

論文 鋼管補強 RC 短柱を用いた耐震要素を有する RC 建物の地震応答

江藤啓二^{*1}・菊池健児^{*2}・吉村浩二^{*2}・毛利邦寛^{*3}

要旨: 鋼管横補強 RC 短柱を用いた耐震要素を組み込むことによる架構の耐震性能向上の効果を確認することを目的として、梁降伏型の全体崩壊形の RC 造建物に耐震要素を組み込んだ場合について、建物の保有水平耐力を解析変数とした平面架構の大地震に対する地震応答解析を行い、建物の保有水平耐力と最大層間変位や耐震要素の最大塑性率との関係について検討を行った。また、等価 1 自由度系モデルにより耐震要素を有する建物の総入力エネルギー、履歴消費エネルギーおよび減衰性等の大地震時における地震応答性状について検討を行った。

キーワード: RC 造, 耐震要素, 保有水平耐力, 地震応答解析, 等価 1 自由度系モデル

1. はじめに

大地震時の損傷制御を目的に、履歴型ダンパーや粘性ダンパー等のエネルギー吸収デバイスが注目されている¹⁾。本研究は、鉄筋コンクリート(以下、RC)造の新築または既存建物を対象に、筆者らが考案した、図-1 に示す鋼管補強された X 形配筋 RC 造短柱と剛な上下部梁からなる工の字形の耐震要素(以下、耐震要素という)を組み込んだ建物の地震時挙動を明らかにすることが目的である。筆者らは、耐震要素試験体の繰り返し水平加力実験²⁾に基づき耐震要素の力学的性状や復元力特性モデルについて検討し、本耐震要素は耐震的な部材特性を示し、その履歴モデルとして既往の武田モデルの適合性がよいことを示した(図-2)。さらに、本耐震要素を耐震性の乏しい既存 RC 造建物に適用した場合の有効性の検討を行った³⁾。本論では、梁降伏型の全体崩壊形の RC 造新築建物を対象に、本耐震要素を組み込んだ場合の耐震性能向上効果の確認を目的として、静的漸増载荷解析および大地震に対する地震応答解析に基づき、保有水平耐力と最大層間変位や耐震要素の塑性率

との関係、さらに、より簡便な地震応答解析手法である等価 1 自由度系モデルの地震応答解析に基づき、総入力エネルギー、履歴消費エネルギーおよび減衰性等についても併せて検討を行った。

2. 解析対象建物

解析対象建物は、図-3 (a) に示す無限均等

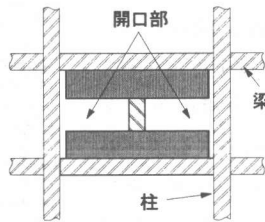


図-1 耐震要素

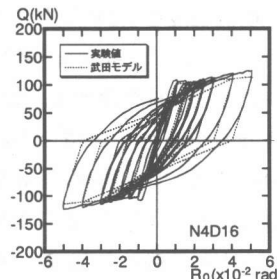
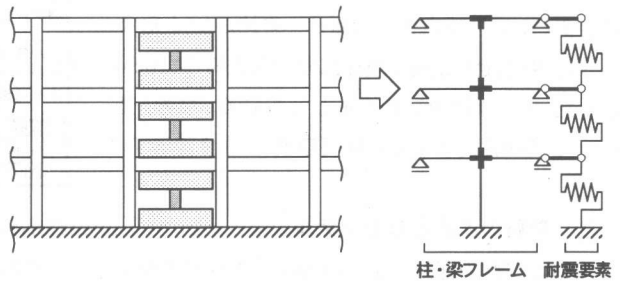


図-2 耐震要素の復元力特性



(a) 耐震要素が組み込まれた (b) 解析平面架構モデル
無限均等柱・梁フレーム

図-3 解析架構モデル

* 1 (株) さとうベネック建築事業本部技術部・大分大学大学院工学研究科環境工学専攻 工修(正会員)
* 2 大分大学教授 工学部建設工学科 工博(正会員)
* 3 大分大学大学院 工学研究科建設工学専攻

