

(35) 衝撃的地震動によるRCラーメン橋脚の破壊解析

FRACTURE ANALYSIS OF RC BRIDGE PIERS UNDER IMPULSIVE SEISMIC LOADINGS

松浦幹佳*, 島田功**, 小林治俊***, 園田恵一郎****

Mikiyoshi MATSUURA, Isao SHIMADA, Harutoshi KOBAYASHI and Keiichiro SONODA

*工修 大阪市立大学大学院後期博士課程 [(株) 松浦建設] (〒558-8585 大阪市住吉区杉本町3-3-138)

**工博 東洋技研コンサルタント株式会社 技術本部 (〒532-0025 大阪市淀川区新北野1-14-11)

***工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本町3-3-138)

****工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本町3-3-138)

キーワード：剛体バネモデル、RCラーメン橋脚、破壊解析
(Rigid body spring model, RC bridge pier, fracture analysis)

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、高架橋の橋脚をはじめとするRC構造物に構造体としての致命的損傷を与え、その中のいくつかは崩壊に至った。本地震で観測された地震波をこれより2年前に発生した釧路沖地震と比べてみると、最大加速度はほぼ同じであるが、作用時間が短く、長周期のパルス状の波が支配しており、構造物には大きなエネルギーを持った繰り返しの少ない撃力(ここでは衝撃的地震動と呼ぶ)が作用したと推察できる。

本研究では、ラーメン形式のRC橋脚を対象とし、道路橋示方書¹⁾による水平保有耐力が照査されたモデルに対して兵庫県南部地震での水平方向の観測加速度波を入力とした衝撃的地震動による応答解析を行い、衝撃的地震動に対する変位、軸力、曲げモーメント応答、応答履歴による変形性能の検討を行った。

また実構造物のモデル化には、剛体バネモデル²⁾を用いた。剛体バネモデルは通常の有限要素法に比べて低次の補間関数(変位関数)しか有していないが材料の非線形特性がバネによって与えられ、取り扱いが容易であり塑性ヒンジ長の導入が容易なこと、ラーメンの隅角部などの剛域が容易に取り込める等利点を有している。さらに本モデルでは、各時刻における断面力が算出されるので軸力の変動を取り入れた応答解析を行うことができた。

2. 解析手法

2.1 塑性ヒンジ長とモデル化

RCラーメン橋脚を、図-1のように骨組の軸線と直角方向の要素に分割し、剛体要素として離散化を行う。変位は剛体重心で表し、変形による断面力は剛体の接合位置で表現する。要素分割長は、道路橋示方書では、離散化要素の要素長 L は式(1)の道路橋示方書に定義されている塑性ヒンジ長 L_p に一致させるように分割を行う必要があるとし、本解析ではこれに基づいて要素分割長を決定した。

