

# 2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性評価

勝川 藤太\* 金子 誉\* 鈴木 猛康\* 榎木 博\*\*

1995年兵庫県南部地震を契機として、ラーメン橋脚の耐力照査が義務づけられた。しかし2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚については、耐震性評価方法がまだ定まっておらず、その確立が急務とされている。本稿では、実橋梁の2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚を対象とし、静的非線形解析に基づいて終局変位を設定し、地震時保有水平耐力の照査を行うとともに、非線形地震応答解析により橋脚の耐震性を評価した。その結果、静的解析では橋脚は耐力有りと判定されたが、地震応答解析では補強が必要との判定となった。そこで、耐震補強を目的とした橋梁への制震装置の適用について検討を行った結果、当装置の有効性が確認できた。

キーワード：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚、地震時保有水平耐力、非線形地震応答解析、耐震補強、制震装置

## 1. はじめに

平成8年度道路橋示方書・V耐震設計編<sup>1)</sup>では、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査が義務付けられることとなり、ラーメン橋脚の耐震設計法が示されている。従来の道路橋示方書(平成2年度)<sup>2)</sup>では、このような不静定構造物は一般に十分な耐力と変形性能があるとして、地震時保有水平耐力の照査は省略されてきたが、兵庫県南部地震において鉄筋コンクリートラーメン橋脚にも甚大な被害が生じたことから、地震時保有水平耐力法の適用が規定されたものである。しかし、上記示方書では、1層の門型ラーメン橋脚の耐震設計法は定めているものの、2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚については、別途検討することが望ましいと記載するにとどまっており、耐震性評価法の確立が急務と言える。

橋脚の耐震性を評価する場合には地震時保有水平耐力、許容塑性率等を算定する必要があるが、これらの算定において終局変位の評価が重要となることは言うまでもない。上記示方書によれば、1層の門型ラーメン橋脚においては、発生したすべての塑性ヒンジが終局塑性回転角に達した時の水平変位を終局変位としているが、2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚ではより多くの塑性ヒンジが発生するため、そのうちのどの塑性ヒンジが終局塑性回転角に達した時の水平変位を終局変位と定めるかが重要なテーマとなる。

本稿は、マツダ(株)本社工場内に架けられているT橋梁の鉄筋コンクリートラーメン橋脚を対象とした耐震性評価の実施、および本橋へのTMD型制震装置(以下、パワフルTMD<sup>4),5)</sup>と称す)の適用性検討について述べる

ものである。本稿で実施した耐震性評価のフロー図をFig.1に示す。はじめに、静的非線形解析に基づいて2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚全体系の水平力-水平変位関係(以下、 $P-\delta$  曲線と称す)を求めた後、終局変位を設定している。次に、地震活動度と橋梁の重要度に基づいてレベル2地震動を設定し、地震時保有水平耐力の照査を行うとともに、非線形地震応答解析を実施し、2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性を評価している。最後に、本橋梁の耐震補強を目的としてパワフルTMDを設置したケースについて、非線形地震応答解析に基づいた検討を行っている。

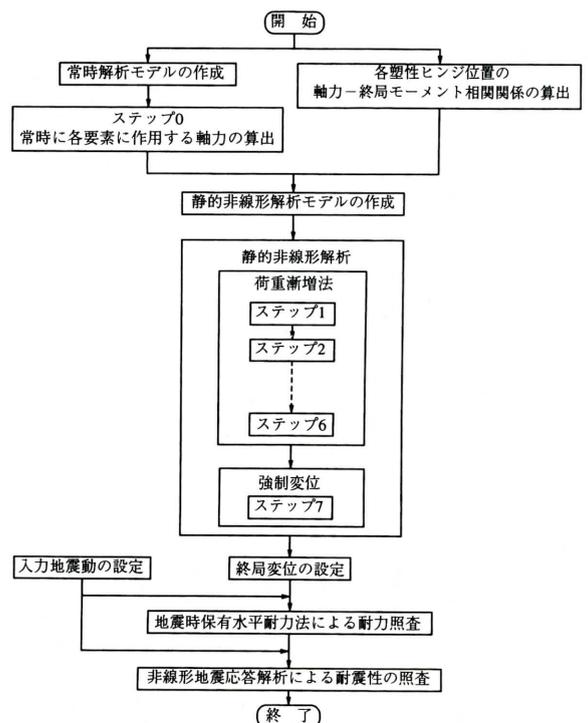


Fig.1 耐震性評価手順フロー図

\* 技術研究所 土木耐震研究グループ

\*\* マツダ(株)プラント技術部

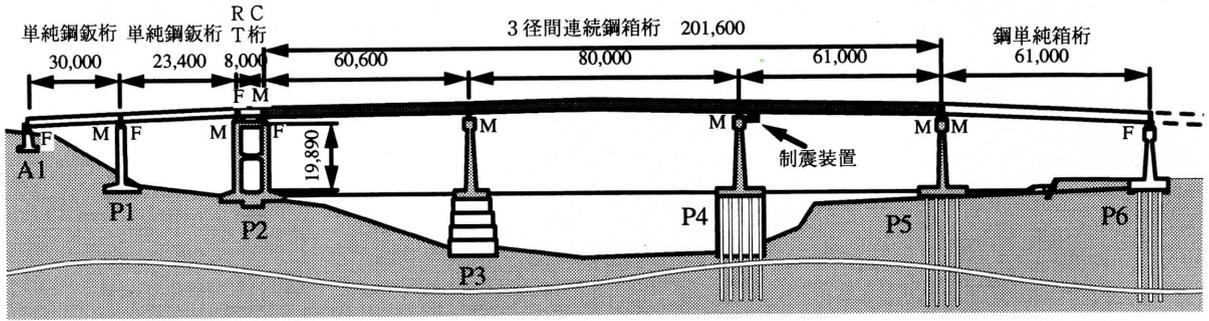


Fig.2 T橋梁側面図

## 2. 2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の水平力-水平変位関係

### 2.1 対象橋梁概要

Fig.2にT橋梁の一般図を示す。本橋は、昭和40年竣工の3径間連続鋼箱桁橋であり、支承条件は左端のP2橋脚のみ固定で、P3～P5橋脚は可動となっている。また、固定端であるP2橋脚は、4本柱の2層式鉄筋コンクリート立体ラーメン構造である。橋軸方向に着目すると、重量1810tfの鋼箱桁の慣性力をP3側上層梁で負担し、P2橋脚上の重量150tfのRC-T桁の慣性力をP1側上層梁で負担している。また、本橋脚は花崗岩（I種地盤）に直接基礎で支持されている。

