

論文 外付け補強された RC 造部分架構の地震応答解析と靱性指標の検証

伊藤 嘉則^{*1}・楨谷 榮次^{*2}・林崎 正伸^{*3}・町田 恭一^{*4}

要旨：柱の曲げ耐力が不足する十字形部分架構に対して、分割された薄型鋼板と繊維シートを用いて外付け補強した際の水平加力実験を既往の研究で実施した。ここでは、同実験で得られた 3 体の履歴曲線をエネルギー一定則にもとづいた線形化置換による骨格曲線で表し、その骨格曲線をもとにした靱性指標を検証した。検証に当たっては、10 種 20 波の観測地震波を用いて地震応答解析を行い、応答解析結果と日本建築防災協会編の診断基準・改修指針で与えられている靱性指標算定式との対応を調べた。その結果、本論文で検討した範囲内では、靱性指標算定式は応答解析結果の下限値を表す算定式であることが確認できた。

キーワード：外付け補強, 十字形部分架構, 骨格曲線, 靱性指標, 地震応答解析

1. はじめに

著者らは、これまでに既存鉄筋コンクリート造柱に対する耐震補強方法として、分割された厚さの薄い鋼板と繊維シートを併用して柱の外周に巻き付け、グラウトモルタルを充填した際の逆対称曲げせん断実験を幾つか行ってきた。そのうちの文献1の成果によれば、この工法は、既存柱に不足するせん断耐力を増大させ、かつ、曲げ降伏先行型となった際に曲げ耐力までも向上できることが明らかとなった。そうした結果に対して、履歴曲線を線形化置換による骨格曲線で表し、得られた骨格曲線をもとにした強度指標と靱性指標に関する検証結果を示した。文献2では、この工法を応用し、柱と梁から構成される十字形部分架構に対して柱の一側面を外付け補強した際の水平加力実験を行ったが、同実験結果についても文献1と同様に履歴曲線を骨格曲線に置換した際の検証を試みる価値があると思われる。

他方、文献3による診断基準及び改修指針によれば、靱性指標値は「保有する変形性能を地震応答と結びつけて表した指標」と定義されており、トリリニア型骨格曲線を対象にした算定式（具体的な式は、後述する）が示されている。この算定式は、例えば文献4の地震応答解析結果をもとにして得られた安全側の略算式となっており、短周期を有する中低層建築物を対象とすれば、地震応答解析を行わず任意の地震波に対しても簡易的な設計法を可能とする指標である。しかし、解析対象とした地震波は数種の限られた結果のみであり、同算定式が提示された以降に観測された地震波を用いた検証を積み重ねていく必要があると思われる。

表-1 試験体一覧

試験体記号	補強タイプ	既存部		外付補強筋
		断面など	梁主筋	
CN	柱のみ 外付け片面補強	柱 断面: 300×300mm 内法高さ: 1050mm 主筋: 8-D16(SD295A) 帯筋: D10@200(SD295A)	8-D19 (SD345)	柱のみ 2-D22 (SD490)
CNG	試験体CNを 梁まで片面補強			柱、梁ともに 2-D22 (SD490)
CNN	試験体CNの 梁主筋量を低減	梁 断面: 200×400mm 内法長さ: 1500mm 筋筋: D10@80(SD295A)	8-D16 (SD295A)	柱のみ 2-D22 (SD490)

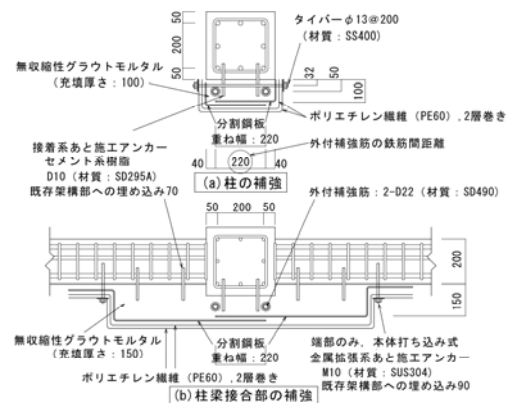


図-1 補強方法 (単位 mm)

以上の背景に対して、本論文は、文献2で得られた履歴曲線を骨格曲線で表した際の検証結果を示すものである。その目的は、1つに骨格曲線上の降伏点を調べることで、2つに著者が入手できた範囲内の観測地震波を取り上げた上で骨格曲線をもとにした地震応答解析を行い、得られた応答解析結果と診断基準及び改修指針³⁾で与えられている靱性指標算定式との対応を調べることにある。

*1 (財)建材試験センター 中央試験所構造グループ主幹 工修 (正会員)

*2 関東学院大学 名誉教授 工博 (正会員)

