

論文 鉄筋コンクリート造ピロティ架構を対象とした瞬間最大入力エネルギーに基づく地震応答推定に関する研究

菅野 秀人*¹・寺本 尚史*²・西田 哲也*³・小林 淳*⁴

要旨: ピロティ層にダンパーを設置した柱内法高さの異なる2種類の鉄筋コンクリート造ピロティ架構のサブストラクチャ擬似動の実験を通して、地震応答性状の検討ならびに瞬間最大入力エネルギーに基づく応答推定を試みた。ピロティ架構のエネルギー応答性状では、瞬間最大入力エネルギーと最大応答変位との間に高い相関関係がみられた。瞬間最大入力エネルギーに基づく地震応答推定を行った結果、実験での最大応答変形をおおむね推定することができた。

キーワード: ピロティ架構, サブストラクチャ擬似動の実験, エネルギー応答, 地震応答推定

1. はじめに

建物の1階部分に壁を設けず柱だけのオープンスペースとするピロティ建築は、その建築計画的な利便性から需要が高い。しかし一般にピロティ階の水平剛性は上層階に比べて低くなる傾向があり、大地震時に損傷集中が生じやすく、大地震における特徴的被害のひとつにあげられている。筆者らはこれまでに鉄筋コンクリート(RC)造ピロティ架構の地震時挙動の解明を目的に、サブストラクチャ・オンライン実験システムを利用した実験的検討を行った^{1)~4)}。その検討において、ピロティ架構の地震被害を低減する方法として、ピロティ階がソフトストーリーとなっていることを利用し、変形をソフトストーリーに集中させて、ダンパーなどのエネルギー吸収部材などを用いて積極的にエネルギー吸収を行う方法に着目した。既報¹⁾ではダンパーを設置したRC造ピロティ架構を対象とし、1階側柱2本と制振ダンパーを試験体とした3体同時加力によるサブストラクチャ擬似動の実験を行い、その地震応答性状について検討を行い、比較的大きな地震動レベルとその後の余震動に対して、鋼材ダンパーは振動抑制効果をよく発揮できること、またエネルギー応答性状について、瞬間最大入力エネルギーと最大応答変形には相関が確認できることなどの知見を得た。瞬間最大入力エネルギーは中村ら⁵⁾によって主に1質点系を対象に検討がなされており、RC造のようにコンクリートのひび割れ等に起因する剛性低下を含んだ非線形挙動を示す架構に対して、地震時の最大応答変位は総入力エネルギーよりも地震応答経過中の瞬間的な入力エネルギーの方が相関性がよいとの知見が得られている。筆者らはこの瞬間最大入力エネルギーに基づく地震

最大応答推定手法をさらに発展させ、最大応答変形が生じる半サイクル前のピーク変位を考慮した応答推定手法を提案している^{6),7)}。

本研究は、この応答推定手法の妥当性について実験的検証を行うことを目的とする。既報¹⁾で実施したRC造ピロティ架構のサブストラクチャ擬似動の実験に加え、その際に製作したRC造柱に腰壁と垂壁を増設して柱の内法高さを変更した試験体を製作し、同様のサブストラクチャ擬似動の実験を行った。それら実験結果に基づきRC造ピロティ架構を対象とした瞬間最大入力エネルギーに基づく最大応答変形の推定を試みた。

2. 実験方法

本研究で設定したRC造ピロティ架構を図-1に示す。架構は6層1スパン(9m)で、1階は耐震壁のない純ピロティとなっており、上層には厚さ150mmの連層耐震壁を配置した。ピロティ層には鋼材ダンパーを設置した。本研究では、鋼材ダンパーは主フレーム構面内にシアリンクする直接接合を仮定し、さらに取付部材の剛性はピロティ層の剛性に対して十分に剛であるものとした。

全体架構のうち1階の両側RC造柱2本と鋼材ダンパー1体を試験体とした3体同時加力によるサブストラクチャ擬似動の実験を実施した。RC造柱試験体の断面諸元を表-1に示す。試験体の縮尺は3/8で、断面寸法は300×300mmである。既報¹⁾ではこの内法高さを1,050mmとして検討した。本報では、ピロティ柱の可撓域の短いモデルを作成するため、この試験体に腰壁、垂壁を増設し、柱内法高さを調節した。試験体の配筋図を図-2に示す。なお本報では以後、既報¹⁾で述べた内法

