

4. 構造部材の基本的な履歴復元力特性

4. 1 はじめに

地震力を受ける RC 構造物の時刻歴応答解析を行う場合、一般には、材料レベルに基づく方法と部材レベルに基づく方法がある。材料レベルに基づく解析法は、2次元あるいは3次元有限要素法や Fiber モデル等であり、部材レベルに基づく方法は、部材の履歴復元力モデルを仮定して、材端弾塑性バネモデルあるいは質点系モデル等に置換して解析する方法である。

材料レベルによる解析法は、地震力により構造物に外力として生じる曲げモーメント、せん断力あるいはねじりなどによる複雑な断面力、あるいは断面または構造物の変形状や破壊性状をその解析目的に応じて詳細に計算することが可能である。この場合、コンクリートおよび鉄筋の繰返しを受ける応力-ひずみの履歴関係等を明らかにしておかなければならない。本章では、主に帯筋により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ性状について詳しく述べることにする。

部材レベルによる応答解析法では、断面あるいは部材の履歴復元力性状を明らかにしておくとともに、精度よい復元力モデルを作成する必要がある。このような試みは、これまで実験を中心にして数多く行われてきた。本章では、これまであまり明らかにされていなかった RC 部材の復元力性状について解説することにする。すなわち、復元力特性に影響をおよぼすと考えられる、1) RC 部材の曲げ耐力とせん断耐力評価、2) 塑性ヒンジ長、3) フーチングからの主鉄筋の抜けだし(伸びだし)について解説し、さらに RC 部材の復元力特性については、1) くり返し載荷実験方法の設定、2) 円形断面 RC 橋脚、矩形断面 RC 橋脚、中空円形断面 RC 橋脚、3) 引張力を含む変動軸力を受ける RC 橋脚、4) RC ラーメン橋脚、5) PC 箱桁の履歴特性について詳しく述べることにする。

4.2 横拘束を受けるコンクリートの応力度～ひずみ関係

4.2.1 現状と課題

道路橋示方書 [4.2.20] では、橋は地震時保有水平耐力法に基づき、変形性能を考慮して設計するように規定されている。鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と略す）では、変形性能の向上が重要であり、これを定量的に評価するためには帯鉄筋によって横拘束されたコンクリートの耐力や変形性能を適切に評価する必要がある。

帯鉄筋で横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係に関する研究は、これまでに国内外で数多く行われている。しかし、こうした研究は主として建築分野や海外の研究者によって行われたものであり、高密度に横拘束することを想定しているため、横拘束筋比が1～4%と高いものが多い。これに対して、我が国のRC 橋脚では建築物の柱部材やニュージーランド、米国等のRC 橋脚と比較すると橋脚断面が大きいために横拘束筋比が低いものが多い。したがって、我が国のRC 橋脚に対して既往の横拘束効果モデルを適用するには注意を要する。我が国のRC 橋脚の横拘束筋比を念頭において行われた実験としては、Hoshikuma et al.の研究 [4.2.3] があり、この研究成果が現行の道路橋示方書において、横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係モデルとして用いられている。

Hoshikuma et al.の研究を契機として、RC 橋脚を対象としたコンクリートの横拘束に関する研究がいろいろ行われるようになってきた。これらには、帯鉄筋だけでなく、カーボンファイバーシート、アラミド等による横拘束効果に関する研究もある。帯鉄筋による横拘束としては、中間帯鉄筋の効果や除荷、再載荷をくり返した場合の効果に関する研究が進められてきた。ここでは、こうした点も含めて帯鉄筋によるコンクリートの横拘束効果について最近の研究成果を示すこととする。

4.2.2 横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係

横拘束筋により拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係に関する研究の歴史は長く、現在までも国内外で多数の研究がある [4.2.14]。これらの研究では、コンクリート、軸方向鉄筋、帯鉄筋によって構成されるRC 柱を作製し、これに対して静的に一方方向に圧縮力を与えて、横拘束されたコンクリートの耐荷力および変形性能を調べている。

ニュージーランド・カンタベリー大学の Kent and Park は、1971年に Soliman and Yu, Roy and Sozen, Bertero and Filippa が行った実験結果に基づき、ひずみ軟化域における応力度の低下度の評価に横拘束筋の拘束効果を取り入れている [4.2.4]。さらに、Park et al.は、1982年に、拘束効果により最大圧縮応力度とその時のひずみが大きくなるという実験結果をもとに、こうした拘束効果は、横拘束筋比と横拘束筋の降伏強度に比例し、プレーンコンクリートの強度に反比例すると仮定したモデルを提案している [4.2.8]。

Sheikh and Uzumeri は、4種類の配筋を有する正方形断面を対象に合計24体の供試体に対して一軸圧縮試験を行い [4.2.16]、横拘束筋が有効に横拘束力を発揮できる面積、すなわち有効拘束断面積 (Area of effectively confined concrete core) の概念を提案し、これを最大圧縮応力度の推定式に取り入れた [4.2.17]。ここで、Sheikh and Uzumeri は、横拘束筋により横拘束されるコンクリートと横拘束されないコンクリートの境界線を2次関数で表すことを提案している。

六車らは、円形スパイラル筋、正方形スパイラル筋による横拘束効果を実験的に検討し、横拘束筋が拘束すべきコンクリートの全体積に対して実際に拘束されるコンクリートの体積の比を

仮定し、この比をもとに横拘束筋の高さ方向の間隔の影響を評価している [4.2.7].

鈴木らは、円形断面を対象として高さ方向の横拘束筋間隔の影響を評価し [4.2.18], さらに正方形断面に対する中間帯鉄筋の本数をパラメータとした実験により、中間帯鉄筋の横拘束効果を評価している [4.2.19].

藤井らは、六車らの提案式を基本として、円形断面および正方形断面に対する実験を行い、その結果に基づき断面形状ごとに実験定数を定めている [4.2.2].

Mander et al.は、Sheikh and Uzumeri が提案した有効拘束断面積の概念を用いると同時に3次元応力状態を考慮したコンクリートの破壊基準を適用して最大圧縮応力度の評価式を提案し [4.2.5], 円形断面, 正方形断面, 長方形断面に対する実験から提案モデルの適用性を検討している [4.2.6].

1990年代以降では、Saatcioglu and Razvi が等価横拘束圧 (Equivalent Lateral Pressure) の概念を用いて最大圧縮応力度の推定式を提案し、Sheikh and Uzumeri, Mander et al.の実験データに独自の実験データを加えてその有効性を示し [4.2.11], 後にこの適用範囲を高強度コンクリートにまで広げている [4.2.9].

崎野・孫は、横拘束筋および鋼管に横拘束された正方形断面に対して実験を行い、横拘束筋および鋼管を横補強材として定義し、これらに対する拘束効果を定量化することを試みている。高さ方向の横拘束筋間隔の影響は六車らの提案に従い、断面における横補強材の配置間隔の影響は横補強材の面外方向への剛性を考慮するために、横補強材の直径もしくは鋼管厚の関数として評価式を導いている [4.2.15].

こうした研究は、いずれも海外の研究者か国内では建築分野の研究者によるものであり、対象とした横拘束筋比は、前述したように1~4%程度と高いものが多い。これらに対して、我が国におけるRC橋脚の横拘束筋比を念頭においた実験としてはHoshikuma et al.の研究がある [4.2.3]. Hoshikuma et al.は、横拘束筋比、横拘束筋の降伏強度、プレーンコンクリートの強度の3定数より定義される簡易な評価式を提案している。

さらに、低横拘束筋比のコンクリートを対象とし、さらに横拘束筋の配置間隔や中間帯鉄筋の拘束効果に着目した研究として、堺らの研究がある [4.2.13]. 堺らは、横拘束筋間で横拘束力が低下することに着目し、横拘束筋による拘束力、高さおよび水平方向の横拘束筋間隔をパラメータとして、横拘束効果の評価式を導いている。

ここでは、海外の耐震設計で用いられているMander et al.による研究 [4.2.5, 4.2.6], 道路橋示方書に用いられているHoshikuma et al.による研究 [4.2.3], 最近の研究として堺らによる研究 [4.2.13] を以下に紹介する。

Mander et al.は、分数関数と n 次関数を組み合わせて、応力度上昇域と下降域をひとつの式で評価できるモデルを次式のように提案した。これを図4.2.1に示す。

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (4.2.1)$$

ここで、

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.2.2)$$

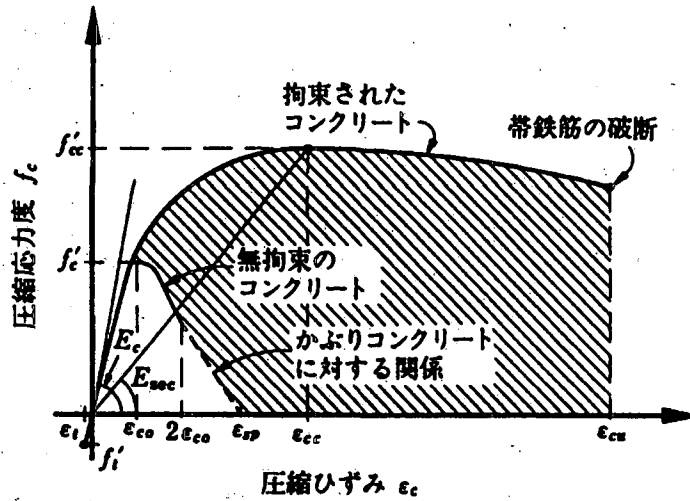


図 4.2.1 Mander et al.によるコンクリートの応力度～ひずみ関係

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4.2.3)$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_{c0}} \quad (4.2.4)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (4.2.5)$$

最大圧縮応力度 f'_{cc} の推定には、3次元応力状態を考慮したコンクリートの破壊基準を適用し、その推定式を次式のように提案している。

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad (4.2.6)$$

また、最大圧縮応力度 f'_{cc} のひずみ ϵ_{cc} は次式で与えている。

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \cdot \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (4.2.7)$$

ここで、 f'_{c0} は無横拘束コンクリートの強度、 f'_l は次式で与えられるコンクリートの有効横拘束応力 (Effective lateral confining stress on concrete) である。

まず、円形断面では、有効横拘束応力 f'_l は、次式で与えられる。

$$f'_l = k_e f_l \quad (4.2.8)$$

ここで、 f_l は平均拘束応力であり、次式により求められる。

$$f_l = \frac{2A_s f_{yh}}{d_s s} \quad (4.2.9)$$

k_e は拘束有効係数 (Confinement effectiveness coefficient) であり, Sheikh and Uzumeri が提案した有効拘束断面積の概念 [4.2.17] を用いて, 次式で与えている.

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (4.2.10)$$

ここで, f_{yh} は横拘束筋の降伏強度, A_s は横拘束筋の断面積, d_s は横拘束筋の水平方向距離, s' は横拘束筋の高さ方向距離, ρ_{cc} は軸方向鉄筋比である.

矩形断面に関しては, 後述する 4.2.4 に示す.

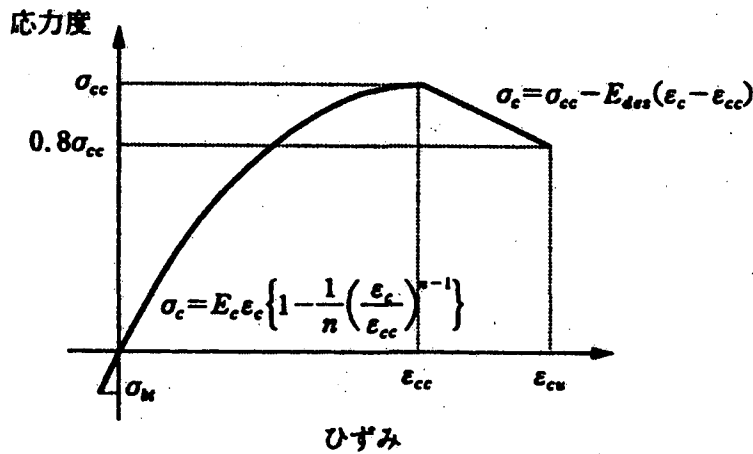


図 4.2.2 Hoshikuma et al.によるコンクリートの応力度～ひずみ関係

Hoshikuma et al.は, 応力度上昇域を n 次関数, 下降域を 1 次関数で表すモデルを次式のように提案している. これを図 4.2.2 に示す.

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & \varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (4.2.11)$$

ここで,

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (4.2.12)$$

ここで, E_c はコンクリートの初期弾性係数である. また, σ_{cc} , ε_{cc} , E_{des} は, それぞれコンクリートの最大圧縮応力度, 最大圧縮応力時のひずみ, 応力度下降域の下降勾配であり, 次式で与えられる.

$$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} = 1 + 3.8\alpha \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{c0}} \quad (4.2.13)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{c0}} \quad (4.2.14)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{c0}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (4.2.15)$$

ここで、 σ_{c0} はプレーンコンクリート強度、 ρ_s は横拘束筋の体積比、 σ_{sy} は横拘束筋の降伏強度である。 α 、 β は断面補正係数で、円形断面の場合には $\alpha=1$ 、 $\beta=1$ 、矩形断面では $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.4$ である。

堺らは、横拘束筋間において横拘束力が低下するために、帯鉄筋体積比 ρ_s が同じであっても高さ方向の帯鉄筋間隔 s や中間帯鉄筋の配置間隔 d_t を大きくすると、最大圧縮応力度 σ_{cc} 、最大圧縮応力度時のひずみ ε_{cc} が小さくなること、応力度下降域の応力度の低下度が緩やかになることに着目し、以下のような拘束効果の評価モデルを提案している。

$$\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} = 0.94 + 4.7C \quad (4.2.16)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.0024 + 0.064C \quad (4.2.17)$$

$$E_{des} = \frac{0.2\sigma_{cc}}{0.00076 + 0.332C} \quad (4.2.18)$$

ここで、 C は次式で定義される横拘束効果係数である。

$$C = \frac{\kappa_s \kappa_d \sigma_{lu}}{\sigma_{c0}} \quad (4.2.19)$$

ここで、 κ_s は高さ方向の横拘束筋間隔 s に基づく低減係数、 κ_d は断面内の横拘束筋の配置間隔 d_t に関する低減係数、 σ_{lu} はコンクリートに一樣に作用すると仮定した場合の横拘束筋による拘束圧である。矩形断面については4.2.4において示すこととし、ここでは円形断面を考えると、 σ_{lu} は図4.2.3に示す力のつり合いから次式で与える。

$$\sigma_{lu} = \frac{2A_h}{sd} \sigma_{sy} = \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{2} \quad (4.2.20)$$

ここで、 σ_{sy} は横拘束筋の降伏応力度、 s は高さ方向の横拘束筋間隔、 d は帯鉄筋の直径、 A_h は1本の帯鉄筋の断面積である。

高さ方向の横拘束筋間隔 s に関する低減係数 κ_s は、図4.2.4に示す仮定に基づき次のようになる。

$$\kappa_s = 1 - \frac{s}{d \cdot \tan \theta_s} \geq 0 \quad (4.2.21)$$

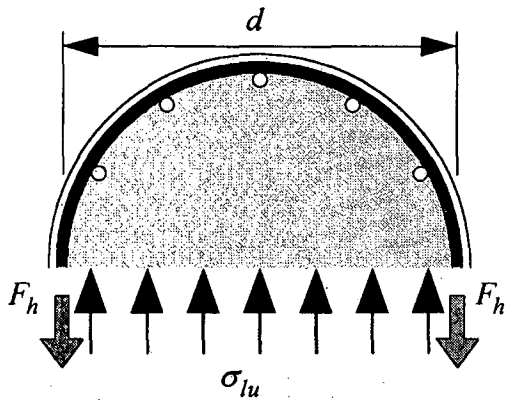


図 4.2.3 堺らによる横拘束筋による横拘束圧 σ_{lu}

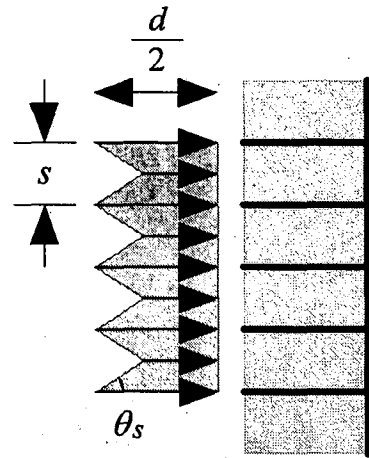


図 4.2.4 堺らによる横拘束筋間における拘束力低下モデル

これは、横拘束圧が帯鉄筋位置から $\tan\theta_s$ の勾配で線形的に減少すると仮定して、2 段の帯鉄筋の中間点における横拘束圧の大きさを帯鉄筋位置における横拘束圧の大きさとの比として与えているものである。ここで、 θ_s は 30 度としている。

円形断面の場合、コアコンクリート断面には拘束力が一様に作用するため、

$$\kappa_d = 1 \quad (4.2.22)$$

図 4.2.5 は、コンクリート強度 $\sigma_{c0} = 21\text{MPa}$ 、横拘束筋の降伏強度 $\sigma_{sy} = 360\text{MPa}$ 、横拘束筋間隔 $s = 40\text{mm}$ 、横拘束筋比 $\rho_s = 1.1\%$ とした場合に、Mander et al. による提案、Hoshikuma et al. による提案、堺らによる提案に基づき、コンクリートの応力度～ひずみ関係をそれぞれ試算し、比較した結果である。最大圧縮応力度 σ_{cc} は Hoshikuma et al. の提案モデルに基づく推定値が 37MPa と最も大きく、堺らの提案モデルでは 26MPa と小さい。応力度下降域では応力度の低下度を、Mander et al. の提案が最も緩やかに、Hoshikuma et al. の提案モデルが最も急に、それぞれ評価する。

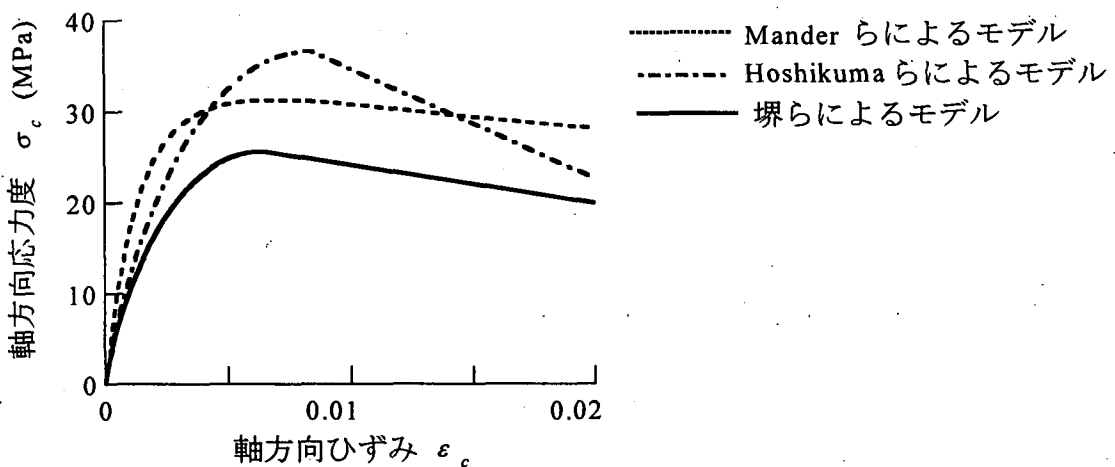


図 4.2.5 各モデルによるコンクリートの応力度～ひずみ関係 (円形断面供試体 $\rho_s = 1.1\%$)

