

論文 鉄筋コンクリート造部材を用いた制震装置の開発

杉本 訓祥*1・増田 安彦*2・江戸 宏彰*2

要旨:鉄筋コンクリート造部材を用いた間柱型制震装置を開発した。開発した制震装置の逆対称荷重下における耐力・変形性能の確認実験を行った。実験は施工方法や補強方法などを実験変数として2シリーズを行い、期待通りの性能を持つことを確認した。さらに、解析により履歴特性を評価し、架構への適用性を検討した。

キーワード:制震装置, 靱性能, 鉄筋コンクリート, プレキャスト

1. はじめに

建築構造物の耐震性能を高める目的で、鉄筋コンクリート製プレキャスト部材を用いた制震装置(以下RCダンパーと呼ぶ)を開発した。本研究では、RCダンパーの耐力・変形性能を確認するため、実大スケールのRCダンパー試験体の曲げせん断実験を行った。さらに、解析により履歴特性を評価し、架構への適用性を検討した。

2. RCダンパーの概要

RCダンパーの概要と各部の名称を図-1に示す。同図は高靱性柱を3本とした例である。RCダンパーは、上下の壁部分(スタブ)と、スタブに挟まれた複数の高靱性柱とからなる。スタブ部分は架構との取り付け部であり、エネルギー吸収部分である高靱性柱と比較して剛強とする。

RCダンパーは図-2に示すように架構に組み込む。スタブがあることで、層間変形が高靱性柱部分に集中するため、架構の変形レベルが小さい段階に降伏し、ダンパーとしての機能を発揮する。

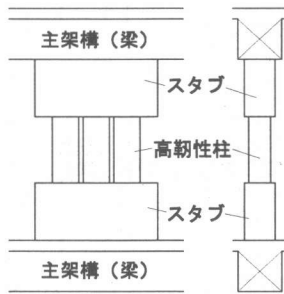


図-1 RCダンパーの概要

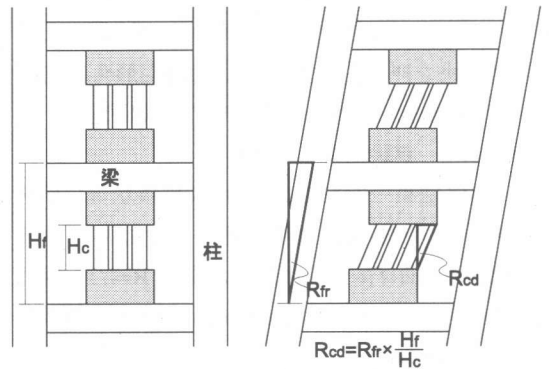


図-2 RCダンパーと架構の関係

3. 性能確認実験

本研究では、実大スケールのRCダンパーに対し、2シリーズの静的載荷実験を行った。

シリーズ1では、架構の層間変形が1/50~1/33程度まで高靱性柱の靱性を保証できること、また、履歴性状が容易にモデル化できるように安定していること、さらにスタブが十分に剛強であることを検証するとともに、PCa化した場合を想定し、組立方法によらず必要な性能を確保できることを確認することを目的として曲げせん断実験を行った。¹⁾

シリーズ2では、シリーズ1に比べ、RCダンパーの耐力を向上させるとともに、より小さい層間変形で高靱性柱を降伏させることを目的とし、シリーズ1に対して高靱性柱断面および柱高さなどを変更した試験体に対して、曲げせん断実験を行った。

*1 (株)大林組 設計本部 修(工) (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所 工博 (正会員)

3.1. 実験シリーズ1

3.1.1. 実験方法

試験体諸元を表-1に、材料特性を表-2に、基準試験体 A-RC の配筋詳細を図-3に示す。また、他の2体について、組立方法を含めて図-4に示す。試験体は、一体打ち(A-RC)、水平圧着による組立(A-PCH)、および上下圧着による組立(A-PCV)の3体とし、高靱性柱断面は全て等しくした。

