

鉄筋コンクリート造建物の倒壊限界評価に関する研究

Study of Collapse Limit of Reinforced Concrete Buildings

劉 秀 (性能制御システム学分野)

Xiu LIU

Abstract:

In the practice structure design building, the safety limit state is set at the print of the first occurrence of shear failure of a structural member. However, this method is conservative because buildings might not collapse directly after shear failure when the horizontal and vertical forces can be redistributed from failed members to surrounding members. Therefore, in order to rationally design structures, it is important to develop a methodology which considers the redistribution of forces. The collapse limit state can be calculated based on a non-linear dynamic analysis of buildings as shown in past research, but it is difficult to use in building design and seismic evaluation because it takes a lot of time. The main purpose of this paper is to construct a practical method to evaluate the collapse limit state considering behavior of capacity degradation. This method is based on Capacity Spectrum Method which is generally used in building design. Research contents of this paper are as follows; (1) To define the collapse limit by using the holdings seismic performance index, which is calculated by the load-deformation curve and response spectrum. (2) To construct a single degree model ($S_{amax}=300gal$, $K_d=0.3K_y$, $\mu=3$ and $T_y=0.5s$.) of the buildings to get an estimating equation. (3) To analyze rules of the point that collapse limit state can reach. (4) To verify the accuracy and the practicability of the study in the experiment. (5) To verify the evaluating equation by using actual earthquake motion.

Keywords : Strength Deterioration, Collapse, Single Particle System, Reinforced Concrete, Response Spectrum

耐力低下, 倒壊限界, 1質点系, 鉄筋コンクリート, 応答スペクトル

1. 研究目的

建築構造物を合理的に耐震設計するためには、建物特性に関わらず倒壊限界変形を正確かつ定量的に評価することが重要である。現在の構造設計の実務では、架構内のいずれかの構造部材が終局限界に達した時(架構の最大耐力時)をもって、架構全体の倒壊限界と定義し安全率が過大に高く設定している。実際にはある一つの柱部材にせん断破壊などの脆性的な破壊が生じ架構の耐力が低下しても、その柱が負担していた応力をその周辺部材で負担できれば、架構全体は倒壊しないため安全性は保たれる。そこで本研究では、図1に示すように架構の基準地震動に対する応答スペクトルと荷重-変形曲線から求める保有耐震性能指標の最大点を倒壊限界と定義し、耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート(以下、RC)造架構の倒壊限界推定式を提案することを目的とする。並びに、実験及び建物特性を変動因子としたパラメトリック解析を通し、提案する推定式の妥当性を検討する。

2. 1質点系建物モデルによる倒壊限界評価

2.1 建物モデル及び解析概要

図2に建物の倒壊限界推定に用いる解析モデルを示す。本

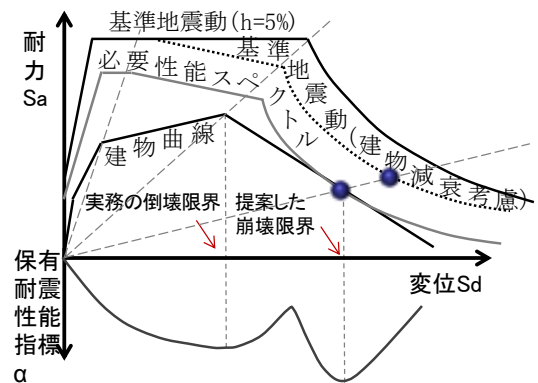


図1 水平崩壊点推定手法の概念図

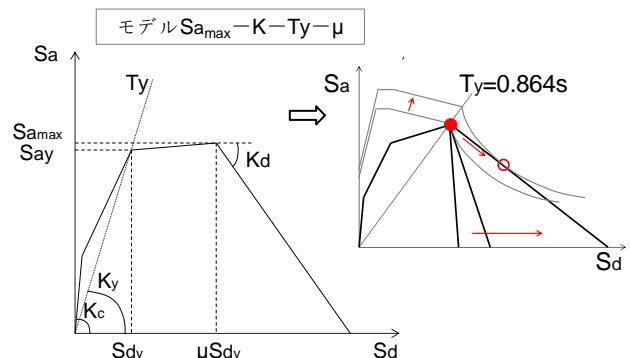


図2 建物解析モデル

解析では、最大耐力 ($S_{a_{max}}$)、その時の塑性率 (μ)、最大耐力後の耐力低下勾配 (K_d) 及び降伏周期 ($T_y = 2.5 T_0$) の4つの因子をそれぞれ変数とする等価1質点系モデルを使用した。