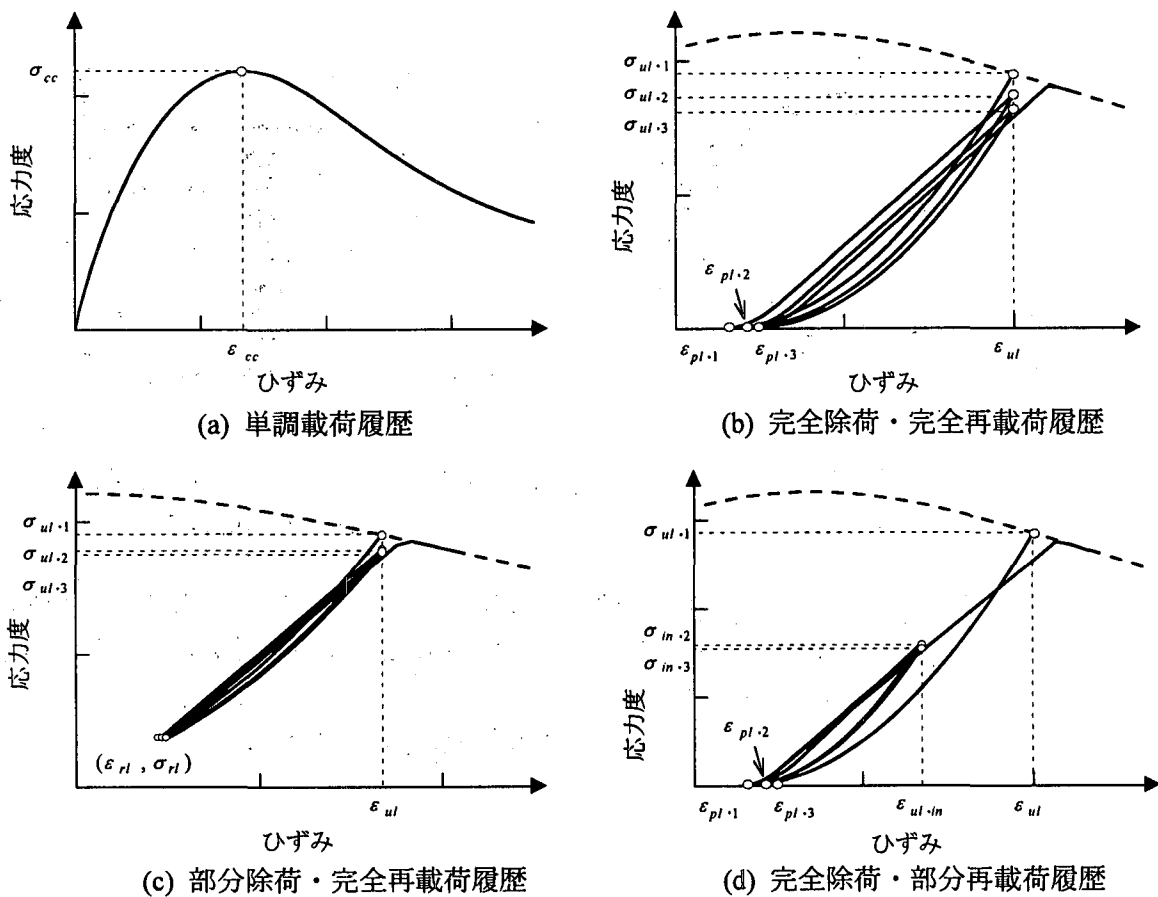


図 4.2.6 荷重履歴

4.2.3 除荷・再荷履歴

地震時に、塑性ヒンジ化する RC 部材が受ける荷重履歴は複雑であるが、これらをいくつかの特徴的な荷重履歴として表すと、図 4.2.6 に示すように、単調荷重履歴、完全除荷・完全再荷履歴、部分除荷・完全再荷履歴、完全除荷・部分再荷履歴の 4 つの履歴が考えられる。

こうした除荷・再荷履歴を表す履歴モデルとしては、Ristic によるモデル [4.2.10]、Mander et al. によるモデル [4.2.5]、堺らによるモデル [4.2.12] がある。Ristic は、図 4.2.7 に示すように除荷履歴を次式による 2 次曲線でモデル化している。

$$\sigma_c = \sigma_{ul} \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{pl}}{\epsilon_{ul} - \epsilon_{pl}} \right)^2 \quad (4.2.23)$$

ここで、塑性点ひずみは次式のように、除荷点ひずみの 50% として与えている。

$$\epsilon_{pl} = 0.5 \epsilon_{ul} \quad (4.2.24)$$

再荷履歴は、コンクリートの応力度～ひずみ関係の包絡線の 90% 相似形として定義したコンポイントライン上の除荷した点のひずみに相当する点を目指す。これは、次のように表される。

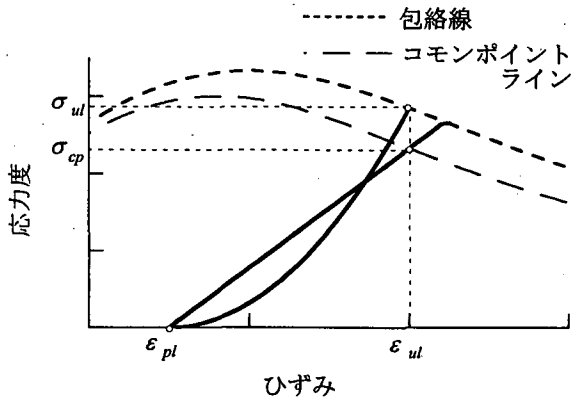


図 4.2.7 Ristic によるモデル

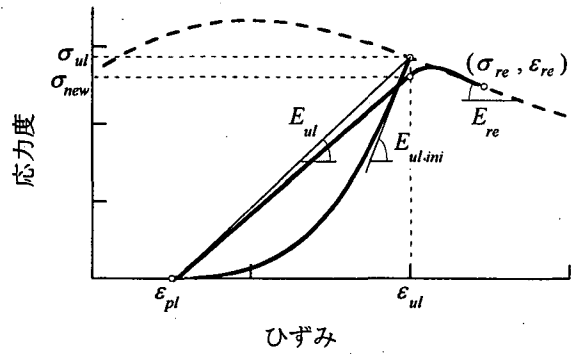


図 4.2.8 Mander/Dodd モデル

$$\sigma_c = E_{rl}(\varepsilon_c - \varepsilon_{rl}) + \sigma_{rl} \quad (4.2.25)$$

ここで,

$$E_{rl} = \frac{\sigma_{cp} - \sigma_{rl}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{rl}} \quad (4.2.26)$$

ここで, ε_{rl} : 再載荷点ひずみ, σ_{rl} : 再載荷点応力度, E_{rl} : 再載荷直線の弾性係数, σ_{cp} : コモンポイントライン上の除荷点ひずみ ε_{ul} に相当する点の応力度である。

海外では, 1988 年に Mander et al. が, 4.2.2 に示した単調載荷に対する応力度～ひずみ関係 (包絡線) を定式化する一環として除荷・再載荷履歴をモデル化し [4.2.5], 円形断面および長方形断面供試体に対する実験から提案モデルの有効性を検討している [4.2.6]. ただし, Mander et al. によるモデルは, 後述するように再載荷過程の一部に誤りがあり, Dodd and Cooke によってこれを修正することが提案されている [4.2.1]. Mander モデルに Dodd and Cooke の修正を加えたモデル (以下, Mander/Dodd モデルと呼ぶ) を図 4.2.8 に示す. Mander et al. は, 除荷履歴は以下に示すように, 分数関数と n 次関数を組み合わせた関数で表すことを提案している。

$$\sigma_c = \sigma_{ul} - \frac{\sigma_{ul} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{ul}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{ul}} \right) \cdot r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{ul}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{ul}} \right)^r} \quad (4.2.27)$$

ここで,

$$r = \frac{E_{ul-ini}}{E_{ul-ini} - E_{ul}} \quad (4.2.28)$$

ここで, E_{ul} は除荷点～塑性点の割線弾性係数, E_{ul-ini} は除荷履歴の初期弾性係数であり, 次式で与えられる。

$$E_{ul} = \frac{\sigma_{ul} + E_c \varepsilon_a}{\varepsilon_{ul} + \varepsilon_a} \quad (4.2.29)$$

$$E_{ul-ini} = bcE_c \quad (4.2.30)$$

ここで、 ε_a , b , c はそれぞれ次のように与えられる。

$$\varepsilon_a = a\sqrt{\varepsilon_{ul} \cdot \varepsilon_{cc}} \quad (4.2.31)$$

$$b = \frac{\sigma_{ul}}{\sigma_{c0}} \geq 1 \quad (4.2.32)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{ul}} \right)^{0.5} \leq 1 \quad (4.2.33)$$

ここで、 σ_{c0} は無横拘束コンクリートの圧縮強度、 ε_{cc} は横拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度 σ_{cc} 時のひずみである。また、式(4.2.31)の a は次式から求められる値のいずれか大きい方の値である。

$$a = \begin{cases} \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{ul}} \\ \frac{0.09\varepsilon_{ul}}{\varepsilon_{cc}} \end{cases} \quad (4.2.34)$$

塑性点ひずみは次式のようになる。

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{ul} - \frac{\sigma_{ul}}{E_{ul}} \quad (4.2.35)$$

再載荷履歴は、図 4.2.8 に示したように次式による直線としている。

$$\sigma_c = E_{rl}(\varepsilon_c - \varepsilon_{rl}) + \sigma_{rl} \quad \varepsilon_{rl} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ul} \quad (4.2.36)$$

ここで、

$$E_{rl} = \frac{\sigma_{new} - \sigma_{rl}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{rl}} \quad (4.2.37)$$

ここで、

$$\sigma_{new} = 0.92\sigma_{ul} + 0.08\sigma_{rl} \quad (4.2.38)$$

Mander et al.は $(\varepsilon_{ul}, \sigma_{new})$ から包絡線に達する過程には 2 次関数を与えているが、Dodd and Cooke は 2 次関数ではこの過程をうまく表現できないことを指摘し、3 次関数で表すことを提案している [4.2.1]。この場合には、次のようになる。

$$\sigma_c = \sigma_{re} + E_{re}(\varepsilon_c - \varepsilon_{re}) + A(\varepsilon_c - \varepsilon_{re})^2 + B(\varepsilon_c - \varepsilon_{re})^3 \quad \varepsilon_{ul} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{re} \quad (4.2.39)$$

ここで、

$$A = \frac{3(\sigma_{new} - \sigma_{re})}{(\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{re})^2} - \frac{E_{rl} + 2E_{re}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{re}} \quad (4.2.40)$$

$$B = \frac{-2(\sigma_{new} - \sigma_{re})}{(\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{re})^3} + \frac{E_{rl} + E_{re}}{(\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{re})^2} \quad (4.2.41)$$

ここで,

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{ul} + \frac{\sigma_{ul} - \sigma_{new}}{E_{rl}} \left(2 + \frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} \right) \quad (4.2.42)$$

ここで, ε_{re} は再載荷曲線が包絡線に達する点のひずみ, σ_{re} は再載荷曲線が包絡線に達する点の応力度, E_{re} は再載荷曲線が包絡線に達する点における包絡線の接線弾性係数である.

Ristic のモデル, Mander/Dodd モデルでは, 包絡線上のある任意の点で除荷し, 再び載荷して包絡線に戻る場合のみを対象としており, 部分的な除荷や再載荷が生じる場合や除荷・再載荷がくり返す場合を想定していなため, 任意の除荷・再載荷履歴を精度よく表すことはできない. 堺らのモデルでは, 部分的な除荷や再載荷が生じる場合や除荷・再載荷がくり返す場合を想定しており, 任意の除荷・再載荷履歴を精度よく表すことができる. この履歴の一例を図 4.2.9 に示す.

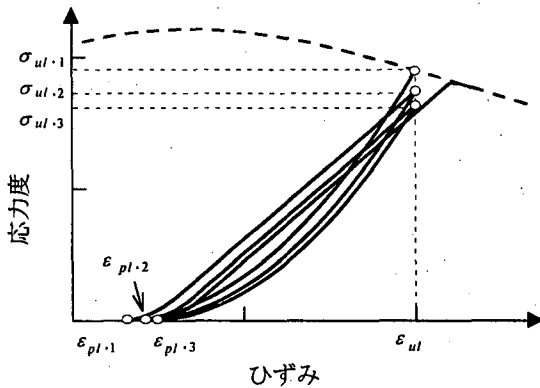


図 4.2.9 堺らによるモデル

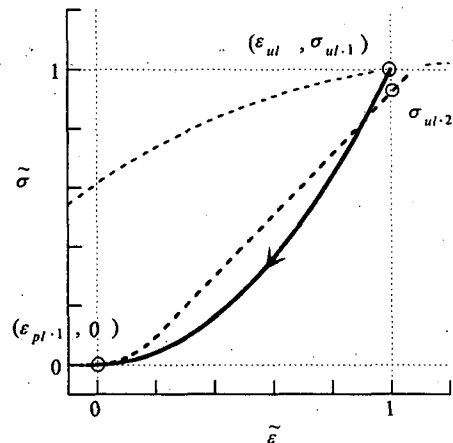


図 4.2.10 包絡線上の点からの除荷履歴 (堺ら)

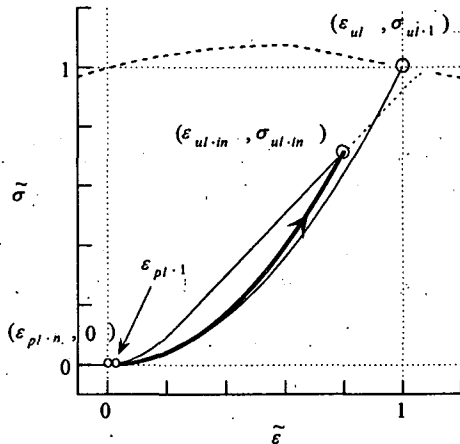
まず, 包絡線から除荷する場合には, 図 4.2.10 に示すように次式による 2 次関数で表している.

$$\sigma_c = \sigma_{ul.1} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl.1}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl.1}} \right)^2 \quad (4.2.43)$$

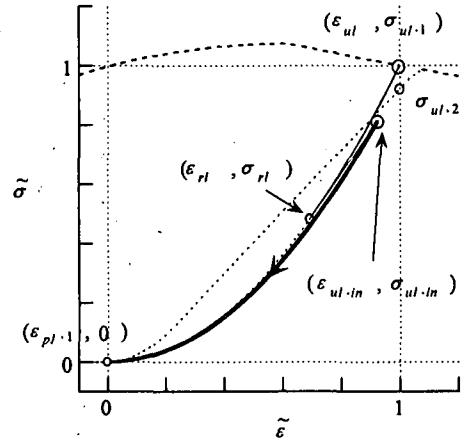
ここで, $\varepsilon_{pl.1}$ は次式により与えている.

$$\varepsilon_{pl.1} = \begin{cases} 0 & 0 \leq \varepsilon_{ul} \leq 0.001 \\ 0.43(\varepsilon_{ul} - 0.001) & 0.001 < \varepsilon_{ul} < 0.0035 \\ 0.94(\varepsilon_{ul} - 0.00235) & 0.0035 \leq \varepsilon_{ul} \end{cases} \quad (4.2.44)$$

部分再載荷した後に除荷する場合にも, 包絡線から除荷する場合と同様に 2 次関数で表している. これを次式および図 4.2.11 に示す.



(a) $\sigma_c = 0$ の点から再載荷し、その後除荷する場合



(b) $\sigma_c \neq 0$ の点からの再載荷し、その後除荷する場合

図 4.2.11 再載荷履歴から除荷する場合 (塚ら)

$$\sigma_c = \sigma_{ul \cdot in} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl \cdot n}}{\varepsilon_{ul \cdot in} - \varepsilon_{pl \cdot n}} \right)^2 \quad (4.2.45)$$

ここで、 $\sigma_{ul \cdot in}$ 、 $\varepsilon_{ul \cdot in}$ は再載荷履歴から除荷する点の応力度とひずみである。 $\varepsilon_{pl \cdot n}$ は次式で与えている。

$$\varepsilon_{pl \cdot n} = (1 - \gamma_{in \cdot n}) \cdot \varepsilon_{ul} + \gamma_{in \cdot n} \cdot \varepsilon_{pl \cdot n-1} \quad (4.2.46)$$

ここで、 $\gamma_{in \cdot n}$ は次式で与えられる。

$$\gamma_{in \cdot n} = \gamma_n + 0.2(1 - \gamma_{RL}) \leq 1 \quad (4.2.47)$$

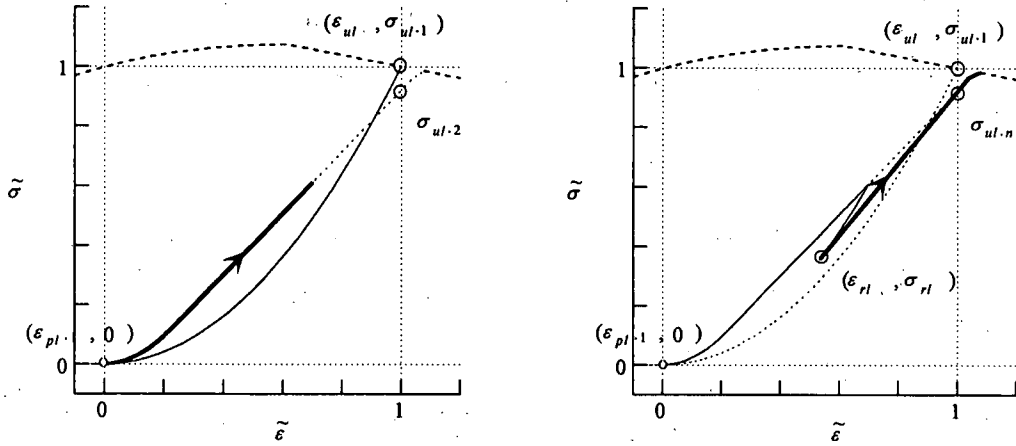
γ_{RL} は、次式に示す部分再載荷度である。

$$\gamma_{RL} = \frac{\varepsilon_{ul \cdot in} - \varepsilon_{pl \cdot n-1}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl \cdot n-1}} \quad (4.2.48)$$

さらに、 γ_n は、除荷・再載荷履歴のくり返し回数 n を考慮して次式のように与えている。

$$\gamma_n = \begin{cases} 0.945 & n = 2 \\ 0.965 + 0.005(n-3) & n \geq 3 \end{cases} \quad (4.2.49)$$

続いて、応力度が 0 から再載荷する場合には、図 4.2.12(a) に示すように再載荷履歴を 2 次関数と 1 次関数の組み合わせで与えている。



(a) $\sigma_c = 0$ の点から再載荷する場合

(b) $\sigma_c \neq 0$ の点から再載荷する場合

図 4.2.12 再載荷履歴 (塚ら)

$$\sigma_c = \begin{cases} 2.5\sigma_{ul-n} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl-n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n}} \right)^2 & 0 \leq \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl-n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n}} \right) < 0.2 \\ E_{rl}(\varepsilon_c - \varepsilon_{ul}) + \sigma_{ul-n+1} & 0.2 \leq \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl-n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n}} \right) \leq \varepsilon_{re} \end{cases} \quad (4.2.50)$$

ここで、

$$E_{rl} = \frac{\sigma_{ul-n+1} - 0.1\sigma_{ul-n}}{0.8(\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl-n})} \quad (4.2.51)$$

ここで、 ε_{re} は再載荷履歴と包絡線の交点のひずみである。

これに対して、応力度が 0 に達する前に再載荷する場合には、図 4.2.12(b)に示すように応力度を次のように 1 次関数で与えている。

$$\sigma_c = E_{prl}(\varepsilon_c - \varepsilon_{ul}) + \sigma_{ul-n+1} \quad (4.2.52)$$

ここで、

$$E_{prl} = \frac{\sigma_{ul-n+1} - \sigma_{rl}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{rl}} \quad (4.2.53)$$

σ_{ul-n+1} は ε_{ul} における応力度であり、次式から求める。

$$\sigma_{ul-n+1} = \beta_{in-n} \cdot \sigma_{ul-n} \quad (4.2.54)$$

ここで、 β_{in-n} は次式で与えている。

$$\beta_{in-n} = \beta_n + 0.2(1 - \gamma_{RL}) \leq 1 \quad (4.2.55)$$

さらに β_n は、除荷・再載荷履歴のくり返し回数 n を考慮して次式のようになる。

$$\beta_n = \begin{cases} 1 & -0.001 \leq \varepsilon_{ul} \leq 0 \\ 1 - (10n - 42)(\varepsilon_{ul} + 0.001) & -0.0035 < \varepsilon_{ul} < -0.001 \\ 0.92 + 0.025(n-1) & \varepsilon_{ul} \leq -0.0035 \end{cases} \quad 1 \leq n \leq 2 \text{ の場合} \quad (4.2.56)$$

$$\beta_n = \begin{cases} 1 & -0.001 \leq \varepsilon_{ul} \leq 0 \\ 1 - (2n - 20)(\varepsilon_{ul} + 0.001) & -0.0035 < \varepsilon_{ul} < -0.001 \\ 0.965 + 0.005(n-3) & \varepsilon_{ul} \leq -0.0035 \end{cases} \quad n \geq 3 \text{ の場合} \quad (4.2.57)$$

図 4.2.13 は、ある除荷点から除荷・再載荷を 3 回くり返した場合のコンクリートの応力度～ひずみ履歴を、Ristic のモデル、Mander/Dodd モデル、堺らのモデルに基づき、それぞれ試算した結果である。Ristic によるモデルでは、同一除荷点において除荷・再載荷をくり返しても除荷点応力度、塑性点ひずみは変化しない。Mander/Dodd モデルは、除荷・再載荷履歴から包絡線までを緩やかな曲線（3 次関数）で表すことが特徴である。同一除荷点において除荷・再載荷をくり返すと、塑性点ひずみは変化せず、除荷点応力度は除荷するたびに除荷点応力度の 92%に低下する。堺らによるモデルでは、同一除荷点において除荷・再載荷をくり返すと、除荷点応力度が低下するが、その低下度はくり返し回数が増加すると小さくなることを表すことができる。また、除荷・再載荷のくり返しによって、塑性点ひずみが増加することも表すことができる。

