

論文 段落し部を有する橋脚の曲げ損傷に関する解析的研究

黒田 雅裕*1・幸左 賢二*2・二井 伸一*3・西岡 勉*4

要旨：兵庫県南部地震により橋軸直角方向に曲げ損傷した実橋脚 46 基に対し、実損傷位置の耐力比を用いて損傷位置の評価を行った。その結果、耐力比 1.2 以上は全て基部損傷を主とした橋脚が分布し、耐力比 1.0 以下は全て段落し部損傷となった。しかしながら、46 基のうち段落し部損傷した橋脚 4 基のみ耐力比が 1.0 を超え、評価と実損傷が一致しない結果となった。そこで、動的挙動により減衰、地盤バネが損傷位置に与える影響を確認するため、段落し部損傷の代表橋脚に対し、Push over 解析、動的解析を行った。その結果、解析条件により損傷位置は変化しないが、基部の損傷度が増加する場合があることを確認した。

キーワード：段落し部、曲げ損傷、損傷位置、地震被害、動的解析

1. はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震では、200 基を超えるコンクリート橋脚の倒壊や破壊に至る損傷が発生したが、その多くが段落し部の損傷に起因するものであった¹⁾。

段落し部を有する橋脚の損傷位置の判定には、一般には基部、段落し部の耐力比が用いられている。著者らは過去の研究において、曲げ損傷した23基の実験供試体について損傷位置の分析を行い、その結果から、実損傷位置の曲げ耐力を比較する損傷位置の判定式として、後述の式 (1) を提案している²⁾。

本研究では図-1のフローに従い、まず、式 (1) の適用性を確認するため、実橋脚の曲げ損傷位置について耐力比を用いて評価を行った。さらに、代表橋脚のPush over 解析、非線形動的解析を行い、耐力比の評価結果との相違点について減衰、バネ定数に着目して検討を行なった。

2. 分析概要

筆者らは、既往の実験供試体の損傷分析を行い、その結果から、段落し部と基部の耐力比を用いた曲げ損傷位置の判定式 (1) を提案している²⁾。判定式を以下に示す。

$$k = \frac{P_y'}{P_{y0.35D}} = \frac{M_y'/a}{M_y/(h-0.35D)} \quad (1)$$

ここで、

$k < 1.0$ 段落し部損傷, $k \geq 1.0$ 基部損傷

P_y' : 段落し部降伏耐力[kN]

$P_{y0.35D}$: 基部より0.35D上方における降伏耐力[kN]

M_y' : 段落し部の初降伏モーメント[kN・m]

M_y : 基部の初降伏モーメント[kN・m]

a : 慣性力作用位置から段落し部までの高さ[m]

h : 慣性力作用位置から基部までの高さ[m]

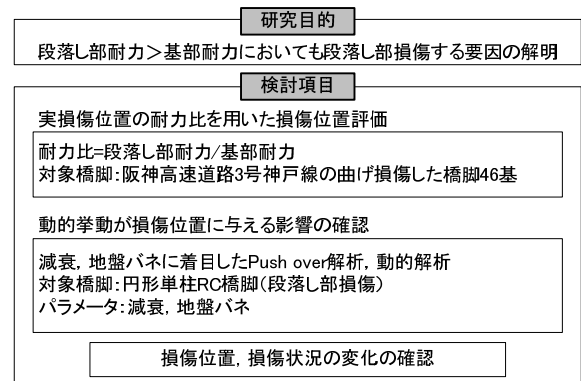


図-1 研究フロー

D : 橋脚の断面幅[m]

判定式において、基部の耐力より段落し部の耐力が小さい場合、 k は 1.0 以下となり段落し部損傷と区分される。また、基部の耐力より段落し部の耐力が大きい場合、 k は 1.0 以上となり基部損傷と区分される。耐力の算定位置を図-2 に示す。従来提案されている損傷位置判定式³⁾の耐力算定位置は、基部は点 F としている。また、カットオフされた主鉄筋が完全に定着するために定着長 l_a が必要であるとし、段落し部は点 C としている。本研究では、実損傷位置の耐力比を用いている点が従来の判定式と異なっており、塑性ヒンジの中心を損傷位置と考え、基部は点 A と底版と柱の接合部から 0.35D 上方の点 E まではアーム長とし、点 F の M_y から耐力を求める。段落し部は点 A とカットオフ点である点 B まではアーム長とし、点 B の M_y から耐力を求める。以降、本文中で用いる段落し部は、点 B のことを示す。

