

鋼製門型ラーメン橋脚を対象とした自己復元型免震・制震機構の提案

Amjad Al HELWANI¹・奥村 徹²・後藤芳顕³

¹学生会員 工修 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻博士後期課程（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

²正会員 工修 岐阜工業高等専門学校講師 環境都市工学科（〒501-0495 岐阜県本巣市上真桑 2236-2）

³フェロー会員 工博 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

1. はじめに

近年、橋梁の耐震性能向上策として座屈拘束ブレースやシヤパネルなどの履歴ダンパーを用いた制震構造の適用が検討されている¹⁾。このような構造では本体構造への損傷は減少するものの、履歴ダンパーの塑性化による残留変位発生が指摘されている。重要な構造物においては地震後の使用性の観点からも構造安全性を確保するだけでなく残留変位が生じない構造が望ましい。このような観点から、著者らは本体構造の損傷を低減するだけでなく、地震後の使用性にも着目したロッキング型免震・制震機構^{2), 3)}を提案した。ロッキング型免震・制震機構は上落式鋼アーチ橋の端柱部分のようにアスペクト比 (h/b = 骨組高さ/骨組幅) が大きな剛結骨組構造の頂部に水平地震慣性力が作用したときの耐荷形式が主として柱の軸力変動によるものであることに着目し、柱基部の浮き上がりを許容し軸降伏型ダンパーで浮き上がり量を制御するものである。この機構は履歴特性として原点指向の復元力特性（自己復元特性）を有し、死荷重がある値以上であれば、残留変位が発生しない特長をもつ。

橋脚の設置位置に制限がある都市部の高速道路などでは写真-1 に示す門型ラーメン橋脚が比較的多くみられる。このような門型ラーメン橋脚を対象とした場合には柱の軸力変動に比べ柱の曲げで抵抗する耐荷形式が支配的となると考えられるので、柱基部の浮き上がりよりも各接合部の曲げに対する拘束度を低減させ、ダンパーなどで制御することが有効であると考えられる。さらに地震後の使用性を考慮すると、塑性化したダンパーによる残留変位が発生しない構造が望ましい。建築分野では多層多径間骨組の梁と柱の接合部にいわゆる PTED 接合⁴⁾ (Post-Tensioned Energy Dissipating Connection) を用いることが提案されている (図-1)。PTED 接合は梁と柱を梁の軸方向に配置した PC 鋼棒により圧縮軸力を導入することで接合し、さらに接合部に軸降伏型の金属ダンパーを梁の上下部に水平に配置し梁と柱を結合したものであ

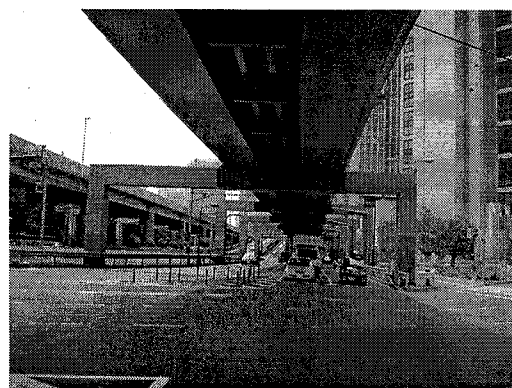


写真-1 鋼製門型ラーメン橋脚

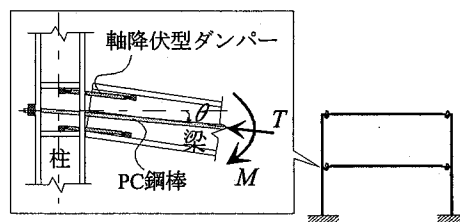


図-1 PTED 接合⁴⁾

る。PTED 接合では PC 鋼棒に導入する圧縮軸力により塑性変形したダンパーがもとの長さに戻されるため接合部での残留変形が生じない。しかしながら、従来の PTED 接合を門型ラーメン橋脚にそのまま適用した場合、2 箇所隅角部のみの配置となることと、柱基部が剛結されているので隅角部での相対回転が小さいことにより、接合部でのエネルギー吸収を有効に行うことができないという問題点がある。さらに梁上に上部構造の大きな死荷重が作用するので、PTED 接合として回転を許容しつつ、大きな梁反力を柱に確実に伝達する支持構造を柱の内側フランジ面に設置することは容易ではない。

そこで、本論文では門型ラーメン橋脚に適用できる自己復元機構を有する新たな免震・制震門型骨組構造 (図-2) を提案する⁵⁾。本免震・制震構造では梁を柱頂部で支え、柱の軸方向に設置した PC 鋼棒にプレストレスを導入することにより柱を梁ならびに基礎と締結する。これより、水平方向の地震動に対して柱と梁ならびに柱と基礎

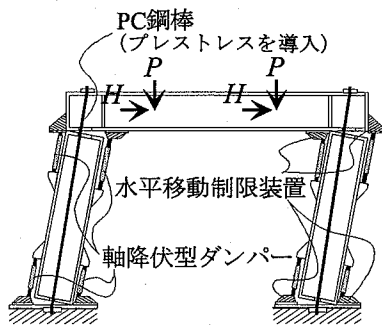


図-2 自己復元型免震・制震門型ラーメン橋脚

の接合部で相対回転が生じる半剛結の自己復元特性を有する免震構造となる。さらに軸降伏型の金属ダンパーを柱と梁の接合部ならびに柱と基礎との接合部に曲げモーメントに抵抗する様に配置する。このダンパーはレベル2地震動で引張り力による塑性変形が生じるが、PC鋼棒のプレストレスによる圧縮力で再降伏し、元の長さに戻っている。なお、各接合部では水平力を確実に伝達することができるように水平移動制限装置を設置することを前提とする。この構造での特長は次に示すとおりである。