ここに、 $T_0 (= 0.02H)$: 建物モデル固有周期 (s),

$H (= N \times 4)$: 建物高さ (m), N : 階数, である。

応答評価には、建築基準法の限界耐力計算の地震応答スペクトル (第2種地盤) を使用し、減衰定数 h は耐力低下に有無にかかわらず、基準法告示の式(1)により計算する。

$$h = 0.05 + 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad \dots (1)$$

等価1質点系の基準モデルとして、最大耐力を $S_{a_{max}} = 300 \text{ gal}$, 耐力低下勾配 $K_d = -0.3 K_y$ (K_y : 降伏時剛性), 降伏周期を $T_y = 0.5 \text{ s}$, 最大耐力時の塑性率を $\mu = 3$ と設定した。解析のパラメータとして、建物の最大耐力を 300~1500 gal, 耐力低下勾配を $1.5 \sim 0.01 K_y$, 階数を 3~19 階建て (降伏周期の変化), 終局塑性率を 1~5 の範囲でそれぞれ4つパターン変化させた。以上の各建物モデルに対し、変位増分解析を実施し、その結果を用いて推定式を提案する。

2.2 倒壊限界点 (保有耐震性能指標最大点) の定義

前節で述べた解析を通し、各建物モデルにおける各ステップでの保有耐震性能指標 α を算出した。手法の詳細は文献 ① を参照されたい。本研究では告示第2種地盤の地震応答スペクトル (図1参照) を用いるため、周期 $T = 0.864 \text{ sec}$ を境に、必要性能スペクトルが急激に低下する。ここで、最大耐力点 (耐力低下開始点) の等価周期が 0.864 sec より長い場合を考えると、保有耐震性能指標の最大点、すなわち、倒壊限界点は必要性能スペクトルが低下する領域にある。図2に示すように、必要性能スペクトルは下に凸の曲線であるため、係数 α 倍した必要性能スペクトルが耐力低下領域と接する点が、倒壊限界点となる。また、最大耐力点の等価周期に対応する必要性能スペクトルの低下勾配 dS_a / dS_d より耐力低下勾配 K_d が急である時、つまり、これらが接しないときには、最大耐力点が倒壊限界点となる。

2.3 解析パラメータが倒壊限界点に及ぼす影響

2.3.1 耐力低下勾配の影響

図3に耐力低下勾配 K_d を $1.5 K_y \sim 0.01 K_y$ 間で $0.01 K_y$ 刻みで変化させた時の解析結果を示す。モデルの耐力低下勾配が緩くなると、必要性能スペクトルとの接点位置、つまり、倒壊限界変形が大きくなり、その時の周期も大きくなる。

2.3.2 最大耐力の影響

図4に最大耐力 $S_{a_{max}}$ を 300~1500 gal 間において 300gal 刻みで変化させた時の解析結果を示す。

はじめに、降伏時及び最大耐力時の変形については各モデル間で同一とした場合について述べる (図4上)。建物の最大耐力を増加させると、塑性化が始まる時の周期が小さくなり同じ周期の時の等価粘性減衰 h_{eq} は大きくなる。よって同じ周期の時の必要性能スペクトルの低下勾配が大きくなるとともに、耐力低下勾配と等しくなる点、つまりは、倒壊限界点における周期が大きくなる。