*1 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 准教授 博士(工学)(正会員)

*2 秋田工業高等専門学校 環境都市工学科 准教授 博士(工学)(正会員)

*3 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授 博士(工学)(正会員)

*4 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授 博士(工学)(正会員)

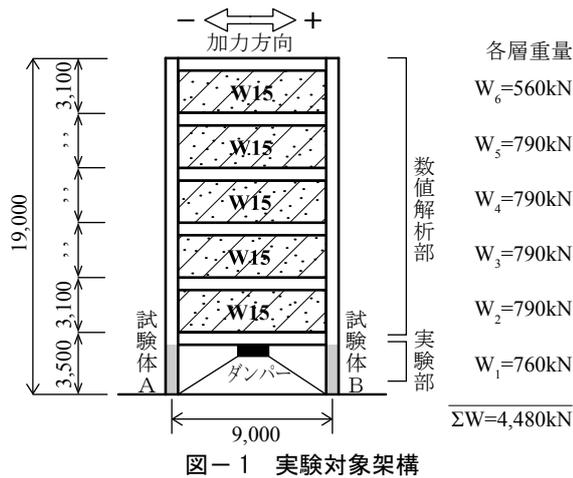


図-1 実験対象架構

表-1 RC 造柱試験体諸元

	断面寸法	300×300mm
	主筋 (p_l)	10-D13 (0.56%)
	せん断補強筋 (p_w)	4-S6@50 (0.85%)

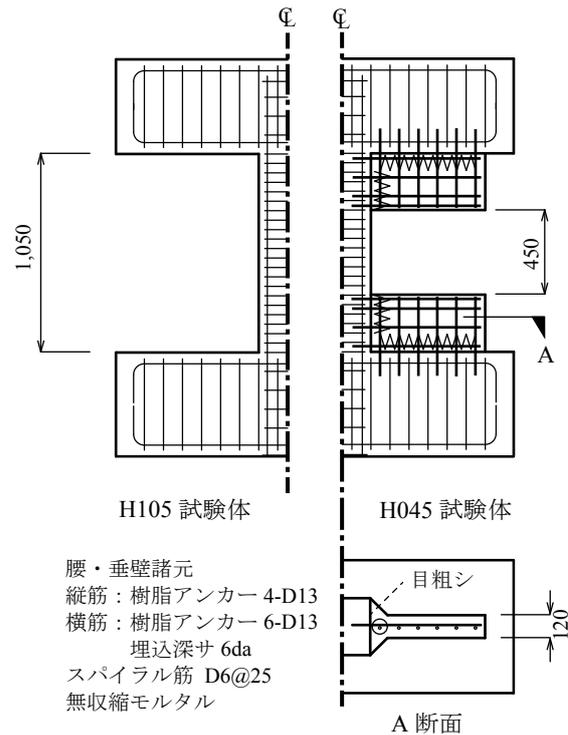


図-2 試験体配筋図

高さ 1,050mm の試験体を H105 試験体、腰壁、垂壁を増設し内法高さを 450mm とした試験体を H045 試験体と呼ぶ。同様に H105 試験体の実験を H105 試験、H045 試験体の実験を H045 試験と呼ぶ。

H045 試験体は、H105 試験体と同仕様の試験体に、あと施工で樹脂アンカー筋 (D13) を埋め込み、既存部との境界には直径 80mm のスパイラル筋 (D6@25) を配置し、無収縮モルタルを打設して高さ 300mm、厚さ 120mm の壁を増設した。このような壁の増設を 2 体の RC 造柱試験体に施し、既報と柱内法高さの異なる RC 造ピロティ架構とした。なお、柱の長期軸力は、どちらの試験体も軸力比 0.1 であり、正加力時の変動軸力は図-1 中の試験体 A が引張側、試験体 B が圧縮側となる。

鋼材ダンパーには低降伏点鋼 (SLY120) を用い、想定架構に対して実寸大のパネルダンパーとした。パネル寸法は 262×262mm、板厚は 6mm であり、これは H105 試験でのピロティ層の水平耐力の約 10% をダンパーが負担するものとした値である。H045 試験でも同様のせん断力負担率とするため、ダンパーが 2 基あるものとして、サブストラクチャ擬似的実験ではダンパー荷重を 2 倍して架構解析にフィードバックした。

