

論文 静的非線形解析に基づく SRC ラーメン橋脚の耐震設計法に関する研究

内藤英樹*1・秋山充良*2・鈴木基行*3

要旨: SRC1 層ラーメン橋脚の面内方向を対象として、軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮したファイバー要素によるプッシュオーバー解析を基にラーメン橋脚としての降伏点および終局点を定義した。また、エネルギー一定則を用いることで弾塑性地震応答変位を推定し、動的解析結果との整合性を検討した。そして、静的非線形解析に基づく SRC1 層ラーメン橋脚の耐震設計法に関する考察を行った。

キーワード: SRC1 層ラーメン橋脚, ファイバー要素, 地震応答解析, 耐震設計

1. はじめに

近年, これまで主に建築分野で用いられてきた鉄骨鉄筋コンクリート (以下, SRC) 部材の土木構造物への適用例が増加している。SRC 構造は, 鉄骨と鉄筋コンクリートの両者の利点を兼ねることが可能であり, 適切な鉄筋量と鉄骨の鋼材量の比率を持つ断面ならば, 軸方向鉄筋の座屈後も優れた変形性能を発揮する。一方, SRC 構造を採用した土木構造物の地震応答解析は, これまでほとんど行われていないため, その地震応答性状や耐震設計法に関する検討が十分であるとは言い難い。特に, 単柱式 RC 橋脚や RC1 層ラーメン橋脚では, 弾塑性地震応答変位の推定に関するエネルギー一定則の適用性や終局 (許容) 変位の設定に関しても, 十分な検証がされているのに対し¹⁾, SRC 構造では, そのような手法の適用性が検討された例はない。

そこで本研究では, 断面に占める鉄筋量と鉄骨の鋼材量の比率を変化させた 2 つの SRC1 層ラーメン橋脚を対象に, ファイバー要素を用いたプッシュオーバー解析や時刻歴地震応答解析を行い, SRC1 層ラーメン橋脚へのエネルギー一定則の適用性などを検討した。そして静的非線形解析に基づく SRC1 層ラーメン橋脚の耐震設計法に関して考察した。

2. 解析モデル

2.1 橋脚モデル

解析対象は, 図-1 に示される SRC1 層ラーメン橋脚である。この橋脚は, 河川上を通過する高架道路の設計計算例²⁾を引用したものであり, 解析条件に合わせ, 上部構造重量等を修正している。解析は, 軸方向鉄筋の座屈を考慮したファイバーモデルにより行い, 汎用プログラム MARC を使用している。予備解析として行ったプッシュオーバー解析において, 図-1 に示すラーメン橋脚では, 梁部の曲げ耐力が柱部に比べ十分に大きく塑性化しないことが確かめられたので, 柱の下端部 (柱 1, 柱 2) および上端部 (柱 3, 柱 4) の塑性ヒンジ領域をファイバー要素によりモデル化した。塑性ヒンジ長は, 後述する加藤らの軸方向鉄筋の座屈モデル³⁾を用いて計算される座屈長から 900mm とした。

解析は有限変形解析であり, ファイバー要素では, 鉄骨部分を 25 分割程度, コンクリート部分を 50 分割程度とした。また, 軸方向鉄筋は, 配筋時の鉄筋中心位置でモデル化した。

