

付加曲げモーメントを考慮した 鋼板巻立て RC 橋脚の地震時挙動に関する解析的研究

Analytical study on seismic response of steel-jacketed RC bridge columns with additional bending moment

中野 友裕*・田邊 忠顕**

Tomohiro NAKANO, Tada-aki TANABE

*博(工) 大分工業高等専門学校助手, 都市システム工学科 (〒870-0152 大分市牧 1666)

**工博 名古屋大学名誉教授, JCI 中部支部技術支援機構専務理事 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町 1)

The approach for seismic retrofit of deficient RC bridge columns involves extensive use of steel jacketing. Full-height steel jackets are used in Japan, whereas partially encased steel jacket in the bottom critical region of the column are allowed in U.S.A. Seismic response of total bridge system with retrofitting bridge piers which is retrofitted by each style of Japan and U.S.A. were carried out in this paper. It was found that additional bending moment by superstructure in total bridge system act upon the failure response of bridge piers according to retrofit styles.

Key words: bridge retrofit, steel jacketing, additional bending moment, flexibility method

キーワード: 耐震補強, 鋼板巻立て, 付加曲げモーメント, Flexibility 法

1. はじめに

現状の耐震設計基準を満たさない RC 橋脚に対して, さまざまな耐震補強法が開発されている¹⁾. これらの耐震補強効果を判定する場合には, 耐震補強された橋脚に対して現状の基準を満たしているか否かを照査するが, 現在の設計では, 同一の構造が連続している際には設計振動単位を基準にしたモデル化がなされている.²⁾

単一柱形式の橋脚に対しては, 片持梁形式のモーメント分布が適用されるため, 上部工慣性力の作用位置および基部でのモーメントをもとにして, 柱部材内のモーメント分布が求まる. 曲げ靱性の不足している橋脚の耐震補強では, 橋脚の基部に塑性ヒンジが形成されるように各断面の照査が行われるが³⁾, この点で日本と米国の補強方法には差がある. 日本では橋脚全体を巻き立てて補強するが, 米国では橋脚の下半分のみを補強して, 基部の降伏時に補強していない断面が降伏しなければ良いという考え方が採用される¹⁾.

日本の現在の RC 橋脚に対する基準では, 急激な断面変化点を作ること避けるように規定されているが, 曲げ靱性確保のためだけであれば, 米国のように基部を中心とした補強で考える方法が合理的・経済的であるという考え方もできる. 日本においても, 単一柱形式の鋼製橋脚では, コンクリートを部分充填することにより, 座屈防止および中空断面での適度な塑性変形による橋脚全

体の変形能の向上が報告されており⁴⁾, 示方書にも反映されている.

しかし, この米国の考え方は, 橋全体を単一の柱と考えるモデル化に起因している. 確かに単一の柱であれば, 米国型の補強であっても問題ないと思われるが, 橋梁はその3次元形状から, 地震時にさまざまな挙動をする. 従って単一柱としてのモデルでは説明できない問題が生じる可能性を認識する必要がある.

昨今の社会におけるコスト意識を考えれば, 日本型と米国型でどちらが費用対効果の面で優れているかを論じておくことが必要であるが, 現在までに, 全体系を考慮した上でのこの種の問題を検討した報告はなされていないのが現状である.

著者らはこれまで, 一般には単一柱にモデル化される構造に対し, 構造物全体をモデル化して, その場合に生じる上部工の上下振動による付加曲げモーメントの発生について報告してきた^{5),6)}. この付加曲げモーメントは $P-\Delta$ 効果による2次モーメントとは異なるメカニズムで発生するもので, 一体となっていない2本の桁により上部工構造が成り立っている形式の場合に, その2本の桁が別々の挙動を示すことにより生じるものである.

しかし文献^{5),6)}においては, 現状の耐震設計思想を構造物に適用する場合, 付加曲げモーメントの存在がどのような問題を引き起こすかについて具体的な検証にまで言及していなかった. 本稿では Flexibility 法⁷⁾に基づく

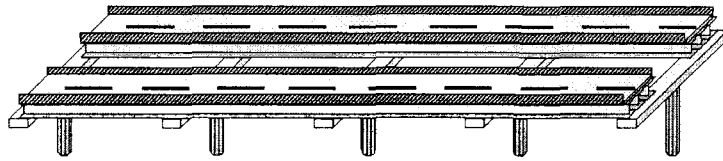


図-1 試設計の対象とした連続高架橋

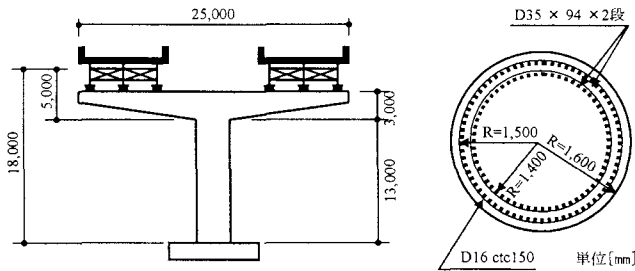


図-2 橋脚の諸元

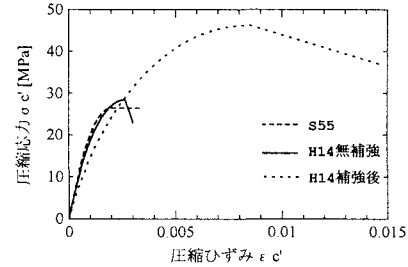


図-3 設計に用いたコンクリート応力-ひずみ曲線

全体解析によって、無補強・橋脚全体の補強・橋脚の下半分だけの補強を施された橋脚がどのような挙動を示しうるかについて明らかにし、耐震補強を考える場合に必要となる挙動について検討を行ったものである。

2. R C橋脚および鋼板巻立ての試設計と照査

2. 1 概要

本研究では、過去の耐震設計基準に基づいて設計された橋脚に対して、補強形態の相違による付加曲げモーメントの影響を明らかにすることを目的としていることから、次の手順に従ってR C橋脚の試設計を行った。

試設計に用いる基準として、道路橋示方書の昭和55年版⁸⁾および平成14年版²⁾(以下S55道示、H14道示と略記)を採用した。最初に、現存する橋梁を参考にして、S55道示の基準を満たす橋脚断面を設定する。その断面をH14道示の基準で照査し、基準を満たさないことを確認する。その断面に対し、文献3)を参考にして鋼板巻立ての諸元を決定した上で、再びH14道示で照査を行う。

なお、米国型の巻立てを判定する場合には Caltrans⁹⁾などの米国の耐震基準を適用すべきであるが、2つにまたがった基準を用いることで現象に対する考察が難しくなることを避けるため、米国型の補強方法については、その基本となる考え方のみを踏襲し、細かい設計手法は日本の基準を採用した。

2. 2 橋脚断面の設定

(1) 設計条件

今回の試設計の対象とした構造物は、図-1に示すような都市高速高架橋である。著者らの既往の研究⁵⁾では、T型橋脚の上部構造が離れているほど付加曲げの影響が大きいことが示されていることから、既存の構造物を参考に、都市高速において一般に用いられる、上下線の間に流入・流出口がある形態を採用した。橋脚断面は直径

表-1 設計に用いた材料特性

	S55 道示	H14 道示 (無補強)	H14 道示 (補強後)
σ'_{cc} 時のひずみ ϵ'_{cc}	0.00200	0.00266	0.00848
圧縮応力度 σ'_{cc} [kgf/cm ²]	270.0	28.463 [MPa]	46.282 [MPa]
終局ひずみ ϵ'_{cu}	0.00350	0.00304	0.01461
下降勾配 E_{des}	-	14878	1511