*3 (財)建材試験センター 中央試験所構造グループ主任 工修

*4 日本建築専門学校 専任講師 工修

2. 検討対象とした試験体及び履歴曲線の概要

試験体及び実験結果などの詳細については、文献2を参照いただきたい。ここでは、概略のみを述べる。

2.1 試験体

表-1に検討対象とした試験体一覧を、図-1に試験体概要を示す。試験体は、柱の曲げ耐力が不足する既存鉄筋コンクリート造架構を想定した十字形部分架構であり、柱及び柱梁接合部が外付け補強されている。補強方法は、L字型に2分割された鋼板（厚さ：1.6mm，材質：SS400）を溶接せずに重ね継手（重ね長さ：220mm）し、これにエポキシ系樹脂を含浸させたポリエチレン繊維シート（1層当たりの厚さ：0.357mm）2層を接着させている。また、幅100mmの無収縮性グラウトモルタルを充填することで断面を拡幅し、その充填部に外付け補強筋と称する補強用の主筋（2-D22，材質：SD490）が柱全長にかけて配筋されている。

試験体数は3体であり、これらは梁の力学的特性（既存部梁の主筋量及び梁補強の有無）が異なっている。具体的には、試験体CN及びCNNは柱及び柱梁接合部のみを補強しているが、試験体CNNの既存部梁主筋量は試験体CNより少なくなっている。試験体CNGの既存部梁主筋は試験体CNと同じ配筋であるが、柱梁接合部に施す補強を梁側面全面とし、梁補強部にも外付け補強筋（2-D22，材質：SD490）が設置されている。

2.2 実験結果

図-2に履歴曲線を示すが、図中には後述の線形化置換された骨格曲線が図示してある。図において、履歴曲線は梁の力学特性の違いに関わらず同じ傾向を示し、最

終破壊モードも曲げ降伏先行型の柱曲げ破壊であった。履歴曲線の傾向に関する概略は、以下となる。

変形角 $R=1/150\text{rad} \sim 1/100\text{rad}$ （層間変位 $\delta=14\text{mm} \sim 21\text{mm}$ ）間に柱主筋が、 $R=1/50\text{rad}$ （ $\delta=42\text{mm}$ ）近傍で柱外付け補強筋が降伏し、その後、正負最大耐力（ $\pm Q_{\max}$ ）に至った。 $R=1/30\text{rad} \sim 1/20\text{rad}$ （ $\delta=70\text{mm} \sim 105\text{mm}$ ）にかけては、写真-1(a)に示すように非補強側の柱梁接合部に生じたせん断ひび割れが無数となり、履歴曲線中にもスリップ形状が見られた。但し、かぶりコンクリートの剥落は生じておらず、 $R=1/20\text{rad}$ 時のせん断力も最大耐力 $Q_{\max}$ に対して約9割程度あった。また、実験では $\delta \approx 160\text{mm}$ （ $R \approx 1/13\text{rad}$ ）までの正側載荷を行っており、この間、非補強側の柱梁接合部でかぶりコンクリートが剥落したが、 $R=1/13\text{rad}$ 時でも最大耐力 $Q_{\max}$ に対して約8割程度のせん断力を保持できていた。写真-1(b)にあるように、実験後に確認した補強側の柱梁接合部のせん断ひび割れも比較的軽微であったことから、最終サイクルまで柱梁接合部の強度は確保されていたと考え、最終破壊モードは柱の曲げ破壊と判断している。

3. 骨格曲線への置換

変形性状を含めた耐震性能に対する検証の1つとして、履歴曲線から作成される包絡線を図-3に示すようにトリニア型3折れ線により構成された骨格曲線による線形化置換を施した。本章では、その置換方法を述べる。

本手法の基本概念は、エネルギー一定則にもとづいており包絡線が限界変位（ δ_u ）までに吸収したエネルギー（ W_{eq} ）と骨格曲線上の面積が等価となる降伏点（ Q_{yt} ，