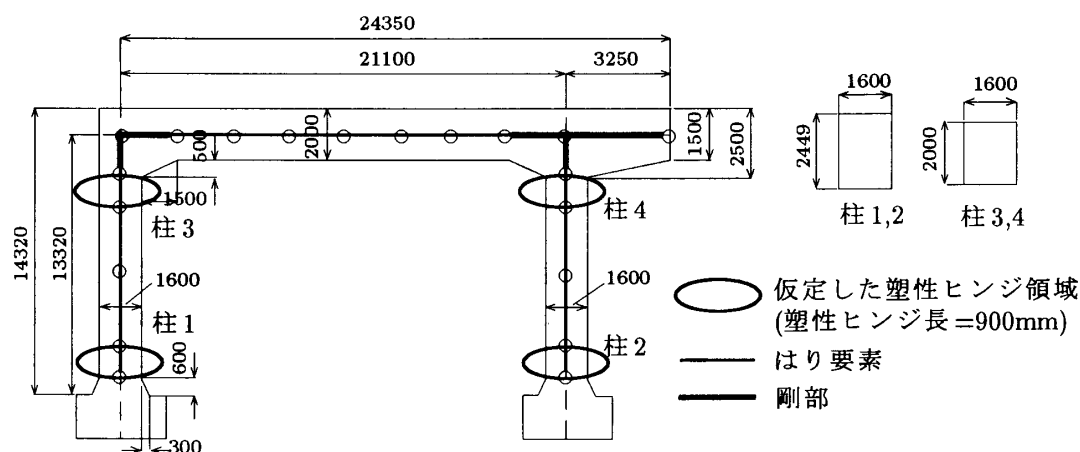
2.2 材料特性

ファイバー要素で用いるコンクリートの応力-ひずみ関係は, 図-2 に示されるように, 拘束条件の違いから, かぶりコンクリート部分と帯鉄

*1 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 工修 (正会員)

*3 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

図-1 解析対象橋脚²⁾

筋による拘束効果が期待できるコアコンクリート部分の2つの領域に分けてモデル化した。かぶりコンクリートを除く全ての領域において、最大圧縮応力到達後は、図-2に示されるように、星隈らによるモデル⁴⁾に従い応力を低下させた。ただし、収束応力は最大圧縮応力の20%とした⁵⁾。また、かぶりコンクリート部分は、最大圧縮応力点までは、星隈らによるモデルを用い、その後は圧縮ひずみ0.01で応力が0となるような直線勾配によって下降させた。

鉄筋の応力-ひずみ関係は、図-3に示される加藤らにより提案³⁾された座屈モデルを用いた。加藤らの座屈モデルは、主にかぶりコンクリートが無い状態におけるRC柱の一軸圧縮実験の結果を回帰したモデルである。しかし、SRC部材においては、かぶりコンクリートの剥落後も鉄骨部が圧縮力を分担しているため、その軸方向鉄筋の座屈開始時の側方からの拘束条件などは、加藤らの実験供試体中の軸方向鉄筋に近いと判断し、加藤らのモデルを適用した。また、その履歴則には、図-3に示されるようにMenegotto-Pintoモデルを用いた。なお、Menegotto-Pintoモデルでは、鉄筋の座屈後も過去の折り返し点(K点)を目指し、降伏後の第2勾配で漸近するものとし、圧縮側から引張側に向かう履歴則は、村山らの研究⁶⁾を参考に、引張側の過去最大ひずみ点を直線で目指すものとした。

また鉄骨は、コンクリート中に埋め込まれて

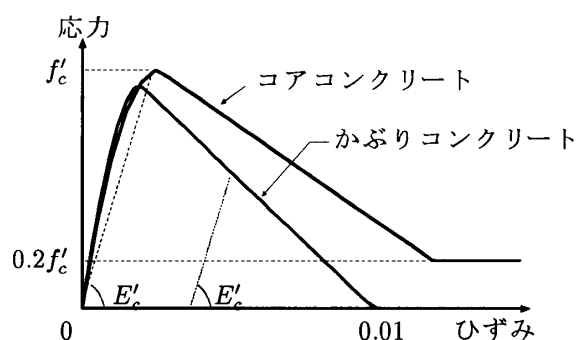


図-2 コンクリートの応力-ひずみ関係

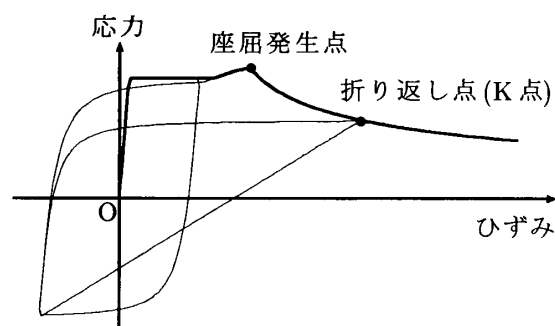


図-3 鉄筋の応力-ひずみ関係

おり、フランジ座屈が生じにくく、また、座屈が生じても、SRC部材は緩やかな耐力低下しか示さないことを指摘する実験結果も報告⁷⁾されている。そこで、鉄骨の応力-ひずみ関係は、座屈による影響を考慮せず、骨格曲線には完全弾塑性型モデル、履歴則としては、Menegotto-Pintoモデルを用いた。

