

耐震補強途中に東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性
その3 非剛床モデルによる地震応答解析

正会員 ○扇谷厚志*1 正会員 田中宏一*2

鉄筋コンクリート建物 東北地方太平洋沖地震 地震応答解析
耐震補強 地震被害 非剛床

同 北山和宏*3 同

1. はじめに

本報(その2)ではK小学校教室棟を剛床を仮定した立体骨組にモデル化し、3方向の地震動を同時入力する地震応答解析を行った。(その3)では、当該建物を非剛床として再度モデル化し、地震応答解析を行う。

2. 非剛床モデルの作成

剛床を仮定した場合、同一階の節点変位は等しくなる。一方、既報¹⁾で示したように、建物の東側のみを補強したことで実際は補強部と未補強部で変形に違いが生じたと考えられる。その影響を考慮するため、非剛床モデルを作成して検討を行う。ここでは床スラブの面内剛性と、梁の面外剛性および軸変形を考慮する。なお、床スラブの厚さは120mm、コンクリートの圧縮強度は $17.3\text{N/mm}^2 \sim 31.5\text{N/mm}^2$ である。

図1に床スラブの面内せん断力-面内変形関係を示す。床スラブの面内剛性を考慮するため、平面要素にモデル化する。この際、解析プログラム⁴⁾の制限上、スラブの面内剛性は弾性で、骨格曲線は図1中の実線のように線形となる。しかし、実際にはひび割れが生じると剛性が低下する(図1中破線)。そのため、本研究では面内の弾性剛性 K_0 に低減係数 α を乗じた剛性を与えてひび割れによる剛性低下を考慮した(図1中矢印)。この検討では床スラブをある程度変形させるため、 $\alpha=1/3$ とした。梁の軸剛性について、圧縮側はコンクリート、引張側は鉄筋のみを考慮した。更に梁の軸剛性と軸耐力には腰壁と垂壁の影響を考慮した。

3. 非剛床モデルによる地震応答解析

(その2)と同様の条件で3方向の地震動を同時に入力して地震応答解析を行った。図2に各階の最大層間変形角、図3に1階の桁行方向の層せん断力の時刻歴を示す。図2には剛床モデルによる解析結果も併せて示す。また、非剛床モデルでは各節点の変

位が異なるため、各層の変位は節点変位の平均値で示す。非剛床モデルの最大層間変形角は桁行方向で1階0.27%、2階0.32%、3階0.23%となった。張間方向は2、3階で桁行方向と同程度が大きくなった。これは、(その2)で示したようにNS方向の地震動がEW方向のそれよりも大きいことが影響したためである。また、張間方向は上階になるにつれて耐震壁が少なく、柱の内法高さが大きくなるため、柱の水平剛性が小さくなることで各節点の変位が大きくなったと考えられる。1階の層せん断力は時刻115秒付近で最大値32731kN(剛床モデルとほぼ同等)に達した。

図4に北側9~20通りの地震終了時の破壊機構図を、剛床モデルの解析結果と併せて示す(ローマ数字は実被害状況)。非剛床モデルでは、実被害において損傷度Iと判定された1階