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

ただし、 $H(\text{m})$ ：橋脚基部からはり軸線までの高さの1/2、 $h(\text{m})$ ：断面高さ

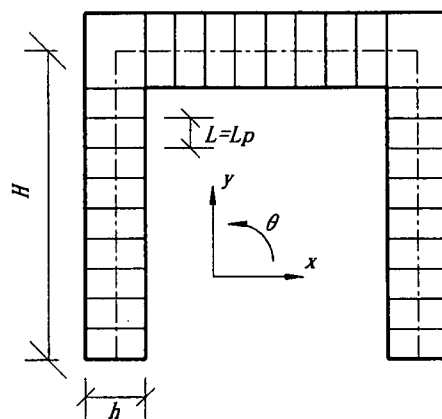


図-1 RCラーメン橋脚のモデル化と要素分割

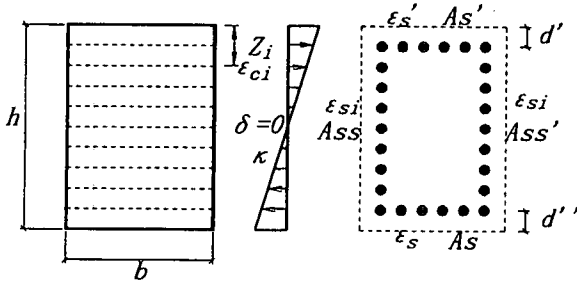
2. 2 要素間のひずみ

いま任意要素を i, j とし要素間の重心間距離を ds , x, y, θ 方向の変位 u, v, θ とする。このとき i, j 間断面でのひずみは、骨組み軸方向ひずみを $\delta_{i,j}$, せん断ひずみを $\gamma_{i,j}$, さらには曲率を $\kappa_{i,j}$ とするとラーメン水平部材においては式(2)のように表現できる。ここで軸方向ひずみ $\delta_{i,j}$ は引張りを正、曲率 $\kappa_{i,j}$ はラーメン内側に凸を正としている。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{i,j} &= \frac{u_j - u_i}{ds} \\ \gamma_{i,j} &= -\frac{2(v_j - v_i) - (\theta_j + \theta_i)ds}{2ds} \\ \kappa_{i,j} &= \frac{\theta_j - \theta_i}{ds} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

2. 3 RC 断面のモデル化

RC 構造を表現するために、図-2に示すように鉄筋要素とコンクリート要素を考える。任意位置での応力状態を表現するため断面高さ方向にバンド状の分割を行う。断面内のひずみは平面保持の仮定にしたがうものとする、任意分割位置でのコンクリートのひずみおよび配筋位置での鉄筋のひずみは式(3)として表現できる。ただし、コンクリートと鉄筋の付着は、完全であると仮定している。



(a) コンクリート要素 (b) 鉄筋要素

図-2 RC断面の分割モデル

コンクリートのひずみ:

$$\varepsilon_{ci} = \delta + \left(z_i - \frac{h}{2}\right)\kappa$$

主鉄筋のひずみ:

$$\varepsilon_s = \delta - \left(\frac{h}{2} - d'\right)\kappa, \varepsilon_{s'} = \delta + \left(\frac{h}{2} - d''\right)\kappa$$

側面鉄筋のひずみ:

$$\varepsilon_{si} = \delta + \left(z_i - \frac{h}{2}\right)\kappa$$

(3)

2. 4 断面力の算出

コンクリートおよび鉄筋のひずみに対して、それぞれの応力-ひずみ関係を適用する。コンクリートの応力-ひずみ関係は、道路橋示方書耐震設計編では鉄筋の拘束効果を考慮した応力-ひずみ曲線が採用されており、図-3のように除荷過程を考慮したモデルを用いた。ここで、 σ_{cc} および ε_{cu} は、それぞれ横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度および終局ひずみである。鉄筋の応力-ひずみ関係は、パイリニア形としてコンクリートと同様除荷過程を考慮し、図-4のようにモデル化した。いま、図-2のようにコンクリート要素が n 等分されて場合、曲げモーメント M および軸力 N は、式(4)により求めることができる。