### 2.2 解析モデル

対象としたP2橋脚は、橋軸方向に対して2基の並列な同一構造のラーメン橋脚で構成されていると見なせるので、片側1基だけを取り出してモデル化することとした。静的非線形解析に用いた骨組モデルをFig.3に示す。柱、梁は線形の梁要素でモデル化し、柱、梁の接合部には剛域を設定した。剛域と柱、梁との接合部ならびに柱と基部との接合部A～Lの位置は、曲げモーメントが集中して塑性ヒンジ化することが想定されるため、これらの位置には軸力変動を考慮できる完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係をもつ塑性回転バネを設けた。

塑性回転バネの設定位置は道路橋示方書<sup>1)</sup>に従い、柱下端部では橋脚基部から塑性ヒンジ長  $L_p$  の1/2だけ上の点、柱、梁接合部ではハンチの有無に応じ、Fig.4に示すようにハンチの勾配が1:1以上の場合には、ハンチの外から塑性ヒンジ長  $L_p$  の1/2だけ離れた点、逆に勾配が1:1未満の場合には、ハンチを無視した柱、梁の接合面から塑性ヒンジ長の1/2だけ離れた点とした。塑性ヒンジ長は田崎等<sup>3)</sup>の方法により式(1)から算出した。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (0.1D \leq L_p \leq 0.5D) \quad (1)$$

ここに、

$L_p$ : 塑性ヒンジ長 (m)

$D$ : 断面高さ (m) (解析方向に対する断面寸法)

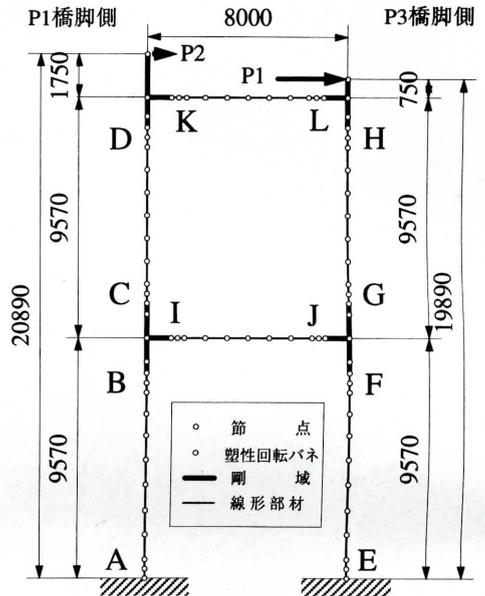


Fig.3 静的非線形解析に用いた骨組みモデル

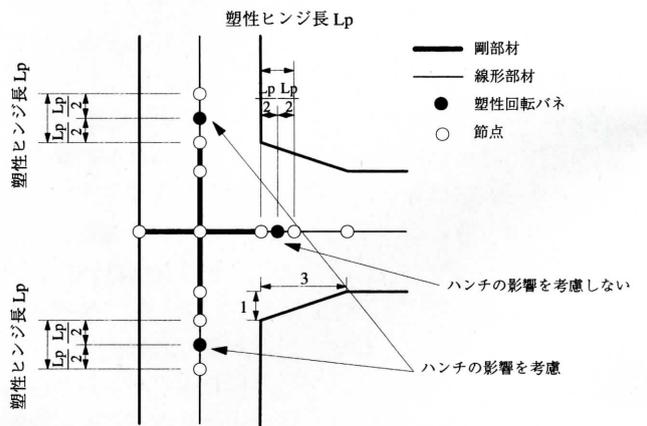


Fig.4 塑性回転バネと剛域の設定

ただし、塑性ヒンジがハンチ内に有る場合には、ハンチ付け根部の断面高さ (m)

$h$ : 1層目の柱では橋脚基部から中層梁軸線までの高さの1/2 (m)

2層目の柱では中層梁の軸線から上層梁の軸線までの高さの1/2 (m)

梁の場合、一方の柱の中心から他方の柱の中心までの距離の1/2 (m)

梁要素の曲げ剛性としては、降伏時剛性を用いた。ここで、曲げ剛性算出の際に考慮する軸力は、死荷重作用時の各部材の発生軸力に、コンクリートの乾燥収縮による影響を加味して算定した。柱の軸力は上下端部で数値が異なるため、それぞれの軸力に対応した曲げ剛性を算出した上で、その平均値を柱の曲げ剛性とした。一方、上層梁、中層梁については、上側引張と下側引張の状態によって曲げ剛性が異なるので、梁の中央部を境に剛性を変化させた。なお、柱および梁の軸剛性は全断面有効として求めた。

塑性回転バネについては、初期の曲げ剛性は梁要素と同様に算出した降伏時の曲げ剛性とし、塑性化後は曲げ剛性0とした。塑性回転バネの降伏曲げモーメント (=終局曲げモーメント)は軸力により大きく変動する。そこで、あらかじめ各部材の軸力と終局曲げモーメントとの関係をプロットしておき、Fig.5に示す軸力 $N_u$ と終局曲げモーメント $M_u$ の相関関係を表す式(2)で最小2乗法を用いて近似し、 $M_m, N_m, N_0$ のパラメータを求めた。

