

支持点の変位差を伴う橋梁の非線形動的応答解析

中野 友裕^{*1} 太田 良巳^{*2}

Non-linear Dynamic Response Analysis of Bridge Subjected to Displacement Difference between Support Points

by

Tomohiro NAKANO^{*1} and Yoshimi OHTA^{*2}

(Received on Sep. 22, 2007 and accepted on Dec. 25, 2007)

Abstract

This paper presents non-linear dynamic analysis of a bridge under earthquake loading subjected to fault induced acceleration and relative displacement. First, an equation of motion with a displacement difference between support points was formulated. After that, the displacements of the fault surface were calculated by the EPS method. Finally, dynamic response analysis of the effect of earthquake fault movement based on special algorithms was carried out. As a result, it was shown that the effect of acceleration is of great importance for evaluating the damage of structures caused by earthquake faults.

Keywords: Equation of Motion, EPS Method, Non-linear Dynamic Response Analysis, Fault Induced Damage

1. まえがき

1999年に相次いで発生したトルコ・コジャエリ地震¹⁾および台湾・集集地震²⁾では、地表に発生した断層変位により橋梁構造物が壊滅的な被害を被った。地表断層変位が生じる場合には、橋梁の支持点が相対的に大きな強制変位を受けることから、この2つの地震は、相対変位による橋梁損傷に関する研究が始まる契機となった。

わが国では、1995年の兵庫県南部地震の経験をもとに、耐震設計全般に亘る見直しが行われ、道路橋示方書³⁾では、地震時保有水平耐力法などの非線形領域を考慮した設計法や、非線形動的応答解析の積極的な利用が盛り込まれ、現在に至っている。しかし、道路橋示方書をはじめ、わが国の耐震設計の考え方には、断層変位のような強制変位に対してどのように対応するか明確な規定はなく、大きな地表加速度に対していかに構造物の損傷を制御するかという観点が主体となっている。このことは、橋梁構造物が断層変位の作用下に置かれたとき、その挙動も含めて、安全性が十分に検証されていないことを示すものである。

これらの背景から、近年、断層変位を受ける橋梁系構造物の挙動を明らかにするための研究が行われているわけであるが、これらの研究はいずれも、各種の橋梁支持点に相対変位を加え、設定した断層変位まで、単調に変位差を増加させていく静的構造解析である⁴⁾。このような解析手法を採用した場合、変位差の増大に伴う損傷の状況などの傾向をつかむことができる点は評価できるが、

断層変位発生時の地表加速度を評価することはできない。とりわけ、断層近傍での地表加速度は500galを超えるようなものも多く、その加速度により生じる慣性力の作用は極めて甚大であると考えるのが妥当である。

その観点から、著者らは前報⁵⁾で、支持点の変位差を考慮に入れた運動方程式の定式化を行った。その中の定式化は弾性挙動に限定されたものであったが、支持点の変位差を伴う運動には、加速度の影響が極めて大きく発生するとの結論が得られている。

本稿では、その運動方程式を非線形動的応答解析に適用できるように拡張し、解析アルゴリズムを新たに構築した。その上で断層運動時の動的応答を評価する手法を確立し、PCラーメン橋を対象にした非線形動的応答解析を実施した。その結果をもとに、従来の耐震設計で考慮されていない断層運動の結果として発生する橋梁の挙動について評価を行った。

なお、本研究においては、第一著者が解析手法の構築、解析の実施、全体の統括を、第二著者が地震加速度記録の変位波形への変換手法の開発を行っている。

2. 運動方程式と解析アルゴリズム

2.1 運動方程式の定式化⁵⁾

構造全体に対する運動方程式は、質量マトリクスを \mathbf{M} 、剛性マトリクスを \mathbf{K} 、絶対変位を \mathbf{u} 、常時荷重や支点反力を \mathbf{F} と表すと、減衰を無視すれば以下ようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (1)$$

* 1 工学部土木工学科准教授 博(工)

* 2 日本物理探鉱株式会社 修(工)

ここで、各マトリクスおよびベクトルを次のように分ける。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_S & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_A & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M}_B \end{bmatrix} \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SA} & \mathbf{K}_{SB} \\ \mathbf{K}_{AS} & \mathbf{K}_{AA} & \mathbf{K}_{AB} \\ \mathbf{K}_{BS} & \mathbf{K}_{BA} & \mathbf{K}_{BB} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_S \\ \mathbf{u}_A \\ \mathbf{u}_B \end{Bmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_S \\ \mathbf{F}_A \\ \mathbf{F}_B \end{Bmatrix}$$

ここに添字 **A** は支持点 **A** に関する自由度、添字 **B** は支持点 **B** に関する自由度、添字 **S** は支持されていない自由度（以下、荷重制御点と称す）を示している（図-1）。