- ・鉛直方向に導入した柱と梁のPTED接合に加え、柱基部のPTED接合により、各接合部での相対回転量を制御し、各接合部の曲げモーメントが低減する。さらに、接合部のダンパーによりエネルギー吸収が期待される。
- ・金属ダンパーに塑性伸びが生じた場合も上部構造の死荷重がPC鋼棒のプレストレスとともに自己復元機能にプラスに作用するので、PTED接合を水平方向に配置した場合に比べ、柱へのプレストレスは小さくてすむ。
- ・梁は柱の頂部面で支持されるので、複雑な支持構造を必要としない。
- ・ダンパーを取り外しても死荷重に対して支持機能があるので、容易に損傷したダンパーの交換ができる。
- ・き裂発生につながる隅角部での応力集中やひずみ集中が生じない。

提示した自己復元型の免震・制震門型骨組構造について、ここではまず、設計の考え方について説明し、履歴特性をもとに自己復元機能について検証する。つぎに、2種類の形状の門型ラーメン橋脚を対象に、最適設計手法を用い、通常の梁と柱を剛結とした構造、本免震・制震機構を導入した構造、さらに柱基部の浮き上がりを許容したロッキング型免震・制震機構を導入した構造を設計し、鋼材総重量、最大応答変位、残留変位の観点から互いに比較することにより本免震・制震機構の有効性を考察する。なお、本論文ではラーメン橋脚の面内挙動に着目し、作用する地震慣性力として橋軸直角方向のみを対象とする。このような設計条件が与えられる例としては、本構造上に可動支承を用い、橋軸方向の地震慣性力を他の橋脚で負担する高架橋システムが考えられる。

2. PTED接合を用いた自己復元型免震・制震門型ラーメン橋脚の設計法

(1) 設計の考え方

柱と梁ならびに柱と基礎にPTED接合を用いた自己復元型免震・制震門型ラーメン橋脚では鋼橋の制震構造において通常なされているようにレベル1地震動ではダンパーを含めて全て無損傷にとどめ、レベル2地震動ではダンパーのみを塑性化させ、PC鋼棒および柱と梁は無損傷に保つことを目標とする。塑性化を許容したダンパーの限界値として、文献6)を参考に、最大ひずみを0.03、累積塑性ひずみを0.7と設定する。

さらに、本構造ではダンパーが塑性化しても、残留変位が生じないように柱のPC鋼棒のプレストレス F_{PC} を以下の条件式(1)を満足するように与える⁹⁾。

$$\frac{2\{(1 - E_{D,p}/E)\sigma_{D,y}A_D + M_{IN}/b_D\} - W_{SP}}{F_{PC}} \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 E 、 $E_{D,p}$ 、 $\sigma_{D,y}$ 、 A_D 、 b_D はそれぞれ軸降伏型ダンパーのヤング率、降伏後の2次勾配、降伏応力、断面積、配置間隔をあらわし、 M_{IN} 、 W_{SP} は剛結骨組の初期曲げモーメントと柱に作用する死荷重をあらわす。

なお、従来の梁部分のみにPTED接合を水平に配置した構造では死荷重 W_{SP} がないので、式(1)で $W_{SP}=0$ と置いたものが梁のPC鋼棒への初期導入軸力の条件式となるため、導入軸力は大きくなる。

(2) 数値計算における自己復元型免震・制震機構のモデル化

ここで提示する自己復元型免震・制震門型ラーメン橋脚の性能を数値計算により検討するために柱と梁ならびに柱と基礎に配置したPTED接合を非線形有限要素解析ソフトABAQUS⁷⁾を用いることを前提に図-3に示すように棒要素とばね要素を用いてモデル化する。なお、図中の括弧内の記号はABAQUSの要素名をあらわす。

各接合部の接触と離間の挙動は圧縮側の剛性が十分大きく、引張側の剛性は0と設定する接触バネを用いて表現する。軸降伏型ダンパーとPC鋼棒には軸力のみが作用すると考え、弾塑性トラス要素(T2D2)でモデル化する。PC鋼棒に与える初期導入軸力は温度変化により導入する。

軸降伏型ダンパーとPC鋼棒の材料構成則としてバイリニア移動硬化則(ヤング係数 $E=206\text{GPa}$ 、降伏後の二次勾配:軸降伏型ダンパー $E_{D,p}=E/60$ 、PC鋼棒 $E_{PC,p}=E/100$)を用いる。