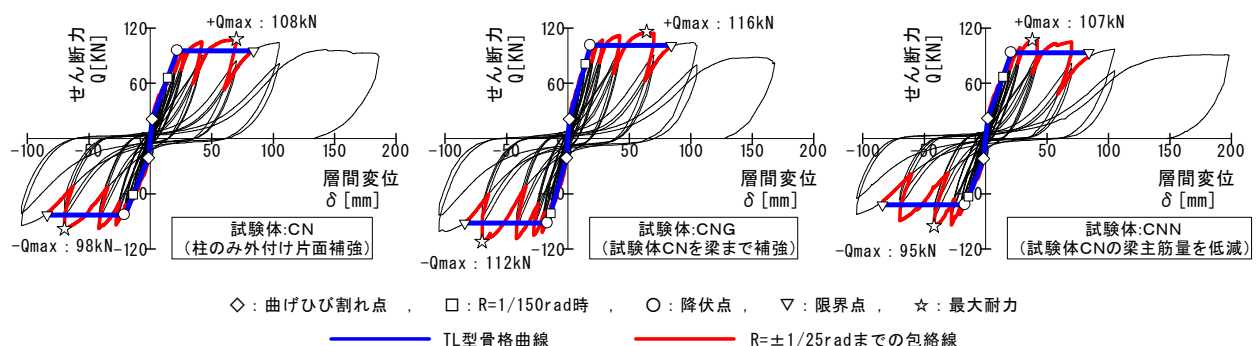


図-2 線形化置換された TL 型骨格曲線と包絡線

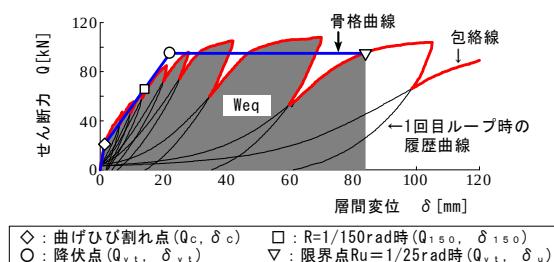


図-3 包絡線の3折れ線による線形化置換

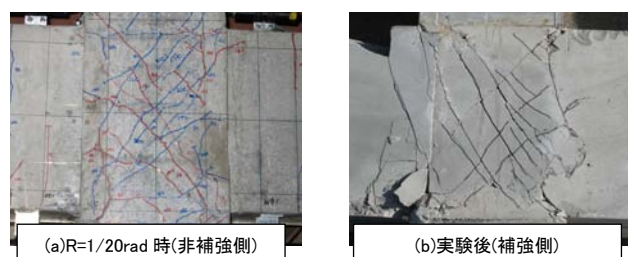


写真-1 $R=1/20\text{rad}$ 時及び実験後に補強材を取り外して確認した柱梁接合部破壊状況（試験体CN）

表－2 ひび割れ点及び降伏点

試験体 記号	TL型骨格曲線						BL型骨格曲線			柱 曲げ強度 計算値 cQmt2 [kN]
	ひび割れ点			降伏点			降伏点			
	Qc [kN]	δ c [mm]	Kc [N/mm]	Qyt [kN]	δ yt [mm]	Kyt [N/mm]	Qyb [kN]	δ yb [mm]	Kyb [N/mm]	
CN	20.8	1.49	13960	87.0	20.9	4159	87.9	18.7	4708	73
CNG	21.2	1.22	17377	95.7	17.3	5550	97.2	16.9	5755	
CNN	22.2	1.71	12982	82.0	18.6	4408	83.5	17.8	4690	

(注) 降伏点時の剛性 K_{yt} 及び K_{yb} は原点と降伏点を結ぶ等価剛性で示した。

δ_{yt}) を求めるものである。ここで、包絡線の面積は、同一変形角に対して原則 3 回行った繰返しループのうち 1 回目のループを対象に、 i サイクル時の除荷時と $i+1$ サイクル時の上昇域との交点で囲まれる面積とした。限界変位 (δ_u) は一般に最大耐力から 2 割耐力低下した時の層間変位で与えることが多く、本論文の δ_u は約 105mm ($R=1/13rad$) 時となる。但し、包絡線の面積を安全側に見積ること、並びに文献 1 での限界変形角 ($R=1/25rad$) との対応から、 δ_u は 84mm ($R=1/25rad$) 時と定義した。線形化置換する骨格曲線において第 1 折点は曲げひび割れ点 (Q_c , δ_c) とし、その曲げひび割れ荷重は式(1)で示す計算値で与え、 Q_c と包絡線との交点を δ_c とする。

$$Q_c = (0.56\sqrt{\sigma_{bg}} \cdot Z_e) \cdot \frac{2}{H} \quad (1)$$

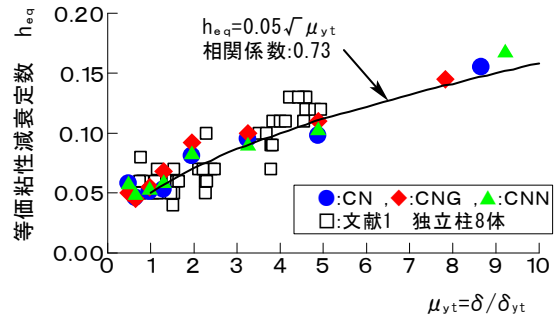
Q_c : 曲げひび割れモーメント時のせん断力
 Z_e : 鉄筋を考慮した補強後断面の断面係数
 σ_{bg} : 補強後のコンクリート圧縮強度
 H : 柱内法高さ