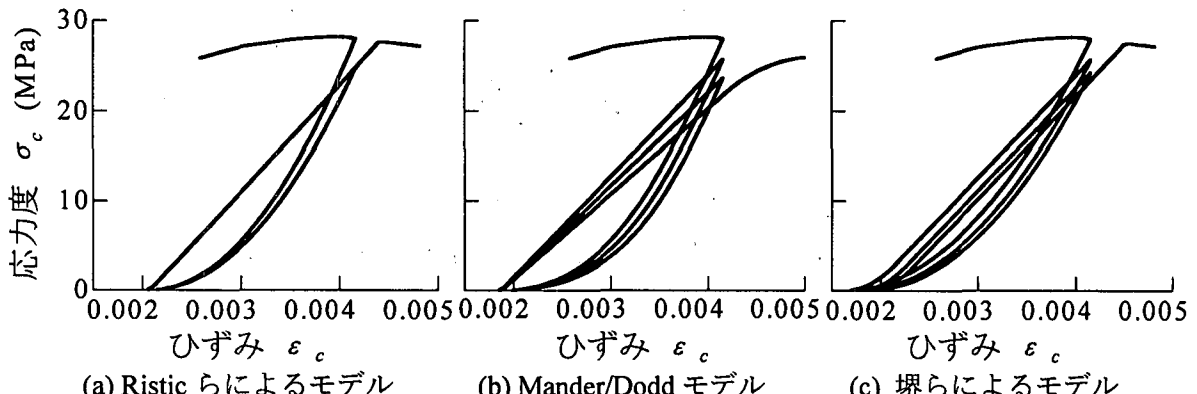


図 4.2.13 各モデルによるコンクリートの応力度～ひずみ関係（除荷，再載荷履歴）

4.2.4 長方形断面に対する中間帯鉄筋の拘束効果

長方形断面に対する中間帯鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの横拘束効果の評価モデルに関する研究は、円形断面や矩形断面を対象とした研究と比べると少ない。ここでは、Mander et al.による研究、Hoshikuma et al.による研究、堺らによる研究を以下に紹介する。これらは、基本的には 4.2.2 に示した拘束効果の評価モデルを用いている。なお、Mander et al., 堺らのモデルでは、本節に示す拘束効果の評価モデルによって正方形断面に対する拘束効果も評価できる。

Mander et al.は、長方形断面のように 2 方向に異なる拘束を与えた矩形断面コンクリートの場合には図 4.2.14 に示す図から f'_{cc} を求めることを提案している。ここで図中の f'_{lx} , f'_{ly} は x 軸方向，y 軸方向の有効横拘束応力であり，ここには $f'_{lx} < f'_{ly}$ とする場合を例に示している。

図 4.2.15 中の f'_{lx} , f'_{ly} は x 軸方向，y 軸方向に異なる横拘束鉄筋比 ρ_{sx} , ρ_{sy} を用いて，それぞれ次式で与えられる。

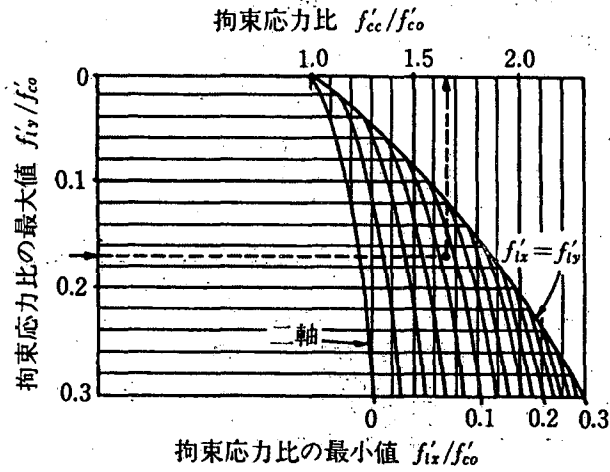


図 4.2.14 2 方向に異なる拘束を与えた矩形断面コンクリートの圧縮応力度の増加 (Mander et al.)

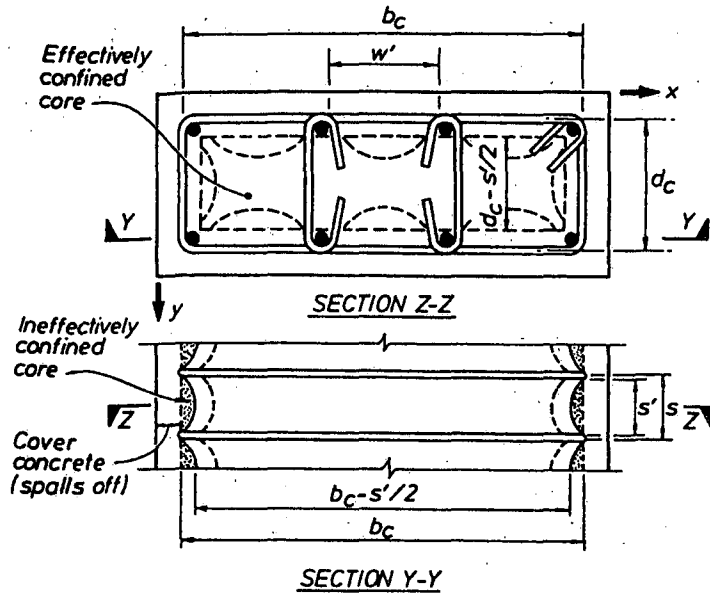


図 4.2.15 Mander et al.による矩形断面コンクリートの有効拘束コンクリート

$$f'_{lx} = k_e \rho_{sx} f_{yh} \quad (4.2.58)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_{sy} f_{yh} \quad (4.2.59)$$

ここで、 f_{yh} は横拘束筋の降伏強度である。 k_e は有効拘束断面積の概念を用いて、図 4.2.15 のように仮定している。これより、 k_e は次式で与えられる。

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (4.2.60)$$

ここで、 b_c 、 d_c はそれぞれ x 軸方向、 y 軸方向のコアコンクリート長さ、 n はアーチの数、 w_i は横拘束筋の水平方向距離、 s は横拘束筋の高さ方向距離、 ρ_{cc} は軸方向鉄筋比である。

Hoshikuma et al.は、図 4.2.16 に示す等価拘束断面の仮定を用いて、中間帯鉄筋を有する長方形断面も正方形断面と同様の評価式で横拘束効果を評価することを提案している。

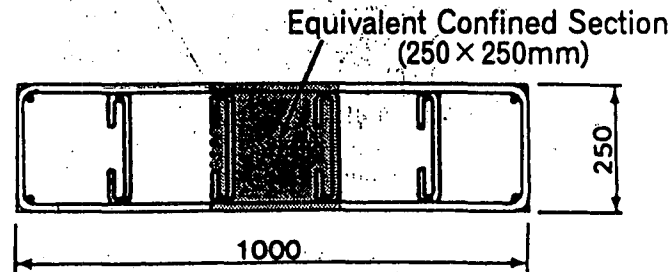


図 4.2.16 Hoshikuma et al.による等価拘束断面

堺らは、式(4.2.19)における σ_{lu} を求める際に、長方形断面では σ_{lu} は方向別に異なるが、長辺での損傷が大きく、これがコンクリートの応力度～ひずみ関係を特徴づけているため、短辺方向に作用する σ_{lu-x} を用いている。したがって、 σ_{lu-x} は、図 4.2.17 の仮定に基づき次式で与えられる。

$$\sigma_{lu-x} = \frac{\sigma_{sy}}{s d_y} (2\kappa_h A_h + n_{t,x} A_{tie}) \quad (4.2.61)$$

ここで、 σ_{sy} は横拘束筋の降伏応力度、 s は高さ方向の横拘束筋間隔、 d_y は y 軸方向のコアコンクリート長さ、 A_h は1本の帯鉄筋の断面積、 A_{tie} は1本の中間帯鉄筋の断面積、 $n_{t,x}$ は x 軸方向に配置する中間帯鉄筋の本数、 κ_h は帯鉄筋による拘束力の低減係数で0.5である。

κ_s は、円形断面と同様に式(4.2.21)より求める。水平方向の横拘束筋の配置間隔 d_t に関する低減係数 κ_d は、図 4.2.18 に示す仮定に基づき次式で与えられている。

$$\kappa_d = \begin{cases} \frac{d_x \cdot \tan\theta_d}{2d_t} & d_t > d_x \cdot \tan\theta_d \\ 1 - \frac{d_t}{2d_x \cdot \tan\theta_d} & d_t \leq d_x \cdot \tan\theta_d \end{cases} \quad (4.2.62)$$

これは、横拘束圧が帯鉄筋および中間帯鉄筋の位置から $\tan\theta_d$ の勾配で線形的に減少すること、一様な横拘束圧の大きさを $d_x d_y / 2$ と仮定して、横拘束筋による拘束圧が作用する領域を $d_x d_y / 2$ に対する面積比として表したものである。ここで、 θ_d は45度である。

図 4.2.19 は、コンクリート強度 $\sigma_{c0}=23\text{MPa}$ 、横拘束筋の降伏強度 $\sigma_{sy}=360\text{MPa}$ 、横拘束筋間隔 $s=60\text{mm}$ とし、図中に示すように5本の中間帯鉄筋を配置した長方形断面の応力度～ひずみ関係を Mander et al.によるモデル、Hoshikuma et al.によるモデル、堺らによるモデルに基づき、コンクリートの応力度～ひずみ関係をそれぞれ試算し、比較した結果である。最大圧縮応力度 σ_{cc} 、応力度の下降域の応力度の低下度はいずれも Mander et al.のモデルが大きく、堺らのモデルが小さい。

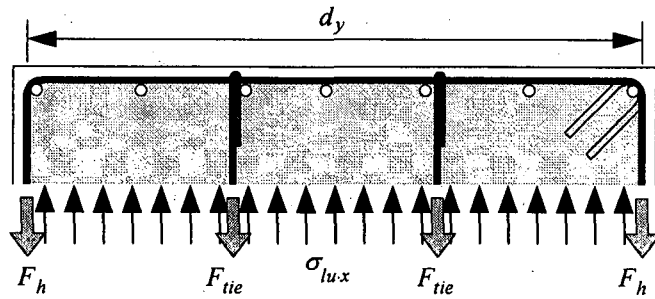


図 4.2.17 堺らによる長方形断面における横拘束筋による横拘束圧 $\sigma_{lu,x}$

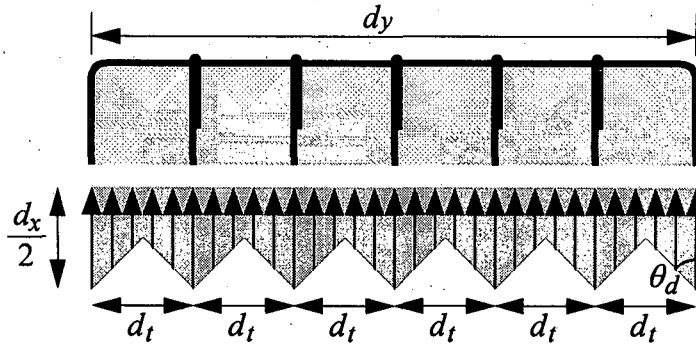


図 4.2.18 堺らによる中間帯鉄筋間における拘束力低下モデル

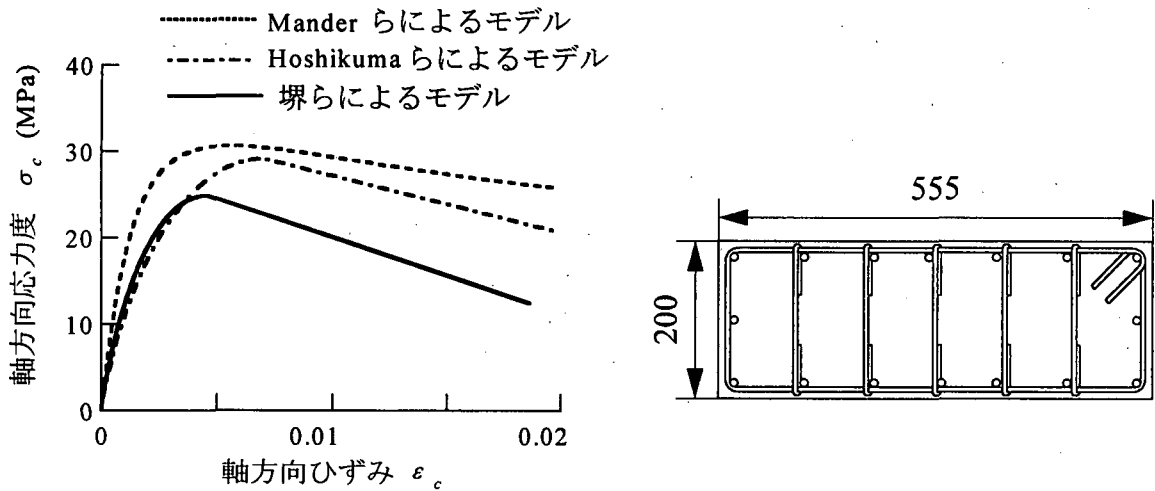


図 4.2.19 各モデルによるコンクリートの応力度～ひずみ関係（長方形断面）

参考文献

- [4.2.1] Dodd, L. L. and Cooke, N.: The Dynamic Behaviour of Reinforced-Concrete Bridge Piers Subjected to New Zealand Seismicity, *Report 92-04*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1992.
- [4.2.2] 藤井学, 小林和夫, 宮川豊章, 井上晋, 松本利彦: 横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の適用に関する検討, セメント技術年報, Vol. 42, pp. 311-314, 1988.

- [4.2.3] Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- [4.2.4] Kent, D. C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 97, No. 7, pp. 1969-1990, 1971.
- [4.2.5] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [4.2.6] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 114 No. 8, pp. 1827-1849, 1988.
- [4.2.7] 六車熙, 渡辺史夫, 勝田庄二, 田中仁史: 横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化, *セメント技術年報*, Vol. 34, pp. 429-432, 1980.
- [4.2.8] Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 108, No. ST4, pp. 929-950, 1982.
- [4.2.9] Razvi, S. and Saatcioglu, M.: Confinement Model for High-Strength Concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 125, No. 3, pp. 281-289, 1999.
- [4.2.10] Ristic, D.: Nonlinear Behavior and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structure under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, School of Engineering, Kyoto University, 1988.
- [4.2.11] Saatcioglu, M. and Razvi, S. R.: Strength and Ductility of Confined Concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607, 1992.
- [4.2.12] 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化, *土木学会論文集*, No. 654/I-52, pp. 297-316, 2000.
- [4.2.13] 堺淳一, 川島一彦, 永井政伸, 細入圭介: コンクリートの応力度～ひずみ関係に及ぼす中間帯鉄筋の影響, 第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 221-224, 2000.
- [4.2.14] 崎野健治: コンファインドコンクリートの研究の現状, *コンクリート工学*, Vol. 30, No. 12, pp. 5-12, 1992.
- [4.2.15] 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束された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461号, pp. 95-104, 1994.
- [4.2.16] Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.: Strength and Ductility of Tied Concrete Columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 106, No. ST 5, pp. 1079-1102, 1980.
- [4.2.17] Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.: Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 108, No. ST12, pp. 2703-2722, 1982.
- [4.2.18] 鈴木計夫, 中塚信, 吉田晴彦: 円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性, *材料*, 第376号, pp. 33-39, 1985.
- [4.2.19] 鈴木計夫, 中塚信, 菅田昌宏: 角形補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性, *コンクリート工学年次講演論文報告集*, Vol. 11, No. 2, pp. 449-454, 1989.
- [4.2.20] (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.

(執筆者: 川島一彦, 堺淳一)

4.3 鉄筋コンクリート橋脚の曲げ耐力、せん断耐力の評価

4.3.1 はじめに

一般に曲げ耐力は、材料強度及びその応力～ひずみ関係を適切に評価できれば、断面の平面保持を仮定した通常の鉄筋コンクリート部材の計算により、実験値をよい精度で再現することができることが知られている。

一方、せん断耐力については、これまで非常に多くの研究が行われているところであるが、現時点でも十分に解明されていない点が多く残されている。このため、ここでは、せん断耐力の評価に関して最近のいくつかの研究について紹介する。

4.3.2 鉄筋コンクリート橋脚の破壊モード

曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の損傷は、一般に、ひび割れの発生、ひびわれの進展、かぶりコンクリートの剥離と軸方向鉄筋の座屈、軸方向鉄筋の破断、あるいは圧縮側コンクリートの圧壊によって最終的な破壊に至る過程をたどる。非線形域の耐力やじん性能等の力学的特性は、このような破壊メカニズムとその進展状況によって支配される。このため、構造物に損傷が生じることを考慮して耐震設計を行うためには、構造物にどのような損傷が進展するかということを知ることが最も基本となる。

道路橋示方書[4.3.1]では、軸方向鉄筋の段落し部での損傷を避けることを前提とし、道路橋橋脚の一般的な配筋細目を有する鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態として、①曲げ破壊型、②曲げ損傷からせん断破壊移行型、③せん断破壊型、の大きく3種類に分類して、それぞれに対して地震時保有水平耐力と許容塑性率を与えている。このような大きな分類としての破壊モードの中でも、実際の被害や模型実験による損傷形態を細かく見てみると、材料特性や荷重の載荷条件が一定であれば、寸法諸元や配筋条件によって様々な破壊モードや損傷モードの違いが生じ得る。

例えば、曲げ破壊型でもかぶりコンクリートは大きく剥離しないが、軸方向鉄筋が破断する損傷もある。このような損傷は、大断面・低鉄筋橋脚の場合や帯鉄筋による拘束効果の高い場合などに見られる。すなわち、コンクリートが軸方向鉄筋よりも相対的に強くなった結果、破壊がコンクリートではなく、軸方向鉄筋で生じるというものである。

また、損傷領域についても、損傷領域が断面幅相当の高さを有するような場合から非常に狭い範囲に損傷が集中する場合が生じ得る。このような損傷領域の違いは、軸方向鉄筋量と鉄筋径、コンクリートの拘束効果などのバランスから生じ得ると考えられる。例えば、軸方向鉄筋量に比較して帯鉄筋及びコンクリートによる拘束が相対的に高くなる場合には、一般に損傷領域が狭い領域に集中しやすくなる。一方、小断面の橋脚に太径の軸方向鉄筋を用いる場合など、拘束効果に比較して軸方向鉄筋径の座屈の影響が大きくなる場合には、逆に損傷領域が広くなる場合がある。

せん断破壊モードについても、せん断支間比等の形状寸法や、帯鉄筋の配筋によるコンクリートとの相互作用、ひびわれの発生メカニズム、載荷繰り返しの影響などにより、その破壊モードや耐力が大きく変化してくる。せん断破壊面にしても、せん断破壊面が45度程度に近いひびわれが生じる場合や、0度に近い水平せん断や45度を超えるさらに大きな角度でのせん

断破壊モードが生じる場合がある。

上記のように、鉄筋コンクリート橋脚の非線形域の耐力や変形性能は破壊形態に支配されるものであるため、このような損傷モードやメカニズムをできるだけ正確に評価できるようになれば、各種の断面諸元を有する鉄筋コンクリート部材に対して必要な性能を確保するための損傷形態を確実に誘導できることが可能と考えられる。

4.3.3 せん断耐力の評価に関する研究

せん断耐力は、一般に、コンクリートの負担分と帯鉄筋やスターラップなどのせん断補強筋の負担するせん断力に分離し、それぞれを足し合わせることによって求めている。コンクリートの負担するせん断力は実験データをもとに定められ、せん断補強鉄筋の負担するせん断力は一般にトラス理論に基づいて算定される場合が多い[4.3.1, 4.3.2]。

前述のように、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力については、これまで非常に多くの研究が行われているところであるが、ここでは、主として橋梁に用いられる鉄筋コンクリート橋脚を対象とし、これに対するせん断耐力の評価に関する実験研究の中から、1) 寸法効果の影響、2) 繰り返し载荷の影響、3) 壁式橋脚面内方向のせん断耐力、について以下に示す。

(1) 寸法効果の影響

RC部材がせん断破壊をするい場合には、コンクリートの負担できる平均せん断応力度は、寸法効果の影響を受けて、部材の有効高さの増加に伴い低下することは古くから知られている[4.3.3]。コンクリート構造全般の寸法効果については、文献[4.3.4]に詳しい。