材料試験から得られた各使用材料強度は、主筋 (SD295) およびせん断補強筋 (KSS785) の降伏強度がそれぞれ 377N/mm²、1,100N/mm²、コンクリートの圧縮強度が 38.8N/mm² (現場養生 4 週強度) で、パネルダンパー鋼材の降伏強度は 154N/mm² であった。

実験には既報¹⁾と同じサブストラクチャ・オンライン実験システムを用いた。全体架構解析により求めた 1

階側柱柱頭部の水平変位、回転角、軸変形を加力装置を用いて RC 造柱試験体に強制し、そこで得られた復元力を、試験体の縮小率を考慮して $(8/3)^2$ 倍して、架構解析にフィードバックするものである。また鋼材ダンパーは、せん断加力装置を用いて水平変形のみを強制し復元力を得ることとした。したがってダンパーにはピロティ架構の全体曲げによる影響が考慮されていない。これは実験システムの制約に依るものである。

2 階以上の連層壁部分の解析モデルには、両側柱付き耐震壁として MS モデルを採用した。なお、境界梁は十分剛なものと仮定して架構解析を行った。数値積分は文献²⁾と同じく OS 法を用い、時間刻みは 0.01 秒とした。粘性減衰はレーリー型 ($h=0.03$) とした。

入力地震波は、スペクトル特性において固有周期の影響が応答性状に大きく反映しないケースを検討するため告示波を採用した。位相特性には El Centro (1940) NS 観測波を使用した。継続時間 60 秒の模擬地震波を作成し、実験では主要動部分を含む 7 秒間の波形を抜き出して入力地震動とした。最大地動速度 50cm/s に基準化した入力地震動波形を図-3 に示す。入力地震動レベルは表-2 のように最大地動速度を基準化して設定することとし、H045 試験では、すでに実施済みの H105 試験において、弾性～ひび割れ前後の応答レベルであった RUN1 と、降伏前後の応答レベルであった RUN3 と同程度となるように 2 段階 (RUN1:50cm/s、RUN2:150cm/s) の実験を行った。

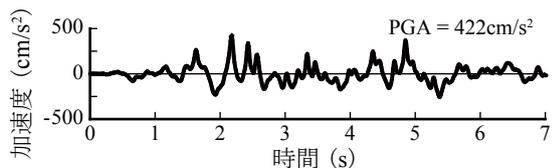


図-3 入力地震動波形（最大地動速度 50cm/s の場合）

表-2 入力レベル（最大地動速度）

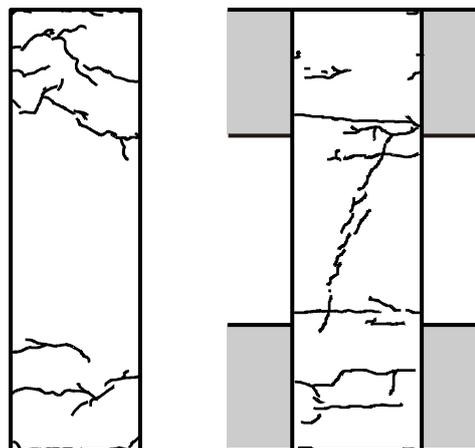
H105 試験 ¹⁾	RUN1	RUN2	RUN3
	25cm/s	50cm/s	75cm/s
H045 試験	RUN1	X	RUN2
	50cm/s		150cm/s

3. 実験結果の概要

実験結果の一例として H045 試験の各 RUN と、H105 試験で応答の最も大きい RUN3 のピロティ層の層せん断力-変位関係を図-4 に示す。図-5 には、試験体 A の最終ひび割れ状況を示す。なお、以後の検討においては、すべて想定架構の実大スケールとして扱うため、RC 造柱試験体の実験計測値は、変位を 8/3 倍し、応力度の相似率を 1 として荷重は $(8/3)^2$ 倍して表記する。