柱・梁フレーム内に、数スパンおきに耐震要素を組み込んだ平面架構を想定する。解析変数は、表-1に示すように建物階数と耐震要素を組み込んだ建物全体の保有水平耐力の2つとした。建物階数を3, 6, 10階とし、柱・梁フレーム部分の保有水平耐力は、耐震要素を組み込んで変わらないものと仮定し、ベースシア係数 C_{BUF} にしてほぼ0.3とする。耐震要素が組み込まれた架構全体の保有水平耐力は、ベースシア係数 C_{BU} にして、0.4, 0.5, 0.6となるように耐震要素部分の保有水平耐力を決定する。保有水平耐力の高さ方向の分布形は、ほぼ A_i 分布となるようにし、耐震要素を組み込む前後で同じとした。解析では、図-3(b)に示すように解析平面架構モデルを簡略化し、柱・梁フレームの柱1本のキの字形フレームと上記の関係を満たすように降伏耐力を調整した耐震要素の復元力特性を有するせん断抵抗要素を結合したモデルを用いた。表-2に耐震要素を組み込む柱・梁フレームの断面諸元、表-3に鉄筋の規格降伏点強度を示す。なお、降伏耐力の算定には規格降伏点強度を1.1倍した値を用いた。柱・梁フレームは、スパン600cm、構造階高350cmで各階同一とした。断面設計は、地震力算定重量を柱1本当たりの支配床面積を 36m^2 、床単位重量を 12kN/m^2 として、保有水平耐力をベースシア係数 C_{BUF} にしてほぼ0.3となる梁降伏型の柱・梁フレームとして設計した。表-4に耐震要素の断面諸元を示す。耐震要素短柱部分の内法高さは、階高の概ね1/3、内法高さと同断面せいの比が2.0となるように、断面せい60cm、短柱部分の内法高さ120cmとした。また断面幅は35cmとしている。なお、表-1には弾性時の1次固有周期 T_1 も併せて示す。

3. 部材の非線形挙動モデル

柱および梁の部材モデルは材端弾塑性バネモデルを用い、曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメントおよび降伏時剛性低下率は、RC計算規準⁴⁾の(8.5), (15.17~15.19), (4.10)式により、履歴モデルは武田モデル⁵⁾(除荷剛性低下指数0.4)とする。せん断抵抗要素の復元力特性は、耐震要素短

表-1 解析変数

解析モデル	階数	T_1 (sec)	柱・梁フレーム		耐震要素	全体
			降伏型	C_{BUF}	C_{BUD}	C_{BU}
S3	3	0.380	梁降伏	0.32	—	—
S3C4		0.248		0.31	0.09	0.40
S3C5		0.192		0.31	0.19	0.50
S3C6		0.163		0.31	0.29	0.60
S6	6	0.558		0.32	—	—
S6C4		0.345		0.32	0.08	0.40
S6C5		0.261		0.32	0.18	0.50
S6C6		0.219		0.32	0.28	0.60
S10	10	0.683		0.30	—	—
S10C4		0.400		0.30	0.10	0.40
S10C5		0.311	0.30	0.20	0.50	
S10C6		0.264	0.30	0.30	0.60	

(備考) C_{BU} : 建物全体の保有水平耐力時のベースシア係数
 C_{BUF} : 柱・梁フレーム部分の保有水平耐力時のベースシア係数
 C_{BUD} : 耐震要素部分の保有水平耐力時のベースシア係数

表-2 柱・梁フレーム断面諸元

3層モデル						
階	柱			梁		
	Fc (N/mm^2)	bxD (cm)	主筋	Fc (N/mm^2)	bxD (cm)	主筋 上端筋 下端筋
R				21	35x75	4-D19 4-D19
3	21	60x60	12-D19	21	35x80	4-D22 4-D22
2	21	60x60	12-D22	21	35x85	5-D22 5-D22
1	21	60x60	12-D22			
6層モデル						
階	柱			梁		
	Fc (N/mm^2)	bxD (cm)	主筋	Fc (N/mm^2)	bxD (cm)	主筋 上端筋 下端筋
R				27	40x75	4-D25 4-D25
6	27	70x70	20-D29	27	40x75	4-D25 4-D25
5	27	70x70	20-D29	27	40x75	5-D25 5-D25
4	27	70x70	20-D29	27	40x85	4-D29 4-D29
3	30	75x75	20-D29	27	40x85	5-D29 5-D29
2	30	75x75	20-D29	27	40x85	6-D29 6-D29
1	30	75x75	20-D32			
10層モデル						
階	柱			梁		
	Fc (N/mm^2)	bxD (cm)	主筋	Fc (N/mm^2)	bxD (cm)	主筋 上端筋 下端筋
R				27	45x80	4-D29 4-D29
10	27	70x70	20-D29	27	45x80	4-D29 4-D29
9	27	70x70	20-D29	27	45x80	4-D29 4-D29
8	27	70x70	20-D29	30	50x85	5-D32 5-D32
7	30	75x75	20-D29	30	50x85	5-D32 5-D32
6	30	75x75	20-D29	30	50x85	6-D32 6-D32
5	30	75x75	20-D29	33	55x90	6-D32 6-D32
4	33	80x80	20-D29	33	55x90	6-D32 6-D32
3	33	80x80	20-D32	33	55x90	7-D32 7-D32
2	33	80x80	24-D32	33	55x90	7-D32 7-D32
1	33	80x80	24-D32			

