

震源近傍の強震記録を用いた

1 質点系弾塑性モデルの最大応答予測に関する解析的研究

中原 浩之*, 陳 逸鴻*, 戸高 広大**, 坂井 実佳子**

An analytical study for predictions of maximum deformations of single-degree-of-freedom models under severe earthquake obtained around epicenter

Hiroyuki NAKAHARA*, Iathong CHAN*, Kodai TODAKA** and Mikako SAKAI**

Kumamoto earthquakes which occurred on May 14th and 16th in 2016 caused severe damages to some buildings at the central place of Kumamoto city. The epicenters of the earthquakes are only 20km apart from the central place of Kumamoto city. There are some reinforced concrete structures were damaged by the earthquakes. In order to predict the maximum response of the damaged buildings, the seismic response analysis was conducted by using the single-degree-of-freedom system with elastic and plastic behaviors. The strong ground motions recorded at the seismographs near to the damaged building were used to the time history analysis. The maximum elastic response of the restoring force was defined as the maximum capacity P_{\max} . The main parameter of the analytical study was the ratio of the yield strength to P_{\max} . The analytical results were compared to the theoretical curves based on the assumption of equating the energies between elastic system and elasto-plastic system. The calculated maximum deformations by the numerical analysis showed lower than the predictions by the theory.

Keywords: Kumamoto earthquake, elasto-plastic systems, time history analysis, property of energy conservation

1. はじめに

2016年の4月14日と4月16日に、熊本県内を震源とした気象庁震度7の地震が発生した。この規模の地震は、日本国内では4例目と5例目であり、九州地方では初めてである。著者らは、長崎大学の地震防災研究室として、この地震による長崎の強震特性を文献1)にまとめている。この内容は、日本建築学会が出版している「2016年熊本地震災害調査報告」²⁾の第6章にも記載されている。これによると、長崎県内における建物の全壊、半壊は、確認されていないとされている。一方で、文献2)では、被害全体状況として、住宅被害は全壊、半壊、一部破損を合計して約21万棟に及んだとされ、被災した建物は主に熊本市近郊に集中していることが想像される。

文献1)では、防災科学研究所が設置している各地点のK-NETデータ³⁾を使用して、長崎県内の当該地区の応答スペクトルを求めてきた。

本研究では、文献1)と同様の方法で、まず、熊本県のK-NETデータを使用して、熊本県内の当該地区の応答スペクトルを求める。さらに、得られた地震動データを用いた非線形の応答解析を実施して、熊本市内で被害を受けた建物の最大応答を推定することを試みる。この時点で、熊本県のK-NET観測点は、本研究で対象とする被災した鉄筋コンクリート造(以下、RC造)建物から少し離れたところにあることが分かっている。従って、市内で被災した2棟のRC造建物の破壊原因について調査するためには、より建物に近い観測地震動を入力するべきと考えて、K-NET以外の市内における観測点を網羅的に調べた。

このようにして入手した地震動データを用いて、被災構造物を模擬した建物モデルの弾塑性動的応答解析を行い、当該建物の地震時の応答性状を調べた。さらに、この解析結果と、現行の耐震設計基準の根拠とされるエネルギー一定則との対応関係を調べ、耐震設計法の妥当性についても考察を加えた。

2. 解析手法

本研究では、観測された地震動を用いて時刻歴応答解析を行う。解析モデルは、図1に示す1自由度系とした。運動方程式を(1)に示す。

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u}_t + P_t = -m\ddot{y}_t \quad (1)$$

ここで、 $m\ddot{u}_t$: 慣性力、 $c\dot{u}_t$: 減衰力、 P_t : 復元力、 $m\ddot{y}_t$: 外力である。

上記の運動方程式の数値解析にはNewmark β 法($\beta=1/4$)を用いた。解析に用いた式を(3),(4),(5)に示す。

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u \quad (2)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \frac{\ddot{u}_t + \ddot{u}_{t+\Delta t}}{2} \Delta t \quad (3)$$

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = -\ddot{u}_t - \frac{4}{\Delta t} \dot{u}_t + \frac{4}{\Delta t^2} \Delta u \quad (4)$$

復元力は、弾性的の場合と、非弾性的の場合について、解析をしている。

令和2年12月10日受理

* システム科学部門 (Division of System Science)

** 工学研究科 (Graduate School of Engineering)

非弾性の場合の復元力特性は、Bi-linear 型と剛性低下型の 2 通りの解析を行った。剛性低下を決める式⁴⁾を(5)に示す。

$$u_n = u_p + \Delta d = u_p + (u_{max} - u_{min}) \cdot \chi \quad (5)$$

ここで、 u_n ：着目する荷の指向点、 u_p ：前回ループまでの指向点、 Δd ：指向点の移動量、 u_{max} ：同方向の折返し点、 u_{min} ：反対方向の折返し点、 χ ：剛性低下係数とした。

塑性を経験した後、除荷状態から荷状態に変化した場合、剛性低下となる。剛性の低下後の傾きに関しては、荷の指向点 u_n が前回ループの最大指向点 u_p より増分 Δd だけ変化した部分を目指し、傾きが決まる。⁴⁾