式 (1) は既往の23基に対する実験結果から提案したものであり、実橋での適用性を評価するため、1995年兵庫県南部地震で橋脚の倒壊、落橋などの大規模な被害を

*1 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科教授 Ph.D. (正会員)

*3 株式会社ウエスコ 岡山支社設計部構造設計課 (正会員)

*4 阪神高速道路株式会社 技術部技術管理室 (正会員)

受けた阪神高速道路3号神戸線（以下、3号神戸線）の橋脚に対し、同様の分析を行った。損傷の形態や位置の把握には震災直後に撮影された写真，地中部のひび割れや座屈範囲が記載されている損傷図を用いた。耐力比は配筋図の鉄筋量から道路橋示方書V・耐震設計編⁴⁾を用いて算定した。

3号神戸線の対象橋脚の基数とその分類について記述する。RC橋脚全943基の内，段落しを有する橋脚は163基であり，柱部に損傷が確認できる橋脚が156基であった。本研究で着目している，水平ひび割れが生じる，または，被りが水平に剥離し軸方向鉄筋が座屈する特徴を有する曲げ損傷タイプは55基であった。そのうち橋軸方向に損傷した橋脚は上部工形式などにより耐力評価が複雑となるため，主として橋軸直角方向に損傷した46基を検討対象とした。

次に，損傷位置を図-3の定義に従って分別した。基部で曲げ損傷が確認できる橋脚を基部損傷，カットオフ点で曲げ損傷が確認できる橋脚を段落し部損傷と定義した。また，実橋脚の場合，例えば基部では被りが剥離し，段落し部では水平ひび割れが発生している橋脚があり，基部と段落し部の両方が曲げ損傷する橋脚が存在することから，これを複合損傷と定義し分別した。定義にしたがって損傷位置を判断した結果，基部損傷と判断される橋脚は26基，段落し部損傷と判断される橋脚は8基，複合損傷と判断される橋脚は12基であった。

対象橋脚46基の降伏耐力比と損傷位置の基数の分布を図-4～6に示す。基部損傷する橋脚26基は図-4に示すように，全て耐力比1.0以上に分布する。耐力比は，平均値が1.31，最小値が1.1であり全体的に段落し部の耐力に余裕がある。段落し部損傷する橋脚8基は図-5に示すように4基は耐力比1.0以下，4基は耐力比1.0から1.2の範囲に分布する。耐力比は，平均値が1.06，最大値が1.2であり段落し部の耐力に2割程度余裕がある橋脚であっても段落し部が損傷に至る橋脚がある。また，複合損傷する橋脚12基は図-6に示すように全て耐力比1.0以上に分布する。12基中11基の主たる損傷は基部に生じていたため基部損傷タイプの一種とも考えられる。耐力比は，平均値が1.26，最小値が1.02であり基部損傷とほぼ同様の傾向を示す。以上から，耐力比1.2以上は主として基部損傷タイプとなる。耐力比が1.0から1.2の範囲では基部損傷と段落し部損傷の両方が分布しているため，損傷の遷移領域と考えられる。また，耐力比1.0以下は段落し部損傷のみが分布している。ここで，検討を要するのは，46基中評価結果と実損傷が一致しない橋脚4基を含む段落し部損傷である。いずれの4基も耐力比が1.0以上になるにも関わらず，段落し部損傷が発生している。