ここで、支持点に静的な変位 \mathbf{u}_A 、 \mathbf{u}_B が生じた場合の方程式を考えると、以下のようになる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SA} & \mathbf{K}_{SB} \\ \mathbf{K}_{AS} & \mathbf{K}_{AA} & \mathbf{K}_{AB} \\ \mathbf{K}_{BS} & \mathbf{K}_{BA} & \mathbf{K}_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_{S0} \\ \mathbf{u}_A \\ \mathbf{u}_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_{S0} \\ \mathbf{F}_{A0} \\ \mathbf{F}_{B0} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここに、 \mathbf{u}_{S0} は静的な支持点変位による荷重制御点の変位、 \mathbf{F}_{S0} は死荷重などの常時荷重、 \mathbf{F}_{A0} 、 \mathbf{F}_{B0} は静的変位が作用したときの支点反力になる。第1行を展開すれば、(3)式を得る。

$$\mathbf{K}_{SS}\mathbf{u}_{S0} + \mathbf{K}_{SA}\mathbf{u}_A + \mathbf{K}_{SB}\mathbf{u}_B = \mathbf{F}_{S0} \quad (3)$$

次に、動的効果により発生する静的変位からの荷重制御点の変位量を \mathbf{u}_{S1} と置くと、(1)式に代入して次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_S & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_A & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M}_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_{S0} + \ddot{\mathbf{u}}_{S1} \\ \ddot{\mathbf{u}}_A \\ \ddot{\mathbf{u}}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SA} & \mathbf{K}_{SB} \\ \mathbf{K}_{AS} & \mathbf{K}_{AA} & \mathbf{K}_{AB} \\ \mathbf{K}_{BS} & \mathbf{K}_{BA} & \mathbf{K}_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_{S0} + \mathbf{u}_{S1} \\ \mathbf{u}_A \\ \mathbf{u}_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_{S0} \\ \mathbf{F}_{A0} + \mathbf{F}_{A1} \\ \mathbf{F}_{B0} + \mathbf{F}_{B1} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここで \mathbf{F}_{A1} 、 \mathbf{F}_{B1} は、動的作用による支点反力の増加量である。第1行を展開すると、

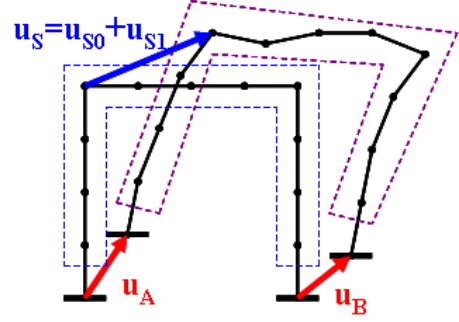


図-1 静的変形と動的変形の分離

$$\mathbf{M}_S(\ddot{\mathbf{u}}_{S0} + \ddot{\mathbf{u}}_{S1}) + \mathbf{K}_{SS}(\mathbf{u}_{S0} + \mathbf{u}_{S1}) + \mathbf{K}_{SA}\mathbf{u}_A + \mathbf{K}_{SB}\mathbf{u}_B = \mathbf{F}_{S0} \quad (5)$$

この式に(3)式を代入すると、

$$\mathbf{M}_S\ddot{\mathbf{u}}_{S1} + \mathbf{K}_{SS}\mathbf{u}_{S1} = -\mathbf{M}_S\ddot{\mathbf{u}}_{S0} \quad (6)$$

(6)式を解けば $\ddot{\mathbf{u}}_{S1}$ 、 \mathbf{u}_{S1} が得られるが、これらは静的変形を基準にした変位である。したがって、絶対加速度、絶対変位を求める場合には、(2)式を解くことにより得られる \mathbf{u}_{S0} を用いて、次式により計算する。

$$\mathbf{u}_S = \mathbf{u}_{S0} + \mathbf{u}_{S1} \quad (7)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_S = \ddot{\mathbf{u}}_{S0} + \ddot{\mathbf{u}}_{S1} \quad (8)$$

(6)式および(8)式で必要となる $\ddot{\mathbf{u}}_{S0}$ は、アルゴリズムの中で計算することになるが、その点は次項で述べる。

(6)式に減衰を考慮する場合、一般の運動方程式の考え方を利用して減衰をダッシュポットでモデル化すれば、減衰項は相対速度に比例するので、次式のように得られる。

$$\mathbf{M}_S\ddot{\mathbf{u}}_{S1} + \mathbf{C}_C\dot{\mathbf{u}}_{S1} + \mathbf{K}_{SS}\mathbf{u}_{S1} = -\mathbf{M}_S\ddot{\mathbf{u}}_{S0} \quad (7)$$

2.2 増分形の運動方程式と解析アルゴリズム

上述の(7)式は、弾性の場合の運動方程式であるから、この式を非線形解析で解くためには増分形にする必要がある。(7)式を増分形で表すと、

$$\mathbf{M}_S\Delta\ddot{\mathbf{u}}_{S1} + \mathbf{C}_C\Delta\dot{\mathbf{u}}_{S1} + \mathbf{K}_{SS}^t\Delta\mathbf{u}_{S1} = -\mathbf{M}_S\Delta\ddot{\mathbf{u}}_{S0} \quad (8)$$

Time increment loop n

$$\Delta \mathbf{u}_A = \mathbf{u}_A^{(n)} - \mathbf{u}_A^{(n-1)}, \quad \Delta \mathbf{u}_B = \mathbf{u}_B^{(n)} - \mathbf{u}_B^{(n-1)}$$