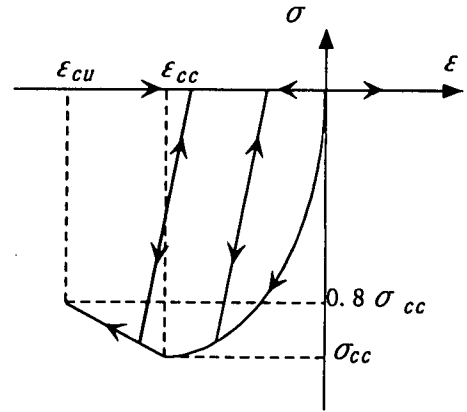


図-3 コンクリート応力-ひずみ関係

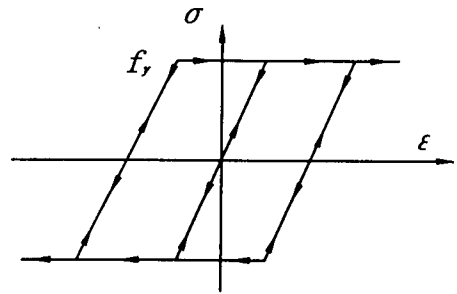


図-4 鉄筋応力-ひずみ関係

$$\left. \begin{aligned} M &= \sum_{i=0}^n \alpha_i \left\{ \frac{hb}{n} \left(z_i - \frac{h}{2}\right) \sigma_{ci} + \frac{A_{ss} + A'_{ss}}{n} \left(z_i - \frac{h}{2}\right) \sigma_{si} \right. \\ &\quad \left. - \left(d'' - \frac{h}{2}\right) A_s \sigma_s + \left(d' - \frac{h}{2}\right) A'_s \sigma'_s \right\} \\ N &= \sum_{i=0}^n \alpha_i \left\{ \frac{hb}{n} \sigma_{ci} + \frac{A_{ss} + A'_{ss}}{n} \sigma_{si} \right\} + A_s \sigma_s + A'_s \sigma'_s \\ \alpha_i &= 0.5 \quad (i=0, n), \alpha_i = 1.0 \quad (i=1, 2, \dots, n-1) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

また、せん断力については線形弾性状態を維持するとして解析を行い、応答計算で発生した最大せん断応力が静的せん断耐力を超えていないことの確認をした。

2. 5 時間積分法

時間積分法には陰解法および陽解法がありそれぞれに長短があることが知られている。本研究においては、解析モデルの最小固有周期に対して時間刻みを十分に小さくすることが可能であったので、式(5)に示す陽解法である中心差分法を適用し、弾性・塑性・破壊の構成関係と載荷・除荷による応力-ひずみ履歴をできるだけ忠実に追跡できるように試みた。また、地震動を解析に取り入れるにあたって地震観測加速度データを直接各要素に与え、構造物自体の地盤に対する相対運動すなわち構造物の変形量を構造物の変位として出力した。式(6)は時刻 t の加速度を計算するのに用いた運動方程式であり、減衰マトリックス C は質量マトリックスに比例する定数として計算した。また、地震観測加速度データは 0.01 秒間隔で記録されており、本解析に用いた時間刻み $\Delta t = 0.113 \text{ msec}$ はこれよりさらに小さくなるので、2次放物線によって観測データを補間した。

$$U^{t+\Delta t} = 2U^t - U^{t-\Delta t} + \Delta t^2 \ddot{U}^t \quad (5)$$

$$(\ddot{U}^t + A^t)M + C\dot{U}^t + F_i^t = F_e^t \quad (6)$$

U^t : 時刻 t の変位ベクトル、 A^t : 時刻 t の地震加速度ベクトル、 F_e^t : 時刻 t において要素に作用する外力ベクトル (上部工、基礎部からの荷重等)、 F_i^t : 時刻 t に要素に作用する断面力ベクトル、 M : 要素の質量マトリックス、 C : 減衰マトリックス

3. 地震応答解析

3. 1 解析諸元

表-1は解析に使用した諸量である。なお、RC橋脚には 1000tf の重量を持つ上部工が存在し、この上部工の重心は水平部材上面より 2.5m に位置している。地震によって生じる上部工の慣性力は、はり部材に作用させた。

3. 2 ひずみ制御による断面力-ひずみ履歴

曲げモーメントの履歴特性を調べることを目的として載荷・除荷の繰り返し計算を行った。図-5

表-1 解析諸元

諸量	記号	単位	数値
形状			
脚柱高さ	H	m	10.0
柱芯間隔		m	10.0
柱断面高さ	h	m	2.0
はり断面高さ		m	2.5
橋脚奥行き	b	m	2.7
柱分割数		個	11
はり分割数		個	11
断面分割数		個	10
計算時間刻み	Δt	msec	0.113
減衰定数		%	5
コンクリート			
設計基準強度	σ_{sk}	kgf/cm ²	240
弾性係数	E_c	kgf/cm ²	2.5×10^5
終局ひずみ(柱, 梁)	ϵ_{cu}		8780 μ
コンクリート強度	σ_{α}	kgf/cm ²	276.6
鉄筋			
降伏強度	f_y	kgf/cm ²	3500
弾性係数	E_s	kgf/cm ²	2.1×10^7
柱部材			
主筋鉄筋量	A_s, A_s'	cm ²	166.7
側面鉄筋	A_{ss}, A_{ss}'	cm ²	206.5
主筋かぶり	d', d''	cm	13
せん断筋鉄筋量	A_w	cm ²	23.2
せん断筋間隔	S_s	cm	15
はり部材			
主筋上鉄筋量	A_s'	cm ²	162.1
主筋下鉄筋量	A_s	cm ²	217.9
主筋かぶり	d', d''	cm	15
せん断筋鉄筋量	A_w	cm ²	19.3
せん断筋間隔	S_s	cm	15