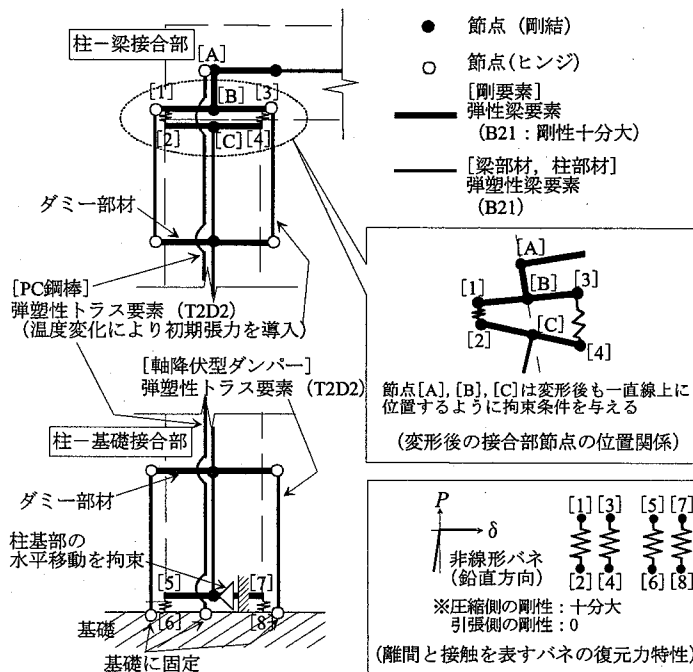


図-3 PTED 接合部のモデル化

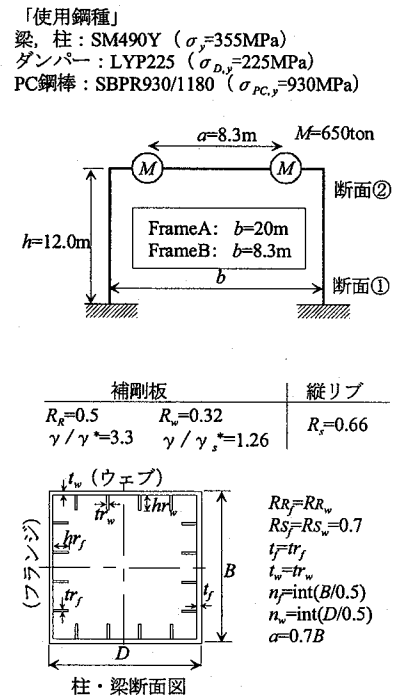


図-4 ラーメン橋脚モデルの基本諸元

3. PTED接合を用いた自己復元型免震・制震門型ラーメン橋脚の有効性

(1) 橋脚モデル

PTED接合を用いた自己復元型免震・制震門型ラーメン橋脚の有効性を検討するために、図-4に示すアスペクト比 (h/b =骨組高さ/骨組幅) の異なる2つのラーメン橋脚 (Frame A, Frame B) を対象とする。これらの橋脚について、柱-梁接合部と柱-基礎接合部を剛結とする通常の構造を基本モデル (Prototype), および耐震性能向上モデルとして提案するPTED接合を梁と柱の接合部ならびに柱と基礎の接合部に用いた自己復元型免震・制震構造 (PTED) を設定する。さらに、比較対象として文献 2), 3) で提案したロッキング型免震・制震機構と同様なモデル (ROC) を設定する。ただし、ROCでは自己復元機構での柱の軸圧縮力として上部構造の死荷重のみを利用するものであるため、ダンパーの塑性伸びに起因した残留変位が0とならない場合もある。このダンパーのみによる接合をED接合 (Energy Dissipation Connection) と呼ぶ。

以上の検討モデルの柱および梁部材に使用する鋼材の材料構成則にはバイリニア移動硬化則 (ヤング係数 $E=206\text{GPa}$, 降伏後の二次勾配 $E_p=E/100$) を用いる。

(2) 橋脚の最適設計

a) 最適化手法と目的関数

提案する自己復元型免震・制震構造について、鋼材総重量の観点から有効性を考察するために最適構造を設計する。各構造の設計における照査は制約条件として罰金

関数法により考慮する。外部罰金関数 $F(x_i)$ は次式のように定義する。

$$F(x_i) = (2W_C + W_B) / W_0 - \sum_{k=1}^{17} \min(0, E_k) \quad (2)$$

ここに、 x_i は設計変数、 W_C は柱1本の重量、 W_B は梁の重量、 W_0 は基準化に用いる重量で橋脚モデルのパラメータを設定する際に参考にしたラーメン橋脚をもとに算定したものをを用いる。 E_k は各設計条件に対応した制約関数で表-1に示すとおりである。 E_k は基準化されており $E_k \geq 0$ のときに制約条件を満足する。表-1に示す各制約関数の詳細については次項 b) で述べる。

$F(x_i)$ の最小値を求める最適化手法としては滑降シンプレックス法⁹⁾を用いる。

本設計に用いるレベル1地震動には道路橋示方書⁹⁾に規定されているII種地盤のスペクトル適合波形を用いる。レベル2地震動にはTYPEIIのII種地盤の標準波形3波を用い、3波の平均応答値を評価して設計する。

b) 各耐震性能水準と制約条件

基本構造である剛結ラーメン橋脚 (Prototype) とここで提案する自己復元型免震・制震構造 (PTED), およびロッキング型免震・制震構造 (ROC) を最適設計し、鋼材総重量の観点から比較を行う。最適設計をする上で、要求性能を設定し、制約条件としてまとめたものを表-1, 2に示す。

