

水平荷重を受けるI型断面フレキシブルRC橋脚 の第2剛性低下率および靱性率に関する評価

大塚 久哲¹・高 文君²・崔 準祐³・今村 壮宏⁴

¹フェロー 九州大学大学院工学研究院社会基盤部門教授
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院工学府建設システム工学専攻博士後期課程
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:gao@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 九州大学大学院工学研究院社会基盤部門助教
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:choi@doc.kyushu-u.ac.jp

⁴非会員 西日本高速道路(株)九州支社保全サービス事業部改良課
(〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神1-4-2)

E-mail:t.imamura.ab@w-nexco.co.jp

著者らが行ったI型断面フレキシブルRC橋脚供試体の水平載荷実験によれば、本構造は、脆性的なせん断破壊ではなく、相当程度の曲げ靱性を有する挙動を示した。そこで、本研究では、既往の水平載荷実験と有限要素解析を基に、鉄筋コンクリート部材の復元力特性と損傷状況を関連付け、損傷レベルの限界点を明らかにすると共に当該橋脚の第2剛性低下率および靱性率に関する評価を行った。

Key Words : flexible RC pier, damage degree, ductility factor, finite element analysis

1. はじめに

著者らが行ったI型断面フレキシブルRC橋脚の模型供試体の水平載荷実験によれば、本構造は、脆性的なせん断破壊ではなく、相当程度の曲げ靱性を有する挙動を示しており¹⁾、この靱性を反映させた耐震設計法を確立することが必要である。

曲げ降伏以降の変形性能によって部材が地震エネルギーを吸収することを前提とした耐震設計法(例えば文献2))では、応答塑性率を上回る十分な部材靱性率(部材の終局変位を降伏変位で除した値)を確保しなければならない。しかし、当該部材の骨格曲線の算定法は確立しておらず、部材靱性率を実務の照査に用いるのは困難である。

そこで、本研究では、I型断面フレキシブルRC橋脚供試体の水平載荷実験を基に鉄筋コンクリート部材の復元力特性と損傷状況を関連付け、有限要素解析による結果も利用して、当該橋脚の第2剛性低下率および靱性率に関する評価を行った。

2. 水平載荷実験の概要

(1) 実験ケース

本実験の供試体は、既設のI型断面フレキシブルRC橋脚の約10分の1縮尺として決定した模型である。表-1に実験ケースを示す。供試体No.1を標準断面とし、供試体No.2とNo.3は柱の帯鉄筋を増加させた供試体、供試体No.4とNo.5はそれぞれ壁の横方向鉄筋を増加させた供試体と減少させた供試体である。

(2) 供試体概要

各供試体の橋脚部の高さは2000mm、横方向長さ(幅)は1000mm、壁部分の内法高さは1800mm、内法長さ(幅)は500mm、厚さは60mmである。両側柱の断面は200×250mmの寸法を有する矩形断面である(図-1参照)。コンクリートは設計基準強度24N/mm²で配合しており、鉄筋はSD345を用いている。材料試験から得られた各供試体の鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-2、表-3に示す。

表-1 実験ケース

供試体 No.	鉄筋径及び配筋間隔 (鉄筋比 (%))			
	柱主鉄筋*	柱帯鉄筋	壁縦筋**	壁横筋**
1	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
2	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc60 (0.53)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
3	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc40 (0.79)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
4	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc60 (3.52)
5	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D10ctc120 (0.99)

*長辺方向にD16を3本ずつ2列, 短辺方向中間位置にD10を配置

**壁筋は網目状に1列配置

表-2 各鉄筋の材料特性

鉄筋径	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)
D6	409	2045	2.00×10 ⁵
D10	363	1994	1.82×10 ⁵
D13	345	2193	1.79×10 ⁵
D16	385	2152	1.84×10 ⁵

表-3 各供試体のコンクリート材料特性

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
1	34.4	3	2.49×10 ⁴	18
2	36.7	3.3	2.59×10 ⁴	22
3	31.5	3	2.32×10 ⁴	20
4	35.7	3.1	2.35×10 ⁴	14
5	30.3	3	2.27×10 ⁴	17

(3) 荷重方法および計測項目

実験荷重装置を図-1に示す。荷重に関しては、フーチングを8本のΦ32mmPC鋼棒で反力床に固定し、500KNオイルジャッキを反力壁に設置し、供試体頂部の梁部に水平単調漸増荷重を行った。