表－１ 橋脚Rおよび橋脚Sに与えた断面諸元

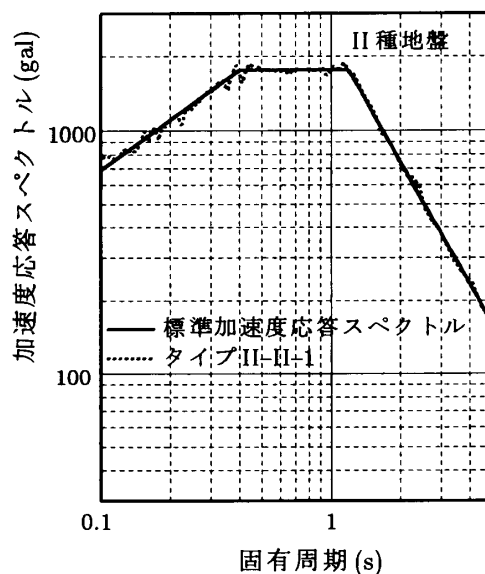
		鉄骨鉄筋比 *1	鋼材比 (%) *2	モーメント (×10MNm)			M_{sc}/M_{rc}
				M_{sc}	M_{rc}	M_u	
橋脚R	柱1, 柱2の断面	0.81	4.81	2.04	2.80	4.07	0.73
	柱3, 柱4の断面	0.88	4.60	1.95	2.58	3.79	0.76
橋脚S	柱1, 柱2の断面	2.98	4.58	3.18	1.63	4.07	1.95
	柱3, 柱4の断面	3.51	4.42	3.10	1.43	3.81	2.17

*1) 鉄骨鉄筋比=(鉄骨の断面積)/(鉄筋の断面積), *2) 鋼材比=(鉄筋と鉄骨の断面積の和)/(コンクリート有効断面積)

2.3 断面諸元

SRC断面では、鉄筋量と鉄骨の鋼材量の違いにより、軸方向鉄筋の座屈に伴い急激な耐力低下を示す(以下、RC的断面)場合と、鉄骨断面積が十分であり、座屈以降も緩やかな耐力低下を示す(以下、SRC的断面)場合がある。別途行ったSRC柱のパラメータ解析においても、軸力比0.21以下において、SRC断面から軸方向鉄筋を除いた鉄骨コンクリート断面の曲げ耐力(以下、 M_{sc})と鉄骨断面を除いた鉄筋コンクリート断面の曲げ耐力(以下、 M_{rc})の比 M_{sc}/M_{rc} が、およそ1.5以上となるように鉄筋量および鉄骨の鋼材量を決定すれば、軸方向鉄筋の座屈後においても、大幅な耐力低下を避けることができることを確認している。

そこで、図－1のラーメン橋脚モデルとして、SRC的断面を有する橋脚(以下、橋脚S)とRC的断面を有する橋脚(以下、橋脚R)を考慮した。橋脚Rおよび橋脚Sに与えた断面諸元を表－1に示す。図－1の橋脚下端部の塑性ヒンジ領域(柱1, 柱2)に与える断面および橋脚上端部の塑性ヒンジ領域(柱3, 柱4)に与える断面は、同一としている。表－1に示される断面諸元は、後述するプッシュオーバー解析とエネルギー定則から推定される弾塑性地震応答変位が、定義した許容塑性率以下となるように設計した結果である。また、橋脚Rおよび橋脚Sの保有水平耐力を等しくするため、各断面の終局曲げモーメント(コンクリート縁ひずみが0.0035に達する時のモーメント)が概ね同じ値となるようにし、各断面の鋼材比(鉄筋と鉄骨の断面積の和/コンク



図－４ タイプⅡ地震動の加速度応答スペクトル

リート有効断面積)についても同程度となるように配慮した。なお、断面を設計する際の構造細目は、鉄道構造物等設計標準⁸⁾を参考としたが、橋脚Rについては、鉄骨鉄筋比の細目のみ満足していない。

2.4 動的解析法と入力地震動

時刻歴地震応答解析で用いた入力地震波は、道路橋示方書に規定されるタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトル(Ⅱ種地盤)に適合するように振動数領域で振幅調整した標準波形¹⁾(タイプⅡ-II-1)である。図－4にタイプⅡ-II-1の加速度応答スペクトルを示す。

数値積分法には、平均加速度法($\beta = 1/4$)としたNewmarkの β 法を用い、計算の時間刻みは1/500秒を基本とした。また、減衰力はRayleigh減衰により与えた。