(備考) Fc: コンクリートの設計基準強度 b: 部材幅 D: 部材せい

表-3 鉄筋規格降伏強度 表-4 耐震要素断面諸元

鉄筋種類	鉄筋径	降伏強度 (N/mm^2)	断面諸元			
			b(cm)	D(cm)	h(cm)	h/D
SD295	D16以下	295	35	60	120	2.0
SD345	D19,D22	345				0.343
SD390	D25以上	390				

(備考) b: 短柱柱幅 D: 短柱柱せい
h: 短柱内法高さ
h: 構造階高

柱部分の変形により算定し、降伏耐力は、建物の保有水平耐力が解析変数の値となるように決定する。ひび割れ耐力は簡単のため降伏耐力の0.15倍とする。降伏変位および履歴モデルについては復元力特性モデルの検討結果³⁾を参考にして、降伏変位は耐震要素短柱部分の降伏変形角が $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (層間変形角にして $0.34 \times 10^{-2} \text{rad}$)となるように決

定し、履歴モデルは紡錘形の履歴性状を示す除荷剛性低下指数を0.0とした武田モデルによる。ひび割れ変位は、短柱部分の反曲点が短柱高さの中央となるときの弾性剛性を用い算定した。

4. 静的漸増載荷解析

静的漸増載荷解析には、 A_i 分布による水平外力分布を用いた。図-4(a)~(c)に層せん断力と層間変形角関係を、耐震要素を組み込んだ例として保有水平耐力時のベースシア係数 C_{BU} が0.6の場合について各層数ごとに示す。図中の●は耐震要素が初めて降伏した時点と最終的に降伏した時点を示す。□は崩壊メカニズムが形成された時点を示す。耐震要素の初期降伏は層間変形角 $0.34 \times 10^{-2} \text{rad}$ のときに、3層では下層階で、6, 10層では中間階で生じ、6, 10層の最上階を除く全ての耐震要素が降伏してから柱・梁フレーム部分が降伏した。

5. 地震応答解析

解析用地震波は、EL CENTRO 1940 NS波, TAFT 1952 EW波, HACHINOHE 1968 NS波の3波を最大速度50cm/secに基準化して用いた。数値積分法は、Newmark β 法($\beta = 0.25$)を用い、積分時間間隔は0.001secとした。減衰定数は、1次振動形に対して5%とし、瞬間剛性比例型とした。解析継続時間は主要動含む30sec間とした。

図-5(a), (b)に3, 10層のEL CENTRO波とHACHINOHE波について最大層間変形角分布を示す。また、図-6, 7に各地震波の中で大きな応答変位を示したEL CENTRO波について梁および耐震要素の最大塑性率分布をそれぞれ示す。ここで最大塑性率は降伏変位に対する最大変位の比である。3層では、耐震要素を組み込んだ場合、保有水平耐力が高いほど、耐震要素を組み込まないものに比べ応答変位は大きく減少し、S3C6では1階の最大層間変形角が $0.80 \times 10^{-2} \text{rad}$ 程度となる。このとき梁の最大塑性率は2階梁で1.2程度である。また、耐震要素の最大塑性率は、S3C4で4.6程度となる。耐震要素は短柱部分の部材角が $5.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の大変形においても耐力低下のない優れた変形性