道路橋示方書では、コンクリートの負担できる平均せん断応力度については、大型鉄筋コンクリート梁部材のせん断载荷試験結果等に基づいて、断面の有効高さが大きくなるとコンクリートの負担できる平均せん断応力度が低下するという寸法効果が考慮されている[4.3.5]。図4.3.1は、载荷実験から得られたコンクリートの負担するせん断応力度と有効高さの関係をプロットしたものである。これによれば、コンクリートの負担できる平均せん断応力度は、部材の有効高さの-0.25乗から-0.4乗程度で低下することがわかる。

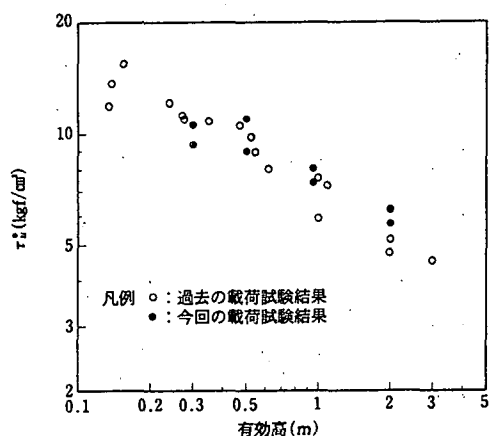


図 4.3.1 実験から得られたコンクリートの負担できるせん断応力度に対する寸法効果[4.3.5]

文献[4.3.6, 4.3.7]では、コンクリートの負担するせん断応力度の寸法効果に関する海外を含めた各種基準の比較が示されている。寸法効果を考慮していない基準あるいは研究としては、米国 ACI318-95 基準、米国 ASCE/ACI 提案、建築学会耐震設計ガイドライン、Prestley らの提案[4.3.8]、道路橋示方書(1990)など、寸法効果を考慮している基準あるいは研究としては、CEB/FIP 基準(1990)、カナダ標準、土木学会コンクリート標準示方書、Bazant らの研究について、それぞれの比較が行われている。図 4.3.2 は、0.2 ~ 3 m の円柱橋脚を対象に、軸方向鉄筋比 1.5 %、帯鉄筋比 0.1 %、せん断支間比 2.0、軸力載荷のない場合を想定して、各式の比較を行った結果を示したものである。各基準によって、非常にばらつきのある結果となっていることがわかる。また、道路橋示方書並びに土木学会コンクリート標準示方書の値が世界的に比較しても低めの値が設定されていることがわかる。

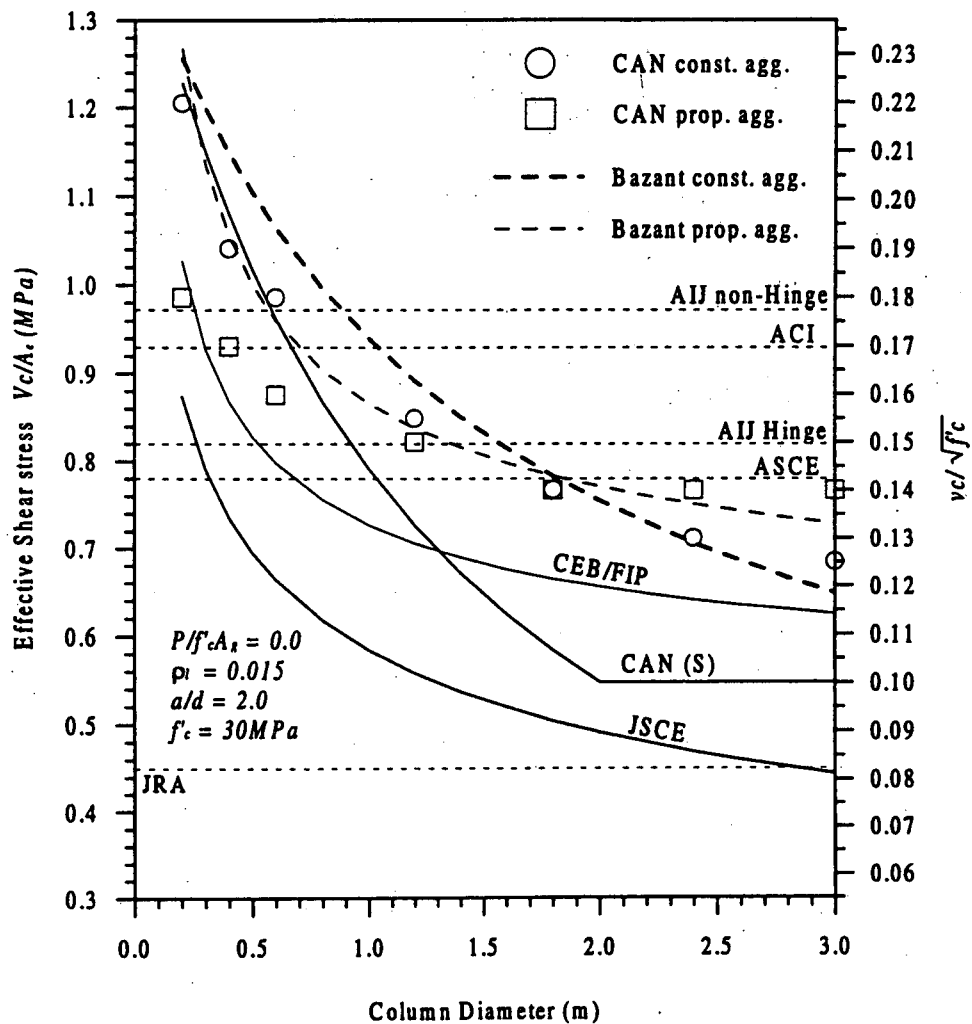
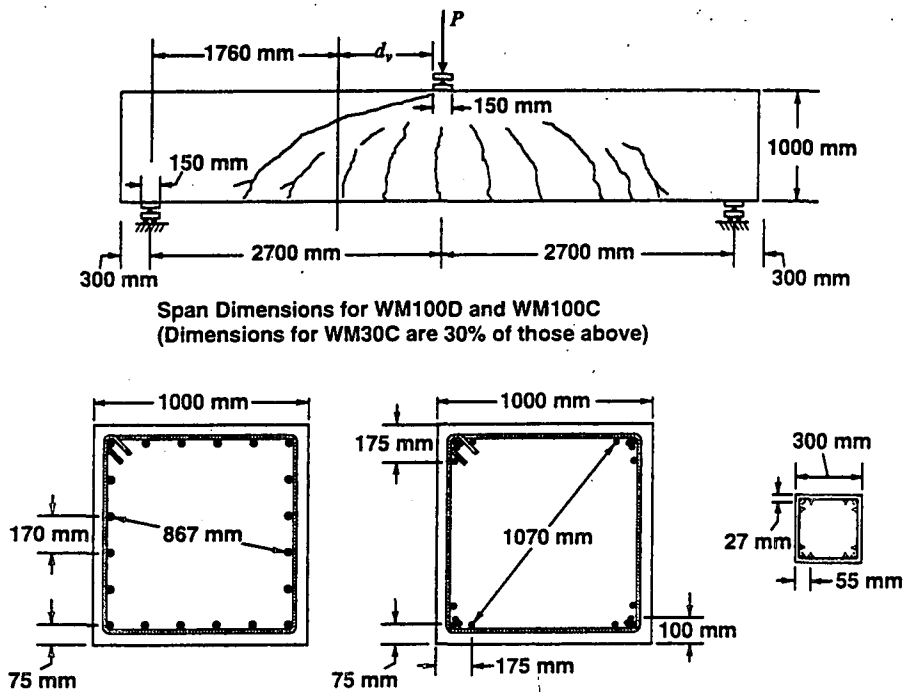


図 4.3.2 コンクリートの負担できるせん断応力度に対する寸法効果に関する関係基準の比較[4.3.6]

文献[4.3.9]では、矩形断面柱を想定し、寸法効果の影響を検討している。図 4.3.3 に示すように、せん断支間比 2.7、断面が 1 m の矩形断面で、帯鉄筋量が少ないケースを対象に、軸方向鉄筋の配筋方法を合計本数は同一とし、全体に配筋させた場合とコーナーの集中させた場合、

さらにコーナーに集中させた場合の供試体を 30 % に縮小した場合の比較を行っている。図 4.3.4 は、3 供試体の荷重～変位関係を比較して示したものである。これによれば、配筋等を相似形にし寸法を 30 % に縮小した場合には、明らかに大きい供試体の方がせん断応力度が低くなり、寸法効果が見られる。また、側方筋がある場合には、耐力ならびに変形特性が向上していることがわかる。側方筋のある場合の小型模型の実験が行われていないので、この場合の寸法効果の比較はできないが、側方鉄筋が十分に配筋されている柱部材では寸法効果は小さいという指摘もされている [4.3.8]。

いずれにしても寸法効果に関しては主として梁部材を対象にした実験が中心であり、柱部材に対する寸法効果に関する実験的検討が必要と考えられる [4.3.10]。



Specimen	WM100D	WM100C	WM30C
Concrete	$f'_c = 38 \text{ MPa}$ $a = 10 \text{ mm}$	$f'_c = 41 \text{ MPa}$ $a = 10 \text{ mm}$	$f'_c = 41 \text{ MPa}$ $a = 10 \text{ mm}$
Longitudinal Reinforcement	20-30 mm bars $f_{xyield} = 550 \text{ MPa}$ $\rho_x = 0.0140$	20-30 mm bars $f_{xyield} = 550 \text{ MPa}$ $\rho_x = 0.0140$	36-6.6 mm wires $f_{xyield} = 629 \text{ MPa}$ $\rho_x = 0.0137$
Transverse Reinforcement	9.5 mm bars at 375 mm $f_{yyield} = 508 \text{ MPa}$ $\rho_y f_{yyield} = 0.192 \text{ MPa}$	9.5 mm bars at 375 mm $f_{yyield} = 508 \text{ MPa}$ $\rho_y f_{yyield} = 0.192 \text{ MPa}$	2.64 mm wires at 98 mm $f_{yyield} = 520 \text{ MPa}$ $\rho_y f_{yyield} = 0.194 \text{ MPa}$

図 4.3.3 コンクリートの負担できるせん断応力度に対する寸法効果に関する実験検討 [4.3.9]

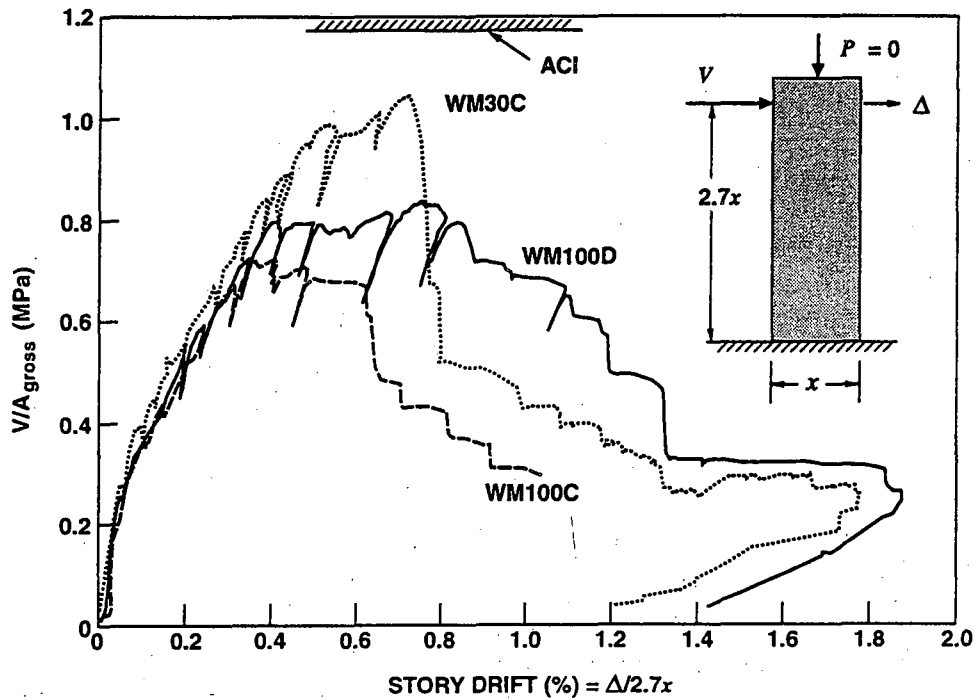


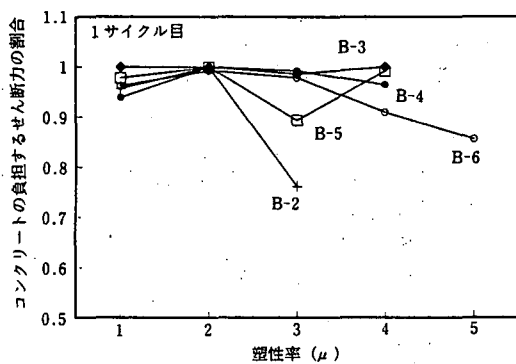
図 4.3.4 荷重～変位関係に及ぼす寸法効果の影響 [4.3.9]

(2) 繰り返し荷重の影響

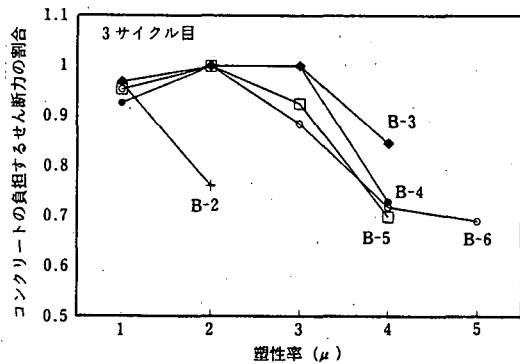
鉄筋コンクリート部材が正負交番荷重を受けた場合には、部材にX字状のひびわれが進展し、コンクリートのせん断力の伝達機構は、一方向荷重に比べてかなり低下することが予想される。道路橋示方書では、橋脚模型の荷重実験結果を通じて、曲げ破壊からせん断破壊に移行することも考慮に入れ、せん断耐力の算定を行うこととしている [4.3.5]。

図 4.3.5 は、実験から得られた繰り返し荷重に伴うせん断耐力の低下の度合いを示したものである。これによれば、1 サイクル目の荷重ではコンクリートの負担するせん断力の低下は少ないが、荷重回数が多くなり損傷が進展することによりコンクリートの負担するせん断力が 70% 以下に低下することがわかる。

米国における橋梁の設計においても、こうした塑性化の進展に伴うせん断力の低下が以前より考慮されている。図 4.3.6 は、じん性率に応じたコンクリートの負担するせん断力の低下に関する設計式を示したものである [4.3.8]。



(1) 1 サイクル目の荷重時



(2) 3 サイクル目の荷重時

図 4.3.5 コンクリートの負担するせん断耐力の低下 [4.3.5]

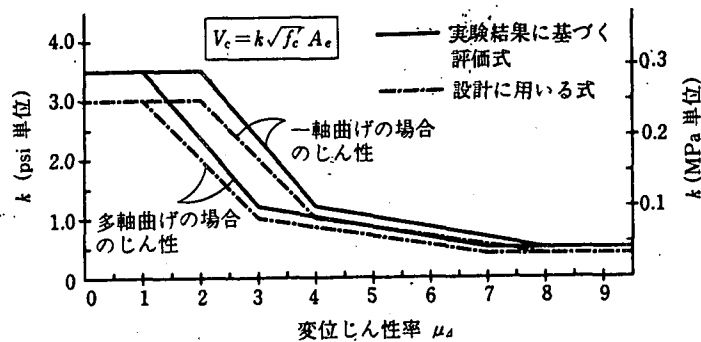
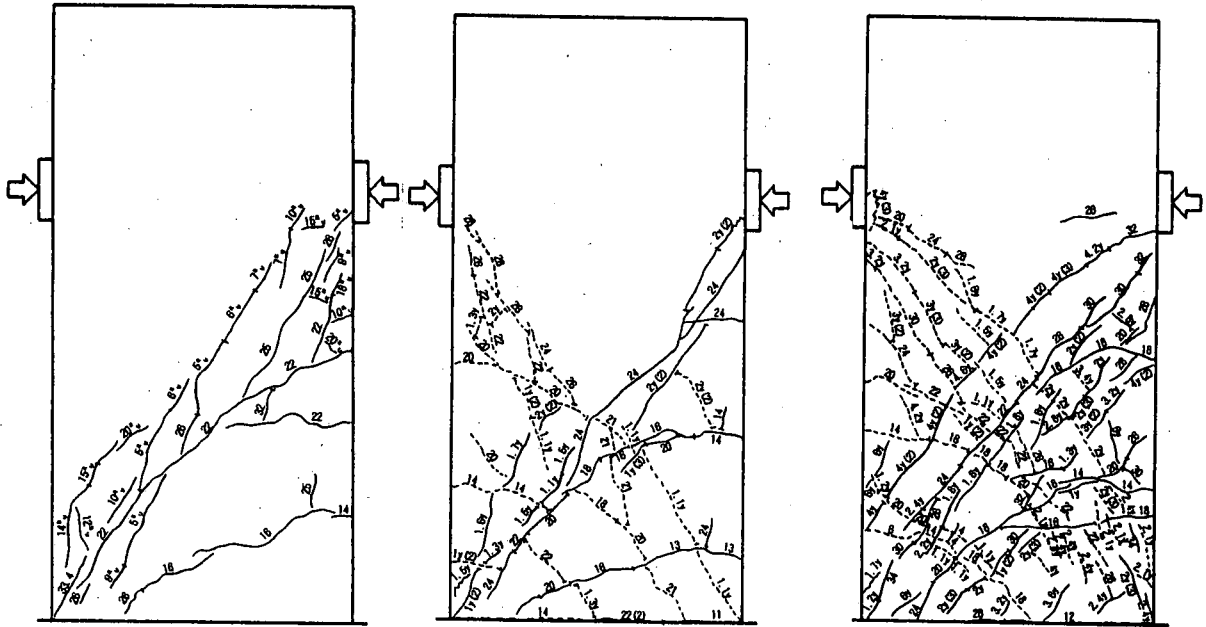


図 4.3.6 米国におけるじん性率に応じたせん断耐力の低下に関する提案[4.3.8]

(3) 壁式橋脚面内方向のせん断耐力

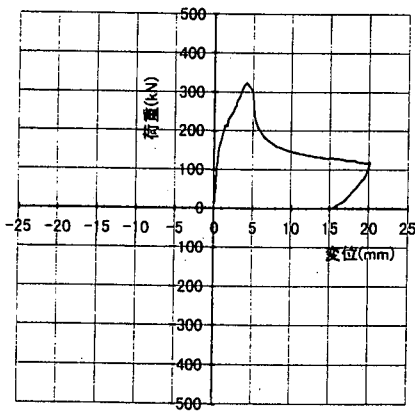
現在、壁式橋脚の面内方向のせん断耐力についても、コンクリートが負担するせん断力と帯鉄筋が負担するせん断力の和としてせん断耐力を算定する方法が用いられている場合がある。しかしながら、比較的高さの低い壁式橋脚の面内方向の場合には、せん断支間比が小さいいわゆるディープビーム的な挙動をすることとなるため、この場合には、コンクリートのみで負担するせん断力、あるいは、壁に配置されている鉄筋のみで負担するせん断力のいずれか小さい方でせん断耐力が評価される[4.3.2]。

文献[4.3.11]では、繰り返し荷重を受ける場合のせん断抵抗メカニズム、単調荷重との相違等の検討を目的に、せん断補強筋量等をパラメータとした繰り返し荷重を受けるRCディープビームのせん断破壊特性に関する実験検討が行われている。図 4.3.7 及び図 4.3.8 は、単調荷重と繰り返し荷重の場合のせん断ひびわれの状況並びにそれぞれの荷重～変位関係の一例を示したものである。単調荷重では一方向の斜めひびわれが、繰り返し荷重ではX字状のひびわれが、また、繰り返し荷重でも帯鉄筋が配筋された場合にはひびわれが細かく分散される状況が確認される。また、最大耐力としては、帯鉄筋がない場合には、単調荷重も繰り返し荷重もあまり相違はないが、帯鉄筋が配筋された場合にはその増分効果が確認される。このような結果から、正負交番荷重が載荷した場合には、降伏変位以下の荷重であれば、せん断強度が低下することはないが、塑性変形を生じる変位振幅で繰り返し作用した場合には、単調荷重の場合と異なり部材のせん断耐力は大きく低下することが明らかになっている。さらに、このような特性から、耐震設計上の基本的な考え方として、せん断耐力を確保するために主鉄筋が降伏し曲げによる塑性変形を生じないようにすることが提案されている。