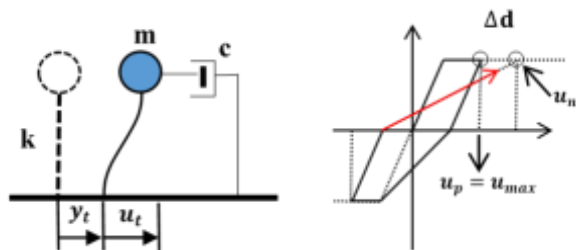


図1 自由度系振動モデルと剛性低下モデル

3. 震央近傍の応答スペクトル

地震応答解析を実施するには、その入力地震動の選定が重要である。事前の調査により、熊本県内には、13 個の K-NET 観測点があることが分かっている。本研究では、強振動下の RC 造建物の被害に注目しており、まず、図 2(a)に示すように、震源から 20km 圏内の K-NET データ用いて、地震動の性質について調べた。図 2 の×印は震央の位置を示している。黄色の△印は被害を受けた RC 造建物の所在地である。震源から 20km 圏内で取得できたデータ 5 個の内、2 地点 (A 点と B 点) の弾性応答スペクトルの解析結果を図 3-1~3-4 に示す。図の縦軸は応答加速度(Gal)、横軸を固有周期(s)とする。

図中の赤の点線が現行基準の限界耐力計算において示されている設計用スペクトルであり、これは、表 3-1 に示す加速度応答スペクトルに、表 3-2 に示す地盤係数と熊本の地域係数 0.9 を乗じたものである。赤の実線が現行基準の 2 倍を示している。応答スペクトルの値は、減衰定数により異なる。本研究では、減衰定数 0.02 (青線)、0.05 (橙線)、0.10 (緑線) の 3 通りの計算結果を示している。



(a) K-NET データ (b) 地方公共団体や気象庁データ

図2 観測点の分布

表 3-1 最大地震動の応答スペクトル

周期T(s)	加速度応答スペクトル(Gal)
$T < 0.16$	$320 + 3000 \cdot T$
$0.16 \leq T < 0.64$	800
$0.64 \leq T$	$512/T$

表 3-2 地盤増幅係数

周期T(s)	地盤増幅係数
$T < 0.16$	1.5
$0.576 \leq T < 0.64$	$0.864/T$
$0.64 \leq T$	1.35

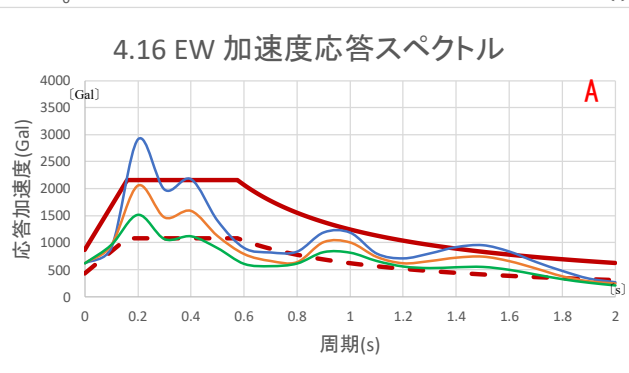
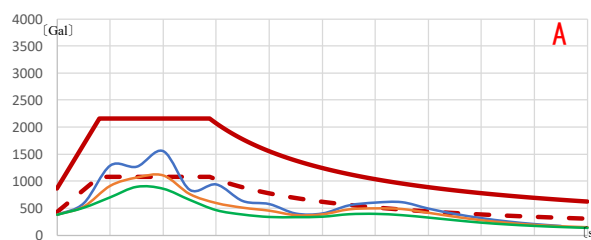
図 3-1~3-4 は、K-NET 熊本サイト EW の前震、本震、K-NET 益城サイト EW の前震、本震の加速度応答スペクトルである。熊本は震源から左上の A の位置であり、益城は震源地から真上に存在しており、どちらも震源からの距離に大きな差はない事が図 2(a)から分かる。

図 3-1 の K-NET 熊本で得られた前震の EW 成分による応答計算結果はおおよそ現行基準と同程度になっており、現行基準で建設された建物の健全性を図るうえで目安となる地動データと言える。

一方、図 3-2 の K-NET 熊本で得られた本震の EW 成分による応答計算結果は、減衰定数 0.02 の場合には現行基準の 2 倍を超える周期帯のある結果となり、甚大な被害が予想される。

図 3-3、3-4 の K-NET 益城で得られた地動データによる解析結果は、前震、本震共に、K-NET 熊本に比して、著しく大きい応答スペクトルが算出されており、観測地点の違いによる応答量の変動が大きいことが分かる。注目すべきは、これらの二つの地域は震央からの距離は、ほぼ同じであるが、応答スペクトルの振幅・形状が全く異なる点にある。

