

繰返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価

Evaluation of Ultimate Displacement of Reinforced Concrete Bridge Piers Based on Dynamic Loading Tests

武村浩志¹、川島一彦²、運上茂樹³、星隈順一⁴

TAKEMURA Hiroshi, KAWASHIMA Kazuhiko, UNJYOH Shigeki and HOSHIKUMA Jun-ichi

1 東京工業大学 工学部土木工学科 研究生 (〒112 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

2 東京工業大学 工学部土木工学科 教授 (同上)

3 建設省土木研究所 耐震研究センター耐震研究室 室長 (〒305 茨城県つくば市旭 1)

4 建設省土木研究所 耐震研究センター耐震研究室 研究員 (同上)

This paper presents an analysis of ultimate displacement of reinforced concrete bridge piers based on a series of lateral loading test results. Since the 1990 Seismic Design Specifications of Highway Bridges issued by the Ministry of Construction, the allowable displacement has been assumed to be a displacement where flexural strength of reinforced concrete piers initiates to decrease after its peak value. Because the ultimate displacement evaluated by the 1990 Specifications almost corresponds to a displacement when longitudinal reinforcements start to rupture, the allowable displacement has been regarded that it can be computed assuming a safety factor of 1.5 based on a procedure described in the Specifications. However, the Specifications currently being revised includes various modifications including a new stress-strain relation of confined concrete and plastic hinge zone. It is therefore required to reevaluate what the ultimate displacement computed by the revised Specification represents. This paper shows an analysis on the ultimate displacement evaluated by the revised Specifications based on 20 loading test specimens. It is found from the analysis that the ultimate displacement corresponds to a displacement when cover concrete of piers starts to crush and drop off.

Key Words: Seismic design, Bridge, Reinforced concrete structure, Ductility, Plastic hinge length, Design Specific

1. まえがき

兵庫県南部地震では、RC橋脚に甚大な被害が生じ、改めて地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の重要性が認識された¹⁾。道路橋の耐震設計では、昭和55年の改訂で地震時変形性能照査の規定が取り入れられたが、これは従来の震度法に用いる設計震度を1.3倍した地震力に対して、変形性能を照査するだけの規定であり、1.3倍の根拠も含めて設計法としては未分化なものであった。平成2年道路橋示方書になり、0.7~1 g相当の弾性応答地震力を想定し、エネルギー一定則に基づく耐震設計法がRC橋脚の地震時保有水平耐力の照査法として導入され、さらにこれが平成7年の兵庫県南部地震を経て、その年の2月に建設省より出された復旧仕様では、地震の影響の大きいすべての部材に適用されることになった²⁾。また現在、道路橋示方書の改訂が進められているが、この中では地震時保有水平耐力法として震度法と並ぶ基本的な耐震設計法として現在に至っている^{2) 3)}。

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。曲げ破壊先行型の橋脚について平成2年の道路橋示方書では、許容変位として「一般にコンクリートの剥離が生じ、最大

耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める点」とし、この点は計算上「安全係数1.5に相当する変位」としている。これは、水平交番地震力の作用下で、コンクリートの剥落から、圧壊、さらには軸方向鉄筋の破断に伴い耐力が急速に低下し始める一連の損傷過程の中で、許容変位がこうした急速な耐力低下を生じ始める前の変位であることを示している。また、平成2年の道路橋示方書に基づく水平荷重~水平変位の計算法によれば、計算上の終局変位は実験結果に基づけば軸方向鉄筋が破断し始める変位に相当する⁴⁾。こうしたことから、安全係数1.5に相当する変位は上述したように「最大耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める点」と判断されたものである。ただし、これはあくまでも、帯鉄筋の横拘束効果を考慮していないコンクリートの応力度~ひずみ関係等、平成2年の道路橋示方書に規定された方法を用いた場合の結果である。

新道路橋示方書の改訂(以下、新道路橋示方書案と呼ぶ)の中では、塑性ヒンジ区間の導入、帯鉄筋による横拘束効果等を新たに導入し、終局変位の求め方を改訂することが提案されている、これに伴い新しい終局変位がどのような位置づけになるかを検討しておくことは、地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計では、きわめて重要なことと考え

られる。

このような点から、RC橋脚模型の動的載荷実験結果に基づいて、新道路橋示方書案で提案されている終局変位の算定方法を検討したので、この結果を報告する。

2. 終局変位の算出

(1) 橋脚基部の曲げ塑性ヒンジに伴う終局変位の算出

地震時保有水平耐力法に基づくRC橋脚の耐震設計では、橋脚を高さ方向にm分割し、それぞれの要素内でコンクリートおよび鉄筋の応力度～ひずみ関係を仮定し、平面保持の法則を仮定して、次のつり合い条件を満足する中立軸位置を求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} \quad (1)$$

ここで、 N ＝各要素に作用する軸力、 σ_{ci} 、 σ_{si} ＝各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度、 A_{ci} 、 A_{si} ＝各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積である。中立軸が求まれば、曲げモーメント M および曲率 ϕ は、次式により求められる。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} x_i A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} x_i A_{si} \quad (2)$$

$$\phi = \epsilon_{c0} / x_0 \quad (3)$$

ここで、 x_i ＝各微小要素内のコンクリートまたは鉄筋から図心軸までの距離、 ϵ_{c0} ＝コンクリートの縁ひずみ、 x_0 ＝コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離である。これより、各断面ごとにひび割れ時、降伏時、終局時の曲げモーメント（それぞれ、 M_c 、 M_y 、 M_u と表す）、曲率（ ϕ_c 、 ϕ_y 、 ϕ_u ）を求めることができる。

ここで、コンクリートの応力度～ひずみ関係が重要であり、平成2年道路橋示方書および新道路橋示方書案では、それぞれ、図-1 (a)、(b)のように与えられている。平成2年の道路橋示方書では、帯鉄筋による横拘束効果ははっきりした形では見込まれておらず、次のように与えられている。ただし、記号は後述の新道路橋示方書案に合わせている。

$$\sigma_c = \begin{cases} 0.85\sigma_{c0} \frac{\epsilon_c}{0.002} (2 - \frac{\epsilon_c}{0.002}) & \dots 0 \leq \epsilon_c \leq 0.002 \\ 0.85\sigma_{c0} & \dots 0.002 \leq \epsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 σ_c 、 ϵ_c ＝コンクリートの応力度、ひずみ、 σ_{c0} ＝コンクリートの設計基準強度である。

これに対して、新道路橋示方書案では、帯鉄筋による横拘束効果を見込んで、コンクリートの応力度～ひずみ関係は、次のように提案されている⁵⁾。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] & \dots 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc} \\ \sigma_{cc} E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & \dots \epsilon_{cc} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (5)$$

ここで、

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (6)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{c0} + 3.8\alpha\rho_s\sigma_{yh} \quad (7)$$

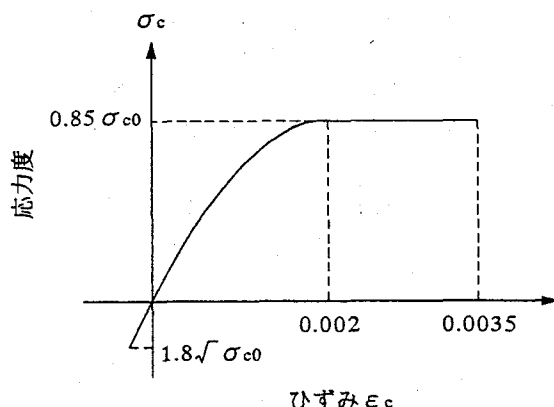
$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s \sigma_{yh}}{\sigma_{c0}} \quad (8)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{cc}^2}{\rho_s \sigma_{yh}} \quad (9)$$

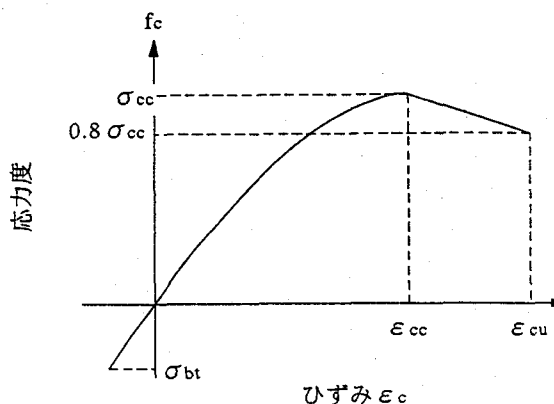
$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (10)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{s \cdot d} \quad (11)$$