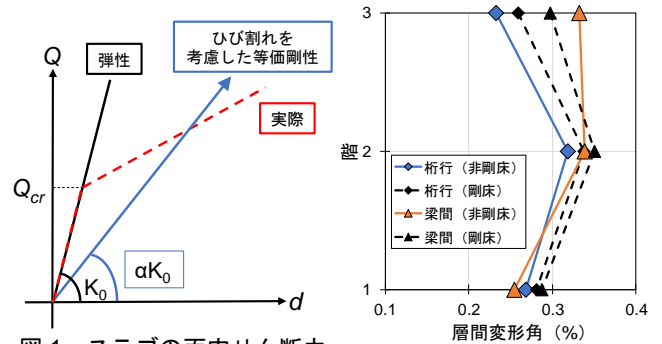


図1 スラブの面内せん断力-面内変形関係

図2 最大層間変形角

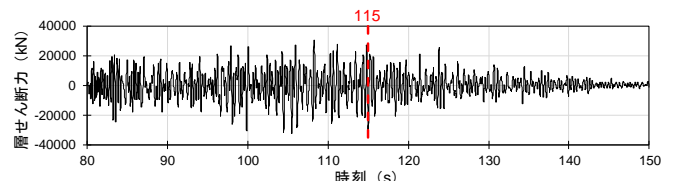


図3 1階せん断力の時刻歴

▲: せん断破壊 ●: 曲げ降伏 ◆: 基礎の浮き上がり

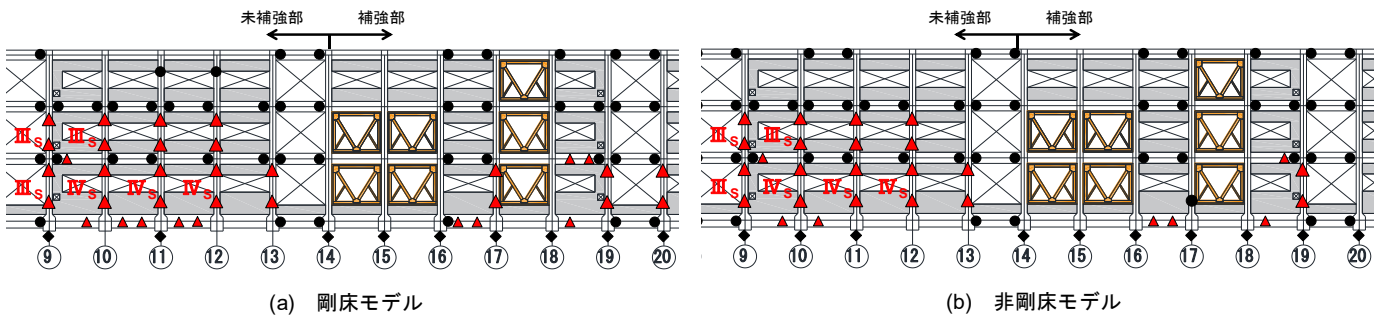


図4 北側破壊機構図(地震終了時)

20通りの柱と、1階17通りの鉄骨ブレース脇の柱がせん断破壊せず、実状と整合した。剛床モデルによる解析では、補強部側の1階19通りの柱（損傷度I）と未補強部側の11、12通りの柱（損傷度IV）のせん断破壊が同時に発生したのに対し、非剛床モデルでは未補強部の損傷度IVの柱が全てせん断破壊した後に19通りの柱にせん断破壊が生じており、補強部の柱の破壊が遅れる結果となった。この点で非剛床モデルは剛床モデルより実状に近い。一方で、非剛床モデルでも実被害が軽微な柱のうち、1、2階を中心に腰壁等により内法高さが小さくなる柱では解析上でせん断破壊するものも多く見られた。

1階の層せん断力が最大値に達した時刻115秒における補強部と未補強部の桁行方向の層間変位を比較する。図5に未補強部の北側10通りと、補強部の15、18通りの層間変位を示す。1、2階では、鉄骨ブレースに隣接する15、18通りの変形が10通りよりも小さく、最大で1.8mmの差が生じた。建物北側では、図に示した以外にも未補強部側の変形が大きくなる傾向を確認した。また、未補強部の10-11通り間と補強部の17-18通り間の床スラブについて、図6にせん断応力度-ひずみ関係を示す。未補強部の10-11通り間でひずみが0.029%であったのに対し、補強部の17-18通り間では0.012%となり、補強部側の床スラブの変形が小さくなった。このことから、鉄骨ブレースにより水平変形が抑制されたことで建物の補強部側と未補強部側で被害に差が生じたと考えられる。

北側1階18通りの鉄骨ブレース脇の柱について、図7にせん断力の時刻歴を示す（図中の破線は柱のせん断終局強度）。剛床モデルの結果と比べ、せん断力の最大値は少し小さくなったものの、依然せん断破壊に近い状態である。これは（その2）で示したように、鉄骨ブレース架構に隣接する腰壁等により柱の内法高さが小さくなることが影響したと考えられる。また、今回使用したモデル⁷⁾では変動軸力による柱のせん断耐力の増大や、鉄骨ブレースの縦枠による影響が考慮されておらず、実際の耐力は図に示したものよりも大きい可能性がある。そのため、今後は地震動を受ける鉄骨ブレースの挙動について、モデル化や各応力の状態をさらに検証していく必要がある。