H045 試験の RUN1 では、柱の腰壁、垂壁高さ位置に曲げひび割れが確認された。さらに RUN2 では、ピロティ層の最大層せん断力は 4,000kN（ベースシア 0.9 相当）に達しており、H105 試験（ベースシア 0.55 相当）と比較して大きい水平力となった。また RUN2 では柱内法部分にせん断ひび割れが発生し、柱中央部のせん断補強筋のひずみは 2,500 $\mu\epsilon$ 程度に達した。なお、せん断補強筋には高強度鉄筋（KSS758）を使用しており、降伏には至っていない。また H045 試験体は、腰壁上端、垂壁下端位置の主筋に歪みゲージを貼付していなかったため、主筋の降伏を計測では確認することができなかった。また図-5 の H045 試験体のひび割れ状況は、腰壁、垂壁高さ内においても柱に曲げひび割れが確認できる。このひび

割れ位置から、腰壁、垂壁による剛域は柱内法端部から壁高さの 3/5（試験体スケールでおよそ 180mm）壁側に入った位置までであり、柱可撓高さは 2,200mm（試験体スケールで 825mm）程度と推察される。なお、実験後に行った柱可撓高さをパラメータとした数値解析による検討においても、柱可撓高さを 2,200mm とした場合が実験結果を最もよく再現できることを確認している。



H105 (RUN3 終了時) H045 (RUN2 終了時)

図-5 最終ひび割れ状況（試験体 A）

既往の研究^{3),8)}より、ピロティ架構はピロティ層に変形が集中する振動モードとなるため高次モードの影響が比較的小さいとされている。図-6 には、各 RUN における最大層間変形分布、最大外力分布を示す。これらよりどちらの試験もピロティ層に変形が集中しており、最大外力分布もおおむね等分布となるピロティ架構特有の傾向を示している。ただし H105 試験 (RUN3) と H045 試験 (RUN2) の最大層間変形を比較すると、ピロティ層の最大層間変形はほぼ同等であるが、上層の応答は H045 試験の方がやや大きい。これは、H045 試験のピロティ層の耐力、剛性が H105 試験と比較して大きいため、相対的に上層の応答が大きくなったものと考えられる。