実験時の計測項目は、ジャッキ荷重、供試体の水平変位、鉛直変位、鉄筋ひずみ、コンクリート表面ひずみ、ひび割れ本数、およびひび割れ幅である。

(4) 破壊状況

水平荷重実験により、各供試体の破壊形式には大きな差異はなく、まず、①水平荷重の増加と共に引張側柱基部に水平曲げひび割れが生じ、さらに、壁へ伸展して斜めせん断ひび割れとなり、引張側柱の主鉄筋および引張側の壁縦方向鉄筋が降伏した。その後、②ひび割れが圧縮側柱へ進展して、圧縮側柱基部のかぶりコンクリートが剥離・欠落し、最大荷重を示す。さらに、③壁および圧縮側柱での斜めせん断ひび割れの幅が急激に増加して、

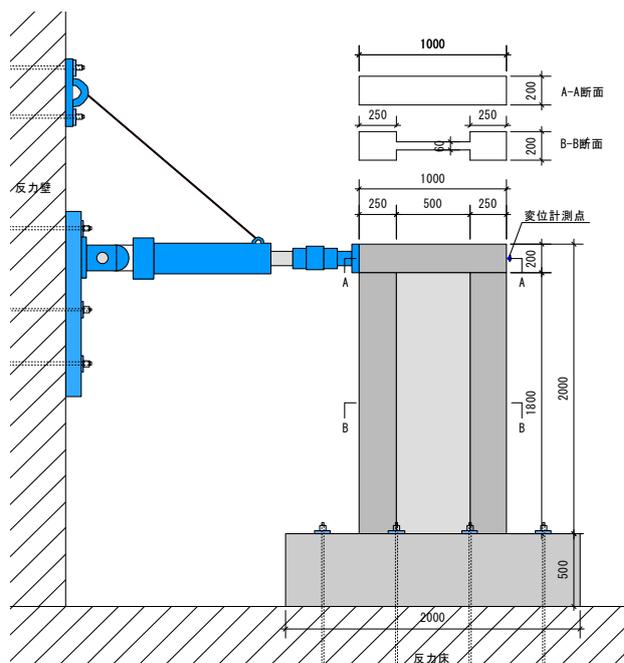


図-1 実験荷重装置

圧縮側柱基部のコンクリートが圧壊し、主鉄筋の座屈が生じ、壁部分と共に柱がせん断破壊して耐力を失った。供試体No.1を例に①～③ごとの事象の終点の損傷状況を図-2に示す。ここで、各事象①～③までの損傷レベルを損傷レベル1～3と呼ぶ。

(5) 荷重-変位曲線

図-3に各供試体の荷重-変位曲線関係を示す。これらの結果は文献(3)において既に報告しているが、後述の有限要素解析による評価と比較する際に明確にしておいた方がよいので、改めてその内容を示す。荷重はジャッキ先端のロードセルにより計測した値であり、変位は供試体頂部の載荷点反対側の水平変位を変位計で計測した値である。

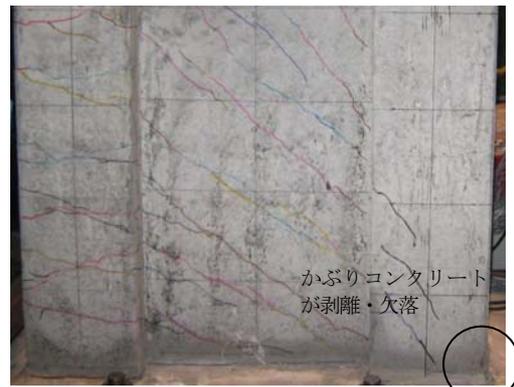
図-3に示すように、供試体の荷重-変位曲線は、すべて最大耐力をある程度維持できる靱性型を示している。図中の矢印は、柱帯鉄筋量あるいは壁横筋量の増加に伴い靱性が増加する様子を示したものである。なお、最大耐力の差は、表-3に示すようにコンクリートの圧縮強度に起因したものと考えられる。したがって新たな復元力特性と供試体の損傷状況を関連付け、損傷レベルを定義し、当該橋脚の損傷状況および靱性に関して評価することにした。