加力は、上下の梁を平行に保つ曲げせん断加力とし、定軸力740kN(軸力比0.1)を与えた。載荷は、層間変形角(=R)±1/1000で1回、±1/500および図-6に示す各変位で2回ずつ繰り返した後1/25まで押し切ることとした。層間変形角は階高(=2700mm)に対する水平変形で定義した。

3.1.2. 実験結果

実験結果一覧を表-3に、最終破壊状況の例を図-5に、荷重-変形関係を図-6に示す。いずれの試験体も曲げ降伏後に圧壊が生じ、R=1/30以上の変形まで最大耐力の80%以上を維持し、安定した履歴ループを描いた。

た履歴ループを描いた。

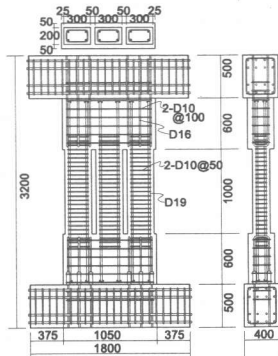
降伏・最大耐力の計算値は、平面保持を仮定した断面解析により求めたが、実験結果とよい対応を示した。鉄筋の応力度-歪度関係はバイリニア、コンクリートはKent-Parkの方法²⁾でモデル化した。

表-1 試験体諸元(シリーズ1)

試験体	高靱性柱			高靱性柱-スタブ間	スタブ-梁間
	断面	主筋	帯筋		
A-RC	(B×D)			一体打ち	スリーブ
A-PCH	200×300×300	4-D19	2-D10 @50mm	水平 PC による組立	ジョイント+グラウト
A-PCV	3本柱	$p_g = 1.91\%$	$p_w = 1.43\%$	一体打ち	鉛直 PC による圧着

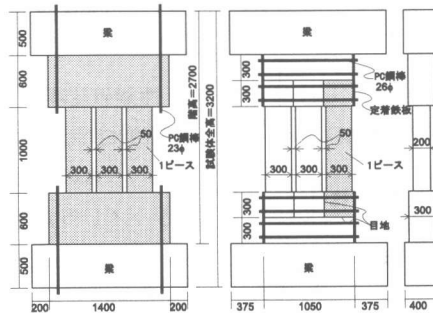
表-2 材料特性[N/mm²]

(a) コンクリート			(b) 鋼材			
試験体	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	呼び名	降伏強度	ヤング係数
A-RC	37.0	3.22	2.88×10^4	D10	340	1.86×10^5
A-PCH	36.9	2.79	2.83×10^4	D16	375	1.80×10^5
A-PCV	35.4	2.83	2.72×10^4	D19	371	1.88×10^5
				23φ(PC)	1160	2.00×10^5
				26φ(PC)	1170	2.00×10^5



A-RC

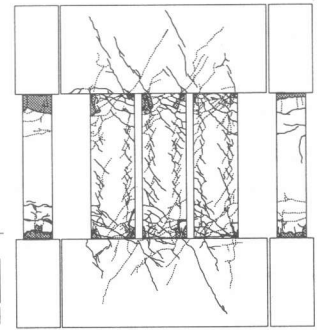
図-3 試験体配筋詳細



(a) A-PCV

(b) A-PCH

図-4 試験体形状と組立方法



A-PCV(試験部のみ)

図-5 最終破壊状況

表-3 実験結果一覧

		A-RC	A-PCH	A-PCV
曲げひび割れ	実験	157	138	157
	計算(計/実)	166 (1.06)	166 (1.20)	165 (1.05)
主筋降伏	実験	451	472	471
	計算(計/実)	455 (1.01)	455 (0.96)	450 (0.96)
最大耐力	実験	484	500	499
	計算(計/実)	478 (0.99)	477 (0.95)	474 (0.95)