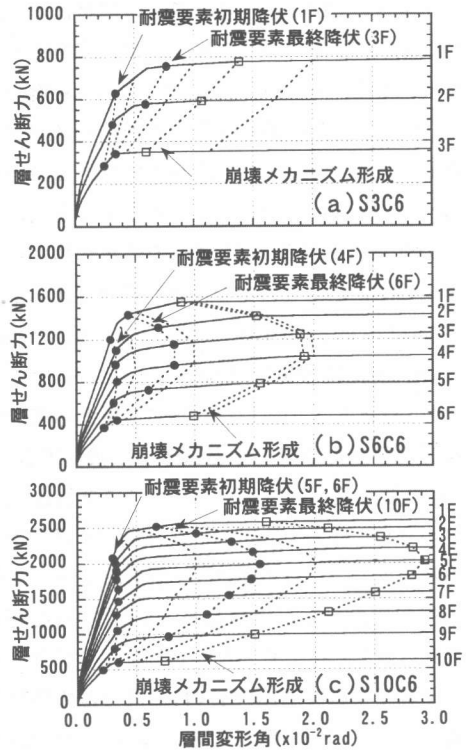
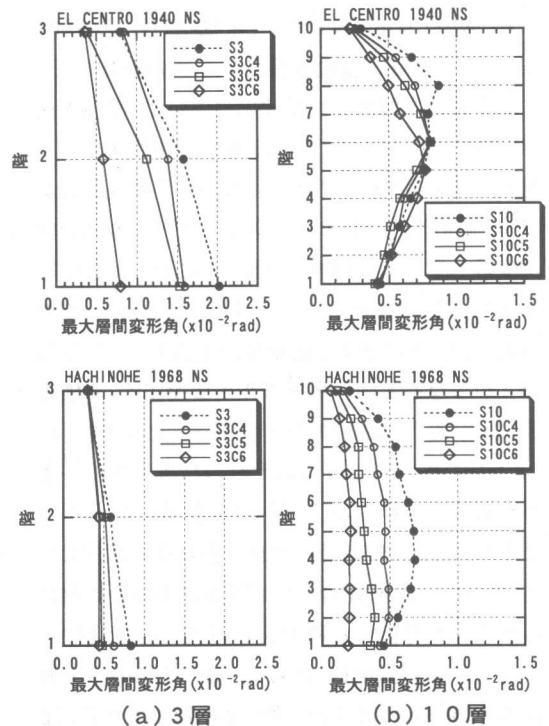


図-4 層せん断力-層間変形角関係



(a) 3層 (b) 10層

図-5 最大層間変形角分布

能を示す³⁾。この短柱部分は通常の部材に比べ約3倍の変形が強制される。耐震要素の許容変形として実験変数の範囲を考え、塑性率5.0程度とすれば、解析結果より保有水平耐力をベースシアー係数 C_{BU} にして0.4以上とする必要がある。10層では、EL CENTRO波の場合、上層階では最大応答変位の低減はみられるが、3層の低層建物に比べると全体的に耐震要素を組み込むことによる最大応答変位の低減は小さくなっている。一方、HACHINOHE波の場合、耐震要素を組み込むことにより、ほとんどの梁は降伏せず、最大応答変位は保有水平耐力が高いほど線形的に減少する。また、梁の最大塑性率は1.0~2.0程度で低層建物に比べ小さい。なお、このような傾向は6層の場合でも見られた。6、10層では、地震波によって最大応答変位の低減が異なるが、これは、耐震要素を組み込むことにより建物が短周期化するため短周期領域で卓越するEL CENTRO波では応答変位の低減が小さく、長周期が卓越するHACHINOHE波で大きく応答変位が低減したものと考えられる。