レベル1地震動に対してはいずれの構造も共通の要求性能を設定し、ダンパーを含めた橋脚全体が許容応力度以下となるように設計を行う。レベル2地震動に対しては

表-1 制約関数

対象地震動	対象部材	制約関数	摘要
レベル1	柱	$E_1 = 1 - \sigma_c / \sigma_{c,al}$, $E_2 = 1 - \tau_c / \tau_{c,al}$	許容応力度の照査
		$E_3 = 1 - \{(\sigma_c / \sigma_{c,al})^2 + (\tau_c / \tau_{c,al})^2\} / 1.2$	合成応力の照査
	梁	$E_4 = 1 - \sigma_b / \sigma_{b,al}$, $E_5 = 1 - \tau_b / \tau_{b,al}$	許容応力度の照査
		$E_6 = 1 - \{(\sigma_b / \sigma_{b,al})^2 + (\tau_b / \tau_{b,al})^2\} / 1.2$	合成応力の照査
	ダンパー (柱-梁接合部) (柱-基礎接合部)	$E_7 = 1 - \sigma_{Du} / \sigma_{D,al}$, $E_8 = 1 - \sigma_{Dl} / \sigma_{D,al}$	許容応力度の照査
レベル2	PC 鋼棒	$E_9 = 1 - \sigma_{PC} / \sigma_{PC,al}$	許容応力度の照査
	柱	$E_{10} = 1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{c,u}$	軸方向ひずみの照査
	梁	$E_{11} = 1 - \varepsilon_b / \varepsilon_{b,u}$	軸方向ひずみの照査
	ダンパー (柱-梁接合部) (柱-基礎接合部)	$E_{12} = 1 - \varepsilon_{Du} / \varepsilon_{D,u}$, $E_{14} = 1 - \varepsilon_{Dl} / \varepsilon_{D,u}$	最大ひずみ, 累積塑性ひずみの照査
		$E_{13} = 1 - \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{D,pl} / \varepsilon_{D,p} $, $E_{15} = 1 - \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{D,pl} / \varepsilon_{D,p} $	
	PC 鋼棒	$E_{16} = 1 - \varepsilon_{PC} / \varepsilon_{PC,u}$	軸方向ひずみ ε_{PC} が限界値 $\varepsilon_{PC,u}$ 以下
		$E_{17} = 1 - \frac{2\{(1 - E_{D,p} / E)\sigma_{D,y} A_D + M_{IN} / b_D\} - W_{SP}}{F_{PC}}$	自己復元機構に関する式(1)を満足

表-2 各部材の限界値

対象地震動	対象部材	限界値
レベル1	柱・梁	$\sigma_{c,al} = \sigma_{b,al} = 1.5\sigma_y / 1.7$, $\tau_{c,al} = \tau_{b,al} = 1.5\tau_y / 1.7$
	ダンパー	$\sigma_{D,al} = 1.5\sigma_{D,y} / 1.7$
	PC 鋼棒	$\sigma_{PC,al} = 0.9\sigma_{PC,y}$
レベル2	柱・梁	I 無損傷: $\varepsilon_{c,u} = \varepsilon_{b,u} = \varepsilon_y$
		III 中損傷: (平均圧縮ひずみ) 適用範囲: $0.3 \leq R_s \leq 0.5$, $\gamma / \gamma^* \geq 1.0$, $0.0 \leq N / N_y \leq 1.0$ $\varepsilon_{c,u} = \varepsilon_{b,u} = \frac{0.7}{(R_s \lambda_s^{0.18} - 0.18)^{1.3} (1 + N / N_y)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + N / N_y)}$ [終局限界], $8.4\varepsilon_y$ [使用限界] の小さい方 (平均引張ひずみ) $\varepsilon_{c,u} = \varepsilon_{b,u} = 0.05$ [終局限界]
	ダンパー	$\varepsilon_{D,u} = 0.03$, $\varepsilon_{D,p} = 0.7$
	PC 鋼棒	$\varepsilon_{PC,u} = \varepsilon_{PC,y}$

σ_y, ε_y : 柱・梁の降伏応力, 降伏ひずみ, $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$: 柱・梁の降伏せん断応力
 $\sigma_{D,y}, \varepsilon_{D,y}$: ダンパーの降伏応力, 降伏ひずみ, $\sigma_{PC,y}, \varepsilon_{PC,y}$: PC 鋼棒の降伏応力, 降伏ひずみ

各橋脚モデル (Prototype, PTED, ROC) が耐震性能水準 I 無損傷となるように設計を行う。Prototypeについては一般の耐震設計での目標とする性能である耐震性能水準 IIIの中損傷も耐震性能水準として最適設計を実施する。耐震性能水準 IIIの中損傷は文献6)に示されている部材健全度3の場合に対応するものとする。

c) 設計変数

最適設計での骨組の断面形状の決定において、ここでは簡単のため柱と梁はそれぞれ等断面部材と考える。さらに、梁と柱の設計変数はフランジ板厚 (2変数) として、図-4に示すように断面の他の諸元との関係は一定の比例関係にあるとする。これ以外に、金属ダンパーを用いた耐震性能向上モデルPTED, ROCではそれぞれの金属ダンパーの断面積と長さ, PC鋼棒を用いたPTEDではPC鋼棒

の断面積と初期軸力が変数となる。以上から、設計変数の数は基本モデル (Prototype) は2個, 提案する自己復元型免震・制震構造 (PTED) は8個, ロッキング型免震・制震構造(ROC)では4個となる。

(3) 鋼材総重量からみた自己復元型免震・制震構造の有効性

ここでは、構造の合理性を示す一つの指標である構造物に使用される鋼材の総重量の観点から考察を行う。2種類の門型ラーメン橋脚を対象に基本モデルと各耐震性能向上モデルについて最適設計された柱梁部材の総重量を表-3に示す。ここでPrototypeのI, IIIはそれぞれ目標とした耐震性能水準を表す。