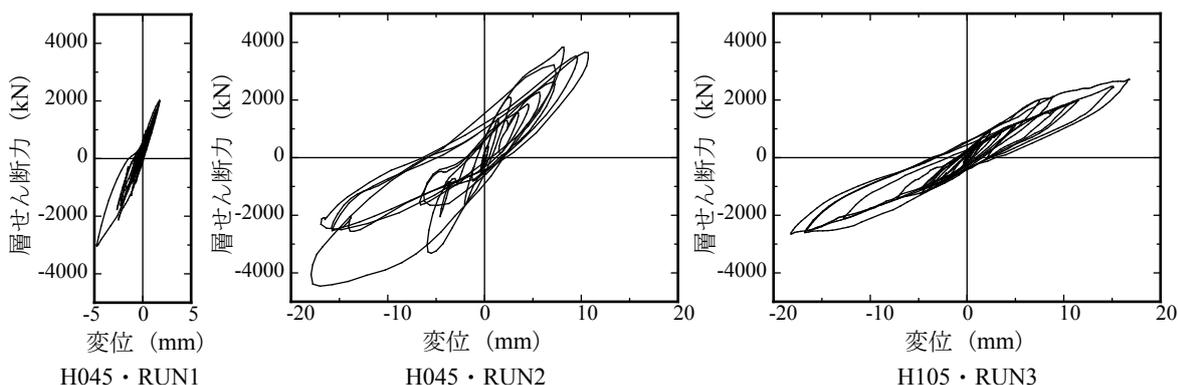


図-4 層せん断力-変位関係

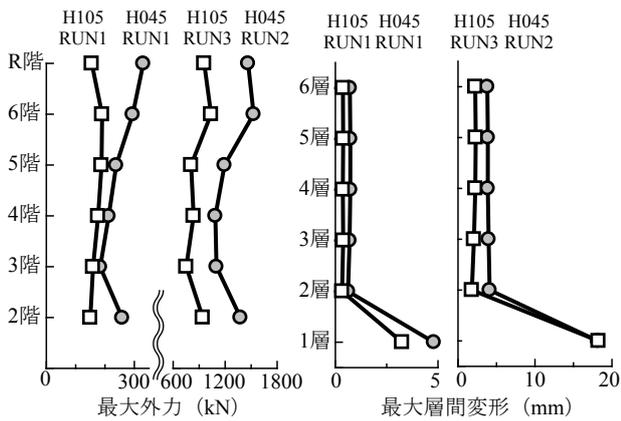


図-6 最大外力，最大層間変形分布

4. エネルギー応答性状

実験結果を踏まえて，応答推定の観点からピロティ架構のエネルギー応答性状について検討した。ピロティ架構のエネルギー応答をピロティ柱の水平変形による履歴吸収エネルギー，軸変形による履歴吸収エネルギー，上層連層壁の水平変形による履歴吸収エネルギー，粘性減衰による吸収エネルギー，そしてダンパーの履歴吸収エネルギーに分けて検討した。ここで，地震動入力エネルギーは地盤に対する各層の相対速度と各層質量を用いて次式のように定義した。

$$E_I(t) = - \int_0^t \{\ddot{x}_0\}^T [M] \{\dot{x}\} dt \quad (1)$$

$t = 0 \sim T$ T : 地震動の継続時間

E_I : 地震動入力エネルギー $\{\ddot{x}_0\}$: 地動加速度

$[M]$: 質量マトリクス $\{\dot{x}\}$: 相対速度

地震時のエネルギー応答について中村ら⁵⁾は，瞬間的なエネルギーの釣合に着目した検討を行っている。本研究では文献⁵⁾を参考に，瞬間入力エネルギー (ΔE) をピロティ層の応答速度が 0 から再び 0 になるまでの半サイクル時間 (Δt) に入力されるエネルギーと定義して検討を行った。

図-7 に H045 試験の RUN2 における，ピロティ層の変位，瞬間入力エネルギー，そして入力エネルギーの時刻歴を示す。なお，当該図中の瞬間入力エネルギー時刻歴については，縦軸を半サイクル時間で除した ($\Delta E/\Delta t$) 値としており，各矩形の面積が当該半サイクルでの瞬間入力エネルギーを表している。これを見ると，瞬間入力エネルギーが大きな値を示している時刻で応答変位も大きくなっていることが確認できる。さらに最大応答変位が生じる半サイクルでの瞬間入力エネルギーが最大の値 (以後，瞬間最大入力エネルギー ΔE_{max} と呼ぶ) となっている。図-8 には，H045 試験，H105 試験の各実

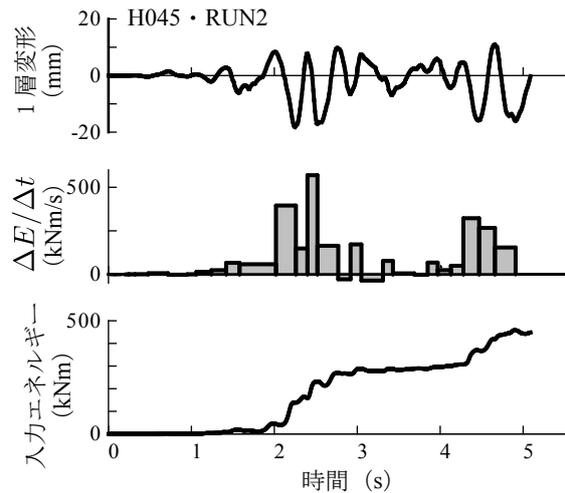


図-7 ピロティ層の変位とエネルギー応答時刻歴

験において，ピロティ層の応答変位が更新された時の変位ピーク値と瞬間入力エネルギーの相関を示す。どちらの試験においても，瞬間入力エネルギーと応答変位との間には高い相関があることが確認できる。このことは，既往の文献⁵⁾でも報告されており，本実験においても同様の結果が得られていることが確認できる。すなわち，地震応答経過中で大きな変形を生じさせるようなエネルギー入力の激しさを表す瞬間入力エネルギーは，最大応答値の評価に対して有用であると解釈できる。