以上の、熊本県内の K-NET で得られた地動データによる応答解析結果は、文献 5)に纏められている。



4.16 EW 加速度応答スペクトル

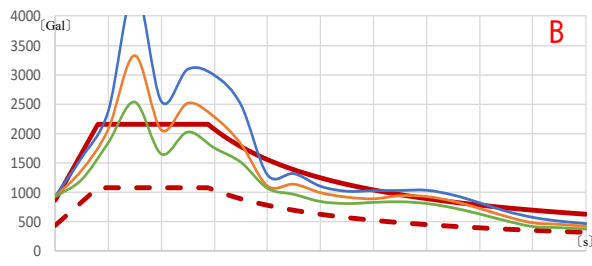


図 3-3 益城 EW (前震)

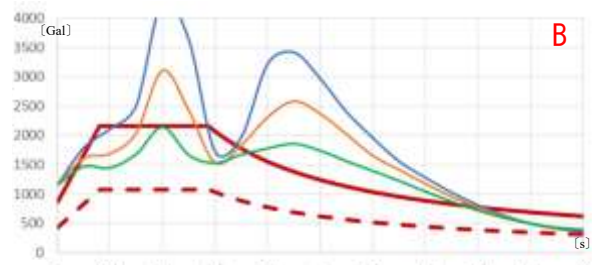


図 3-4 益城 EW (本震)

熊本地震は、図 2 から分かるように、震央が内陸にあるタイプの地震であり、地震のマグニチュードは小さいものの、大きな揺れが観測される。このような地震では、各観測点までの振動伝播特性やディレクティビリティの影響で、僅かな観測地点の違いによって、得られる地動波形が大きく変化する可能性がある。そのため、本研究では、被災を検討する建物に最も近い観測地震動を採用することを目指して、K-NET だけでなく、地方公共団体や気象庁データから、地震動データを取得することを試みた。その結果を図 2(b)に示す。

図 2(b)の青のプロットは、地方公共団体や気象庁⁶⁾から地震動が得られた地点を図 2(a)に追加して示している。K-NET だけでは得ることができなかった高密度の地震動データを得ることで、都市部の揺れの状況をより詳細に検討できる環境が整っている。

図 2(a)(b)で得られた、各地点での最大地動加速度と、次に示す金井による距離減衰式⁷⁾による予測値との比較を図 4-1, 4-2 に示す。

$$a_{max} = \frac{5}{\sqrt{Tg}} \times 10^{0.61M - (1.66 + \frac{5}{x}) \log_{10} x + (0.167 - \frac{1.83}{x})} \dots (6)$$

ここで、 a_{max} : 地動最大加速度(cm/s^2)

Tg : 地盤の卓越周期で 0.8(s) と仮定した

M : 地盤のマグニチュード

x : 震央まで距離(km)

図 4-1, 4-2 において、横軸は震央からの距離[km]、縦軸は最大地動加速度[Gal]を示す。実線が(6)式の計算値で、○が K-NET の観測データ、△が地方公共団体や気象庁の観測データである。

現行の設計基準では、2 次設計時における地動加速度の目安は、およそ 300Gal である。震央から 20km 圏内に注目した本研究により、2 次設計レベルを超える強震記録が多数得られたことが分かる。金井式は、4 月 14 日のデータをやや過小評価、4 月 16 日のデータをやや過大評価していることが分かる。60km までの広域で見れば、本研究で収集したデータの距離減衰特性は、金井式で評価できると考えられる。しかしながら、20km 内は、距離と地動加速度との相関性は見られず、震央近傍における建物への入力地震動は、大きくばら

ついていることが予想できる。

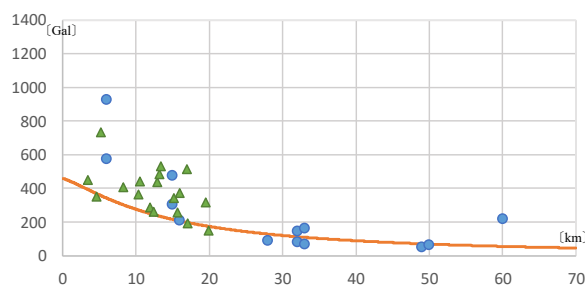


図 4-1 4 月 14 日 (前震) 地震の距離減衰曲線

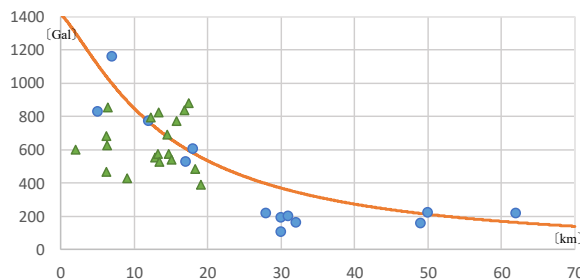


図 4-2 4 月 16 日 (本震) 地震の距離減衰曲線

図 2(b)の 2 地点 (C 点と D 点) の弾性応答スペクトルを図 5-1~5-4 に示す。図 5-1~5-4 は中央区大江の前震、本震、嘉島町の前震、本震の NS 成分の加速度応答スペクトルである。中央区大江は今回解析対象にする被災建物(図 6 の黄色三角)に一番近い C 地点に存在している。嘉島町は今回の取得データで震央が一番近い D 地点に存在する。

