

論文 最大応答と累積エネルギーをパラメータとした鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の終局耐震性能評価について

松本 和行^{*1}・三宅 辰哉^{*2}・倉本 洋^{*3}

要旨 : 1層柱が曲げ崩壊形となる6層の鉄筋コンクリート造(以下、RC造と呼ぶ)構造物を対象として、最大応答と累積エネルギーをパラメータとした地震応答解析を行い、柱部材および素材(エネルギー吸収要素である主筋)レベルでの終局時の耐震性能を評価した。結果として、柱部材が耐力限界に達する時点で主筋には十分な余力があり、RC部材の限界耐力はコンクリートの地震による損傷によって決まること。したがってRC部材の耐力限界は、主として最大変形に依存することが指摘される。

キーワード : RC柱部材, 限界変形, 累積エネルギー

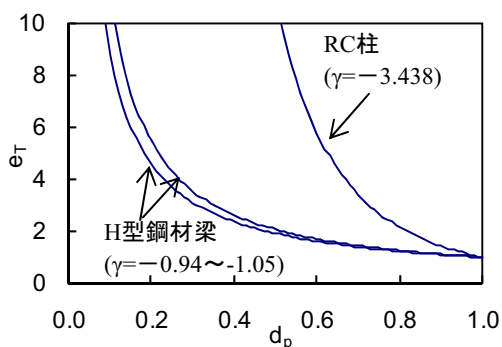
1. はじめに

2000年の建築基準法改正に伴い、限界耐力計算およびエネルギー法という二つの耐震性能検証法が法制化された。両検証法と従来の耐震設計基準との相違点は、構造物の地震応答量がそれに対する構造物の限界性能以下であることが直接確認されることにある。

限界耐力計算による耐震設計では、構造部材の限界性能は最大変形能力として評価され、地震動の入力強さは応答スペクトルすなわち瞬間的強さによって規定される。これに対してエネルギー法では、構造部材の限界性能はエネルギー吸収能力として評価され、地震動の入力強さは、エネルギースペクトルすなわち累積的強さによって規定される。このように、構造部材の限界性能、および地震動の入力強さの何れも両耐震設計法において異なる物理量が扱われる。

なる物理量が扱われる。

しかしながら、著者らの一人が行った研究結果¹⁾において、部材の限界変形量と限界吸収エネルギー量とは相互に依存し、それぞれを単独で設定することはできないことを指摘し、また部材の耐力的限界は、地震応答過程における最大変形と累積エネルギーの両方をパラメータとして定まる曲線(図-1参照。以下、限界曲線と呼ぶ)として表現できることを提案している。さらに、限界耐力計算とエネルギー法とは、図-2に模式的に示すように限界曲線を介して対応付けられることを示している。なお、図-1に示す限界曲線における指数 γ は、構造部材の一例を示している。 γ については、部材種別(柱、梁および耐力壁)、配筋および軸力が作用した応力状態等、実験により詳細な検証が必要である。



$$e_T = d_p^\gamma$$

e_T : 吸収エネルギーの無次元化量

d_p : 最大塑性振幅の無次元化量

γ : 疲労寿命特性に応じて定まる指数

図-1 構造部材の限界曲線の例

※文献1)より抜粋

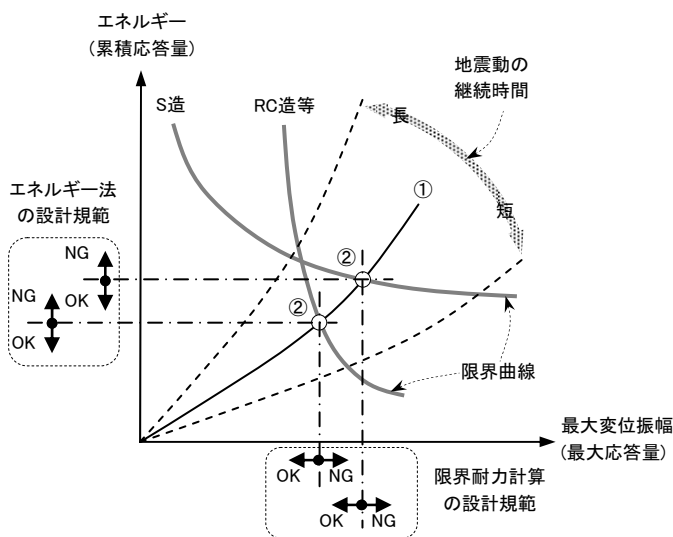


図-2 限界曲線、応答量および設計規範の模式的関係

※文献1)より抜粋

*1 (株)日本システム設計・開発設計室次長 博(工) (正会員)