第 2 折れ線は、診断基準及び改修指針³⁾で規定されている曲げ柱の降伏変形角を参考に曲げひび割れ点と変形角 $R=1/150rad$ 時の変位 (δ_{150}) を結ぶ直線勾配とした。これらと第 3 折れ線とが X 軸で囲む面積 (W_{eq}) と等価になる降伏点 (Q_{yt} , δ_{yt}) を求めることで線形化置換した。この線形化は、図－2 で示したように正負それぞれについて求め、表－2 にはひび割れ点及び降伏点の算出結果として、正負の平均値を示した。表中には、変位 (δ_{150}) 時を初期剛性とするバイリニア型に置換した際の降伏点も示してある。以下、トリリニア型及びバイリニア型の骨格曲線を、それぞれ TL 型及び BL 型骨格曲線というが、表－2 において両者の降伏点による差は僅かであった。

4. 骨格曲線を用いた構造性能の把握

4.1 降伏点時の耐力及び変形角

表－2 中には、診断基準及び改修指針³⁾を準用して算出した式(2)による柱の曲げ耐力計算値 (cQ_{mt2}) を併記した。なお、この実験では柱に軸力を載荷していない。



図－4 等価粘性減衰定数と塑性率の関係

$$cQ_{mt2} = \left(\frac{c j_t}{c D_2} \sum_c a_t \cdot c \sigma_{yt} + \frac{c j_r}{c D_2} \cdot \sum_c a_r \cdot c \sigma_{yr} \right) \frac{c D_2}{H} \quad \dots (2)$$

$c a_t$, $c a_r$: 柱主筋及び柱外付補強筋の断面積
 $c \sigma_{yt}$: 柱主筋の降伏強度で 353[N/mm²]
 $c \sigma_{yr}$: 柱外付補強筋の降伏強度で 516[N/mm²]
 $c j_t$, $c j_r$: 主筋及び外付補強筋の鉄筋間距離
 $c D_2$, H : 補強後の柱せい及び柱内法高さ

図－2 において、降伏耐力は $\delta_u=105mm$ ($1/13rad$) 時のせん断力と概ね同じ値にあったが、その値は、表－2 より、式(2)の計算値 cQ_{mt2} に対して 1.3～1.4 倍あった。降伏変位 (δ_{yt}) に関しては、約 19mm ($R=1/110rad$) 前後であり、診断基準及び改修指針³⁾で与えられている降伏変形角 $R=1/150rad$ より大きい値となっていた。

4.2 等価粘性減衰定数と塑性率の関係

TL 型骨格曲線上で得られた降伏変位をもとに算出した塑性率 (μ_{yt}) と等価粘性減衰定数 (h_{eq}) との関係を調べた。 h_{eq} は、実験で得られた履歴曲線をもとに式(3)より求めた値であり、同一変形角を繰返し 3 回行ったものはその平均値とした。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (3)$$

ΔW : 履歴ループ 1 サイクルが囲む面積
 W : 等価ポテンシャルエネルギー

図－4 に、 h_{eq} と μ_{yt} の関係を示す。図より、 $\mu_{yt}=1$ のときの減衰が 5%程度あり、柱主筋と柱外付補強筋の降伏が確認された $\mu_{yt} \geq 1.5$ 以降には μ_{yt} の増大とともに h_{eq} が高くなっていた。図中には、文献 1 の独立柱試験体から得られた h_{eq} についてもプロットした。文献 1 では、TL 型骨格曲線に置換した際の降伏変形角が $R=1/120rad$ 前後であったが、その h_{eq} は本試験体 3 体の傾向と概ね同じにあった。そこで、全試験体に対する回帰曲線を $\mu_{yt} \geq 1$ に対して求めると、式(4)が得られた。

$$h_{eq} = 0.05\sqrt{\mu_{yt}} \quad (4)$$

ここで、図-4 でプロットした横軸の塑性率は、降伏変形角を $R=1/150\text{rad}$ で規定する診断基準及び改修指針³⁾の考え方とは異なっているが、試験体ごとで降伏変形角が異なっているとしても μ_{yt} を用いて表現すれば本工法の h_{eq} が概ね式(4)で推定でき、その際に $\mu_{yt}=1$ のときの減衰が5%程度あることが確認できたと考えている。