図 5-1 の中央区大江の前震では、0.02 減衰の応答スペクトルは、赤点線の現行基準を固有周期 0.8(s)近傍で超えているが、他の部分はほぼ、赤点線の現行基準に収まっており、1981 年以降の新耐震設計法で設計された建物を倒壊させるようにはないと考えられる。

図 5-2 の中央区大江の本震に関して、すべての減衰定数の結果が赤点線の現行基準を超えており、さらに 0.02 減衰の応答スペクトルは周期によっては、ところどころ現行基準の 2 倍を超えている。

図 5-3 と図 5-4 は、嘉島町で観測された前震と本震の応答スペクトルである。この観測点は、今回の調査において震央に最も近い。応答加速度は、図 3-3 と図 3-4 の益城よりも小さい。また、長周期の範囲で応答が大きく、ここでの観測地動は長周期成分が支配的であったことが分かる。

図 3 と図 5 を通して見ると、各地点の応答スペクトルは、その大きさと卓越振動数のいずれも、個々によって異なり、20km 圏内という狭い地域内であっても、建物に大きく異なる地震入力があったことが推察される。

地方公共団体と気象庁のデータを追加したことで、黄色の△印で示す被害を受けた RC 建造物の所在地に非常に近い、地震動データを取得できた。従って、以降の解析の入力地震動は、4 月 14 日中央区大江 NS、4 月 16 日中央区大江 NS の 2 通りとする。これらのスペクトルを見ると、K-NET 熊本サイトと、ほぼ同等であることが分かる。例えば、K-NET 益城サイトの観測データを使用して、被災建物を解析すると、実際よりも大きめの応答が得られることは容易に想像できる。次節に解析対象とする被災建造物の構造調査の結果を示す。

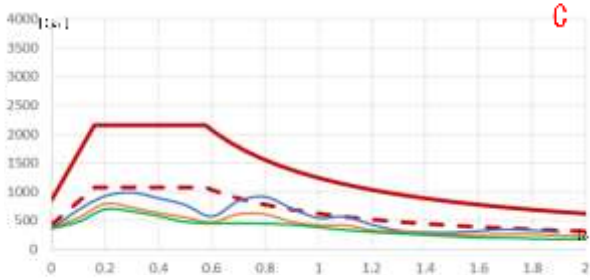


図 5-1 中央区大江 NS (前震)

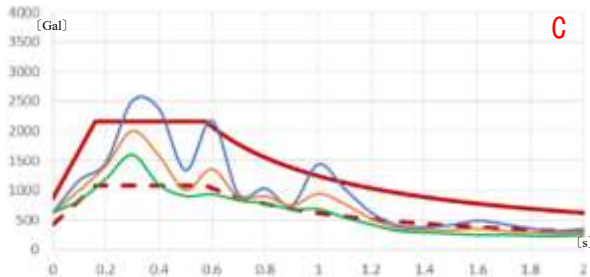


図 5-2 中央区大江 NS (本震)

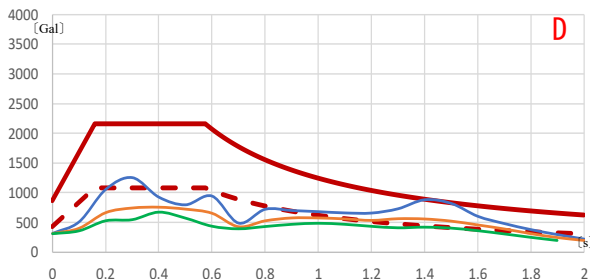


図 5-3 嘉島町 NS (前震)

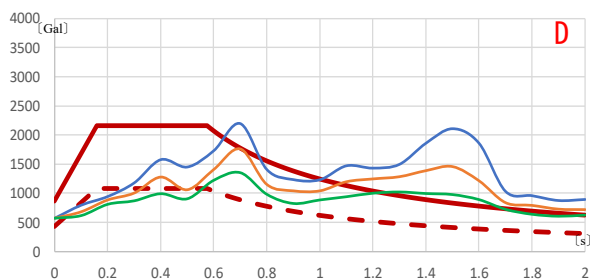


図 5-4 嘉島町 NS (本震)

4. 被災構造物の概要

写真 1-1, 1-2 の建物は、1974 年に建設された RC 構造の 7 階建ての集合住宅である。建物の 1 階平面図を図 6-1 に示す。駐車場部分はピロティ柱が多く、店舗部分は RC 壁が多く配置されているため、1 階は RC 壁が偏在して配置されている。写真 1-1 に示すように、道路に面した店舗部分は崩れていないが、写真 1-2 に示すように、駐車場部分は落階している。

建物重量と固有周期の算出について、建物重量は 2005 年福岡県西方沖地震の資料⁸⁾を参考に 1 m^2 あたり 10.6 kN/m^2 の重量を仮定して、被災建物の図 6-1 に示す赤い枠部分の延べ床面積を乗じた。固有周期は(7)に示す式から求めた。建物重量は 32 MN 、周期は 0.41 s となった。以降、これを対象構造物①と呼ぶ。

$$T = 0.02h \cdots (7)$$

ここで、 h : 建物の高さ (m)