耐震性能向上モデル (PTED, ROC) を無損傷を目標とした剛結ラーメン構造Prototype-Iと比較すると、いずれ

表-3 検討モデルの諸元

ラーメン橋脚	検討モデル	目的関数		設計変数						固有 周期 (sec)
		柱と梁の総重量		柱の フランジ厚	梁の フランジ厚	ダンパーの 断面積	ダンパーの 長さ	PC鋼棒の 断面積	PC鋼棒の プレストレス	
		$2W_C+W_B^{33}$ (kN)	Prototype-I に対する比	t_{cC} (m)	t_{cB} (m)	A_D (m^2)	l_b (m)	A_{PC} (m^2)	F_{PC} (MN)	
Frame A	Prototype-I	1141	1.00	0.024	0.021	—	—	—	—	0.314
	Prototype-III	604	0.53	0.017	0.017	—	—	—	—	0.565
	PTED	796 [862]	0.70 [0.76]	0.020	0.018	柱基部: 0.0319 柱上部: 0.0099	柱基部: 1.39 柱上部: 0.57	0.0275	16.6	0.413
	ROC	927 [937]	0.81 [0.82]	0.021	0.020	0.0513	0.63	—	—	0.370
Frame B	Prototype-I	808	1.00	0.023	0.019	—	—	—	—	0.308
	Prototype-III	350	0.43	0.016	0.012	—	—	—	—	0.638
	PTED	449 [533]	0.56 [0.66]	0.017	0.017	柱基部: 0.0329 柱上部: 0.0268	柱基部: 2.02 柱上部: 2.11	0.0254	5.7	0.463
	ROC	560 [579]	0.69 [0.72]	0.019	0.017	0.0503	1.26	—	—	0.397

※) 耐震性能向上モデル (PTED, ROCK) については別途必要となる軸降伏型ダンパーとPC鋼棒の重量を含んだ値を「」内に示す。

も、耐震性能向上モデルの重量が小さくなっている。提案する自己復元型免震・制震構造 (PTED) の重量は最も小さく、FrameBでは56% (66%)、FrameAでは70% (76%) まで大きく低減する。ただし、括弧内はダンパーとPC鋼棒を含めた重量である。ロッキング型免震・制震構造 (ROC) においても、FrameBでは69% (72%)、FrameAでは81% (82%) と低減している。

提案する自己復元型免震・制震構造PTEDではいずれも、アスペクト比 (h/b = 骨組高さ/骨組幅) の大きい構造FrameBにおいてより鋼材総重量の低減効果大きい。このような傾向が生じる原因として、次の2つの理由が考えられる。一つ目はアスペクト比のより大きいFrameBでは柱の全重量に占める割合が大きく、柱基部での曲げモーメントが低減されるPTEDではこの低減による効果がFrameAより大きく表れることによる。二つ目はアスペクト比の小さいFrameAでは死荷重が柱上に作用するFrameBと異なり、梁上に作用するため、柱頂部には軸圧縮力とともに曲げモーメントが作用する。したがって、金属ダンパーの塑性変形をゼロにし、自己復元機能を持たせるためには表-3からわかるようにFrameAではより大きいPC鋼棒のプレストレスが必要になる。この大きなプレストレスは柱の圧縮応力による塑性化を早めることと、接合部での固定度を高めるので曲げモーメントの低減が少ないことによりFrameAはFrameBに比べ不利な構造となると考えられる。

(4) 橋脚モデルの履歴特性

各検討モデルの自己復元特性を検証するため、Prototype-Iの初期降伏変位 δ_y を振幅増分とした漸増型両振りの繰り返し載荷解析の結果として得られた水平荷重-水平変位関係の履歴曲線を図-5、6に示す。これらの図では全ての検討モデルに対してPrototype-Iの初期降伏変

位 δ_y 、降伏水平力 H_y を用いて無次元化している。また、各図には橋脚本体の柱と梁部材およびPC鋼棒が弾性域にとどまる水平変位の振幅範囲を示している。

通常の剛結門型ラーメン橋脚モデルであるPrototype-Iでは無損傷である振幅範囲を越えると吸収エネルギーは増加するが残留変位も振幅とほぼ線形的に増加する。

一方、提案するPTED接合を用いた自己復元型免震・制震構造 PTEDでは、ダンパーを除く本体が無損傷な範囲はFrameAで $\pm 2.13\delta_y$ 、FrameBで $\pm 3.00\delta_y$ と非常に大きい値である。この範囲で残留変位が生じることはなく、特徴的であるのは、残留変位の生じない振幅範囲においてもダンパーによるエネルギー吸収があることと、本体に塑性化が生じても残留変位の増加は少ないことである。

ロッキング型免震・制震構造 (ROC) では、本体が無損傷な範囲はFrameAでは $\pm 1.42\delta_y$ 、FrameBでは $\pm 1.68\delta_y$ となり、Prototypeよりも大きい。また、PC鋼棒のプレストレスによる自己復元機構がないため上記の範囲においてもダンパーの塑性化により微小であるが残留変位が生じる。その後、本体が塑性化すると残留変位が増加するが、通常の剛結門型ラーメン橋脚モデルのように増加しない。

(5) レベル2地震動下での動的応答特性

a) 耐荷特性

Frame AおよびFrame Bを対象に最適設計された各種モデルについて設計に用いた3波のレベル2地震動に対する断面力の平均応答値を表-4に示す。これらの断面力の値はI無損傷を目標水準として設定した各モデルの柱部材における限界値に対する曲げモーメントと軸力の比率を検討するために各モデルの柱の降伏曲げモーメント M_y と降伏軸力 N_y で無次元化したものを表示している。以降、これらの諸量 $|M_{\max}|/M_y$ と $|N_{\max}|/N_y$ をそれぞれ最

