

ハイブリッド載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の再評価

河野直也¹・川島一彦²

¹学生会員 東京工業大学大学院 修士課程 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²フェロー 工博 東京工業大学大学院 教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

1. まえがき

地震時保有水平耐力法に基づく RC 橋脚の耐震設計では、終局変位をどのように設定するかが重要である。RC 橋脚模型の繰り返し載荷実験結果に対する検討から、武村・川島らは平成 8 年道路橋示方書の終局変位算定法に基づけば、終局変位は、おおむねかぶりコンクリートが剥落し始めるときの変位に相当することを指摘している¹⁾。

一方で近年、断層近傍地震動を用いたハイブリッド載荷実験や振動台実験が行われるようになってきた。例えば、荻本・川島らの実験など²⁾では、計算上の終局変位を大きく上回る変位を生じているにも関わらず、損傷は限定的であることが指摘されている。このことは、Kawashima & Koyama³⁾、武村・川島⁴⁾らによって、繰り返し載荷実験における同一載荷ステップでの載荷繰り返し回数が曲げ変形性能に大きな影響を与えることが明らかにされ、これが平成 8 年道路橋示方書においてタイプ I 地震動、タイプ II 地震動に応じた曲げ変形性能の算定法として取り入れられてきているが、これよりも断層近傍地震動の作用下では橋脚の曲げ変形性能はさらに大きい可能性を示唆している。

そこで本研究では、断層近傍地震動を用いたハイブリッド載荷実験において、平成 8 年道路橋示方書に規定される終局変位はどのような損傷に対応するかを検討するとともに、平成 8 年道路橋示方書で規定されている終局状態に相当する変位はどの程度となるかを検討することとする。繰り返し載荷実験での終局変位の位置づけを再検討するために、同一断面を用いて、繰り返し載荷実験とハイブリッド載荷実験の両者が行われている実験を対象とすることとした。

2. 検討に用いた実験結果

ここでは、繰り返し載荷実験結果としては早川・川島らの実験結果⁵⁾を、ハイブリッド載荷実験結果としては荻本・川島らの実験結果²⁾を用いる。これらの実験では、図-1 に示すように 400mm×400mm の正方形断面を有する 4 体の同一特性を持つ RC 単柱式橋脚模型が用いられている。橋脚高さは 1350mm、かぶりコンクリート厚は 40mm、せん断支間比は 3.75、軸方向鉄筋比は 1.27%、帯鉄筋体積比は 0.79%である。

繰り返し載荷実験において、載荷変位はドリフト 0.5% (=6.75mm) を基準に、その整数倍で順次変位を増加されている。また同一変位による繰り返し回数は 3 回とされている。ハイブリッド載荷実験において、入力地震動は、1995 年兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測された記録の加速度振幅をオリジナルの 30%、40%に縮小した地震動（以下それぞれ Kobe 30%、Kobe 40%）の NS 成分と 1994 年米国 Northridge 地震時に Sylmar Parking Lots で観測された記録の加速度振幅をオリジナルの 50%に縮小した地震動（以下、Sylmar 50%）の NS 成分が用いられている。

3. ハイブリッド載荷実験に基づく終局変位の再評価

応答変位を降伏変位で除した値を応答じん性率と定義し、上述した実験に対して、地震時保有水平耐力法に基づき算出される終局変位を降伏変位で除した値（以下、終局じん性率と呼ぶ）と、繰り返し載荷実験およびハイブリッド載荷実験において、かぶ

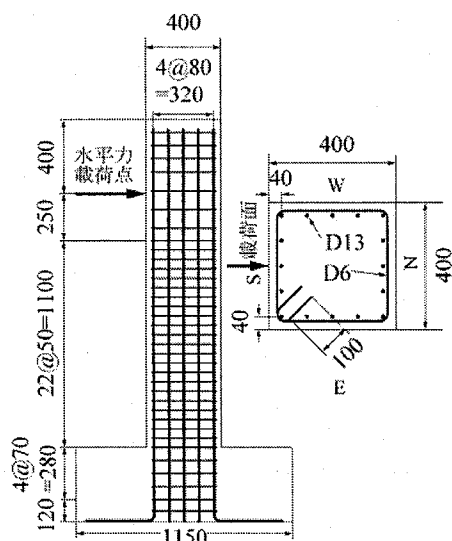


図-1 実験に用いられた供試体

りコンクリートの剥落が生じ始める時の応答じん性率の関係をプロットすると、図-2のようになる。なお、Kobe 30%を入力した場合には、まだかぶりコンクリートは剥落しなかったため、かぶりコンクリートが剥落する応答じん性率はこれ以上になるという意味で、矢印付きで最大応答じん性率の値をプロットしている。これによれば、繰り返し載荷実験ではかぶりコンクリートの剥離が生じ始める最大応答じん性率は5.4と、道路橋示方書による終局じん性率3.6と近い値であるが、ハイブリッド載荷実験では、道路橋示方書により求められる終局じん性率を大きく上回る応答じん性率にならないとかぶりコンクリートの剥落は生じ始めない。道路橋示方書による終局変位に達した段階ではハイブリッド載荷実験においてはまだ曲げ引張ひび割れが生じる程度であり、かぶりコンクリートはまだ剥落しない。したがって、道路橋示方書による終局変位は安全側ではあるが、本来の終局変位を過小に評価していることがわかる。