写真 2-1, 2-2 の建物は、1990 年に建設された RC 構造の 8 階 (塔屋 1 階) 建て集合住宅である。建物の 1 階平面図を図 6-

1 に示す。1 階の西側は駐輪・駐車場となっている。写真 2-1, 2-2 の建物は落階しておらず、写真 2-2 に示すように、雑壁にひび割れが見られる程の被害であった。建物重量は 2005 年福岡県西方沖地震の資料⁸⁾を参考に 1 m^2 あたり 10.6 kN/m^2 の重量を仮定して、被災建物の図 6-2 に示す赤い枠部分の延べ床面積を乗じた。固有周期は 0.47 s となった。以降、これを対象構造物②と呼ぶ。



写真 1-1 対象構造物①全景



写真 1-2 対象構造物①の被害



写真 2-1 対象構造物②全景



写真 2-2 対象構造物②の被害

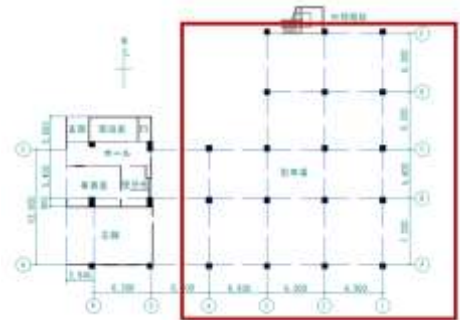


図 6-1 対象構造物①の 1 階平面図 (S=1/200)

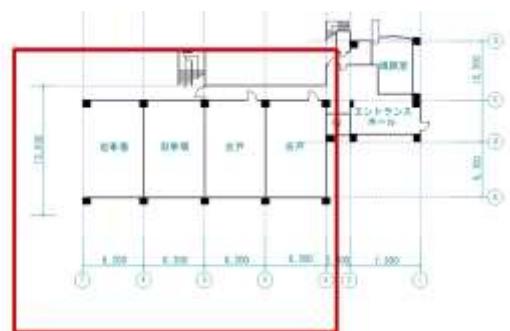


図 6-2 対象構造物②の 1 階平面図 (S=1/200)

5. 建物の緒元と近接応答スペクトル

図 5-1, 5-2 で示した、応答スペクトル上に、4 節の被害建物をプロットした図を図 7-1, 図 7-2 に示す。青線、橙線、緑線は、それぞれ減衰定数 0.02, 0.05, 0.10 とした計算結果である。赤の四角形は、対象構造物①、赤の丸は、対象構造物②である。プロットの縦軸は、1 階の保有水平耐力を、図 6-1 と図 6-2 の囲み部分の重量で除して加速度に換算した値である。

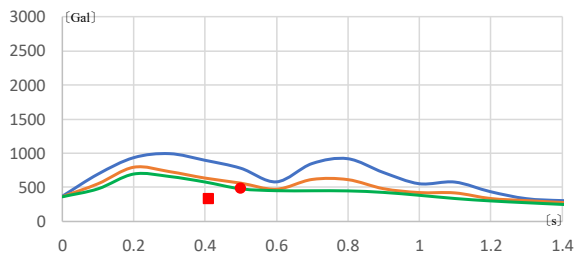


図 7-1 加速度応答スペクトル(前震)

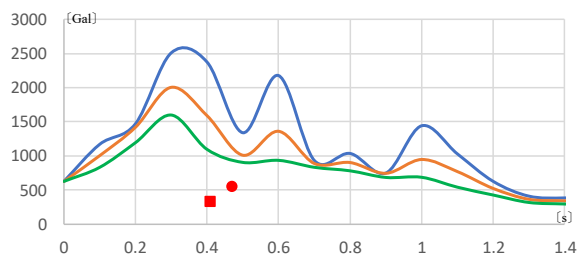


図 7-2 加速度応答スペクトル(本震)

図 7-1 を見ると、赤の四角形で示す対象構造物①は、減衰定数 0.10 とした緑線の応答結果よりも小さい。一方で、赤の丸で示す対象構造物②は、緑線の上にプロットされている。つまり、対象構造物②の履歴減衰性能が、減衰定数にして 0.10 程度であれば、この建物の最大応答は、図 7-1 のスペクトルで評価可能と考えられる。

図 7-2 の本震では、両者のプロットは、緑線を大きく下回り、大きな被害となるが予測される。しかしながら、対象構造物②は、小破にとどまっておき、減衰定数にして 0.10 以上のエネルギー吸収性能を有していたことが予想される。これについて、次節の弾塑性応答解析を通じて検討する。

6. 弾塑性時刻歴応答解析

本節の解析は、降伏耐力を主パラメータとして実行した。まず、弾性応答時の最大水平力 P_{emax} と定義する。これを基準として、降伏耐力を $0.9P_{emax}$ 、 $0.8P_{emax}$ ・・・のように漸減させた。このようにする事で、解析対象建物の保有水平耐力と最大応答変位（塑性率）の関係を導くことができる。