耐力低下時の周期を一定とした場合 (図4下) では、建物

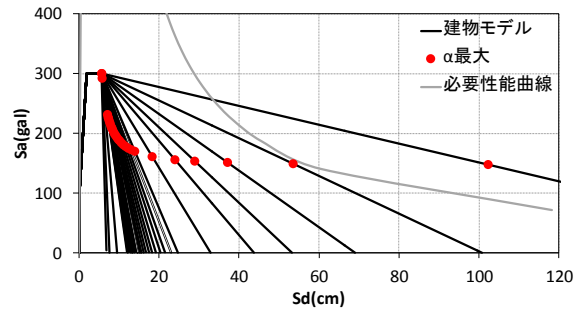


図3 耐力低下勾配の影響

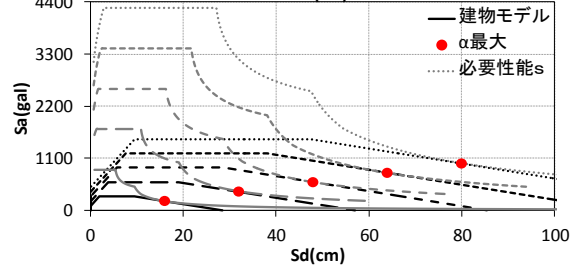
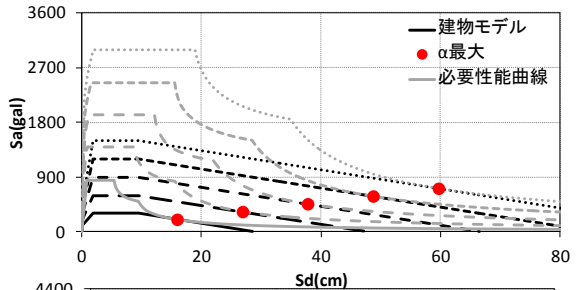


図4 最大耐力の影響 (上: 変形固定, 下: 周期固定)

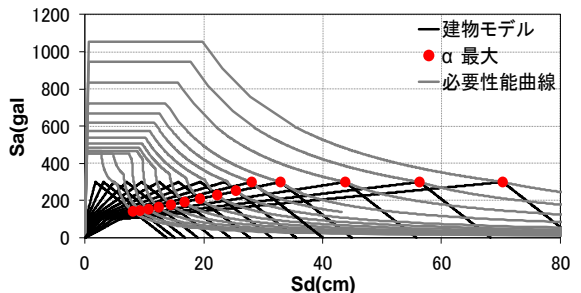


図5 等価周期の影響

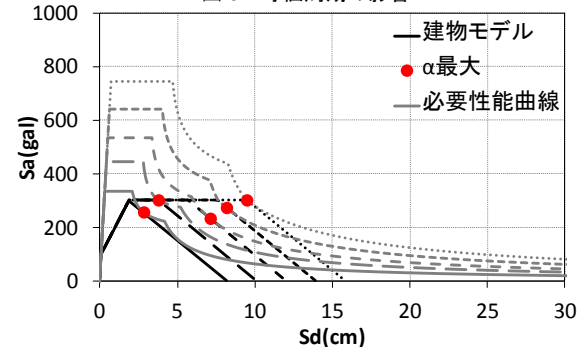


図6 最大耐力時の塑性率の影響

の最大耐力によっては、モデルの減衰が増加する時の周期は変化せず、同じ周期の必要性能スペクトルの傾きが等しくなるため、倒壊限界における周期も変わらない。

2.3.3 等価周期の影響

図5に等価周期を $0.48 \text{ s} \sim 3.04 \text{ s}$ 間で、 0.16 s を刻みでそれぞれ変化させた時の解析結果を示す。建物の等価周期が大きくなると、モデルの減衰が始まる時の周期は大きくなり、必要性能スペクトルの傾きも緩くなる。すると耐力低下勾配と等しくなる時の変形が小さくなり、倒壊限界時の耐力は大きくなる。接しない時には、最大耐力である。

2.3.4 終局塑性率の影響

図6に終局塑性率(降伏時変形に対する最大耐力時変形の比)を1~5の間で,1刻みで変化させた時の解析結果を示す。減衰定数 h の評価は耐力低下の有無にかかわらず式(1)を用いているため,建物の終局塑性率が変化しても,同一周期における減衰が変化しないため,必要性能スペクトルの傾きも等しくなるため,倒壊限界時における周期も同一の結果に至った。

2.4 倒壊限界の S_a の推定式

上記の保有耐震性能指標最大点の規則に基づいて,必要性能スペクトルの低下勾配 dS_a / dS_d と耐力低下勾配 K_d が等しくなる点,すなわち倒壊限界における S_a を式を解くことで数学的に導出した。理論式を簡略化した倒壊限界の推定式を式(2)に示す。各因子は図2に示す。

$$S_a = 0.5 \left(S_{a_{max}} - \frac{\mu K_d T_y^2 S_{ay}}{4\pi^2} \right) - \frac{5T_y}{32\pi} \sqrt{-0.5K_d S_{ay} S_{a_{max}}} \quad (Ku < 0) \dots (2)$$

