

東日本大震災で被災した RC 造建築物にみる偏心の影響

構造研究グループ 研究員 谷 昌典

I はじめに

東日本大震災では震度の大きさに比べれば少ないながら相当数の RC 造建築物が地震動被害を受けた。そのうち、平面的な偏心が被害を誘発したとみられる耐震補強済 RC 造建築物を対象に、骨組解析プログラムを用いた地震応答解析を実施し、実際の被害状況と関連付けて偏心の影響及びその対策に関する検討を行う。

II 対象建築物の概要

① 耐震補強概要

本建築物の外観及び耐震補強の概要を写真 1 に示す。本建築物は 1969 年に RC 造 2 階建て (既存 RC 造) として建設され、1979 年に RC 造平屋 (増設 RC 造) と S 造 (増設 S 造) が増築された。2002 年に実施された耐震診断 (第 3 次診断) により、既存 RC 造及び増設 S 造の耐震性に疑問があると判定されたため、写真 1 に示す耐震補強が 2003 年に実施された。

② 被害状況に関する考察

本建築物で確認された被害は、柱のせん断破壊、曲げひび割れ及びコンクリート圧壊、大梁の曲げひび割れ及び過大なたわみ (最大 128mm : 9 構面) であり、図 1 に示すように損傷度Ⅲ～Ⅳの損傷が東側構面に発生した。本建築物は、西側の 1～5 構面には耐力壁が多く配置されているのに対して、6 構面より東側は梁間 12m を 1 スパンとした形式で梁間方向の偏心が大きいの。耐震診断基準¹⁾では、ある程度の耐力を確保することで形状の悪さを補うという考え方にに基づき、偏心のあ

る建築物に対して S_D で保有耐力を減じることでねじれ挙動の影響を考慮しているが、本建築物では偏心により東側構面の梁間方向に過大な応答が生じた結果、被害が発生したと推測される。そこで、本建築物に対し、耐力割増による応答低減の効果を、骨組解析プログラムを用いた地震応答解析により検証する。また、耐力壁を新設して偏心を改善した場合の効果についても併せて検証を行う。

III 非線形骨組解析による検討

① 解析概要

検討には非線形骨組解析プログラム STERA3D (Ver5.7)²⁾ を用いた。実建築物では、増設 RC 造は既存 RC 造と桁行方向にのみ力を伝達する接合で、両者に剛床仮定は成立しないため、増設 RC 造はモデル化しない。また、2 階の増設 S 造はその重量を 1 階に作用させてモデル化を省略し、梁端部の鋼板補強 (写真 1 (5)) も考慮しない。各階重量には診断時の値 (1 階 : 6784kN、2 階 : 3445kN) を使用し、外力分布は A_i 分布に基づき定めた。階高は 1 階が 3.8m、2 階が 3.5m で、各階とも 3 層に分割して腰壁及び垂れ壁を考慮し、1 階及び 2 階の柱クリアスパンはそれぞれ 1.9m 及び 1.65m で一律とした (一部は実建築物と異なる)。柱梁接合部は剛とし、基礎固定及び剛床仮定を用いた。既存 RC 造のコンクリート強度及び鉄筋降伏強度はそれぞれ 24N/mm^2 及び 294N/mm^2 (診断時強度) とした。

② 耐力割増及び偏心改善による応答低減効果

ねじれ挙動の低減には、建築物全体の耐力を割り増す方法



写真 1 本建築物の外観及び耐震補強の概要

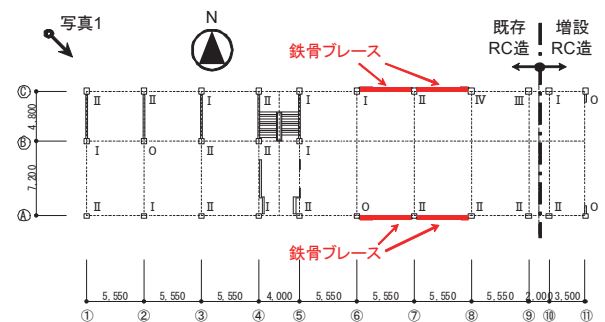


図 1 鉛直部材の損傷度調査結果 (1 階)

と偏心を改善する方法が考えられる。実建築物のモデルを基準モデルとし、鉄筋及びコンクリートの強度を1.5倍した耐力割増モデル、増設RC造をモデル化して既存RC造に接合し（剛床仮定を適用）、11構面A-B間に妻壁(t=120mm, D10@200)を設けた偏心改善モデルを作成し、それぞれの解析結果を比較して両者の応答低減効果を検証する。なお、耐力割増モデル及び偏心改善モデルとも、 $R_i=1/250\text{rad}$ 時のベースシヤ係数は、基準モデルを梁間方向に並進させた場合の解析結果と同程度である。偏心改善モデルの増設RC造のコンクリート強度及び鉄筋降伏強度はそれぞれ 29N/mm^2 及び 343N/mm^2 （診断時強度）とし、増設RC造の重量 707kN を1階の重量に加えた。また、検討に用いた地震波は本建築物から約 0.9km に位置するK-NET (IBR004)³⁾で観測された東北地方太平洋沖地震の本波形のうち14時48分26秒からの40秒間で、積分時間刻みは 0.01 秒、粘性減衰は初期剛性比例型で減衰定数3%とした。