3.2[m]の円形である。構造物の諸元を、図-2に示す。

なお、この橋脚は硬い地盤の上に建設され、地震動は直接柱の根元に作用するものとしている。

(2) 材料特性

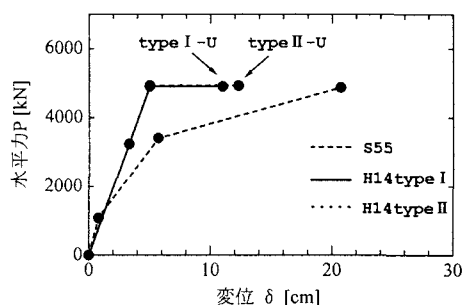
設計に用いた材料特性を、表-1に、コンクリートの応力度-ひずみ曲線を図-3に示す。なお、図中H14道示の応力度-ひずみ曲線は、タイプII地震に対するものである。S55道示とH14道示では、コンクリートの構成則に大幅な相違が認められるが、これはH14道示では帯鉄筋の横拘束効果を見込んでいるためである。なお、表中の単位に工学単位系とS I単位系が混在しているが、これは示方書の年代による基準の相違によるものである点に注意されたい。

(3) 設計における無補強断面の水平力-水平変位関係

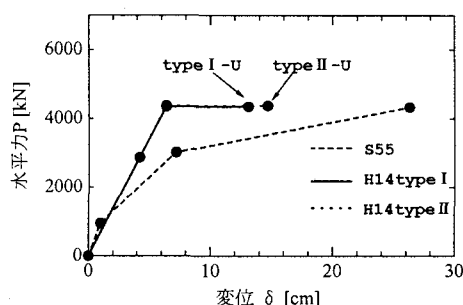
上記の断面形状、材料特性に基づいて計算された、それぞれの基準における無補強断面の水平力-水平変位関係を図-4に示す。

(4) 無補強断面の照査結果

表-2に、それぞれの基準に基づき照査された無補強断面の耐震安全性の判定を示す。S55道示では、橋軸方向、橋軸直角方向(以下では橋直方向)ともに靱性に関して安全との判定が得られるが、同じ構造物をH14道示で照査すると、橋軸・橋直の両方向ともにタイプII地震の地震時保有水平耐力の条件を満足しないことがわかる。



a) 橋軸方向の設計水平力-水平変位関係



b) 橋軸直角方向の設計水平力-水平変位関係

図-4 無補強断面の水平力-水平変位関係

表-2 示方書年度別の無補強断面の照査結果

	橋軸方向	橋直方向
S55 道示	$k_{\mu a} = 0.313 > k_{hd} = 0.234$ 靱性に関して安全	$k_{\mu a} = 0.324 > k_{hd} = 0.234$ 靱性に関して安全
H14 道示 (タイプ I)	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 4902 \text{ [kN]} > k_{hc} W = 4511 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta r = 8 \text{ [mm]} < \delta ra = 160 \text{ [mm]}$ OK	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 4358 \text{ [kN]} < k_{hc} W = 4624 \text{ [kN]}$ NG 【残留変位】 $\delta r = 18 \text{ [mm]} < \delta ra = 180 \text{ [mm]}$ OK
H14 道示 (タイプ II)	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 4928 \text{ [kN]} < k_{hc} W = 10076 \text{ [kN]}$ NG 【残留変位】 $\delta r = 170 \text{ [mm]} > \delta ra = 160 \text{ [mm]}$ NG	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 4380 \text{ [kN]} < k_{hc} W = 10460 \text{ [kN]}$ NG 【残留変位】 $\delta r = 278 \text{ [mm]} > \delta ra = 180 \text{ [mm]}$ NG

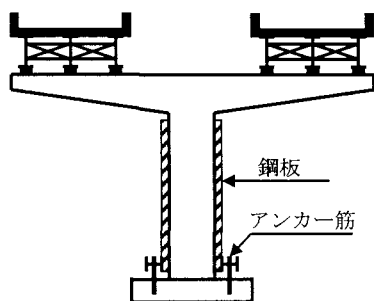


図-5 一般的な鋼板巻立て補強橋脚の構造

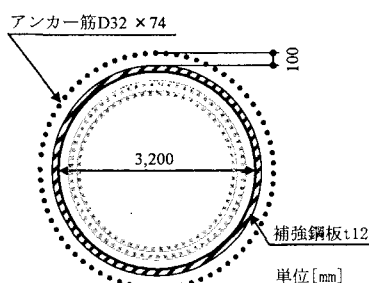


図-6 試設計した補強断面

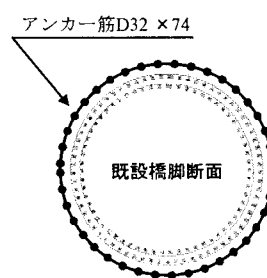


図-7 補強断面の照査に用いる断面

2. 3 鋼板巻立ての試設計³⁾

(1) 計算のモデル化

鋼板巻立ての一般的な構造を、図-5 に示す。この構造は、鉄筋コンクリート躯体を鋼板で巻立て、その間隙を充填材で密実させるとともに、アンカー筋を通じて鋼板をフーチングに定着させた工法である。

この場合、アンカー筋の強度が鋼板と比較して相対的に強すぎると、橋脚基部において鋼板に局所的な座屈変形が生じることがあるため、鋼板厚さとアンカー筋について、次の式が満足されるように設計される。

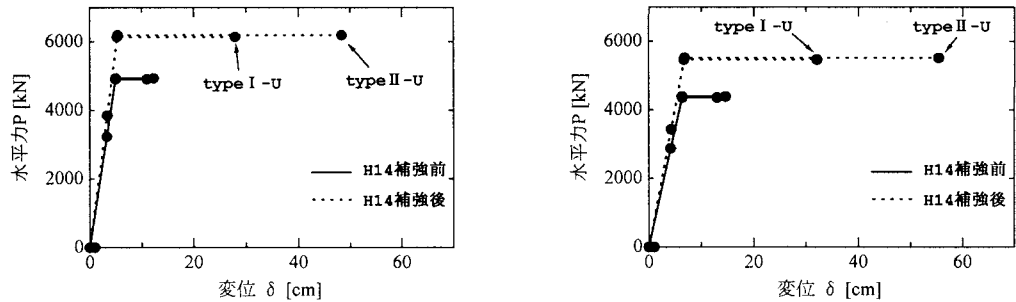
$$t \geq \frac{\sigma_{ya} \cdot A_a}{0.6 \cdot \sigma_{yj} \cdot s_a} \quad (1)$$

ここで、 t : 鋼板厚さ[cm]、 σ_{ya} : アンカー筋の降伏点[kgf/cm²]、 A_a : アンカー筋 1 本あたりの断面積[cm²]、 σ_{yj} : 鋼板の降伏点[kgf/cm²]、 s_a : アンカー筋の間隔[cm]である。

以上を満たすように試設計した断面を、図-6 に示す。この構造をモデル化する際、文献 3)によれば、鋼板巻立て断面において、鋼板が軸方向鉄筋ならびに帯鉄筋として機能するものとして設計される。また、補強断面はすべてアンカー筋が既設橋脚の外周に沿って配置されているものとしてモデル化される。従って、照査する断面は、図-7 のようにモデル化されることになる。

(2) 日本型補強の照査

図-7 の断面を用いた、H14 道示に基づく補強橋脚の水



a) 橋軸方向の設計水平力-水平変位関係 b) 橋軸直角方向の設計水平力-水平変位関係

図-8 補強断面の水平力-水平変位関係

表-3 日本型補強の照査結果

	橋軸方向	橋直方向
H14 道示 (タイプ I)	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 6146 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 3093 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 0 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 160 \text{ [mm]}$ OK	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 5463 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 3228 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 4 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 180 \text{ [mm]}$ OK
H14 道示 (タイプ II)	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 6201 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 5058 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 109 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 160 \text{ [mm]}$ OK	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 5512 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 5335 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 179 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 180 \text{ [mm]}$ OK

表-4 米国型補強の照査結果

	橋軸方向	橋直方向
H14 道示 (タイプ I)	【破壊モード】 曲げ→せん断 (無補強側) 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 6146 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 6035 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 0 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 160 \text{ [mm]}$ OK	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 5463 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 3216 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 4 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 180 \text{ [mm]}$ OK
H14 道示 (タイプ II)	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 6201 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 5038 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 108 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 160 \text{ [mm]}$ OK	【破壊モード】 曲げ 【地震時保有水平耐力】 $P_a = 5512 \text{ [kN]} > k_{hc}W = 5311 \text{ [kN]}$ OK 【残留変位】 $\delta_r = 178 \text{ [mm]} < \delta_{ra} = 180 \text{ [mm]}$ OK