ここで、 σ_{cc} ＝横拘束されたコンクリートの強度、 ϵ_{cc} 、 ϵ_{cu} ＝コンクリートの最大圧縮時および終局時のひずみ、 E_{des} ＝下降勾配、 E_c ＝コンクリートのヤング係数、 ρ_s 、 A_h 、 s 、 d 、 σ_{yh} ＝横拘束筋の体積比、断面積、間隔、有効長、降伏強度、 α 、 β ＝断面補正係数で、円形断面の場合には、 $\alpha=1.0$ 、 $\beta=1.0$ 、矩形断面の場合には $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.4$ である。



(a) 平成2年道路橋示方書（ケース1）



(b) 新道路橋示方書案（ケース2）

図-1 コンクリートの応力～ひずみ関係

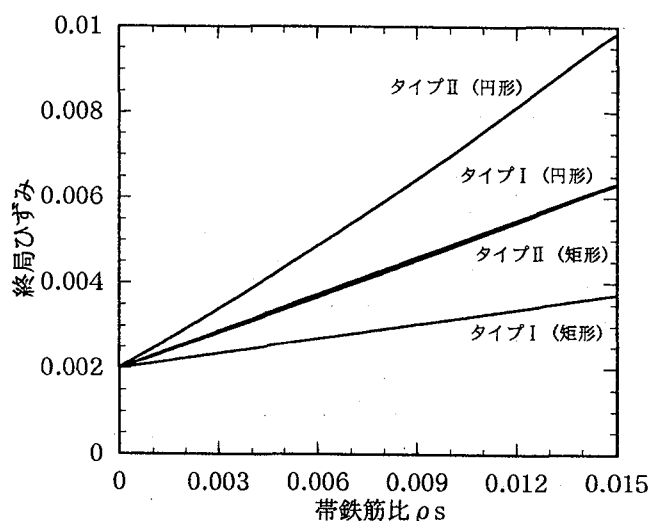


図-2 式(8)、(10)による終局ひずみ

また、地震動のタイプを、関東地震による東京での地震動のように繰り返し回数の多いタイプⅠと、兵庫県南部地震による神戸のように繰り返し回数の少ないタイプⅡに分け、タイプⅠに対しては ε_{cc} に、またタイプⅡに対しては ε_{cu} に、それぞれ相当する変位を終局変位とみなしている。これは、一定変位振幅で何回かの載荷を繰り返しながら載荷振幅を順次上げていく方式の繰り返し載荷実験結果によれば、同一変位振幅の繰り返し載荷回数が多いほど橋脚の損傷が著しく⁹⁾、こうした特性をじん性率に取り入れるための1つの方法として提案されているものである。

図-2は、帯鉄筋比 ρ_s の関数として式(8)、(10)による終局ひずみを示したものである。ただし、ここでは、 $\sigma_{c0} = 35.3 \text{ N/mm}^2$ (360kgf/cm²)、 $\sigma_{yh} = 308.7 \text{ N/mm}^2$ (3150kgf/cm²)と仮定した場合の結果を示している。平成2年の道路橋示方書では地震動のタイプや帯鉄筋比によらず終局ひずみは0.0035としている。矩形断面の場合に着目すれば、図-2により、帯鉄筋比 ρ_s がタイプⅠでは1.3%以上、タイプⅡでは0.54%以上でなければ、0.0035の終局ひずみが確保されないことになる。

平成2年道路橋示方書では、以上のようにして求められる曲率を慣性力の作用位置からの高さを乗じた値を高さ方向に積分することにより、また、新道路橋示方書案では、式(12)によりそれぞれ終局変位を求める。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(H - L_p/2) \quad (12)$$

ここで、 δ_y 、 δ_u は降伏変位、終局変位、 y は慣性力の作用位置からの距離、 L_p は塑性ヒンジ長、 H は橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの高さ、 D は断面高さである。ここで、塑性ヒンジ長は次式より求める。

$$L_p = 0.2H - 0.1D \leq 0.5D \quad (13)$$

また、許容塑性率は、降伏変位および終局変位から、次式のように求められる。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (14)$$

ここで、 α = 安全率である。

なお、新道路橋示方書案では、最外縁に配置された軸方向圧縮鉄筋中心位置においてコンクリートの圧縮ひずみがそれぞれの地震動のタイプに対応する終局ひずみに達する時を終局時と提案されているが、本解析では、計算によって求められるコンクリートの最外縁の圧縮ひずみが終局ひずみに達する時を終局時と考えることとした。これは、新道路橋示方書案の改定案では、橋脚が非線形域に入るような状況下では、帯鉄筋で拘束されないかぶりコンクリートの抵抗は考慮すべきではないと安全側の配慮が取り入れられているのに対して、実験ではかぶりコンクリートの抵抗が存在し、実験との比較をする上ではこれを無視することができないためである。なお、帯鉄筋で囲まれたコンクリートの断面積に対するかぶりコンクリートの面積の比が、実橋脚に対して実橋脚模型では大きく、これを無視することの影響が模型橋脚では相対的に大きいという点もこの判断に入っている。また、 σ_{c0} としては、設計基準強度ではなく、載荷実験当日のコンクリートの実強度を用いた。これは、本研究の目的が、あくまでもコンクリートの実際の終局変位と解析結果を比較することにあるためである。

(2) 軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しの影響の補正

繰り返し荷重を作用させた場合には、フーチングから軸方向鉄筋がのび出すため、橋脚天端で計測される水平変位にはこの影響が含まれる。この影響は、橋脚模型のように断面が小さい場合には無視できない大きさとなることがある。このため、ここでは、太田らにより提案された方法⁶⁾によりこの影響を考慮することとした。すなわち、フーチング内の軸方向鉄筋のひずみがフーチング上面からの距離に応じて線形に減少すると仮定すると、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによって橋脚天端に生じる水平変位 δ_2 は、次のようになる。

$$\delta_2 = \theta \cdot H \quad (15)$$

$$\theta = \frac{A_s \cdot \varepsilon_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs} \cdot x} \quad (16)$$

ここで、 A_s 、 U は軸方向鉄筋の断面積、周長、 ε_s 、 σ_s は橋脚躯体底面における軸方向鉄筋のひずみおよび応力度、 τ_{bs} は軸方向鉄筋とフーチングコンクリートとの平均付着応力度、 x は中立軸から軸方向鉄筋までの距離である。

したがって、上記(1)により求めた曲げによる変位に、式(15)によって求められる軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによる変位を加えて、橋脚天端に生じる変位を求める。

以下、平成2年道路橋示方書方式で求めた終局変位をケース1、式(12)による新道路橋示方書案の方式で求めた終局変位をケース2と呼ぶこととする。なお、以下に解析に用いた実験供試体を示すが、これらは軸方向鉄筋、帯鉄筋等のパラメータが変化した場合に、橋脚の変形特性がどのように変化するかを知るために行った実験に用いた供

表－1 解析に用いた片持ち梁式ＲＣ橋脚模型

供試体	断面寸法 D×W (cm)	かぶり d (cm)	橋脚高さ h (cm)	せん断 支間比 a/d	主鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 ρ_s (%)	繰り返し 回数 (回)
P-10	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10
P-11	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.47	10
P-12	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.47	10
P-13	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.74	10
P-16	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10
P-17	50×50	3.5	175	3.8	2.03	0.24	10
P-19	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	3
P-20	50×50	3.5	175	3.8	2.03	0.24	3
P-22	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	5
P-25	50×50	3.5	116	2.5	2.03	1.18	10
P-26	50×50	3.5	116	2.5	2.03	2.37	10
P-28	φ56.4	3.5	250	4.7	2.03	0.24	10
P-29	φ56.4	3.5	175	3.3	2.03	0.24	10
P-31	φ56.4	3.5	250	4.7	2.03	2.37	10
P-32	φ56.4	3.5	175	3.3	2.03	2.37	10
P-56	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10
P-57	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10
P-58	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	10
TP-1	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	3
TP-2	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	1

試体である。以下では、ケース１あるいはケース２によって求めた終局変位を示すが、これらはあくまでも実験に用いた供試体に対して、これらの方法で終局変位を計算したらどうなるかを示すものであり、実験供試体が平成２年あるいは新道路橋示方書案で提案されている方法で設計されていることを意味するものではないことに注意しなければならない。

3. 解析に用いたＲＣ橋脚模型の動的載荷実験結果

解析に用いたのは、建設省土木研究所で行われた１８体⁴⁾および東京工業大学で実施した２体⁷⁾のＲＣ橋脚模型の正負交番載荷実験結果である。これらの特性は表－１に示す通りであり、いずれも橋脚基部で曲げ破壊が先行した供試体である。荷重は、変位制御により変位振幅漸増型の載荷を行った。ただし、載荷装置の制約で、供試体Ｐ５６～５８、ＴＰ１、２を除き、軸力は作用させていない。都市高速道路タイプの比較的コンクリート断面積を絞った橋脚を想定し、軸方向鉄筋比は２.０３％（Ｐ１０～Ｐ５８）、１.５８％（ＴＰ１、２）とし、せん断支間比を２.５～５.４、帯鉄筋比 ρ_s を０.２４～２.３７％といろいろ変化させると同時に、同一変位振幅における載荷繰り返し回数を１、３、５、１０回と変化させている。同一変位振幅における載荷繰り返し回数を変化させると、橋脚のじん性率が変化することがわがっている⁸⁾。新道路橋示方書案では、載荷繰り返し回数としてタイプⅠでは１０回程度、タイプⅡでは１～３回程度を想定