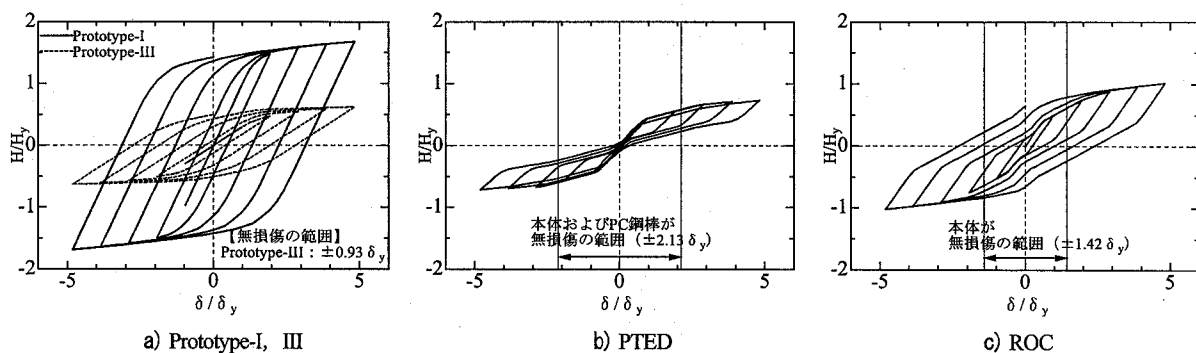


図-5 水平荷重-水平変位関係 (Frame A)

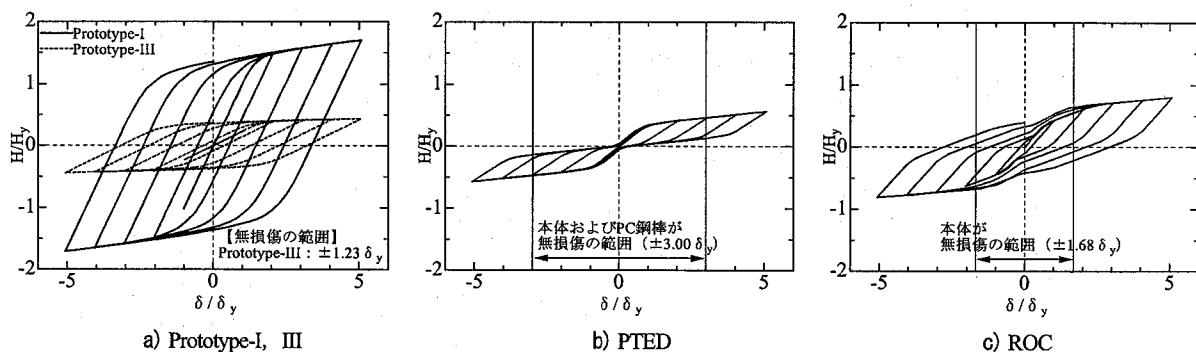


図-6 水平荷重-水平変位関係 (Frame B)

表-4 柱部材の最大応答曲げモーメント・圧縮軸力と柱基部の最大応答鉛直反力 (3波平均)

ラーメン橋脚		FrameA				FrameB			
断面力		Prototype-I	Prototype-III	PTED	ROC	Prototype-I	Prototype-III	PTED	ROC
最大応答曲げモーメント比 ^{※1)} ($ M_{max} /M_p$)	柱上部	0.532 [0.184]	0.702 [0.523]	0.608 [0.325]	0.859 [0.261]	0.430 [0.001]	0.715 [0.001]	0.567 [0.001]	0.710 [0.001]
	柱基部	0.877 [0.059]	1.217 [0.227]	0.619* [0.054]	0.532* [0.101]	0.796 [0.000]	1.223 [0.000]	0.613* [0.000]	0.630* [0.000]
最大応答圧縮軸力比 ^{※2)} (N_{max}/N_p)	柱基部	0.090 [0.052]	0.182 [0.107]	0.364* [0.252]	0.144* [0.068]	0.160 [0.054]	0.243 [0.119]	0.386* [0.188]	0.259* [0.078]
最大最小応答鉛直反力 ^{※2)} (MN)	max	12.0	11.3	12.7	14.5	21.6	13.5	18.6	21.9
	min	1.7	-0.2	-0.4	-0.4	-8.1	-0.2	-5.6	-12.0

※1) []内の値は死荷重とPC鋼棒 (PTED 接合の場合) による初期状態の断面力と降伏断面力の比 (N_{d0}/N_p , M_{d0}/M_p) を示す。
各断面力の出力点は、表-5 の最大応答ひずみの出力点と同じ点である。

※2) 柱、PC鋼棒、ダンパーすべてを含めた反力の合計を示す。

大応答曲げモーメント比、最大応答軸力比と呼ぶ。参考値として死荷重とPC鋼棒のプレストレス (PTED接合モデルの場合) による初期状態の曲げモーメントと軸力を括弧内に示す。また、柱-基礎接合部にPTED接合やED接合を用いた構造では、柱基部の浮き上がりに対する拘束が小さくなることにより柱基部の鉛直反力が低減することが考えられるので、これを検証するためにダンパーおよびPC鋼棒の基礎への固定反力も含めた柱基部の鉛直反力についても表示している。

まず、剛結ラーメン橋脚の耐荷力特性に着目すると、表-4からわかるようにFrame AおよびFrame BのPrototypeではいずれの目標耐震性能水準においても柱の上部より基部の最大応答曲げモーメント比が大きく、さらにこの値は最大応答圧縮軸力比に較べてかなり大きい。したが

って、Frame A、Frame Bともに予想通り、主として曲げにより抵抗する様式であるといえる。ただし、アスペクト比 (h/b =骨組高さ/骨組幅) の大きなFrame B では最大応答圧縮軸力比がFrame Aに較べ大きくなっており、軸力変動による抵抗分の割合がアスペクト比とともに増加する傾向を見ることができる。Frame A、Frame Bでは上載質量が同じであることから、軸力変動の大きさは表-4の最大と最小の応答鉛直反力の差からも直接知ることができる。これより、アスペクト比の大きいFrame Bでは負反力もかなり発生しており、軸力変動がFrame Aより大きくなっていることも確認できる。