本研究では、水平耐力の変化に注目しており、2つの対象構造物の減衰定数は 0.02、2次剛性は 0.05 に固定した。

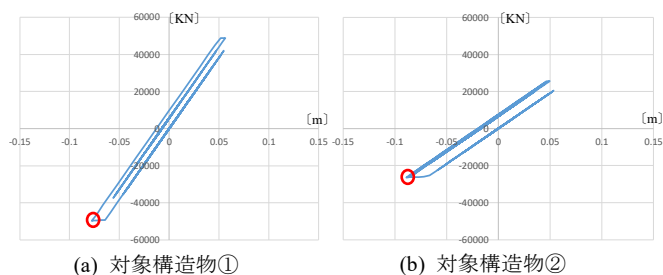
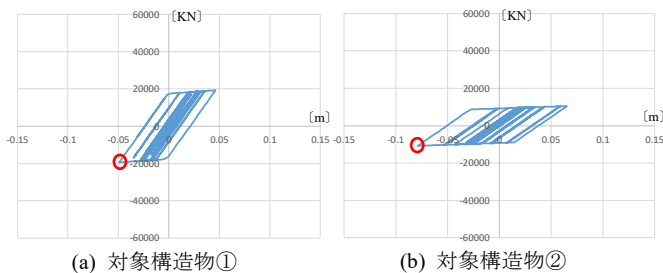
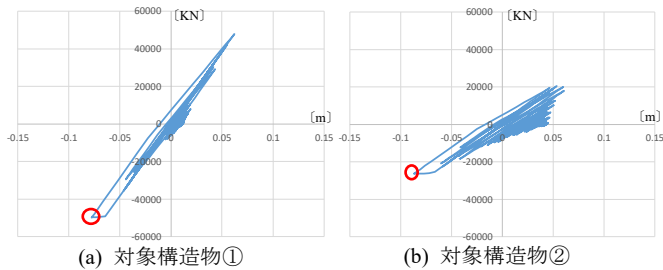
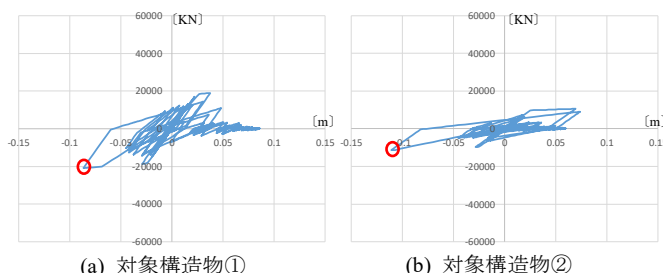
降伏耐力	弾性	∞
	弾塑性	0.9 P_{emax} 0.8 P_{emax} 0.7 P_{emax} ・ ・ ・ 0.2 P_{emax} 0.1 P_{emax}

表 1 弾性限界耐力比

復元力特性は、2通りのモデルを用意した。一つは、Bi-linear型である。以降これを RB と呼ぶ。これを採用した理由は、本研究の数値解析結果を、エネルギー一定則による理論値と比較するためである。エネルギー一定則は RB 型を基本として考案されたものであり、弾塑性応答研究の初段階において

は、最も基本的なモデルである RB 型を採用した。一方で、RB 型は、鉄骨造建物に採用されるモデルであり、RC 造建物の解析には不適であるとの指摘がある。従って、Bi-linear型に除荷時の剛性低下を考慮したモデル（以降これを RD と呼ぶ）についても、解析を実施した。

応答計算の結果の荷重-変形関係を図 8-1、8-2、8-3、8-4 に示す。これらは入力地震動が本震で、降伏耐力が $0.8P_{emax}$ 、 $0.3P_{emax}$ の履歴ループである。図中の赤丸は最大応答変位を表している。RB 型の図 8-1 と図 8-2 から、降伏耐力が小さくなるにつれて、荷重-変形関係状の履歴ループで囲まれる面積が大きくなっていることが分かる。履歴減衰性能により、降伏耐力が小さくなくても、最大応答変位は、大きくならないことが示された。RD 型の図 9-1 と図 9-2 からは、除荷時の剛性低下を考慮したことの影響から、降伏耐力が小さくなると最大応答変位も大きくなる。

図 8-1 RB 型の履歴ループ(0.8 P_{emax})図 8-2 RB 型の履歴ループ(0.3 P_{emax})図 9-1 RD 型の履歴ループ(0.8 P_{emax})図 9-2 RD 型の履歴ループ(0.3 P_{emax})

7. 数値計算とエネルギー一定則との比較

前節で示した数値解析の結果と、エネルギー一定則⁹⁾による理論値との比較を図 11-1 と図 11-2 に示す。これらは、縦

軸を弾性限界耐力比とし、横軸を最大応答変位として、対象構造物①、②について、それぞれ前震と本震を入力した合計4つの結果をグラフにしている。黒線がRB型による解析値、青線がRD型による解析値、橙線がエネルギー一定則による理論値である。なお、図には、赤線で建物の保有水平耐力を示しており、当該建物の最大応答を予測している。