および図-6は、それぞれ軸力のない場合および軸力一定の条件下において、曲率を漸増交番の強制変位として最大曲率 $\kappa_{max} = 0.015$ まで与えた際の曲率と曲げモーメントの履歴図である。図中、縦軸は曲げモーメント、横軸は与えた曲率を示している。図-5において、最大曲げモーメントは、軸力の影響を取り除いた純曲げ状態を示していることがわかる。図-6では軸力の影響により、曲げ耐力が上昇していることがわかる。また図-3に示すコンクリート強度が、 σ_{α} に到達後低下する特性のため最大曲げモーメントが徐々に低下する現象が現れている。

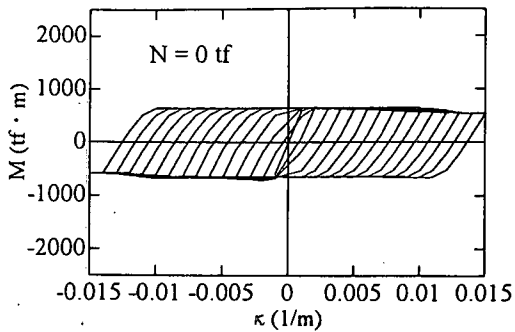


図-5 曲げモーメント-曲率履歴(軸力なし)

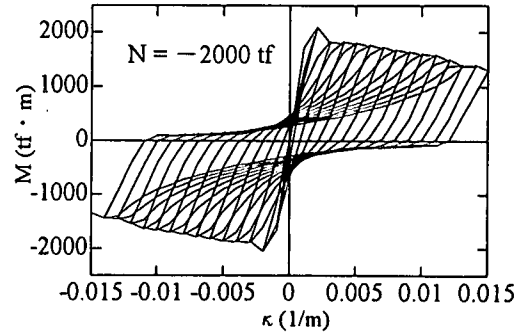


図-6 曲げモーメント-曲率履歴(軸力一定)

3. 3 静的解析による検証

本解析手法における終局荷重および変形モードを調べることを目的として静的解析を行った。これは動的解析と同様の手法により、荷重速度を一定に保ち、荷重を漸増させて行った。解析対象のはり部材の左側から、水平方向の荷重を荷重速度 100tf/sec で作用させた場合の水平変位-荷重の関係が図-7である。本解析では、かぶり部のコンクリートは図-3に示す ϵ_{∞} を終局ひずみとしており、側方からの荷重荷重が約 1000tf に達すると、最初に右側脚柱下端のかぶりコンクリートが圧壊を起こし、拘束鉄筋内部のコンクリートも ϵ_{∞} を超え、徐々に圧縮強度が低減した。図-8は変形の表示倍率を 100 倍にし、変形状態を示したものである。

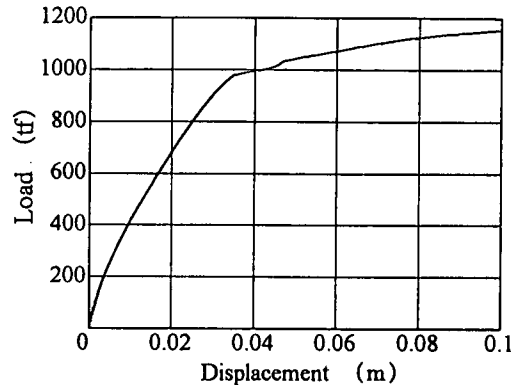


図-7 静的荷重による水平変位-荷重関係

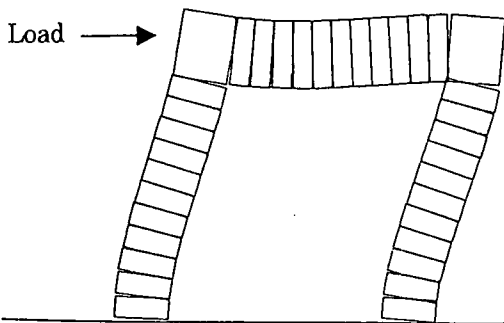


図-8 変形状態 (倍率 100)