しているが、ここでは、同一変位振幅における載荷繰り返し回数が１回～５回の場合をタイプⅡ、１０回の場合をタイプⅠとみなすことにする。このようにすると、橋脚模型Ｐ１９、２０、２２およびＴＰ１、２がタイプⅡ、その他の橋脚はタイプⅠの載荷とみなされることとなる。

その他、個別的な供試体の特徴は、以下の通りである。

(１) Ｐ１１およびＰ１２は、それぞれ、基部から橋脚幅の１倍(５０ｃｍ)、２倍(１００ｃｍ)に相当する範囲の帯鉄筋比 ρ_s を０.４７％とし、それ以上の範囲では０.２４％したものである。いずれの供試体も、曲げ破壊し、基本的な特性にはほとんど差が生じなかったため、後述する解析では、 $\rho_s = 0.47\%$ に相当するデータとして取り扱っている。ただし、終局変位の計算には帯鉄筋の変化を見込んでいる。

(２) Ｐ１６は、フーチングから１６０ｃｍの位置で軸方向鉄筋比を２.０３％から１.０２％に段落した場合である。ただし、段落し位置が高かったため、ここでは破壊せず、基部で曲げ破壊した。このため、段落しによる軸方向鉄筋量の変化を見込んだ上で、橋脚基部の軸方向鉄筋比をもつ供試体として、後述の解析では取り扱う。

(３) Ｐ２５、２６は、せん断支間比が２.５と低いが、Ｐ２５は帯鉄筋を用いて、また、Ｐ２６はスパイラル筋を用いて、それぞれ帯鉄筋比が１.１８％、２.３７％となるように横拘束した場合である。このため、せん断破壊せず、基部で曲げ破壊した。

(４) Ｐ２８、２９、３０、３１だけは、円形断面の供試体であ

り、せん断支間比と帯鉄筋比をそれぞれ、3.3と4.7、0.24%と2.37%に変化させた場合である。

(5) P 56、57、58は、P 10と同じ特性を持つが、軸力をそれぞれ、 0.49 N/mm^2 (5 kgf/cm^2)、 0.98 N/mm^2 (10 kgf/cm^2)、 1.96 N/mm^2 (20 kgf/cm^2)と変化させた場合である。

曲げ破壊する場合には、一般に軸方向鉄筋の降伏、基部におけるかぶりコンクリートの剥落、コンクリートの圧壊、軸方向鉄筋の面外方向への座屈、軸方向鉄筋の破断と損傷が進展していく。実験上、終局状態をどのように定義するかについてはいろいろな提案がある¹⁰⁾が、ここでは、最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時を降伏変位と定義し、履歴曲線の包絡線が最大耐力を取り、その後再び降伏耐力まで低下した時の変位を終局変位と定義する。したがって、実験と解析では、もともと終局変位の定義が異なっていることに注意しなければならない。

4. 終局変位の算出における横拘束効果の影響

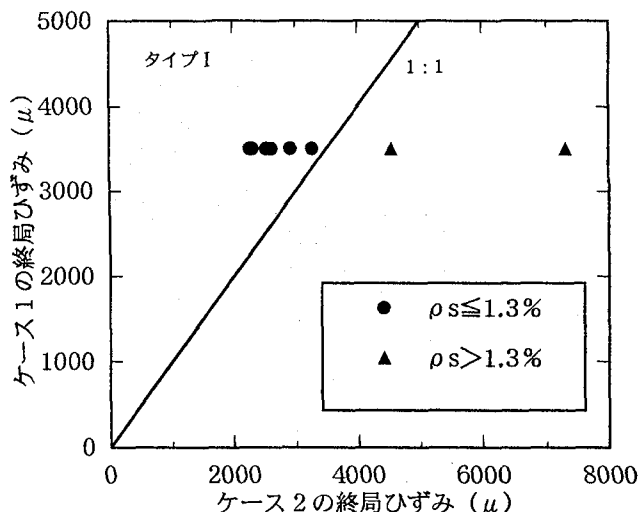
解析結果と実験結果の比較を示す前に、終局変位の算出における横拘束効果の影響を検討するため、式(8)、(10)による終局ひずみを計算した。前述したように、ケース2の方法では、タイプIの载荷に対しては ε_{cc} が、またタイプIIの载荷に対しては ε_{cu} が終局ひずみに相当し、帯鉄筋比に応じていろいろ変化する。図-3は、終局ひずみをケース1とケース2で評価した場合の関係を示したものである。図-2に示したように、式(8)および式(10)で評価される終局ひずみが0.0035となるのは、おおむね帯鉄筋比 ρ_s がタイプIで1.3%、タイプIIで0.54%の場合である。このため、図-3では、 ρ_s がタイプIでは1.3%以上とそれ未満に、タイプIIでは0.54%以上とそれ未満の場合にそれぞれ分けて結果を示している。式(8)、(10)による終局ひずみが0.0035よりも大幅に大きくなる場合があるが、これは帯鉄筋比 ρ_s が2.37と非常に大きい場合である。 ρ_s が1.3%および0.54%を境にしてそれぞれそれ未満の場合には、終局ひずみを0.0035としているケース1の終局ひずみは、式(8)、(10)を用いたケース2の終局ひずみよりも大きくなるのがわかる。

これに基づいて終局変位を比較した結果が図-4である。上述した ρ_s が大きい場合には、ケース2による終局変位がケース1よりも大きくなるが、大多数の実験供試体の帯鉄筋比は0.54%以下であるため、ケース2の方がケース1よりも終局変位が小さくなっているケースが多い。

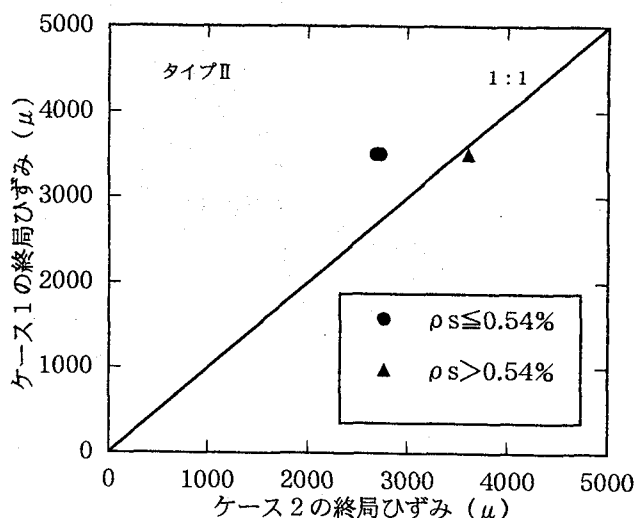
5. 履歴曲線と計算上の終局変位の対応

(1) 帯鉄筋比の影響

P 10、11、13は、せん断支間比が5.4の矩形断面橋脚で、帯鉄筋比 ρ_s だけを0.24%、0.47%、0.74%と変化させた場合である。これらの供試体の水平力～水平変位の関係を示すと、図-5の通りである。ここには、ケース2の方法で求めた水平力～水平変位の関係を比較のために示している。また、図-6は、図-5に示した履歴曲線の包



