) 主筋ひずみ  $\varepsilon$  履歴  
図2 解析モデルの地震応答履歴

#### 4.2 実験結果と解析結果の比較

試験体についても 4.1 節と同様の手法を用いて平均ひずみ仮定  $\varepsilon-\theta$  倍率を算出し、実験結果との比較を行う。表 2 に試験体の断面の諸元および平均ひずみ仮定  $\varepsilon-\theta$  倍率を示す。なお、試験体の引張側と圧縮側の平均ひずみ仮定  $\varepsilon-\theta$  倍率の差が解析モデルと比べて小さいのは、長方形の試験体でありスラブによる協力幅を考慮していないためと考えられる。

表 2 試験体

(a) 断面諸元		(b) 平均ひずみ $\varepsilon-\theta$ 倍率	
断面[mm]	200×280	引張側	1.24
主筋	6-D13(SD345)	圧縮側	0.36
あばら筋	2-D6@65(SD295)		
腹筋	なし		

図 3 に実験結果から得られた梁回転角  $\theta$  に対する、その時点での主筋ひずみの最大値  $\varepsilon_{max}$  を示す。なお、梁が圧縮側に回転をしている際に降伏を起していると考えられる鉄筋については除外した。図 3 より解析時の梁回転角  $\theta$  の最大値である 0.012 rad に達する以前について、主筋ひずみの最大値  $\varepsilon_{max}$  は最大で 2.3 % であり、図 3 の横点線に示す解析および平均ひずみ仮定で得られた  $\varepsilon$  の最大値 1.7 % を上回ることを確認した。これは図 3 に示すように主筋ひずみがある点を境に急激に大きくなり、大きくなるタイミングが 1, 2, 3 段目の順番に早くなっていることから、実験時に鉄筋は 1, 2, 3 段目の順番に降伏を起しており、ひび割れなどの局所ひずみの発生が原因となり平均ひずみ仮定が成立していないためであると考えられる。

ひずみ時効による降伏強度上昇の予測式に解析および実験から得られた最大の主筋ひずみを適用することで降伏強度上昇の程度を試算する。図 4 に鉄筋ひずみに対するひずみ時効による降伏強度変化率  $\beta_Y$  を示す。この  $\beta_Y$  はひずみ時効による降伏強度上昇をひずみ時効発生以前の降伏強度で除した値である。図 4 より解析で得られた梁回転角  $\theta$  が 0.012 rad 以内の際の主筋ひずみ 1.7 % について降伏強度の上昇は 4 % 程度に留まるのに対し、実験で得られた

2.3 % の主筋ひずみについて降伏強度は 15 % 程度上昇することを確認した。このようにひずみ時効による降伏強度上昇はひずみが  $\varepsilon_{YH}$  を超えるか否かで大きく値を変え、実験結果からは  $\theta$  が 0.012 rad 以内の際にも降伏強度が十分に上昇しうる可能性が示唆される。

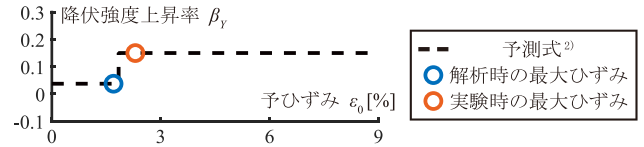


図 4 鉄筋ひずみに対するひずみ時効による降伏強度上昇 (バナジウム含有率 = 0.014 %, 時効期間 = 1年)<sup>2)</sup>

#### 5. まとめ

本報では、解析的手法および実験的手法から地震応答時の鉄筋ひずみがひずみ時効による降伏強度を大きく発生させる  $\varepsilon_{YH}$  を超えるか分析した。結果を以下に示す。

- 1) 大梁回転角が 0.012 rad となる応答について、平均ひずみ仮定より算出した主筋ひずみ  $\varepsilon$  が 1.7 % であるのに対し、実験から得た  $\varepsilon$  は 2.3 % となった。これは実験時に平均ひずみ仮定が成立しないことが原因と考えられる。
- 2) 実験に使用した主筋を例にとると、ひずみ  $\varepsilon$  が 1.7 % の際はひずみ硬化開始時ひずみ  $\varepsilon_{YH}$  を下回り、ひずみ時効による降伏強度上昇は軽微だが、 $\varepsilon$  が 2.3 % の際は  $\varepsilon_{YH}$  を上回り、ひずみ時効による降伏強度上昇が大きく発生することが示唆される。

#### 謝辞

本研究に当たり、東京鐵鋼(株)の各位には貴重なご助言を賜りました。本研究は JSPS 科研費 22K14315 の助成を受けたものです。本報の実験は東北大学前田研究室と大林組の共同研究として実施し、その一部は JST 産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラム(領域統括:吉敷祥一 東京工業大学教授, 課題番号 JPMJOP1723)の支援を受けました。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 宮川大海. 金属材料工学 改定・SI 版, 2019
- 2) 岡村, Shegay, ほか. ひずみ時効による鉄筋の特性変化の予測式の構築 その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.013-014, 2023
- 3) 構造設計・部材断面事例集, 日本建築防協協会, 2007
- 4) 岡村, Shegay, ほか. 地震時の RC 造建物の鉄筋に発生するひずみの分析 その 1~2, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.281-284, 2024
- 5) 前田ほか. RC 造曲げ降伏型部材の補修後の構造性能と損傷性状に関する静的載荷実験 その 1~5, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.425-434, 2022

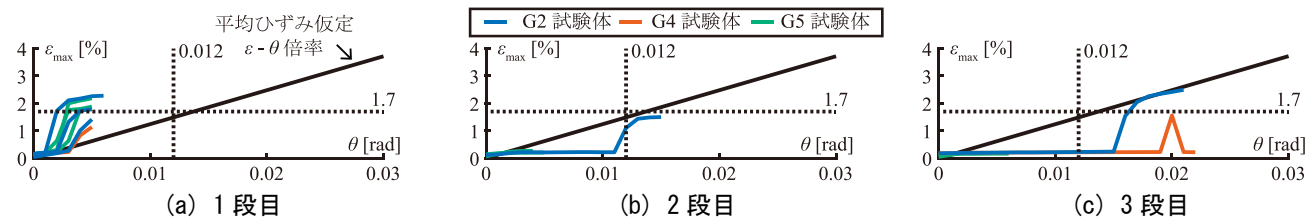


図 3 実験結果から得た梁回転角  $\theta$  に対する  $\varepsilon_{max}$

\*1 東京工業大学 環境・社会理工学院 大学院生  
\*2 オークランド大学 土木環境工学部 講師・Ph. D.  
\*3 東北大学 グリーン未来創造機構 教授・博士(工学)  
\*4 東京工業大学 科学技術創成研究院 准教授・博士(工学)

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology<sup>\*1</sup>  
University of Auckland, Civil and Env. Dept., Lecturer<sup>\*2</sup>  
Professor, Green goals initiative, Tohoku University, Dr. Eng. <sup>\*3</sup>  
Associate Professor, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng. <sup>\*4</sup>