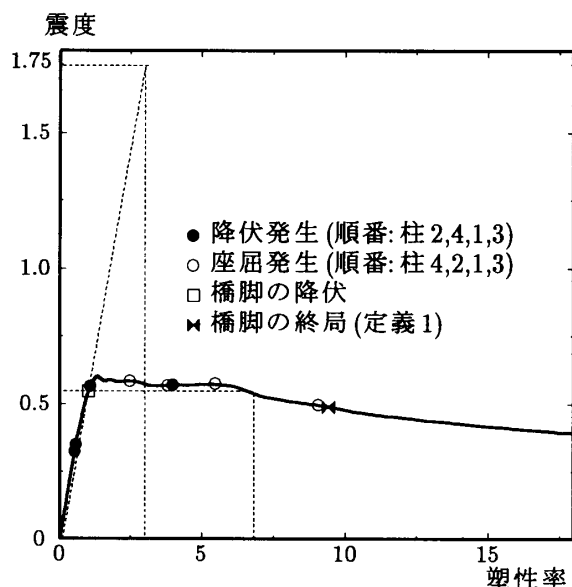


図-5 橋脚Rのプッシュオーバー解析の結果

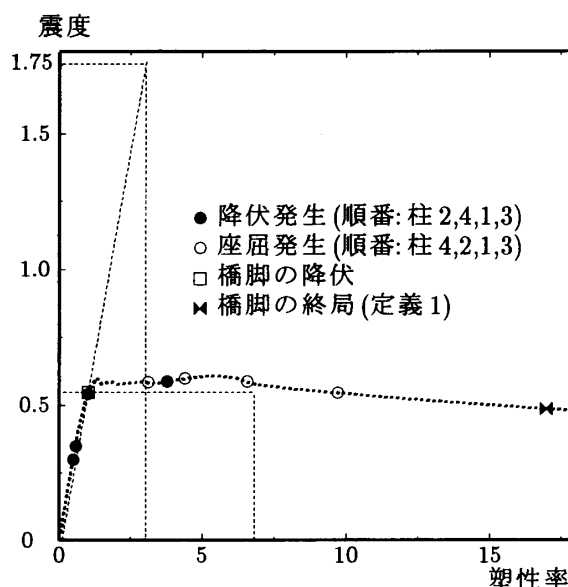


図-6 橋脚Sのプッシュオーバー解析の結果

表-2 橋脚Rおよび橋脚Sの動的解析と静的解析結果の比較

	降伏点		最大荷重時		終局点				許容塑性率		応答塑性率	
					定義1		定義2					
	変位 (mm)	荷重 (MN)	変位 (mm)	荷重 (MN)	変位 (mm)	荷重 (MN)	変位 (mm)	荷重 (MN)	定義1	定義2	エネルギー一定則	動的解析
橋脚R	70	10.3	93	10.6	685	8.5	640	8.7	6.8	6.4	5.8	3.9
橋脚S	70	10.2	365	10.7	1199	8.6	701	9.6	11.8	7.0	5.8	3.7

3. 解析結果

3.1 プッシュオーバー解析とエネルギー一定則に基づく弾塑性地震応答変位の推定

橋脚Rおよび橋脚Sの橋脚天端位置に強制変位を与えることで、プッシュオーバー解析を行った。結果を図-5および図-6に示し、具体的な最大耐力の大きさなどを表-2に示した。なお、図中の降伏発生とは、最外縁引張鉄筋が降伏したことを示している。また、橋脚としての降伏変位 δ_y は、ファイバー要素でモデル化する4つの塑性ヒンジ領域(柱1～柱4)の中で、最初に降伏が生じる点を初降伏点とし、原点と初降伏点を結んだ直線が最大荷重に達する時の変位と定義した。そして両図の横軸は、各載荷ステップにおける橋脚天端位置の変位 δ を δ_y で除した塑性率として表記している。また、図中の縦軸は、強制変位を与えた反力として得られる荷重値を等価重量で除した震度として示した。

図-5および図-6の比較から、橋脚Rと橋

脚Sは、概ね同程度の保有水平耐力を有しており、4つの塑性ヒンジのうち3つで軸方向鉄筋の座屈が生じると耐力低下が始まる。そして、塑性変形が進行すると、それぞれの耐力低下量にはRC的断面およびSRC的断面を有する両橋脚の差が現れている。