平力-水平変位関係を図-8に、照査結果を表-3に示す。無補強断面の場合と比べて、終局時の水平変位が大幅に増加しているが、これは鋼板の横拘束効果により、コンクリートの終局ひずみが大幅に増加したことに起因している (図-3)。

(3) 米国型補強の照査¹⁾

橋脚の下半分を巻立てる米国型補強については、その巻立て範囲が重要であるが、日本における耐震規定との整合性を持たせるために、以下に示す主鉄筋の段落しの際に用いられる損傷断面の判定³⁾を準用することとした。

$$\alpha = \frac{M_{Tyo}/h_t}{M_{Bo}/h_B} \quad (2)$$

$\alpha \geq 1.2$ の場合は、基部損傷

$\alpha < 1.2$ の場合は段落し損傷

式(2)を満たす鋼板巻立て範囲を求めると、橋脚基部から6.0[m]となる。この条件の下で得られる H14 道示に基づく照査結果を、表-4に示す。

3. Flexibility 法による地震応答解析

3. 1 Flexibility 法要素の定式化

非線形挙動を示すはり要素の解析には、大きく分けて変位の内挿関数を仮定して内力分布を算定する剛性法と、力の内挿関数から変位を算定する応力法がある¹⁰⁾。よく知られているように剛性法で非線形領域を解析する場合

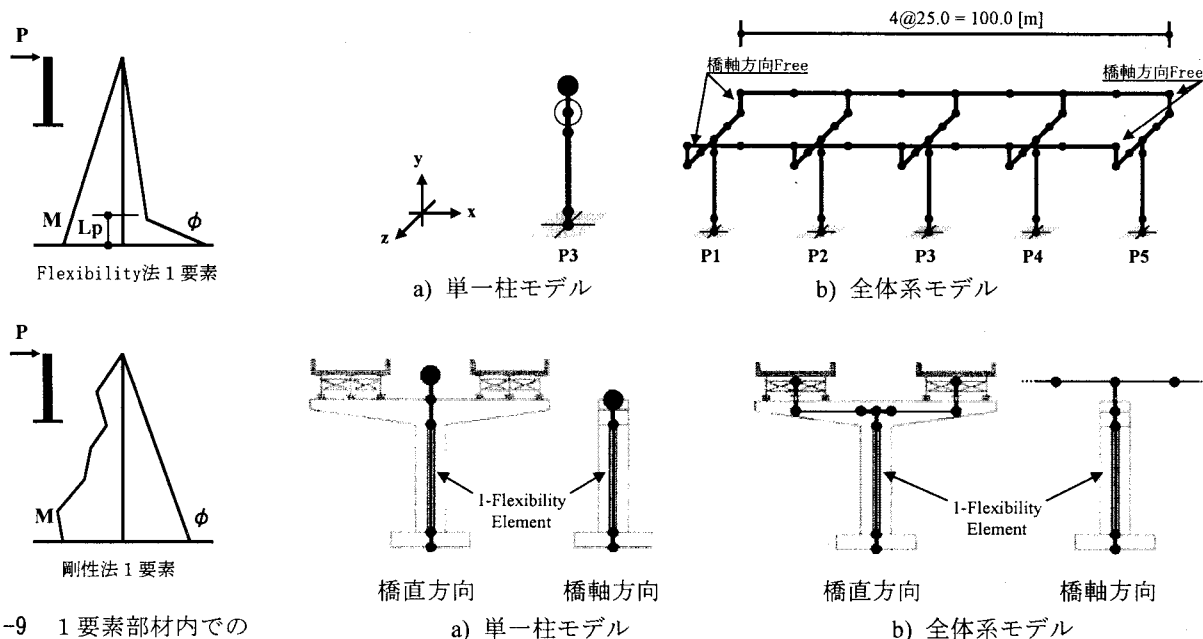


図-9 1要素部材内での
モーメント・曲率分布

図-10 モデル化の方法

には、要素分割を適切に施さなければ、要素内の力の分布が正しく求められないため、要素数を大幅に増やす必要がある。一方、応力法では、力の内挿関数を用いるため、要素分割をする必要がないが、軟化領域の解析には不適であるという問題点がある。

本研究で用いる Flexibility 法⁷⁾は、応力法の考え方を踏襲しながらも、要素レベル、断面レベルそれぞれの収斂過程を結び付けた特別なアルゴリズムを用いることで、軟化領域に至るはり要素の挙動を追跡できる手法である。

Flexibility 法の定式化では、基礎となるのは力の内挿関数である。いま、力の内挿関数を $N_F(x)$ と表すと、断面力 $S(x)$ は、節点力 Q を用いて次のように表される。

$$S(x) = N_F(x) \cdot Q \quad (3)$$

ここで $N_F(x)$ は、軸力については定数、モーメントに対しては x の 1 次式で構成されるマトリクスである。この式に、断面 flexibility $f(x)$ を導入すると、断面内のひずみ $\varepsilon(x)$ として、

$$\varepsilon(x) = f(x) \cdot S(x) \quad (4)$$

が得られる。式(4)に仮想力の原理を適用すると、要素 Flexibility マトリクス F として、次式が得られる。

$$F = \int_0^L N_F^T(x) f(x) N_F(x) dx \quad (5)$$

Flexibility 法では、等価節点力ベクトル Q は、各積分点での収斂計算により求めるため、要素内における断面力の分布は厳密に満足することになり、断面力の直線性が成り立つ範囲においては、適切な積分点の選択により、剛性法のような要素分割を行わなくても、1要素で局所化を含めた解析が可能となる。図-9 に、Flexibility 法1要素と剛性法1要素内部でのモーメント分布・曲率分布

を示す。なお、Flexibility 法の収斂アルゴリズムは、文献7),11)を参照されたい。

3. 2 解析対象のモデル化

2章において設定した橋梁諸元をもとに、5本の橋脚とそれに支持された上部構造から成る4径間連続桁橋を解析対象とする。それぞれの橋脚および上部構造の諸元はすべて同一であるとしているため、橋軸直角方向の設計振動単位としては一基の橋脚とそれが支持する上部構造にモデル化される構造である。

付加曲げモーメントの橋脚に与える影響を検討するために、この解析対象を、単一柱でモデル化した場合と5本の橋脚およびそれに支持される上部構造でモデル化した場合とで解析を行う(図-10)。単一柱モデルで形状を考慮して上部工までモデル化する、あるいは文献¹²⁾に示されているように、上部工の回転慣性質量を考慮することで付加曲げモーメントの影響は考慮できるものの、付加曲げモーメントの評価においては隣接する橋脚や桁との相互作用が大きく影響を及ぼすと考えられることから、解析においては全体をモデル化する方法を採用している点に注意されたい。

なお、現象の理解を容易にするため、次のような理想化を行っている。

- ① 橋脚高さとスパン長さは同一の値とする。
- ② 柱に作用する軸力は、断面重心に作用させる。
- ③ 解析における地震動は、すべての基礎に同一の大きさで水平2方向および鉛直の3方向から入力し、橋脚と上部構造の3次元振動のみを比較できるようにする。
- ④ 単一柱モデルの支承条件は、橋軸方向・橋軸直角方向の上部工質量の配置を、道路橋示方書の慣性力作