2.5 解析データに基づいた推定式の精度検証

上記の推定式を検証した結果を図7に示す。各パラスタにおける推定式は概ね解析モデルの値と一致したため,上記の推定式で精度よく推定できたとと言える。

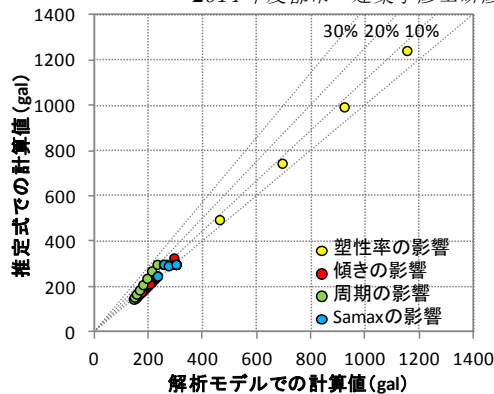


図7 解析データでの検証

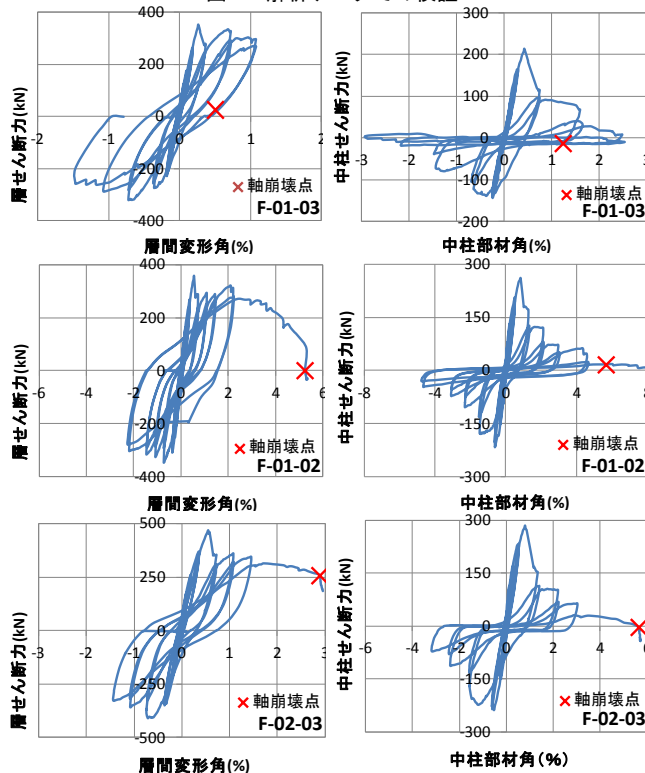


図9 実験結果

3. 1層架構実験による推定式の妥当性検証

3.1 実験計画

試験体は実大の1/2スケールであり,図8に示すような3本の柱と2本の梁からなる1層2スパンの鉄筋コンクリート造架構である。中央柱は腰壁があり,短柱とすることで,せん断柱として計画し,両側柱と梁は曲げ降伏が先行する部材として計画した。試験体各部材の諸元を表1に示す。中柱試験体名はF-横補強筋比・主筋軸力比としている。例えば,F-02-03の横補強筋比は0.2%,主筋軸力比は0.3である。

3.2 実験結果

いずれの架構試験体も,中柱のせん断によって,全体としての耐力低下は生じるが,軸力は側柱が負担しているおり,架構全体として崩壊しない現象が見られた。

表1 試験体各部材の諸元

| | 梁 | 柱 | | | |
|-------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|------------------|
| | | 側柱 | F-01-03 | F-02-03 | F-01-02 |
| 幅b(mm) | 220 | 300 | | | |
| D(mm) | 350 | 300 | | | |
| 内法高さh0(mm) | 1700 | 1050 | 600 | | |
| 主筋 | 4-4-D13 (SD345) | 16-D13 (SD345) | 12-D16 (SD345) | 12-D16 (SD345) | 12-D19 (SD345) |
| Pg主筋比(%) | 0.66 | 2.26 | 2.65 | | 3.82 |
| Pt引張鉄筋比(%) | 0.66 | 0.70 | 0.88 | | 1.28 |
| N軸力(kN) | - | 250 | 300 | | 250 |
| η_0 軸力比(%) | - | 0.10 | 0.12 | | 0.10 |
| η_s 主筋軸力比 | - | 0.31 | 0.32 | | 0.18 |
| 横補強筋 | □-D6@100 (SD295) | □-D6@100 (SD295) | □-D4@100 (SD295) | □-D4@40 (SD295) | □-D4@100 (SD295) |
| Pw横補強筋比(%) | 0.58 | 0.53 | 0.09 | 0.23 | 0.09 |
| 曲げ終局強度Mu(kN·m) | 56.7 | 93.7 | 114.7 | | 142 |
| 曲げ終局時のせん断力Qmu(kN) | 66.80 | 143.3 | 380.3 | | |
| せん断終局強度Qsu(kN) | 136.50 | 199.70 | 229.80 | 250.00 | 240.80 |
| せん断余裕度Qsu/Qmu(-) | 2.05 | 1.39 | 0.60 | 0.66 | 0.57 |