3. 損傷レベルと復元力特性

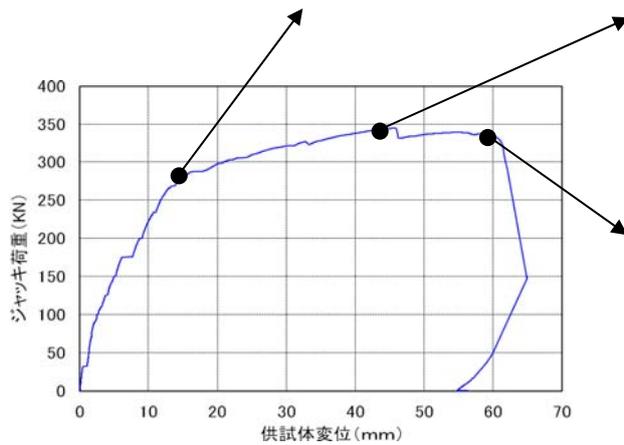
道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾によると、橋梁の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋梁の重要度に応



(a) 損傷レベル1



(b) 損傷レベル2



(c) 損傷レベル3

図-2 供試体 No.1の損傷状況

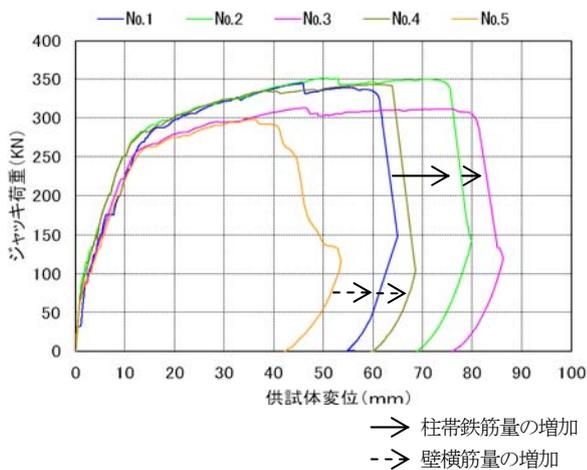


図-3 荷重-変位曲線

じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として行われている。ここで、橋梁の耐震性能を合理的に設定するためには、橋梁を構成する部材の損傷レベルを適切に設定することが必要である。

本研究の対象であるI型断面フレキシブルRC橋脚の復元力特性は、その損傷の進展に応じて発生する明確な数個の事象を評価することによって定式化できそうである。図-4に一般的なRC部材の復元力特性モデルを示す。図

に示されるようにRC部材の復元力特性モデルは、ひび割れ点、降伏点、最大耐力点、終局変位点の4点で構成される。また、図-4には、骨格曲線上に、保持される耐震性能と補修の程度を併せて示した。

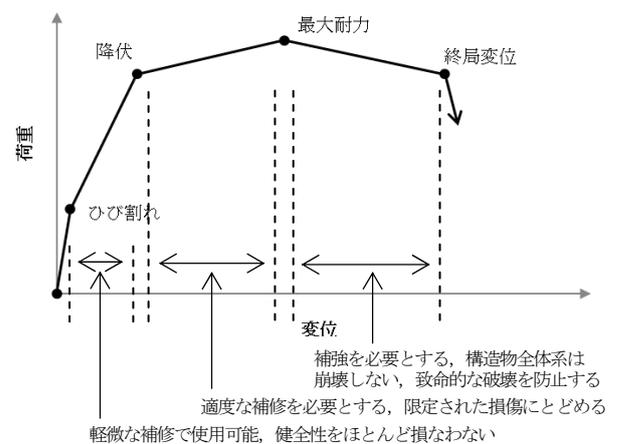


図-4 復元力特性モデル

ここで、前述の損傷レベル1~3を図-4と関連付けて定義すると以下ようになる。

(1) 損傷レベル1

損傷レベル1は、軽微な補修で済む段階とする。ほとんど健全性を損なわない段階である。各供試体の初期剛性には差異はなく、70kN付近で水平曲げひび割れが生じ、さらに、ひび割れが壁へ伸展して斜めせん断ひび割れとなり、その後、引張側柱の主鉄筋が降伏する。損傷レベル1の限界は、引張側の壁縦方向鉄筋が降伏するときとする。

(2) 損傷レベル2

損傷レベル2は、適度の補修が必要な段階とする。限定された損傷にとどめ、一般的な補修工法としては、ひび割れ注入や断面修復などである。この段階における各供試体では、ひび割れが圧縮側柱へ進展して、圧縮側柱基部のかぶりコンクリートが剥離・欠落する。損傷レベル2の限界は、コンクリートが剥離・欠落するときとし、供試体が最大耐力に達する。