静的解析の開始

$$\Delta \mathbf{F}_{S0} = \mathbf{0}$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{F}_{S0} \\ \Delta \mathbf{F}_{A0} \\ \Delta \mathbf{F}_{B0} \end{Bmatrix} = [\mathbf{K}]^t \begin{Bmatrix} \Delta \mathbf{u}_{S0} \\ \Delta \mathbf{u}_A \\ \Delta \mathbf{u}_B \end{Bmatrix} \text{ を解く}$$

$$\mathbf{u}_{S0} = \mathbf{u}_{S0} + \Delta \mathbf{u}_{S0}$$

\mathbf{u}_{S0} に対応する等価節点力 \mathbf{F}_{R0} を求める

不平衡力 $\mathbf{F}_U = \mathbf{F}_0 - \mathbf{F}_{R0}$ の計算

収斂条件のチェック

$$\text{if} (\|\mathbf{F}_U\| / \|\mathbf{F}_0\| > \text{tol})$$

$$\text{then } \Delta \mathbf{F}_{S0} = \mathbf{F}_U, \quad \Delta \mathbf{u}_A = \Delta \mathbf{u}_B = \mathbf{0}$$

Goto next Newton-Raphson iteration

加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_{S0}$, 加速度増分 $\Delta \ddot{\mathbf{u}}_{S0}$,

および外力 $\mathbf{P} = -\mathbf{M}_S \ddot{\mathbf{u}}_{S0}$ の計算

動的解析の開始

$\Delta \bar{\mathbf{P}}$, $\bar{\mathbf{K}}$ の計算

動的変形 $\Delta \mathbf{u}_{S1} = \bar{\mathbf{K}}^{-1} \Delta \bar{\mathbf{P}}$ の計算

$\Delta \dot{\mathbf{u}}_{S1}$, $\Delta \ddot{\mathbf{u}}_{S1}$ の計算

$$\mathbf{u}_{S1} = \mathbf{u}_{S1} + \Delta \mathbf{u}_{S1}$$

$\dot{\mathbf{u}}_{S1}$, $\ddot{\mathbf{u}}_{S1}$ の更新

全体の変形 $\mathbf{u}_{S0} = \mathbf{u}_{S0} + \Delta \mathbf{u}_{S1}$ の計算

\mathbf{u}_{S0} に対応する等価節点力 \mathbf{P}_R の計算

$$\mathbf{P}_R^D = \mathbf{M}_S \ddot{\mathbf{u}}_{S1} + \mathbf{C}_S \dot{\mathbf{u}}_{S1} + \mathbf{P}_R$$

不平衡力 $\mathbf{P}_U = \mathbf{P} - \mathbf{P}_R^D$ の計算

収斂条件のチェック

$$\text{if} (\|\mathbf{P}_U\| / \|\mathbf{P}\| > \text{tol}) \text{ then } \Delta \bar{\mathbf{P}} = \mathbf{P}_U$$

Goto next Newton-Raphson iteration

Goto next time step

図-2 解析アルゴリズム

ここで \mathbf{K}_{SS}^t は接線剛性マトリクスである。この方程式を解くためには、右辺の外力項を定めなければならないが、 \mathbf{u}_{S0} は(2)式を増分形で解くことにより得られるから、前ステップ・前々ステップの値から数値的に微分してやれ

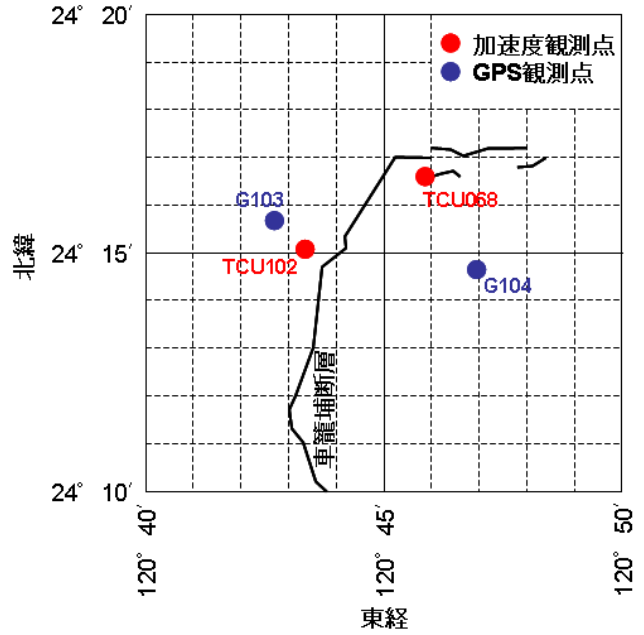


図-3 強震記録観測点

ば $\ddot{\mathbf{u}}_{S0}$ が得られる。この考え方をを用いてアルゴリズムを構築すると、図-2 のようになる。アルゴリズム内の動的解析部分で計算する必要のある見かけの剛性マトリクス $\bar{\mathbf{K}}$ と見かけの外力増分ベクトル $\Delta \bar{\mathbf{P}}$ は、文献⁶⁾を参照して以下のようなになる。