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{M_m}\right)^2 + \left(\frac{N_u - N_0}{N_m}\right)^2} - 1 = 0 \quad (2)$$

ここに、

$M_m$  : 最大終局曲げモーメント (tf・m)

$N_m$  : 最大軸力 (tf)

$N_0$  : 軸力の原点からのシフト量 (tf)

各位置の塑性回転バネA~Lの $N_u - M_u$ 関係をFig.6に示す。ここで、最大圧縮軸力はコンクリートの設計基準強度と軸鉄筋を考慮した換算断面積の積より求まる値とした。

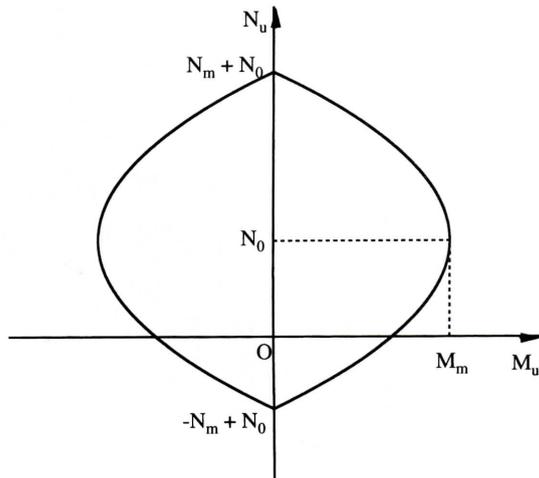


Fig.5 軸力と終局曲げモーメントの相関関係

### 2.3 静的非線形解析

検討対象とするP2橋脚では、前述したように3径間連続鋼箱桁部の慣性力とRC-T桁の慣性力が別々の位置に作用する。すなわち、Fig.3において水平荷重 $P_1, P_2$ が作用している位置で、左右の固定支承の底面位置である。この水平荷重 $P_1, P_2$ を3径間連続鋼箱桁とRC-T桁の重量比 (905tf:75tf)を保ったまま漸増させ、各載荷ステップ毎に各塑性回転バネに発生する曲げモーメントが終局曲げモーメントを超過しているかどうかの判定を行い、終局曲げモーメントを超過した時点で、その塑性回転バネを塑性ヒンジ化させた。

本章で示す非線形解析とはFig.7に示すように、塑性回転バネの塑性ヒンジ化によって変化する線形系の重ね合わせである。ステップ0は初期状態であり、フレームモデルに死荷重および温度荷重の常時荷重を作用させる。ステップ1では、塑性ヒンジが1つも発生していない状