本分析方法である耐力比の判定では地震動が作用し

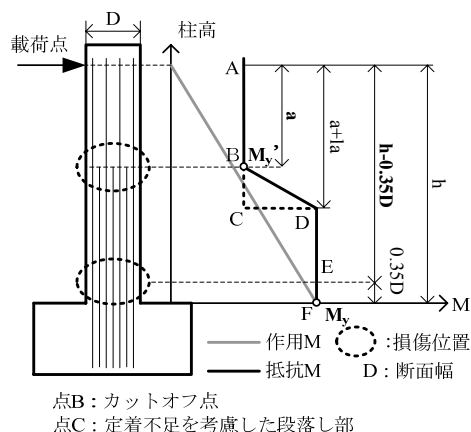


図-2 判定式の考え方

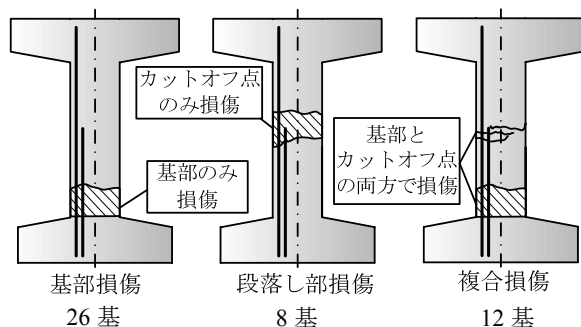


図-3 損傷位置の定義

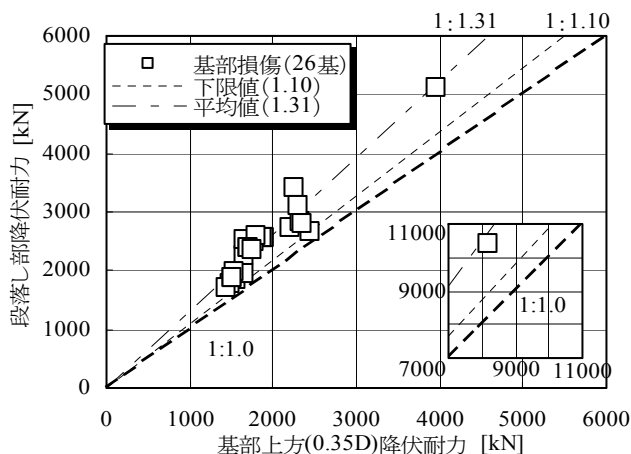


図-4 損傷位置の判定結果（基部損傷）

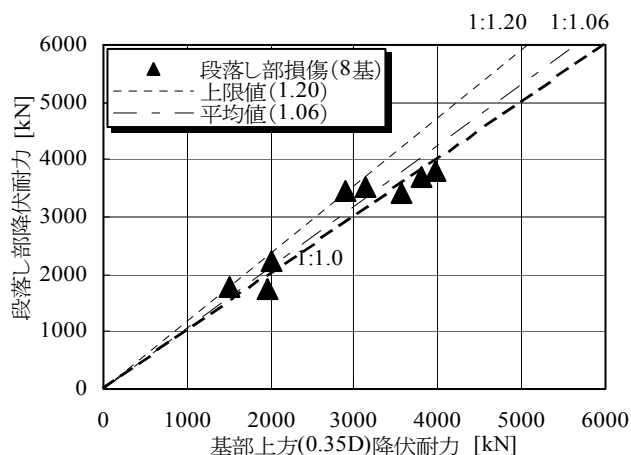


図-5 損傷位置の判定結果（段落し部損傷）

た時に生じる減衰や地盤バネの影響が考慮されていない。そこで，減衰，地盤バネが損傷状況に与える影響を

正確に把握するため、耐力比と損傷位置の評価が一致しており、損傷が明確である代表的な段落し部曲げ損傷の橋脚に着目し、Push over解析、動的解析を行う。

3. 解析結果の概要

3.1 代表橋脚の諸元、損傷状況

図-7 に解析対象橋脚を示す。本橋脚は、阪神高速道路3号神戸線のRC単柱橋脚であり、柱高さは約12.4m、柱断面は直径2.5mの円形である。軸方向鉄筋(D32)は、3段配筋で、基部から2.0mの位置と4.0mの位置の2箇所で段落しされている。本文では、基部から2.0mの位置を第1段落し部、4.0mの位置を第2段落し部と呼ぶ。橋脚の損傷状況は、図-7 に示すように、第2段落し部で被りコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの損傷が生じており、段落し部損傷と判断される。図-7 の右に解析モデルを示す。梁、フーチングには剛梁要素を用い、柱部には弾塑性梁要素を用いた。柱部のM- ϕ 関係は、0~2.0mは基部、2.0~4.0mは第1段落し部、4.0m以上は第2段落し部の断面配筋を用いて算定している。柱部の非線形性はトリリニア型としており、第2段落し部を例に挙げると、ひび割れモーメントは6671.9[kN・m]、曲率は0.00012[1/m]、降伏モーメントは15883.6[kN・m]、曲率は0.000965[1/m]、終局モーメントは20257.6[kN・m]、曲率は0.005582[1/m]としている。履歴法則は武田モデルを採用した。基部、段落し部の挙動を詳細に分析するため、基部から4.0mの区間を10cmのピッチで40分割し、全体では50分割とした。上部工は単純鋼桁であり、死荷重反力は7200kNである。上部工の影響は質量に置き換え各質点に作用させている。また、柱の重量は単位体積重量を24.5kN/m³として算定している。基礎は杭基礎であり、文献⁵⁾を参考にフーチング底面における地盤のN値を30とし地盤バネを算定した。また、解析モデルを単純化するため、集約バネモデルとしている。水平バネは 3.26×10^6 kN/m、鉛直バネは 3.64×10^6 kN/m、回転バネは 2.70×10^7 kN・m/radである。また地盤バネは非線形性を考慮していない。