$$[\bar{\mathbf{K}}] = [\mathbf{K}_{SS}^t] + \frac{1}{2\beta\Delta t} [\mathbf{C}_S] + \frac{1}{\beta\Delta t^2} [\mathbf{M}_S] \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \Delta \bar{\mathbf{P}} = & -\mathbf{M}_S \Delta \ddot{\mathbf{u}}_{S0} + \mathbf{M}_S \left(\frac{1}{\beta\Delta t} \dot{\mathbf{u}}_{S1} + \frac{1}{2\beta} \ddot{\mathbf{u}}_{S1} \right) \\ & + \mathbf{C}_S \left(\frac{1}{2\beta} \dot{\mathbf{u}}_{S1} + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_{S1} \Delta t \right) \end{aligned} \quad (10)$$

3. EPS 法による変位波形の算出⁷⁾

一般的に、変位を一階微分すると速度になり、速度を一階微分する、すなわち位置・変位を二階微分すると加速度を求めることができる。逆に加速度を一階積分すれば速度が求められ、二階積分すると変位が求められる。

しかしながら、加速度を直接積分すると、速度や変位を求める際に電子記録に存在するバックグラウンドノイズによって、速度・変位のグラフが発散する傾向が見られる。数値積分により求められる速度・変位波形には、加速度が減衰しているのに速度・変位が継続しているような波形を示す。