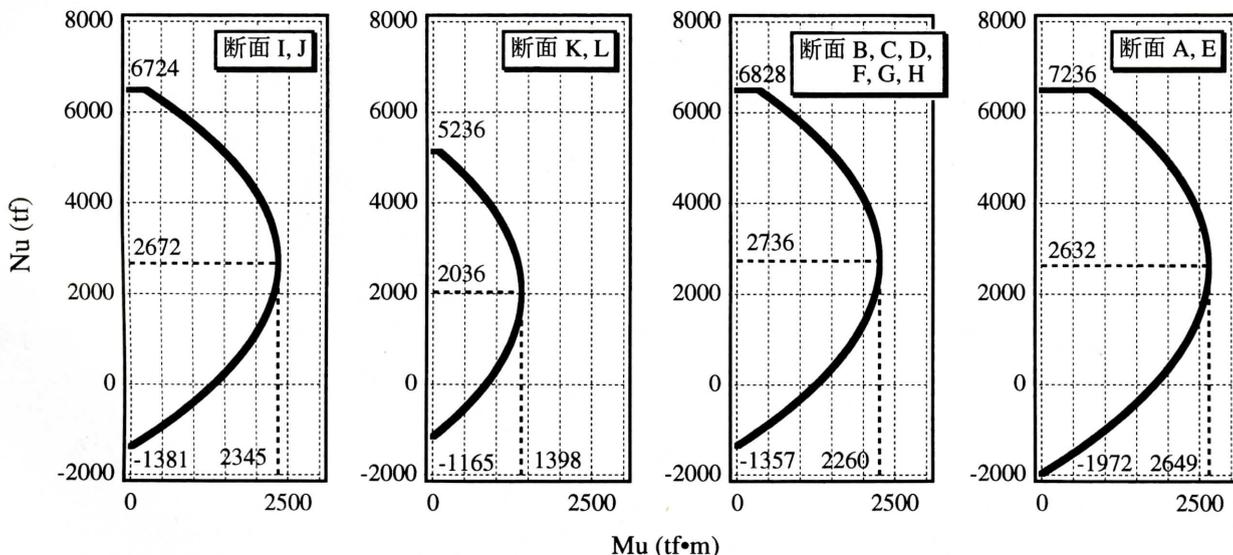


Fig.6 各塑性回転バネの軸力-終局曲げモーメント相関関係

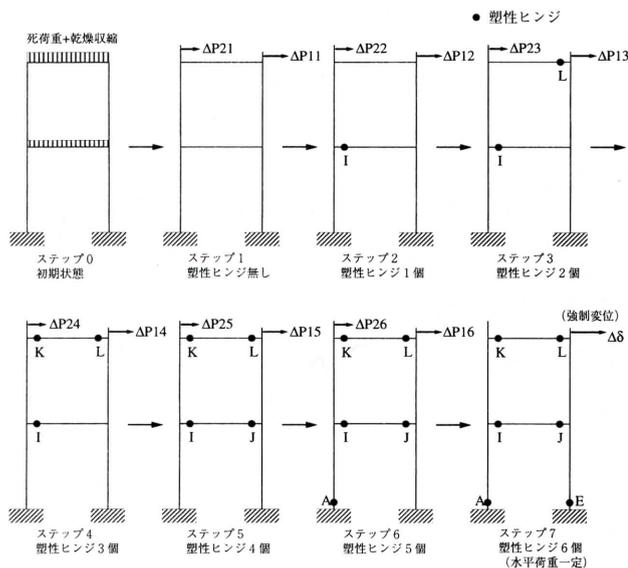


Fig.7 静的非線形解析における解析ステップ

態のモデルに水平荷重  $\Delta P11$ ,  $\Delta P21$  を作用させ、塑性回転バネ I が塑性ヒンジ化して橋脚の構造系が変化するまで荷重を漸増させる。次に、ステップ2では、塑性ヒンジが1つ発生した状態のフレームモデルに水平荷重  $\Delta P12$ ,  $\Delta P22$  を作用させ、塑性回転バネ L が塑性ヒンジ化し、再び橋脚の構造系が変化するまで荷重を漸増させる。このようにして順次塑性回転バネが塑性ヒンジ化すると、塑性ヒンジが6箇所が発生した時点で P 2 橋脚は水平力が一定の状態となる。Fig.8は、塑性回転バネ E に作用する曲げモーメントの変化を、各解析ステップに対応させてプロットしたものである。図中のアルファベットは、塑性回転バネ E が塑性ヒンジ化する迄の解析ステップ毎で発生する塑性ヒンジの位置を示している。各ステップ間では曲げモーメントの変化は線形（直線的）であり、直線が降伏曲線と交わった時点で E が塑性ヒンジ化する。塑性回転バネ E が塑性ヒンジ化した後のステップ7では、塑性ヒンジが6つ発生した状態のフレームモデルに対して、水平荷重 P1 作用位置に強制変位  $\Delta \delta$  を作用させることにより、P2 橋脚の P- $\delta$  関係を求めた。

以上のようにして得られた P 2 橋脚の P- $\delta$  関係を Fig.9 に示す。図の縦軸には水平荷重 P1, P2 の和 P をとり、横軸には P1 作用位置の水平変位  $\delta_1$  をとっている。水平荷重を漸増させていくと、図中に○印で示したように、塑性回転バネが梁両端部 (I → L → K → J)、柱基部 (A → E) の順に塑性化し、塑性ヒンジが6個生じた後は水平耐力が一定となる。

上記の静的非線形解析により、各塑性ヒンジの回転角-水平変位の関係も同時に求めることができる。Fig.10に各塑性ヒンジの回転角-水平変位関係を示す。Fig.9中には、各塑性ヒンジの回転角が、式(3)によって算出される終局塑性回転角  $\theta_{pu}$  に達するときの変位をこの図より求め、●印で示している。

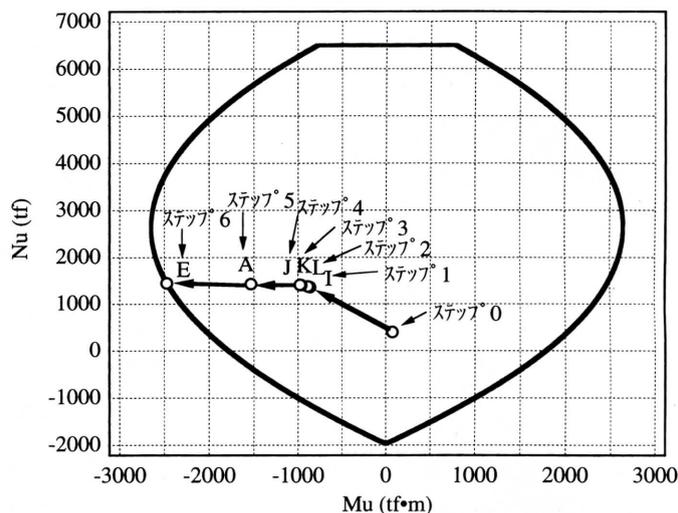


Fig.8 塑性回転バネ E における曲げモーメントの変化

$$\theta_{pu} = \left( \frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \cdot L_p \cdot \phi_y \quad (3)$$

ここに、

$\theta_{pu}$ : 終局塑性回転角 (rad)

$\phi_y$ : 降伏時の曲率 (1/m)

$\phi_u$ : 終局時の曲率 (1/m)

本橋脚の場合は、圧縮側柱の橋脚基部が塑性化する前に中層梁の両端部 (I → J) が終局に達し、水平力一定となった後は、圧縮側柱基部 (E)、上層梁両端部 (L → K)、引張側柱基部 (A) の順に終局状態に達する。

## 2.4 2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局変位

田崎等<sup>3)</sup>は、静的非線形解析に基づきラーメン橋脚の地震時保有水平耐力を照査する場合、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らないようにラーメン橋脚全体系の終局変位を決定する必要があるとしており、応答曲率を終局曲率で除した値が2.0程度となる、4個目の塑性ヒンジが終局に達した状態を終局状態としている。ここで本橋脚についてもこれを適用し、4個目の塑性ヒンジが終局に達した時の水平変位を2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局変位と定義した上で、この時の各塑性ヒンジの回転角が終局塑性回転角の2倍以下であることを照査することとした。本橋脚の場合、終局変位はFig.9に示したとおり、塑性ヒンジ L が終局状態になった時の水平変位で  $\delta_u = 0.212\text{m}$  である。Fig.10には、塑性ヒンジ L よりも先に終局状態となった塑性ヒンジ I, J, E について、橋脚全体の終局変位発生時の回転角  $\theta_u$  および各断面の終局塑性回転角の2倍の値  $2\theta_{pu}$  を示しているが、いずれの塑性ヒンジにおいても  $\theta_u \leq 2\theta_{pu}$  となり、橋脚の終局変位発生時の回転角が終局塑性回転角の2倍以下であることがわかる。