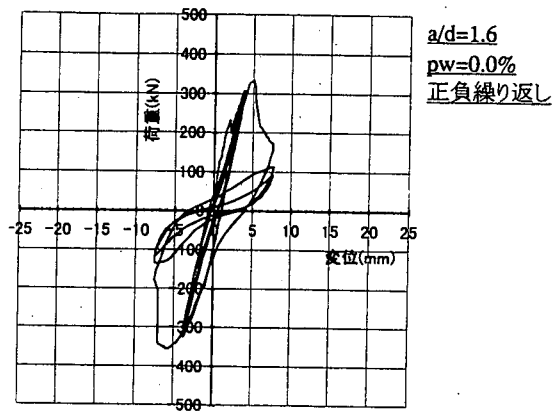


(1) 単調荷重 (帯鉄筋がない場合) (2) 繰り返し荷重 (帯鉄筋がない場合) (3) 繰り返し荷重 (帯鉄筋がある場合)

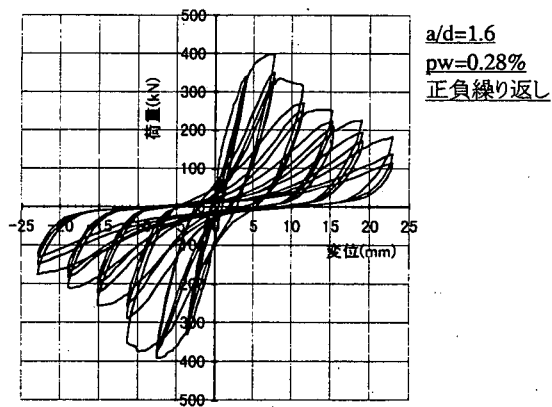
図 4.3.7 単調荷重と繰り返し荷重による破壊モードの例 [4.3.11]



(1) 単調荷重 (帯鉄筋がない場合)



(2) 繰り返し荷重 (帯鉄筋がない場合)



(3) 繰り返し荷重 (帯鉄筋がある場合)

図 4.3.8 単調荷重と繰り返し荷重による荷重～変位関係の例 [4.3.11]

4.3.4 おわりに

鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力は、材料強度及びその応力～ひずみ関係を適切に評価できれば、実験値をよい精度で再現することができることから、ここでは、主として、せん断耐力について最近のいくつかの研究について紹介した。

せん断破壊は脆性的な破壊性状となるため避けるべき破壊モードであることから、一般に安全側でその強度等の評価が行われている。一方で、安全側に評価することにより、その合理性が低下することになり、こうした力学的性状の評価方法の精度を上げることが重要と考えられる。ここでは、せん断耐力に及ぼす寸法効果の影響、繰り返し载荷の影響とともに、繰り返し荷重を受ける壁式橋脚のせん断耐力特性に関する研究について紹介した。今後、さらに、柱部材の特性を適切に評価し、精度の向上に関する検討が重要と考えられる。

【参考文献】

- 4.3.1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、1996
- 4.3.2) 土木学会：コンクリート標準示方書、設計編、耐震設計編、1996
- 4.3.3) G. N. J. Kani : How safe are our large reinforced concrete beams?, Journal of ACI, 128-141, 1967
- 4.3.4) 土木学会：コンクリートの寸法効果と引張軟化曲線、コンクリート技術シリーズ 18、1997
- 4.3.5) 渡辺博志、河野広隆：鉄筋コンクリート橋脚のせん断力照査におけるコンクリート負担分に関する検討、基礎工、61-67、1997
- 4.3.6) T, Ohtaki, Gianmario Benzoni, M. J. N. Priestley : Seismic Performance of a Full Scale Bridge Column, - As build and as Repaired - , Report No. SSRP-96/07, University of Carifornia, San Diego, 1996
- 4.3.7) T, Ohtaki, M. J. N. Priestley, F. Seible : Seismic Performance of a Full Scale Bridge Column, - As build and as Repaired - , Proc. of National Seismic Conference on Bridges and Highways, 1997
- 4.3.8) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, 1996
- 4.3.9) Michael P. Collins : The Influence of Member Size on the Shear Response of Reinforced Concrete Members, Report No. SSRP-97/12, University of Carifornia, San Diego, 1997
- 4.3.10) 睦好宏史、町田篤彦：側方鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力及び変形性能、コンクリート工学年次論文報告集、No.9-2、335-340、1987
- 4.3.11) 土木研究所：地震荷重が作用するRCディープビーム部材のせん断強度に関する検討、土木研究所資料第 3572 号、1998
- 4.3.12) 土木学会：コンクリートの力学特性に関する調査研究報告、コンクリートライブラリー 69、1991
- 4.3.13) 二羽淳一郎、N. Zareen、田邊忠顕：破壊力学に基づくコンクリートはりのせん断強度寸法効果解析、土木学会論文集、第 508 号/V-26、45-53、1995
- 4.3.14) 二羽淳一郎、崔益陽、田邊忠顕：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究、土木学会論文集、第 508 号/V-26、79-88、1995
- 4.3.15) H. Okamura, T. Higai : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, No.300, 131-141, 1980
- 4.3.16) 井畔瑞人、塩谷俊幸、野尻陽一、秋山輝：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリート梁のせん断強度に関する実験的研究、土木学会論文集、第 348 号、175-184、1984

- 4.3.17) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、第372号、167-176、1986
- 4.3.18) 土木研究所：鉄筋コンクリートはりのせん断実験データ集、土木研究所資料2045号、1984
- 4.3.19) H. P. J. Taylor : Shear Strength of Large Beams, Proc. of ASCE, ST11, 2473-2490, 1972
- 4.3.20) 檜貝勇、二羽淳一郎、岡村雄樹：曲げ降伏後にせん断破壊するRC部材の破壊メカニズムに関する考察、コンクリート工学年次論文報告集、No.9-2、329-334、1987
- 4.3.21) 山本善行訳：コンクリート構造物のせん断力に耐する設計、コンクリート工学、Vol.18、No.5、36-47、1980
- 4.3.22) 二羽淳一郎、前田詔一、岡村甫：ディープビーム的なRC部材の設計方法に関する提案、第5回コンクリート工学年次論文報告集、357-360、1983
- 4.3.23) 林川俊郎、斉藤京子文彦、角田与史雄：せん断補強鉄筋を有するRCディープビームの強度について、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、319-324、1990
- 4.3.24) 池田尚治：鉄筋コンクリートディープビームの力学的特性と設計法、コンクリート工学、Vol.14、No.4、1-10、1976
- 4.3.25) 石橋忠良、斉藤啓一、寺田年夫：せん断スパン比の小さいRCはりのせん断補強効果について、コンクリート工学年次論文報告集、9-2、311-316、1987
- 4.3.26) 渡辺博志、河野広隆：正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度低下機構の検討、土木学会論文集、No.613 / V-42、85-102、1992

(運上 茂樹)

4. 4 塑性ヒンジ長

4. 4. 1 RC橋脚の塑性変形性能の評価と塑性ヒンジ長

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価する手法として、コンクリートや鉄筋の応力度-ひずみ関係から鉄筋コンクリート断面の曲げモーメント-曲率関係を算出し、さらに断面に生じる曲率を橋脚高さ方向に積分することにより水平変位を算出する手法が古くより国内外で広く用いられている。ここで、断面に生じる曲率から橋脚の水平変位を算出するモデルにおいては、断面に生じる曲率の評価と曲率分布の設定が重要であり、これら両方が適切に評価されなければならない。鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、軸方向鉄筋の座屈が生じてかぶりコンクリートが剥落するような程度の損傷が生じた段階をひとつの限界状態として捉えることが多いが、このような損傷が生じた時の曲率の高さ方向分布は一般には非常に複雑であり、同じ塑性ヒンジ領域であっても、ミクロに見ればひびわれの入った断面とその近傍でひびわれの入らなかった断面では曲率が大きく異なる。しかしながら、実際の挙動に近似させるために曲率分布を非常に細かく設定しても、そのような分布形状をモデル化することは困難であり合理的でない。そこで、このような複雑な挙動を設計実務でも取り扱いやすいようにするために導入された概念が塑性ヒンジ長である。

これは、図 4.4.1 に示すように、実際は複雑な塑性曲率の分布を面積が等価な矩形ブロックとして置き換え、その矩形ブロックの高さを塑性ヒンジ長と定義するものである。したがって、塑性ヒンジ長は、あくまでも橋脚に生じる水平変位を算出するために便宜的に設定されたものであり、この塑性ヒンジ長の区間にしか塑性曲率が生じないということの意味するものではない。このような塑性ヒンジ長の考え方は 1960 年代から提案されており、塑性ヒンジ長の評価式についても、諸外国では様々な研究が行われている[4.4.1-4.4.3]。

ただし、このようにして定義される塑性ヒンジ長は、終局塑性曲率の算定法すなわちコンクリートの終局ひずみの設定法とペアとなって提案されていること、また、塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋や帯鉄筋の配筋条件によっても変化することから、諸外国で提案されている既往の塑性ヒンジ長の評価式のみを部分的に取り出して我が国の鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震設計にそのまま適用することには注意が必要である。このような背景から、我が国でも、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価法に用いる塑性ヒンジ長に関する研究が進められ[4.4.4-4.4.8]、最近では耐震設計の実務にもその考え方が反映され始めているところである [4.4.9-4.4.10]。

そこで、本節では、平成 8 年の道路橋示方書 V 耐震設計編（以下、道示と呼ぶ）に示されるコンクリートの応力度-ひずみ特性[4.4.11]を用いて求められる曲げモーメント-曲率関係[4.4.5]を適用し、この場合に終局水平変位を算定するために設定される塑性ヒンジ長について検討された結果について紹介することとした。

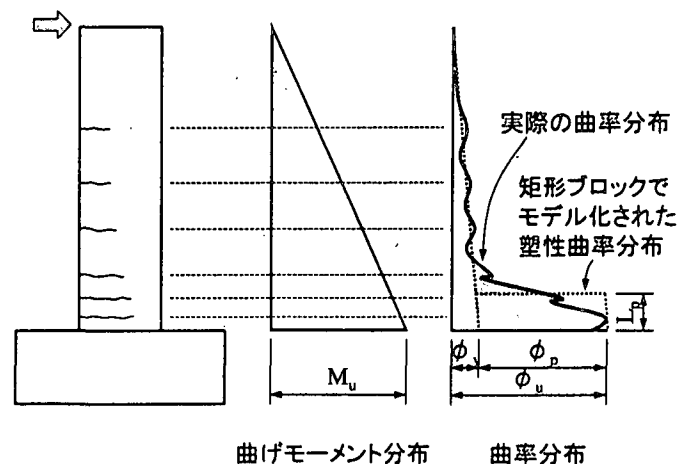


図 4.4.1 曲率分布と塑性ヒンジの仮定

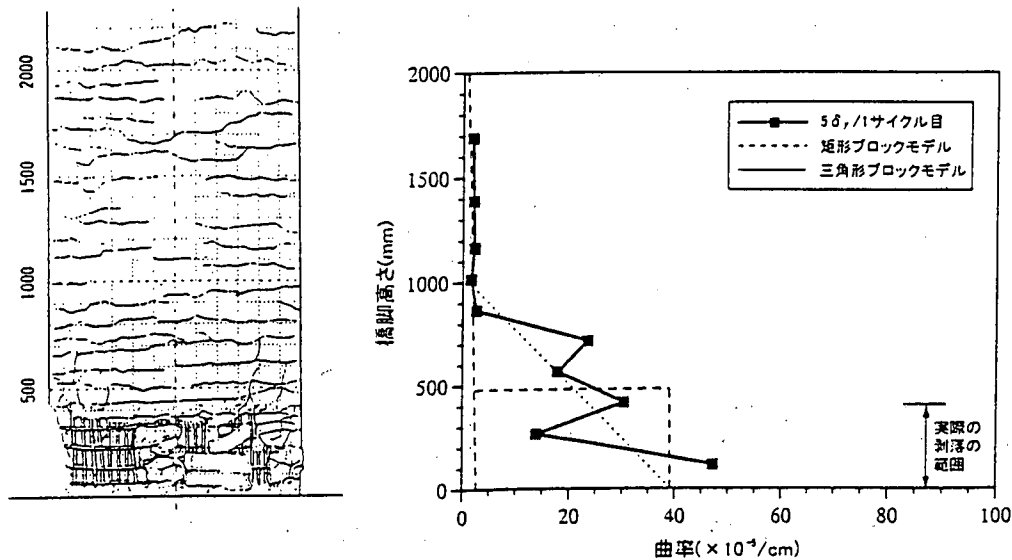


図 4.4.2 橋脚基部付近における曲率分布と実際の損傷

4.4.2 RC橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長

塑性ヒンジ長を実験的に検討するためには、塑性ヒンジ領域における断面の曲率分布を計測する必要がある。ここでは、鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番載荷実験で断面に生じる曲率分布を計測し、塑性ヒンジ長について検討された研究例を紹介しよう[4.4.6, 4.4.12]。

図 4.4.2 は、断面が $1200 \times 1200 \text{mm}$ の正方形断面で、基部から載荷点までの高さが 4800mm の大型供試体に対する正負交番載荷実験において計測された橋脚基部付近における曲率分布と損傷状況（フランジ側）を示したものである。ただし、この曲率分布と損傷図はかぶりコンクリートが剥落し始める時 ($5\delta_y$) の計測値を示したものである。これより、橋脚に生じる曲率分布は、基部に近くなるにつれて徐々に大きくなるような分布となっていることがわかる。このような傾向は、他の多くの実験結果からも得られている[4.4.5, 4.4.13]。前述したように、終局変位を算出する時には、計算の便宜上、塑性曲率分布は等価な矩形ブロックに置き換えて評価されるが、これらの実験結果から見れば、矩形ブロックよりも図 4.4.3 に示すような三角形ブロックのような挙動に近いと言えよう。そこで、道示 V の手法に基づいて算出される終局曲率を用いて、矩形ブロックとして定義される塑性ヒンジ長ならびに三角形ブロックとして定義される塑性ヒンジ長をそれぞれ逆算により求め、その結果を図 4.4.2 中にプロットした。このような比較を行うと、塑性曲率分布は三角形ブロックとしてモデル化の方が実挙動に近いことが確認される。ただし、塑性回転角は、曲率と塑性ヒンジ長の積であるため、塑性曲率分布を矩形ブロック、三角形ブロックいずれでモデル化しても、求めようとしている載荷点での変位の評価値は同じとなる。したがって、設計実務上は、どちらでモデル化してもよいと考えられるが、矩形ブロックとしてモデル化する場合、設計者はその範囲でしか塑性曲率が生じないと誤解しないようにしなければならない。

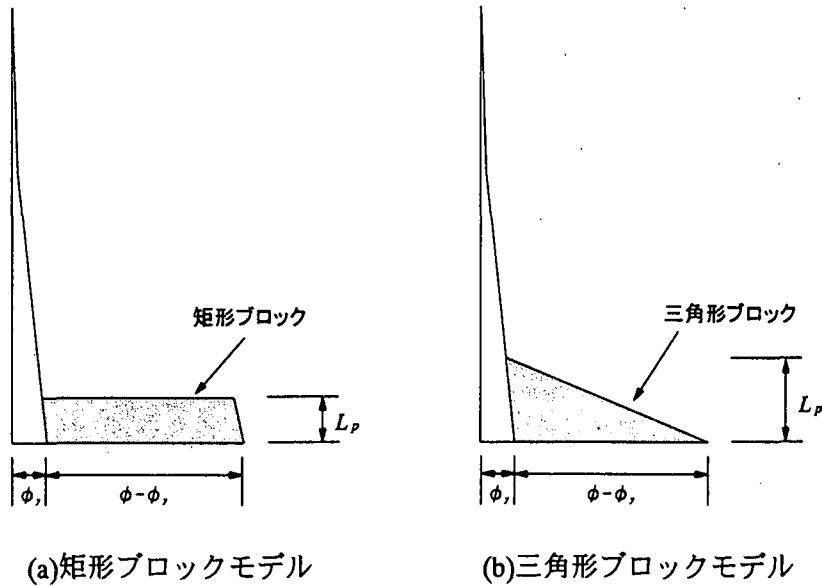


図 4.4.3 塑性曲率分布のモデル化

なお、動的解析において材端ばねモデル等を用いる場合にも塑性ヒンジ長を設定する必要があるが、この場合は、塑性ヒンジ区間を1つの回転ばねとしてモデル化するため、塑性ヒンジ長はその区間内において塑性曲率が一定値であると仮定する矩形ブロックに基づいて設定する必要がある。

4.4.3 軸方向鉄筋の座屈解析に基づく塑性ヒンジ長の検討

前述した多数の模型供試体による正負交番載荷実験の結果によると、塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋の座屈長と有意な関係があることが明らかとなってきた。そこで、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係に着目し、有限変位非線形 FEM 解析によって算出した軸方向鉄筋の座屈長と実験により求めた塑性ヒンジ長（塑性曲率分布を矩形ブロックモデルとした場合）の関係について検討した例を紹介する[4.4.14-4.4.16]。

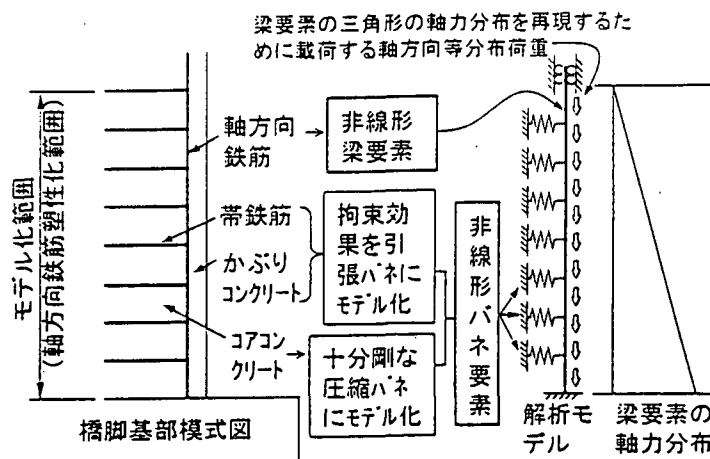


図 4.4.4 FEM による座屈解析モデル

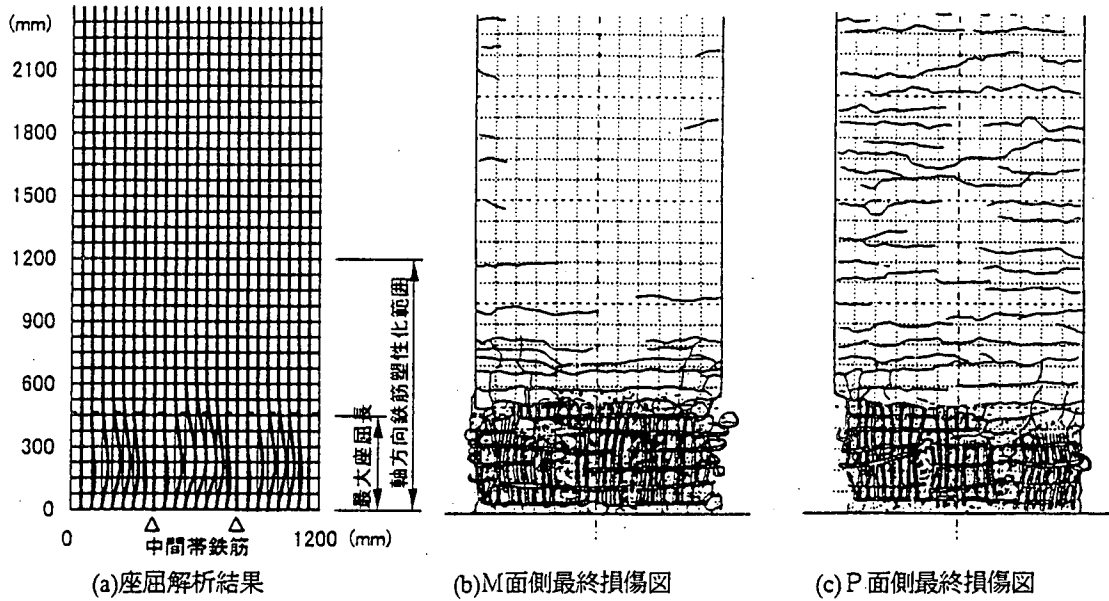


図 4.4.5 かぶりコンクリートの影響を考慮した矩形断面供試体に対する座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図の比較

図 4.4.4 は、非線形 FEM 解析に用いた座屈解析モデルを示したものである。ここで、軸方向鉄筋は帯鉄筋により拘束されていることを表わすために、ばね要素に支持された梁要素としてモデル化している。本解析により求められた軸方向鉄筋の座屈モードと実際の損傷を比較した例が図 4.4.5 の通りである。これは、前述した断面寸法が 1200mm の大型供試体を対象として解析したものであり、解析値と実験による損傷状況がよく合っていることがわかる。