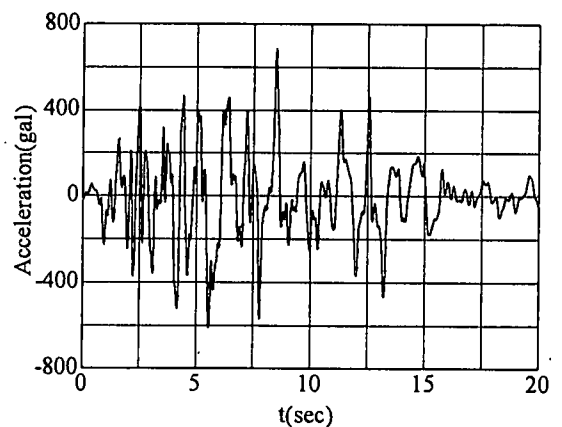


図-9 入力地震加速度

3. 4 動的解析

(1) 入力地震波形

本解析で使用した観測地震加速度波形を図-9に示す。これは、兵庫県南部地震における JR 鷹取駅での観測データの南北水平方向成分を最大加速度 (687gal) を記録した時刻を中心に 20 秒間抽出したものである。この加速度波形は道路橋示方書のタイプ II (内陸直下型) の地震動に該当し、地盤は II 種地盤になっている。

(2) 応答解析結果

図-10は左右側脚柱上端の水平変位応答、図-11は変形状態を示したものである。脚柱下端およびはり部材の左右端部に大きな回転角が生じ、塑性ヒンジ化しつつあることがわかる。また、図-10から左側脚柱上端では約 1cm、右側脚柱上端では約 2cm の残留変位が発生していることがわかる。図-11では数秒間 (約 $t=3\sim 9\text{sec}$) の衝撃的地震動による繰り返し荷重を橋脚が受けて、脚柱下端およびはり部両端が塑性ヒンジを形成しつつあるのが

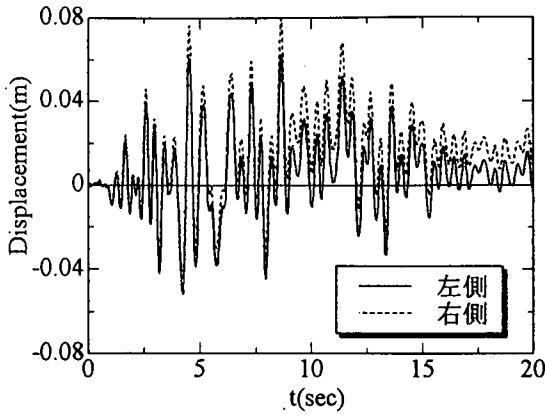


図-10 脚柱上端の水平変位応答

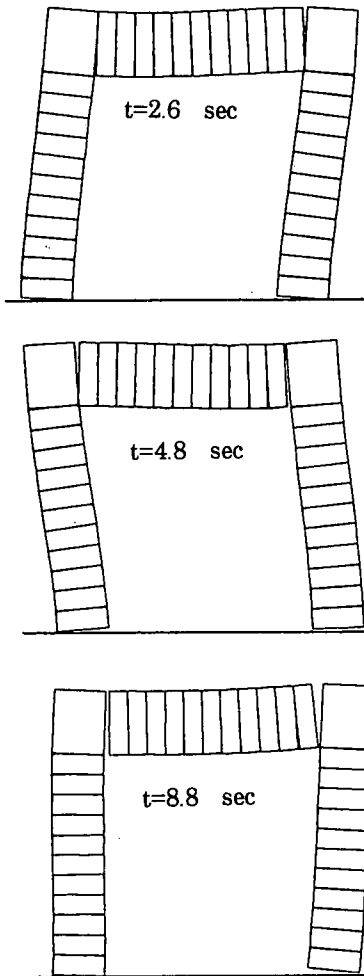


図-11 変形状態(変形倍率 30)