エネルギー一定則とは、Newmarkらが提案した理論で、構造物の地震応答を、構造物に入力された弾塑性エネルギーにより評価できるとしたものである。この概念を図10で説明する。図10の縦軸は、構造物の復元力、横軸は構造物の水平変形である。図中の Q_y は降伏耐力、 Q_L は弾性応答復元力、 δ_y は降伏変位、 δ_L は弾性応答変位、 δ_N は弾塑性応答変位とする。エネルギー一定則では、降伏応力が十分に大きい系がなす弾性エネルギー $\Delta OAA'$ と弾塑性系がなす弾塑性エネルギー台形 $OBCD$ は等しいと考え、構造物が弾性を超えて、塑性化する場合の応答変位を簡単な計算で推定できる。つまり、加速度応答スペクトルから得られる水平力と建物の保有水平耐力から、応答変位を得ることができる。

まず、前震の応答結果について考察する。図中の赤の実線は弾性解析から分かった、対象構造物の弾性限界耐力比である。図11-1(a)の対象建物①を見ると、RB型にせよRD型にせよ、数値解析結果はほぼエネルギー一定則の理論値と同一の傾向を示しかつ、理論値を超えている所は見られない。一方で、図11-1(b)の対象建物②を見ると、RB型による解析値は、理論値とほぼ一致していることがわかる。しかしながら、RD型による解析値は理論値に比べて、値が大きいことがわかる。

構造物①の降伏耐力(赤線)は $0.4 P_{\max}$ 弱に位置しており、弾性応答の結果に比して、最大応答は大きくなっていない。この建物は前震後に倒壊しておらず、解析の結果と対応がみられる。一方で、構造物②の降伏耐力(赤線)は $0.65 P_{\max}$ に位置しており、これも、弾性応答の結果に比して、最大応答は大きくなっていない。構造物②は、構造物①よりも固有周期が大きく、弾性応答加速度が小さくなっている。このため、構造物②は、前震ではほとんど弾性応答したと考えられる。

次に、本震の応答結果について考察する。図11-2(a)の対象建物①を見ると、RB型による解析値は、 $0.7 P_{\max}$ まで理論値とほぼ一致しているが、それ以降は理論値と大きな開きが生じていることがわかる。RD型による解析値は、RB型による解析値を上回り、除荷時の剛性低下の影響で、応答変位が大きくなっていることが分かる。RD型の $0.6 P_{\max}$ の数値解析結果のみ、エネルギー一定則による理論値を超えており、他の解析結果は、理論値を下回っている。

図11-2(b)の対象建物②を見ると、RB型とRD型による解析値は、 $0.6 P_{\max}$ まで理論値とほぼ同じ値を示しているが、それ以降は理論値と大きく隔たりが生じていることがわかる。 $0.5 P_{\max}$ よりも小さい場合は、RB型とRD型は、ほぼ同様の傾向となっている。これは、対象建物①の応答結果との相違点である。

構造物①の降伏耐力は $0.15 P_{\max}$ に位置しており、弾性応答変位に比して、RD型による応答変位は、およそ2倍になっている。この建物は、ピロティ形式であり、PA効果の影響が無視できず、大破したものと考えられる。一方で、構造物②の降伏耐力は $0.4 P_{\max}$ くらいに位置している。ここでの

RB型とRD型による解析値は、弾性応答の結果に比して、大きくなっていない。解析のとおり構造物②が、この程度の応答で収まっているのであれば、構造物②は、小破にとどまったことが説明できる。

図11-1、図11-2から次のことが分かる。前震下におけるRD型対象構造物②の数値計算結果のみ、エネルギー一定則の値を全体的に上回る。しかしながら、他の数値計算結果は、エネルギー一定則の値を下回り、全体的には、エネルギー一定則により安全側に設計することが可能であることが分かる。

前震と本震では、対象構造物①の弾性応答時の最大応答変位が、前者が 0.035m で後者が 0.08m と約2.3倍の違いがある。つまり、本震は、前震より2.3倍もの水平力が作用していることになる。このような大きい地震入力下におけるエネルギー一定則の検討は十分に行われておらず、これが本研究で考察する重要な事項となっている。図11-2をみると、建物の応答は、応答量がエネルギー一定則から変位一定側に近い傾向がみられる。構造物が長周期化すると、その応答は、エネルギー一定則から変位一定側に移行するとされている。地震動の最大加速度が極端に大きくなるとか、震央からの距離が小さくなるなどの影響を受けて、これと同様なことが起きるかどうかは、興味ある問題であり、今後の課題としたい。

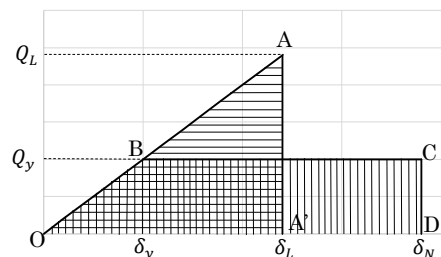


図10 構造物の荷重-変形関係モデル

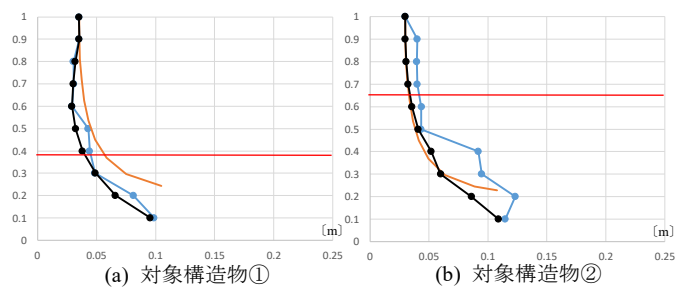


図11-1 弾性限界耐力比と最大変位(前震)