次に、図-5および図-6のプッシュオーバー解析結果をもとに、SRC1層ラーメン橋脚の終局点を定義した。終局は、最大荷重 P_m の80%耐力を保持する最大変位点(定義1)、もしくは4つの塑性ヒンジで座屈が発生した点(定義2)とした。

この2つの定義に従い、終局変位 δ_u を算定し、また道路橋示方書と同様に、式(1)に従い許容塑性率 μ_a を求めた結果を表-2に示した。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (1)$$

ここに、 α : 安全係数(=タイプII地震動に対しては1.5)。

表-2 に示される通り、橋脚Rでは、定義1および定義2に従い算定される終局変位は、概ね等しいのに対し、橋脚Sでは、両者の差が大きくなった。また橋脚Sは、軸方向鉄筋の座屈が生じて耐力低下が小さいSRC的断面を有するため、定義1で算定される終局変位が橋脚Rに比べ著しく大きくなった。しかし、地震後の使用性や復旧の観点からは、定義1を採用することは望ましいとは言えず、設計上は定義2で終局を与え、それ以降の塑性変形能については、想定した以上の地震動が作用した場合の安全余裕分と見なすべきと考える。定義2を採用した場合には、式(1)に従い算定される許容塑性率は、橋脚Rおよび橋脚Sともに、耐力低下域に入った程度の応答に相当する。

そして、定義した橋脚としての降伏点から、図-5 および図-6 に示されるように、完全弾塑性型の骨格曲線を仮定したエネルギー一定則に基づき応答塑性率を算定した結果を表-2 に示してある。なお、橋脚Sおよび橋脚Rの1次モードの固有周期は、ともに0.63秒であることから、弾性応答水平力に相当する震度は、図-4 より1.75としている。また、前述した通り、橋脚Sおよび橋脚Rは、このようにして算定される応答塑性率が、式(1)の許容塑性率以下となるように設計されている。

次項において、このエネルギー一定則から算定される応答塑性率と時刻歴地震応答解析結果の比較を行い、静的非線形解析に基づくSRC ラーメン橋脚の耐震設計法に関する考察を行う。

3.2 SRC ラーメン橋脚の地震応答解析

橋脚Rと橋脚Sに対し、タイプII-II-1を入力した時の橋脚天端位置における応答変位の時刻歴を地震波入力後4秒から10秒に対して図-7 に示した。なお、応答変位は、前述した橋脚としての降伏変位 δ_y で除した塑性率として表記している。図中の白丸は、橋脚Rの座屈発生点を示しており、タイプII-II-1の入力に対し、柱1の塑性ヒンジでは座屈が発生しなかったことが確認される。

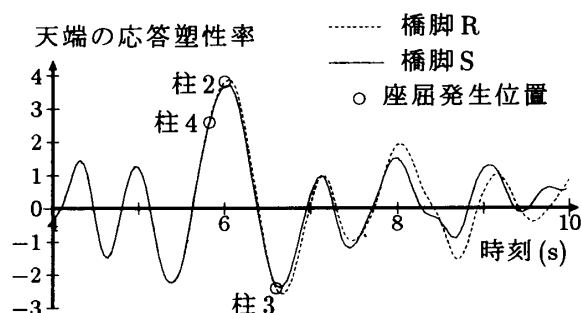


図-7 橋脚天端位置の時刻歴応答

図-7 に示す動的解析結果とエネルギー一定則に基づき推定した応答塑性率の比較を表-2 に示す。エネルギー一定則から推定される応答塑性率は、動的解析結果に対し、安全側の値を与えており、その精度は、RC 橋脚などに適用した場合と同程度であると思われる⁹⁾。これは、最大耐力以降においては、SRC 部材は埋め込まれた鉄骨の影響により、RC 部材に比べより安定した紡錘形のループ形状を呈するのに対して、本解析で検討する程度の応答変位量であれば、両者の履歴特性には大きな相違が見られなかったことも関係している。従って、SRC ラーメン橋脚も RC 橋脚などの場合と同様の手順でタイプII地震動に対して耐震設計することは可能であり、軸方向鉄筋の座屈挙動までも考慮した本解析から、定義2と式(1)を用いた許容塑性率以下に応答塑性率を抑えれば、十分な耐震安全性を確保できると思われる。なお、ここに提示した応答塑性率の推定精度は、想定地震動や解析対象橋脚の固有周期などにより大きく変動することが予想される。本研究では、実務設計で用いられる地震波によりエネルギー一定則のSRC1層ラーメン橋脚への適用性を検討したが、今後は、他の地震動やより広範な固有周期帯域に属する多くの橋脚を対象に解析を行う必要がある。また、定義2を採用した場合にも、図-8 に示す橋脚Sの柱4の曲げモーメント-曲率関係のように、幾つかの塑性ヒンジ領域には、座屈発生時曲率を大きく超過した曲率が作用している。RC ラーメン橋脚では、設計上の終局状態を超える

