

上下部が剛結されている鋼製橋脚の 耐震設計法の一考察

前野裕文*, 稲垣了史**, 河野孝明***, 池田大樹****

*工博 名古屋高速道路公社 工務部設計課 主査 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内二丁目1番36号)

**名古屋高速道路公社 保全部保全第一課 (〒462-0844 名古屋市北区清水四丁目17番30号)

***大日本コンサルタント(株) 東京支社構造部 CAD 構造課 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町五丁目1番地)

****工修 大日本コンサルタント(株) 道路構造事業部橋梁技術課 (〒170-0003 東京都豊島区駒込三丁目23番地1号)

大規模地震動下における鋼製骨組み構造物の動的挙動については、載荷実験による検証も少なく、全体構造系に対する部材の局部座屈やP-Δ効果の影響、さらには塑性化後の荷重再分配を評価した変形性能の推定について、未解明な課題が数多く存在する。本文では、鋼製単柱橋脚の復元力特性をラーメン橋の橋脚柱部に適用して行った、骨組みモデルによる弾塑性地震応答解析結果について報告する。

Key Words : Steel rigid frame bridge, Steel box girder, Seismic design, Dynamic elasto-plastic analysis

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震においては、鋼製橋脚を含め数多くの鋼構造物が被災を受けた。大規模地震動を受ける鋼製骨組み構造物の耐震設計を行う場合、その挙動が比較的明確な構造形式では静的な保有水平耐力法¹⁾が適用できる。しかし平成8年版道路橋示方書V耐震設計編²⁾で示すように、上下部が剛結構造で非線形性が複数箇所にも生じるようなラーメン橋等においては動的応答解析により設計・照査する必要がある。

構造物の弾塑性地震応答解析の手法として、現在、弾塑性骨組み解析、ファイバーモデルを用いた解析、弾塑性有限変位 FEM 解析等が考えられる。ファイバーモデルを用いた解析および弾塑性有限変位 FEM 解析は、比較的事挙動に近い解析結果を得ることができるとされる。しかし、モデル化が非常に複雑であり、高度な専門的知識も必要とする。また、解析時間や経費が過大となり、設計段階で採用するには問題が多い。このため、実用的には弾塑性骨組み解析を採用する事例が多い。

弾塑性骨組み解析では、地震時に弾塑性挙動を示す部材要素について、非線形の復元力特性を適切に設定する必要がある。鋼製部材の復元力特性は、塑性化、ひずみ硬化、局部座屈、P-Δ効果などの影響が含まれ、これらを解析的に正確に評価するには、弾塑性有限変位 FEM 解析などの複雑な手法を用いる必要がある。このため、鋼製単柱橋脚については、数多くの準静的実験や破壊実験が行われ、実験結果に基づく推定式が提案されている¹⁾。

本文では、鋼製ラーメン橋について、設計の簡便さと経済性から、橋脚柱部に適用する復元力特性を、単柱橋

脚を対象とした推定式を用いて設定し、平面骨組みモデルの弾塑性地震応答解析を実施した。なお、解析に用いた復元力特性については、3次元弾塑性有限変位 FEM 解析により検証を行ったので、この結果についても合わせて報告する。

2. 橋脚柱部の復元力特性

橋脚柱部の復元力特性は、橋脚基部付近のコンクリート充填部と、それ以外の鋼断面単独部に対して設定する。

2.1 コンクリート充填部の復元力特性

(1) 骨格曲線

コンクリートが充填された鋼製橋脚の骨格曲線は、図-1, 2に示す鋼材およびコンクリートの応力とひずみの関係より求めた。ここで、部材の終局強度は、文献¹⁾より、コンクリートの限界ひずみが1.1%に達した場合とした。鋼材の応力とひずみの関係は、式(1), (2)による。

$$E' = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{st} e^{-\xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right)} \quad (1)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right)} \right\} + 1 \quad (\varepsilon_{st} \leq \varepsilon) \quad (2)$$