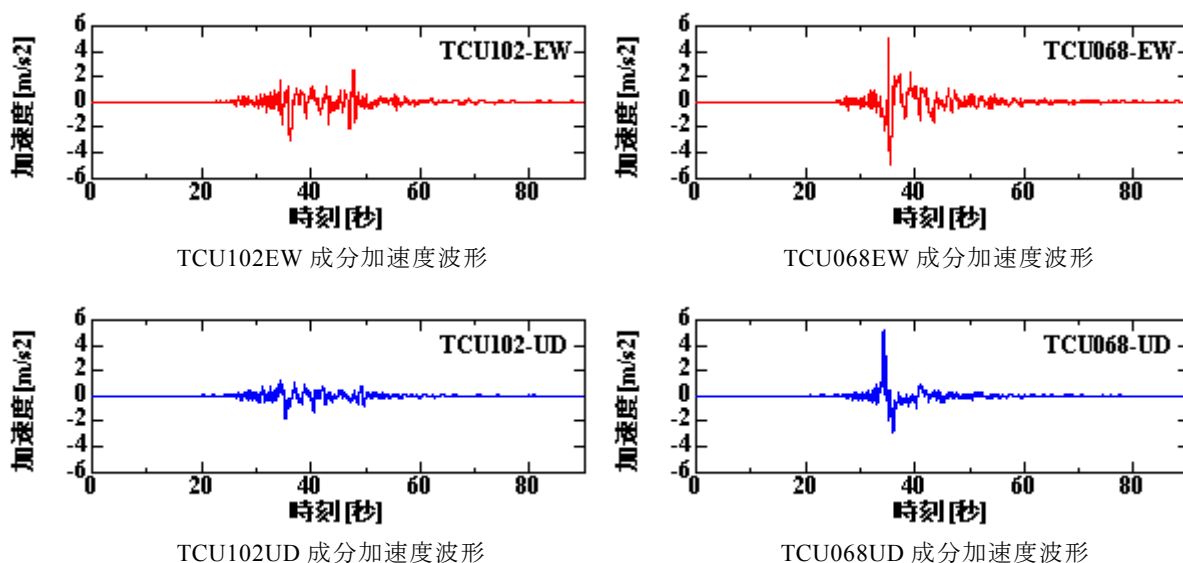


図-4 観測加速度波形

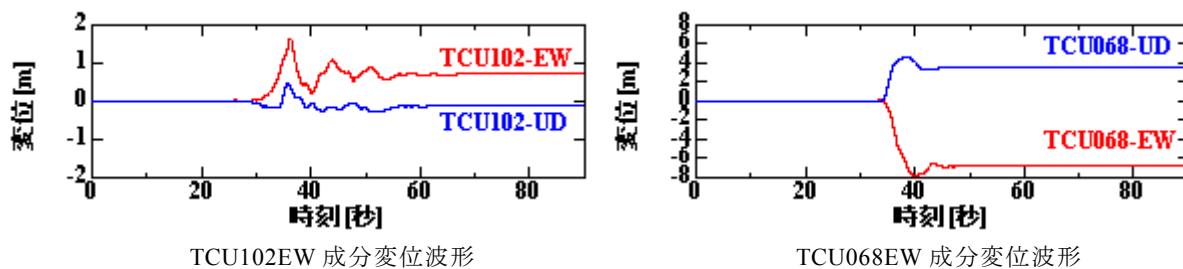


図-5 EPS法により変換された変位波形

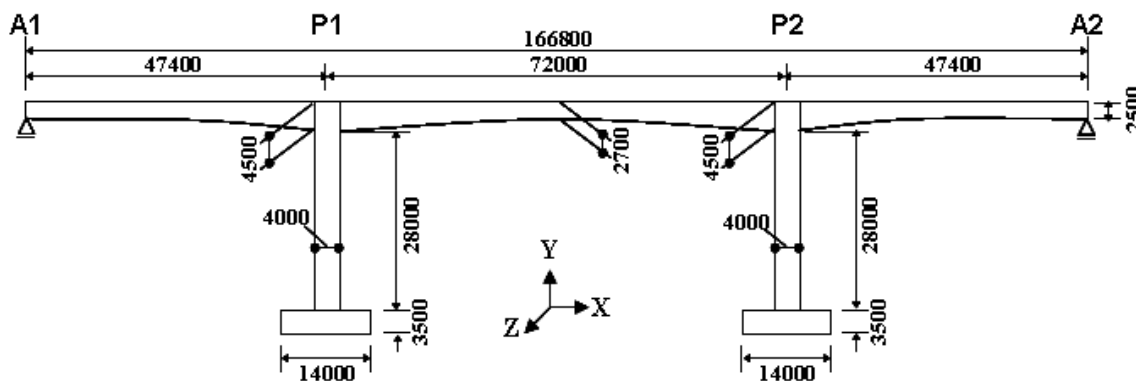


図-6 解析対象としたPC3径間連続ラーメン箱げた橋

このような応答を示す要因としては、バックグラウンドノイズに影響を受ける積分定数が原因だと考えられる。従って、加速度記録により積分されて得られる速度ならびに変位波形を算出する際に、バックグラウンドノイズの影響を計算過程から省きながら計算するEPS法を導入して、変位波形を求めることができると考えられる。この手法では、数値積分する際、加速度記録のある一定の値(EPS)以下のものを計算から省く計算過程を追加することで、バックグラウンドノイズの影響による変位波形の発散を抑えることができる。

この手法の有効性は、室内模型実験により検証されて

おり⁸⁾、断層変位を受けた場合に適用することができると考える。図-3に1999年台湾・集集地震における加速度観測位置を、図-4に観測加速度記録を、図-5に、それらの加速度をEPS法により変換した変位波形をそれぞれ示す。

4. 断層変位を考慮した動的応答解析

4.1 解析対象構造物

今回解析対象とした構造物は、図-6に示すPC3径間連続ラーメン箱げた橋である(文献⁹⁾)。この橋梁は地震

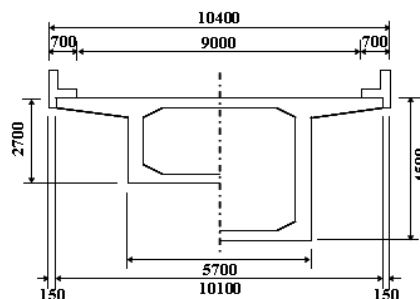


図-7 主桁断面図

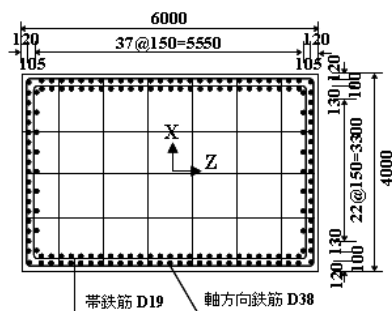


図-8 橋脚躯体断面図

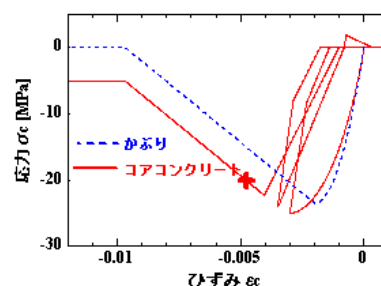


図-9 コンクリート構成則

表-1 コンクリートの構成則

	コアコンクリート	かぶりコンクリート
圧縮強度 σ_{cc}	25.1 [MPa]	23.5 [MPa]
σ_{cc} 時のひずみ	0.00313	0.002
初期弾性係数	25.0 [GPa]	25.0 [GPa]
引張強度	1.89 [MPa]	1.89 [MPa]
Edes	-3060 [MPa]	-3062 [MPa]
終局ひずみ	0.00477	—

表-2 鉄筋の構成則

	軸方向鉄筋	帯鉄筋
降伏点	345 [MPa]	345 [MPa]
ヤング係数	200 [GPa]	200 [GPa]

表-3 地盤ばね定数

水平ばね K_H [MN/m]	2182.5
鉛直ばね K_V [MN/m]	6547.5
回転ばね K_θ [MNm/rad]	120050.0

時保有水平耐力法を満足するように設計されており、現在の耐震設計による照査を満足している。図-7に主桁断面図、図-8に橋脚断面図を示す。

4.2 解析モデルと解析条件

解析には、図-6～図-8に示した橋梁を、2次元はり要素で92要素93節点にモデル化したものを用いた。橋桁は弾性体、橋脚部分は2次元ファイバーモデルとした。

ファイバーモデルを用いる際のコンクリートの構成則を図-9に示す。これらは道路橋示方書³⁾、Darwin-Pecknoldモデル¹⁰⁾、渡辺らのモデル¹¹⁾を用いており、コアコンクリートとかぶりコンクリートで異なる構成則を採用している。また、鉄筋はBi-linearモデルを採用した。構成則の諸元を表-1、表-2に示す。