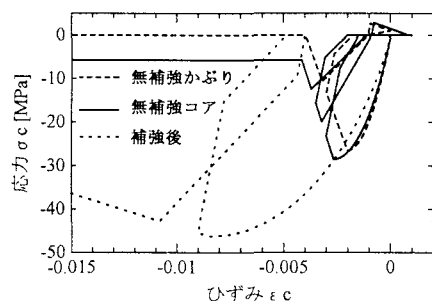


図-11 コンクリートの構成則

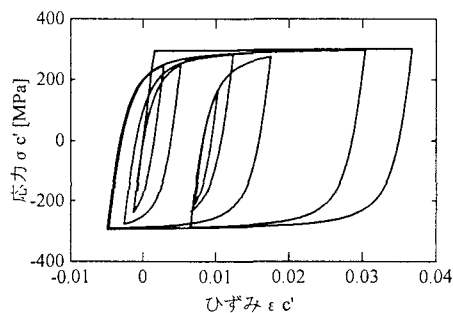


図-12 鉄筋の構成則

表-5 解析に用いた材料諸元

コンクリート	かぶり (補強前)	コア (補強前)	補強後
初期弾性係数[GPa]	25.00	25.00	25.00
圧縮強度時のひずみ	-0.00200	-0.00266	-0.00848
圧縮強度[MPa]	26.46	28.46	46.28
引張強度[MPa]	2.65	2.85	4.63
下降勾配 Edes	-12082	-14878	-1511
鉄筋 SD295	軸方向鉄筋	横拘束筋	アンカー筋
弾性係数[GPa]	200.00	-	200.00
降伏強度[MPa]	295.00	295.00	295.0
鉄筋径[mm]	D35	D16	D32

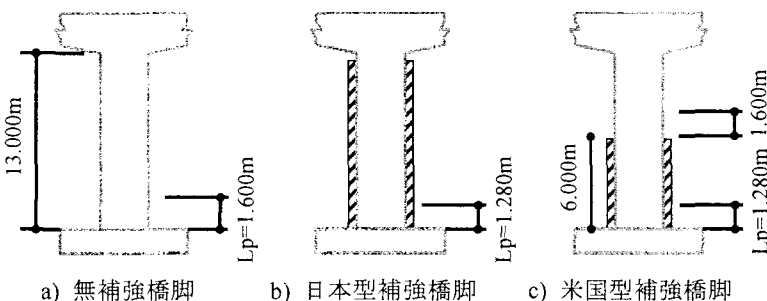


図-13 塑性ヒンジの設置位置および長さ

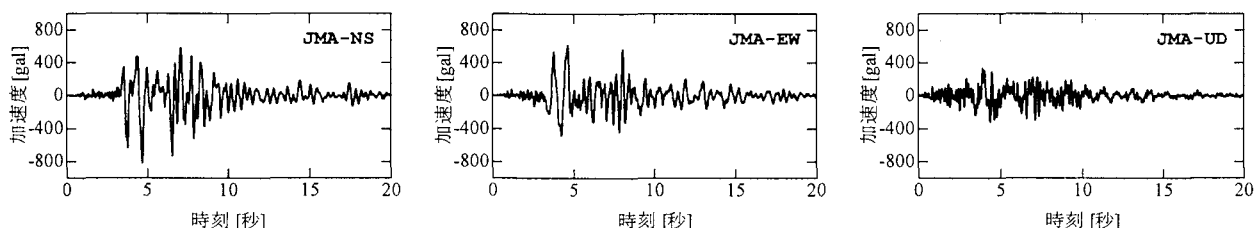


図-14 入力地震動（神戸海洋気象台 1995）

用位置に合わせて別々に配置する形で考慮する。

- ⑤ 全体系モデルの支承条件は、両端の橋脚のみ可動とし、中央3本は固定支承としている。

モデル化に当たっては、非線形領域として橋脚のみを Flexibility 法要素とし、その他は弾性体もしくは剛域と仮定している。従って、橋脚以外において非線形性が現れる可能性は考慮していない。

3. 3 解析条件

(1) 橋脚断面の復元力特性

Flexibility 法を用いて非線形解析を行う場合には、断面の復元力特性が必要となるが、本研究ではファイバーモデル¹³⁾を用いて断面の復元力特性を求めることとした。

その際に必要となるコンクリートファイバーの構成則は、無補強断面のコアコンクリート、かぶりコンクリートおよび補強断面に分けてモデル化した。無補強断面のコアコンクリートおよび補強断面のコンクリートについては、横拘束効果を見込んだ道路橋示方書の式を用いて算出された材料特性を用いることとした。また、履歴曲線としては、いずれも星限らの提案式¹⁴⁾を用いている。

コンクリートの除荷・再載荷履歴には、Darwin-Pecknold モデル¹⁵⁾を適用した（図-11）。

一方、鉄筋および補強断面におけるアンカー筋の構成則には、Menegotto-Pinto モデル¹⁶⁾を用いた（図-12）。

表-5 に、それぞれの材料諸元を示す。

(2) 積分点の設定

はり要素の解析に Flexibility 法を用いる場合、積分点の設定が重要になる。剛性法では塑性ヒンジ長を要素長さとして1要素で設置する必要があるが、Flexibility 法では要素ではなく積分長として設定する必要がある。

H14 道示の基準では、塑性ヒンジ長の設定方法が示されているが、無補強断面についてはその算定式に基づく塑性ヒンジ長を解析に用いることとした。一方、補強断面については、文献 3)において 0.8 倍することが示されているので、橋脚基部において無補強断面の場合の 0.8 倍の値を塑性ヒンジ長とした。無補強橋脚、日本型補強橋脚、米国型補強橋脚における塑性ヒンジの設置位置および長さを、図-13 に示す。米国型補強橋脚については、付加曲げモーメントにより損傷する可能性を考慮に入れ、変断面位置を橋脚基部とみなした場合の塑性ヒンジ長で