*2 (株)日本システム設計・代表取締役 博(工)

*3 大阪大学大学院工学研究科教授 博(工) (正会員)

そこで本論では、1層柱が曲げ崩壊形となる6層RC造ピロティ建築物を対象として、地震時の最大応答と累積エネルギーをパラメータとした終局耐震性能評価を行う。具体的には、柱および耐震壁にMS(Multi-Spring)モデル²⁾を用い、本建築物に対応する振動モデルを設定³⁾し、入力波(JMA Kobe NS成分、苫小牧位相)をパラメータとした応答解析を行う。その結果に基づき、ピロティ柱部材および主筋要素(エネルギー吸収要素)の最大変形・吸収エネルギーをそれぞれ求め、それらを限界曲線と比較することで終局耐震性能を評価する。

2. 対象建築物

図-3 および表-1 に解析対象建築物の断面および配筋を示す。対象とした建築物は、桁行方向が7.2m×6スパン、張間方向が10.8m×1スパンの片側廊下形式であり、張間方向において1階が単独柱、2階以上が連層耐震壁から構成される。建築物層数は6層で、高さは18.6mである。柱断面主筋比は $p=A_s/bD=1.35\%$ 、X方向せん断補強筋比は $p_w=1.20\%$ である。使用したコンクリートは $F_c=24\text{N/mm}^2$ とした。

対象建築物の設計に対し、地震力は外力分布として A_i 分布を用い、許容応力度設計 C_0 は0.2とし、地盤種別は第二種地盤とした。ここで、設計に当たっては1995年(阪神大震災)以降、構造規定が一部改正されているが、対象建築物は、それ以前の設計による。すなわち、剛性率の上限が $F_s=1.5$ にて設計され、ピロティ階の層崩壊を許容したものとなっている。

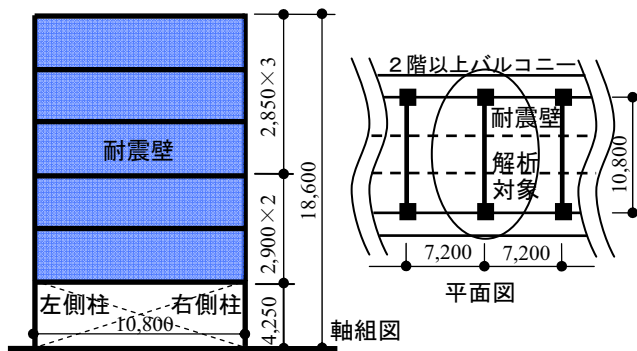


図-3 6層ピロティ建築物・軸組および平面図

表-1 断面リスト

Story	Floor	Columns			
		Section(mm)	Reinforcement		
6	2F-6F	800 × 700	X4-D25/Y2-D25+2-D16		
	1F	950 × 950	X8-D25/Y6-D25(8-D13@100)		
	Floor	Walls		Concrete (N/mm ²)	Reinforcement
		tw(mm)	Reinf.		
		2F-6F	150		
1F					

解析フレームは、張間方向の中間構面の1フレームを取り出したモデルとした。固有周期は1次0.254sec、2次0.097sec、3次0.068secである。

3. 解析モデルおよび地震波

3.1 解析モデル

図-4 に軸方向バネの配置を、図-5 に鉄筋およびコンクリート要素のバネ特性を示す。解析モデルには、柱および耐震壁部材にマルチスプリング(MS)モデルを適用した解析プログラム²⁾を使用した。MSモデルでは、部材の危険断面において数本の軸バネ(鉄筋要素、コンクリート要素)を設置することによって、部材の軸力-モーメントの相互作用を考慮することができる。MSモデルの分割数は、図-4 に示すように柱部材および耐震壁共、5分割としている。また、コンクリート要素のバネ特性は、最大点以降、耐力低下がないものとしている。