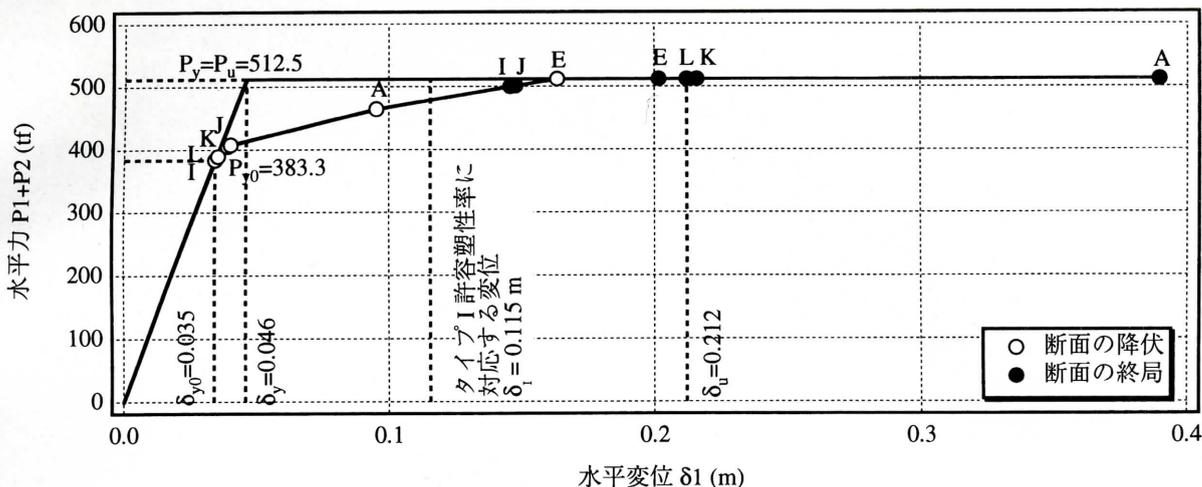


Fig.9 P2橋脚の水平力-水平変位関係

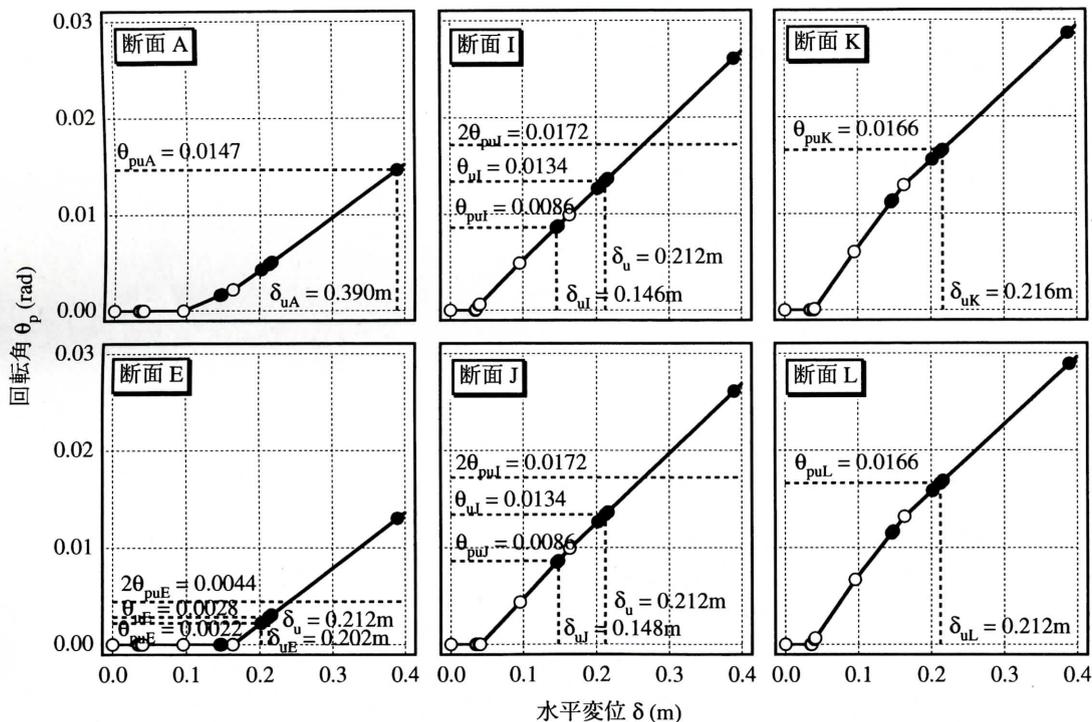


Fig.10 各塑性ヒンジの回転角 $\theta_p$ -水平変位 $\delta$ の関係

### 3. 地震活動度と橋梁の重要性に基づく入力地震動の設定

T橋梁はマツダ(株)本社工場の本社地区と宇品地区を連絡する主幹道路にあり、資材や製品の搬入、搬出はもちろんのこと、蒸気、ガス、水道、電気、通信等を添架する重要なライフラインを形成している。大地震が発生すれば、その規模に応じて何らかの施設被害を受けることが想定されるが、その際は短時間で震後復旧を図り、できる限り早期に操業を再開させることが肝要であり、そのためには本橋梁が地震後使用可能であることが不可欠と言える。

T橋梁の所在する広島県南部は、南海トラフに沿って発生するマグニチュード8クラスの巨大地震(南海地震)や、震源を瀬戸内海海底の比較的深い位置とするマグニチュード7強の地震の他、県西部の五日市断層や広島平野北部に位置する枝断層の影響を受ける<sup>6)</sup>。南海地震は、規模は巨大であるが震央距離が大きいので、県南部に与える影響は決して大きくはない。一方、伊予・安芸地震(1857, M=7 1/4)、芸予地震(1905, M=7 1/4)等の瀬戸内を震源とする地震は、震央距離は小さいが、比較的震源が深く、同じ震央距離の地震と比較すれば地震動は小さい。また、五日市断層はCクラスの活断層であり、地震活動度は低く歴史上の被害地震は記録されていない。このよ