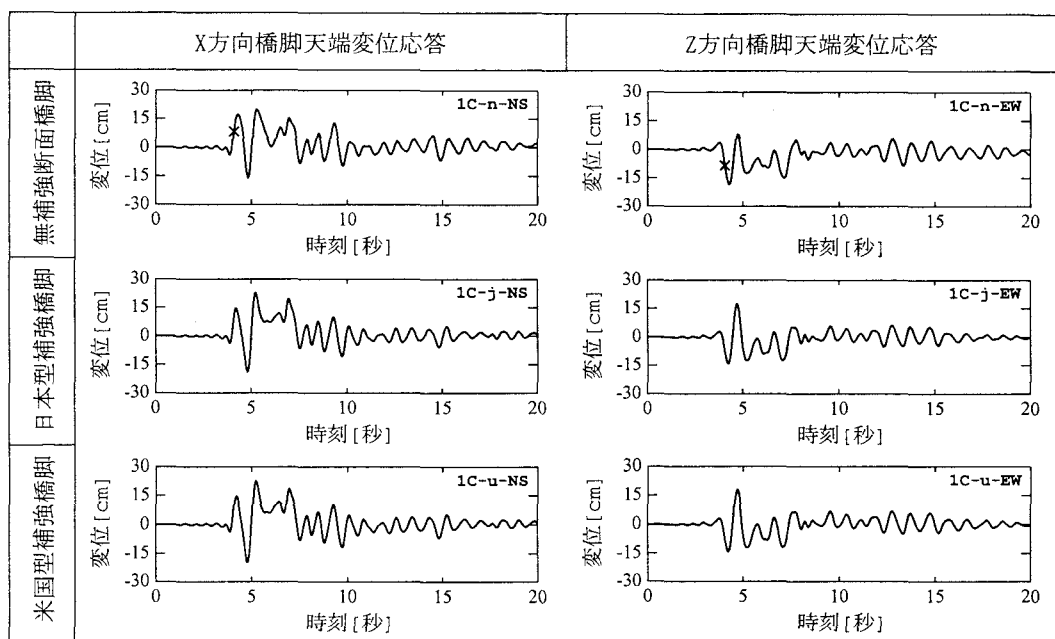


図-15 無補強および各補強形式に対する単一柱モデルでの橋脚天端変位応答

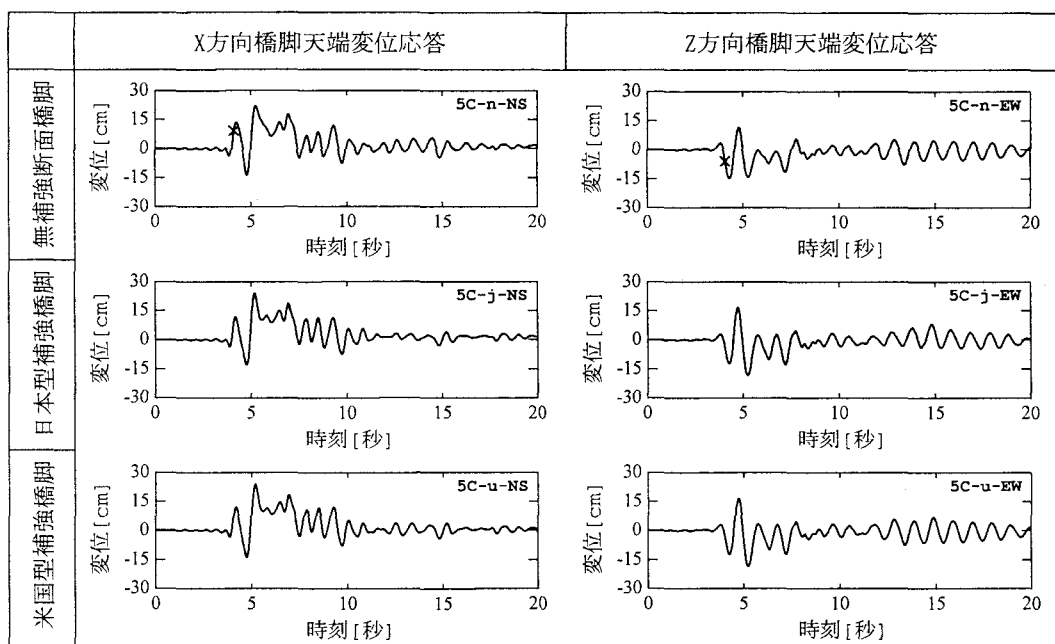


図-16 無補強および各補強形式に対する全体系モデルでの中央橋脚(P3)天端変位応答

ある 1.600[m]を橋脚中央部に設置した。

(3) 入力地震動

入力地震動として、1995 年兵庫県南部地震において観測された神戸海洋気象台波形の NS, EW, UD 成分 (図-14) を、それぞれ図-10 の x, z, y 方向に入力した。時間刻みは 0.010 秒のデジタルデータを線形補間し、0.005 秒とした。なお、数値積分には Newmark の β 法 ($\beta = 0.25$) を用いた¹⁷⁾。

(4) 質量マトリクス・減衰マトリクス

質量マトリクスは、集中質量マトリクスを用いた。各構造部材に与えた減衰定数は、上部構造と支承は 0.03、橋脚 0.05 である。ただし、非線形性により履歴減衰の発

生する橋脚柱部分は、H14 道示に従い 0.02 とした。

減衰マトリクスは、Wilson-Penzien の方法¹⁸⁾により、初期剛性に対する全固有モードを考慮した。

4. 解析結果および考察

4.1 地震応答解析

無補強橋脚および日本型・米国型補強形式それぞれに対する橋脚天端の変位応答を、単一柱にモデル化した場合と全体系をモデル化した場合に分けて、図-15、図-16 にそれぞれ示す。なお、全体系の変位応答は、中央橋脚における天端での応答を表している。また、図中に示さ

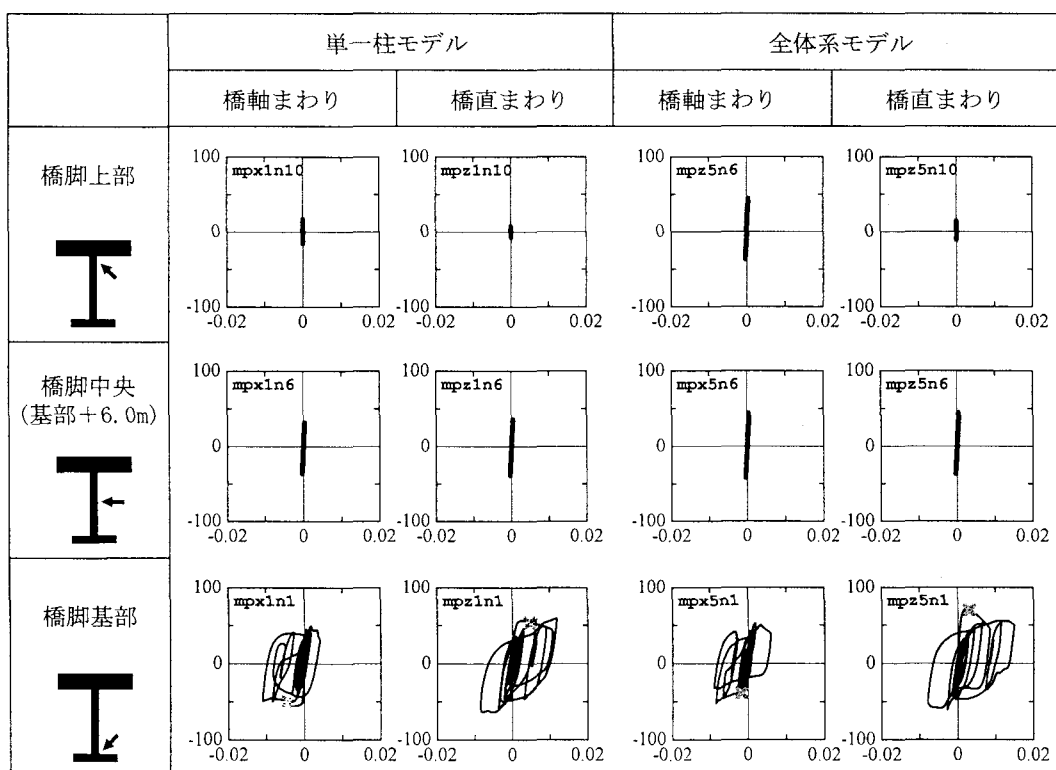


図-17 主要断面でのモーメント-曲率関係（無補強橋脚）（縦軸：モーメント[MN×m]／横軸：曲率[1/m]）

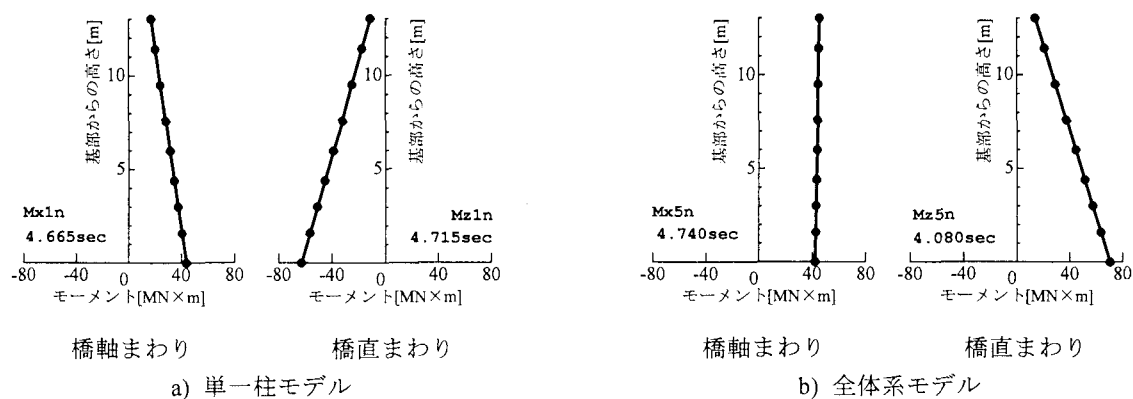


図-18 各モデルでの橋脚柱上部における最大曲げモーメント発生時の柱内モーメント分布

れている×印は、道路橋示方書の圧縮コンクリートの終局ひずみ（最大応力の80%まで応力が低下したタイプII地震の規定に基づく終局状態）にコンクリートファイバーが達した時刻を表している。地震時保有水平耐力の条件を満足しない無補強断面は、どのモデルにおいてもコンクリートが終局状態に達している。しかし、日本型・米国型補強を施した場合においては、コンクリートは終局状態に達していない。これは補強を行ったことにより、曲げに対する靱性が大幅に上昇していることを示すものである（図-8）。