このような解析をいろいろな実験供試体に対して行い、軸方向鉄筋の座屈長と

実験による塑性ヒンジ長を比較した結果が図 4.4.6 である。ここでは、矩形断面橋脚のみを対象として比較しているが、両者は比較的よく一致している。これは、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の間には重要な因果関係があることを示唆していると考えられる。そして、このような検討結果を基に、浅津らは軸方向鉄筋に対する座屈解析結果から簡易な座屈長算定式を提案し、それを基に鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定式を次式のように提案している[4.4.16]。

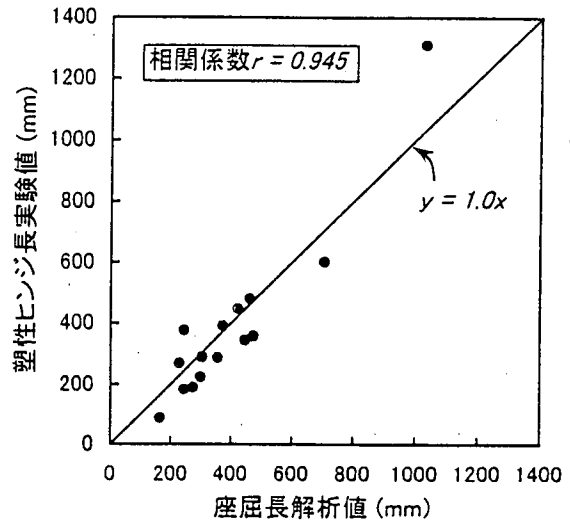


図 4.4.6 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長の関係 (矩形断面)

$$L_p = 8.5\alpha\sigma_{sy}^{1/5}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (4.4.1)$$

- ここに、 L_p : 塑性曲率分布を矩形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 (mm) ($\leq 0.15h$)
 σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)
 β_n : 等分布ばね定数 (N/mm²) で、次式で算出される。

$$\beta_n = K / s \quad (4.4.2)$$

$$K = \frac{384E_0I_h}{nd^3} + k_0 c_0 s \quad (\text{矩形断面}) \quad (4.4.3)$$

- E_0 : 横拘束筋の弾性係数 (N/mm²)
 I_0 : 横拘束筋の断面 2 次モーメント (mm⁴)
 d : 横拘束筋の有効長 (mm)
 s : 横拘束筋の間隔 (mm)
 n : 横拘束筋の有効長内に含まれる軸方向鉄筋の本数
 k_0 : 実験から求めたかぶりコンクリートのばね算出係数で 0.01 (N/mm²)
 c_0 : 軸方向鉄筋の純かぶり (mm)
 ϕ : 軸方向鉄筋径 (mm)
 α : 断面補正係数で、矩形断面の場合は 1.0 とする。

なお、式(4.4.1)により求められる塑性ヒンジ長を用いて算出される終局変位の値は、道示 V に規定されている塑性ヒンジ長を用いる場合よりもさらに精度よく実験値と一致することも確認されている。

参考文献

- 4.4.1) R. Park, T. Paulay : Reinforced Concrete Structures, Wiley- Interscience, 1974.
4.4.2) W. G. Corley : Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.92, ST5, pp.121-146, Oct. 1966.
4.4.3) M. J. N. Priestley, R. Park : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No.1, pp.61-76, Jan.-Feb. 1987
4.4.4) 川島一彦、庄司学、榊原泰造 : 矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討、構造工学論文集、Vol.46A、pp.767-776、2000年3月。
4.4.5) 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏 : 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol.44A、pp.877-888、1998年3月。
4.4.6) 星隈順一、長屋和宏、運上茂樹 : 鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集、Vol.46A、pp.1461-1468、2000年3月。
4.4.7) 瀧口将志、渡邊忠朋、佐藤勉 : RC 部材の変形性能の評価、鉄道総研報告、Vol13、No.44、1999年
4.4.8) 村田清満、池田学、川井治、瀧口将志、渡邊忠朋、木下雅敬 : 鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究、土木学会論文集、No.619/I-47、pp.235-251、1999年4月

- 4.4.9) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編・同解説、1996年12月
- 4.4.10) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)、1999年10月
- 4.4.11) J. Hoshikuma, K. Kawashima, K. Nagaya, A. W. Taylor : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structure Division*, ASCE, Vol.123, No.5, pp624-633, May 1997
- 4.4.12) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能、第10回日本地震工学シンポジウム、Vol. 2、pp.2123-2128、1998年11月
- 4.4.13) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.189-194、1999年12月
- 4.4.14) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.177-182、1999年12月
- 4.4.15) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈長算定式、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 22、No. 3、pp.1477-1482、2000年
- 4.4.16) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一：軸方向鉄筋の座屈長からみたRC橋脚の塑性ヒンジ長算定式、土木学会第55回年次学術講演会、I-B211、pp.422-423、2000年9月

(執筆者：星隈順一)

4. 5 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し

4. 5. 1 軸方向鉄筋の伸び出し現象

軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しとは、橋脚基部において曲げモーメントの作用によって軸方向鉄筋に引張ひずみが生じ、その引張ひずみがフーチング内部にまで進展することにより、そのひずみの積分値が橋脚とフーチングの接合部において伸び出しという現象となって現れるものである。研究者によっては、このような現象を「軸方向鉄筋の抜け出し」という表現で表していたが、定着長が十分でないために生じる「抜け出し」と明確に区別するために、ここでは意図して「伸び出し」という表現で書き記している。すなわち、ここで述べている「伸び出し」は、軸方向鉄筋の定着長が十分であり、引張力が作用する状況下においても、その端部のすべり変位は0であることに注意する必要がある。

軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しは、特に縮小模型においてはその影響が顕著となるが、実橋脚においては、その影響度合いが相対的に小さくなるのではないかとの懸念から、軸方向鉄筋の伸び出しの影響をじん性に基づく耐震設計に考慮してよいかどうかは従来から明らかとなっていなかった。このような背景から、実橋脚クラスの大規模な実験が行われ、実橋脚においても軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しは生じること、またその伸び出しによる橋脚基部の回転運動はエネルギー吸収のある履歴特性となることが明らかとなってきている[4.5.1-2]。鉄道標準[4.5.3]では既に軸方向鉄筋の伸び出しの影響を別途考慮して柱部材の水平変位を算定するようになっており、今後、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の評価においてはこの影響を具体的に考慮していく必要があると考えられる。

そこで、本節では、まず実大規模のRC橋脚による正負交番載荷実験により、フーチングからの伸び出し特性について検討された例を紹介する。また、さらに、マッシブなフーチングに定着された鉄筋の引張試験から、伸び出し変位の推定法について検討した例等についても紹介することとしたい。

4. 5. 2 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる橋脚の変形

1) 実験の概要

星隈らは、実大規模の鉄筋コンクリート橋脚に対して正負交番載荷実験を行い、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによって生じる橋脚基部の回転挙動について検討している[4.5.1]。本研究で対象とした実験供試体は断面寸法が2.4m×2.4mの正方形断面で、橋脚基部から載荷点までの高さは9.6mであり、フーチングは8.3×4.8m、高さが2.46mである。軸方向鉄筋としては、実橋における配筋を考慮し、D35の鉄筋を122mm間隔で合計72本配置し、軸方向鉄筋比は1.20%である。また、軸方向鉄筋はフーチング上面から2135mm（軸方向鉄筋径の61倍）の深さまで真っ直ぐに伸ばし、その端部をフック長385mmの90度フックにより定着している。実験はL1とL2の2体の供試体に対して行われているが、両者の違いは横拘束筋の配置条件のみで、L2供試体には中間帯鉄筋を配置し、帯鉄筋比を大きく設定している。

なお、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角は、圧縮縁ならびに引張縁となる面において、フーチング上面と基部から高さ40mmの区間の相対変位を変位計により計測し、平面ひずみ保持の仮定の基に評価されている。

2) 橋脚基部の曲げモーメントー回転角の関係

図4.5.1は、橋脚基部における曲げモーメントー回転角関係の履歴曲線を示したものである。

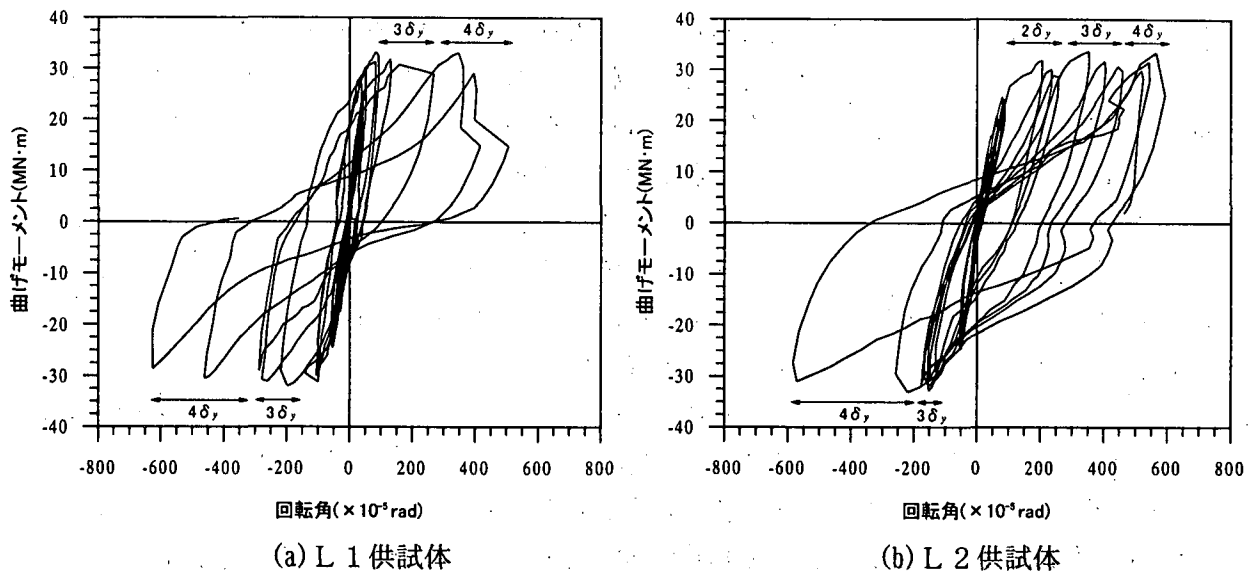


図 4.5.1 伸び出しによる基部のM-θ特性

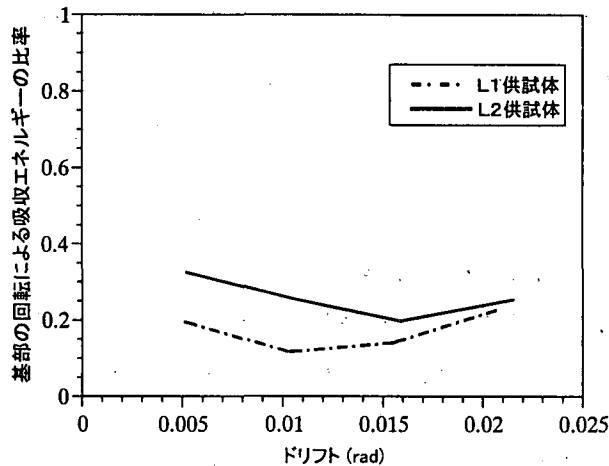


図 4.5.2 基部の回転によるエネルギー吸収比率とドリフトの関係

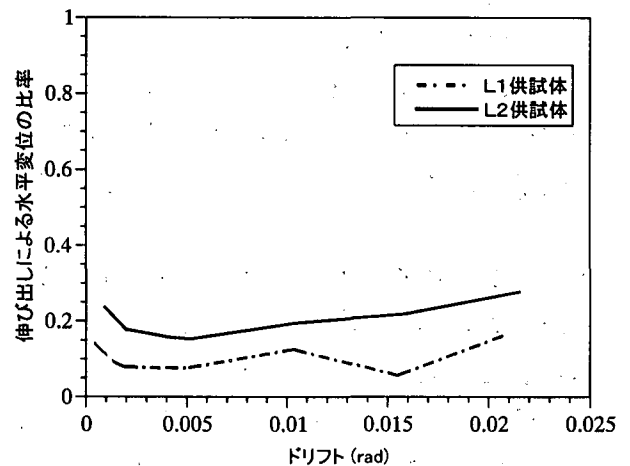


図 4.5.3 伸び出しによる水平変位の比率とドリフトの関係

ここで、かぶりコンクリートがはらみだしたり剥落し始めたりすると、そのコンクリート片が回転角計測用の変位計に接触したため、それ以降の回転角の計測はできていない。ここで、2つの供試体の違いは柱部の横拘束筋の条件だけであるが、いずれも履歴曲線は安定した形状を示していることがわかる。これは、柱断面と曲げ変形挙動と同様に、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転運動はエネルギー吸収のある運動であることを意味している。

そこで、基部の曲げモーメント-回転角関係の履歴曲線より、各载荷ステップにおける伸び出しに伴う基部の回転による履歴吸収エネルギーを算定し、橋脚全体系の履歴吸収エネルギーに対する比を算出した。ここで、橋脚全体系の履歴吸収エネルギーは、载荷点における水平力-水平変位の履歴曲線から求めた。そして、橋脚の水平変形（ドリフト）と吸収エネルギー比の関係を示すと図 4.5.2 の通りである。これより、全履歴吸収エネルギーに占める基部の回転による履歴吸収エネルギーの比率は、ドリフトの増加とともに若干変動しているものの、概ね一定に推移していることがわかる。またその比率は、L1 供試体で 15~20%、L2 供試体で 25~30%であり、帯鉄筋比が高く、橋脚断面部の拘束効果が高い方が、相対的に基部の回転によるエネルギー吸収の割合が高くなっている。これは、帯鉄筋比を高めたL2 供試体の方が軸方向鉄筋の座屈長が短

く、橋脚部の塑性ヒンジ長が小さくなったことにより[4.5.3]、軸方向鉄筋の伸び出しによる変形にそれだけ負担がかかったためと考えられる。なお、図 4.5.2 は、見方を変えると、橋脚全体系の吸収エネルギーの 70~80%は、橋脚躯体の曲げ変形によって吸収されたことを意味している。

3) 橋脚基部の回転による水平変位と全水平変位の関係

単柱式橋脚の模型に対する正負交番載荷実験においては、載荷点で計測される水平変位には、前述した軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転に伴う水平変位が含まれている。そこで、軸方向鉄筋の伸び出しによる載荷点における水平変位を、軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の回転角と基部から載荷点までの高さの積として算出した。

そして、これにより算出される軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位と載荷点における全水平変位の比を求め、それとドリフトの関係を両供試体間で比較した結果が図 4.5.3 である。これより、伸び出しによる水平変位と全水平変位の比は載荷変位の増大とともにやや上昇する傾向があるが、L 1 供試体で 6%~15%、L 2 供試体で 15%~25%であり、それ程大きく異ならない。また、載荷点における水平変位で比較しても、帯鉄筋比を高めた方が軸方向鉄筋の伸び出しの影響が相対的に大きくなっていることがわかる。これは図 4.5.2 に示した吸収エネルギー比で比較した場合の結果と同様である。

以上の実験結果を踏まえると、道路橋のような大断面な鉄筋コンクリート橋脚においても、軸方向鉄筋の伸び出しはエネルギー吸収の期待できる運動であり、耐震設計における終局変位やじん性率の算定において、この影響を考慮するのがよいと考えられる。

4.5.3 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位の推定式

前項では、軸方向鉄筋の伸び出しによって生じる橋脚基部の回転挙動に着目した研究例を紹介したが、さらに基礎的な研究として、マッシブなフーチングに定着された鉄筋の引張試験等から、フーチングからの伸び出し変位の推定式が提案されているので、その例を 2 つ紹介しよう。

石橋らは、軸方向鉄筋の伸び出し変位を橋脚模型に対する正負交番載荷実験により詳細に計測し、その実験データから伸び出し変位の推定式を次式のように提案している[4.5.4]。

- ・軸方向鉄筋が降伏する時のひずみ (ϵ_y)

$$s = \epsilon_y (2 + 3500\epsilon_y) \cdot \alpha_y \quad (4.5.1a)$$

- ・軸方向鉄筋のひずみがひずみ硬化し始めた時 (ϵ_{sh})

$$s = 0.5(\epsilon_{sh} - \epsilon_y) + s(\epsilon_y) \quad (4.5.1b)$$

- ・ひずみ硬化域内でひずみの増分に伴うすべり量の増分量が変化する時 (ϵ_a)

$$s = 0.08(f_u - f_y)(\epsilon_a - \epsilon_{sh}) + s(\epsilon_{sh}) \quad (4.5.1c)$$

- ・軸方向鉄筋ひずみが ϵ_a より大きくなった場合

$$s = 0.027(f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_a) + s(\epsilon_a) \quad (4.5.1d)$$

ここに、 s : 無次元化された軸方向鉄筋の伸び出し変位で、次式で定義される。

$$s = S/D \cdot K_{fc} \quad (4.5.2)$$

S : フーチング上面位置での軸方向鉄筋の伸び出し変位

D : 軸方向鉄筋径

K_{fc} : $K_{fc} = (f_{ck} / 20)^{2/3}$

f_{ck} : コンクリート強度(N/mm²)

ε_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ
 ε_s : 軸方向鉄筋のひずみ
 ε_a : ひずみ硬化領域でひずみの増分に伴うすべり量の増分量が変化する点で、次式で算出される。

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{sh} + \left\{ (0.132 - s(\varepsilon_y) / 2) / (0.13(f_u - f_y)) \right\} \quad (4.5.3)$$

f_y : 軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm²)
 f_u : 軸方向鉄筋の引張強度(N/mm²)
 α_y : 鉄筋間隔の影響係数で、次式で算出される。

$$\alpha_y = 1 + 0.9e^{0.45(1-C_s/\phi)} \quad (4.5.4)$$

C_s : 鉄筋間隔(cm)
 ϕ : 軸方向鉄筋径

図 4.5.4 は、石橋らが行った柱部材に対する正負交番載荷実験における軸方向鉄筋の伸び出し変位と上述の手法により求められる伸び出し変位の推定値を比較した一例を示したものである[4.5.4]。これより、両者は非常によく一致していることがわかる。また、石橋らが行っている一連の実験結果ともよく合うことが報告されている。

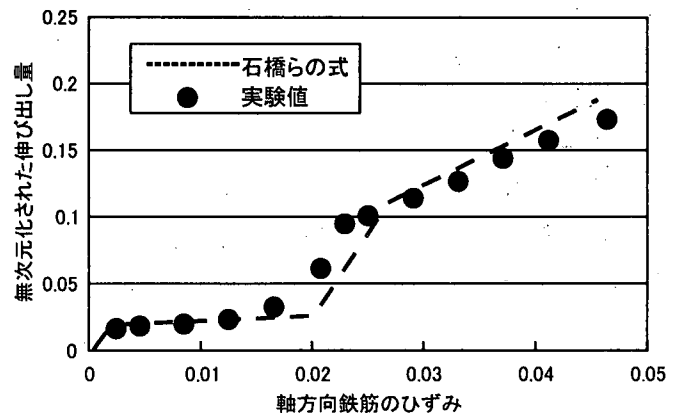


図 4.5.4 石橋らの式の推定精度[4.5.4]

一方、近藤らはマッシュブなコンクリートブロックに D10～D35 の 5 種類の鉄筋

を定着させ、引張試験を行い、フーチング内部でのひずみ分布や伸び出し変位を詳細に計測している。そして実験結果から、伸び出し変位を次式により推定できることを示している[4.5.5]。

・橋脚基部の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達していない場合

$$\Delta = \varepsilon_k \int_0^l e^{\alpha x} dx \quad (4.5.5a)$$

・橋脚基部の軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達し、変曲点の位置がフーチングの上面鉄筋より浅い場合

$$\Delta = \varepsilon_k l_1 + \varepsilon_y \int_0^{l_1} e^{\alpha x} dx \quad (4.5.5b)$$

・変曲点の位置がフーチングの上面鉄筋より深い場合

$$\Delta = \varepsilon_k l_1 + \frac{(\varepsilon_k + \varepsilon_y)(l_1 - l_2)}{2} \varepsilon_y \int_0^{l_1} e^{\alpha x} dx \quad (4.5.5c)$$

ここに、 Δ : 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位 (mm)