材料モデルは、コンクリートは土木学会コンクリート標準示方書に準拠し、鉄筋は降伏後応力一定のバイリニアモデルを用いている。

解析はPush over解析と動的解析を行った。

Push over解析は、荷重増分法を用いた。载荷方向は橋軸直角とし、上部工重心位置に2000kNを1kN刻みで载荷した。

動的解析の入力地震波はJR鷹取(N-S)波形を用い、主要動を含む0~40秒を橋軸直角方向に入力した。数値積分にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を用い、積分時間間隔は $\Delta t=1/100$ 秒とした。

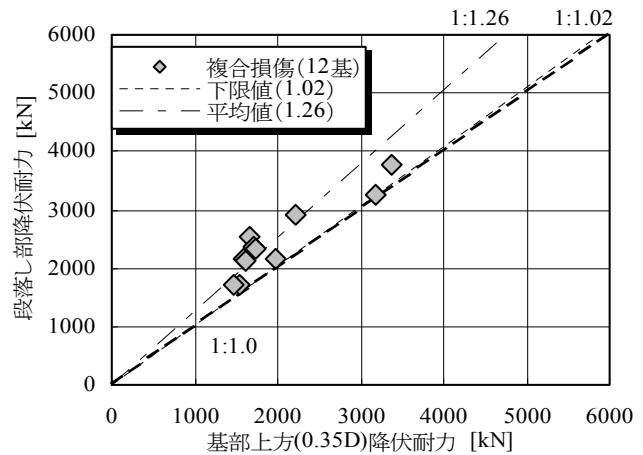


図-6 損傷位置の判定結果(複合損傷)

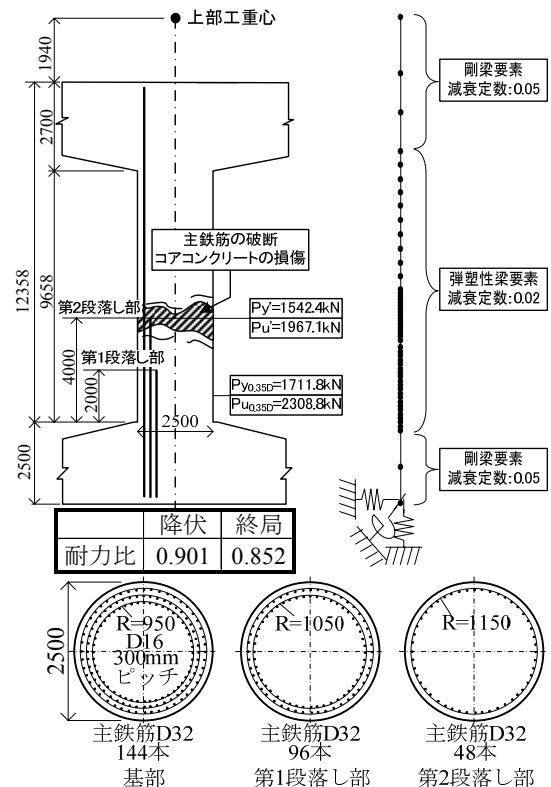


図-7 対象橋脚と解析モデル

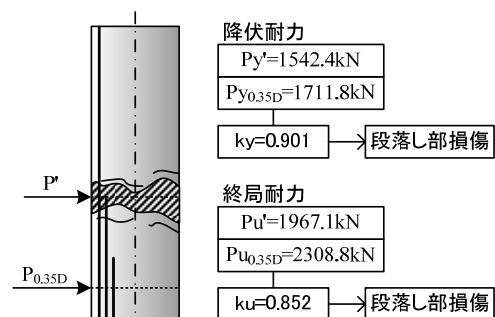


図-8 耐力比による損傷位置の評価

各非線形部材の等価減衰定数は、道示耐震編に基づき、橋脚は2%、基礎は20%とした。橋脚全体の減衰特性には、Rayleigh減衰を用いた。Rayleigh減衰の α 、 β は、固有値解析の結果より、有効質量比が最大となる1次モ

ード (1.3518 秒) と 1~20 次モードの減衰が平均となるように 20 次モード(0.0007 秒)を採用し、 $\alpha=0.487670$ 、 $\beta=0.000005$ を定めた。