4. 新たな終局変位算定法の提案

(1) 終局状態の定義

以上のように、断層近傍地震動の作用下では現在の終局変位は実際の終局変位を過小に評価しているため、本研究では、ハイブリッド載荷実験に基づき新たに終局変位を算定することを提案する。ここでは、終局として、以下の2つの状態を想定する。

- (1) かぶりコンクリートの剥落が生じる時
- (2) 軸方向鉄筋の座屈が生じる時

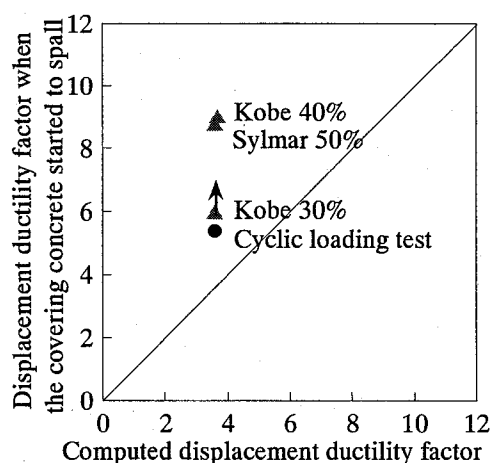


図-2 終局じん性率とかぶりコンクリートの剥落が生じる時の応答じん性率の関係

このうち、(1)の定義に基づく終局変位は、今回検討に用いているハイブリッド載荷実験結果から定めることができるが、(2)の定義に基づく終局変位は、今回の検討に用いた実験では軸方向鉄筋の座屈が生じていないため、直接求めることができない。このため、ここでは橋脚損傷度 α を定義することにより、終局変位を推定することとする。また、その際に既往の研究からファイバー要素解析は最大応答付近までは実験結果に対する再現性が高いことがわかっているため、ファイバー要素解析結果を用いることとする。

(2) 橋脚損傷度 α と応答じん性率の関係

ハイブリッド載荷実験の損傷状態に基づき、終局変位の定義を行うために、次式により橋脚損傷度 α を定義する。

$$\alpha = \frac{A_d}{A_g} \quad (1)$$

ここで、 α ：橋脚損傷度、 A_g ：コンクリートの断面積、 A_d ：終局ひずみ以上の損傷（以下、終局ひずみ損傷と呼ぶ）が生じるコンクリートの面積である。ここで、終局ひずみ損傷が生じるコンクリートの面積とは、コンクリートのひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} を超える領域（以下、終局ひずみ損傷領域と呼ぶ）の面積と定義する。

繰り返し載荷実験に対して、ドリフト 2.5%、3.5%、4.5%を例にとり、コンクリートの終局ひずみ損傷領域がどのように広がるかを示すと、図-3のようになる。コンクリートのひずみは場所により変化するが、ここでは終局ひずみ損傷領域とそれ以