5. 骨格曲線を用いた地震応答解析の概要

表-2 で示した骨格曲線をもとにした地震応答解析を行い、得られた結果に対して診断基準及び改修指針³⁾で与えられている靱性指標値 (F_y) との関係を調べる。ここでは、解析概要を述べる。なお、同指標 (F_y) は、Newmark のエネルギー一定則の考えにもとづいており、BL型骨格曲線に対して与えられる $F_y = \sqrt{2\mu_y - 1}$ をTL型骨格曲線に適用するための修正係数 (ϕ) を考慮した式(5)で与えている。ここで μ_y は、塑性率である。Newmark のエネルギー一定則は、比較的周期の短い建物の最大応答変位を推定する簡易的な手法であり、本解析もエネルギー一定則が成立する中低層建築物を対象とする。

$$F_y = \sqrt{2\mu_y - 1} / \phi, \quad \phi = 0.75(1 + 0.05\mu_y) \quad (5)$$

解析に当り、骨格曲線が建物の構造性能を表すものと仮定し、1 質点系の地震応答解析を行った。解析に用いた地震波は表-3 に示す観測波であり、いずれも原波形の最大速度を 50kine に基準化している。数値積分には、Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を用いており、刻み時間は 0.01sec である。減衰は、式(4)などを考慮して設定すべきであるが非線形域での減衰性能についてはより一層の検証が必要である上、式(4)から粘性減衰定数を直接推定できないが、ここでは $\mu_{yt}=1$ のときの h_{eq} を参考に減衰5%とする初期剛性比例型とした。

解析パラメータは初期周期とし、中低層建築物を想定した 0.2sec~0.6sec 間とするが、その設定手段として柱軸力比 (n) に換算した $n=0.05\sim0.40$ (0.05 刻みによる8種類) による建物重量を目安に定めた。これらの解析は、TL 型及び BL 型骨格曲線の双方に対して行い、表-4 にはひび割れ点時及び降伏点時の周期一覧を示した。

地震応答解析から得られる靱性指標値 ($R F_{yt}$ 又は $R F_{yb}$) 及び塑性率 (μ_{yt} 又は $R \mu_{yb}$) は、以下に示すように正負応答値の平均で与えた。ここで、右下添え字の t 及び b は、それぞれ TL 型及び BL 型骨格曲線に関する応答解析結果であることを示す。

靱性指標値 ($R F_{yt}$ 又は $R F_{yb}$) は、初期周期 (TL 型骨格曲線は T_c 、BL 型骨格曲線は T_{yb} となる) をもとにした弾性応答解析から弾性応答せん断力 ($R Q_{et}$ 又は $R Q_{eb}$) を減衰5%時について求め、これを骨格曲線上の降伏耐力 (Q_{yt} 又は Q_{yb}) との比で表したものとす。

$$\text{TL 型: } R F_{yt} = \left(\left| +R Q_{et} / Q_{yt} \right| + \left| -R Q_{et} / Q_{yt} \right| \right) / 2 \quad (6a)$$

$$\text{BL 型: } R F_{yb} = \left(\left| +R Q_{eb} / Q_{yb} \right| + \left| -R Q_{eb} / Q_{yb} \right| \right) / 2 \quad (6b)$$

塑性率 ($R \mu_{yt}$ 又は $R \mu_{yb}$) は、最大応答変位 ($R \delta_t$ 又は $R \delta_b$) を骨格曲線上の降伏変位 (δ_{yt} 又は δ_{yb}) で除した値である。

$$\text{TL 型: } R \mu_{yt} = \left(\left| +R \delta_t / \delta_{yt} \right| + \left| -R \delta_t / \delta_{yt} \right| \right) / 2 \quad (7a)$$

$$\text{BL 型: } R \mu_{yb} = \left(\left| +R \delta_b / \delta_{yb} \right| + \left| -R \delta_b / \delta_{yb} \right| \right) / 2 \quad (7b)$$

表-3 解析に用いた地震波一覧

地震波	記号	成分	最大加速度 [gal]	解析時間 [sec]
1940Imperial Valley地震 EL CENTRO	El波	NS	449 -346	50
		EW	217 -185	
1952Kern Country地震 TAFT	Ta波	NS	423 -382	54
		EW	504 -419	
1993釧路沖地震 釧路地方気象台	Ku波	NS	881 -1040	120
		EW	675 -788	
1968十勝沖地震 八戸港湾	Ha波	NS	280 -183	36
		EW	212 -205	
1995兵庫県南部地震 神戸海洋気象台	Ko波	NS	319 -455	30
		EW	408 -317	
2004新潟県中越地震(本震) 川口町川口気象台	Ka01波	NS	996 -1134	30
		EW	570 -330	
2004新潟県中越地震(余震) 川口町川口気象台	Ka02波	NS	1968 -1726	45
		EW	1497 -994	
2004新潟県中越地震 小千谷市城内気象台	Oj01波	NS	360 -496	45
		EW	391 -532	
2004新潟県中越地震 K-NET小千谷(NIG019)	Oj02波	NS	621 -456	45
		EW	486 -493	
1994Los Angeles地震 Northridge	No波	NS	320 -224	45
		EW	383 -206	