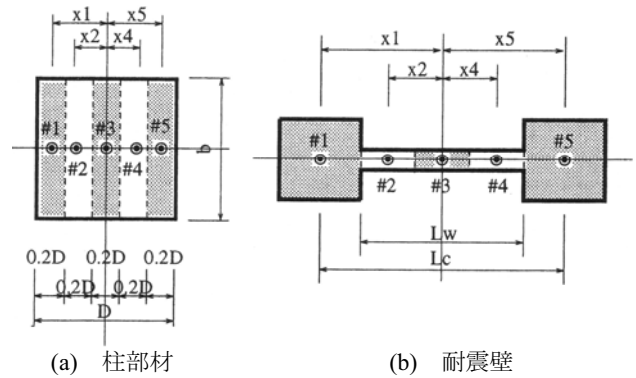


図-4 軸方向バネの配置(柱および耐震壁)

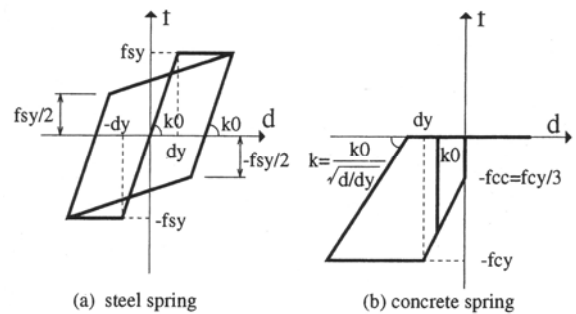
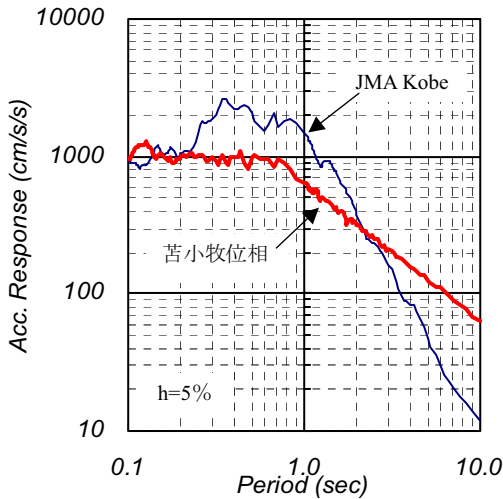


図-5 各要素のバネ特性

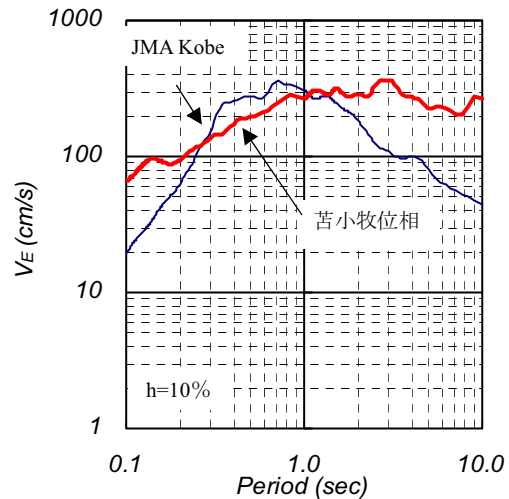
3.2 応答評価に用いた地震波

評価に用いた入力地震波は、JMA-Kobe NS 成分を規準加化速度 $V_{max}=75, 90.6$ (原波), 105 cm/sec とし、苦小牧 NS(2003)位相を $V_{max}=71, 75, 90, 105, 120 \text{ cm/sec}$ に規準化したものの計 8 波である。地震波の継続時間は、JMA Kobe が 30 秒とし、苦小牧位相が 320 秒とした。