ε_k : 橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみ

ε_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ

l : 軸方向鉄筋の定着長(mm)

l_1 : 橋脚基部から変曲点までの距離(mm)で、次式で算出される。

$$l_1 = (\varepsilon_k - \varepsilon_y) / b \quad (4.5.6)$$

l_2 : 橋脚基部からフーチング上面鉄筋までの距離(mm)

a : 鉄筋径の補正係数で、次式で算出される。

$$a = 1.44 \times 10^{-4} \phi - 0.73 \times 10^{-2} \quad (4.5.7)$$

b : 鉄筋径の補正係数で、次式で算出される。

$$b = -6.93\phi + 389.9 \quad (4.5.8)$$

ϕ : 軸方向鉄筋径(mm)

図 4.5.5 は、上述した推定式の精度を検証するために、近藤らが 4.5.2 で紹介した実大規模の模型による正負交番載荷実験において得られた橋脚基部における軸方向鉄筋の伸び出し変位の計測値との比較を行った結果である[4.5.6]。これより、実大規模の正負交番載荷実験では、伸び出し変位が $5\delta_y$ の載荷ステップまでしか計測できていないが、それまでの範囲であれば、十分な精度で伸び出し変位を推定できていることがわかる。

石橋らの式ならびに近藤らの式は、いずれも、それぞれが比較対象としている実験値とはよく一致することがわかった。そこで、同じ計算条件で軸方向鉄筋の伸び出し変位を計算し、両推定式による算定値の違いについて検討してみることとした。計算条件としては、一般的な鉄筋コンクリート橋脚の構造条件とし、コンクリート強度を 20N/mm^2 とし、D32 の軸方向鉄筋 (SD345) が 125mm 間隔で配置されている場合を考える。このような条件下における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位をそれぞれの手法で計算し、その結果を比較したものが図 4.5.6 である。これより、まず軸方向鉄筋が降伏するまでの範囲であれば、両者が

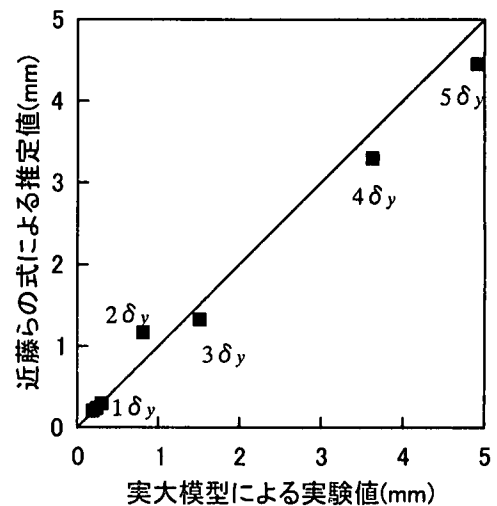


図 4.5.5 近藤らの式の推定精度[4.5.6]

ほとんど同じ値となった。軸方向鉄筋が降伏し、ひずみ硬化が始まる (ひずみで 0.02 程度) までの範囲においては、近藤らの式では伸び出し変位が徐々に増加するような傾向となっているのに対して、石橋らの式では伸び出し変位の増加はあまり見られない。そして、ひずみが 0.02 から 0.025 程度までの範囲では両者の結果が近づく傾向があるが、その後は、近藤らの式による推定値の方が、ひずみの増分に対する伸び出し変位の増分が大きくなっている。

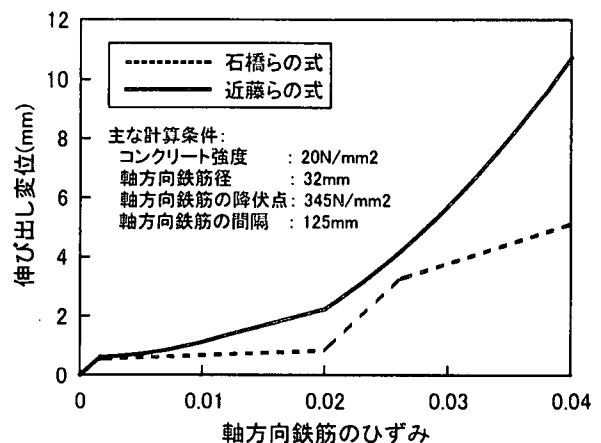


図 4.5.6 石橋らの式と近藤らの式の比較

このように、両者の推定式は、推定式構築のために参照した実験値とはよい精度を示すにも

関わらず、直接両者を比較すると必ずしも一致しないことがある。このような傾向は軸方向鉄筋のひずみが大きな範囲で顕著である。この原因としては、このような大ひずみ領域における伸び出し変位の計測方法の精度が挙げられる。軸方向鉄筋の伸び出し変位は、一般に、橋脚基部にセットした変位計により計測されるが、ひずみが大きな領域になると、コンクリートが剥落する等の損傷も発生し、変位計による伸び出し変位の計測精度に問題が生じることがある。したがって、特に、大ひずみ領域における伸び出し変位の推定にあたっては、その参照データとなる実験における伸び出し変位の計測値の精度にも注意する必要があると考えられる。

参考文献

- 4.5.1) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：実大RC橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し特性とその評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.22、No.3、pp.1471-1476、2000年
- 4.5.2) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001年2月
- 4.5.3) 鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計編(案)、1998年11月
- 4.5.4) 石橋忠良、小林薫、海原卓也：大変形領域の交番荷重を受けるRC橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究、土木学会論文集、No.648/V-47、pp.43-54、2000年5月
- 4.5.5) 近藤益央、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.167-170、1999年12月
- 4.5.6) 近藤益央、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究、土木学会年次学術講演会、2000年9月

(執筆：星隈順一)

4.6 鉄筋コンクリート橋脚に生じる塑性応答回数と正負交番載荷実験の載荷方法

4.6.1 正負交番載荷実験の目的とその載荷方法

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を実験的に検証する場合、一般に正負交番載荷実験が行われることが多い。振動台実験やハイブリッド実験は、ある入力地震動が作用した時の挙動を実験的に検証する手法であるのに対して、正負交番載荷実験は、当該橋脚がどの程度の塑性変形性能を保有しているのかを検証する手法であり、一般には入力地震動の特性とは無関係に実験が行われている。その一方で、この正負交番載荷実験では、載荷繰り返し回数や載荷履歴によって、終局変位やじん性率等、塑性変形性能を表わす指標に影響が生じることがこれまでの多くの研究で指摘されている[4.6.1-4.6.4]。

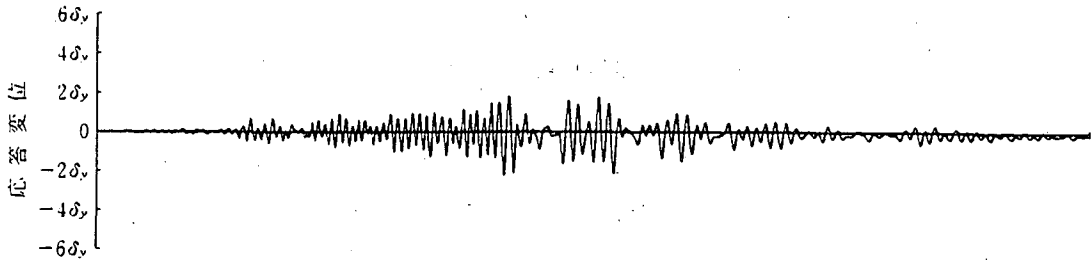
しかしながら、一般に、鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験では、降伏変位を基準変位として、その整数倍の変位を順次与える方法が採用されているが、各載荷ステップにおける繰り返し回数は、研究者によって異なっている場合がある。また、正負交番載荷実験における載荷繰り返し回数の設定根拠を、入力地震動の特性との関係から明確に説明した研究は、米国では鋼構造の分野で報告例があるが[4.6.5]、我が国における地震動の特性を反映して行った研究はこれまでにほとんどない。

このような背景から、振幅の繰り返し特性や継続時間の異なる多くの強震記録を用いた非線形時刻歴応答解析の結果から、鉄筋コンクリート橋脚に生じる塑性応答の繰り返し回数特性について検討された例がある[4.6.6]。そこで、本節では、鉄筋コンクリート橋脚に生じる現実的な塑性応答の繰り返し回数や累積塑性変形量、履歴吸収エネルギーに着目して解析結果の整理が行われ、さらに従来行われている正負交番載荷実験における載荷方法との比較について考察された研究例を紹介することにする。

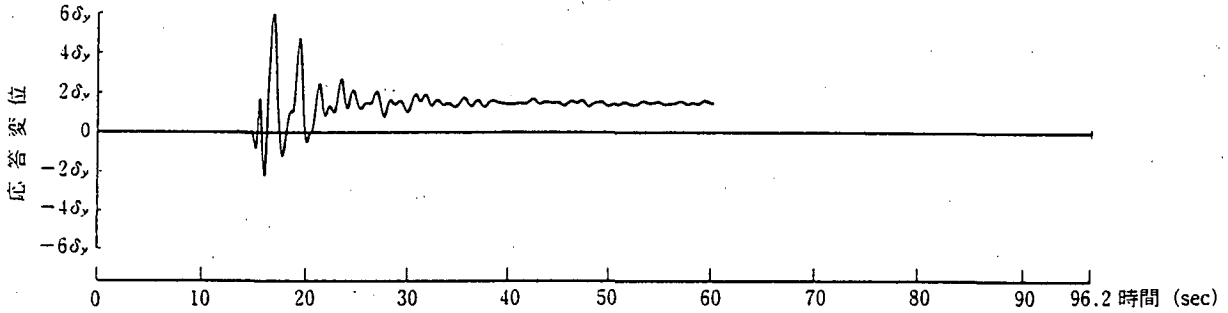
4.6.2 鉄筋コンクリート橋脚の非線形繰り返し応答特性の解析

本解析では、鉄筋コンクリート橋脚を1自由度系にモデル化し、その基部に地震動を作用させて時刻歴応答解析が行われている。履歴構成則としては、鉄筋コンクリート部材の非線形挙動をよく表わすことのできる剛性低下型弾塑性モデル（武田モデル）が適用されている。解析に用いられた入力地震動は、既往の地震により実測された77成分と、耐震設計用として作成された模擬地震動18成分の合計95成分である。ここで、実測波の77成分は、マグニチュードが6.5以上の25の地震により観測されたものであり、震源が海洋のプレート境界付近の地震による地震動（以下、タイプⅠ地震動と呼ぶ）と内陸直下の地震による地震動（以下、タイプⅡ地震動と呼ぶ）が含まれている。また、系の固有周期として、0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 0.95, 1.0, 1.5, 2.0秒の10ケース、また、最大応答塑性率は、3.0, 6.0, 9.0の3ケースがそれぞれ設定されている。

図4.6.1は、解析結果の一例として、1983年日本海中部地震での津軽大橋周辺地盤（Ⅲ種地盤、最大加速度278gal）と1995年兵庫県南部地震での東神戸大橋周辺地盤（Ⅲ種地盤、最大加速度327gal）の観測記録を用いて、同一の鉄筋コンクリート橋脚（等価固有周期0.7秒）に対して非線形時刻歴応答解析を行い、その結果得られた上部構造慣性力作用位置での時刻歴応答変位波形を比較して示したものである。これより、1983年日本海中部地震の地震動では、地震発生から橋脚の最大応答変位が生じる時刻までの間、応答変位の振幅が徐々に大きくなっており、また、応答の繰り返し回数も多いことがわかる。このような地震動に対する塑性変形性能の検討という目的であれば、前述のような一定振幅変位漸増方式の載荷履歴による実験手法が適切と考えられる。

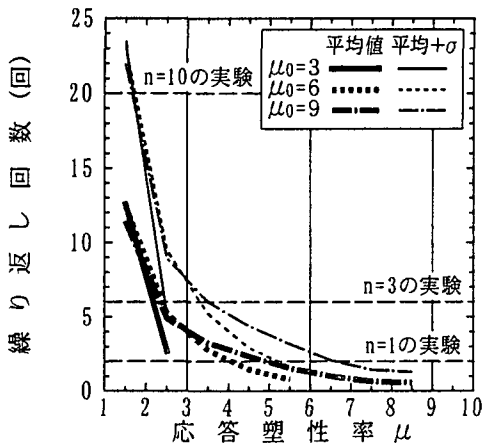


(a)津軽大橋近傍地盤（1983年日本海中部地震）

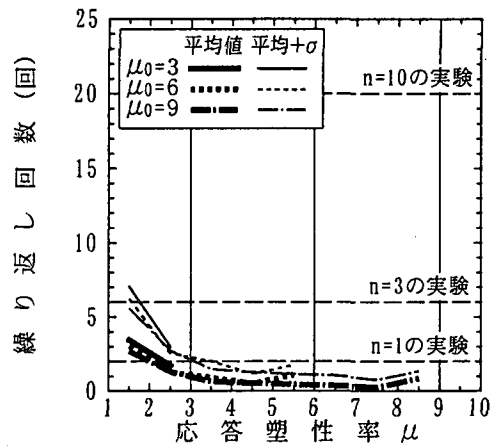


(b)東神戸大橋近傍地盤（1995年兵庫県南部地震）

図 4.6.1 橋脚に生じる応答変位波形の解析例



(a)タイプⅠの地震動



(b)タイプⅡの地震動

図 4.6.2 塑性応答の繰り返し回数

その一方で、1995年兵庫県南部地震の地震動を用いた場合の応答波形を見ると、まず $2\delta_y$ 程度の応答変位が1回正負に作用した次に、 $6\delta_y$ に相当する最大の応答変位が正側に生じており、その後数回の振幅を経て、最終的には $2\delta_y$ 程度に相当する残留変位が生じている。このような応答変位の履歴となる地震動を対象として鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を実験的に評価する場合には、先のような一定振幅変位漸増方式の载荷手法が必ずしも合理的とは言えないことになる。

4.6.3 塑性応答の繰り返し回数

図 4.6.2 は、最大応答変位が生じる前までの時間における応答塑性率の度数分布を全ての解析ケースに対して求め、その平均値と標準偏差を示したものである。ここで、応答塑性率が k 以上

$k+1$ 未満($k=1, 2, \dots, 8$)の繰り返し回数は、図の横軸において、 $\mu = k+0.5$ の位置にプロットしている。また、ここでは、入力地震動と系の固有周期の特性を全解析ケースで平均化して示していることになる。

これより、タイプ I の地震動では、標準偏差の 1 倍のばらつきを考慮すると、 $1 \sim 2\delta_y$ の応答が 23 回前後作用するが、 $3 \sim 4\delta_y$ の応答は 6 回前後、 $5 \sim 6\delta_y$ の応答は 3 回前後となっている。これは、繰り返し回数を 10 回とする正負交番载荷は、タイプ I の地震動が作用した時の実際の挙動よりも非常に多い繰り返し回数を与えていることを示している。また、応答変位の増大に伴って、その繰り返し回数が徐々に少なくなっている点も特徴的である。一般的な正負交番载荷実験では、载荷変位とは無関係に繰り返し回数は一定とすることが多いが、本解析結果からは、タイプ I の地震動に対しては、载荷変位の増大に伴って、徐々に繰り返し回数を減らす方が合理的であると言える。

一方、タイプ II の地震動に対する繰り返し回数は、明らかにタイプ I の地震動の場合よりも少ない。すなわち、 $1 \sim 2\delta_y$ の応答は 6 回前後作用しているが、 $3\delta_y$ 以降の応答変位は、各カテゴリーとも 1 回程度ずつしか作用していない。これは、タイプ II の地震動に対しては、正負交番载荷実験において、 $3\delta_y$ 以上の载荷ステップの繰り返し回数は 1 回でも十分であることを示している。

4.6.4 累積塑性率

米国における塑性応答の繰り返し回数に関する研究では、累積塑性率という指標も用いられている[4.6.5]。ここで、累積塑性率とは、次式により定義される値である。

$$N_p = \frac{\sum_i (\delta_i - \delta_y)}{\delta_y} \quad (4.6.1)$$

ここに、 N_p : 累積塑性率

δ_i : $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ の時刻区間における水平変位の絶対値の最大値

δ_y : 降伏変位

t_i : 応答変位波形において i 番目にゼロクロッシングする時刻

図 4.6.3 は、式(4.6.1)により求められる最大応答変位が発生するまでの累積塑性率と固有周期の関係地震動のタイプ毎に比較して示したものである。図中には、各载荷ステップの繰り返し回数を 1 回ならびに 3 回とした正負交番载荷実験における累積塑性率も併記している。これより、タイプ II の地震動に対する累積塑性率は、タイプ I の地震動のおよそ 1/2 程度となっていることがわかる。また、目標とする最大塑性率が大きくなるほど、降伏変位の整数倍毎に正負交番载荷をする载荷方法は、実際の挙動よりも厳しい载荷条件となっていることもわかる。

また、タイプ I の地震動の場合、固有周期が長くなるにつれて、累積塑性率が小さくなる傾向があるが、タイプ II の地震動で固有周期によらず累積塑性率は概ね一定となっている。これは、タイプ II の地震動では、最大応答変位が生じるまでの時間が短く、塑性応答の繰り返し回数が少ないためである。

最大応答変位が発生するまでの累積塑性率と地震動の特性の関係を示したのが図 4.6.4 である。ここで、地震動の継続時間は、入力地震動の総エネルギーに対する累積エネルギーの比が 5% から 95% に達するのに要する時間として定義されている[4.6.7]。また、位相差分とは、フーリエ展

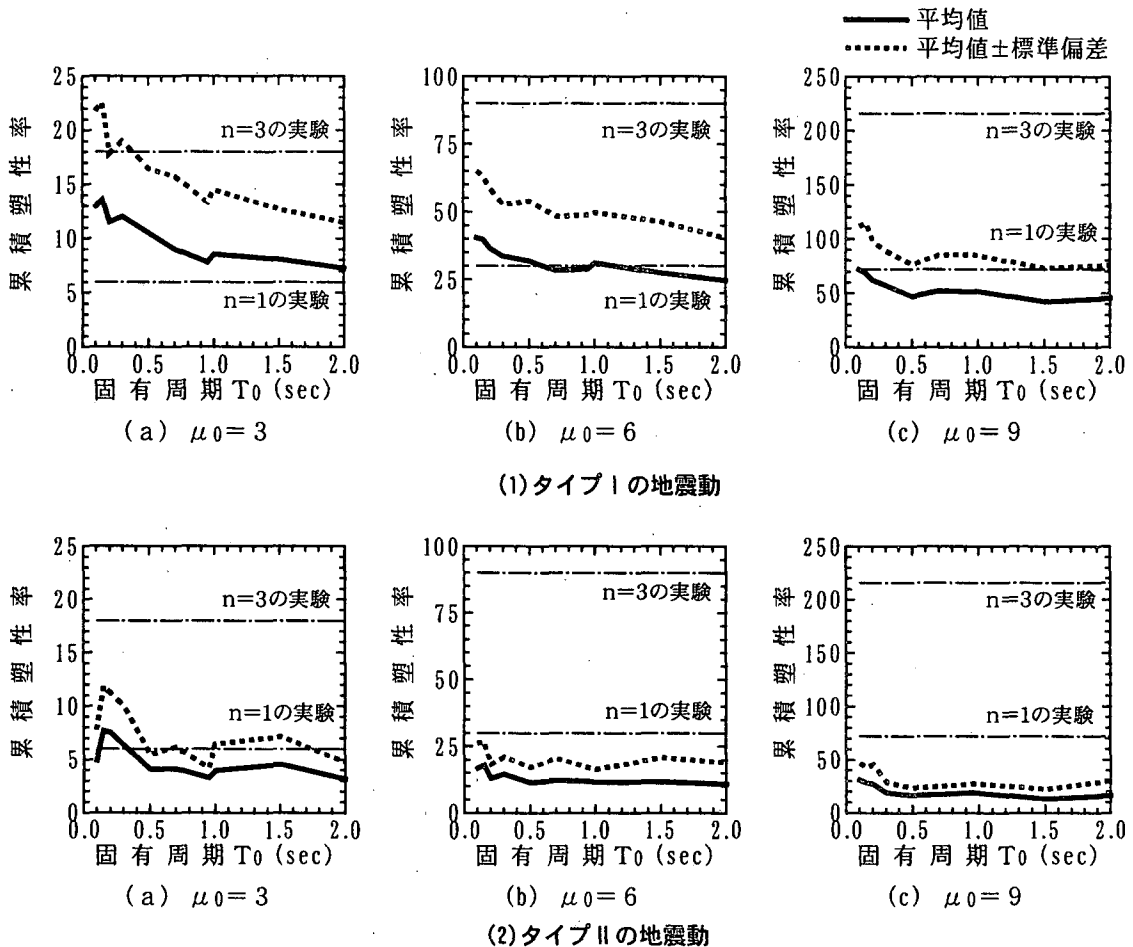
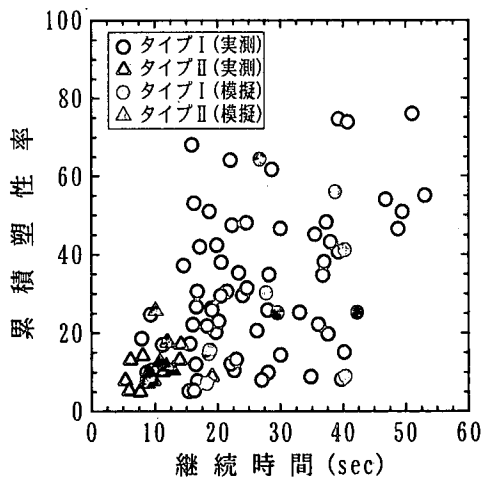


