

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状 その2 剛床を仮定して3方向の地震動を入力する地震応答解析

正会員 ○田中宏一*1 正会員 扇谷厚志*2
同 北山和宏*3

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

1. はじめに

既報¹⁾では、耐震補強工事の途中で2011年の東北地方太平洋沖地震により被災したK小学校のRC校舎を、剛床を仮定した立体骨組にモデル化し、桁行方向に地震動を入力して地震応答解析を行った。本報では、3方向の地震動を入力する地震応答解析を行い、地震時挙動を検証する。

2. 建物概要・被害状況

図1に対象建物の北側軸組図と損傷状況を示す。図中のローマ数字は各部材の損傷度²⁾を表す。被害は建物北側の未補強部に集中し、腰壁・垂壁により内法高さが小さくなった柱に損傷度IIIのせん断ひび割れや、損傷度IVのせん断破壊が生じた。被害が最も大きいのは1階の桁行方向で耐震性能残存率は73.7%、被災度区分は中破であった。また、建物を未補強部(1~13通り)と補強部(14~25通り)に分けた場合の桁行方向の耐震性能残存率は1階未補強部58.5%で大破、補強部88.3%で小破であった。

3. 三方向地震動による地震応答解析

地震応答解析は弾塑性解析プログラムSNAP³⁾により行う。図2に入力地震動の加速度波形を示す。地震動は気象庁がK小学校に隣接する敷地(栃木県那須町寺子)で観測した波形を使用する。各方向の最大値はEW方向(建物の桁行方向)で475.0gal, NS方向で924.6gal, UD方向で228.9galである。解析では3方向の地震動(時刻80~150秒)を同時に入力する。数値積分はNewmark β 法($\beta=1/4$)を用い、時間刻みは0.0004秒とした。また、粘性減衰は3%とし、瞬間剛性に比例させた。各部材のモデル化は既報¹⁾と同様である。

図3に各階の最大層間変形角、図4に1階の層せん断力-層間変形角関係、図5に1階の層せん断力の時刻歴を示す。図3, 4は桁行方向のみに地震動を入力した場合の結果¹⁾も併せて示す。最大層間変形角について、桁行方向では3方向の地震動を入力した場合の方が変形は大きく、1階0.28%, 2階0.34%, 3階0.26%となった。実被害の特に大きかった1階に

比べ2階の変形の方が大きい。また、張間方向の変形は各階とも桁行方向に比べて大きくなった。これはNS方向の地震動が他の2方向に比べて大きいことが影響したと考えられる。しかし、実被害では張間方向の耐震壁のひび割れ幅は0.3~1.0mm程度で、桁行方向に比べると損傷は軽微である。これらの点で実状と異なる結果となった。履歴特性は、実被害に