4. まとめ

RC建物を非剛床として立体骨組にモデル化し、3方向の地震動を同時入力する地震応答解析を行った。非剛床モデルによる解析では補強部の柱のせん断破壊が未補強部よりも遅れて発生し、実状に近づく結果となった。また、補強部の水平変形が未補強部よりも小さくなり、鉄骨ブレースによって水平変形が抑制されたことで建物の補強部側と未補強部側で被害に差が生じたと考えられる。一方で、非剛床モデルでも鉄骨ブレース脇の柱のせん断力がせん断破壊に近い状態にあったが、これは変動軸力によるせん断耐力の増大や鉄骨ブレース縦枠を、本解析では考慮しなかったことが一因である可能性を指摘した。

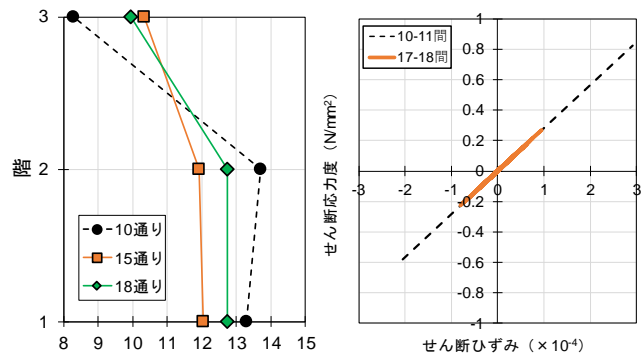
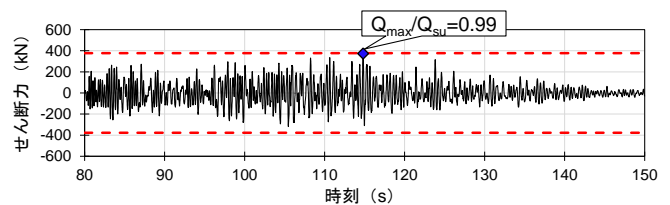
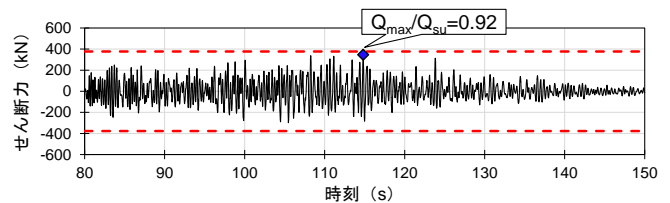


図5 層間変位の比較

図6 スラブのせん断応力度-ひずみ度



(a) 剛床モデル



(b) 非剛床モデル

図7 1階北側18通り柱せん断力

謝辞

栃木県那須町のK小学校には設計図書を提供していただいた。地震動は気象庁が公表している地方公共団体震度計の観測データを使用した。また、解析モデル作成にあたり、株式会社構造システムには多くのご助言を賜った。ここに記して謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 扇谷厚志ほか：耐震補強途中で東北地方太平洋沖地震で被災した鉄筋コンクリート建物の地震応答性状 その1 桁行方向に水平1方向地震動を入力した地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.727-728，2018.9
- 2) ジャパンアセスメントオフィス：K小学校教室棟耐震診断関連業務委託報告書，2011.5
- 3) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001
- 4) 株式会社構造システム：任意形状立体フレームの弾塑性解析プログラムSNAP Ver.7 テクニカルマニュアル，2015.11
- 5) 若林理紗ほか：耐震補強途中で東北太平洋沖地震によって被災した鉄筋コンクリート建物の耐震性能，日本建築学会大会学術梗概集，pp.497-498，2016.8
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課他監修：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 7) 石木健士朗ほか：鉄骨ブレースで耐震補強した鉄筋コンクリート校舎の地震応答と補強効果に関する検討 その1，その2，日本建築学会大会学術梗概集，2013.8，pp.183-186

*1 東電設計（株）（元首都大学東京大学院） 修士（工学）
 *2 首都大学東京大学院 博士前期課程
 *3 首都大学東京大学院 建築学域 教授 工博

*1 Tokyo Electric Power Services Corporation, M.Eng
 *2 Graduate student, Tokyo Metropolitan Univ.
 *3 Prof., Tokyo Metropolitan Univ., Dr.Eng