曲率が作用しても、橋脚としては急激に水平耐力が低下しないとの実験的検証に基づき、幾つかの塑性ヒンジ領域には、過大な曲率の作用を許容している¹⁾。本解析で用いた手法により、軸方向鉄筋の座屈による耐力低下量までも、実験結果を定量的に再現できることを確認しているが、個々の塑性ヒンジ領域の損傷と、ラーメン橋脚としての荷重-変位関係の関わりについては、地震後の復旧の観点も含め、今後詳細に検討していく必要がある。

なお図-7では、8秒以降の応答において、橋脚Rと橋脚Sで差が生じており、RC的断面を有する橋脚Rでは、座屈発生以降の耐力低下の影響が見られるが、最大応答塑性率などは、両者ほとんど同じ値である。これは、今回用いた地震力レベルでは、僅かに耐力低下する程度の塑性変形として定義される許容塑性率より小さい応答しか生じないためである。しかし、終局変位が生じる程度の地震力を受けた場合には、図-5や図-6に示すプッシュオーバー解析結果から、両者の挙動は相違すると予想される。今後、想定以上の地震力を受けるSRCラーメン橋脚の地震応答性状についても検討を行い、SRC構造の耐震性能をより詳細に把握していきたい。

4. まとめ

断面に占める鉄筋量と鉄骨の鋼材量を変化させた2つのSRC1層ラーメン橋脚の面内方向を対象としたプッシュオーバー解析を行い、ラーメン橋脚としての降伏点および終局点を定義した。また、エネルギー一定則を用いることで推定されるSRCラーメン橋脚の弾塑性地震応答変位は、動的解析結果に対して安全側に評価されていることを確認した。そして、定義2に従う終局変位に対して道路橋示方書と同じ安全係数を用いて算定した許容塑性率以下となるようにSRC1層ラーメン橋脚を耐震設計すれば、軸方向鉄筋の座屈により耐力低下を呈するRC的断面を持つ橋脚Rであっても、SRC的断面を有する橋脚Sと同程度の損傷状態に留めることができるこ

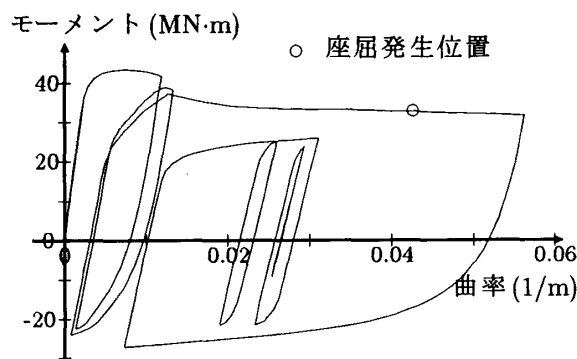


図-8 曲げモーメント-曲率関係(橋脚S, 柱4)

とを確認した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1996.
- 2) 村田二郎監修：鉄骨鉄筋コンクリート土木構造物の設計，オーム社，pp.198-219，1976.
- 3) 加藤大介：鉄筋コンクリート部材の主筋の座屈性状に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第436号，pp.135-143，1992.6
- 4) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.1-11，1995.8
- 5) R.Park, M.J.N Priestley, Wayne D. Gill : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST-4, pp.929-950, 1982.4
- 6) 村山八洲雄ほか：交番繰り返し荷重下における柱筋の座屈モデル，鹿島技術研究所年報，第42号，pp.93-98，1994.10
- 7) 鈴木敏郎，元結正次郎，内山政彦：鉄骨コンクリート部材の曲げせん断応力下における塑性変形能力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第484号，pp.141-148，1996.6
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，1998.
- 9) 例えば，土田貴之，御園生静栄，佐々木拓也：等橋脚を有するコンクリートラーメン橋のプッシュオーバーアナリシスに関する研究，第2回地震時保有耐力法に基づく橋脚の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.25-32，1998.12