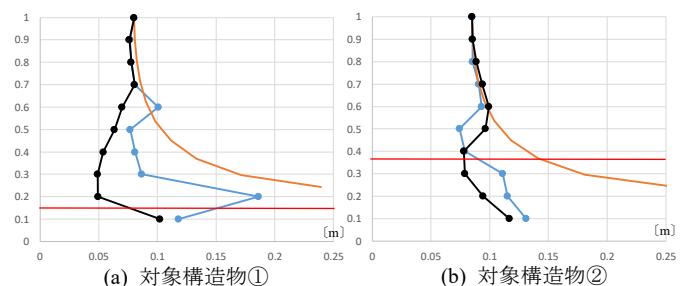


図11-2 弾性限界耐力比と最大変位(本震)

8. まとめ

本研究で得られた結論を以下に列挙する。

1) K-NET観測点で、得られた熊本地震の応答スペクトルは、震央からの距離がほとんど等しい、熊本サイトと益城サイト

1 質点系弾塑性モデルの最大応答予測に関する解析的研究

では、大きく異なる値が得られた。これは、熊本地震のような内陸地震では、震央から距離が等しくても、地動が大きく異なることが示された。

2) 地方公共団体や気象庁の地動観測結果を収集して、熊本市内の高密度な地動データを収集することができた。これにより、震央から 20km 以内の観測記録を 4 個から 20 個に増やすことができた。

3) 金井の距離減衰式により、これらの最大加速度を計算したところ、20km 以内の観測記録を精度よく評価することは難しいことが分かった。

4) 熊本市内で、被災した建物 2 棟の被害概要を調査し、これの固有周期、剛性、水平耐力を概算して、建物の一質点モデルを作成することができた。

5) 上記のモデルに対して、対象建物に最も近い位置で観測された地動を入力した弾塑性応答解析を行った。これにより建物の最大応答を推定することを試み、解析結果から、実際の被害状況をおおむね判定することができることが分かった。

6) Bi-linear の復元力特性を有する RB 型と、これの除荷時の剛性低下を考慮した RD 型の解析を実施した。一部の例外を除き、RD 型の変位応答結果は、RB 型のそれを上回る結果となった。

7) 弾塑性解析の結果と、エネルギー一定則による理論値との比較を行ったところ、建物の降伏耐力を低く設定するほど、両者の隔たりは大きくなる。しかしながら、数値解析は理論値よりも小さめの値となり、現時点では、エネルギー一定則に基づく理論値が危険側の判断となることはない。

8) 本震を入力した数値解析は、エネルギー一定則より変位一定則に従うとして評価する方が適当と考えられる。

9. 今後の計画

本報では、Bi-linear 型とこれに除荷時の剛性低下を施した復元力特性を持つ建物モデルに、熊本市中央区大江 NS(前震、本震)の地震動を入力した弾塑性応答解析の結果について示した。つまり、本研究の弾塑性数値計算は、2 通りの入力地震動、2 通りの復元力特性、2 通りの固有周期に留まっており、エネルギー一定則の妥当性を検討するには、明らかにデータが不十分である。

今後は、次の検討を加える。

1) 入力地震動について、既往の研究で収集出来ている震源近傍のデータを使用して、地震波の違いによる応答のばらつきや、変動を調査する。

2) 建物モデルについて、RC 構造物の特性である耐力低下を含んだ D-Trilinear 型モデルを追加する。また、弾塑性応答計算における建物の固有周期、二次剛性を適宜変動させ、より一般的な傾向を考察し、解析値と理論値の対応を調べる。

3) 熊本地震は、2 度の連続強震動入力による影響が指摘されている。この影響についても適宜検討する。

<参考文献>

- 1) 内田美寿々; 中原浩之: 熊本地震による長崎県での地震動データの応答解析, 長崎大学大学院工学研究科研究報告, 第 47 巻 89 号 pp.44-52, 2017 年 6 月
- 2) 高山峯夫ら: 2016 年熊本地震災害調査報告, 日本建築学会,

2018 年 6 月

- 3) 国立研究開発法人防災科学技術研究所 HP : <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 4) 野上雄太, 室野剛隆, 佐藤勉: 繰返しによる耐力低下を考慮した RC 部材の履歴モデルの開発, 鉄道総研報告, 2008
- 5) 芳村学ら: 熊本地震に関する特別委員会報告 第 1 編 日本コンクリート工学会, 2018 年 9 月
- 6) 気象庁 HP : <https://www.jma.go.jp/jp/quake/>
- 7) 金井清: 地震工学, 共立出版, 1969
- 8) 日本建築学会: 2005 年福岡西方沖地震災害調査報告, 2005
- 9) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, II, 895-912. 1960.