この標準モデルを対象に、耐力比による損傷位置の評価、Push over解析、動的解析を行い、結果を整理し考察を行う。なお、耐力比による評価をCase0、Push over解析をCase1、動的解析をCase2と呼ぶ。

3.2 耐力比による損傷評価 (Case0)

耐力比を用いた損傷位置の評価結果を図-8に示す。

対象橋脚は2箇所で段落しされているが、耐力比が最も小さくなる基部と第2段落し部について記述する。基部の耐力は、図-2に示す点Eで、段落し部の耐力は点Bで算定している。

降伏耐力は、基部で1711.8kN、第2段落し部で1542.4kNとなり、降伏耐力比は0.90となる。また、終局耐力は、基部で2308.8kN、第2段落し部で1967.1kNとなり、終局耐力比は0.85となる。降伏、終局いずれの耐力比も第2段落し部の損傷と評価され、基部、第1段落し部より先に第2段落し部が降伏、終局に至る。

3.3 Push over 解析 (Case1)

図-9に解析結果である上部工重心位置のP- δ 関係と損傷の過程を示す。上部工重心位置の変位が $\delta=0.010\text{m}$ 、荷重が $P=516.4\text{kN}$ の時点で基部0.35D上方にひび割れが生じ、第1段落し部、第2段落し部の順にひび割れが生じる。また、 $\delta=0.074\text{m}$ 、 $P=1542.4\text{kN}$ で第2段落し部が降伏し、 $\delta=0.199\text{m}$ 、 $P=1967.1\text{kN}$ で終局に至るが、その間で第1段落し部、基部0.35D上方の順に降伏に至る。この傾向は、先のCase0による耐力比の評価と同じ傾向となる。

3.4 動的解析 (Case2)

動的解析では、曲率分布の変化に着目するため、曲げモーメントの評価は基部で行っている。

図-10に基部の時刻歴応答モーメントを示す。基部が初降伏に至る時刻は、5.33秒時である。また、6.28秒時に最大モーメント30321.6kN・mとなるが終局モーメント33793.1kN・mには至っていない。

同様に、図-11に第2段落し部の時刻歴応答モーメントを示す。第2段落し部は1.77秒時に初降伏に至り、5.35秒時に初めて終局に至る。6.23秒時に最大モーメント23964.8kN・mを示し、終局を大きく超えている。また、第1段落し部は、1.88秒時に初降伏に至っており、損傷の順番はPush over解析による結果と同様の傾向を示す。

3.5 解析結果の考察

Push over解析、動的解析に解析結果を比較し考察する。

図-12に、Push over解析であるCase1、動的解析であるCase2の応答曲率分布を示す。両ケースとも第2段落し部が終局に至った時点の曲率である。基部の曲率は、Case1