(3) 損傷レベル3

損傷レベル3は、補強が必要な段階であり、構造物の致命的な破壊を防止するため、帯鉄筋を補修あるいは再配置した上にRC巻き立て工法や鋼板巻き立て工法などが必要である。この段階では、供試体の壁および圧縮側柱での斜めせん断ひび割れの幅が急激に増加して、圧縮側柱基部のコンクリートが圧壊し、主鉄筋の座屈が生じる。損傷レベル3の限界は、圧縮側柱基部のコンクリートが圧壊し、主鉄筋の座屈が生じたときとする。この段階に達すれば、元の耐荷力に復元するには補強が必要となる。

4. 有限要素解析による評価

水平荷重を受けるI型断面フレキシブルRC橋脚の損傷状況を考慮した耐震性能を照査するためには、3.に示した各損傷レベルの限界点を算定する必要がある。特に損傷レベル1および損傷レベル3の限界値により、変形性能(靱性率)を評価する方法は基本的なものである。ただし、構造物の靱性率を評価式²⁾により、直接計算は困難な課題であり、明確な研究実績は見当たらない。そこで、市販の非線形有限要素解析ソフト⁹⁾を用い、実験供試体の損傷状況および靱性の評価を行った。

(1) 解析モデル

解析には、コンクリート系構造を対象とした非線形有限要素解析ソフト「FINAL⁹⁾」を使用した。本文では、コンクリートを四辺形要素に置換し、鉄筋をすべて要素内埋め込み鉄筋として扱った2次元解析モデルを用いた

解析が最も実験の再現性がよかったので、その結果を用いる⁹⁾。

要素内埋め込み鉄筋とは、鉄筋配置面内に鉄筋が一様に分布していると仮定して、層状に剛性を考慮し、コンクリートの平面応力要素に重ね合わせたモデルである。

図-5に解析モデルの要素分割と荷重方法を示す。解析では、水平荷重を解析モデルの頂部の一点(実験の荷重中央点に対応)に漸増荷重し、プッシュオーバー解析を行った。フーチング下面の節点は変位拘束とした。

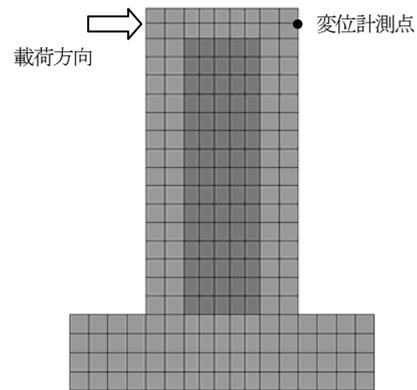
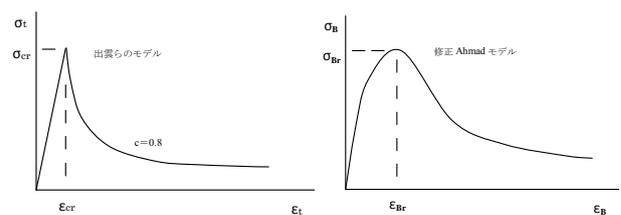


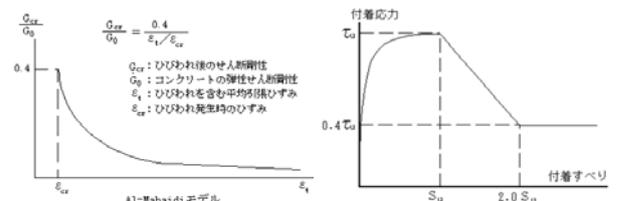
図-5 解析モデルの要素分割と荷重方法

(2) 材料構成則

コンクリートと鉄筋の材料構成則を図-6に示す。コンクリートの引張応力とひずみの関係は、テンションスティフニング特性を考慮した出雲らのモデル⁷⁾($c=0.8$)により表現し、コンクリートの圧縮応力とひずみの関係及び圧縮軟化特性には修正 Ahmad モデル⁸⁾を用いた。また、コンクリートのひび割れ後のせん断伝達特性



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係 (左: 引張側, 右: 圧縮側)