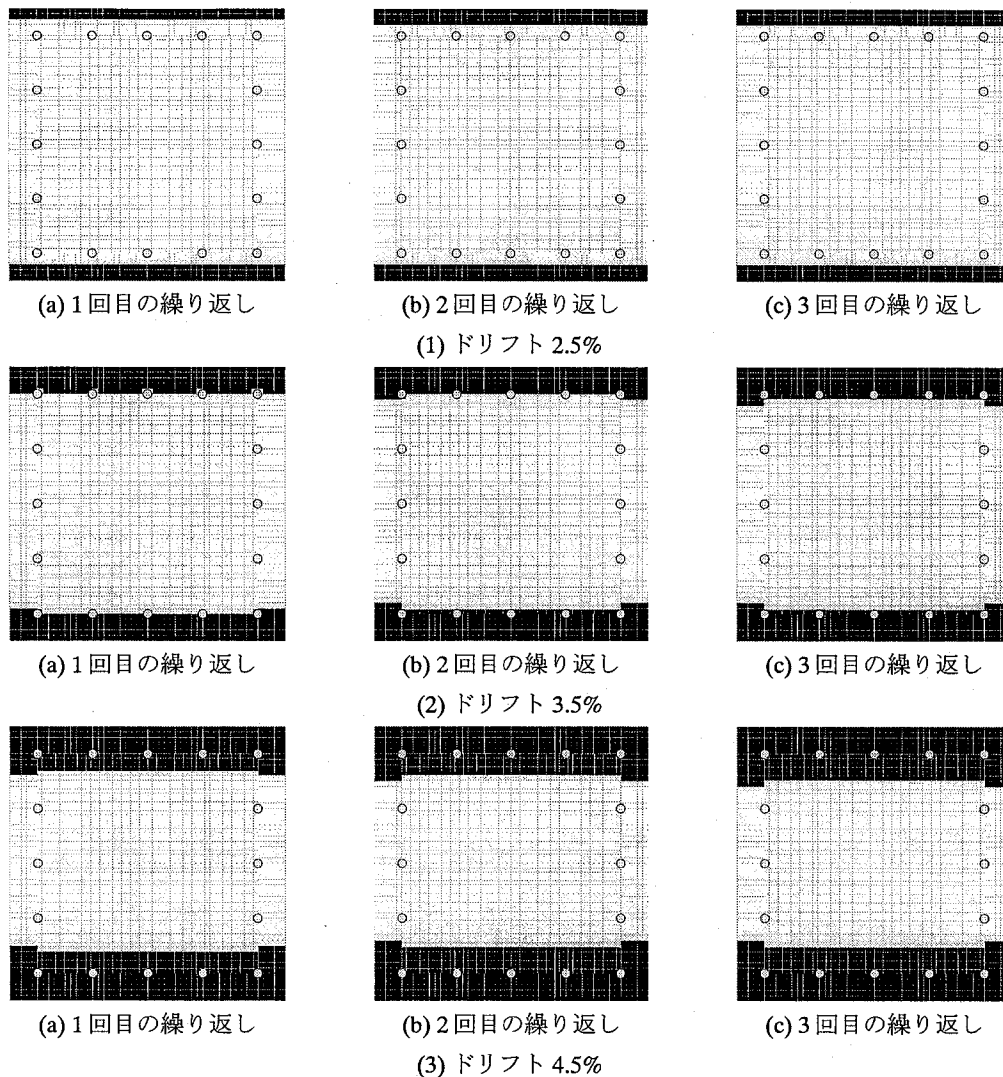


図-3 断面の終局ひずみ損傷領域

外の領域の2つに分けてひずみ分布を示している。ここで、重要な点は、繰返し载荷では変位制御により正負に同じ変位を与えるので、コンクリートの損傷は正側、負側にほぼ同程度に生じる点である。終局ひずみ損傷領域は载荷ドリフトの増大に伴い大きく進展するが、同一変位振幅の载荷でも、繰返し回数が1, 2, 3回と増加するにつれて、終局ひずみ損傷領域は増大する。例えば、ドリフト3.5%の場合を例にとると、载荷繰返しが1, 2, 3回と増加するにつれて橋脚損傷度 α はそれぞれ0.21, 0.23, 0.24と増大する。

このようにして求めた橋脚損傷度 α と载荷変位（応答じん性率で表現する）の関係をプロットすると、図-4のようになる。ここには、前述したドリフト2.5%, 3.5%, 4.5%の他に、ドリフト2.0%, 3.0%, 4.0%, 5.0%の結果も示している。同一応答じん性率に対して各3個の橋脚損傷度 α があるのは、3回の繰返しに相当する橋脚損傷度 α を示してい

るためである。これによれば、全体として、橋脚損傷度 α は応答じん性率と比例関係にあり、今、1回目の载荷に相当する応答じん性率 μ_c と橋脚損傷度 α の関係を線形近似すると次のようになる。

$$\mu_c = 3.12 + 14.3\alpha \quad (2)$$

式(2)による応答じん性率 μ_c と橋脚損傷度 α の関係も図-4に示している。

同様に、ハイブリッド载荷に対して、応答じん性率と橋脚損傷度 α との関係を求める。Kobe 40%を入力した場合の応答変位と橋脚損傷度 α を図-5に示す。ここで、図中のa~fの時点における断面の損傷状態を示すと図-6のようになる。この载荷では、点cの直前にかぶりコンクリートが剥落したが、軸方向鉄筋の座屈は最後まで生じていない。橋脚損傷度 α は、点a（応答じん性率4.7）で0.09になり、点c（応答じん性率9.6）では0.21、点e（応答じん性率6.3）では0.22になる。このように、それまでに