まず、単一柱モデルであるが、X軸方向・Z軸方向の両応答波形ともに、無補強断面橋脚の応答のみ波形が異なっていることが分かる。これは、変形に影響を与える柱基部での塑性ヒンジ位置での断面が、日本型補強と米国型補強で同一の断面であるためである。すなわち、米

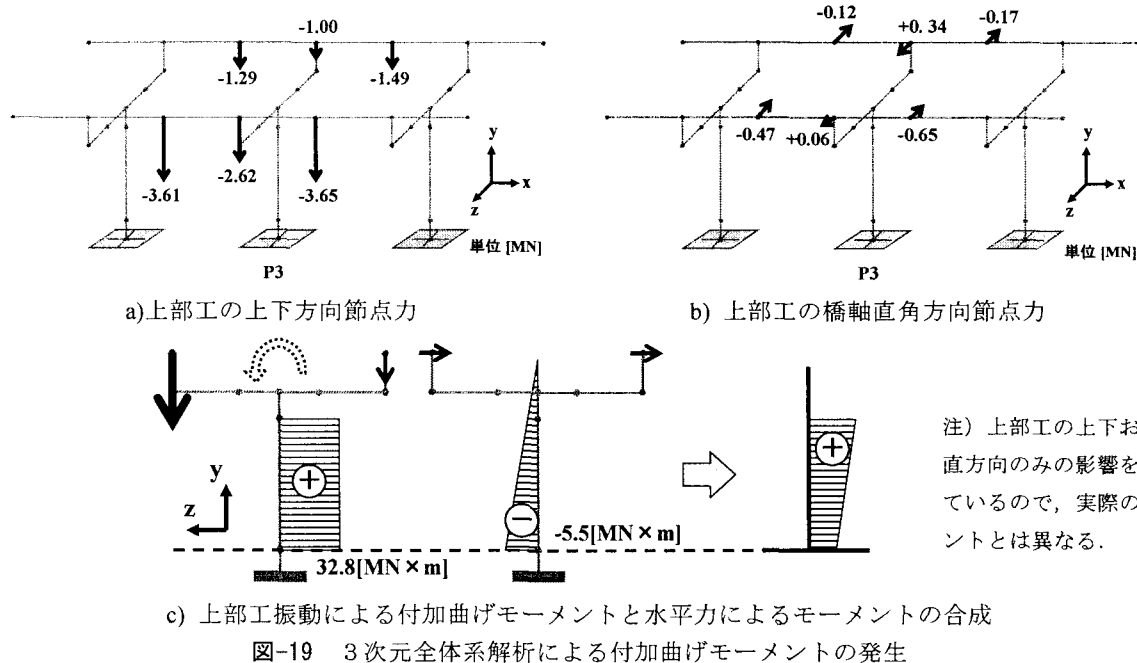
国型補強では橋脚の上半分が日本型補強と異なっているが、変位に主たる影響を与える塑性ヒンジ位置での断面履歴が同一の傾向となり、橋脚天端の応答はそれに依存するために、橋脚上半分の断面が異なっても、ほぼ同一の挙動になると考えることができる。

次に、全体系モデルについてみると、単一柱モデルの場合とほぼ同様の傾向が見られる。波形については、単一柱モデルとの間に若干の相違が見られるものの、同一の補強形式で比較する限り、単一柱モデルの応答と全体系モデルでの応答に大きな相違は見られない。

4. 2 モーメント-曲率関係による検討

(I) 無補強断面橋脚のモーメント-曲率関係

無補強断面橋脚の解析結果に対応する主要断面でのモーメント曲率履歴を、図-17に示す。このモーメント履歴



歴から分かるように、橋脚基部において塑性ヒンジが形成され、断面曲率が大幅に増大しているが、この部分においては単一柱モデルと全体系モデルでの傾向に差はない。しかし、橋脚上部（T型はりとの橋脚の交差部分）におけるモーメント-曲率関係を見ると、全体系モデルにおける橋軸まわりモーメントが非常に大きくなっていることが分かる。

各履歴において橋脚上部が最大のモーメントとなった時刻における、橋脚部材内でのモーメント分布を図-18に示す。単一柱モデルの両軸まわりおよび全体系モデルの橋直まわりについては、いずれも片持ちばり形式のモーメント分布となり、慣性力の作用位置で0となる分布形状である。しかし、4.740秒時点での全体系モデル橋軸まわりモーメント分布については、基部ではなく橋脚上部が最大値になっている。

この現象を説明するために、図-10に示すモデルについて検討してみると、単一柱にモデル化した場合には、慣性力の作用位置が断面図心上に存在するため、モーメント分布はそのモデルに基づき、慣性力の作用位置において0となる。しかし、全体系にモデル化した場合には上部工の質点位置が橋脚断面図心から離れた位置にあるため、上部工質点の上下振動により橋脚天端にモーメントが生じることになる。

この事情を見るために、図-18 b)の橋軸まわりモーメントに対応する時刻の、P3橋脚のモーメント分布に影響を与える上部工の節点力を図-19に示す。この図の桁中央の質点における節点力のP3橋脚への寄与が50%であるとして付加曲げモーメントおよび水平力によるモーメントを算定すると、同図c)のようになる。このように付加曲げモーメントの回転方向と水平力による曲げモーメントの向きが反対になっている場合には、図-18 b)の

橋軸まわりモーメント分布のような、橋脚上部が最大曲げモーメントを生じることになる。

また付加曲げモーメントは、橋軸まわりには生じるが、橋直まわりには生じないことも図-19 a)から分かる。そのため、図-17で橋軸まわりのモーメントのみ、柱上部のモーメントが大きくなる現象が発生したことになる。

(2) 日本型補強橋脚のモーメント-曲率関係

図-20に、日本型補強橋脚の解析結果に対応する主要断面でのモーメント-曲率履歴を示す。この場合も基部において塑性ヒンジが形成され、断面曲率が大幅に増大しているが、断面の補強効果によって断面の耐力が増加することから、図-17と比べて大きなモーメント量を示している。また、柱上部における全体系モデルの橋軸まわりモーメントが大きくなることも、無補強橋脚の場合と同じ現象である。

(3) 米国型補強橋脚のモーメント-曲率関係

図-21に、米国型の下半分のみ補強した場合のモーメント-曲率履歴を示す。なお、橋脚中央については、補強していない上側の断面と、補強断面である下側の断面の履歴の両方を示してある。

米国型補強橋脚でも、曲率の顕著な増大は橋脚基部で発生している。また全体系モデルでは、無補強橋脚と同じ理由により、橋軸まわりのモーメントに関して柱上部において付加曲げモーメントの影響が顕著に生じている。

さらに、橋脚中央の履歴に着目すると、単一柱モデルでは補強断面側、無補強断面側ともに大きな非線形性は現れていないが、全体系モデルでは、無補強断面側で履歴ループを描いている。また、そのループは、橋軸まわりだけでなく、橋直まわりにおいても生じている。

さらに、橋脚中央上位置における橋軸まわりの最大モーメントは+68[MN×m]、降伏モーメントは+50[MN×m]