(b) コンクリートのひび割れ後のせん断伝達特性 (c) コンクリートと鉄筋の付着応力-すべり関係

図-6 材料構成則

には Al-Mahaidi モデル⁹⁾を用いた。さらに、コンクリートと鉄筋の付着応力-すべり関係は Elmorsi らのモデル¹⁰⁾を用いた。

また、各供試体の配筋状況とコンクリートの圧縮強度により、モデル係数が異なる。材料特性は実験における材料試験で得られた値を用いた（表-2、表-3 参照）。

(3) 解析結果と実験値の比較

a) 損傷状況の評価

各供試体の破壊形式には、実験結果と同様に有限要素解析においても大きな差異はなく、まず、引張側柱基部要素に水平曲げひび割れが生じた。さらに、壁要素へ伸展して斜めせん断ひび割れとなり、引張側柱要素の主鉄筋および引張側の壁要素の縦方向鉄筋が順に降伏した（損傷レベル1まで）。その後、ひび割れが圧縮側柱要素へ進展して、圧縮側柱基部要素に軟化（図-7～図-11 に Softened 要素として示す、コンクリートが剥離・欠落を表現する解析上のイベント）した要素が発生した（損傷レベル2まで）。さらに、軟化した要素の応力が直前解析ステップより低減（図-7～図-11 に P-Softened 要素として示す、コンクリートの圧壊や主鉄筋の座屈を表現する解析上のイベント）する（損傷レベル3まで）。これらの事象はすべて実験結果と同じである。その後、モデルの耐力が低下し、解析が終了する。

図-7から図-11に、各供試体における実験と解析の損傷レベル3限界点の損傷状況の比較を示す。

b) 靱性の評価

各供試体について非線形有限要素解析により得られた荷重-変位曲線を実験値と比較する（図-12～図-16）。解析では、供試体No.1, No.2, No.4に対しては、精度よく表現しているが、コンクリート強度がほかの供試体より10%ほど低い供試体No.3とNo.5に対しては、解析値は実験の耐力低下を反映できていない。このように、コンクリート強度の違いが実験値には明確に現れているのに対して、解析値ではこれを反映できていない課題が認識