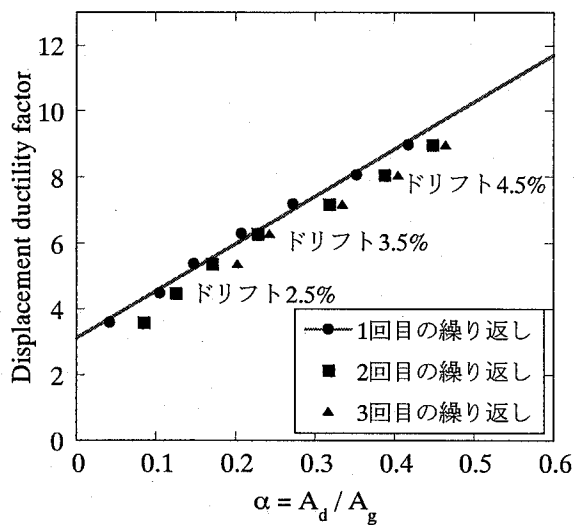


図-4 応答じん性率と橋脚損傷度 α の関係

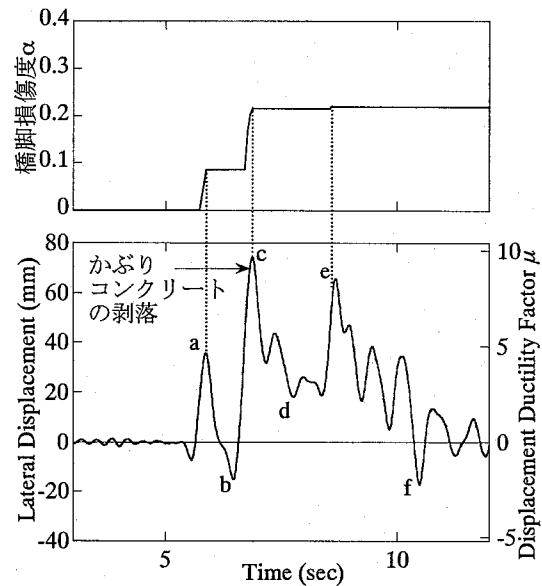


図-5 時刻歴応答変位および橋脚損傷度 α (Kobe 40%)

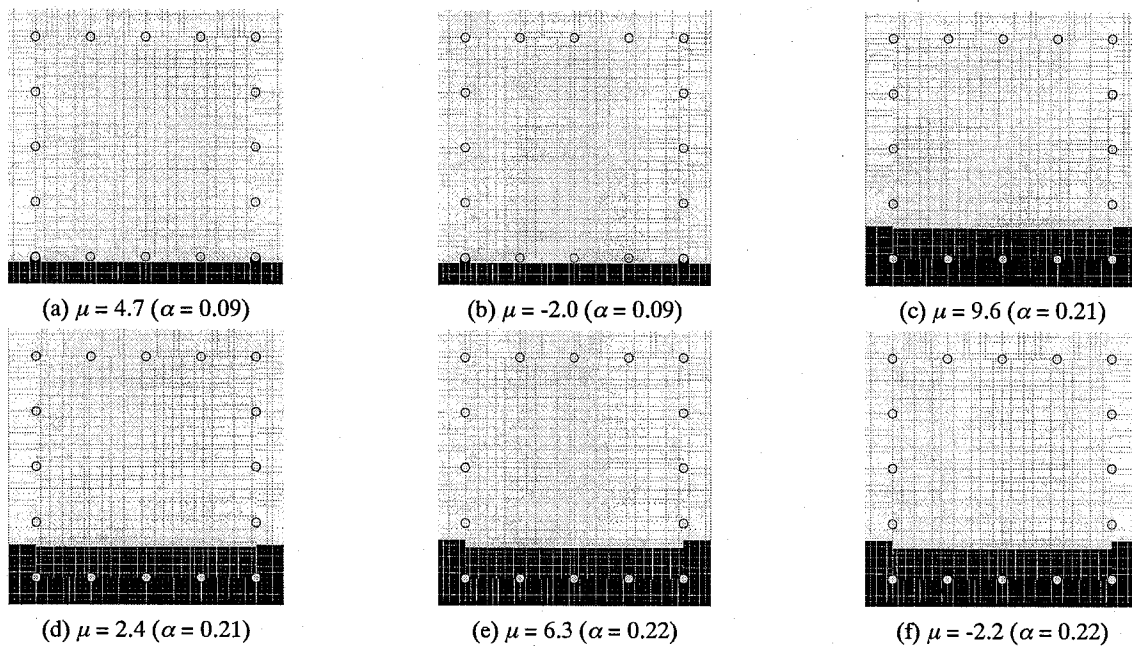


図-6 断面の終局ひずみ損傷領域 (Kobe 40%)

正側あるいは負側において経験した最大応答変位を上回る応答変位が生じない限りは一般に新たに終局ひずみ損傷領域は進展しないため、橋脚損傷度 α も変化しない。

以上の結果で重要な点は、JMA 神戸地震動のような断層近傍地震動を作用させた場合には、橋脚には一方向に大きな変位を生じ、このため、終局ひずみ損傷領域も片側に集中する点である。前述したように、繰返し載荷では変位制御により、両側に同じだけ変位させるため、両側ともに終局ひずみ損傷領域が生じるが、ハイブリッド載荷実験では、片側に終局ひずみ損傷領域が集中する。