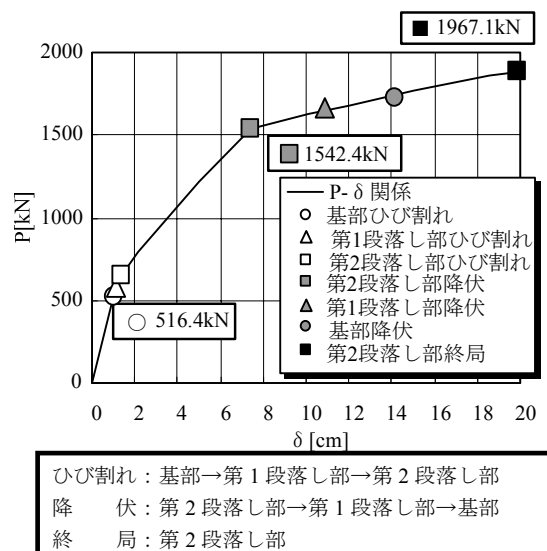


図-9 P- δ 関係と損傷順

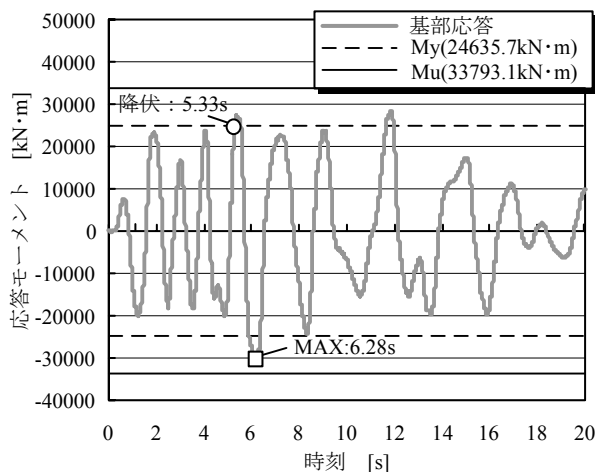


図-10 基部の時刻歴応答モーメント

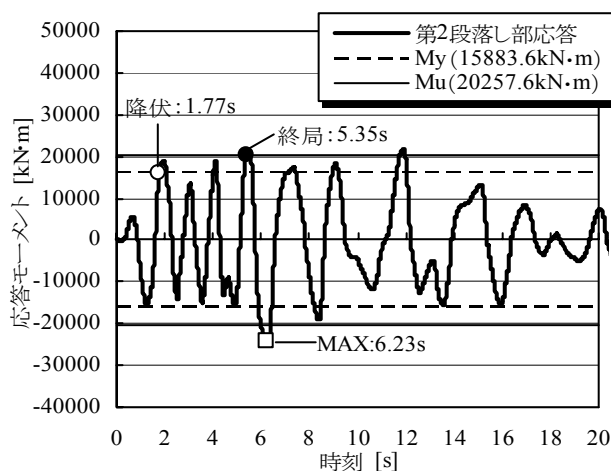


図-11 第2段落し部の時刻歴応答モーメント

で0.00195[1/m]、Case2で0.00249[1/m]となり、Case2の方が損傷が進展している。この原因について、図-13を用いて説明する。図-13に第2段落し部が終局に至る時の柱の抵抗・応答モーメント分布を示す。Case1とCase2では、応答モーメントの形状が異なっており、基部の応答モーメントはCase2の方が大きい。基部の応答モーメン

トは、Case1で28.1MN・m、Case2で29.4MN・mとなる。以上のように基部の応答モーメントがCase2で大きくなったため、曲率分布に差が生じたと考えられる。

3.6 評価方法の提案

ここでは、耐力比による分析結果と解析結果を評価する方法について記述する。図-14に解析結果の比較に用いる基部損傷度の算定法を示す。解析結果は、第2段落し部が降伏、終局に至る時を基準としているため、基部のM-φ関係を用いる。損傷度の指標を以下に示す。

$$\text{降伏時} \quad k_1 = \frac{M_1}{M_y} = \frac{\phi_1}{\phi_y} \quad (2)$$

$$\text{終局時} \quad k_2 = \frac{M_2 - M_y}{M_u - M_y} = \frac{\phi_2 - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (3)$$

M_1 ：第2段落し部降伏時の基部応答モーメント

M_2 ：第2段落し部終局時の基部応答モーメント

ϕ_1 ：第2段落し部降伏時の基部応答曲率

ϕ_2 ：第2段落し部終局時の基部応答曲率

M_y ：降伏モーメント ϕ_y ：降伏曲率

M_u ：終局モーメント ϕ_u ：終局曲率

降伏時は、基部の降伏モーメント M_y と応答モーメント M_1 の比、または降伏曲率 ϕ_y と応答曲率 ϕ_1 の比を k_1 とする。 k_1 は基部の損傷が降伏に対してどの程度進展しているかを表す。また、終局時は、応答モーメント M_2 と降伏モーメント M_y の差を終局モーメント M_u と降伏モーメント M_y の差で除したもの、または同様に曲率から算定した値を k_2 とする。 k_2 は基部の損傷が終局に対してどの程度進展しているかを表す。以上で定義した k_1 、 k_2 を基部損傷度の指標とし、次章のパラメータ解析結果を評価する。

4. 減衰と地盤バネに着目した考察

4.1 解析パラメータ

減衰と地盤バネが損傷状況に与える影響を確認するため、表-1のように解析ケースを設定した。

Case0～Case2は前述の通りである。Case3、4は地盤バネをパラメータとしており、軟弱地盤を想定しN値を7、3として、地盤バネを小さく設定した。Rayleigh減衰の α 、 β はCase2と同様に1次モード、20次モードを採用し、2つの振動モードから定めた。各値はCase3でそれぞれ0.559290、0.000005、Case4で0.560979、0.000005である。また、減衰の有無による応答モーメントの変化を検証するため、Case5はRayleigh減衰の係数を $\alpha = \beta = 0.000005$ とし、限りなく減衰項の影響が無くなるケースを想定した。