地盤の支持条件は、地盤ばねをP1、P2橋脚に設置することで評価した(表-3)。なお、A1、A2部分は、上下方向のみ固定、水平・回転は自由としている。

減衰マトリクスは、Wilson-Penzien¹²⁾に従い、初期剛性に対する全振動モードを考慮に入れた形式を採用した。減衰定数は道路橋示方書に従い、非線形部材である橋脚については0.02、弾性部材である橋桁は0.03、地盤ばねは0.10とした。

時刻歴応答解析には、Newmark β 法($\beta=0.25$)を用い、時間間隔 $\Delta t=0.005$ 秒、解析時間90秒とした。図-6におけるA1、P1に図-4に示したTCU102の変位波形を、P2、A2にTCU068の変位波形を入力した。

4.3 解析結果および考察

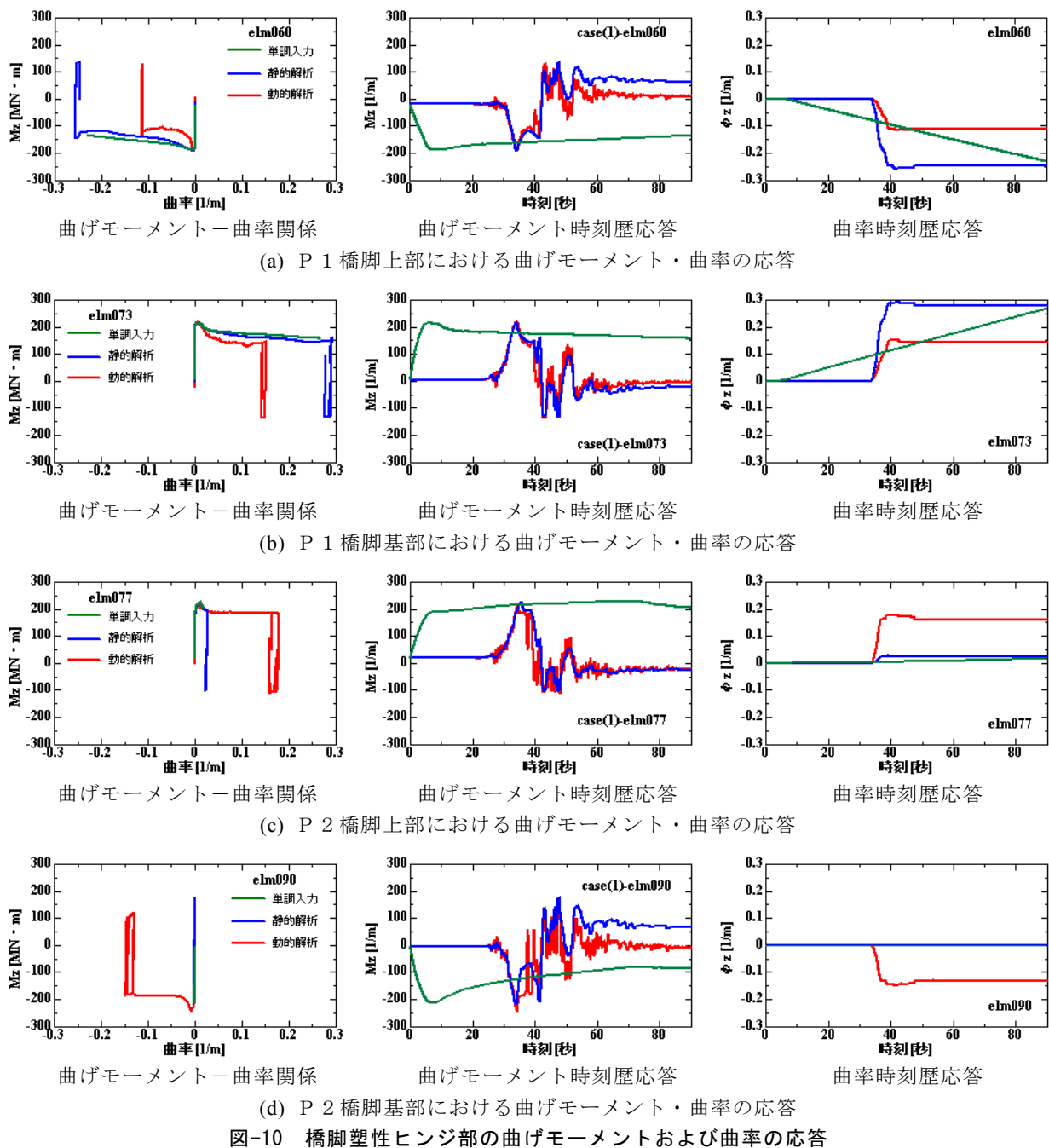
上述の条件で動的解析を実施した。比較のために、動的解析の他、以下の2つの条件での解析も行った。

- ① 支持点の変位を残留変位まで線形に増加させる静的解析(以下、単調入力と略す)。
- ② 変位波形を静的変位として作用させる静的解析(以下、静的解析と略す)。