うに広島県南部の地震活動度は比較的低いことが知られている。

地震時保有水平耐力法や地震応答解析では、検討の対象とする地震動を設定する必要がある。上記のように広島県西部の地震活動度は比較的低く、何千年に一度発生する直下型地震による入力地震動を対象にすることは現実的とは言えない。しかし、瀬戸内海ではM7クラスの地震が比較的短周期で発生しており、このタイプの海洋型の規模の大きな地震が、対象橋梁に近い海底で発生することは想定しておく必要がある。そこで、T橋梁の耐震検討では、道路橋示方書において地震時保有水平耐力法による耐震設計結果の照査に用いる地震入力（以下、L2地震動と称す）のタイプIに基づいて行うこととした。

#### 4. P2橋脚の地震時保有水平耐力

2, 3章の検討を踏まえて、タイプI地震動に対する地震時保有水平耐力の照査を実施した。Table 1は、各塑性ヒンジにおける橋脚の終局状態におけるせん断力とせん断耐力、および破壊形態を示したものである。圧縮側の下層柱（塑性ヒンジE）における比較結果から、本橋脚の破壊形態は、せん断破壊型と判定された。これは、一般に既設のラーメン橋脚に関して指摘されているとおりで<sup>7)</sup>、ラーメン橋脚は曲げ耐力が大きくせん断破壊型になりやすい構造であると言う特徴に合う結果であった。さらに、Table 2に示すとおり本橋脚は地震時保有水平耐力が無いと判定され、下層柱に対するせん断補強が必要な結果となった。そこで、下層柱に板厚6mm, SM400の鋼板を巻立てることとした。鉄筋コンクリート橋脚の一般的な耐震補強工法である曲げ耐力制御式鋼板巻立て工

Table1 P2橋脚の破壊モードの判定結果

塑性ヒンジ	せん断耐力 (tf)		作用せん断力 $S_i$ (tf)	破壊形態の判定結果
	$P_a (C_c=0.6)$	$P_u (C_c=1.0)$		
A	258.7	311.3	193.2	$S_i < P_u$ : 曲げ破壊型
E	258.7	311.3	317.9	$P_a < S_i$ : せん断破壊型
E'	703.9	756.6	317.9	$S_i < P_u$ : 曲げ破壊型
I	540.9	586.4	436.0	$S_i < P_u$ : 曲げ破壊型
J	536.9	591.1	504.7	$S_i < P_u$ : 曲げ破壊型
K	435.2	480.3	196.9	$S_i < P_u$ : 曲げ破壊型
L	361.2	404.3	340.6	$S_i < P_u$ : 曲げ破壊型

Table2 P2橋脚の地震時保有耐力照査結果

	せん断補強前	せん断補強後
破壊形態	せん断破壊型	曲げ破壊型
地震動タイプ	タイプI	タイプI
地盤種別	I種地盤	I種地盤
固有周期 T	0.67 sec	0.67 sec
許容塑性率 $\mu_p$	1.00	2.49
地域別補正係数 $C_d$	0.85	0.85
設計水平震度の標準値 $k_{h0}$	0.70	0.70
設計水平震度 $k_h$	0.60	0.60
等価水平震度 $k_{ve}$	0.60	0.30
等価重量 W	1247.4 tf	1247.4 tf
地震力 $k_{ve} \cdot W$	748.4 tf	374.2 tf
地震時保有水平耐力 $P_a$	512.5 tf	512.5 tf
判定	$P_a < k_{ve} \cdot W$ (N.G.)	$P_a > k_{ve} \cdot W$ (O.K.)

法<sup>7)</sup>では、鋼板をアンカー筋によりフーチングに定着することで曲げ耐力を向上させ、下端に型鋼を取付けて大変形時のはらみ出しを防ぐことでコンクリートの拘束効果を向上させるが、今回のケースではせん断耐力向上のみを目的としていることから、アンカー筋や型鋼等は使用しないこととした。

このようにせん断補強を行った後の塑性ヒンジEのせん断耐力を塑性ヒンジE'としてTable 1に示したが、破壊形態はせん断破壊型から曲げ破壊先行型となり、Table 2“せん断補強後”に示すように、地震時保有水平耐力有りとなった。この時のタイプI地震動に対する許容塑性率に相当する水平変位（以下、許容変位と称す）を、0.115mとしてFig.9に示している。以上より、P2橋脚の静的解析では、下層柱をせん断補強することで、曲げ破壊先行型で地震時保有水平耐力有りとの照査結果となった。

#### 5. 非線形地震応答解析によるP2橋脚の耐震性照査と制震装置を用いた耐震補強の検討

##### 5.1 非線形地震応答解析によるP2橋脚の耐震性照査

上記のように、静的非線形解析では地震時保有水平耐力有りと判定されたが、2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚は特殊な構造形式に分類されるため、さらに非線形地震応答解析を実施して耐震性の照査を行うこととした。

解析に用いた橋梁モデルは、Fig.11(a)に示すような1自由度質点系モデルである。静的非線形解析と同様に、立体ラーメン橋脚の片側1層だけを取り出してモデル化することとしたので、橋脚の剛性、上部工および橋脚の質量は、いずれも実橋梁の1/2である。鋼箱桁(905tf)、RC-T桁(75tf)、橋脚重量の0.3倍(161tf)を集中質量としてモデル化し、橋脚部はFig.9に併記した完全弾塑性型の骨格曲線からなるバイリニア型の履歴特性を持つ非線形バネ要素としてモデル化した。なお、基礎・地盤はI種地盤上の直接基礎であることから、これを省略し、橋