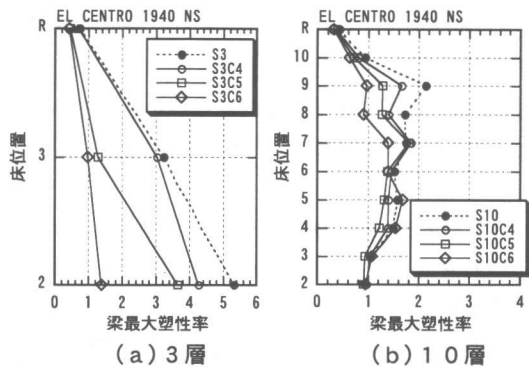


図-6 梁の最大塑性率分布

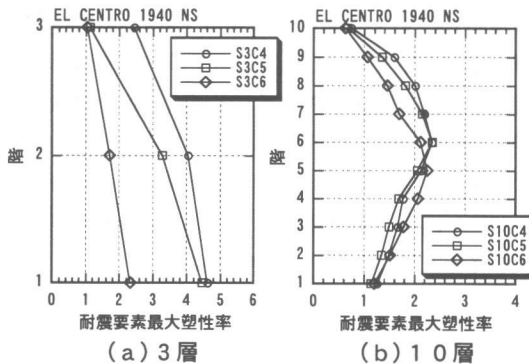
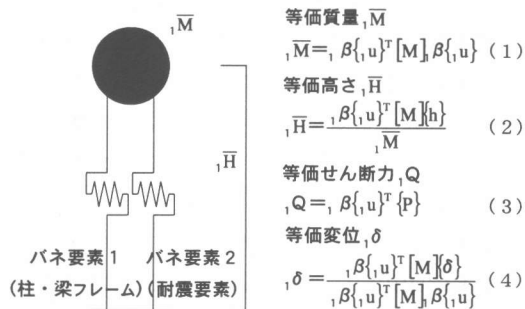


図-7 耐震要素の最大塑性率分布

6. 等価1自由度系モデルによる応答性状の検討

6.1 等価1自由度系モデルへの置換方法

耐震要素を組み込んだ建物について、等価1自由度系モデルにより、エネルギー応答性状として総入力エネルギーとそのエネルギー消費性状および、等価粘性減衰について検討を行う。等価1自由度系モデルへの置換は、図-8に示すような等価質量 \bar{M} 、等価高さ \bar{H} および柱・梁フレームを想定したバネ要素1と耐震要素を想定したバネ要素2からなる並列バネモデルへ置換する。等価質量および等価高さは弾性1次モードによる(1)、(2)式による。また、それぞれのバネ要素に与える等価復元力特性は、文献6)を参考に A_i 分布による水平外力分布を用いた静的漸増载荷解析より柱・梁フレーム部分および耐震要素部分の負担せん断力より等価せん断力を(3)式、等価変位を(4)式により算定し、さらに、それぞれのバネ要素の等価復元力特性を、図-9に示すように、建物全体の等価復元力特性上の降伏変位を δ_y とし



ここに、 $[M]$: 質量マトリックス、 $\beta_{\{i,u\}}$: 1次刺激係数
 $\{i,u\}$: 1次固有ベクトル、 $\{h\}$: 高さベクトル
 $\{P\}$: 外力ベクトル、 $\{\delta\}$: 変位ベクトル

図-8 等価1自由度系モデルへの置換方法

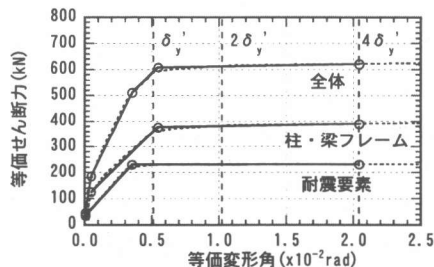


図-9 等価復元力特性のモデル化例(S3C5)

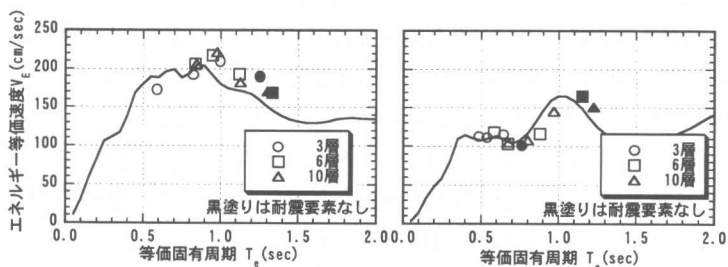
て、塑性率が2程度となる $0 \sim 2 \delta_y'$ 間で、それぞれのバネ要素の等価復元力特性の履歴吸収エネルギーが等しくなるように、それぞれのバネ要素の等価復元力特性をトリリニアへ近似化した。各バネ要素の履歴モデルは平面架構モデルと対応させ、それぞれ除荷剛性低下指数0.4および0.0の武田モデルとした。数値積分法も同様にNewmark β 法($\beta=0.25$)とし、積分時間間隔0.001sec、減衰は減衰定数5%の瞬間剛性比例型、地震波も同一の3地震動とした。なお、等価1自由度系の応答と多自由度系の等価1自由度系に対応する等価応答の対応は良好であった。