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図-3 ケース1とケース2の終局ひずみの比較

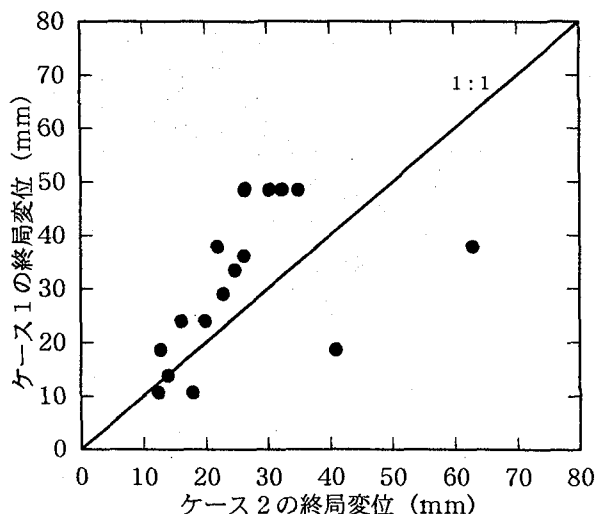
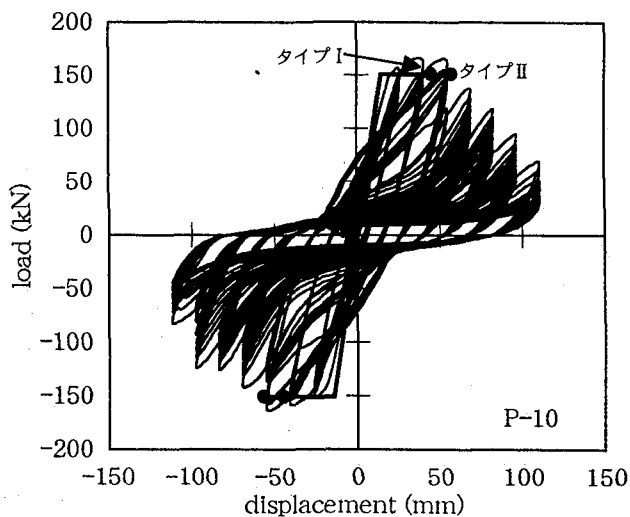
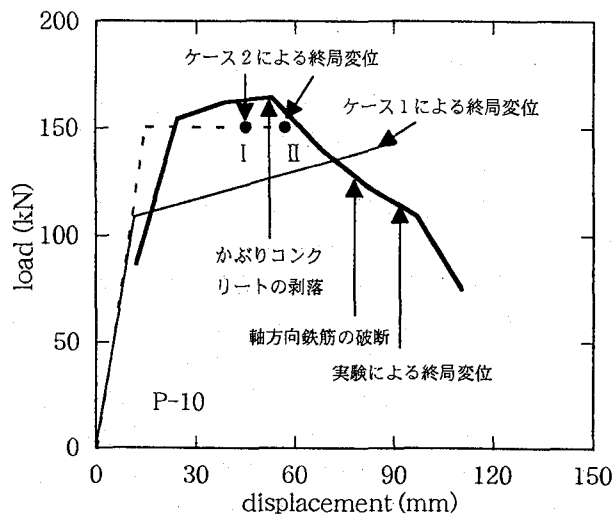


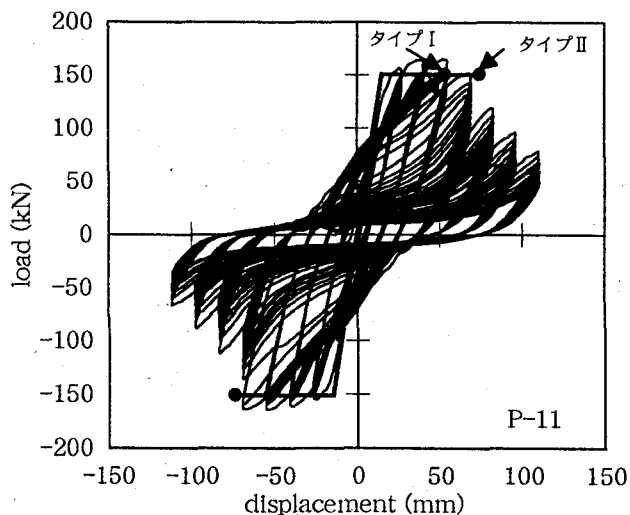
図-4 ケース1とケース2の終局変位の比較



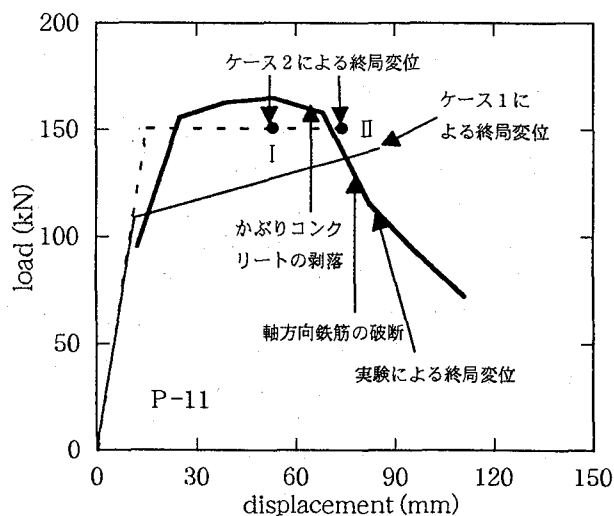
(a) P 10 ($\rho_s=0.24\%$)



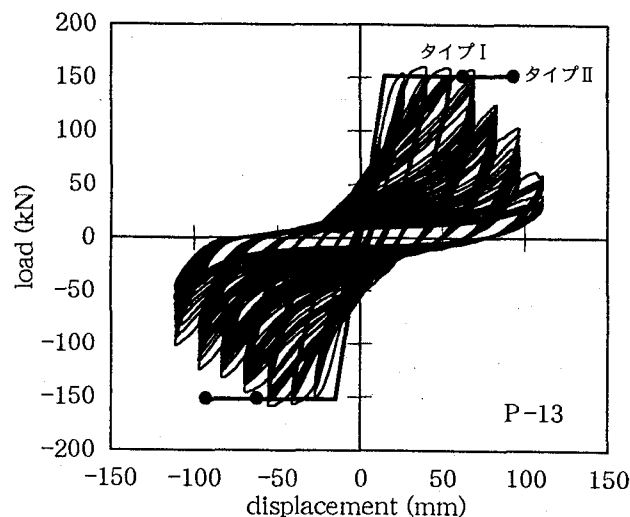
(a) P 10 ($\rho_s=0.24\%$)



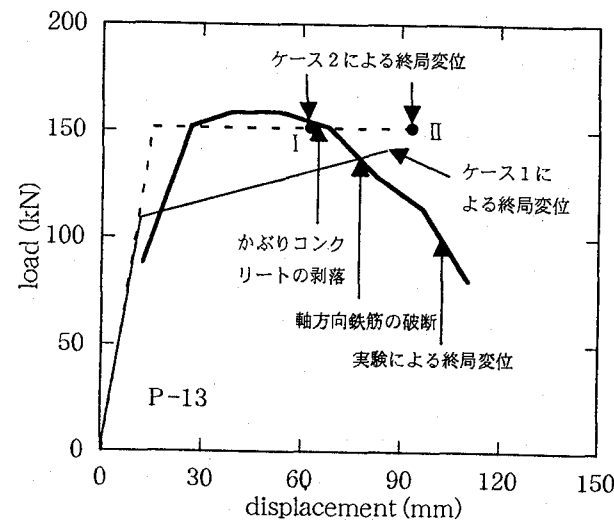
(b) P 11 ($\rho_s=0.47\%$)



(b) P 11 ($\rho_s=0.47\%$)



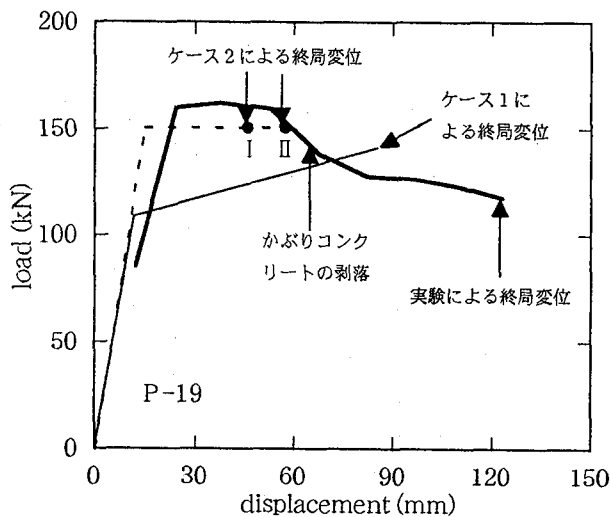
(c) P 13 ($\rho_s=0.74\%$)



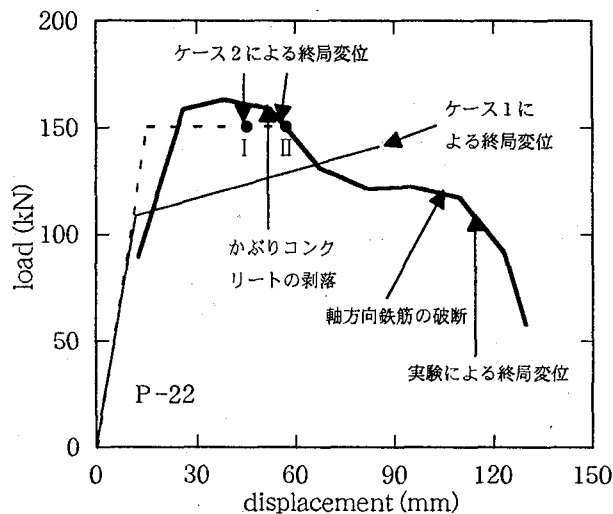
(c) P 13 ($\rho_s=0.74\%$)