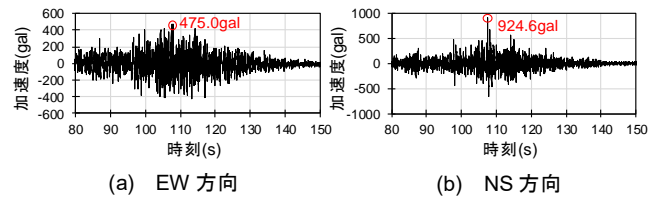


図2 加速度時刻歴波形

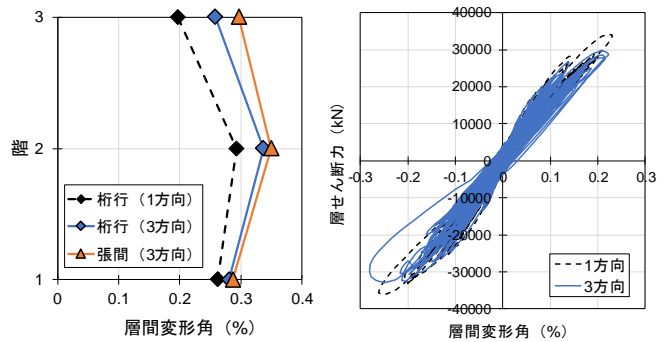


図3 最大層間変形角

図4 層せん断力-層間変形角

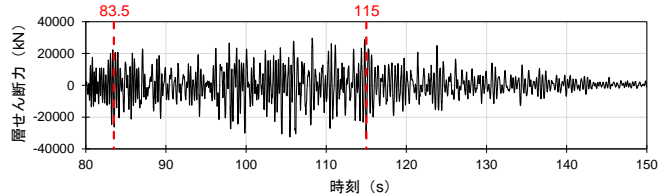


図5 1階層せん断力の時刻歴

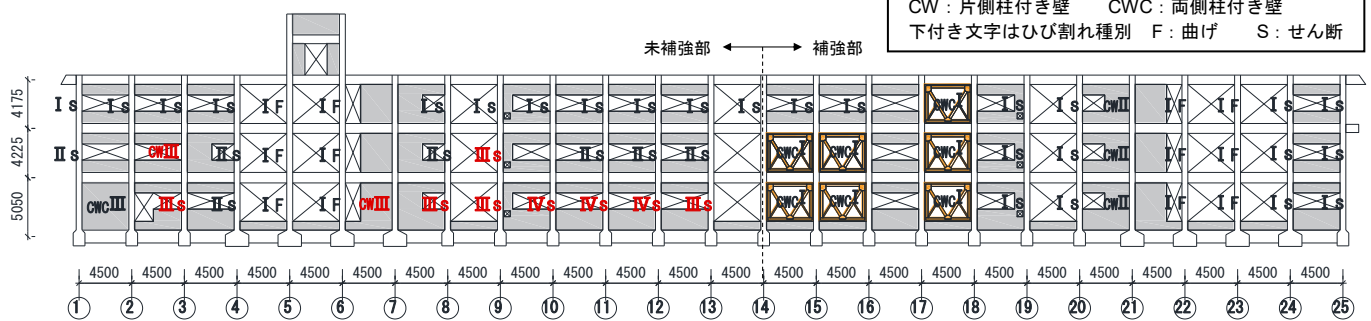


図1 北側軸組図および損傷状況

Earthquake Response of Reinforced Concrete Building under Retrofit Concrete Damaged by the 2011 East Japan Earthquake (Part2. Earthquake Response Analysis Assuming Rigid Floor under Tri-directional Earthquake Motions)

TANAKA Koichi, OGITANI Atsushi and KITAYAMA Kazuhiro

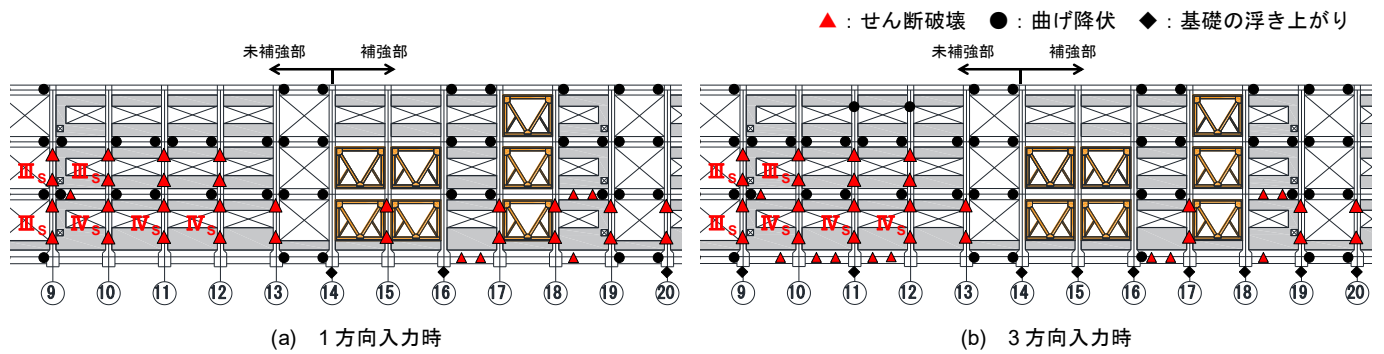


図6 建物北側の破壊機構図（地震終了時）

において柱のせん断破壊が多く見られた1階で原点指向型に近い形状となり、層せん断力は時刻115秒付近で最大値32883kN（ベースシア係数 $C_B=0.57$ ）に達した。

図6に実被害において損傷の激しかった建物の北側9～20通りの地震終了時の破壊機構図を示す。なお、図中のローマ数字は実被害状況²⁾（損傷度Ⅲ以上）を表す。桁行方向のみに地震動を入力した場合は、被害の軽微であった1階15, 17, 18通りの鉄骨ブレース脇の柱にせん断破壊が生じた。一方、3方向の地震動を入力した場合は、時刻83.5秒で損傷度Ⅳの1階11, 12通りの柱と、補強部側の1階19通りの柱が同時にせん断破壊した。1階の層せん断力が最大となる時刻115秒までに、実被害において損傷度Ⅲ～Ⅳと判定された柱は全てせん断破壊した。また、1階15, 18通りの柱はせん断破壊に至らなかった。さらに、基礎の浮き上がりが前者に比べて鉄骨ブレース架構付近を中心に多く発生した。これは、水平2方向と上下方向の地震動を考慮した場合の方が柱に生じる変動軸力が大きくなるためである。これにより、3方向の地震動を入力した際に各層の変位が増大したと考えられる。