地震波の特性を図-6 に示す。各スペクトルは、JMA-Kobe では 818 cm/sec^2 , 90.6 cm/sec を、苦小牧位相では 459 cm/sec^2 , 71.0 cm/sec を用いたものである。各地震波の特性について、加速度スペクトル($h=5\%$)の最大値では、JMA-Kobe NS 成分で 2600 cm/sec^2 程度(0.35 秒)、苦小牧位相で 1000 cm/sec^2 程度となり、エネルギースペクトル($h=10\%$)の最大値では、JMA-Kobe NS 成分で 360 cm/sec 程度(0.7 秒)、苦小牧位相で 360 cm/sec 程度(3.0 秒)となっている。ここで、苦小牧位相の地震動は、告示(第 1461 号第四号)に示す極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルを 1.2 倍したものにフィッティングさせた



(a) 加速度スペクトル



(b) エネルギースペクトル

図-6 加速度スペクトル・エネルギースペクトル

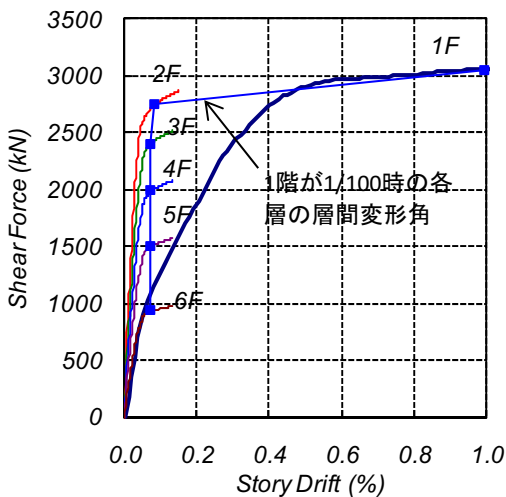


図-7 静的解析 (Ai 分布)

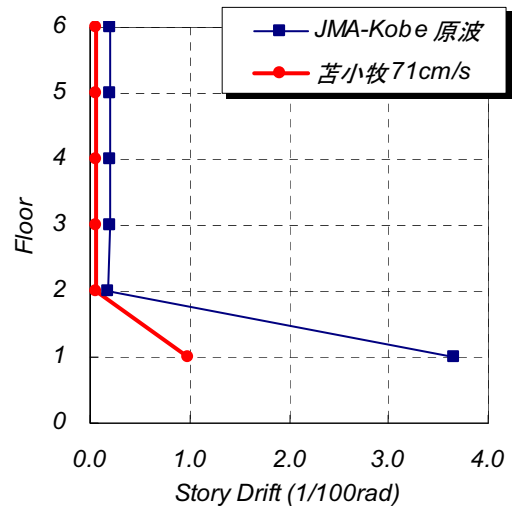


図-8 地震時・最大変形角

ものである。

4. 静的解析および動的解析

静的解析の結果を図-7 に示す。図-7 は、各階の層せん断力と相関変形角との関係を示す。静的解析の外力は、 A_i 分布としている。建築物のベースシア係数(層間変形角 $R=1/100$ 時)としては 0.50 である。建築物の変形はピロティ層に集中して生じ、耐震壁部分は剛体的挙動を示している。

動的解析における最大変形角を図-8 に示す。最大変形角は、何れも 1 階で変形大きく、苦小牧が $R=1/100$ 程度、JMA-Kobe が $R=1/27$ 程度となる。なお、動的解析に用いた地震波の V_{max} は、JMA-Kobe では 90.6 cm/sec (818 cm/sec^2) を、苦小牧位相では 71.0 cm/sec (459 cm/sec^2) を用いた。また、粘性減衰としては初期剛性比例型とし、弾性 1 次固有周期に対して減衰係数を 3% と仮定した。数値積分には Newmark- β 法($\beta=1/4$)を用いている。