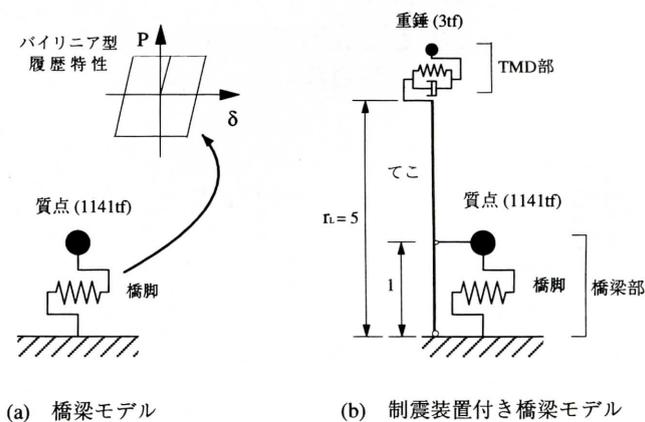


Fig.11 非線形地震応答解析に用いた解析モデル

脚基部で完全固定の条件として取扱い、橋脚自体の減衰は道路橋示方書<sup>1)</sup>を参考に2%とした。入力地震動としては、L2地震動のタイプIのI種地盤用の標準波3波<sup>8)</sup>(No.1~3)を用いることとした。

Fig.12の点線は、本解析によって得られた橋脚の応答変位波形である。上記No.2およびNo.3地震動を入力としたケースでは、全継続時間にわたり応答変位が許容変位11.5cmを超えることはなく、いずれのケースの残留変位も5cm程度である。しかし、入力をNo.1地震動としたケースは、15秒以降に許容変位を超える変位が何度も繰返し発生し、また許容変位に近い残留変位が発生する結果となった。

以上のように、入力地震動によっては、橋梁は大きな変位応答を示すことがあり、橋脚の変形性能を向上させる必要性が認められた。

## 5.2 制震装置を用いた耐震補強の検討

P2橋脚は、静的解析からは地震時保有水平耐力、変形性能等があると判定されるが、動的解析の入力地震動によっては変形性能に問題があるケースもあり、耐震補強が必要と判断された。このような橋脚の耐震補強の1工法として、橋梁に減衰性能を付加して制震する方法が考えられる。

そこで、パワフルTMDを本橋梁に適用したケースにつ

いて、変形性能に対する補強効果の検討を目的に非線形地震応答解析を実施した。パワフルTMDのてこ比を5、マス重量を鋼箱桁重量(1810tf)の約0.3%(6tf)とし、Fig.2に示したように装置1基をP4橋脚から反力をとるように設置することとした。Fig.11(b)が解析に用いたモデルである。これはFig.11(a)の橋梁モデルにパワフルTMDを表現する要素を取付けたものであり、てこの反力を取るP4橋脚の剛性は無視している。なお、非線形挙動を示す橋脚のどの変形状態に対して装置を最適調整すると有効かを検討するために、橋脚の剛性としてFig.9の初期剛性を採用して最適調整を行ったケース(Tune-1)と、5個目の塑性回転バネAが塑性ヒンジ化したときの割線剛性を採用したケース(Tune-2)の2ケースについて解析を実施した。

ケースTune-1およびTune-2における橋脚の応答変位波形を、前述の制御無しのケースの応答変位波形と併せてFig.12に示す。まず、No.1地震動を入力としたケースでは、制御無しでは15秒以降に何度も許容変位11.5cmを超えていたのが、Tune-1およびTune-2のいずれのケースにおいても全継続時間を通して許容変位以下に低減されており、残留変位も3cm程度以下になっている。次に、No.2地震動を入力としたケースでは、制御無しのケースでは全継続時間を通して許容変位以下の応答であったものが、ケースTune-1では13秒付近に