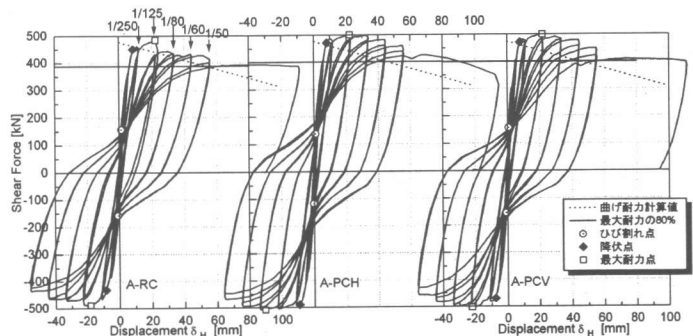


図-6 荷重-変形関係(シリーズ1)

3.2. 実験シリーズ2

3.2.1. 実験方法

試験体諸元を表-4に、材料特性を表-5に、また試験体の配筋詳細を図-7に示す。スタブ部に加えるプレストレスの種類を変数とし、圧着接合を想定した上下方向のプレストレスのほか、スタブの損傷をより少なくするために水平方向にもプレストレスを与えた。上下方向のみ(A2-PV)、水平方向のみ(A2-PH)、上下・水平の2方向(A2-PVH)にそれぞれプレストレスを与えた。高靱性柱の断面は軸方向の鉄筋に加え、D19を2本X型に配筋した。また、シリーズ1に比べて、せん断補強筋量を増やし、拘束効果を増した。載荷履歴はシリーズ1と同様としたが、軸力は632kN(軸力比0.1)とした。高軸力下の耐力・変形性能を検討するため、A2-PHには4240kNの軸力(軸力比0.5)を与えた。

表-4 試験体諸元(シリーズ2)

	高靱性柱			上下 プレストレス	水平 プレストレス
	断面	主筋	帯筋		
A2-PVH	(B×D) 200×300	6-D19	4-D10 @40mm	2-26φ	4-15φ
A2-PV	300×2本柱	$p_g=2.43\%$	$p_w=3.55\%$	なし	なし
A2-PH				なし	4-15φ

表-5 材料特性 [N/mm²]

(a) コンクリート				(b) 鋼材		
試験体	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	呼び名	降伏強度	ヤング係数
A2-PVH	47.3	3.74	2.80×10^4	D10	364	1.89×10^5
A2-PV	47.4	3.62	2.79×10^4	D19	361	1.87×10^5
A2-PH	48.0	3.47	2.82×10^4	15φ(PC)	1148	2.01×10^5
				26φ(PC)	1162	2.00×10^5

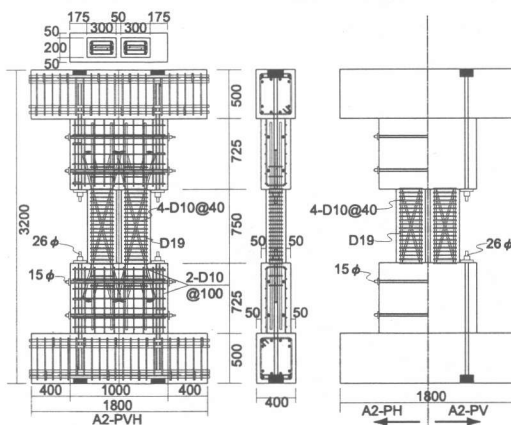


図-7 試験体配筋詳細

3.2.2. 実験結果

実験結果一覧を表-6に、最終破壊状況の例を図-8に、荷重-変形関係を図-9に示す。試験体A2-PVは主筋が引張降伏したあと、圧縮側コンクリートに圧壊が生じ、 $R=1/30$ 以上の変形まで最大耐力の80%以上の耐力を維持し、安定した履歴ループを描いた。A2-PVHについては、軸力載荷機器のトラブルにより $R=1/250$ のサイクルにおいて制御軸力632kNに対し一時的に910kN程度(軸力比0.16程度)まで上昇したものの、 $R=1/50$ のサイクルまでは最大耐力の80%以上の耐力を維持し、安定した履歴を描いた。高軸力を与えた試験体A2-PHは、主筋の圧縮降伏が先行した。最大耐力に達し、コンクリートの圧壊が生じたあと、 $R=1/125$ の変形サイクルのときに急激に耐力が低下し、軸力が保持できなくなるせん断圧縮破壊を生じた。