図-5 橋脚天端の水平力～水平変位の関係
(帯鉄筋比の影響、矩形断面橋脚)

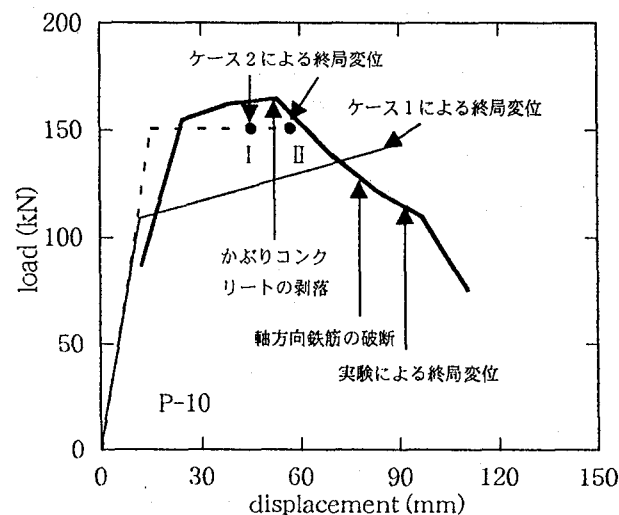
図-6 橋脚天端の水平力～水平変位の包絡線
(帯鉄筋比の影響、矩形断面橋脚)



(a) P 19 (n = 3 回)



(b) P 22 (n = 5 回)



(c) P 10 (n = 10 回)

図-7 (1) 橋脚天端の水平力～水平変位の包絡線
せん断支間比=5.4の場合
(載荷繰返し回数の影響)

絡線を正側と負側で平均した結果を示したものである。帯鉄筋比が増加するほど、実験値の終局変位は増大するが、当然、ケース1の終局変位はこうした特性を表せない。ケース2の終局変位としては、タイプIとタイプIIの2種類の場合を示しているが、これらの供試体では同一変位振幅の載荷繰返し回数は10回であるから、タイプIに相当する場合がこれらの供試体の終局変位となる。帯鉄筋比 ρ_s が0.24% (P 10)、0.47% (P 11) の場合には、解析上の終局変位は水平力が最大値をとる付近のやや手前に、また、帯鉄筋比 ρ_s が0.74%の場合 (P 13) には、かぶりコンクリートが剥落する付近の変位にそれぞれ相当する。

(2) 同一載荷変位における繰返し回数の影響

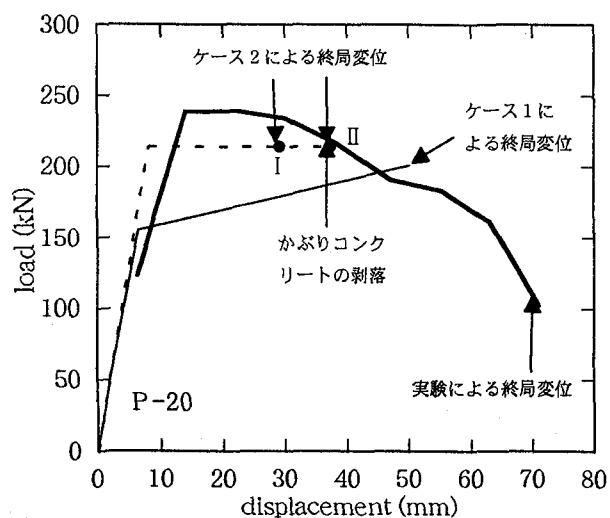
P 19、22、10 は、ともにせん断支間比が5.4、帯鉄筋比 ρ_s が0.24%で、同一載荷変位振幅における載荷繰返し回数を3、5、10回とした場合である。ケース1の方法では帯鉄筋の効果を見込んでいないため、また、ケース2では帯鉄筋の影響を考慮しているがこれが3体とも同じであるため、ともに、解析上は同じ終局変位を与える。この結果を図-7 (1) に示すが、繰返し回数 n が5回以下をタイプIIの載荷、10回をタイプIの載荷と見ると、P 19、22 では計算上の終局変位はいずれもおおむねかぶりコンクリートが剥落し始める変位に相当している。P 10 については、上述した通りであり、水平力が最大値をとる付近からやや手前の変位に相当している。

また、P 20、17 は、上記と同じ帯鉄筋比 ($\rho_s=0.24\%$) であるが、せん断支間比が3.8の場合であり、同一載荷変位振幅における載荷繰返し回数を3、10回とした場合である。この結果を図-7 (2) に示すが、P 17 はタイプIに、またP 20 はタイプIIに相当することに注意すると、ケース2による計算上の終局変位はいずれもおおむねかぶりコンクリートが剥落し、水平耐力が低下し始める変位に相当している。一方、ケース1による終局変位は、ケース2による終局変位よりもかなり大きく、P 17 では軸方向鉄筋が破断し始める変位に相当する。

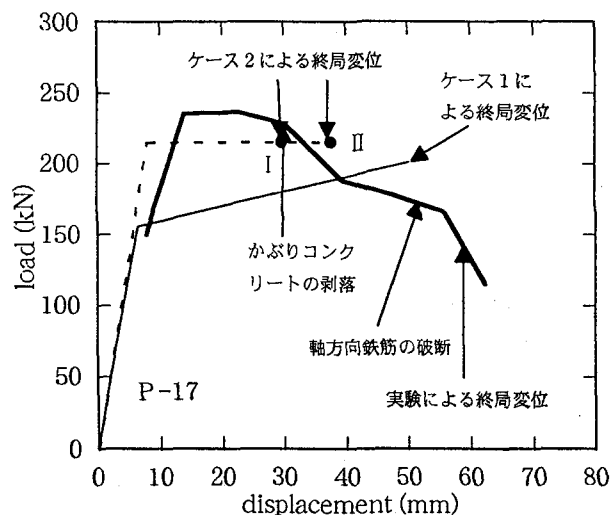
さらに、TP 2、TP 1 は、せん断支間比が3.5、帯鉄筋比 ρ_s が0.57%の場合であり、同一載荷変位振幅における載荷繰返し回数を1回、3回とした場合である。したがって、ともにタイプIIに相当する。実験値と解析値の比較を図-7 (3) に示す。ケース2による計算上の終局変位は、いずれもかぶりコンクリートが剥落し始める前、すなわち、水平力が最大耐力付近で安定している場合に相当している。また、この場合にはケース1の終局変位はケース2の終局変位よりも少し小さくなる。

(3) 円形断面橋脚とスパイラル筋の影響

P 28 と P 31 はせん断支間比が4.7、P 29 と P 32 はせん断支間比が3.3の供試体で、ともに円形断面である。それぞれ帯鉄筋を用いた場合とスパイラル筋を用いた場合があり、帯鉄筋比 ρ_s は、0.24%、2.37%である。同一載荷変位振幅における載荷繰返し回数は10回であるから、タイプIの載荷に相当する。図-8によれば、帯鉄筋比 ρ_s が0.24%の場合にはP 10 等と同じく、ケース2の終局変位

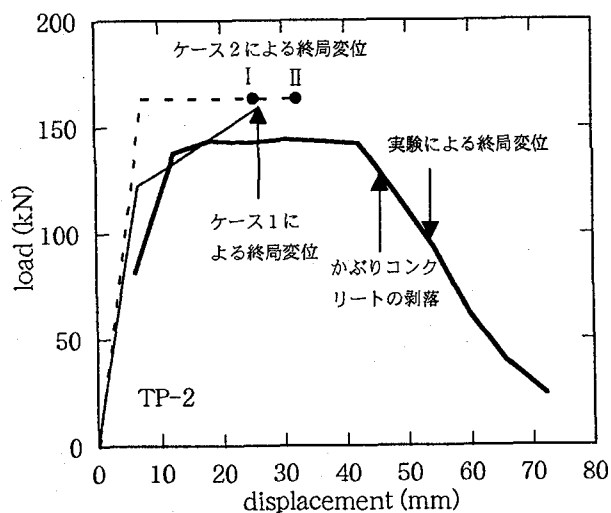


(a) P 20 (n=3回)

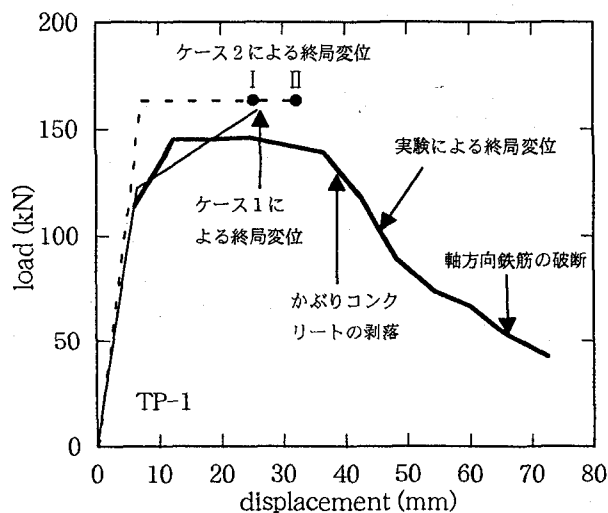


(b) P 17 (n=10回)