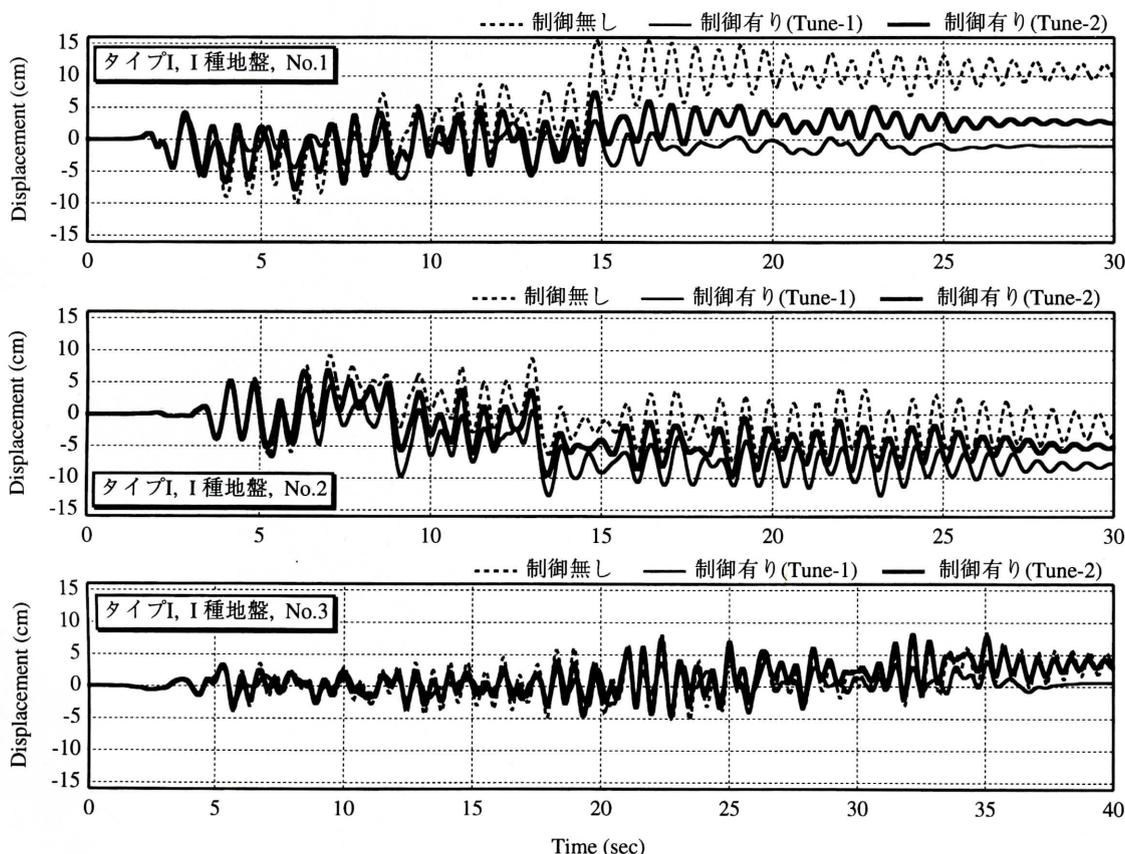


Fig.12 制震装置の有無と最適調整法の違いによる応答変位波形の比較

において負側で許容変位を超え、それ以降負側に偏った状態で振動し、残留変位も8cm程度生じており、装置の適用が逆効果となっている。一方、ケースTune-2では、13秒付近で負側に偏り残留変位が5cm程度生じるものの、応答変位は全継続時間を通して許容変位を満足している。最後に、No.3地震動を入力としたケースでは、図のようにもともと制御無しの場合の応答が小さく、制震装置の適用効果は検討できなかった。

以上の非線形地震応答解析の結果より、全ての入力地震動に対して橋梁の最大応答変位を許容変位以下に抑えることができた、塑性ヒンジが5個生じたときの割線剛性を橋脚の剛性としたtune-2の最適調整が有効と考えられ、このような最適調整を行ったパワフルTMDを橋梁に適用することで、2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚のじん性補強が可能となることが示された。

## 6. まとめ

2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚を有する実橋梁の耐震性を評価することを目的として、静的非線形解析を実施し、橋脚全体系の終局変位の設定を行った上で、橋脚の地震時保有水平耐力の評価を行った。また、非線形地震応答解析によって耐震性を照査した。さらに、橋梁の耐震補強対策としてパワフルTMDの適用について検討を行った。以下に得られた結論をまとめる。

- 1) ラーメン橋脚に関して一般に指摘されているように、本橋脚でも下層柱のせん断耐力が十分でなく、せん断破壊型の破壊形態を呈することがわかり、橋脚の下層柱に対してせん断補強を行うこととした。
- 2) 本稿では、4個目の塑性ヒンジが終局に達した時をラーメン橋脚全体の終局状態と記述したが、このと

きの各塑性ヒンジの回転角は各断面の終局塑性回転角の2倍以下となり、このような終局状態設定法が本橋脚についても妥当であることが確認された。

- 3) 本橋脚は、静的解析に基づいた耐震性評価では、地震時保有水平耐力が有りだと判定されたが、タイプI地震動のI種地盤用標準波3波を入力とした非線形地震応答解析による照査では、許容変位を超える応答を示す結果となったため、本橋梁の耐震補強としてパワフルTMDの適用を試みた。
- 4) 質量比0.3%、てこ比5で、橋脚に塑性ヒンジが5個生じたときの割線剛性に基づいて最適調整したパワフルTMDを橋桁に1基設置することにより、非線形地震応答解析のいずれのケースでも、橋脚の最大応答変位が許容変位以下に収まり、耐震補強としてのパワフルTMDの適用が有効であることが示された。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1990.2.
- 3) 田崎賢治，運上茂樹，寺山徹：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向の耐震設計，第1回地震時保有水平耐力に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.115-118，1998.1.
- 4) I.Kaneko, T.Katsukawa, S.Yoshitani, T.Suzuki: The Powerful TMD for Bridges Compulsorily Shaken by a Reaction Force from an Abutment, 11WCEE, 1996.6.
- 5) 勝川藤太，金子誉，鈴木猛康：既設橋梁の耐震補強に対する制震装置の適用に関する解析的検討，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.317-320,1997.7.
- 6) 宇佐見龍男：新編 日本被害地震総覧，東京大学出版会，1996.
- 7) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，pp.4-1,1997.8.
- 8) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する参考資料，pp.10-1-4,1997.3.

## Evaluation of the Earthquake Resistance of Double-Layer Reinforced Concrete Rigid-Frame Bridge Piers

Touta KATSUKAWA, Isao KANEKO, Takeyasu SUZUKI and Hiroshi ENOKI

### Abstract

Since the Hyogoken Nambu earthquake of 1995, it has become mandatory to check the ultimate horizontal strength during an earthquake of rigid-frame bridge piers. Therefore, a method for evaluating the earthquake resistance of double-layer reinforced concrete rigid-frame bridge piers urgently needs to be established. Using double-layer reinforced concrete rigid-frame bridge piers of an existing bridge, the authors checked the ultimate horizontal strength during an earthquake by establishing an ultimate displacement based on the results of static non-linear analysis, and evaluated their earthquake resistance by conducting non-linear earthquake response analysis. The results of the non-linear earthquake response analysis revealed that the bridge piers required seismic retrofit, although the results of the static analysis showed that the pier was safe. Thus, the authors attempted to install a seismic control device (The Powerful TMD) on a bridge for seismic retrofit, and proved the effectiveness of this device.

Keywords : double-layer reinforced concrete rigid-frame bridge piers, ultimate horizontal strength during an earthquake, non-linear earthquake response analysis, seismic retrofit, seismic control device