5. 限界曲線に基づく RC 柱部材および主筋の応答評価

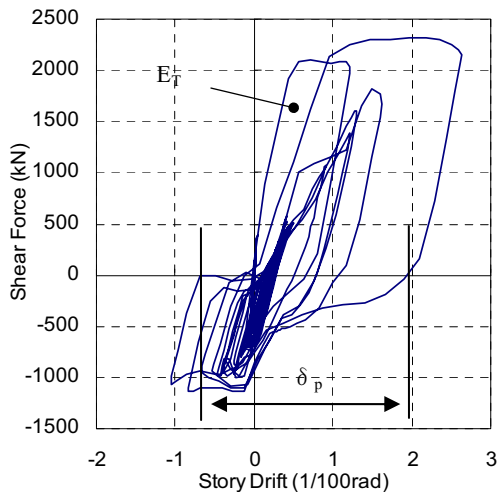
5.1 RC 部材および主筋の限界曲線と応答評価方法

ここでは、限界曲線¹⁾に基づいた応答評価の方法を示す。まず、RC 柱部材および主筋の限界曲線は(1)式による。式中の疲労寿命特性に応じて定まる指数 γ は図-1を参考にして、RC 柱部材では $\gamma = -3.438$ 、鉄筋では $\gamma = -1.0$ と仮定した。

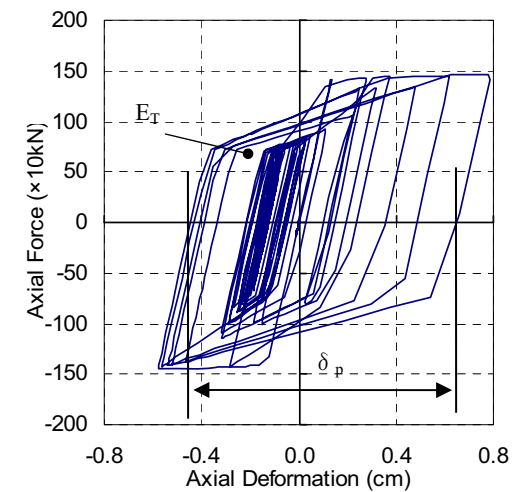
次に、動的解析結果による RC 柱部材および鉄筋要素（主筋）の応答評価方法は(2)式により、 d_p および e_T を算定する。それらの算定に際し、最大塑性変形振幅 δ_p は、図-9に示すように柱部材および鉄筋要素ともに荷重がゼロとなる変位軸上で経験した最大の振幅量とした。エネルギー量の最大値 E_T は、荷重-変位関係（もしくは応力-歪度関係）の繰り返しによる履歴面積とした。