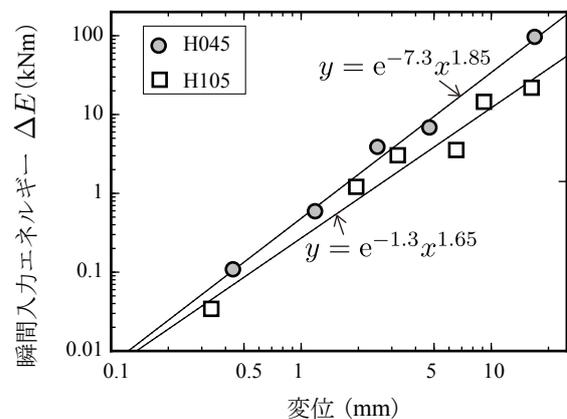


図-8 応答変位と瞬間入力エネルギーの関係

瞬間最大入力エネルギーに対し，架構応答による消費エネルギーの割合を検討する。図-9 には，各 RUN における瞬間最大入力エネルギーに対する，架構およびダンパーの各履歴吸収エネルギーならびに粘性減衰による吸収エネルギーの割合を示す。これを見ると入力された瞬間入力エネルギー全体のうち，ピロティ柱の水平方向の履歴吸収エネルギーの割合は，40%～60%となっている。H045 試験では，応答レベルの小さい RUN1 において上層連層壁の履歴吸収エネルギーの割合が他ケース

と比較して大きい結果となった。これは、H105 試験よりもピロティ柱の可撓長さが短く、耐力と剛性が増大したことで、上層連層壁との剛性、耐力のアンバランスが相対的に解消し、上層の応答（損傷）が大きくなったと考えられる。一方で RUN2 では、ピロティ柱の損傷が進行したことで、ピロティ層に損傷が集中するようになり、相対的に上層連層壁の履歴吸収エネルギーの割合が RUN1 よりも小さくなったと考えられる。なお、H045 試験でも上層連層壁は降伏耐力には至っていない。

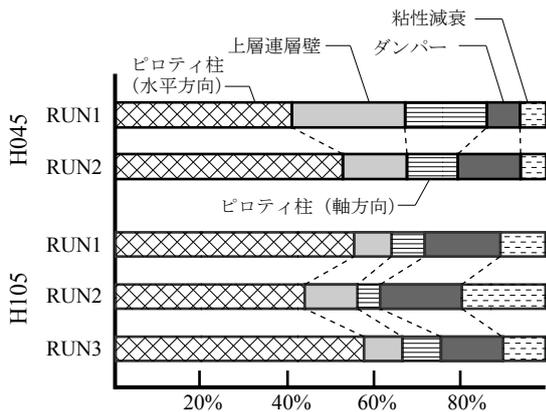


図-9 ΔE_{max} に対するエネルギー吸収割合

5. 瞬間最大入力エネルギーによる最大応答値の推定

著者らはこれまでに地震応答スペクトルから最大応答変位を簡便に推定する手法として、瞬間最大入力エネルギー ΔE_{max} に着目して検討してきた^{6),7)}。本報では、この推定手法を前述までの実験におけるピロティ層の最大応答変形の推定に適用する。この推定法は、架構に入力される瞬間最大入力エネルギー ΔE_{max} と、架構の履歴形状から算出される履歴吸収エネルギーを関連づけて最大応答変形を推定するものである。

既往の研究⁵⁾では、 ΔE_{max} の周期特性 (ΔE_{max} スペクトル) は減衰定数 10% の弾性系と減衰定数 3% の弾塑性系でよく似た性状であることを示している。また文献⁶⁾では、減衰定数 10% の弾性系について速度換算した ΔE_{max} スペクトルと擬似速度応答スペクトルはほぼ一致し、弾性周期を弾塑性系の等価周期に読み替えることで、弾塑性系まで拡張した ΔE_{max} スペクトルを推定できる知見を得ている。本報では、架構の応答変位に応じた割線剛性より等価周期を算出し、塑性率 1 以下ではその 0.9 倍、塑性率 2 以上ではその 0.75 倍、塑性率 1~2 ではその直線補間した係数倍した値を用いた。推定される ΔE_{max} のうち、ピロティ柱で履歴吸収されるエネルギーの割合は、図-9 の結果を鑑みて、平均的な値として一律 50% を仮定した。なお、推定された ΔE_{max} スペクトルは等価周期の関数としているため、架構の変位（塑性率）と等価周期の関係より、 ΔE_{max} を変位の関数で表す。