門型ラーメン橋脚に対して新たに提案する免震・制震構造PTEDでは柱基部の最大応答曲げモーメント比が無損傷剛結ラーメン橋脚Prototype-Iと較べるとかなり低減

表-5 レベル2地震動に対する各部材の応答ひずみ (3波平均)

ラーメン橋脚				FrameA				FrameB			
ひずみ				Prototype-I	Prototype-III	PTED	ROC	Prototype-I	Prototype-III	PTED	ROC
最大応答ひずみ	柱部材	上部	$(\varepsilon_{C,max} / \varepsilon_y)$	-0.62	-15.35(-5.97)	-1.00	-1.00	-0.60	-0.96(-0.87)	-0.94	-1.00
		基部		-1.00	-14.75(-5.41)	-0.98*	-0.67*	-1.00	-13.04(-5.48)	-0.99*	-0.87*
	梁部材		$(\varepsilon_{B,max} / \varepsilon_y)$	-1.00	-1.80(-1.49)	-0.96	-1.00	0.64	-12.52(-3.95)	-0.89	-1.00
	柱-梁接合部ダンパー		$(\varepsilon_{Du,max} / \varepsilon_{D,y})$	—	—	27.41	—	—	—	6.71	—
	柱-基礎接合部ダンパー		$(\varepsilon_{Dl,max} / \varepsilon_{D,y})$	—	—	7.98	12.71	—	—	8.24	11.30
累積塑性ひずみ	PC 鋼棒		$(\varepsilon_{PC,max} / \varepsilon_{PC,y})$	—	—	0.89	—	—	—	0.58	—
	柱-梁接合部ダンパー		$(\sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{Du,pi} / \varepsilon_{D,y})$	—	—	297.71	—	—	—	34.94	—
	柱-基礎接合部ダンパー		$(\sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{Dl,pi} / \varepsilon_{D,y})$	—	—	55.40	82.10	—	—	60.44	75.07

※) 引張+, 圧縮-で表す. Prototype-III については有効破壊長領域の平均ひずみを()内の数値で示す.

Prototype-III の限界ひずみ値 … FrameA 柱: $-5.99 \varepsilon_y$, 梁: $-6.50 \varepsilon_y$ FrameB 柱: $-5.49 \varepsilon_y$, 梁: $-7.88 \varepsilon_y$

* は最大ひずみを生じた点が柱のダンパー取り付け部であることを表す.

表-6 各検討モデルの最大応答水平変位と残留変位 (3波平均)

検討モデル	耐震性能レベル	FrameA		FrameB	
		梁中央部の最大水平応答変位(m)	梁中央部の残留変位(m)	梁中央部の最大応答水平変位(m)	梁中央部の残留変位(m)
Prototype-I	無損傷	0.047	0.000	0.043	0.000
Prototype-III	中損傷	0.127	0.012	0.153	0.019
PTED	無損傷	0.096	0.000	0.129	0.000
ROC	無損傷	0.063	0.001	0.085	0.001

※) $h/100=0.120(m)$ $h=12.0m$: 橋脚高さ

(0.6程度) している. さらに柱上部の値も同程度となっており等断面の柱にとってバランスの良い曲げモーメント分布となっている. 一方, 最大圧縮軸力比は0.4程度に増加しているが, この増加分には表-4の[]内に示されるようにプレストレスの柱への導入によるものが大きく, 軸力変動の増加は小さい.

柱基部の浮き上がりを許容したROCでは柱基部において最大応答曲げモーメント比はFrameA, Bでそれぞれ0.53, 0.63と小さくなるものの, 剛結部分の柱上部の値は0.86, 0.71と大きい. ROCでは柱基部の浮き上がりに対する拘束度が低下するため, 剛結ラーメン橋脚に較べて軸力変動が低減することが考えられるが, 逆に, 基部を固定している剛結ラーメン橋脚Prototype-Iと較べていずれのモデルにおいても最大応答圧縮軸力比が増加する傾向を示している. この傾向はROCの鉛直反力の変動が剛結ラーメン橋脚Prototype-Iと較べ有意な低下傾向を示さないことから確認できる. これは, ROCでは柱基部の浮き上がりに対する拘束度のみならず, 柱基部の曲げに対する拘束度も低下するため, 完全に基部の回転を拘束している剛結ラーメン橋脚と較べて, 柱の曲げによる抵抗も減少することによる. すなわち, 浮き上がり抵抗の減少により軸力変動は減少するものの曲げ抵抗の減少により軸力変動が増加しトータルの軸力変動がやや増加するものと考えられる. このことから, 門型ラーメン橋脚のよ

うに柱の曲げによって抵抗する耐荷特性を有する構造に対してロッキング型免震・制震機構を適用した場合には, 柱基部の浮き上がりを許容することによる軸力変動の低減ではなく, 基部の曲げに対する拘束度が低下することによる曲げモーメントの低減による効果が大いことがわかる.

b) 最大応答ひずみ

各部材の最大応答ひずみの特性について表-5をもとに考察する. 剛結ラーメン橋脚Prototypeの柱部材の最大応答ひずみについてはFrameA, FrameBともに柱上部よりも柱基部の最大応答ひずみが大きく, レベル1地震動が設計に対して支配的となったFrameAのPrototype-IIIを除き, すべての剛結ラーメン橋脚モデルで柱基部の最大応答値が限界値とほぼ一致している. 一方, 梁端部の最大応答ひずみについてはFrameAのPrototype-Iではほぼ制約条件と一致しているのに対して, FrameBでは許容値に対して大きな余裕がある. 理由としては梁に較べ柱の長さが長いFrameBでは柱部材の断面が構造全体の重量に与える影響が大きいため, 梁部材の剛性を高めて柱基部への負担を軽減させた構造の方が総重量が小さくなることが考えられる.