降伏・最大耐力の計算値は、シリーズ1と同様に、断面解析により求めた。高軸力を与えた試験体A2-PHでは、コンクリートの断面欠損を無視できないため、若干過大評価する傾向があるものの、実験結果とは比較的よい対応を示した。

表-6 実験結果一覧

		A2-PVH	A2-PV	A2-PH
曲げひび割れ	実験	176	137	431
	計算(計/実)	144 (0.82)	143 (1.04)	335 (0.78)
主筋降伏	実験	614	519	782
	計算(計/実)	603 (0.98)	540 (1.04)	850 (1.09)
最大耐力	実験	674	614	806
	計算(計/実)	639 (0.95)	573 (0.93)	850 (1.05)

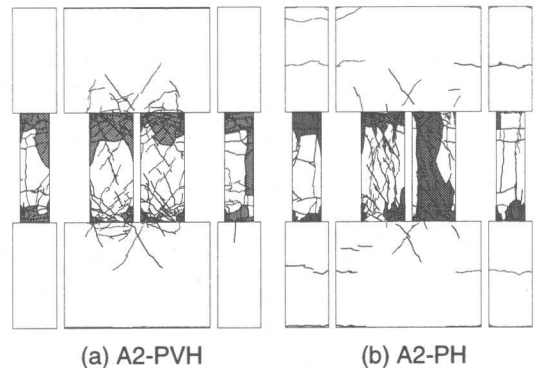


図-8 最終破壊状況

4. 実験結果の検討

4.1. 履歴特性

RC ダンパーの履歴性状を評価するために、部材モデルに置換する方法を検討した。間柱部材として、変動軸力が比較的小さいことを想定しているため、材端剛塑性ばねモデルによりモデル化した。モデル化の概念を図-10に示す。上下の梁間を1本の線材モデルに置換した。スタブ部は、剛域とし、高靱性柱部を弾性とし、高靱性柱フェースに剛塑性ばねを設けた。

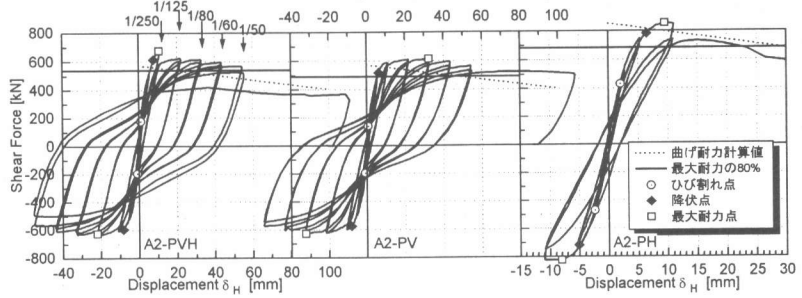


図-9 荷重-変形関係(シリーズ2)

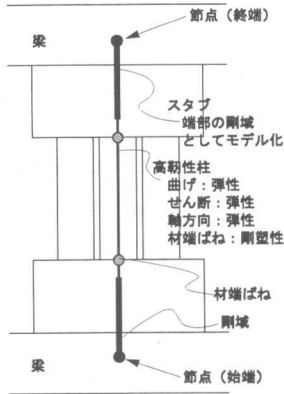


図-10モデル化の概念図

スケルトンカーブは、トリニアとし、初期剛性は式(1)により与えた。降伏点変形は曲げ変形および主筋の抜け出しによる回転変形を考慮して式(2)により与えた。また、履歴ルールは TAKEDA モデル³⁾を用いた。

$$\frac{1}{K_e} = \frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s} \quad (1)$$

$$\frac{1}{K_f} = \frac{h_o^3}{12 \cdot E \cdot I}, \frac{1}{K_s} = \frac{\kappa \cdot h_o}{G \cdot A}$$

ここで、 K_e :初期剛性、 K_f :曲げ剛性、 K_s :せん断剛性、 h_o :柱高さ(内法高さ+柱せいの1/2)、 I :断面二次モーメント、 E :ヤング係数、 G :せん断弾性係数、 κ :形状係数(=1.2)