わかる。

図-12および図-13はそれぞれ左右脚柱下端の曲げモーメント応答および軸力応答である。軸力の応答から片方の脚柱に全重量の大半が作用している状態が繰り返し生じ、軸力が大きく変動していることがわかる。このことから曲げ耐力は軸力変動の影響を受け時々刻々変化していると推察される。

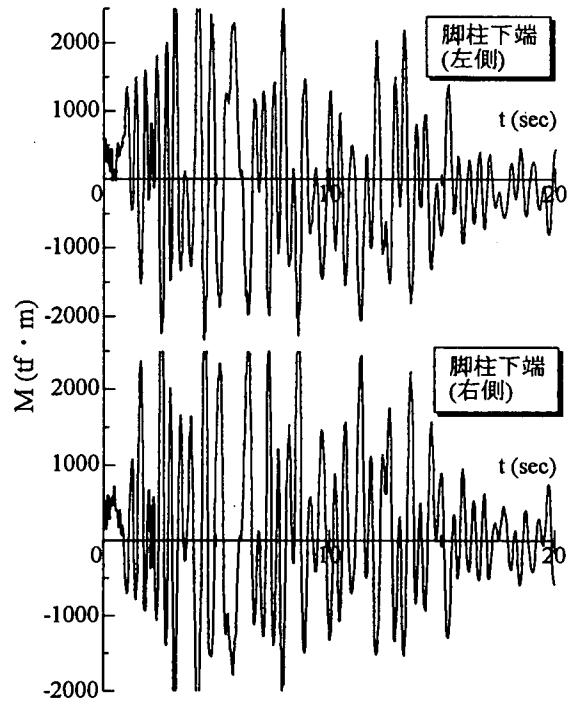


図-12 脚柱下端の曲げモーメント応答

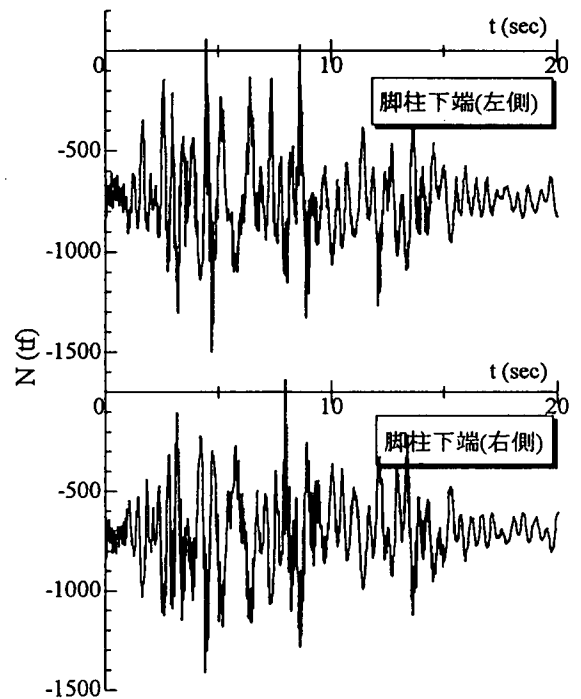


図-13 脚柱下端の軸力応答

(3) 履歴曲線

図-14および図-15はそれぞれ脚柱下端およびはり部材の曲げモーメント-曲率の履歴である。脚柱下端では、はり部材端部と比較して大きな曲率を示している。また右側の脚柱下端およびはり部材端では残留曲率が発生している。これは図-11においてもわかるように、はり部材右端において大