6.2 総入力エネルギーと等価周期の関係

図-10(a),(b)に各地震波による総入力エネルギー E_I を質量 m により速度換算したエネルギー等価速度 $v_E (= \sqrt{2E_I/m})$ と等価周期 T_e の関係について示す。ここで等価周期は最大応答点の割線剛性に対応する周期とした。また、図には弾性の減衰10%のエネルギー等価速度スペクトルも示す。図より総入力エネルギーは、概ね減衰10%の弾性のエネルギー等価速度スペクトルに対応する。エネルギー等価速度スペクトルのピークは、ELCENTRO波が0.7~0.9secにあり、耐震要素を組み込むことで、等価固有周期が短くなり、総入力エネルギーは増加する傾向を示す。一方、HACHINOHE波は1.0secにピークを持ち、短周期化することにより総入力エネルギーは低減される。このことは、6,10層の平面架構の地震応答解析結果である地震波による応答性状の相違に対応する。中高層のRC造建物に対して耐震要素を組み込むことはELCENTRO波のような短周期で卓越する地震波に対して総入力エネルギーを増加させると考えられる。

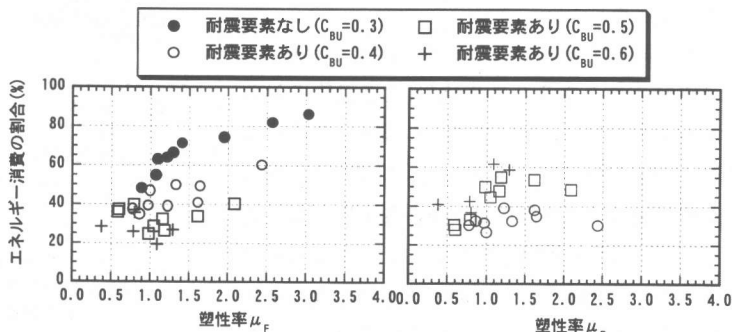
6.3 履歴消費エネルギー

図-11(a),(b)に、全ての解析結果について柱・梁フレームおよび耐震要素の履歴消費エネルギー(それぞれ E_{HF} , E_{HD})の総入力エネルギー(E_I)に対する割合と、柱・梁フレームの降伏変位に対する塑性率 μ_F の関係を各層数の保有水平耐力時のベースシア係数(C_{BU})が同一のグループにまとめ示す。図-11(a)の柱・梁フレーム部分の履歴エネルギー消費の割合(E_{HF}/E_I)は塑性率が大きくなるほどその割合は増加する傾向を示す。その割合は耐震要素を組み込まない場合が最も大きく、塑性率1.0~3.0の間において50~80%程度を占める。耐震要素を組み込んだ場合は同一の塑性率に対するその割合は減少し、耐震要素の降伏耐力が高いほど減少する。一方、図-11(b)の耐震要素の履歴エネルギー消費の割合(E_{HD}/E_I)は塑性率が1以上では概ね一定の値を示す。保有水平耐力時のベースシア係数(C_{BU})が0.4のモデルでは30%程度、0.5では50%程度、0.6では60%程度を占める。これは耐震要素が柱・梁フレームに比べ早期に降伏し、塑性化が進行しているためと考えられる。



(a) EL CENTRO 1940 NS (b) HACHINOHE 1968 NS

図-10 総入力エネルギー(速度換算値)



(a) 柱・梁フレーム(E_{HF}/E_I) (b) 耐震要素(E_{HD}/E_I)

図-11 総入力エネルギーに対する履歴消費エネルギーの割合

6.4 等価粘性減衰

等価粘性減衰定数は地震応答における非定常性を考慮し、地震終了時の総入力エネルギー E_1 を等価なダッシュポットの消費エネルギーと見なして等価粘性減衰定数 h_s を(5)式⁷⁾により求めた。

$$h_s = \left(-\int_0^t m \ddot{x}_0 \dot{x} dt \right) / \left(2\omega_c m \int_0^t \dot{x} \dot{x} dt \right) \quad (5)$$