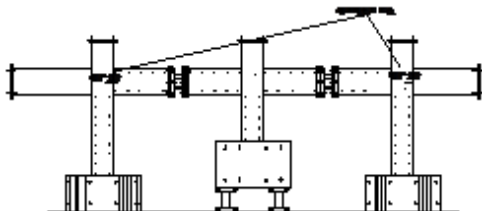


図8 試験体の略図

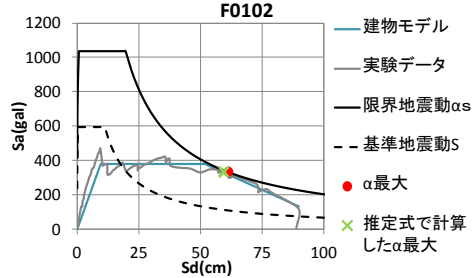


図10 実験データでの検証

3.3 実験データで推定式への検証

図10のように実験の架構全体の荷重-変形関係の包絡線を求め,これによって各試験体の実倒壊限界点と式(2)により推定した限界点を比較した。その結果を表2に示す。推定式の値は精度よく実験値をとらえているのがわかる

4. 地震応答スペクトルと建物特性による倒壊限界への影響

4.1 建物特性による倒壊限界への影響

実際の建物の特性は節2.3の1つ因子の影響だけではなく,様々な因子が影響し,変化する。そこで,検証した推定式を

用いて、建物の特性が倒壊限界への影響を示す。

4.1.1 建物の耐力による倒壊限界への影響

建物の変形能力が一定とし、耐力だけを変化させた結果を図 11 に示す。限界耐力が耐力低下開始点ではない時、建物の1質点変形での耐力低下変化を線形とし、建物の変形能力を一定にすると、等量的な変形で等比率的な耐力低下が生じる。限界に至る時に残った耐力の比率が一定から、倒壊に至る変形も変わらない。

4.1.2 建物の減衰による倒壊限界への影響

建物耐力低下が発生した後の履歴ループのスリップ化による減衰の変化を考え、減衰を式(3)のように変化させた結果を図 12 に示す。

$$h = 0.05 + 0.13(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}) \dots (3)$$

減衰定数の算定式の第2項の係数を0.13に低下させると、必要性能スペクトル曲線が緩くなる。よって、倒壊限界が少し手前になる。また、建物の耐力低下勾配は $T=0.864s$ の時の必要性能スペクトルの低下勾配より小さくなりやすいため、倒壊限界は最大耐力（低下開始点）になることが早めに生じる。

4.2 地震応答スペクトルの特性による倒壊限界への影響

4.2.1 低下勾配による倒壊限界への影響

応答スペクトルの傾きを変化させた結果を図 13 に示す。前述べた保有耐震性能指標最大点の規則により、推定式で計算した値は実際の短周期地震波で求めた倒壊限界よりも、安全側になることも推定できた（図 14）。

4.1.2 応答スペクトルの一定領域の長さによる倒壊限界への影響

応答スペクトルの長さを変化させた結果を図 15 に示す。倒壊限界は最大耐力点（低下開始点）ではない時、同じ周期の地震応答スペクトルの低下勾配が一定より、応答スペクトルの一定域が変化しても、倒壊限界が不変である。また、地震応答スペクトルの低下開始点の周期は建物の耐力低下開始点の周期より大きい時、建物の耐力曲線は地震応答スペクトルの低下の部分ではなく、プラットの部分と接する。つまり、倒壊限界は最大耐力点で生じる。そこで、応答スペクトルのプラットが長くなると、倒壊限界は最大耐力点になりやすくなる。

5. 結論

本論文は適切な安全限界を評価することで、合理的な耐震設計を目指す。検討のために、建物の倒壊限界を保有耐震性能指標最大点と定義し、解析と実験といった手法を用いることで、耐力低下を考慮した RC 造建物の倒壊限界推定式を提案した。その結果、解析と実験で精度良く検証することができ、さらに、多種類の実地震動に対しても安全側になった。