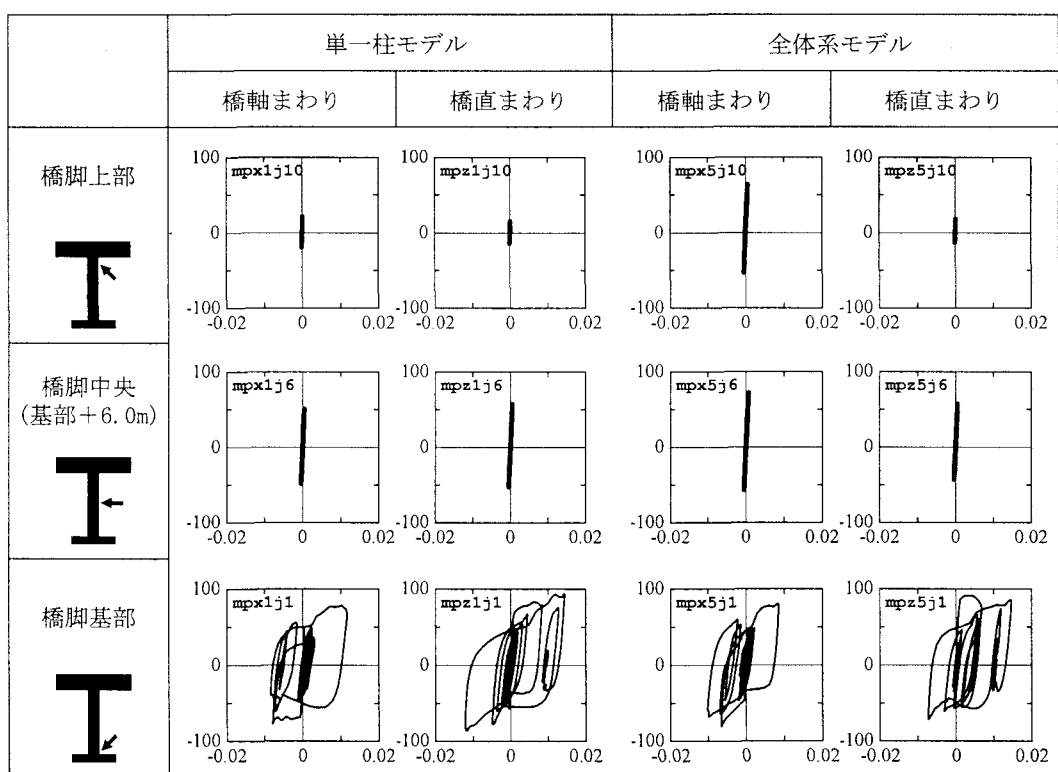


図-20 主要断面でのモーメント-曲率関係（日本型補強橋脚）（縦軸：モーメント[MN×m]／横軸：曲率[1/m]）

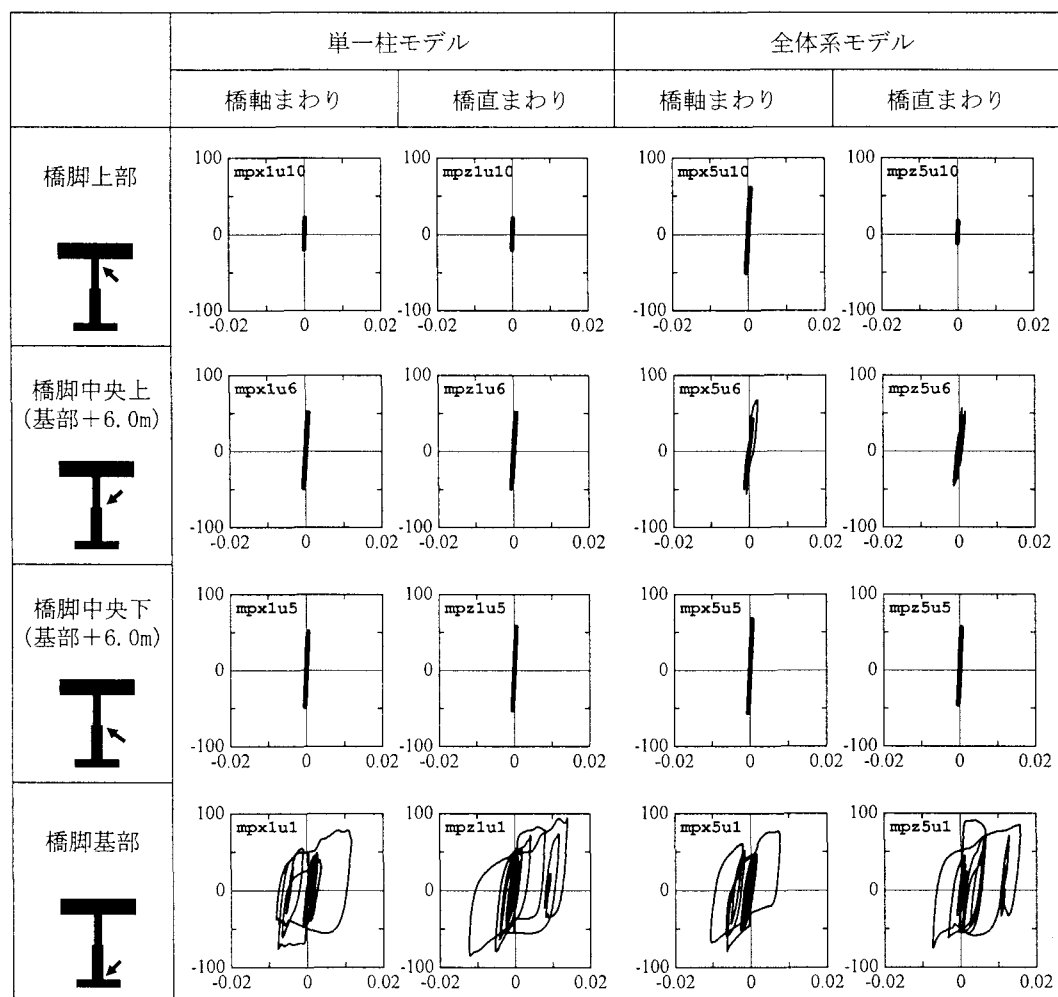


図-21 主要断面でのモーメント-曲率関係（米国型補強橋脚）（縦軸：モーメント[MN×m]／横軸：曲率[1/m]）

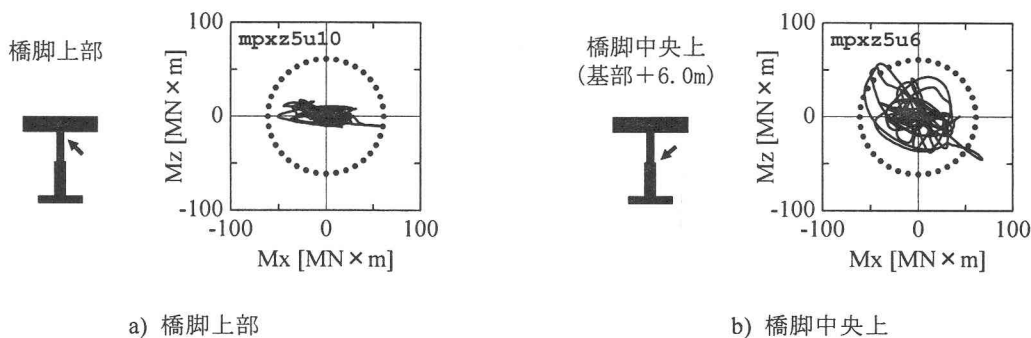


図-22 橋脚上部および橋脚中央上での2方向モーメント関係（米国型補強橋脚）

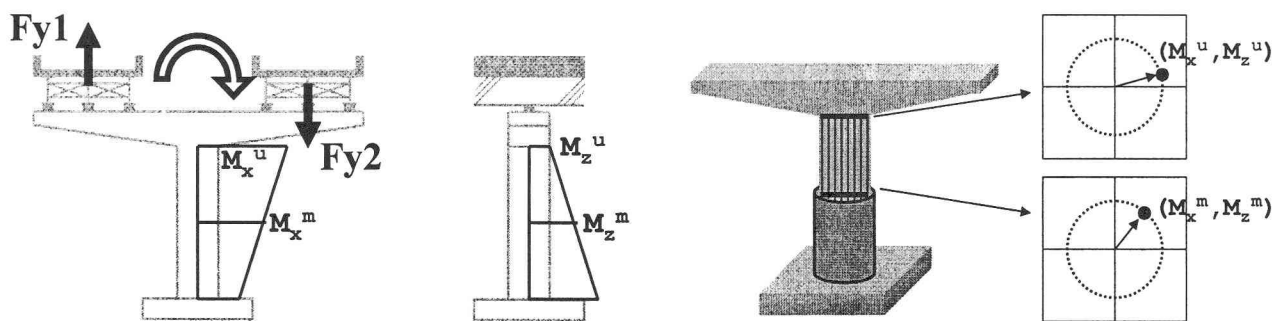


図-23 米国型補強橋脚における断面損傷のメカニズム

であるが、橋脚上部位置における橋軸まわり最大モーメントは+61[MN×m]である。橋軸まわりのみのモーメントに着目した場合、橋脚中央上では+61[kN×m]ではすでに降伏しているにもかかわらず、橋脚上部では履歴ループを描かず、橋脚中央上だけが履歴ループを描くに至っているのである。