ここで①は現在、断層変位を受ける構造物の挙動解析として行われている手法であり、②は①を変位波形に従って静的解析を行うようにしたものである。なお、ここで残留変位をどのように設定するかが問題となるが、本解析では3章で得られたEPS法により算出された最終変位(90秒時点での変位)を用いている。

解析結果のうち、P1・P2橋脚の塑性ヒンジ部分の曲げモーメント、曲率の応答を図-10に示す。図中、緑が単調入力、青が静的解析、赤が動的解析の結果である。なお、単調入力においては、変位を90秒間かけて残留変位にまで増加させている。

まず、単調入力と静的解析の結果を見ると、M- ϕ 関係はかなり近い履歴を辿っていることがわかる。静的載荷は最大変位の後に若干戻ってくるような波形であるため、最後に履歴ループを描いているが、とりうる最大の曲率は概ね同一となっている。従って、静的な波形を入力しなくても、単調入力を行うことにより橋脚に生じるイベントの傾向をつかむことは今回の条件で見れば可能であると考えられる。そのことは、曲率時刻歴応答において、最終の曲率値が等しくなっていることから示さ



れている。

また、単調入力・静的解析ともに、P 1 橋脚に損傷が集中している。これは、最大曲げモーメントに到達したのがP 1 橋脚であったことを示している。すなわちP 1 橋脚が先に最大曲げモーメントに到達することで軟化域に入り、その結果としてP 2 橋脚は除荷されることになったものである。そのことを確認するために、図-11 に各ヒンジ位置での曲げモーメント・軸力相関を示すが、P 1 橋脚の上下部ともに、軸力に引張力が作用している。軸力が引張力になることで、最大曲げモーメント（図の点線）は小さくなり、圧縮域にあるP 2 橋脚よりも大幅に最大曲げモーメントが小さくなる。このことが、P 1 橋脚のみで損傷が進展した理由である。

一方、動的応答を見ると、図-10 における曲げモーメント時刻歴応答は比較的静的解析に近いものの、曲率においては、静的解析と比べるとP 1 で小さく、P 2 で大きくなっている。これは、単調入力・静的解析ではP 1 橋脚が軟化域に入ることによってP 2 橋脚が除荷されたのに対し、動的解析では慣性力の作用により、P 2 橋脚の変形が進展することに起因する。すなわち、慣性力の作用により、P 2 橋脚の塑性ヒンジの断面ひずみが増加することで変形に対応していると考えられる。それゆえ、動的解析においてはP 1 橋脚のみに損傷が進展するのではなく、P 2 橋脚にも同様の曲率増加が発生する。