ここに、 E' : ひずみ硬化域の接線勾配

E_{st} : ひずみ硬化域の始点接線勾配

ε_{st} : ひずみ硬化域の始点ひずみ

ε_y : 降伏ひずみ

ξ : 補正係数

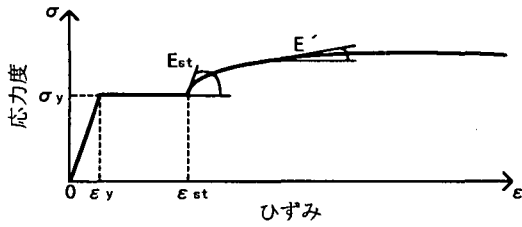


図-1 鋼材の応力-ひずみ関係（引張および圧縮）

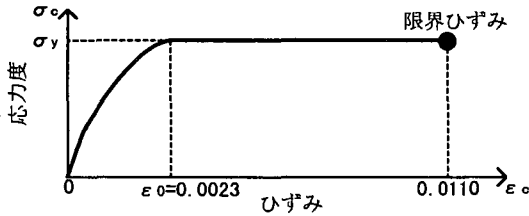


図-2 コンクリートの応力-ひずみ関係（圧縮）

また、コンクリートの応力とひずみの関係は、式(3)による。

$$\sigma_c = \sigma_{ck} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (\epsilon_c \leq \epsilon_0) \quad (3)$$

ここに、 σ_{ck} ：コンクリート設計基準強度
 ϵ_0 ： σ_{ck} に達したときの最小ひずみ

(2) 履歴特性

履歴特性については、剛性低下型の武田モデルを用いた。

2.2 鋼断面単独部の復元力特性

(1) 骨格曲線の算定式

コンクリートを充填しない鋼断面部の骨格曲線は、単柱橋脚に対する既往の研究や実験結果に基づき、以下の推定式を用いる^{1),3)}。（図-3参照）

(a) 降伏点

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (4)$$

$$H_y = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \left(1 - \frac{P}{P_u} \right) \quad (5)$$

$$\delta_y = \left(1 + \frac{3EI}{GA_w h^2} \right) \frac{H_y}{H_{y0}} \delta_{y0} \quad (6)$$

ここに、

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h}, \quad \delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI}$$

H_y ：降伏時の水平耐力で式(4), (5)の小さい方の値
 H_{y0} ：水平力のみが作用したときの初期降伏荷重
 δ_y ： H_y に対応する水平変位

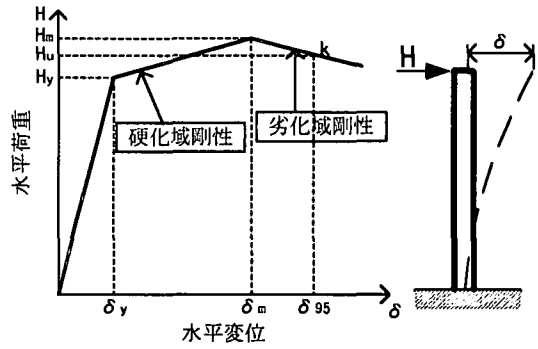


図-3 橋脚柱部の骨格曲線

δ_{y0} ： H_{y0} に対応する水平変位

M_y ：降伏モーメント

P ：作用軸力

P_y ：全断面降伏軸力

P_E ：オイラー座屈強度

P_u ：中心軸圧縮強度

h ：柱の高さ

E ：ヤング係数

I ：断面2次モーメント

G ：せん断弾性係数

A_w ：ウェブの断面積

(b) 最大耐力点

$$\frac{H_m}{H_y} = 0.101 (R_f \bar{\lambda})^{-1.0} \quad (7)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = 0.00759 (R_f \sqrt{\lambda})^{-3.5} + 2.59 \quad (8)$$