基準モデルの解析結果として、ベースシヤ係数-1階層間変形角関係を図2(a)に、ねじれ挙動の影響を最も受ける1階A-9節点の層間変形角オービットを図3(a)にそれぞれ示す。1階A-9節点での梁間方向の最大応答は約 $1/150\text{rad}$ となり、柱が大きな損傷を受けた実際の被害と整合する。一方で、1階重心位置での最大応答は桁行方向が約 $1/200\text{rad}$ 、梁間方向が約 $1/400\text{rad}$ となり、桁行方向はほぼ層降伏の状態に至ったが、実際には、部材降伏が推定されるような損傷が確認されたのは図1の通り東側構面の一部だけで、層降伏には至っていないと考えられる。したがって、本解析は実際の損傷状況よりも被害を過大に評価する結果となった。

また、耐力割増モデル及び偏心改善モデルに対する解析結果として、梁間方向のベースシヤ係数-1階層間変形角関係を図2(b)、(c)に、1階A-9節点の層間変形角オービットを図3(b)、(c)にそれぞれ示す。それぞれを比較すると、1階の梁間方向最大応答は両者とも基準モデルに比べて若干低減された程度であった。一方で、1階A-9節点では、耐力割増モデルでは基準モデルから最大応答がほとんど低減されなかったのに対して、偏心改善モデルでは約半分まで低減された。

剛床仮定を用いた本解析は一つの検討例であり、本建築物のように偏心が大きく、各構面の剛性や耐力のバランスが悪い場合には、スラブの面内応力が過大となって

伝達できなくなり、剛性の低い構面の変形がさらに助長される可能性もある。一般論としては、偏心が大きな建築物に対しては単に耐力を割り増すのではなく、偏心を改善する方策についても併せて検討することが重要であると考えられる。また、本建築物の特徴的な被害である大梁の過大なたわみは、偏心を含むいくつかの要因が複合的に作用し、梁端の固定度低下を経て梁中央へのモーメント再分配により誘発されたと推定されることから、特殊な事例であることに注意されたい。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001.10
- 2) Taiki Saito：STERA_3D Technical Manual Version 3.2
- 3) 防災科学技術研究所：強震観測ネットワーク K-NET

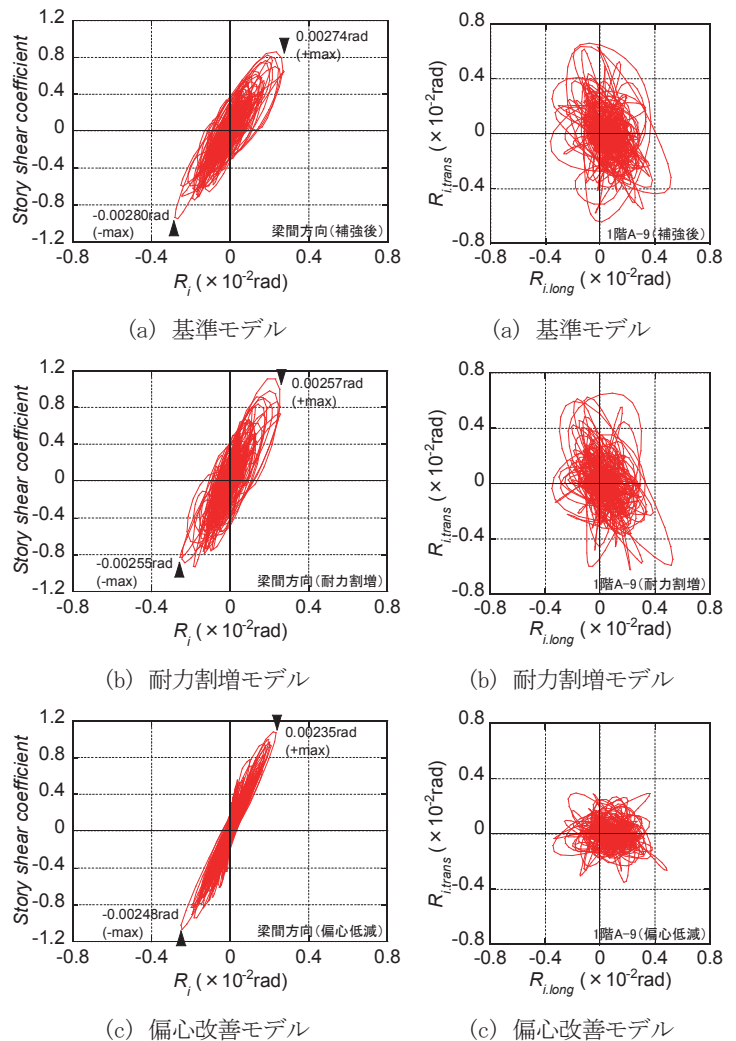


図2 梁間方向のベースシヤ係数-1階層間変形角関係

図3 1階A-9節点の層間変形角オービット