以上より、3方向の地震動を入力した場合は、1階の損傷度Ⅲ～Ⅳの柱がすべてせん断破壊した点と、鉄骨ブレース脇の柱がせん断破壊に至らなかった点では実状に近づく結果となった。一方で、1, 2階を中心に損傷度Ⅰ～Ⅱ程度の柱であっても、腰壁や垂壁により内法高さが小さくなる柱では解析上せん断破壊が生じた。また、補強部側の損傷度Ⅰの柱（1階19通り）と未補強部側の損傷度Ⅳの柱（1階11, 12通り）は早い段階で同時にせん断破壊しており、これらの点において実状を再現できなかった。実状と整合しなかった点について、ここでは剛床を仮定したが、既報¹⁵⁾で指摘した通り、実際には剛床が成立せず梁の軸方向変形により未補強部の柱の変形が補強部のそれよりも大きくなった可能性がある。

3方向の地震動を入力した際にせん断破壊に至らなかった北側18通りの1階の柱について、せん断力の時刻歴を図7に示す。図5中の破線は柱のせん断終局強度 Q_{su}^0 を表す。1方向に地震動を入力した場合は時刻105.9秒で最大となり、せん断破壊した。3方向の地震動を入力した場合、最大値に達

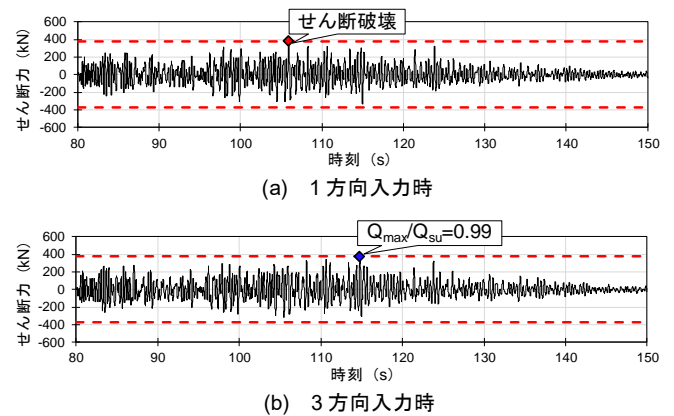


図7 1階北側18通り柱のせん断力

する時刻は前者より遅れ、時刻114.8秒となる。この時、 Q_{su} に対する最大応答値の比は0.99で、実被害において損傷の軽微であった鉄骨ブレース脇の柱でもせん断破壊に極めて近い状態となった。当該建物の鉄骨ブレース架構に隣接する腰壁と垂壁は、耐震スリットを設けずにそのまま残された。これにより、柱の内法高さが小さくなることで柱の水平剛性が大きくなり、解析モデルにおいて地震の水平力が柱に過度に集中したと考えられる。

4.まとめ

RC建物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。桁行方向のみに地震動を入力した場合、実被害の軽微な鉄骨ブレース脇の柱がせん断破壊したのに対し、3方向の地震動の入力ではせん断破壊に至らなかった。しかし、解析上せん断破壊しなかった鉄骨ブレース脇の柱でも、そのせん断力はせん断破壊に近い状態にあり、実状と異なる結果となった。また、実被害が軽微な柱でも、腰壁や垂壁により内法高さが小さい柱がせん断破壊した点や、補強部側の損傷度Ⅰの柱と未補強部側の損傷度Ⅳの柱が早い段階で同時にせん断破壊した点において実状と異なった。そこで（その3）では未補強部と補強部での変形の違いを考慮するため、非剛床モデルで検討を行う。※謝辞、参考文献は（その3）に示す。

*1 首都大学東京大学院 博士前期課程

*2 東電設計（株）（元首都大学東京大学院） 修士（工学）

*3 首都大学東京大学院 建築学域 教授 工博

*1 Graduate student, Tokyo Metropolitan Univ.

*2 Tokyo Electric Power Services Corporation, M.Eng

*3 Prof., Tokyo Metropolitan Univ., Dr.Eng