履歴吸収エネルギーを求めるピロティ層主架構（鋼材ダンパーは除く）の復元力特性は、履歴面積を比較的簡便に求めるため既往の検討⁶⁾と同様に、図-10 と図-11 に示すような 4 折れ線のスケルトンモデルとした。各折れ点は、第 1, 3 折れ点は瞬間剛性の変化率より求め、第 2 折れ点は、第 1, 3 折れ点区間で実験結果の履歴曲線と履歴面積が等しくなるように求めた。H045 と H105 のどちらも除荷時剛性は降伏 ($\mu=1$) 以前は原点指向型、降伏以降は剛性低減型とし、復元力が 0 となった時点で最大点に指向するモデルとした。

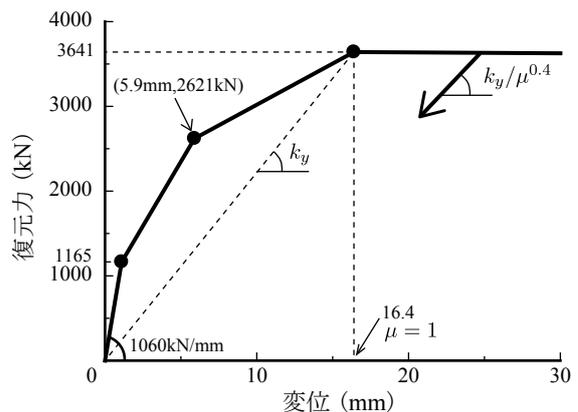


図-10 ピロティ主架構の復元力特性 (H045)

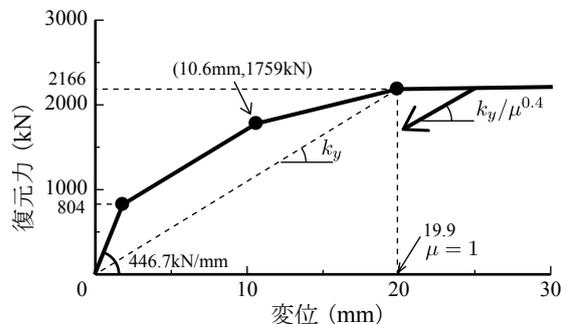


図-11 ピロティ主架構の復元力特性 (H105)

応答半サイクル間の履歴吸収エネルギーを見積もるためには、 ΔE_{max} が入力される半サイクルでの 2 つの変位ピーク値の比（以後、振幅比と呼ぶ）を推定する必要がある。ここで、振幅比が 1 に近い応答とは両振幅型に近い性状、振幅比が 0 に近い応答とは片押し型に近い履歴形状を意味する。振幅比については、入力地震働、応答レベルによるばらつきが大きく、文献⁵⁾では 0.5 と仮定して検討しており、また文献⁶⁾ではおおむね 0.6 から 0.8 に分布するとしている。また文献⁶⁾では、振幅比の平均的な値を前述の ΔE_{max} スペクトルを用いて次式により推定することを試みている。ただし、ここでの振幅比の上限は 0.8 としている。

$$\text{振幅比} = \begin{cases} \frac{0.3}{PGV} \cdot \frac{V_{\Delta E_{\max}}}{T_{eq}} & (T_{eq} \leq 0.6) \\ \frac{1}{2PGV} \cdot V_{\Delta E_{\max}} & (T_{eq} > 0.6) \end{cases} \quad (2)$$

PGV : 地動最大速度 (m/s) T_{eq} : 等価周期 (s)
 $V_{\Delta E_{\max}}$: ΔE_{\max} スペクトルの速度換算値 (m/s)

本研究では、この ΔE_{\max} スペクトルを用いた推定式を採用する。これにより振幅比がスペクトル（等価周期の関数）として与えられる。そしてこの振幅比より履歴形状が決定し、 ΔE_{\max} が入力される半サイクルでの履歴消費エネルギーを算出することが可能となる。前述のとおり各変位に対応した割線剛性より求まる変位と等価周期の関係から、履歴消費エネルギーを変位の関数で表すことができ、以上により、架構に入力される瞬間最大入力エネルギーと架構の履歴吸収エネルギーを変位の関数として表し、2つのグラフ上の交点が本推定手法での最大応答推定点となる。