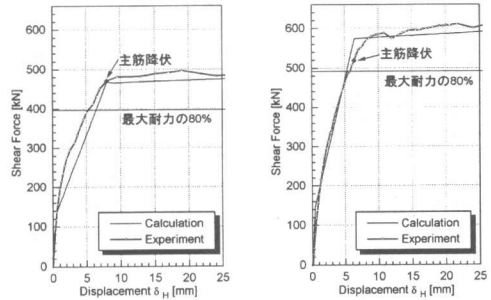
$${}_p\theta_y = {}_B\theta_y + {}_s\theta_y \quad (2)$$

$${}_B\theta_y = \frac{a}{6} \cdot \left(\phi_y - \phi_c \cdot \frac{M_y}{M_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{M_c}{M_y} \right) \cdot \left(2 + \frac{M_c}{M_y} \right)$$

$${}_s\theta_y = \frac{S}{d-n}, \quad S = 0.5 \cdot l' \cdot \varepsilon_y, \quad l' = \frac{a_t \cdot \sigma_y}{\psi \cdot \tau_s}$$

ここで、 ${}_p\theta_y$:降伏時塑性回転角、 ${}_B\theta_y$:曲げ変形成分、 ${}_s\theta_y$:抜け出しによる変形成分、 M_c, ϕ_c, M_y, ϕ_y :ひび割れ及び降伏モーメントと曲率、 a_t :鉄筋断面積、 σ_y, ε_y :鉄筋の降伏応力度と歪度、 ψ :鉄筋周長、 l' :定着長さ、 S :鉄筋の抜け出し長さ、 τ_s :主筋降伏時付着力⁴⁾。

スケルトンカーブの計算値と、実験結果から得られた包絡線を比較した例を図-11に示す。図は試験体 A-PCV および A2-PV の場合を示した。また、履歴特性の実験結果と計算結果を比較した例(A2-PV)を図-12に、各試験体の等価粘性減衰定数の実験値と計算値を図-13に示す。スケルトンカーブと包絡線については、初期剛性、降伏時変位とも計算結果は実験結果と比較的よく対応している。また、履歴特性についても、実験結果との対応は比較的よい。等価粘性減衰定数で比較すると、変形が大きくなると過小評価する傾向があるものの、比較的精度よく評価できている。



(a) A-PCV (b) A2-PV
図-11 スケルトンカーブの比較の例

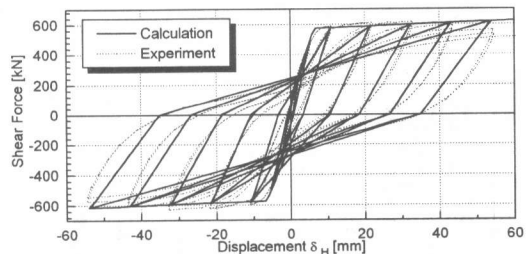


図-12 履歴性状の比較(A2-PV)

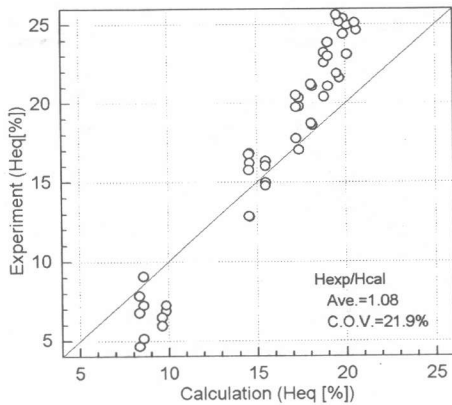


図-13 等価粘性減衰定数の比較

4.2. 靱性能

靱性能の評価には式(3)を用いた⁵⁾。式(3)から得られる限界変形角に高靱性柱の内法高さを乗じて得た水平変位を限界変形の計算値とした。実験結果の限界変形は、最大耐力の80%まで耐力が低下したときの変形として定義した。実験結果から得られた荷重-変形関係の包絡線と限界変形を比較した例を図-14に示す。全試験体の限界変形の実験結果と計算結果を比較して図-15に示す。

$$Ru = 0.78 \cdot \left(0.0122 \cdot \frac{p_w}{p_{ws}} + 0.0087 \right) \quad (3)$$

$$p_{ws} = \left\{ \frac{V_{fu}}{(b \cdot D \cdot \sigma_B) - \gamma} \cdot \sigma_B / \left[\left(j_t / D - \tan \theta \right) \cdot \sigma_{wy} \right] \right\}$$