図-7 (2) 橋脚天端の水平力～水平変位の包絡線 せん断支間比=3.8の場合 (载荷繰返し回数の影響)

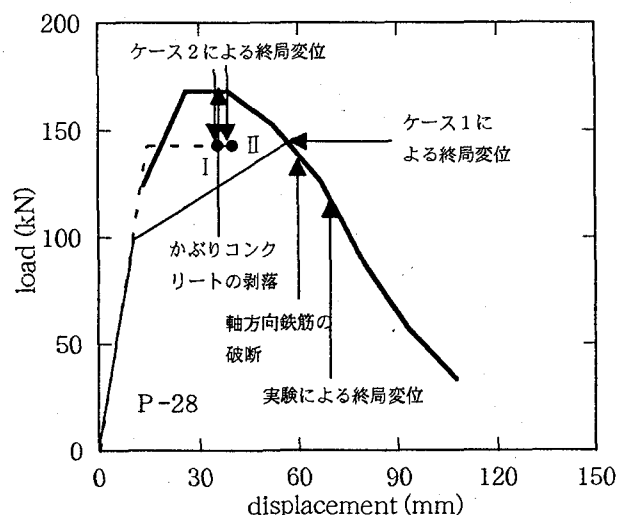


(a) TP 2 (n=1回)

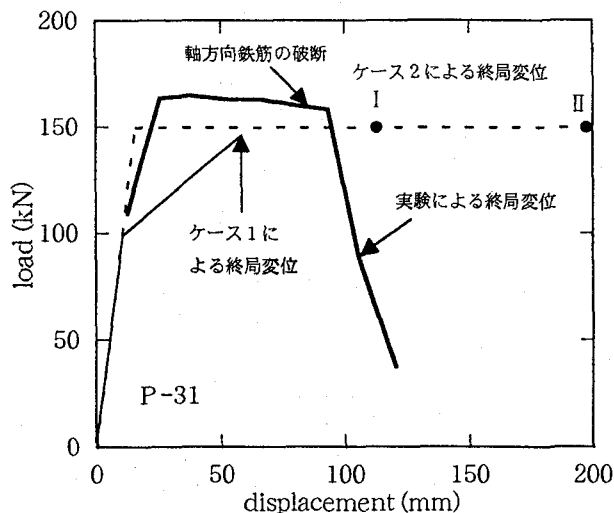


(b) TP 1 (n=3回)

図-7 (3) 橋脚天端の水平力～水平変位の包絡線 せん断支間比=3.5の場合 (载荷繰返し回数の影響)

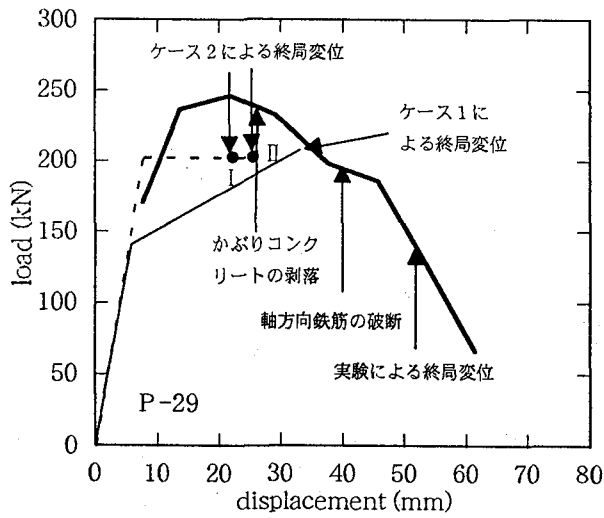


(a) P 28 ($\rho_s=0.24\%$)

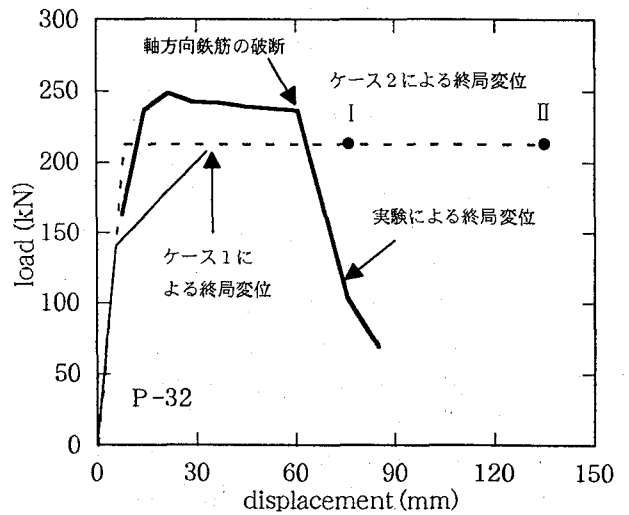


(b) P 31 ($\rho_s=2.37\%$)

図-8 (1) 橋脚天端の水平力～水平変位の包絡線 せん断支間比=4.7の場合 (帯鉄筋およびスパイラル筋の効果、円形断面橋脚)

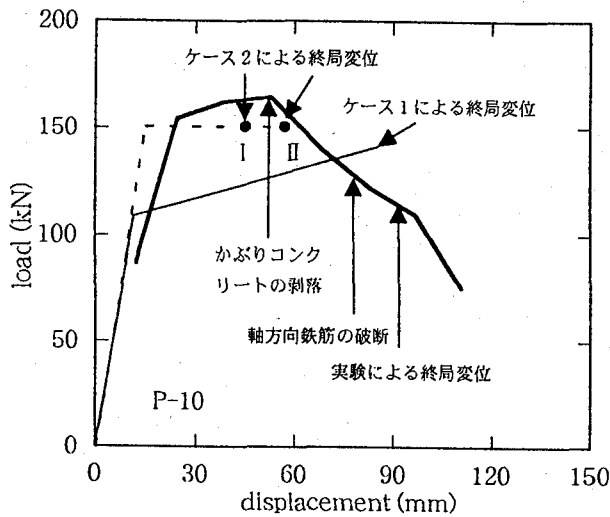


(a) P 29 ($\rho_s=0.24\%$)

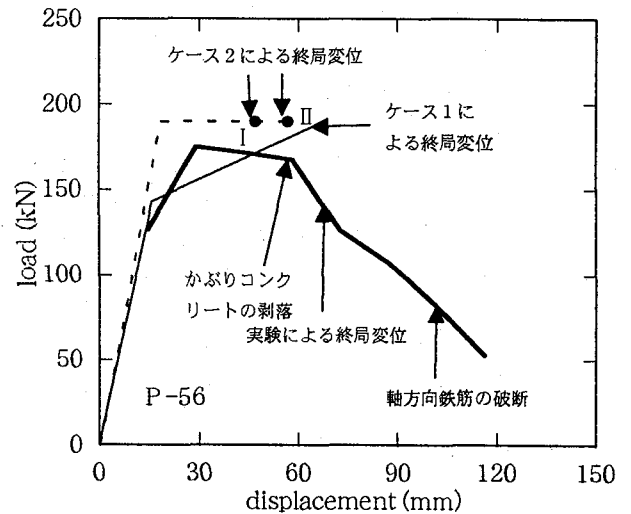


(b) P 32 ($\rho_s=2.37\%$)

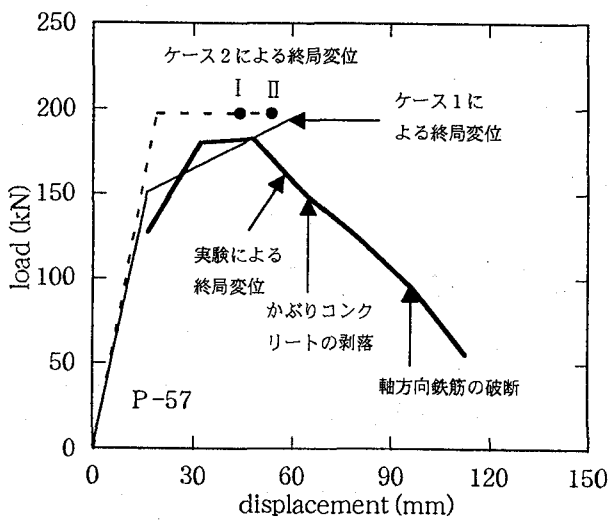
図-8 (2) 橋脚天端の水平力～水平変位の包絡線 せん断支間比=3.3 の場合
(帯鉄筋およびスパイラル筋の効果、円形断面橋脚)