提案する自己復元型免震・制震構造PTEDでは柱のひずみはFrameAでは柱上部で, FrameBでは柱基部で限界値に達している. 柱では限界値に達していない他端側でも限

界値の0.94程度になっており等断面部材を用いた構造としては効率的なものになっている。以上のことから、柱の曲げで抵抗する耐荷形式を有する一般的な門型ラーメン橋脚に対しては、提案する自己復元型・免震制震構造は有効であることが確認される。

柱基部のみにED接合を導入したROCでは、FrameA、Bともに柱上部と梁端部でひずみがほぼ限界に達している。しかしながら、柱基部においては余裕があり、それぞれラーメン橋脚の限界値の0.67、0.87となる。これはROCでは柱基部の曲げに対する拘束度のみが低下したため、柱上部への曲げモーメントの負担が増大したものと考えられる。

c) 残留変位・最大応答変位

最適化での制約条件として設定していない最大応答変位と残留変位について表-6をもとに検討する。

自己復元型免震・制震構造PTEDの最大応答変位は耐震性能水準Ⅰの無損傷を目標とした剛結ラーメン橋脚Prototype-Iに比べ、FrameA、Bでそれぞれ2.1倍、3.0倍となっているが、一般的な損傷を許容した剛結構造Prototype-IIIの応答変位より小さい。絶対量としても、橋脚高さ h (=12m) に対して1/100程度となっており十分許容できる範囲の応答値であることがわかる。

残留変位についても意図したとおり自己復元型構造PTEDではゼロとなる。これを必ずしも満足しないROCにおいても動的解析の結果としては、ほぼゼロとなっている。

4. あとがき

主として柱の曲げによる抵抗が支配的な剛結門型ラーメン橋脚の耐震性能を向上するために新たな自己復元機構を有する免震・制震構造を提案した。ここでは、2種類の形状の門型ラーメン橋脚を対象に、提案した自己復元型免震・制震機構を導入し柱と梁が無損傷になるようにした構造と従来の剛結門型ラーメン構造とを鋼材総重量、最大応答変位、残留変位の観点から互いに比較することにより新たに提案した無損傷自己復元型免震・制震機構を導入した門型ラーメン橋脚の有効性を示した。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 提案する無損傷自己復元型免震・制震門型ラーメン構造では耐震性能水準としてⅠ無損傷を目標とした剛結ラーメン構造よりも部材断面が小さく総重量を小さく設計することができる。
- (2) アスペクト比の異なる2種類の橋脚モデルのレベル2地震動に対する応答解析結果より本機構を適用した橋脚の水平方向最大応答変位は通常の損傷を許容した耐震性能水準Ⅲの剛結ラーメン橋脚よりも小さく、PTED接合の導入による横方向の剛性低下が最大応答変位を大幅に増加させることはない。いずれの最大応

答変位も橋脚高さ h の1/100程度と十分小さく、実用上問題はない。

- (3) 本機構を適用した2種類の橋脚モデルの履歴特性として、梁と柱およびPC鋼棒が無損傷の変位振幅範囲は通常の剛結ラーメン橋脚の2.1~3.0倍であり非常に大きい。また、この振幅範囲において軸降伏型ダンパーが塑性化し、エネルギー吸収が行われるので、無損傷で制震機能を持たせやすい。また本体が損傷した場合も通常の剛結構造のラーメン橋脚と較べて残留変位は格段に小さい。

なお、今回の検討では簡単のために柱および梁を等断面部材と仮定したため、提案する自己復元型免震・制震構造ではその特長が反映され、通常の剛結ラーメン橋脚に対して鋼材総重量が大きく低減した。この条件を緩和して通常なされるような変断面で設計した場合においても通常の剛結ラーメン橋脚よりも鋼材総重量が低減できることを確認している。

(参考文献)

- 1) Chen, Z., Ge, H., Kasai, A. and Usami, T. : Simplified seismic design approach for steel portal frame piers with hysteretic dampers, *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.36, pp.541-562, 2007.
- 2) 後藤芳顕, 奥村徹: ロッキング挙動を利用した免震・制震機構の上路式鋼アーチ橋への適用, 土木学会論文集, Vol.62, No.4, pp.835-853, 2006.
- 3) 後藤芳顕, 奥村徹: ロッキング挙動を利用した免震・制震機構の橋梁への適用について, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.423-430, 2006.
- 4) Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C.-M. and Foltz, B. : Postensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames, *Journal of Structural Engineering*, Vol.128, No.9, pp.1111-1120, 2002.
- 5) 後藤芳顕, Amjad Al HELWANI, 奥村徹: 無損傷で自己復元特性を有する鋼製門型ラーメン橋脚を目標とした免震・制震機構の提案, 土木学会論文集, Vol.63, No.4, pp.811-827, 2007.
- 6) 宇佐美勉, 日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.
- 7) ABAQUS/Standard User's Manual; Ver6.5.: ABAQUS, Inc., 2004.
- 8) S.L.S. ジャコビ, J.S.コワリク, J.T.ピゾ (関根智明 訳): 非線形最適化問題の反復解法, 培風館, 1976.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編, 2002.