ここで、Ru: 限界変形角[rad.], p_{ws} : 必要せん断補強筋比, σ_B : コンクリート圧縮強度, b, D, j_t : 高靱性柱断面幅・せい・主筋間距離, p_w, σ_{wy} : せん断補強筋比および降伏強度 (p_{ws} 算定式の詳細は文献5による)

試験体 A2-PV, A-RC は測定範囲では最大耐力の80%まで耐力低下しておらず、測定時の最大変形を限界変形としたが、十分安全側に評価している。図-15から、試験体 A2-PVH の場合、加力時に上昇した軸力を考慮して計算すると、安全側の評価となる。従って、経験した最大の軸力に対して限界変形を算定するとほぼ安全側に評価できているといえる。高軸力下で、脆性破壊した試験体 A2-PH についても、比較的精度よく評価できている。

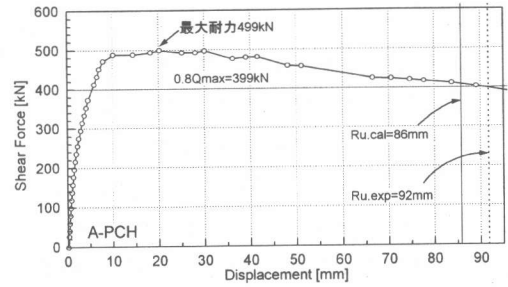


図-14 限界変形の比較(荷重-変形関係)

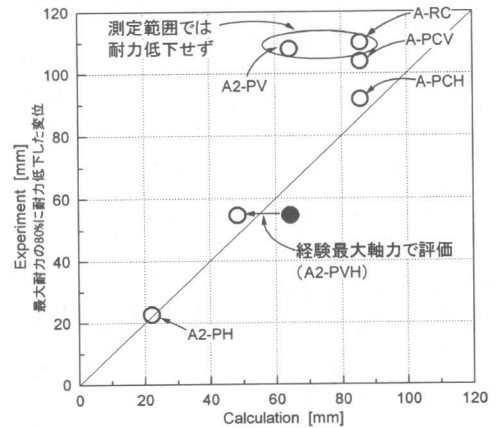


図-15 限界変形の比較(全試験体)

5. 適用性の検討

5.1. 地震応答解析

高層 RC 造骨組に RC ダンパーを組み込み、地震時応答性状を検討した。ここでは、多質点系モデルの地震応答解析結果について概説する。

5.2. 解析モデル

対象建物は26階建ての純ラーメン架構で、変動軸力が卓越しないように、4~6, 8~10, 12~14, 16~18階部分に RC ダンパーを設置した。解析モデルを図-16に示す。

応答解析モデルは、多質点系せん断型モデルとした。各質点間の弾塑性ばねのスケルトンカーブは、立体弾塑性骨組モデルを用いた一方向弾塑性漸増荷荷解析結果をもとに、トリリニアに置換して求めた。図-16(a)に、立体骨組モデルのうち、RC ダンパーを含むフレームについて示した。また、RC ダンパーの履歴による影響を検討するため、RC ダンパーを設置する層については、主架構と

RCダンパーそれぞれのばねを並列にならべた場合 (Case1), 主架構のばねに RCダンパーの剛性のみを付加した場合 (Case2), および主架構のみのばねを入れた場合 (Case3) の3ケースについて検討した。図-16(b)の左図に Case1 を, 右図に Case2, 3 を模式的に示した。各ばねの履歴復元力特性は TAKEDA モデル³⁾とした。入力した地震波は, 最大速度を 50kine に基準化した標準 3 波 (El-Centro 波 1940NS, Taft 波 1952EW, および Hachinohe 波 1968NS) とした。