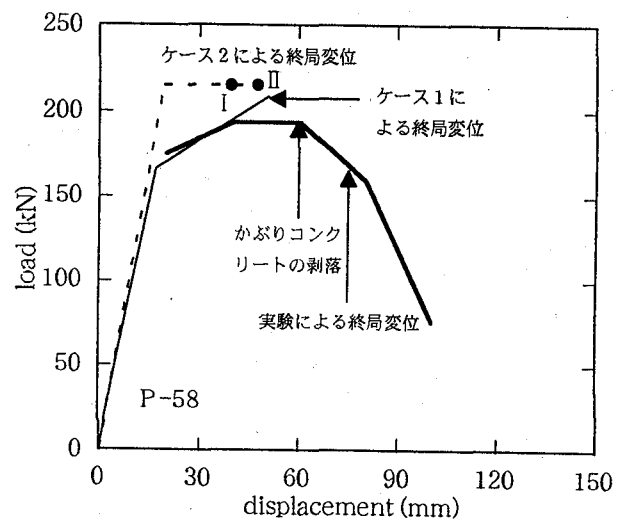
(a) P 10 (軸力 0)



(b) P 56 (軸力 0.49N/mm^2)



(c) P 57 (軸力 0.98N/mm^2)



(d) P 58 (軸力 1.96N/mm^2)

図-9 橋脚天端の水平力～水平変位の包絡線 (軸力の影響)

はかぶりコンクリートが剥落し、水平耐力が最大耐力から低下し始めるあたりの変位に相当している。一方、ケース 1 の終局変位はこれよりもっと大きく、軸方向鉄筋が破断し始めるあたりの変位に相当している。これは、ケース 1 では横拘束効果を正しく見込んでいないために、コンクリートの終局ひずみを過大に評価しているためである。

これに対して、スパイラル筋を用い、帯鉄筋比 ρ_s が 2.37%と高い P 31、32 では、高い拘束効果を反映して大きな終局変位が実験では得られている。例えば、せん断支間比が 4.7 の場合を例に取れば、終局変位は帯鉄筋比が 0.24%の場合 (P 28) には 7.05cm (じん性率 5.88) であるのに対して、帯鉄筋比が 2.37%の場合 (P 31) には 10.45cm (じん性率 9.01) と 1.78 倍になっている。この場合には、ケース 2 の方法で求めた終局変位は、P 31、32 いずれの場合にもコンクリートが圧壊し、軸方向鉄筋が破断し始める変位よりやや大きめの変位に相当している。

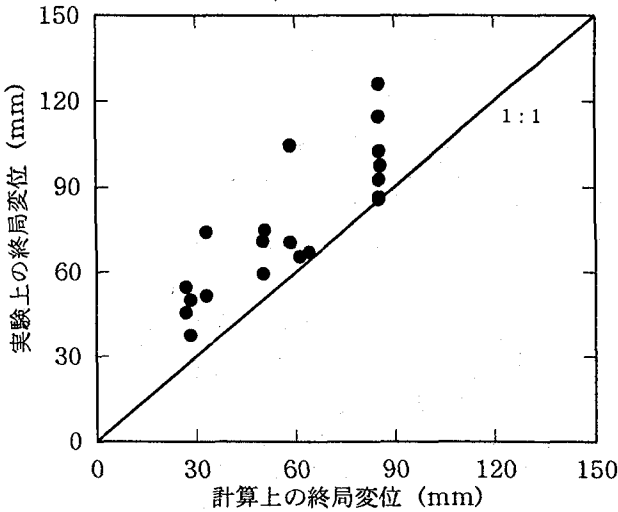
(4) 軸力の影響

せん断支間比が 5.4 の矩形供試体で、軸力が 0 (P 10)、 0.49N/mm^2 (5kgf/cm^2) (P 56)、 0.98N/mm^2 (10kgf/cm^2) (P 57)、 1.96N/mm^2 (20kgf/cm^2) (P 58) と変化した場合の結果が図-9 である。軸力が増大するにつれて、最大耐力が 164.5、174.9、182.5、193.8kN と増大する。この実験では、同一載荷変位振幅における載荷繰返し回数は 10 回であるから、タイプ I の載荷に着目すると、ケース 2 の解析でもこのような軸力の増大に応じた最大耐力の増大を表しているが、解析値の方が実験値よりもやや大きな最大耐力を与える。終局変位に着目すると、計算上の終局変位はおおむね最大耐力から低下し始める付近あるいは少しその手前の変位に相当している。

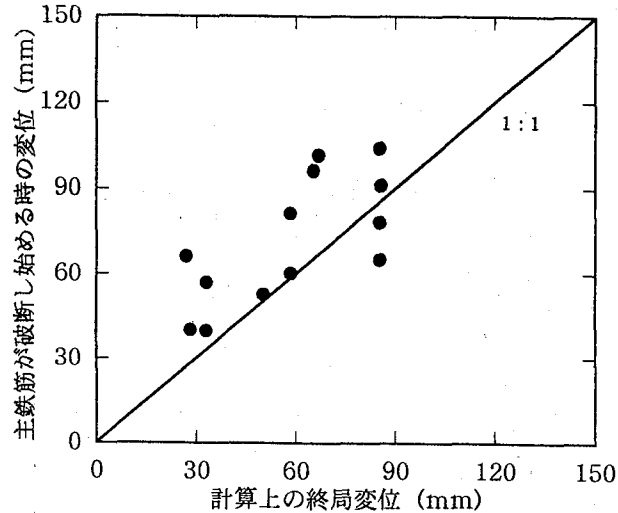
6. 終局変位の評価

以上に示した各実験結果に基づき、まず、ケース 1 の方法により求めた終局変位がどのような損傷状態に対応しているかを示した結果が図-10 である。これによれば、計算上の終局変位は実験上の終局変位を平均して 20% 程度大きめに評価している。また、計算上の終局変位は実験上、軸方向鉄筋が破断し始める時の変位と相関があり、文献 4) に示した結果とよく一致している。計算上の終局変位は、かぶりコンクリートが剥落し始める時の変位ともよい相関があるが、計算上の終局変位がかぶりコンクリートが剥落し始める時の変位を大きく見積もりすぎる場合があり、このような点が軸方向鉄筋が破断し始める時の変位との比較とは異なっている。

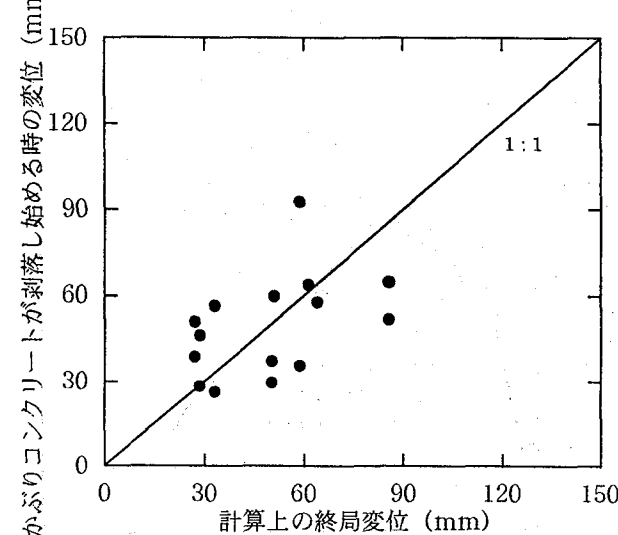
一方、ケース 2 の方法で求めた終局変位について示した結果が図-11 である。ケース 2 の方法では、地震力のタイプに応じて結果が異なるため、タイプ I とタイプ II に分けて結果を示している。これによれば、計算上の終局変位は、実験上の終局変位や軸方向鉄筋が破断し始める時の変位とある程度の相関はあるが、これらよりも大きく、かぶりコンクリートが剥落し始める時の変位と良い相関にある。かぶりコンクリートの剥落は、水平耐力が最初に低下