ここに、 H_m ：最大耐力

δ_m ： H_m に対応する水平変位

R_f ：幅厚比パラメータ

$\bar{\lambda}$ ：細長比パラメータ

(c) 劣化域の剛性と終局耐力点

$$k \frac{\delta_{y0}}{\delta_y} = -0.278 \left(10 - \frac{\gamma}{\gamma^*} \right) R_f^2 \left(0.1 + \frac{P}{P_y} \right) \bar{\lambda} \quad (9)$$

$$H_u = 0.95 \times H_m \quad (10)$$

$$\delta_{95} = \delta_m + k (H_u - H_m) \quad (11)$$

ここに、 k ：劣化域の剛性勾配

γ ：軸方向補剛材剛比

γ^* ：線形座屈理論から求められる

必要最小剛比

H_u ：終局耐力

δ_{95} ： H_u に対する水平変位

なお、上式については、幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸力比パラメータの影響を考慮する場合、以下の適用範囲を満足する必要がある。

$$0.3 \leq R_f \leq 0.7, 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 0.0 \leq \frac{P}{P_y} \leq 0.2$$

また、 γ/γ' に対して式(7)(8)は $\gamma/\gamma' \geq 3.0$ 、式(9)は $1.0 \leq \gamma/\gamma' \leq 5.0$ の範囲とされている。

(2) 履歴特性

履歴特性については、宇佐美らの研究³⁾では2パラメータモデルなどが提案されているが、本解析では図-4に示す標準トリリニアモデルを用いる。

(3) 補剛材剛比による骨格曲線の補正

一般に、既設の鋼製ラーメン橋においては、前出の式を適用する場合、幅厚比パラメータ、細長比パラメータの制約を受けることは少なく、また、軸力比パラメータも、名古屋高速道路の高架橋では概ね15%前後に存在し制限範囲を満足する。しかし、補剛材剛比は従来の設計の場合、大半が1.0以下となり適用範囲を満足する場合は少ない。

このため本文では、補剛材剛比が適用範囲を満足しない場合の骨格曲線を以下の方法により設定し、3次元弾塑性有限変位FEMで検証した。

降伏耐力 (H_y) の値は γ/γ' の値に依存せず式(4)~(6)で求まる。一方、最大耐力 (H_m) の値は $\gamma/\gamma' \geq 3.0$ が適用範囲とされているが、 $\gamma/\gamma' \geq 1.0$ の範囲では大きな変化がない⁴⁾。このことから最大耐力と終局耐力は、 $\gamma/\gamma' \geq 1$ であれば式(7)~(11)より求められると仮定した。さらに、 $\gamma/\gamma' < 1$ の断面に対しては、上式の適用を可能にするため、フランジ、ウェブの板厚を実際の断面（以後、基本断面と呼ぶ）より薄くした $\gamma/\gamma'=1.0$ となる仮想の断面（以下、仮想断面と呼ぶ）を求め、この基本断面の耐力が仮想断面の耐力より大きいと仮定すれば、仮想断面を用いて式(7)~(11)より求まる最大耐力、終局耐力が基本断面の最小の耐力と考えることができると仮定した。

表-1において、基本断面の補剛材剛比は0.5である。この断面に対して、補剛材剛比が1.0となるフランジとウェブの板厚を薄くした仮想断面を表中に示した。

表-1 補剛材剛比を満足する断面構成 単位(cm)

	$b_f \times t_f$	$b_w \times t_w$	縦リブ断面	γ/γ'
基本断面	270*2.8	220*2.5	19*1.9	0.5
仮想断面	270*2.1	220*2.1	19*1.9	1.1

b_f, t_f : フランジの幅と板厚 b_w, t_w : ウェブの幅と板厚

弾性域は γ/γ' に依存しないため降伏耐力は基本断面の耐力より求まる。また、基本断面の降伏点以降の荷重と変位の関係は、仮想断面より求まる耐力を最小の耐力とすることから、図-5中の矢印で結ぶ線 ($0-H_{y1}-H_{m2}$) が、その骨格曲線と仮定する。