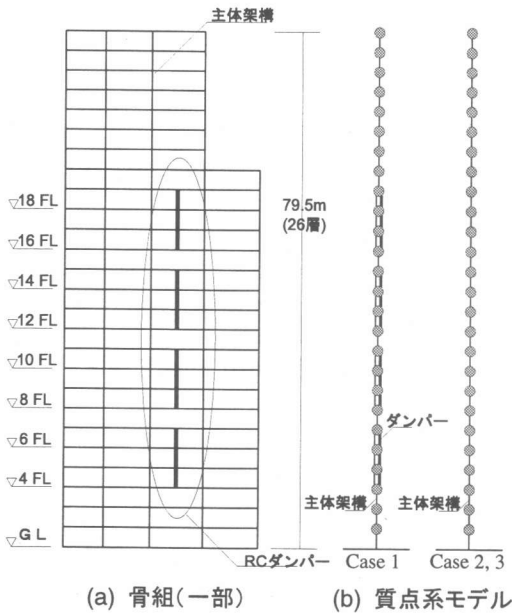


図-16 解析モデル

5.3. 解析結果

解析結果のうち, 各層の最大応答変位を図-17 に示す。同図には, RCダンパーの効果を検討した 3 ケースについて, Hachinohe 波および El-Centro 波の結果について示した。地震波により RCダンパーの効果は異なっており, 3 波に対しては, Hachinohe 波を入力した場合が最も効果があった。また, いずれの波に対しても, ばねを並列とした場合 (Case1) の結果は, RCダンパーの剛性の付加した場合 (Case2) に比べて応答が小さくなっており, RCダンパーの履歴によってもエネルギー吸収されていることがわかる。

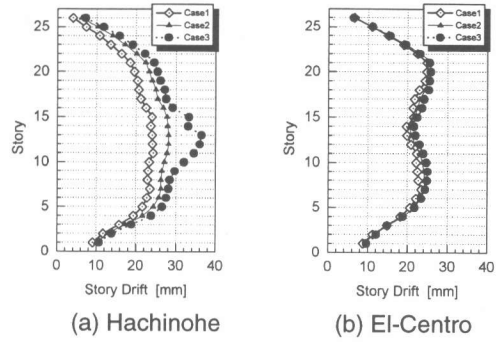


図-17 最大応答層間変位

6. まとめ

RCダンパーの実大スケールの静的実験を行い, 履歴特性, 靱性能の検証を行った。さらに, 高層 RC 造骨組に RCダンパーを組み込み, 多質点系せん断型モデルによる地震応答解析を行った。実験および解析の結果, 以下の知見を得た。

- ① シリーズ1の実験では, 施工方法によらず, 概ね期待通りの性状を示すことが確認できた。
- ② シリーズ1, 2とも, せん断補強筋の拘束により十分な靱性能を確保できることが確認できた。
- ③ RCダンパーの履歴性状は TAKEDA モデルにより評価できた。また, 靱性能についても既往の評価式により評価できることが確認できた。
- ④ 地震応答解析結果から, RCダンパーにより応答制御が可能であることが確認できた。

参考文献

- 1) 杉本・増田・江戸: 鉄筋コンクリート造部材を用いた制震装置の開発(その 1. RCダンパーの繰り返し載荷実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.927~928, 2000. 9
- 2) Robert Park, M. J. Nigel & Wayne D. Gill: DUCTILITY OF SQUARE-CONFINED CONCRETE COLUMNS, Proceedings ASCE, Vol.108, No.ST4, pp.929~950, 1982
- 3) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen & Norby Nielsen: REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES, Proceedings ASCE, ST12, pp.2557~2573, 1970.12
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 5) 倉本・南: 靱性を考慮した鉄筋コンクリート部材の実用せん断設計式, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10-3, pp.651-656, 1988.6