$$e_T = d_p^\gamma \quad (1)$$

$$d_p = \frac{\delta_p}{\delta_{pM}} \quad e_T = \frac{E_T}{E_{TM}} \quad (2)$$

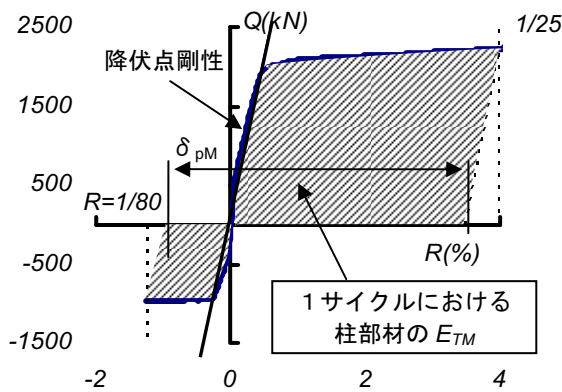


(a) 柱部材の $E_T - \delta_p$

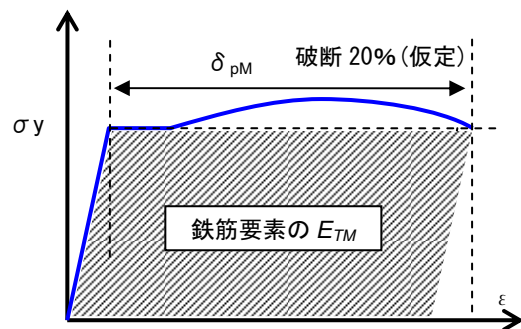


(b) 鉄筋要素の $E_T - \delta_p$

図-9 柱部材および鉄筋要素の E_T と δ_p の設定（右側柱部材 JMA-Kobe 75cm/sec 時）



(a) 1 階柱部材のせん断力と変形



(b) 鉄筋要素の概念図

図-10 E_{TM} と δ_{pM} の仮定

ここに、 e_T ：吸収エネルギーの無次元化量、 d_p ：最大塑性振幅の無次元化量、 γ ：疲労寿命特性に応じて定まる指数、 δ_p 、 E_T ：動的解析で得られた塑性振幅および累積エネルギー（図-9 参照）、 δ_{pM} 、 E_{TM} ：1 サイクルで耐力限界に至る場合の塑性振幅および累積エネルギー（図-10 参照）

ここで、限界曲線を決定するために必要な 1 サイクルで耐力限界に至る場合の塑性振幅 δ_{pM} および履歴吸収エネルギー E_{TM} は次のように仮定した。柱部材の δ_{pM} は、対象建築物に対応する 1/2.5 縮小試験体を用いた仮動的実験³⁾では、JMA Kobe NS 成分 ($V_{max}=90.6\text{cm/sec}$) 入力時に 1 階柱部材の最大変形角が正側 $R=1/24$ 、負側 $R=1/80$ までの復元力特性が得られていることを考慮して、図-10(a)のように、これらの正負の変形量の合計から降伏時の変形を差し引いたものとした。なお、柱部材の E_{TM} は、図-10(a)のハッチ部分に示す履歴面積とした。

鉄筋要素の δ_{pM} は、図-10(b)のように鉄筋の一方方向単調載荷時の破断ひずみに相当する値とし、ここでは20%とした。 E_{TM} については、図-10(b)のように δ_{pM} を設定する際に仮定した応力-歪度関係の骨格曲線が描く面積から弾性ひずみエネルギーを除いた値とした。

なお、本検討における柱部材および鉄筋要素の最大塑性振幅 δ_{pM} の仮定の妥当性については、限界曲線に用いる指数 γ と合わせて、実験等により詳細な検討を要する。

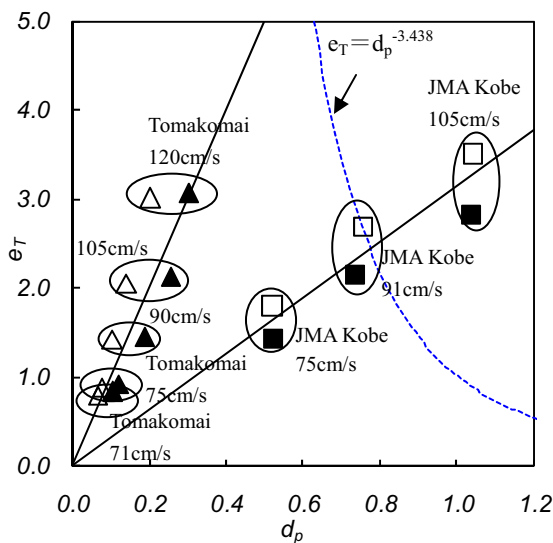
5.2 最大変形と履歴吸収エネルギーとの相互関係

図-11 に動的解析による柱部材の e_T-d_p 関係を示す。図中の記号は、■および□が JMA Kobe で、▲および△が苫小牧位相であり、それぞれ左側柱および右側柱を示す。また、図中の点線は、参考値として(1)式中の $\gamma=-3.438$ とした限界曲線であり、実線は、両地震波の傾向を表現したものである。

柱部材の e_T-d_p 関係では地震波の Vmax の上昇に伴い、ほぼ直線的にエネルギーおよび変位ともに増加する傾向にある。また、両地震波の比較では、JMA Kobe に比べ継続時間が長い苫小牧位相の方が e_T-d_p 関係の分布勾配が高くなっている。JMA Kobe では、Vmax = 90.6cm/sec の場合の右側柱の e_T-d_p 関係がほぼ限界曲線上にあり、耐力限界に達したと判定される。これに対して苫小牧位相では、Vmax = 120cm/sec の場合の e_T-d_p 関係が限界曲線より下方にあり、耐力的に余裕がある。