3. 弾塑性有限変位FEM解析による骨格曲線の検証

3.1 解析目的と方針

既設鋼製ラーメン橋の橋脚部について、 $\gamma/\gamma' < 1$ の範囲に対する復元力特性の取り扱いを、2において示した。

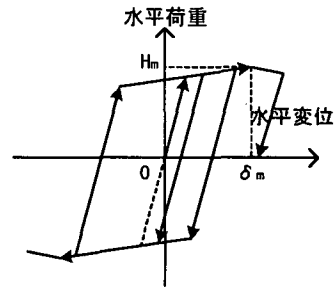


図-4 鋼断面単独部の履歴特性

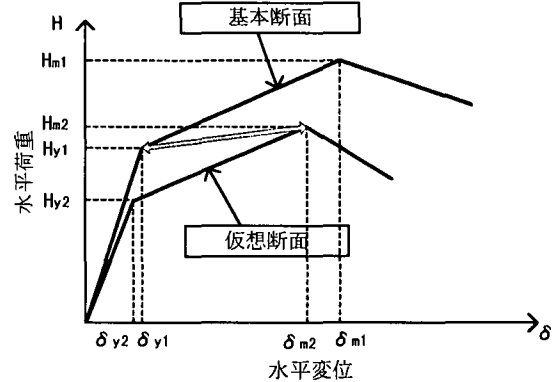


図-5 橋脚柱部の骨格曲線

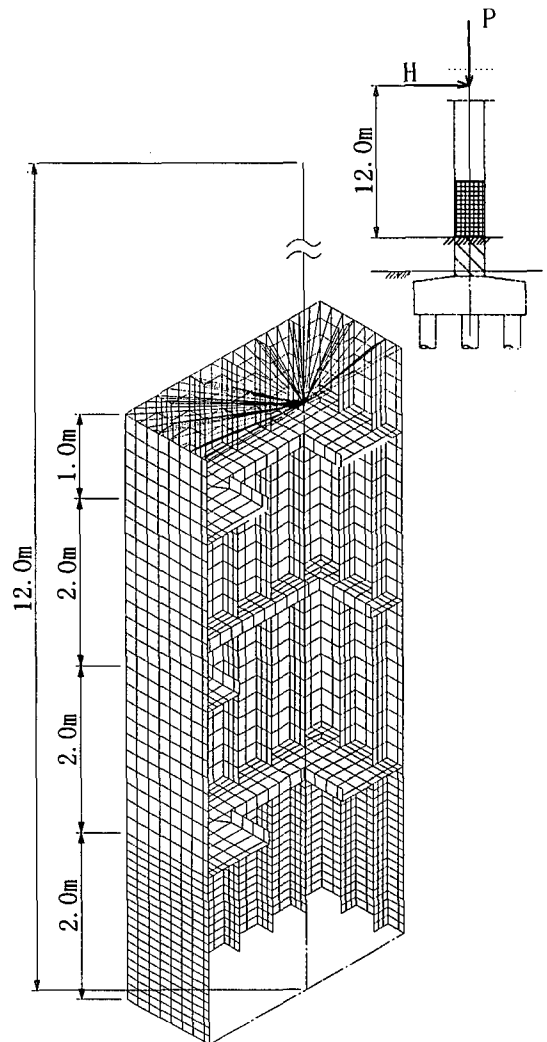


図-6 解析モデル

この仮定した骨格曲線式の妥当性を検証するため、3次元弾塑性有限変位 FEM 解析を行い、橋脚柱部断面の最大耐力が、仮定した推定値より安全側に存在することを確認した。解析は、補剛材剛比の違いが最大耐力に及ぼす影響を確認する目的で、補剛材断面を変えず以下の2ケースを行った。

ケース1： $\gamma/\gamma' < 1$ の断面構成をそのまま用いた場合

(基本断面)