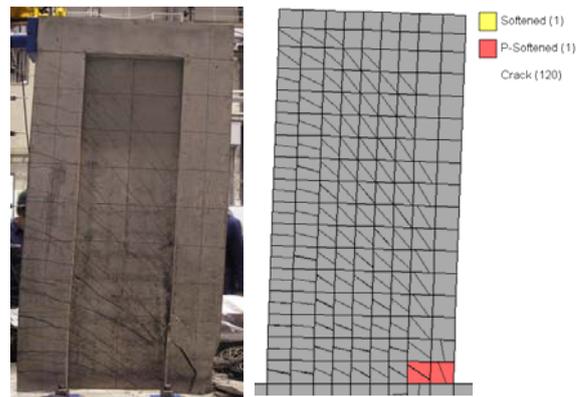


図-8 供試体 No.2 の損傷状況の比較

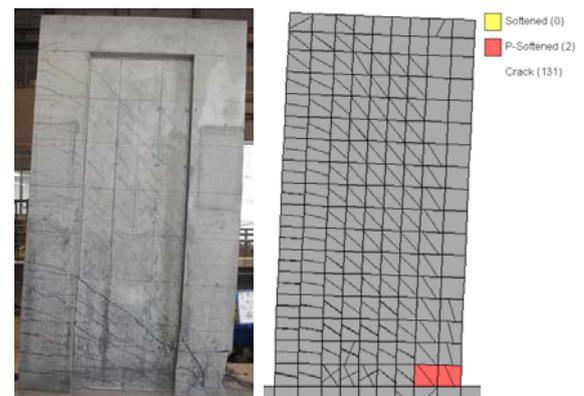


図-9 供試体 No.3 の損傷状況の比較

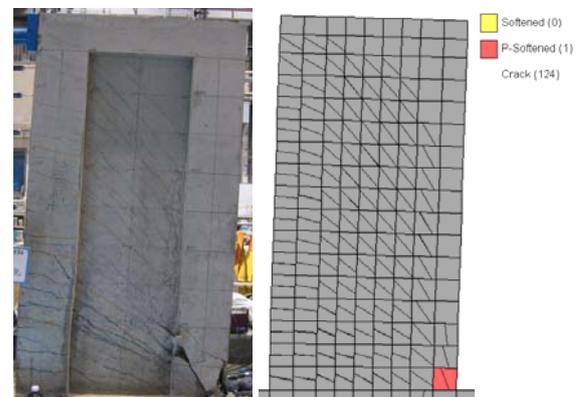


図-10 供試体 No.4 の損傷状況の比較

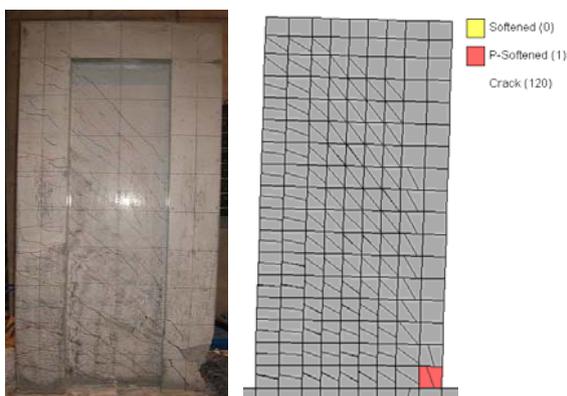


図-7 供試体 No.1 の損傷状況の比較

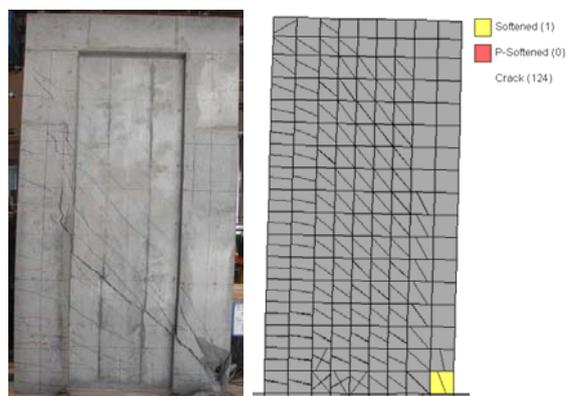


図-11 供試体 No.5 の損傷状況の比較

できた。

次に、損傷レベル1の限界点と損傷レベル3の限界点を図中の◆(実験)と▲(解析)でそれぞれ示している。解析と実験と共に、損傷レベル1の限界点は、主鉄筋の降伏が確認できた点、損傷レベル3の限界点は、荷重の急激な低下が見られる点とした。

各供試体における損傷レベル1と3の限界点の数値を表-4に示す。有限要素解析は、実験供試体の靱性を概ね精度よく再現できる結果となっている。詳細に見れば、降伏変位(損傷レベル1の変位限界値)の評価は、供試体No.1, No.2, No.4では小さめに、供試体No.3, No.5では若干大きめの評価となっている。終局変位(損傷レベル3の変位限界値)の評価は、鉄筋配置が最も少ない供試体No.5を除いて、すべて小さめかほぼ適切に評価している。

表-4に示す損傷レベル1と3の限界値の荷重と変位の値から、実験と解析の第2剛性低下率と靱性率を算出すると表-5を得る。第2剛性低下率は、第1剛性(損傷レベル1の限界点までの剛性)に対する、第2剛性(損傷レベル1の限界点から損傷レベル3の限界点までの剛性)の比として定義する。靱性率は、損傷レベル3の変位限界値(終局変位)を損傷レベル1の変位限界値(降伏変位)で除した値として求められる。文献2)の終局変位の定義は、荷重-変位曲線の包絡線において降伏荷重を下回らない最大変位としているが、本文では、終局変位の荷重は降伏荷重より大きい値となっている。ただし、靱性率に与える影響はわずかである。

解析と実験の比は、第2剛性低下率に関しては、0.56から2.02の範囲になっており、靱性率に関しては、0.85から1.08の範囲になっており、有限要素解析の精度は靱性率に関してはほぼ満足な結果となっている。