(a) 計算上の終局変位～実験上の終局変位の関係

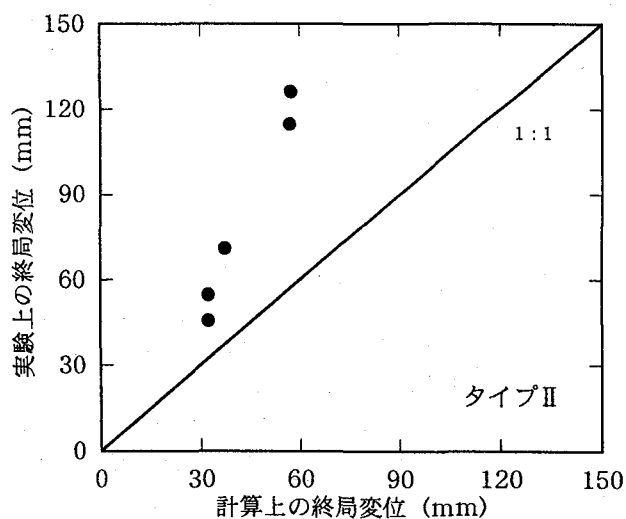
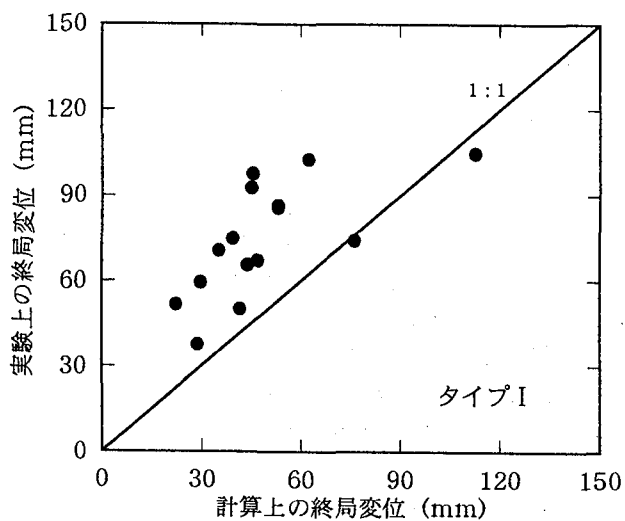


(b) 計算上の終局変位～軸方向鉄筋が破断し始める時の変位

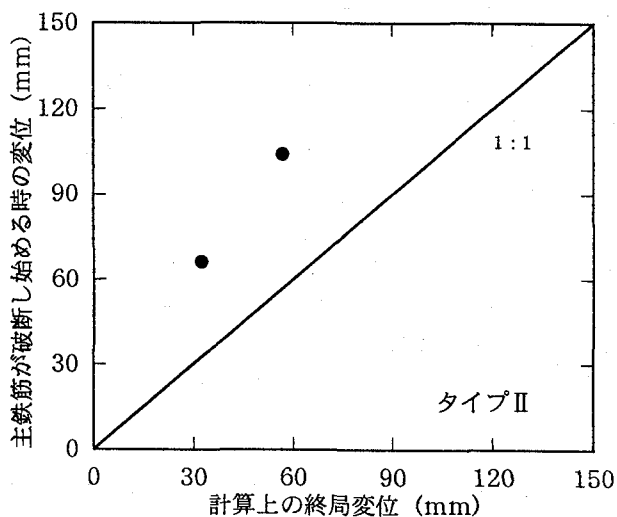
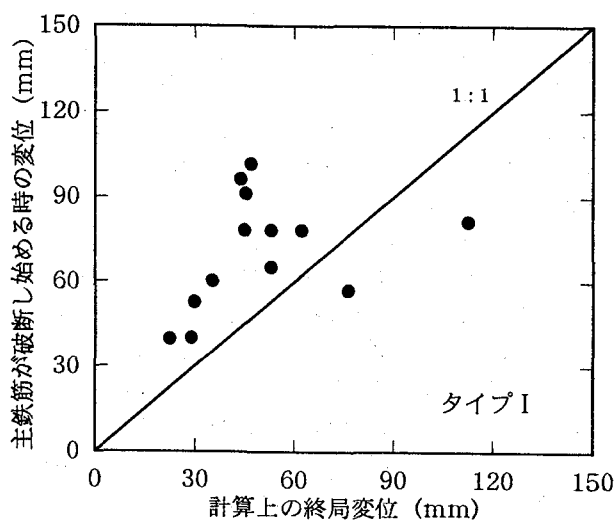


(c) 計算上の終局変位～かぶりコンクリートが剥落し始める時の変位

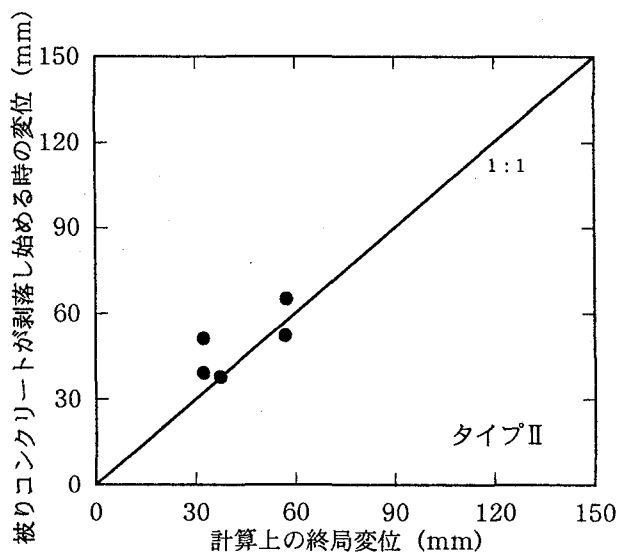
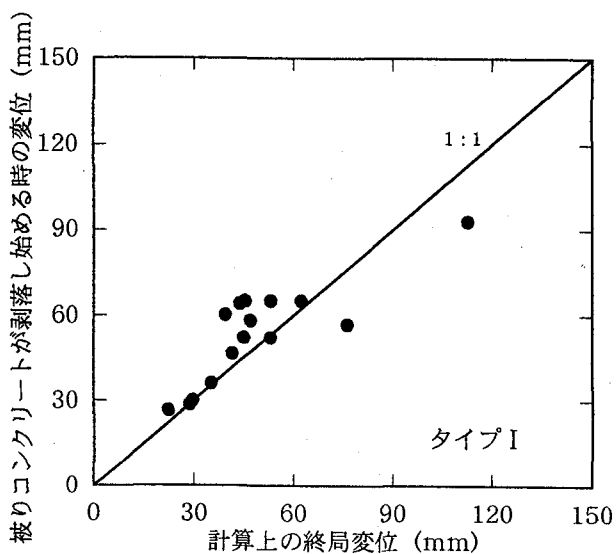
図-10 計算により求めた終局変位と橋脚模型の損傷状況 (ケース 1 の方法を用いた場合)



(a) 計算上の終局変位～実験上の終局変位の関係



(b) 計算上の終局変位～軸方向鉄筋が破断し始める時の変位



(c) 計算上の終局変位～かぶりコンクリートが剥落し始める時の変位

図-11 計算により求めた終局変位と橋脚模型の損傷状況 (ケース2の方法を用いた場合)

し始める点に相当しており、この点を終局変位として、これに対して安全率を考慮して式(15)により許容変位を求めることは、耐震設計上、水平耐力の急速な低下を引き起こす変位に対する余裕を持たせるという点で、安全側の配慮といえる。

7. 結論

新道路橋示方書案で提案されている方式で求めた終局変位がどのような損傷状況に相当するかを、20体のRC橋脚模型の正負交番載荷実験に基づいて検討した。本解析結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 平成2年の道路橋示方書の方法(ケース1)で終局変位を求めると、終局変位はおおむね軸方向鉄筋が破断し始める時の変位に相当する。

(2) 新道路橋示方書案で提案されている方法(ケース2)で終局変位を求めると、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。

(3) ケース2の方がケース1よりも全体として計算上の終局変位が小さめに評価されるようになったのは、ケース2では帯鉄筋による横拘束効果を考慮しているためである。ケース1ではコンクリートの終局ひずみを帯鉄筋比によらず0.0035としているが、式(8)および式(10)によれば終局ひずみが0.0035に達するのは、矩形断面に着目すると、タイプⅠの載荷では $\rho_s=1.3\%$ 程度、タイプⅡの載荷では $\rho_s=0.54\%$ 程度の場合であり、実験供試体の帯鉄筋比が全体としてこれよりも小さかったことが、上記のような違いとなって現れてきたといえる。

参考文献

1) 建設省：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、平成7年

2) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様、平成7年

3) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料、平成7年

4) 川島一彦、長谷川近二、長島博之、小山達彦、吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告、第190号、建設省土木研究所、1993.9

5) 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度～ひずみ関係、土木学会論文集、No.520/V-28、p.p. 1-11、1995.8

6) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告、第153号、建設省土木研究所、1980.3

7) 武村浩志、川島一彦：載荷履歴がRC橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす実験的検討、土木学会第51回年次学術講演会、第1部門B、p.p.534~535、1996.9

8) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, Proc. JSCE, No. 392/I-9, p.p. 205-213, 1988.4

9) 川島一彦、星隈順一、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用、土木学会論文集、No.525/I-33、p.p. 83-95、1995.10

10) Park, R.: Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering, p.p. VIII 605-616, Tokyo/Kyoto, Japan, August 1988

(1996年9月6日受付)