繰返し載荷とハイブリッド載荷の違いを知るため、同一変位が橋脚に生じた時刻におけるコアおよびかぶりコンクリート、鉄筋の応力状態を比較した結果が図-7 および図-8 である。ここでは、繰返し載荷では図-3(2)(a)に示したかぶりコンクリートが剥落したドリフト 3.5%の1回目の載荷に着目し、この時に生じた 47.3mm (応答じん性率 6.3) と同じ変位が Kobe 40%を入力したハイブリッド載荷で生じた時刻 6.74 秒 (図-5 において、点 c に達する手前) における最外縁中央のコアおよびかぶりコンクリート、軸方向鉄筋の応力状態を比較している。最外縁のコアコンクリートに着目すると、繰返し載

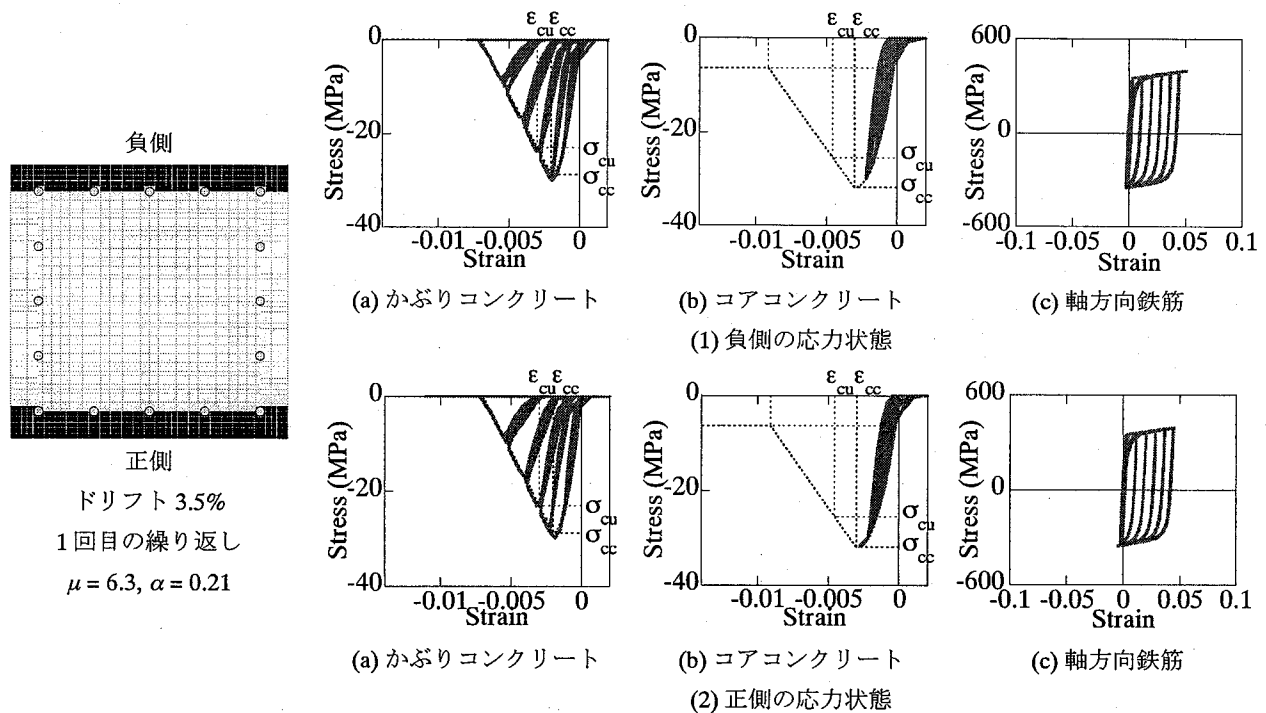


図-7 繰り返し載荷の場合のかぶりおよびコアコンクリート、鉄筋の応力状態（応答じん性率 6.3）

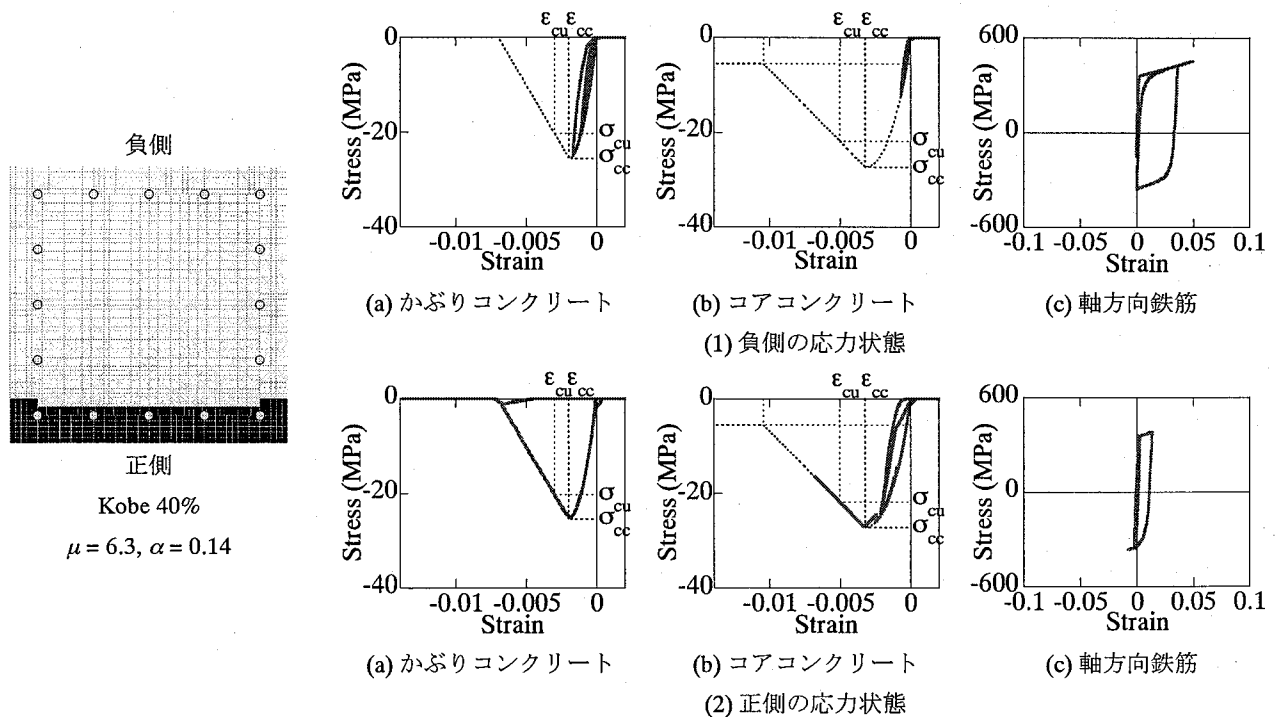


図-8 Kobe 40%を入力した場合のかぶりおよびコアコンクリート、鉄筋の応力状態（応答じん性率 6.3）

荷した場合には、正側圧縮縁では 2752μ 、負側圧縮縁では 2235μ とほぼ同程度のひずみが生じている。載荷変位を順次増加しているため、除荷、再載荷を多数回受けてきている。これに対して、ハイブリッド載荷した場合には、正側圧縮縁では上述した繰り返し載荷した場合の $2235\mu \sim 2752\mu$ を上回る 6867μ の圧縮ひずみが生じているのに対して、負側