表-4 ひび割れ点又は降伏点時の周期 (単位: sec)

試験体 記号	骨格曲線	周期	軸力比(n)							
			0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
CN	TL型	Tc	0.20	0.28	0.35	0.40	0.45	0.49	0.53	0.57
		Tyt	0.37	0.52	0.64	0.74	0.83	0.90	0.98	1.04
CNG		Tc	0.18	0.25	0.31	0.36	0.40	0.44	0.47	0.51
		Tyt	0.32	0.45	0.55	0.64	0.71	0.78	0.84	0.90
CNN		Tc	0.21	0.30	0.37	0.43	0.48	0.52	0.56	0.60
		Tyt	0.37	0.52	0.63	0.73	0.82	0.90	0.97	1.03
CN	BL型	Tyb	0.35	0.49	0.60	0.69	0.78	0.85	0.92	0.98
CNG			0.31	0.44	0.54	0.62	0.70	0.76	0.82	0.88
CNN			0.35	0.50	0.61	0.71	0.79	0.87	0.94	1.00

(注) 想定建物重量は、表中の軸力比 (n) を用いて $n \cdot c B_1 \cdot c D_1 \cdot \sigma_b$ より求めた。ここで $c B_1$ 、 $c D_1$ は補強前の柱断面積。

σ_b は、コンクリート圧縮強度で、試験体 CN, CNG, CNN それぞれ 31.1, 30.8, 32.4[N/mm²]である。

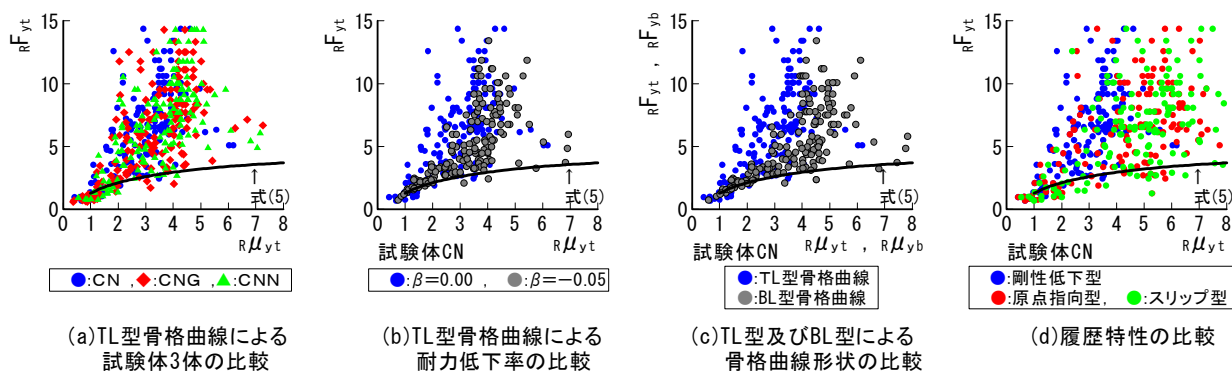


図-5 応答解析結果から得られた靱性指標値と塑性率の関係

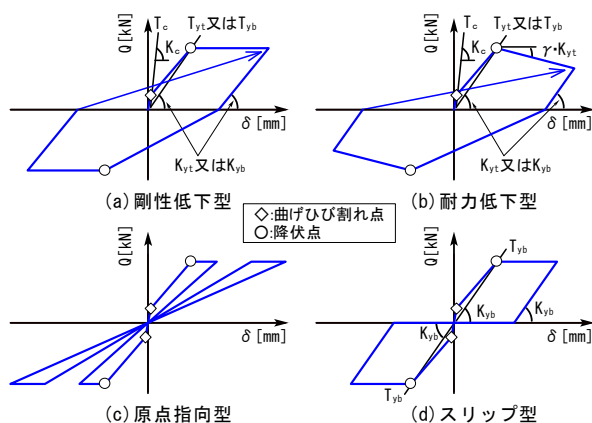


図-6 本論文で用いた復元力特性

6. 解析結果

図-5 に、地震応答解析から得られた靱性指標値と塑性率の関係を示す。図中には、式(5)の計算値も図示してある。復元力特性は慣用のモデルとし、図-6 に示す合計4種類とした。以下に、その詳細を示す。