5. おわりに

本研究では、I型断面フレキシブルRC橋脚の橋軸直角

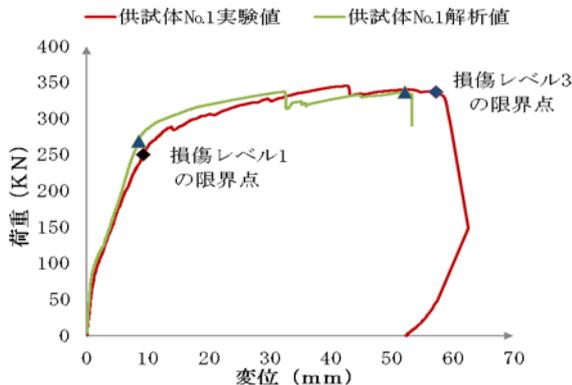


図-12 供試体 No.1の荷重-変位曲線

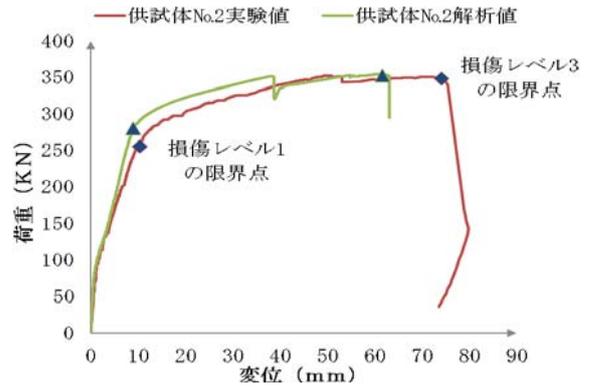


図-13 供試体 No.2の荷重-変位曲線

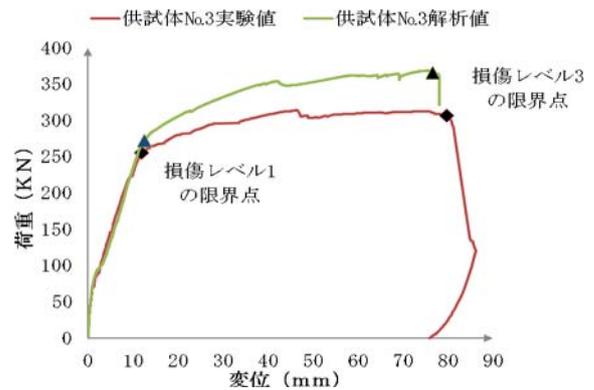


図-14 供試体 No.3の荷重-変位曲線

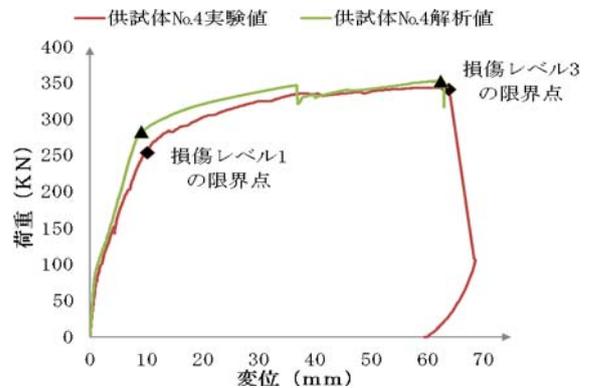


図-15 供試体 No.4の荷重-変位曲線

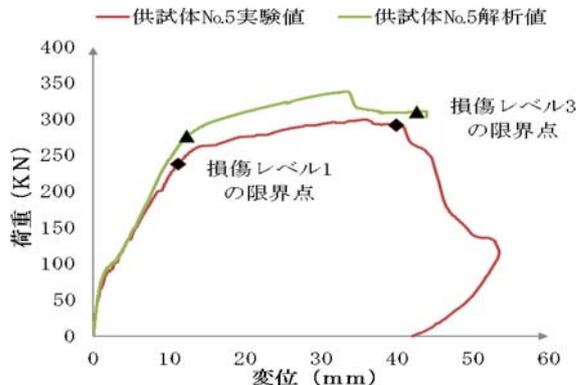


図-16 供試体 No.5の荷重-変位曲線

表-4 各供試体における損傷レベル1と3の限界点の数値

供試体 No.	実験				解析			
	損傷レベル1 限界点		損傷レベル3 限界点		損傷レベル1 限界点		損傷レベル3 限界点	
	荷重 (KN)	変位 (mm)						
1	249.5	92	336.8	569	269.0	8.5	337.0	52.1
2	260.6	10.6	347.7	74.1	280.0	9.0	353.0	61.6
3	253.8	11.1	306.0	79.8	272.3	12.6	365.2	76.6
4	253.1	10.2	341.0	63.9	282.0	9.2	352.0	62.5
5	237.9	11.2	292.1	40.0	276.1	12.3	309.9	42.6

表-5 各供試体における第2剛性低下率と靱性率の比較

供試体 No.	第2剛性低下率			靱性率		
	実験	解析	解析/実験	実験	解析	解析/実験
1	0.067	0.049	0.73	6.18	6.13	0.99
2	0.056	0.045	0.80	6.99	6.84	0.98
3	0.033	0.067	2.02	7.19	6.08	0.85
4	0.066	0.043	0.65	6.26	6.79	1.08
5	0.089	0.050	0.56	3.57	3.46	0.97