圧縮縁では 705μ の圧縮ひずみしか生じていない。また、図-5 からわかるように、この段階までに受けた履歴が少ないため、除荷、再載荷もわずかしを受けていない。

このような違いが、繰り返し載荷では正側でかぶりコンクリートが剥落したのに対して、ハイブリッド載荷では、まだかぶりコンクリートが剥落しない

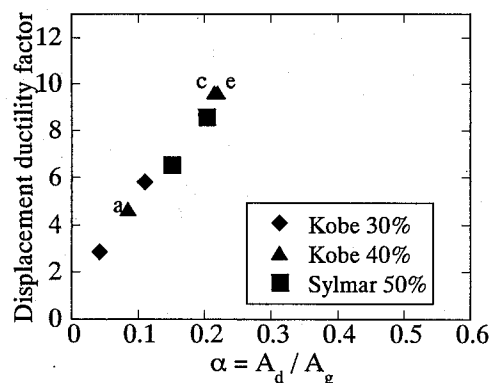


図-9 ハイブリッド载荷における
応答じん性率と橋脚損傷度 α の関係

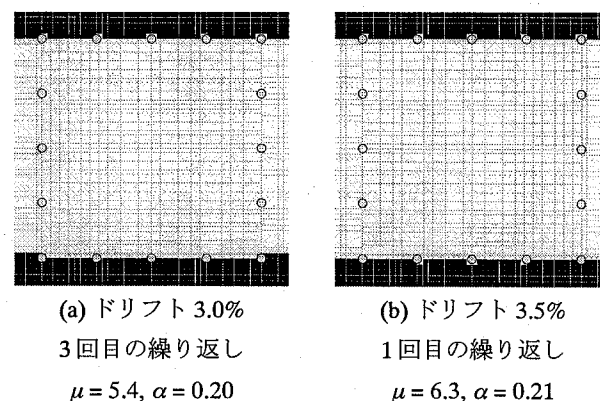


図-10 繰り返し载荷において
かぶりコンクリートが剥落する時

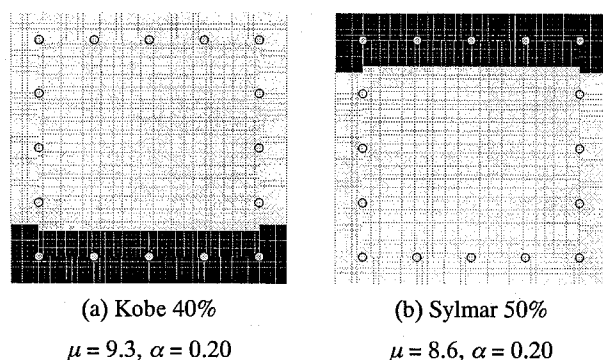


図-11 ハイブリッド载荷において
かぶりコンクリートが剥落する時

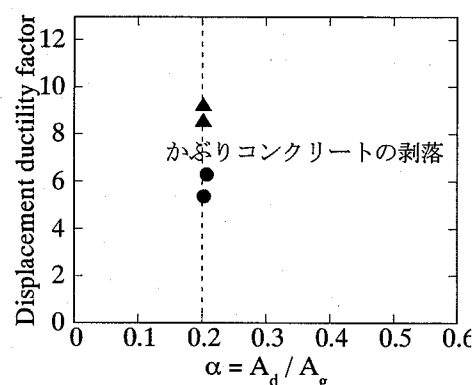


図-12 かぶりコンクリートが剥落する時の
応答じん性率と橋脚損傷度 α の関係

という違いになって現れている。このように、コンクリート強度に近い領域で除荷、再载荷の繰り返しが生じると、かぶりコンクリートの剥落やコアコンクリートの損傷に大きく影響するという事は、単純に繰り返し载荷とハイブリッド载荷による有効载荷回数の違いと見る事ができるが、同時に、ハイブリッド载荷では図-5 に示したように一方向に大きく偏った状態で振動したことに影響している。もし、図-5 の点 c に相当する変位だけ負側にも橋脚が応答すれば図-8 において、コアおよびかぶりコンクリートはコンクリート強度付近でもっと大きい除荷、再载荷が生じたはずである。このように、断層近傍地震動を入力したハイブリッド载荷では一方向に大きく偏った応答となることが、最大応答変位としては繰り返し载荷と同じだけの値に達したにもかかわらず、橋脚の損傷が大幅に小さく留まっている理由と考えられる。ただし、本検討とは別の問題であるが、一方向に大きく偏った応答が生じるといことは、地震後に残留変位が大きくなりやすいということであり、これについてはどれだけの残留変位を許容できるかという観点から検討する必要がある。

る。

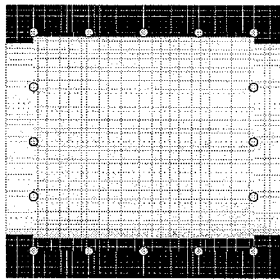
(2) かぶりコンクリートの剥落が生じる時を終局と定義する場合