図-5(a)は、文献3、文献4の復元力特性で用いられている剛性低下型に対する応答解析結果であり、試験体3体をまとめてプロットした。骨格曲線はTL型である。図より、靱性指標値と塑性率の傾向に試験体の違いが殆ど見られなかった。その際、入力する地震波により最大応答変位が異なっていたものの地震応答解析より得られた靱性指標値と塑性率の関係は、数点を除き下限式と位置付ける式(5)の条件を満足していた。従って、10種20波の観測地震波を用いた応答解析結果に対しても式(5)は適用できると考えられる。なお、同図で与えた塑性率は、厳密には弾性応答解析値による降伏変位で除すべきであるが、骨格曲線上の降伏変位をもとにした塑性率を用いても把握可能であった。但し、この場合、変位一定則が成り立たないので、初期周期が T_c でいうところの0.20～0.60sec内の建物に限定される。

他方、釣り合い軸力比以下までは、軸力の増大により耐力は増大するが靱性性状は低下することが一般に知られている。すなわち、エネルギー一定則にもとづけば、骨格曲線上の降伏耐力が増大する分、限界変位(δ_u)は

小さくなる。そこで、図-5(a)の結果に対して、安全側の検証として降伏耐力は変えずに降伏点以降の剛性を低下させた耐力低下型について検討した。その低下率は $\gamma \cdot K_{yt}$ で与え、ここでは $\gamma = -0.05$ とした際の結果を図-5(b)に試験体CNによる代表例で示した。図より、 $\gamma = -0.05$ は $\gamma = 0$ に比べて μ_{yt} が1.00～1.75(平均1.14)倍大きくなったが、その様な結果に対しても式(5)は下限値を表していた。

図-5(c)は、復元力特性を剛性低下型とした際のTL型及びBL型骨格曲線の違いであり、同図も試験体CNのみを示している。なお、表-4において、BL型骨格曲線上の T_{yb} は、結果として $T_{yb} \cong \sqrt{2}T_c$ の関係⁵⁾にあった。しかし、応答解析結果は $\mu_{yb} > \mu_{yt}$ となっており、最大応答変位を大きく見積もるという観点に立てば骨格曲線はBL型とした方が安全側に算定できると考えられる。

一方、剛性低下型の復元力特性は、エネルギーを過大評価する恐れがある。そこで、復元力特性の比較として、原点指向型及びスリップ型を用いた際の結果を図-5(d)にプロットした。骨格曲線はTL型であり、試験体CNのみを示してある。図より、原点指向型及びスリップ型は、剛性低下型に比べ μ_{yt} が1.00～3.68(平均1.56)倍大きくなったことから塑性率の上限値を定める必要性が示唆されるが、いずれにせよ式(5)そのものは応答解析結果に対して概ね下限値を表す算定式となっていた。

以上の結果において、図-6で示す復元力特性は、実験結果(履歴曲線形状)を忠実に再現したものではなく、汎用性のあるモデルを用いた結果に過ぎない。また、包絡線上の面積を安全側に見積もって線形化置換したが、骨格曲線は軸力が載荷されていない場合の実験がもとになっている。従って、今後も多くの検証が必要であるが、本論文で検証した範囲内では、応答解析結果に対して式(5)は概ね下限値を表すことが少なからず確認できた。

7. 地震入力エネルギーと応答値の関係

6章では、靱性指標値と塑性率の関係を地震応答計算によって表したに過ぎず、その結果に対して、建物が許

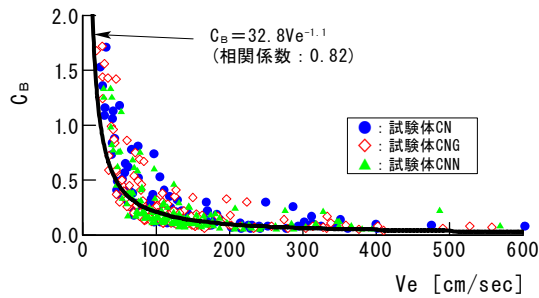


図-7 TL型骨格曲線の応答結果から得られた必要耐力係数と等価速度の関係

容できる最大塑性率（本論文では、最大塑性率として 4～5）に応じた必要耐力（通常、ベースシア係数で表される）を定めなくてはならない。一方、式(5)は塑性率の関数のみで与えられ、短周期が卓越する中低層建築物を対象とするという条件を与えた以外は、周期特性が考慮されていない。そうした中、近年の耐震性能評価において地震動の強さを表す指標を取り入れた地震入力エネルギーの考え方がある。地震入力による総エネルギー（ E_I ）は固有周期に依存され、質量（ M ）を用いて式(8)で示す等価速度換算値（ V_E ）で評価される⁹⁾。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E_I}{M}} \quad (8)$$