ケース2： $\gamma/\gamma' = 1$ となるようフランジ・ウェブ厚を低減した場合
(仮想断面)

3.2 解析モデル

図-6に示すように、橋脚柱部を片持ち柱としてモデル化した。ここでは、鋼単断面部の最大耐力の算出が主な目的であるため、鋼断面単断面のみを解析範囲とし、コンクリート充填部の天端位置を固定支持とみなした。部材分割については、鋼断面部とコンクリート充填部の境界部に局部座屈の発生が考えられるため、最下段のフランジおよびウェブパネルの分割を細かくした。モデルの対称性から、半断面モデルとした。

鋼材の応力とひずみ関係は、図-1に示す関係を用い、降伏条件の判定は Von Mises により判定した。構成則としては等方硬化則を用いた。

初期不整および残留応力の影響は小さいと判断し⁶⁾、考慮しないものとした。

載荷方法は、降伏軸力の15%に相当する鉛直荷重を橋脚柱上端より載荷しながら、上部構造の慣性力の作用位置に、水平荷重を漸増載荷した。

なお、解析プログラムは ADINA を用いた。

3.3 解析結果

解析結果と推定値の関係を図-7に示す。

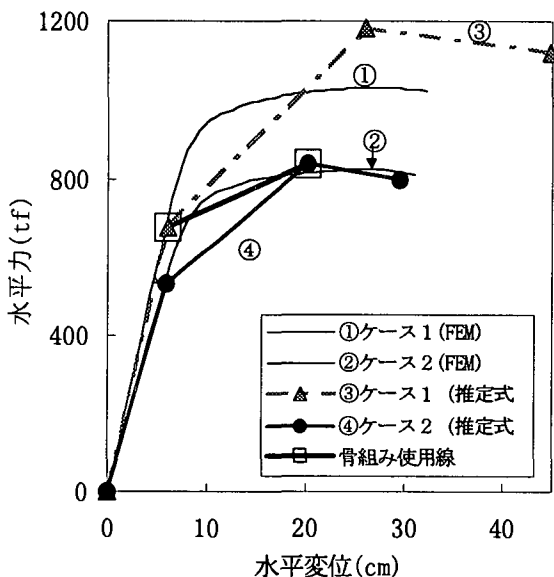


図-7 有限変位 FEM 解析結果と骨格

図中の③、④曲線は、 $\gamma/\gamma' = 1.0$ としたときの式(4)~(10)より求まる骨格曲線を示す。図中の①、②曲線は弾塑性有限変位 FEM 解析結果を示す。図中の②、④はケース1による比較結果を示し、これより降伏耐力に違いはあるが、比較的一致した結果であり、想定した骨格曲線の妥当性が検証できた。曲線①は弾塑性有限変位 FEM 解析結果であり、推定式より求めた骨格曲線③、④の中間に存在することがわかった。これより、 $\gamma/\gamma' < 1$ の橋脚柱断面の復元力特性値は、弾塑性地震応答解析に用いた推定値より大きな耐力を有していることが確認できた。

このことから、補剛材剛比の小さな断面に対して、想定した骨格曲線が設計上は安全側の評価となり妥当な結果を与えると考えた。

4. 地震応答解析

4.1 解析に使用したモデル橋

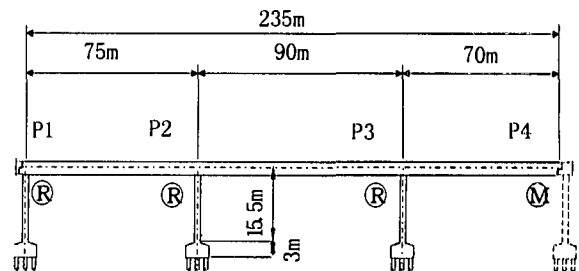
解析対象橋は、図-8および表-2に示す3径間連続ラーメン橋である。支持条件は、P1~P3 橋脚で上部構造と橋脚天端が剛結、P4 橋脚で橋軸方向に可動となっている。動的解析における加振方向は、橋軸方向とする。