ここに、 ω_c は最大応答点の割線剛性に対応する等価固有円振動数である。図-12は縦軸に等価粘性減衰定数 h_s と横軸に柱・梁フレームの降伏変位に対する塑性率 μ_F の関係を示す。図中の実線は既往のRC造建物の等価粘性減衰定数 h_c と塑性率 μ の関係の近似式⁷⁾として(6)式を用い、低減係数 γ が、0.2, 0.3, 0.4, 0.5の場合について併せて示す。

$$h_c = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + h \quad (6)$$

ここに、 γ :低減係数、 μ :塑性率、 h :初期減衰定数である。等価粘性減衰定数 h_s は、耐震要素を組み込まない場合に対して耐震要素の降伏耐力が高くなるほど大きくなる傾向を示す。塑性率 μ_F が1以上に対して、(6)式の γ の値を、回帰計算によって求めると耐震要素を組み込まない場合では0.27程度、耐震要素を組み込んだ場合の全てに対しては0.41程度となる。耐震要素を組み込むことによる付加減衰は塑性率により変化するが、塑性率2の等価粘性減衰定数 h_c は、耐震要素を組み込まない場合が12.9%、耐震要素を組み込んだ場合が16.0~18.3%で、等価粘性減衰定数は、概ね、1.2~1.4倍に増加する。

7. まとめ

以上の結果を簡単にまとめると以下となる。

(1) 梁降伏型となる全体崩壊形RC造建物を対象に耐震要素を組み込むことにより最大応答変位の低減が可能であることを示した。特に、大きな最大応答変位を示す3層の低層RC造建物に組み込んだ場合に、降伏耐力を高くすることによるその低減効果が大きい、ただし、耐震要素に過大な変形を生じさせないためには、保有水平耐力をベースシア係数 C_{BU} にして0.4以上にすることが必要がある。

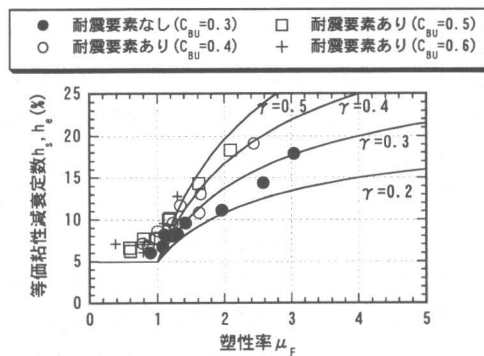


図-12 等価粘性減衰定数

(2) 総入力エネルギーに対する耐震要素部分の履歴消費エネルギーの割合は、組み込む耐震要素の降伏耐力が高いほど大きくなり、柱・梁フレームの塑性率が1.0以上に対して保有水平耐力時のベースシア係数が0.4となるモデルでは30%程度、0.5では50%程度、0.6では60%程度である。

(3) 耐震要素を組み込むことによる履歴減衰効果は、柱・梁フレームの塑性率が2のとき、柱・梁フレームのみの等価粘性減衰定数に対して、概ね1.2~1.4倍に増加する。

今後は、柱・梁フレーム内に耐震要素を組み込むことによる周辺柱・梁フレームに対する影響等をさらに検討し、耐震要素を組み込んだ建物の設計手法について検討を行って行く予定である。

謝辞

本研究にあたり、(株)構造計画研究所の3次元立体構造の静的・動的非線形解析プログラムRESP-T/Bを使用させて頂きました。また、解析の実施では大分大学建設工学科卒業生の万力敬之、竹尾佐世子両氏の協力を頂きました。ここに記し感謝致します。

参考文献

- 1) 例えば、小堀鐸二ほか:ハニカム開口を有する鋼板ダンパーに関する研究(その1~6)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1(構造I)、1989, 1990, 1992。
- 2) 例えば、吉村浩二ほか:鋼管より横補強された鉄筋コンクリート短柱を用いた耐震要素の開発に関する実験的研究(その2, 3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C(構造II)、pp. 637~638, 1994. 9
- 3) 江藤啓二ほか:鋼板横補強RC短柱を用いた補強要素を有するRC建物の地震応答、コンクリート工学年次論文集、Vol. 22, No. 3, pp. 1591~1596, 2000. 6
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1999年版。
- 5) Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 196, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970. 12
- 6) 倉本洋ほか:工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価(その6)―等価自由度系への縮約(縮約方法と解析手順)―、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2(構造II)、pp. 1135~1136, 1999. 9
- 7) 柴田明徳:新建築学シリーズ9最新耐震最構造解析、森北出版、pp. 139~140, 1981. 6