この現象を検討するために、図-22 に、橋脚上部位置および橋脚中央上における M_x - M_z 相関を示す。同図中の円形の点は、 M_x , M_z の比率を一定に保った状態で、両モーメントの値を漸増していった場合の鉄筋降伏時の組み合わせの点をプロットしたもの（以下では降伏曲面）である。図-22 を見ると、橋脚中央においては、 M_x だけでなく、 M_z も存在するために、2つのモーメントの組み合わせは降伏曲面を越えている。しかし、橋脚上部では、 M_z はほとんど生じていないために、 M_x は橋脚中央の降伏モーメントより大きいにもかかわらず、降伏曲面の外に出ていない¹⁹⁾。

これらをまとめると、図-23 のようになる。柱上部では、付加曲げにより橋軸まわりに大きな M_x^u が生じるが、付加曲げの生じない橋直まわりでは、慣性力の作用位置が近いため、小さな M_z^u しか生じない。従って、 M_x^u と M_z^u の組み合わせた履歴は、 M_x 軸に近いところで描くことになる。一方、柱中央では、付加曲げと水平慣性力が合わさって生じる M_x^m と、慣性力の作用位置からの距離が離れることにより M_z^u よりも大きな M_z^m が生じるこ

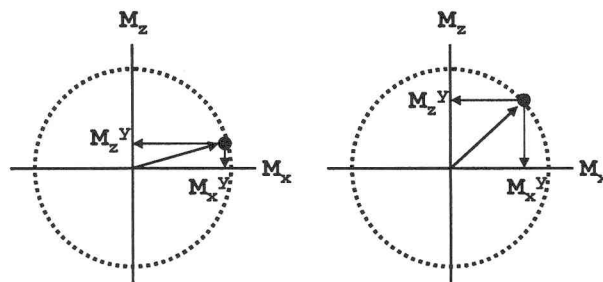


図-24 降伏曲面との接触点による投影軸上の降伏モーメント

とになる。従って、 M_x^m と M_z^m の履歴は、柱上部の場合と比べて、 M_x 軸から離れたところで描くことになる。 M_x 軸から離れるほど降伏曲面上の点の M_x 軸への投影が小さい値となることを考えれば（図-24）、このことは、 x 軸まわりの降伏モーメントが見かけ上小さくなることを示している²⁰⁾。

また、 x 軸まわりで断面が降伏すれば、 z 軸まわりの断面としても降伏していることになるため、 z 軸まわりも履歴ループを描くことになる。

以上のことから、米国式補強橋脚の挙動を論じる際に、単一柱モデルで考えた場合には、付加曲げの効果を見落とすことになる。また、今回は柱中央で断面が降伏したが、付加曲げの効果で柱上部が降伏する可能性も否定で

きないと考えられる。図-15、図-16に示したように、柱中間部や上部での降伏による曲率変化が天端変位応答に及ぼす影響は小さいため、日本型補強と米国型補強で天端の変位応答には大きな相違は発生しない結果が得られた。このことから、無補強部分が曲げ破壊以降、せん断破壊へと進行しない限りにおいては、中間部や柱上部での降伏が甚大な損傷の増加につながるとは考えにくい。設計において塑性化を考慮していない位置での降伏が、3次元効果により生じ得ることを認識する必要があると思われる。すなわち、同一の構造が並んでいるような、設計振動単位により単一柱でモデル化できる構造形式で耐震基準を満たす場合であっても、3次元形状を適切に考慮した全体系動的解析によりその挙動を評価する必要があると考えられる。

5. 結論

耐震設計において上部工重量と単一柱にモデル化される構造について、全体系で発生する挙動を明らかにし、上部工の上下振動による付加曲げモーメントの存在が橋脚挙動に与える影響を把握するために、日本・米国において行われる橋脚補強に着目した数値解析的検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 単一柱にモデル化した場合、橋脚基部の断面補強形状が同一であれば、全体を巻立てた場合と下半分のみを巻立てた場合とで、地震時応答、橋脚の損傷ともに大きな差は生じない
- 2) 上部工質点が離れている構造で全体系を考慮した場合には、橋軸まわりに付加曲げモーメントが発生する。そのため、単一柱で仮定される片持ちばり形式の曲げモーメント分布とは異なった、橋脚上部で最大曲げモーメントを発生する挙動が現れる可能性がある。
- 3) 下半分のみを補強した構造の場合では、付加曲げモーメントを考慮すると、橋脚基部だけでなく、変断面位置にも曲率の増大する部分が現れる。
- 4) 付加曲げモーメントは、断面の2軸曲げ状態に影響を与えることになるため、3次元動的解析による評価が必要になると考えられる。

謝辞：本研究の計画と実施にあたり、名古屋大学の葛西昭博士からは、文献資料をはじめ多くの有益なご示唆を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (川島一彦監訳)：橋梁の耐震設計と耐震補強, pp.407-439, 技報堂出版, 1998.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説／V耐震設計編, 日本道路協会, 2002.
- 3) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 日本道路協会, 1997.
- 4) 葛西昭, 呉漢彬, 宇佐美勉：コンクリート部分充填橋脚の耐震性能, 橋梁と基礎, pp.23-29, 1997.9.
- 5) 中野友裕, 田邊忠顕：地震時における RC 橋脚への3次元効果に関する数値解析的研究, 土木学会論文集 No.739/V-60, pp.165-179, 2003.
- 6) 中野友裕, 田邊忠顕：橋梁全体系3次元応答に与える RC 橋脚の断面形状の影響, コンクリート工学年次論文報告集, 第25巻第2号, pp.1351-1356, 2003.
- 7) 中野友裕, 田邊忠顕：コンクリート構造物の数値解析への Flexibility 法の適用に関する研究, 土木学会論文集 No.725/V-58, pp.15-28, 2003.2.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説／V耐震設計編, 日本道路協会, 1980.
- 9) Caltrans : Bridge Design Specifications Manual, California Department of Transportation, 1995.
- 10) Zeris, C.A. and Mahin, S.A. : Analysis of Reinforced Concrete Beam-Columns under Uniaxial Excitation, Journal of structural engineering, ASCE, Vol.114, pp.804-820, 1988.
- 11) Spacone, E., Ciampi, V. and Filippou, F.C. : Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element, Computers and Structures, Vol.58, pp.71-83, 1996.
- 12) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告／土木構造物の被害原因の分析／コンクリート構造物・鋼構造物, 土木学会, pp.22-41, 1997.
- 13) 芳村学, 青山博之, 川村満：2方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析その1 2軸曲げを受ける RC 柱の解析, 日本建築学会論文報告集, 第298号, pp.31-41, 1980.
- 14) 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.
- 15) Darwin, D. and Pecknold, D.A. : Analysis of Cyclic Loading of Plane R/C Structures, Computers and Structures, Vol.7, pp.137-147, 1977.
- 16) CEB : RC FRAMES UNDER EARTHQUAKE LOADING, Thomas Telford, pp.50-60, 1996.
- 17) Newmark, N.M. : A Method of Computation for Structural Dynamics, Proc.ASCE, Vol.85, No.EM3, pp.67-94, 1959.
- 18) Wilson, E.L. and Penzien, J. : Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for numerical methods in engineering, Vol.4, pp.5-10, 1972.
- 19) Nakano, T. and Tanabe, T. : Analytical Studies on Reinforced Concrete Columns subjected to Bi-axial Bending, Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.49A, 2003.
- 20) 中野友裕・田邊忠顕：地震動の入力方向が RC 連続高架橋の全体系応答に与える影響, 応用力学論文集, Vol.6, pp.653-664, 2003.

(2004年9月17日受付)