表-2 解析対象橋の諸元

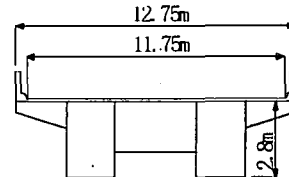
項目	内容
橋の形式	3径間連続鋼床版ラーメン橋
脚柱部断面	矩形断面
基礎形式	場所打ち杭
地盤種別	II種地盤

4.2 解析モデル

解析モデルは、2次元骨組モデルとした。上部構造は、事前の構造解析結果より塑性域までに至らないことが判明したため、弾性梁要素によりモデル化した。基礎構造は弾性バネ要素とし、バネ定数は道路橋示方書 V 耐震設計編により算出した。アンカー部は、境界条件を明確にするため解析では剛結とした。



(a) 側面図



(b) 上部構造断面

図-8 一般形状

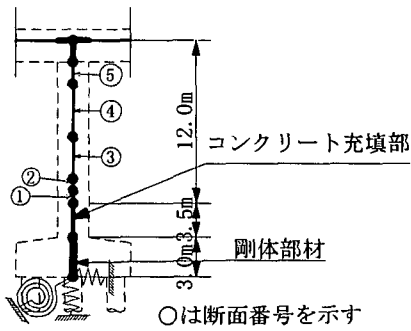


図-9 橋脚のモデル化

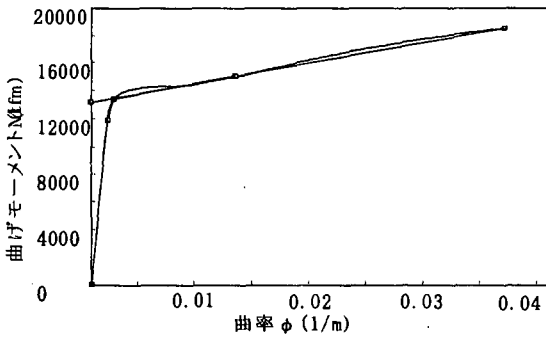


図-10 コンクリート充填部の骨格曲線

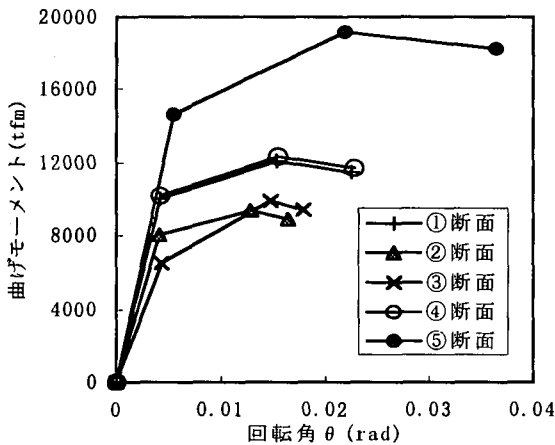


図-11 鋼断面単独部の骨格曲線

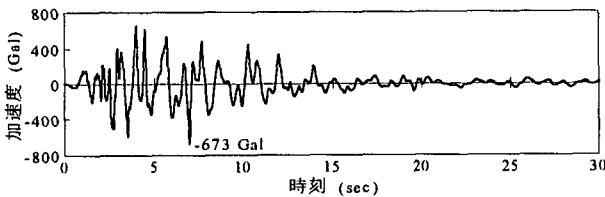


図-12 解析に用いる地震加速度波形

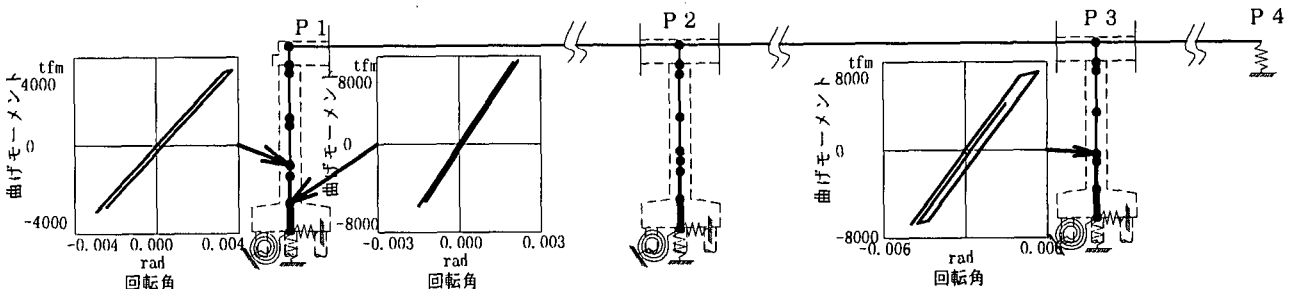
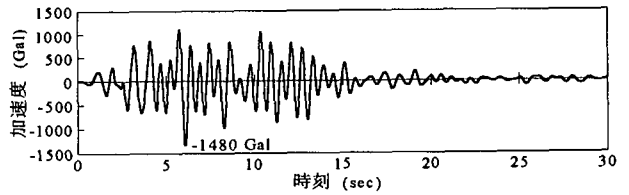
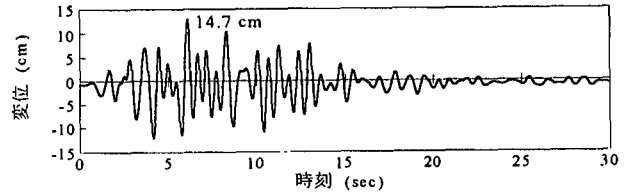


図-13 各橋脚の主な応答履歴図



(a) 応答加速度



(b) 応答変位

図-14 P3橋脚天端の加速度

と変位の時刻歴応答波形