MS モデルの設定では、柱断面を5分割しており、その中でひずみと吸収エネルギーが最大となる最外縁に存在する鉄筋要素の e_T-d_p 関係を図-12 に示す。図中には前項の設定による限界曲線として(1)式における $\gamma=-1.0$ とした曲線を太線で示す。

鉄筋要素の e_T-d_p 関係は、柱部材と同様に、地震波の



※記号の白抜き□△が右側柱，■▲が左側柱

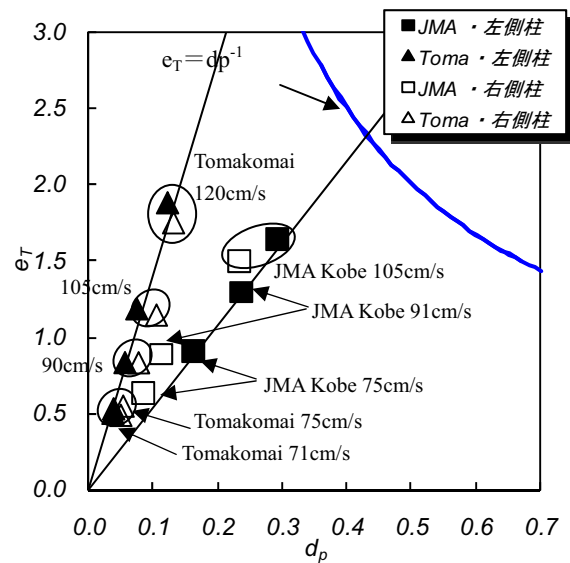
図-11 柱部材の e_T-d_p 関係

Vmax に応じてほぼ直線的に分布し、苫小牧位相の方が JMA Kobe に比べ、分布勾配が高くなっている。ただし、鉄筋要素では JMA Kobe の Vmax = 105cm/sec の場合にも e_T-d_p 関係は限界曲線より下方にあり、十分な耐力的余裕を有している。したがって、RC 部材の耐力限界は、主にコンクリートの地震による損傷に依存していると言える。ここで、RC 部材の耐力限界は累積エネルギーに対して鈍感であり、主として最大変形に支配されるという経験的事実に対する説明となる知見が得られたと考えられる。

6. まとめ

6層 RC ピロティ建築物を対象として、最大応答と累積エネルギーをパラメータとした終局耐震性評価を行った。以下に結果を要約する。

- (1) RC 柱部材において、波の特性が異なる地震波における限界変形と累積エネルギーとの相互関係を導くことが出来た。
- (2) 本検討による仮定においては、RC 部材が耐力限界に達する時点で主筋にはかなりの耐力的な余裕度があり、耐力限界は主にコンクリートの地震による損傷によって決まる。
- (3) RC 部材の耐力限界は、累積吸収エネルギーに依存せず、ほぼ最大応答変形によって決まることが考えられる。
- (4) 構造部材の限界曲線に用いる指数 γ および最大塑性振幅 δ_{pM} の妥当性については、実験等により詳細な検討を要する。さらに、建築物全体としての限界曲線の設定についても、今後の課題である。



※記号の白抜き□△が右側柱，■▲が左側柱

図-12 鉄筋要素の e_T-d_p 関係

参考文献

- 1) 三宅辰哉:耐震設計規範としての最大応答と累積応答の関係に関する考察,日本建築学会構造系論文集,第599号,2006.01
- 2) Jianhua Gu, Norio Inoue, Akenori Shibata: Inelastic Analysis of RC Member Subjected to Seismic Loads by Using MS Model, Journal of Structural Engineering, Vol.44B, AIJ, pp.157-166, Mar. 1998
- 3) Kazuyuki MATSUMOTO, Hiroshi KURAMOTO, Toshimi KABEYASAWA and Toshibumi FUKUTA : SUB-STRUCTURE PSEUDO DYNAMIC TESTING ON REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH SOFT FIRST STORY,13th WCEE Vancouver, B.C., Canada August 1-6,2004