これらのことから断層変位を受ける橋梁の応答においては、断層運動による相対的な上下運動により、一般に

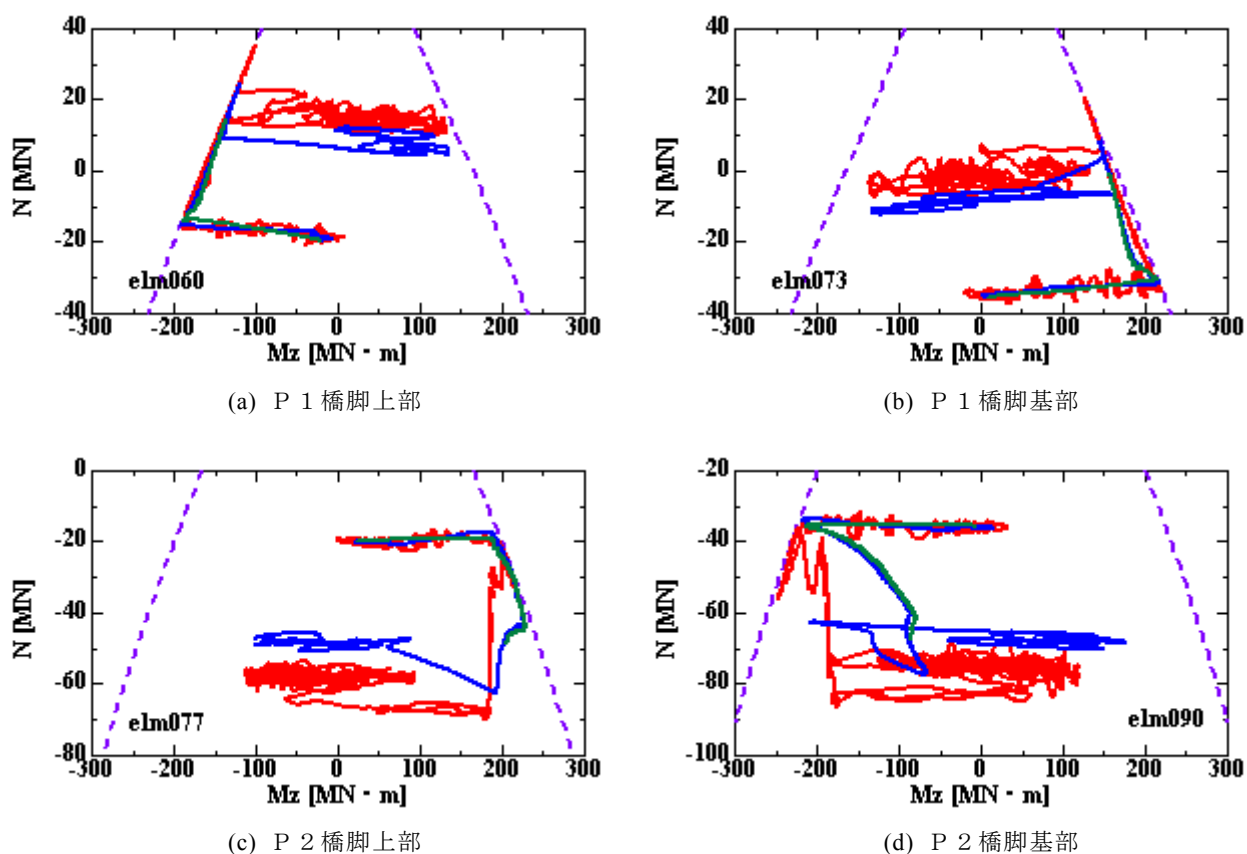


図-11 橋脚塑性ヒンジ部の曲げモーメントー軸力相関（点線は対応する軸力時の最大曲げモーメントを表す）

柱では考慮されることのない引張力が生じること、および慣性力の作用が応答に無視できないほどの影響を及ぼすことの2点を認識する必要があると考えられる。

また、橋梁の耐震設計においては、その構造形式や諸元がまちまちであるため、無次元化して設計基準を作成することが難しいとされている。このような問題に対して、森下・宇佐美らは断面のひずみレベルを照査基準とする動的耐震照査法¹³⁾を提案しているが、今回提示した動的解析手法と動的耐震照査法を組み合わせることで、実際の橋梁の設計に適用することが可能である。この点についての設計手法の構築は、今後の検討課題とする。

5. まとめ

本稿では、支持点の変位差を伴う運動方程式を非線形領域に拡張し、その方程式を解くためのアルゴリズムを開発した。また、断層変位を想定したPCラーメン橋の解析を実施し、その有効性を明らかにした。本研究で得られた知見をまとめると、以下ようになる。

- 1) 構造物の変形を、静的な変形と動的な変形に分離することで、時刻歴の強制変位・加速度の作用する構造系の動的応答を求めることができる。
- 2) EPS法による変位波形の算出により、断層挙動が変位の時刻歴として得られることから、本稿の定式化と合

わせて断層変位作用時の構造物挙動評価システムにおける有効な手法として採用できると考えられる。

- 3) 静的に変位を入力した場合と、動的効果を考慮した場合の間には、極めて大きい差異が発生する。静的解析において見られる除荷挙動が、動的作用により見られなくなるなどから、特に犠牲部材の評価などでは静的解析では十分に評価できない可能性を認識する必要があるといえる。
- 4) 断層運動により生じる上下の相対移動には、柱に従来想定していない引張力を生じさせる可能性があるため、今後は引張作用下のRC柱の応答特性などを検討する必要がある。

謝辞

本研究で用いた台湾・集集地震の加速度記録は、台湾中央気象局ウェブサイト (<http://www.cwb.gov.tw/>) からダウンロードさせていただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 川島一彦, 鈴木猛康, 橋本隆雄: トルコ・コジャエリ地震による交通施設の被害概要, 橋梁と基礎, pp.45-51, 2000
- 2) 運上茂樹: 1999年9月21日台湾集集地震による橋

- 梁被害，道路，pp.55-58，2000
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説／□耐震設計編，日本道路協会，2002
 - 4) たとえば，日本コンクリート工学協会九州支部：断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究専門委員会報告書，2002
 - 5) 中野友裕，太田良巳：支持点の変位差を伴う運動方程式の定式化と動的応答解析，東海大学紀要工学部，第47号1巻.73-78，2007
 - 6) 柴田明德：最新耐震構造解析，pp.97-112，森北出版，1981
 - 7) 太田良巳，アイダン・オメル：加速度記録から地盤の変位応答を求める手法について，第29回土木学会地震工学研究発表会報告集，pp.1046-1051，2007
 - 8) アイダン・オメル，太田良巳：地震断層近傍における地震動の特徴とその評価，近年の国内外で発生した大地震の記録と課題，pp.114-119，2006
 - 9) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－，pp.(2-1)-(2-90)，1998
 - 10) Darwin, D. and Pecknold, D.A. : Analysis of Cyclic Loading of Plane R/C Structures, Computers and Structures, Vol.7, pp.137-147, 1977
 - 11) 渡辺浩，崎元達郎，新田晃久，大石研一郎：繰り返し水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動と終局耐力に関する実験と解析，構造工学論文集，Vol.43A, pp.339-346，1997
 - 12) Wilson, E. L. and Penzien, J. : Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for numerical methods in engineering, Vol.4, pp.5-10, 1972
 - 13) 森下邦宏，宇佐美勉，阪野崇人，葛西昭：鋼製橋脚の動的耐震評価法に関する検討，土木学会論文集，No.710/I-60, pp.181-190，2002