P1~P3 橋脚は、地震時に生じる断面力により塑性領域に入ることが予想されたため、図-9に示すように、コンクリート充填部は弾塑性梁要素、鋼断面単独部は、断面変化位置に塑性回転バネを設けた弾塑性部材とした。

コンクリート充填部は、要素を長さ方向に細分割し、各々の断面で曲率を算出し、要素の弾塑性応答を算出した。2.1項に従って算出した断面のM- ϕ 関係を、図-10に示す。骨格曲線はバイリニアモデルによりモデル化した。コンクリート充填高さは、橋脚基部から、高さ約3.5mにあるダイアフラムの位置までである。

鋼断面単独部は、断面変化位置に塑性回転バネを設け、弾塑性挙動を考慮した。塑性回転バネの骨格曲線は、2.2項で求めた、単柱橋脚に対する骨格曲線を用いた。

ここで、骨格曲線の算出に際し仮定した単柱橋脚は、地震時のラーメン構造の曲げモーメント分布を考慮して、塑性ヒンジ位置から、橋脚高さの1/2までの距離を高さとした。これは、ラーメン橋に地震時慣性力に相当する水平荷重を載荷すると、橋脚高さの約1/2の位置に変曲点(曲げモーメントがゼロとなる点)が存在することによる。このとき、橋脚上端も、橋脚基部と同等の曲げモーメントが生じていることから、橋脚上端にも塑性回転バネを設置するものとした。(図-11)

P4 橋脚は可動支承が設けられていることから、上部構造の端部に、鉛直方向に固定、水平方向に自由の境界条件を設置するものとし、橋脚はモデル化しないものとした。

各部材の粘性減衰は、上部構造および橋脚の弾性部材に対して $h=2\%$ 、橋脚の鋼断面単独部における塑性回転バネ、および橋脚基部の充填部における弾塑性梁要素は、履歴減衰の分を控除して $h=1\%$ 、基礎を表すバネ要素は $h=20\%$ とした。