橋脚損傷度 α が変化する時刻 (Kobe 40%入力の場合には、時刻 a, c, e) の応答じん性率と橋脚損傷度 α の関係を Kobe 40%, Kobe 30%, Sylmar 50%入力の場合についてそれぞれ求めると図-9 になる。繰り返し载荷した場合の図-4 と同様に、応答じん性率 μ_H と橋脚損傷度 α の関係はおおむね比例関係があり、これを線形近似すると、

$$\mu_H = 1.37 + 37.2\alpha \quad (3)$$

の関係が得られる。ここで、 μ_H はハイブリッド载荷による応答じん性率であり、式(2)のと区別するために、下添字 H を付けている。

かぶりコンクリートの剥落に着目すると、これが生じるのは、繰り返し载荷実験においては、ドリフト 3.0% (応答じん性率 5.4) の 3 回目の繰り返しからドリフト 3.5% (応答じん性率 6.3) の 1 回目の繰り返しにかけてである。この時の断面の終局ひずみ損傷領域を示すと図-10 のようになり、橋脚損傷度



(a)ドリフト 4.0%1回目の繰り返し

$$\mu = 7.2, \alpha = 0.27$$

図-13 繰り返し載荷において
軸方向鉄筋が座屈する時

一方、ハイブリッド載荷実験でかぶりコンクリートが剥落したのは、Kobe 40%を入力した場合には図-5 に示した時刻 c の直前（応答じん性率 9.3）、Sylmar 50%を入力した場合には応答じん性率 8.6 の時である。Kobe 30%を入力した場合にはかぶりコンクリートは剥落していない。αを求めるとドリフト 3.0%の 3 回目では 0.20、ドリフト 3.5%の 1 回目では 0.21 となる。

これらの時の橋脚断面の終局ひずみ損傷領域を示すと図-11 のようになる。橋脚損傷度αを求めると、Kobe 40%を入力した時刻 c の直前では 0.20、Sylmar 50%を入力した時刻 d では 0.20 である。以上に示した繰り返し載荷実験（ドリフト 3.0%の 3 回目およびドリフト 3.5%の 1 回目）、Kobe 40%および Sylmar 50%を入力した場合のハイブリッド載荷実験に対する橋脚損傷度αと応答じん性率の関係をプロットすると図-12 のようになる。これより、かぶりコンクリートが剥落する時の橋脚損傷度αは繰り返し載荷した場合にもハイブリッド載荷した場合でも、0.2 程度となることがわかる。したがって、かぶりコンクリートの剥落を終局と定義する場合には、橋脚損傷度αが 0.2 となる変位を終局とみなせばよいことになる。