方向の水平載荷実験と非線形有限要素解析を基に、当該橋脚の復元力特性と損傷状況から、損傷レベルを設定してその限界点を整理した。また、損傷レベル3の限界点を終局点として、第2剛性低下率と靱性率を評価したところ、以下の結論が得られた。

- (1) I型断面フレキシブルRC橋脚の復元力特性モデルは、ひび割れ点、降伏点、最大耐力点、終局変位点の4点で構成される。
- (2) 構造物の耐震性能を合理的に設定するための損傷レベルを3段階で定義し、壁縦方向鉄筋の降伏、コンクリートの剥離・欠落、コンクリートの圧壊および主鉄筋の座屈で、各損傷レベルの限界点の事象を説明した。
- (3) 有限要素解析による損傷状況および靱性の評価では、以下のことを明らかにした。
 - (a) 有限要素解析では、各供試体の損傷状況を精度よく再現できた。
 - (b) 荷重-変位曲線の比較によると、終局変位に関しては、概ね精度よく評価できた。ただし、最大耐力に関しては、コンクリート強度の違いが実験値には明確に現れているのに対して、解析値ではこれを反映できていないことがわかった。
 - (c) 降伏変位の評価は、供試体No.1, No.2, No.4では小さめに、供試体No.3, No.5では大きめの評価となっている。終局変位の評価は、鉄筋配置が最も少ない供試体No.5を除いて、すべて小さめかほぼ適切に評価している。
- (4) 実験結果と解析による第2剛性低下率と靱性率の値の比は、それぞれ0.56から2.02, 0.85から1.08になっ

ており、有限要素解析の有用性を確認した。

今後の課題として、有限要素解析の材料構成則およびモデル化係数の修正を行い、耐力評価の精度を向上すること、さらに、各基準類を参考にして^{11), 12), 13)}, I型断面フレキシブルRC橋脚の第2剛性低下率と靱性率の算定手法を構築することを行いたい。

謝辞: 本研究は、西日本高速道路(株)と九州大学の共同研究として行ったものである。供試体作成にご協力頂いた株式会社富士ピー・エスに謝意を表す。また、本実験に協力いただいた九州大学技術職員山崎智彦氏及び研究室諸兄に感謝する。

参考文献

- 1) 高文君, 大塚久哲, 福永靖雄, 川崎啓史: I型断面フレキシブル RC 橋脚の水平耐力に及ぼす横方向鉄筋の効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.439-444, 2011.
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書・耐震設計編, pp.11-15, 1996.
- 3) 大塚久哲, 高文君, 福永靖雄, 今村壮宏: 水平荷重を受ける I型断面フレキシブル RC 橋脚の復元力特性とエネルギー吸収に関する検討, 土木学会論文集 A1 Vol.68, No.4, pp.556-564, 2012.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.4-8, 2002.
- 5) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V11 HELP
- 6) 高文君, 大塚久哲, 新谷勇士, 今村壮宏: 2次元・3次元有限要素解析によるフレキシブル RC 橋脚水平載荷実験結果の再現性, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.61-66, 2012.
- 7) 出雲淳一, 他: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素

- の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.
- 8) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.
 - 9) Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979.
 - 10) Elmorsi, M., Kianoush, M.R. and Tso, W.K. : Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000.
 - 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.325-327, 1999.
 - 12) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, pp.501-622, 2007.
 - 13) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, pp.258-266, 2001.
- (2012. 9. 21 受付)

EVALUATION ON 2nd RIGIDITY DECLINE RATE AND DUCTILITY FACTOR OF FLEXIBLE RC PIER WITH I SHAPE SECTION ON HORIZONTAL LOADING

Hisanori OTSUKA, Wenjun GAO, Joon-Ho CHOI and Takehiro IMAMURA

Flexible reinforced concrete piers with I shape section are originally designed in Japan, however, there is little research report, nor application abroad. In the domestic bridge strength design, the designed shear strength is usually greater than the horizontal earthquake force because of empirically the piers' bend strength is assumed to be great and the shear strength is weak. However, according to experiment results, those piers' structure results in bend failure instead of brittle shear failure. Based on the horizontal loading test, the relationship of the characteristic of the restoring force and damage condition were clarified, the damage condition and ductility factors of the piers by finite element analysis were evaluated.