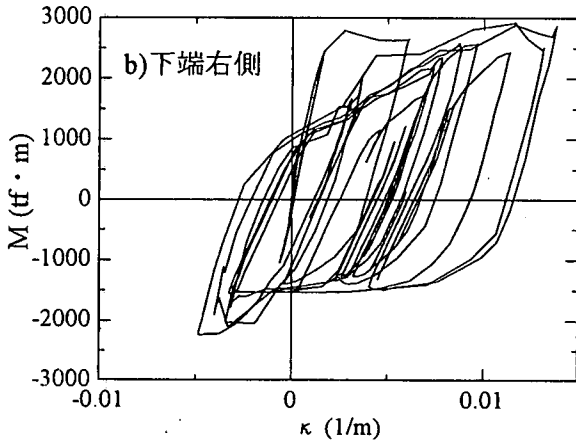
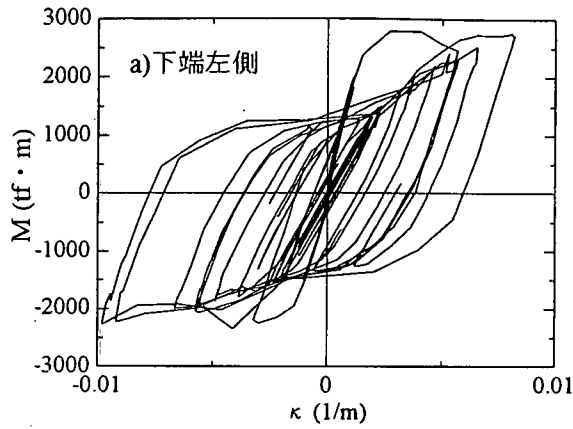


図-14 脚柱下端の曲げモーメント履歴

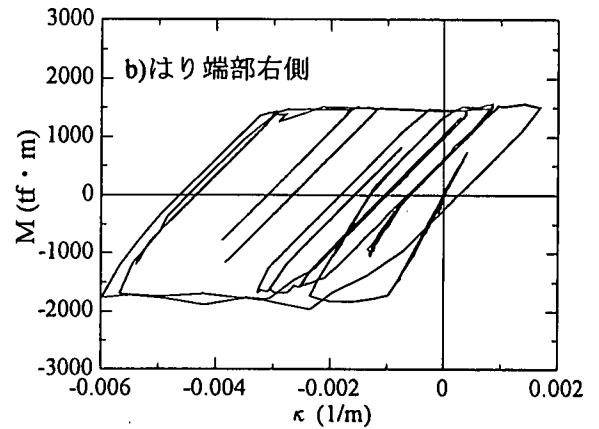
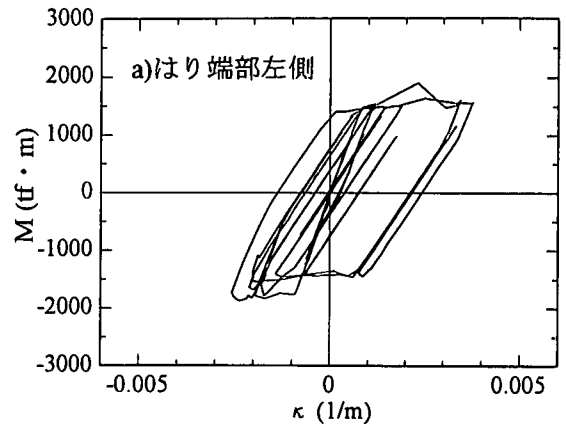


図-15 はり端部の曲げモーメント履歴

きな引張り残留ひずみが生じているためである。

4. まとめ

保有耐力によって照査された RC 橋脚に水平地震観測加速度を入力とした地震応答解析を行った結果、脚柱下端およびはり部材左右端において塑性ヒンジが形成されるメカニズムとなっていることがわかった。はり部材には右端において大きな引張り残留ひずみが生じており、脚柱は左端では約 1cm であるが右端では約 2cm の水平残留変位が発生した。このことから、さらに大きな水平地震動が RC 橋脚に作用した場合、右側脚柱頭部の水平残留変位がさらに大きくなると考えられる。そして、この残留変位が道路橋示方書で規定されている残留変位（基礎から慣性力作用位置までの高さの 1/100）を超えるか、

もしくは脚柱基部において拘束鉄筋内部のコンクリートが圧壊することによって、終局状態に至ると予想できる。

本論文作成に対して大阪市立大学工学部 4 回生中西伸介君には多大な協力を頂いた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説・V耐震設計編, 1996.
- 2) Kawai, T. : Some consideration on the finite element method, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 16, pp. 81-120, 1980