E_I は、質量（ M ）を有する 1 質点系の建物が地震入力加速度（ $\ddot{Z}_0$ ）を受ける際の運動方程式の両辺に変位（ y ）の増分（ $dy = \dot{y} \cdot dt$ ）を乗じ、時刻（ t ）で積分した式(9)中の右辺で与えられる。

$$\int_0^t M \cdot \ddot{y} \cdot \dot{y} \cdot dt + \int_0^t (C \cdot \dot{y}) \cdot \dot{y} \cdot dt + \int_0^t Q(y) \cdot \dot{y} \cdot dt = - \int_0^t (M \cdot \ddot{Z}_0) \cdot \dot{y} \cdot dt \quad (9)$$

$\ddot{y}$ 、 $\dot{y}$ 、 y ：相対加速度、相対速度、相対変位
 $C \cdot \dot{y}$ ：粘性減衰力、 $Q(y)$ ：復元力

式(9)はエネルギーの釣合い式であり、地震入力開始（ $t=0$ ）から地震終了時（ $t=t_d$ で、 t_d は表-3 中の解析時間）を与え、TL型骨格曲線上の T_c に応じた V_E を求めることができる。これを、TL型骨格曲線に対する応答解析結果から得られた $R F_{yt}$ 値の逆数との関係で示したものが図-7 である。ベースシア係数は、厳密には降伏耐力を $M \cdot g$ （ g は重力加速度）で除した値であるが、応答結果との対応として便宜上、 $1/R F_{yt}$ を必要耐力係数（ C_B ）とみなしている。図において、 C_B は V_E に逆比例しており、この関係の近似式を求めると式(10)となる。

$$C_B = 32.8 V_E^{-1.1} \quad (10)$$

式(10)を用いれば、補強対象とする建物に対して設計で想定する地震動に応じた V_E により必要耐力係数すなわち必要降伏耐力を求めることができる。

8. まとめ

既往の研究で実施した外付け補強された十字形部分架構の水平加力実験から得られた履歴曲線を骨格曲線で表し、降伏点及び地震応答解析結果に関する検証を行った。本論文で検討した範囲内では、以下の知見が得られた。

- (1) 骨格曲線上の降伏耐力は、曲げ略算式を準用して算出した補強後の柱曲げ耐力計算値に対して、1.3～1.4 倍程度あった。また、降伏変形角は $R \approx 1/110\text{rad}$ と、診断基準及び改修指針で与えられる降伏変形角 $R=1/150\text{rad}$ よりやや大きい傾向にあった。但し、骨格曲線上の降伏変位をもとにした塑性率を用いても、実験から得られた等価粘性減衰定数及び地震応答解析結果が把握可能であった。
- (2) 骨格曲線をもとに、慣用の復元力特性（剛性低下型、耐力低下型、原点指向型、スリップ型）を用いて地震応答解析を行った。その結果、復元力特性により最大応答変位は異なる値をとるが、診断基準・改修指針の靱性指標算定式そのものは応答解析結果の下限値を表す算定式であることが確認できた。
- (3) 建物が許容できる最大塑性率に応じた必要耐力係数を求めるための近似式を等価速度換算値の関係を把握した。

謝辞

本論文で用いた観測地震波は、日本建築センター、気象庁及び K-net による強震記録を使用させて頂いた。検討に用いた試験体は、東洋紡績株式会社、株式会社カナガワ、電気化学工業株式会社、東京鐵鋼株式会社、ヤマダ建設株式会社のご協力を頂いた上で製作した。関係者の各位に、深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 伊藤嘉則，槇谷榮次，相場豊史，茂木順一：アラミド繊維と鋼板を併用して耐震補強した RC 造柱の構造特性、骨格曲線を用いた曲げ強度増大効果と靱性指標の実験的検証、日本建築学会構造系論文集，第 671 号，pp55～64，2011.1
- 2) 伊藤嘉則，槇谷榮次，山口啓三郎，若林和義，他：鋼板および連続繊維シート併用工法による RC 造柱梁接合部の耐震補強法に関する研究（その 1～その 3），日本建築学会大会，構造IV，pp571～576，2010
- 3) 日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針・同解説，2001
- 4) 梅村魁，岡田恒男，大森信次，宮沢正躬：中低層 RC フレーム構造に要求される保有耐力と保有塑性率，日本建築学会大会，構造系，pp1871～1872，1977
- 5) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法〈続〉中層編，技報堂出版，pp310～316，1982
- 6) 秋山宏：建築物の耐震極限設計，第 2 版，東京大学出版，pp9～22，1987