図-12には両試験の各RUNで推定された ΔE_{\max} スペクトルと履歴吸収エネルギーを、実験結果の最大応答値とともに示す。なお、図中の縦軸は速度換算値で表す。これらを見ると応答推定点は、実験結果とよい対応を示していることがわかる。ただし、H045試験のRUN1についてはやや推定誤差が大きい結果となっている。

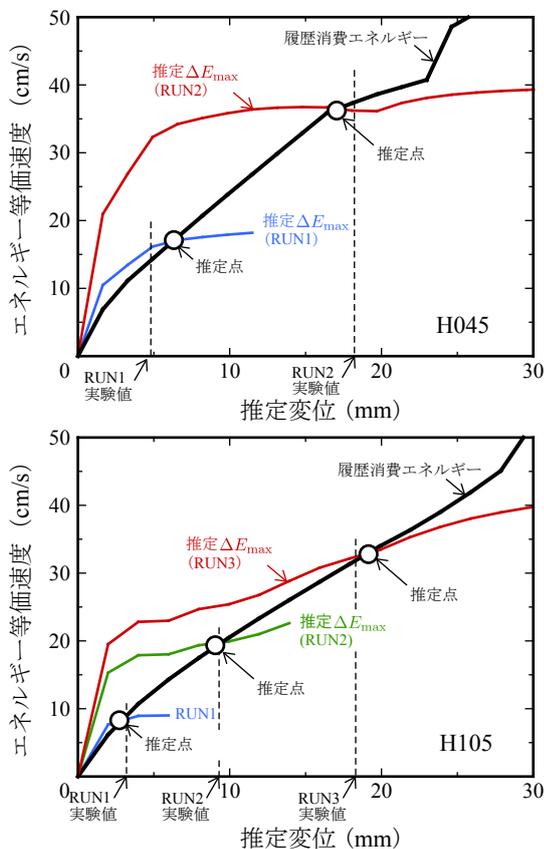


図-12 応答推定結果

6. まとめ

ピロティ層にダンパーを設置した柱内法高さの異なる2種類のRC造ピロティ架構のサブストラクチャ擬似動の実験結果より、地震応答性状の検討と瞬間最大入力エネルギーに基づく応答推定を試みた。両架構ともピロティ特有の応答性状を示し、エネルギー応答性状では、瞬間最大入力エネルギーと最大応答変位との間には高い相関関係が確認された。瞬間最大入力エネルギーに基づく応答推定については、ピロティ柱が履歴吸収するエネルギーの割合や振幅比等についてさらに詳細な検討が必要だが、今回はおおむね実験結果とよい対応を示した。

謝辞

本研究の一部は、科学研究費補助金（課題番号25420586）の助成を受けています。また低降伏点鋼（SLY120）は、(株)免制震デバイス、住金関西工業（株）にご協力を頂き、住友金属工業（株）より材料提供を頂きました。ここに付記し謝意を表します。

参考文献

- 1) 菅野秀人ほか：鋼材ダンパーを設置した6層鉄筋コンクリート造ピロティ架構のサブストラクチャ擬似動の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.763-768，2012.7
- 2) 寺本尚史ほか：サブストラクチャ擬似動の実験手法を用いた12層RC架構1階側柱の2体同時加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.2，pp.217-222，2006.7
- 3) 郡司康浩ほか：12層RC造ピロティ建築物の1階側柱を対象としたサブストラクチャ擬似動の実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.3，pp.181-186，2008.7
- 4) 菅野秀人ほか：パルス波入力による鉄筋コンクリート造ピロティ架構のサブストラクチャ擬似動の実験，日本建築学会大会，C-2，pp.545-555，2013.8
- 5) 中村孝也ほか：瞬間入力エネルギーによる地震動の破壊特性評価と応答変形の推定，日本建築学会構造系論文集，No.513，pp.65-72，1998.11
- 6) 榛葉亮太ほか：鉄筋コンクリート造建築物を対象とした履歴性状に着目した地震応答推定手法に関する検討，構造工学論文集，Vol.58B，pp.67-72，2012.4
- 7) 菅野秀人ほか：RC造ピロティ架構に対する瞬間最大入力エネルギーと最大応答値の推定，日本建築学会大会，B-2，pp.719-720，2012.9
- 8) 中塚善博ほか：6層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャ仮動の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1303-1308，2003.7