4.2 基部損傷度の比較

前章に示した評価方法を用いて、解析結果を整理する。図-15に損傷度指標(k)の結果を示す。Push over解析であるCase1の損傷度は、降伏時で0.895、終局時で0.381となり、耐力比の評価であるCase0と同等の値を示す。

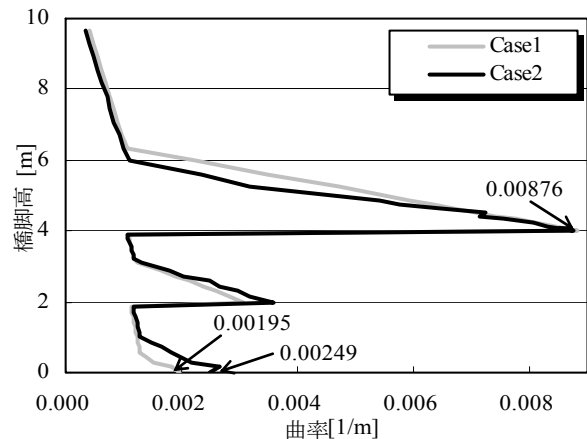


図-12 Case1とCase2の応答曲率

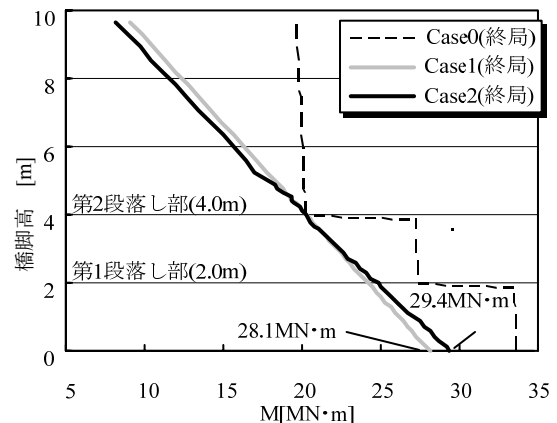


図-13 モーメント分布（第2段落し部損傷時）

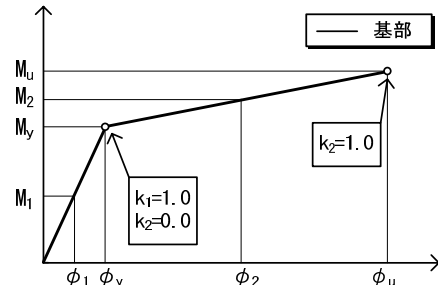


図-14 損傷度指標の算定法

表-1 解析ケース

	基礎部	レーリー減衰
		採用モード
Case0	耐力比による評価	
Case1	地盤バネ(N=30)	Pushover解析
Case2	地盤バネ(N=30)	1・20次
Case3	地盤バネ(N=7)	1・20次
Case4	地盤バネ(N=3)	1・20次
Case5	地盤バネ(N=7)	減衰無し

減衰を考慮し、地盤バネをパラメータとしたCase2～4は、地盤のN値が小さくなるにつれ、損傷度が大きくなる傾向を示す。特にN=3としたCase4では、終局時の損傷度が0.606であり、Case0の0.381と比較すると1.6倍程度損傷度が大きくなっている。

また、減衰の影響を限りなく排除したCase5は、降伏時の損傷度は0.893となり、Case0と同程度であるが、終局

時の損傷度は0.463となり、1.2倍程度まで増加しているが、これは履歴モデルによる影響と考えられる。

いずれのケースも第2段落し部が初めに損傷するが、減衰、地盤バネの条件により基部の損傷状況が1.6倍程度増加する場合がある。

4.3 減衰によるモーメントの補正

前節では、応答モーメント、曲率の比較から基部の損傷度を評価した。本節では減衰によるモーメントを算定し応答モーメントを補正し、減衰影響度を評価する。対象としたのはCase2において第2段落し部が降伏する時点の応答モーメントである。

図-16に減衰による付加モーメントの算定法を示す。

図-16に示すように、動的解析では減衰力($c \cdot y'$)が作用する。応答モーメントを補正するため、質点から基部までの距離(h)を減衰力に乗ずることで減衰によるモーメントを算定する。

減衰モーメントの算定に用いる減衰定数は、固有値解析から得られた1次モードの値 $5.247\text{kN} \cdot \text{s/m}$ である。また、速度はCase2で第2段落し部が降伏する時刻1.77秒時の値を用いる。ここで、算定した減衰モーメントを用い、Case2の応答モーメントの補正を行う。結果を図-17に示す。基部応答モーメントから減衰モーメント $0.18\text{MN} \cdot \text{m}$ を引いた補正モーメントは $22.14\text{MN} \cdot \text{m}$ であり、Case1の値とほぼ一致していることがわかる。