入力地震動は、文献⁷⁾に示された、動的解析用標準波から、II種地盤用のタイプII地震動、(II-II-2)を用いた。入力波形図は図-12の通りである。

解析方法はニューマークの β 法による直接積分とし、 $\beta=1/4$ とした。積分時間間隔は1/1000秒とした。

解析プログラムはResp-3T/B(橋構造計画研究所)を用いた。

4.3 動的応答解析結果

図-13は、解析モデルにおいて降伏点に達した箇所と、その位置における弾塑性梁要素および弾塑性回転バネの応答履歴を示している。降伏に達した箇所は、P1橋脚のコンクリート充填基部、およびコンクリート充填部直上の断面変化位置部、P3橋脚のコンクリート充填部直上の鋼断面変化部の3箇所であった。この中では、P3橋脚の鋼断面の応答履歴が、最も大きくループを描いているが、最大曲げモーメントおよび負勾配の領域(劣化域)までは達していない。

P3橋脚天端の加速度と変位の時刻応答結果を図-14に示す。最大応答加速度は1500Gal程度生じているが、応答変位は脚高の1/100程度と、かなり小さい値となった。

本橋の下部構造はラーメン構造であるために従来の震度法による地震荷重だけでなく、常時や温度変化時の荷重状態でも決定されている。このため、地震応答解析の結果が、降伏をわずかに超える程度の小さい値にとどまったものと推定される。

また、ラーメン橋は不静定構造物であることから、1、2箇所の塑性ヒンジにおいて、応答値が劣化域に達した場合でも、他の弾性橋脚柱に荷重再配分がなされ、すぐには不安定な構造に移行しないと考えられる。

以上より、本橋の耐震性能は、地震時保有水平耐力法で用いるタイプII地震動に相当する地震動に対して、十分な安全性を有すると判断された。

5. おわりに

実際の設計において、実験による弾塑性挙動が十分に把握されていない座屈パラメータを有する鋼製橋脚に対して、どのようにして弾塑性骨組モデルにモデル化するかは大きな課題となっている。本報告では、弾塑性有限変位FEM解析等を直接使用せず、補剛材剛比 $\gamma/\gamma' \geq 1$ で得られた単柱モデルの既存の実験結果をもとに塑性ヒンジのM- θ 関係を算出し、この関係を適用した骨組み構造解析による耐震設計の解析例を示した。なお、鋼ラーメン橋の耐震性については、解析事例および実験の蓄積を通して、今後さらに検討を加える予定である。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造物新技術小委員会：最終報告書(耐震研究)平成8年5月31日、pp59-67, pp183-189
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成8年12月、pp71-73
- 3) 鈴木森晶、宇佐美勉、寺田昌弘、伊藤藤、才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析、土木学会論文集、No549/1-37, pp191-204, 1996.10
- 4) 鈴木森晶、宇佐美勉：軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の強度と変形能に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol.41A, pp265-276, 1995.3
- 5) 鈴木森晶、宇佐美勉：繰返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究、土木学会論文集、No519/1-32, pp115-125, 1995.7
- 6) 宇佐美勉：土木鋼構造物の終局耐震解析法の研究、片山ストラテック17, pp2-9
- 7) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成9年3月11日、pp10-1~10-6

(1998年8月17日受付)

STUDY OF DUCTILITY DESIGN OF STEEL RIGID FRAME BRIDGE

Hirofumi MAENO, Satoshi INAGAKI, Takaaki KAWANO and Hiroki IKEDA

Dynamic elasto-plastic analysis of a steel rigid frame bridge modeled using frame elements is carried out and the results are presented in this paper. Because there are only a very few experiments of rigid frame bridges subjected to seismic loading, there are many obscure points such as the plastic behavior of frame elements under re-distribution of internal force, the effect of local buckling and the P-Delta effect of seismic deformation. In this study, restoration curve of steel column elements obtained from experiments of single pier is utilized in the analysis of steel rigid frame bridge by considering the force distribution in a frame element.