(3) 軸方向鉄筋の座屈が生じる時を終局と定義する場合

繰り返し載荷実験では、ドリフト4.0%の1回目の繰り返しの時に軸方向鉄筋の座屈が生じた。この時の断面の終局ひずみ損傷領域を表すと図-13のようになり、橋脚損傷度αを求めると0.27となる。

ハイブリッド載荷実験では、軸方向鉄筋の座屈が生じるまでの載荷が行われていないため、上述した

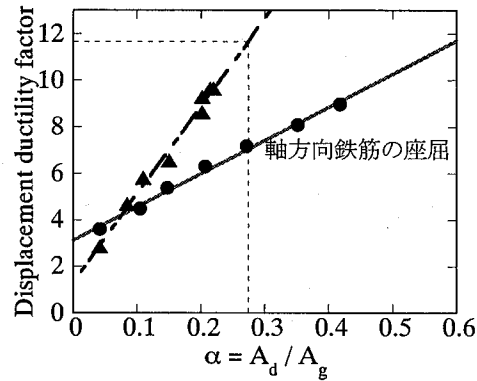


図-14 ハイブリッド載荷において軸方向
鉄筋が座屈する時の応答じん性率の推定

かぶりコンクリートの剥落を終局と定義する場合のように終局変位を直接実験結果から評価することができない。このため、橋脚損傷度αを基に、軸方向鉄筋が座屈する時を終局と定義した場合の変位を求める方法を考える。かぶりコンクリートの剥落が生じる時の橋脚損傷度αは繰り返し載荷やハイブリッド載荷等、載荷方法によらずほぼ0.2程度であった。このことから、軸方向鉄筋の座屈が生じる時の橋脚損傷度αも載荷方法によらずある一定値を取ると仮定する。

前述したように繰り返し載荷実験において軸方向鉄筋が座屈する時の応答じん性率は7.2、橋脚損傷度αは0.27であったため、軸方向鉄筋が座屈する時の橋脚損傷度αを0.27と仮定すると、図-14および式(2)、式(3)からハイブリッド載荷における軸方向鉄筋が座屈する応答じん性率11.4を得ることができる。ハイブリッド載荷に基づく、軸方向鉄筋が座屈する時の応答じん性率は、繰り返し載荷に基づいて求めた値の1.6倍になることがわかる。

5. まとめ

ハイブリッド載荷実験結果に基づいて、道路橋示方書に規定される終局変位はどのような損傷状況に相当するかを検討するとともに、終局状態に至る変位の予測を行った。本研究で得られた結果をまとめると、以下ようになる。

- (1) 同一繰り返し回数を3回とした繰り返し載荷実験に基づく、道路橋示方書により求められる終局変位は、おおむねかぶりコンクリートの剥落が生じ始める時の変位に相当する。
- (2) 断層近傍地震動を入力としたハイブリッド載荷実験に基づく、道路橋示方書により規定され

る終局変位に相当する変位を生じて、まだ、かぶりコンクリートの剥落は生じない。

- (3) ハイブリッド載荷実験においてかぶりコンクリートの剥落が生じ始める応答じん性率は9.3程度であり、繰り返し載荷実験においてかぶりコンクリートの剥落が生じ始める応答じん性率の1.6倍程度大きい。
- (4) 橋脚損傷度 α を定義して、ハイブリッド載荷実験において軸方向鉄筋の座屈が生じる時の応答じん性率を予測すると11.4となり、繰り返し載荷実験において軸方向鉄筋の座屈が生じる時の応答じん性率の1.6倍程度大きい。
- (5) 断層近傍地震動を入力としたハイブリッド載荷実験に基づくと、繰り返し載荷ほど両側に変位しないため、損傷が限られていると考えられるが、一方で残留変位が生じるため、残留変位に対する照査が必要である。

参考文献

- 1) 武村浩志, 川島一彦, 運上茂樹, 星隈順一: 繰り返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.869-880, 1997.
- 2) 荻本英典, 川島一彦, 渡邊学歩, 永田聖二: 水平2方向地震力の同時作用がRC単柱式橋脚の耐震性に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.33-50, 2005.10
- 3) Kawashima, K. and Koyama, T. : Effects of Cyclic Loading Hysteresis on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers, *Proc. JSCE, Structural Eng. /Earthquake Eng.*, Vol.5. No.2, pp. 343-350, 1988.
- 4) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.849-858, 1997.
- 5) 早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 2方向地震力を受けるRC橋脚の耐震性に関する研究, 土木学会論文集, No.759/I-67, pp. 79-98, 2004.4