参考文献

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2006
- 2) 松川和人, 前田匡樹:地震応答スペクトルに基づく鉄筋コンクリート造建物の倒壊限界評価法, 日本建築学会構造論文系論文集 第78巻 第693号, 1913-1921, 2013年11月

表 2 実験データでの検証

| | F0102 | F0103 | F0203 |
|------------|--------|----------------------------------|----------------------------------|
| Ty | 0.89 | | 0.80 |
| Ku | -6.50 | -18<-0.27(必要性能スペクトルT=0.864の時の傾き) | -85<-0.07(必要性能スペクトルT=0.864の時の傾き) |
| Samax | 380.00 | 362.36 | 574.04 |
| Sdv | 9.42 | 3.46 | 3.10 |
| Sav | 467.00 | 362.36 | 574.04 |
| U | 5.50 | 5.29 | 19.76 |
| Sa推定式での計算値 | 331.01 | 362.36 | 317.15 |
| Sa実験の実際値 | 332.42 | 362.36 | 317.15 |

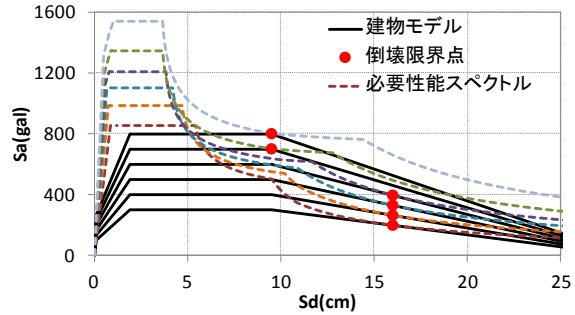


図 11 耐力の影響

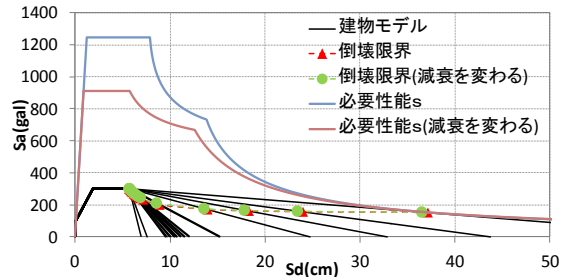


図 12 減衰の影響

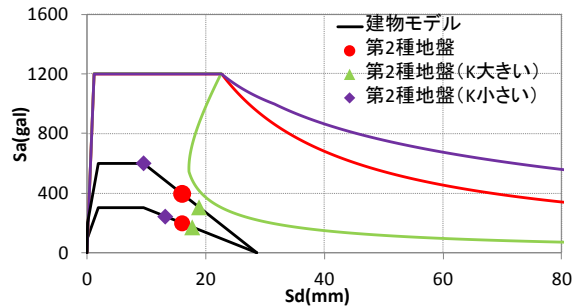


図 13 応答スペクトルの低下勾配の影響

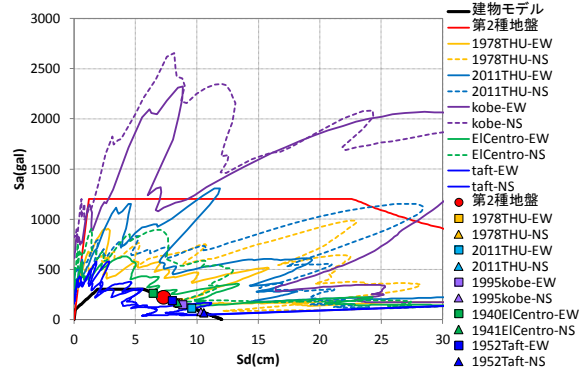


図 14 実際の地震動での検証

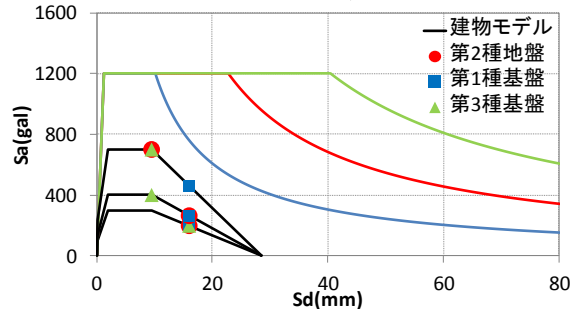


図 15 応答スペクトルのプラット長さの影響