5. まとめ

本研究では、曲げ損傷する実橋脚 46 基に対し実損傷位置の耐力比を用い損傷位置を評価した。また、耐力比による評価と実損傷が一致する代表橋脚について Push over 解析、動的解析を行い、減衰、地盤バネが損傷状況に与える影響を評価した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 曲げ損傷する実橋脚 46 基に対し耐力比を用いて損傷位置を評価した。その結果、耐力比 1.2 以上は全て基部損傷を主とする橋脚が分布し、耐力比 1.0 以下は全て段落し部損傷の橋脚が分布した。損傷位置と評価結果は概ね一致するが、段落し部損傷は耐力比 1.2 まで分布するため、46 基中段落し部損傷の 4 基のみ一致していないという結果が得られた。
- (2) 減衰、地盤バネが損傷状況に与える影響を確認するため、損傷位置と耐力比による評価が一致する段落し部損傷の橋脚を対象に Push over 解析、動的解析を実施した。その結果、減衰を考慮することで損傷位置は変化しなかったが、モデル条件によっては基部の損傷度が 1.6 倍程度増加する場合があることが確認された。

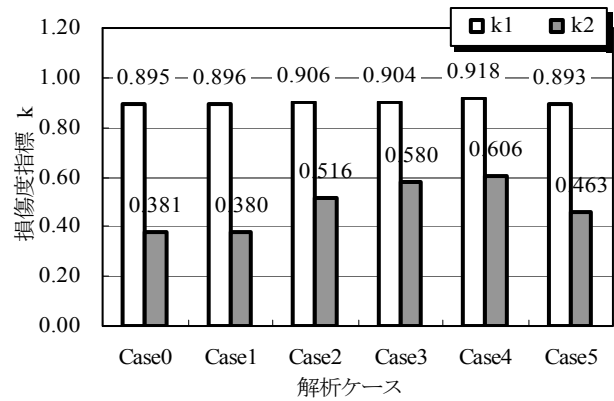


図-15 各ケースの基部損傷度指標

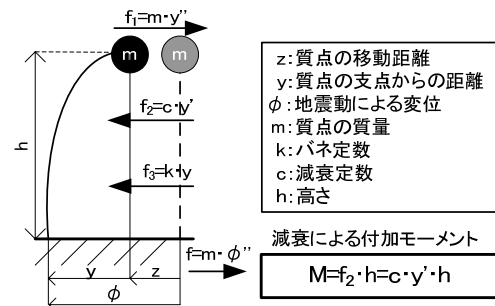


図-16 減衰による付加 M の算定

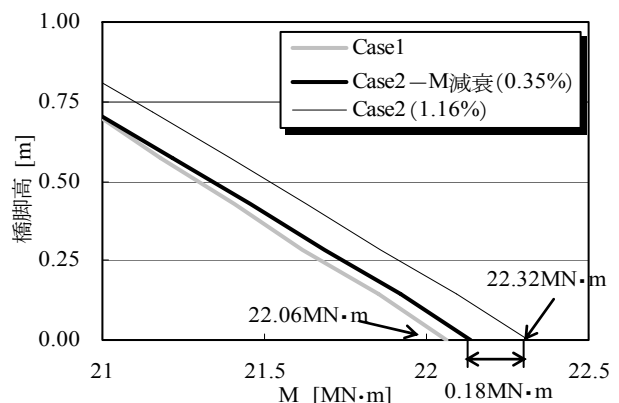


図-17 減衰により補正した応答モーメント
(第2段落し部降伏時)

参考文献

- 1) 幸左賢二, 曾根英樹, 中田恒和, 田坂幹雄: 詳細調査に基づく被災RC橋脚損傷程度の定量的評価, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.179-190, 2000.5
- 2) 黒田雅裕, 幸左賢二, 二井伸一, 西岡勉: 段落しを有する橋脚の損傷形態に関する研究, 第30回土木学会地震工学研究発表会論文集, Vol.30, 2009.5
- 3) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 日本道路協会, pp.2-1-2-2, 平成9年
- 4) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 日本道路協会, pp.160-163, 平成14年
- 5) 松浦靖治, 沢野嘉延, 金好昭彦, 宮本文穂: RC 橋脚の動的解析による損傷評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.275-280, 1996.7