図 4.6.3 最大応答変位発生前までの累積塑性率

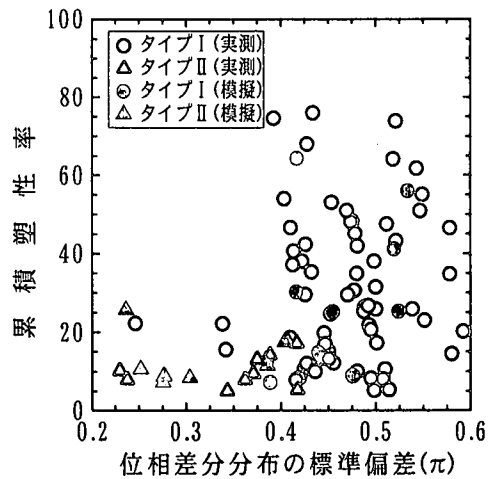
開項の隣同士の位相の差のことである[4.6.8]。これより、ばらつきは大きいものの、継続時間が長くなるにつれて累積塑性率が大きくなる傾向がある。一方、位相差分布の標準偏差との関係を見ると、位相差分布のばらつきが小さい場合、累積塑性率も小さい。これは、短い継続時間に大きな入力が与えられ、累積塑性率が小さい段階で最大応答変位が生じるためである。逆に、位相差分布の標準偏差が大きい地震動では、累積塑性率はほぼ均一にばらついており、特徴的な傾向は認められない。

4.6.5 履歴吸収エネルギー

図 4.6.5 は、最大応答塑性率を 6.0 とした場合のエネルギー比の平均値とそのばらつきを地震動のタイプで比較して示したものである。ここで、エネルギー比とは、最大応答変位が生じる時刻までに鉄筋コンクリート橋脚が吸収したエネルギー E_D とその最大応答変位まで一方向に単調載荷した場合の吸収エネルギー E_S の比として定義されている。これより、解析結果のばらつきとして標準偏差の 1 倍を見込むと、最大応答変位が発生するまでに、タイプ I の地震動では、一方向への単調載荷の場合の 6~8 倍程度、タイプ II の地震動では 3~4 倍程度のエネルギーが鉄筋コンクリート橋脚に与えられていることがわかる。これは、タイプ I 地震動の場合、鉄筋コンクリート橋脚に 6~8 E_S のエネルギーが与えられた後に、またタイプ II の地震動の場合、3~4 E_S のエネルギーが与えられた後に最大応答変位が生じることを意味している。



(a) 継続時間と累積塑性率



(b) 位相差分分布と累積塑性率

図 4.6.4 地震動の特性と累積塑性率の関係

一般的な正負交番荷重実験では、例えば $6\delta_y$ の変形性能を保有していることを確認する時、その従前において $2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y, 5\delta_y$ という荷重を行っている。すなわち、 $6\delta_y$ の荷重を行う前の段階で、試験体には本解析により求められた値以上の大きなエネルギーが既に与えられていることが考えられる。著者らが行った断面が 2.4m の正方形で高さが 9.6m の超大型試験体による繰り返し回数が 3 回の正負交番荷重実験の結果[4.6.9]を例にとると、 $6\delta_y$ の荷重の前までに試験体に与えたエネルギーは、 $6\delta_y$ の水平変位を一方向に単調に与えた場合のエネルギーのおよそ 7.8 倍であった。したがって、このような荷重方法は、前述した解析値と比較すると、タイプ I の地震動に対する挙動の方に近い。

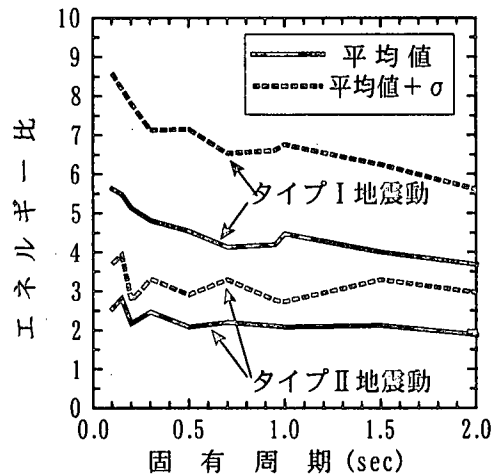


図 4.6.5 エネルギー比の比較 ($\mu_0=6$)

参考文献

- 4.6.1)川島一彦、長谷川金二、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、1993 年 9 月
- 4.6.2) Kawashima, K. and Koyama, T. : Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, Proceedings of JSCE, No.392 / I-9, pp.205-213, 1988.4
- 4.6.3)尾坂芳夫、鈴木基行、蟹江秀樹：RC 柱の履歴復元力特性に及ぼす荷重速度と荷重パターンの影響、構造工学論文集、Vol.34A, pp.911-922, 1988 年 4 月
- 4.6.4)武村浩志、川島一彦：荷重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 年 3 月

- 4.6.5) ATC24: Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures、 1992
- 4.6.6)星隈順一、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の地震時非線形応答の繰り返し特性、第24回地震工学研究発表会、pp.993-996、1997年7月
- 4.6.7) Trifunac. M.D. and Brady、 A.G.: A study on the duration of strong earthquake ground motion、
Bull. Seism. Soc. Amer.、 Vol.65、 pp.581-626、 1975
- 4.6.8)大崎順彦、岩崎良二、太川出、政尾亮：地震波の位相特性とその応用に関する研究、第5回日本地震工学シンポジウム、pp.201-208、1978年11月
- 4.6.9)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001年2月

(執筆者：星隈順一)

4. 7 実大鉄筋コンクリート橋脚による正負交番載荷実験と寸法効果

4. 7. 1 寸法効果

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関して断面の寸法効果が生じる要因には、断面の長尺化に直接起因するものと、縮小模型に用いた材料や配筋条件が実橋脚のそれらを完全にスケールダウンしたものとはなっていないことに起因するものの、大きく分けて2つあるものと考えられる。寸法効果の議論をする際には、この2つの要因は切り離して考える必要があり、本来は前者を寸法効果として捉えるべきである。しかしながら、一般にこの種の研究でよく用いられている断面寸法で30~60cm程度の縮小模型において、実橋脚の構造詳細全てを忠実にスケールダウンできないことの方が多い。この場合、縮小模型と実橋脚の実験結果を単純に比較すると、この2つの要因が混在した形で塑性変形性能の違いが表れることになり、これを寸法効果と解釈する考え方もある。しかしながら、縮小模型の設計に当たっては実橋模型を可能な限り忠実にスケールダウンさせてはいるが、材料の規格や模型製作上の制約等からすべての構造諸元を相似則に基づいて完璧にスケールダウンできているわけではない。したがって、本実験においても、スケールファクターの違いに起因して発生する影響が多少なりとも結果に含まれることになる。このような点を踏まえた上で、ここでは、上述の2つの要因に起因して発生する影響を総じて「寸法効果」と呼ぶことにする。

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関して、寸法効果を引き起こすと考えられる要因を整理すると、以下の通りである。

1) 横拘束筋による拘束効果の低下

横拘束筋に関する条件を一定のもと、断面寸法だけを長尺化していくと、当然の事ながら横拘束筋による内部コンクリートの拘束圧は低下していく。例えば、Manderらによると、横拘束筋により生じる有効拘束圧 f_l' は次式で与えられている[4.7.1]。

$$f_l' = k_e \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D's} \quad (\text{円形断面}) \quad (4.7.1)$$

$$f_{lx}' = k_e \frac{f_{yh}A_{sx}}{d_c s} \quad (\text{矩形断面 x 方向}) \quad (4.7.2a)$$

$$f_{ly}' = k_e \frac{f_{yh}A_{sy}}{b_c s} \quad (\text{矩形断面 y 方向}) \quad (4.7.2b)$$

ここに、 k_e : 断面形状に応じた拘束効果係数 (一般に円形断面で0.95、矩形断面で0.75)

f_{yh} : 横拘束筋の降伏強度

A_{sp} : 横拘束筋の断面積

D' : 円形断面における拘束断面の直径

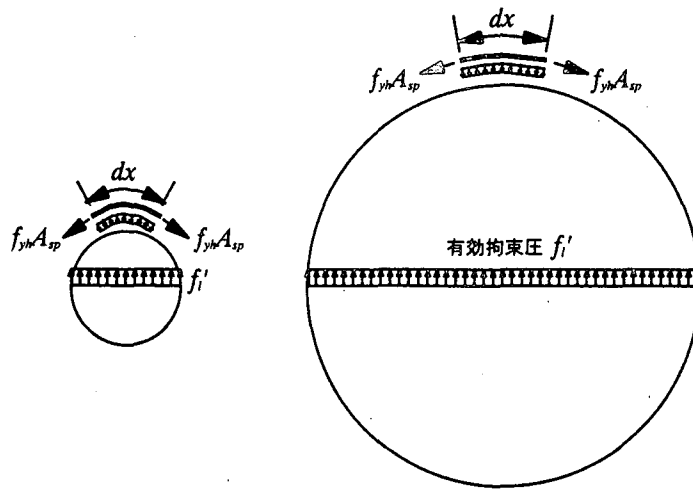
d_c, b_c : 矩形断面における拘束断面の長さ

s : 横拘束筋の間隔

式(4.7.1)及び(4.7.2)からわかるように、有効拘束圧と断面寸法は反比例の関係で仮定されていることがわかる。また、Hoshikumaらの拘束効果の評価モデルでは、拘束効果の指標である拘束コンクリート橋度比 (f_{cc}/f_{co})が次式で表されている[4.7.2]。

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.8\alpha \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (4.7.3)$$

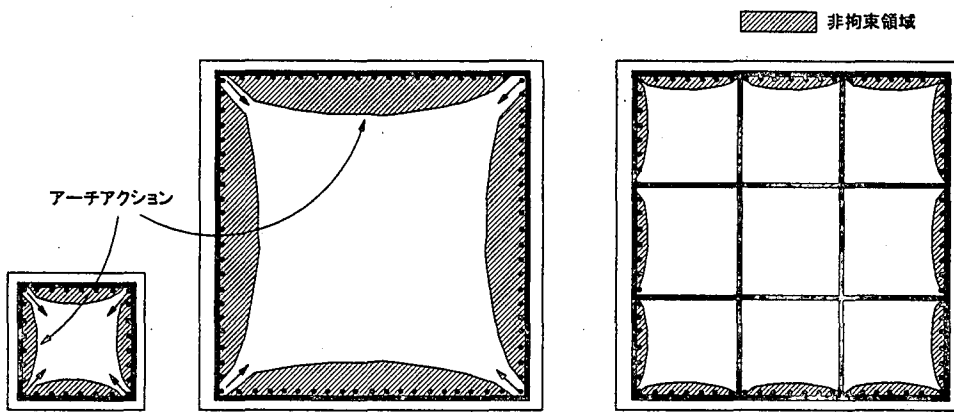
ここに、 f_{cc}, f_{co} : 拘束コンクリート及び非拘束コンクリートの圧縮強度



縮小模型

大型模型

(a)円形断面における拘束効果



縮小模型

大型模型

大型模型 (中間帯鉄筋有)

(b)矩形断面における拘束効果

図 4.7.1 帯鉄筋による拘束効果

α : 断面形状に応じた拘束効果係数 (円形断面で 1.0、矩形断面で 0.2)

ρ_s : 横拘束筋の体積比で、次式で定義される。

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \quad (4.7.4)$$

すなわち、Hoshikuma らのモデルにおいても、拘束効果は断面寸法に反比例するものと仮定されている。これらの拘束効果の評価モデルは、いずれも断面寸法で 50cm 程度の拘束コンクリート柱模型供試体に対する一軸圧縮載荷実験結果に基づいて提案されたものであり、それよりも大きな断面寸法の鉄筋コンクリート断面に適用できるかどうかは明らかにされていない。

図 4.7.1 は、鉄筋コンクリート橋脚の拘束効果に対する寸法効果に関して、考えられるその発生メカニズムを示したものである。例えば、円形断面の場合、断面直径が大きくなるにつれ帯鉄筋の曲率が小さくなっていく。これをミクロに見れば帯鉄筋は次第にストレートバーに近づいていることになる。この極限が円形断面よりも拘束効果の小さい矩形断面であることを考えると、もちろんその途上はどうであるかが重要ではあるが、断面寸法が大きくなるにつれ拘束効果が低下していくという考え方ができうる。また、矩形断面では、図 4.7.1(b)に示すように、拘束断面長

もしくは中間帯鉄筋がある場合にはその間隔をスパンとするアーチアクションにより非拘束領域が生まれ、拘束効果を低下させていることが知られている[4.7.1]。したがって、寸法効果の議論においては、このアーチアクションがどのような分布に基づいて発生するかが重要な鍵となる。すなわち、アーチスパンの小さな縮小模型で生じたアーチアクションが、実橋脚において生じるアーチアクションと相似形となるかどうかである。

2) 塑性ヒンジ長

鉄筋コンクリート橋脚における塑性ヒンジは、かぶりコンクリートの剥離は生じつつも、帯鉄筋や中間帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を抑制し、かつ内部コンクリートを拘束しながら形成されていく。このように、塑性ヒンジ長に関しては、軸方向鉄筋の座屈現象が有意な影響を与えていると考えられる。既往の実験ならびに解析的な研究からも、橋脚高さや断面寸法以外にも、軸方向鉄筋径、帯鉄筋径、帯鉄筋の設置間隔によって塑性ヒンジ長が変化することが指摘されているところである[4.7.3-4.7.8]。すなわち、軸方向鉄筋比が同一であっても、軸方向鉄筋径が太くなると座屈長が長くなり、また、鉄筋径を太くしたり設置間隔を小さくすると軸方向鉄筋を拘束する力が増して座屈強度が高まることが明らかとなっている。この点を踏まえると、実橋脚と縮小模型の挙動を比較し、塑性ヒンジ長に関して寸法効果が生じるとすれば、それは縮小模型における軸方向鉄筋径や帯鉄筋径、帯鉄筋間隔が実橋脚のそれらと相似していないことに起因しているためとも考えられる。

3) 軸方向鉄筋の伸び出し変位

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価する上で、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響が重要であることはよく知られている[4.7.9-4.7.11]。軸方向鉄筋の伸び出しとは、塑性ヒンジ断面となる橋脚基部において軸方向鉄筋に大きな塑性引張ひずみが発生するが、そのひずみがフーチング内部にまで進展し、そのフーチング内部でのひずみの累積が橋脚基部において軸方向鉄筋の伸び出しという形で生じるものである。この軸方向鉄筋の伸び出しは、定着長不足による「抜けだし」とは当然区別される現象であり、米国では鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価においてこの影響 (Strain Penetration) を加味している[4.7.12]。

さて、軸方向鉄筋の伸び出し変位に関しては、4.5節に最近提案されている推定式を示したが、これらの伸び出し変位に関する既往の算定式から解釈されうるのは、縮小模型において、コンクリートの特性を実橋脚に合わせ、かつ軸方向鉄筋の径と設置間隔に関して実橋脚のそれらを忠実にスケールダウンすれば、伸び出し変位も断面寸法の相似率に応じて変化し、相対的な差は生じないということである。逆に言えば、縮小模型において、軸方向鉄筋に関する構造条件が実橋脚を忠実にスケールダウンできていなければ、自ずと寸法効果が生じることを示唆している。

4) コンクリートの圧縮特性

コンクリートについては、一般に縮小模型においても実橋脚と同等の強度を有するコンクリートが用いられる。コンクリートの圧縮特性の寸法効果に関する要因としては、水セメント比の違い、粗骨材寸法の相対的な違い、ブリージングに起因する高さ方向の強度分布の違い等が挙げられる。コンクリート圧縮強度に関しては、仮に寸法効果により実橋脚と縮小模型で多少の有意な差が生じたとしても、それにより鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響は顕著とはならない。ただし、粗骨材寸法の相対的な違いについては注意する必要がある。すなわち、断面寸法に対する粗骨材寸法の比が実橋脚と縮小模型で異なると、骨材間のかみあわせ強度と変形に寸法効果が生じ、これがコンクリートのせん断強度の寸法効果の原因となっていることが指摘されて

おり[4.7.13]、また、ひずみ軟化域における応力-ひずみ特性にも影響を及ぼすことが懸念されている[4.7.14]。

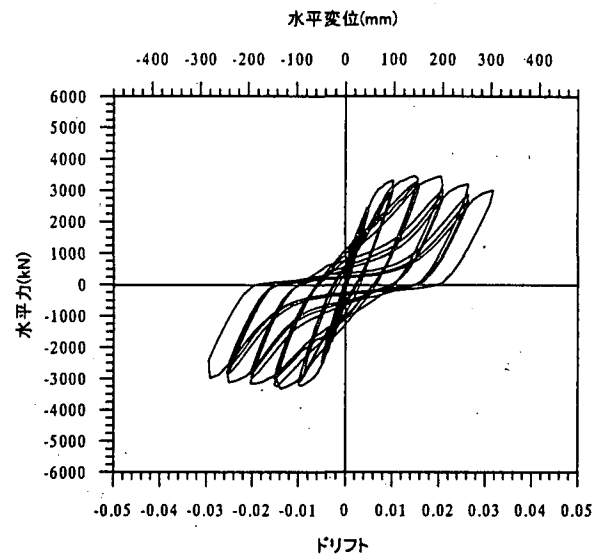
4.7.2 実大橋脚に対する正負交番载荷実験

ここでは、断面寸法が鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に及ぼす影響を検討するために行われた曲げ破壊型の実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番载荷実験の結果を紹介しよう[4.7.15, 4.7.16]。この実験では、正負交番载荷実験としては世界でも最大級の断面寸法(2.4m×2.4m)の供試体が用いられている。さらに、断面寸法でこの実大供試体に対して1/4の縮尺となる小型供試体に対しても同様な実験が行われており、これらの実験結果の比較により、塑性変形性能に及ぼす断面寸法の影響について検討されている。実験に用いた模型は、実大供試体2体(L1及びL2供試体)と縮小供試体1体(S1供試体)である。ここでは、L2供試体が基準であり、これを寸法で1/4に縮小させたのがS1供試体であり、L1供試体は、L2供試体の帯鉄筋比だけを小さくした模型となっている。

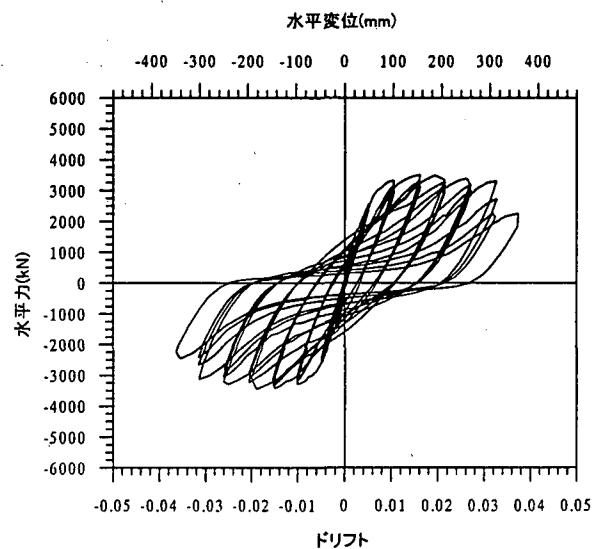
1) 水平カードリフトの関係の履歴曲線

図4.7.2は、実験により得られた各供試体の水平カードリフトの関係を示したものである。まず、L1供試体では、 $4\delta_y$ (ドリフト=0.021) の1サイクル目の载荷ステップまでは過去の履歴における最大点を指向した安定した履歴ループとなっている。そして、 $4\delta_y$ の2サイクル目の载荷では、履歴ループの経路が1サイクル目の経路からずれ始め、原点側に寄った形状となっており、エネルギー吸収性能が低下し始めたことを意味している。水平カードリフト関係の履歴曲線においてこのような現象が生じる時において、供試体に生じている損傷を見てみると、それはちょうどかぶりコンクリートが剥落して、軸方向鉄筋の座屈が確認され、また帯鉄筋のはらみだしも始まっているような状態に相当している。

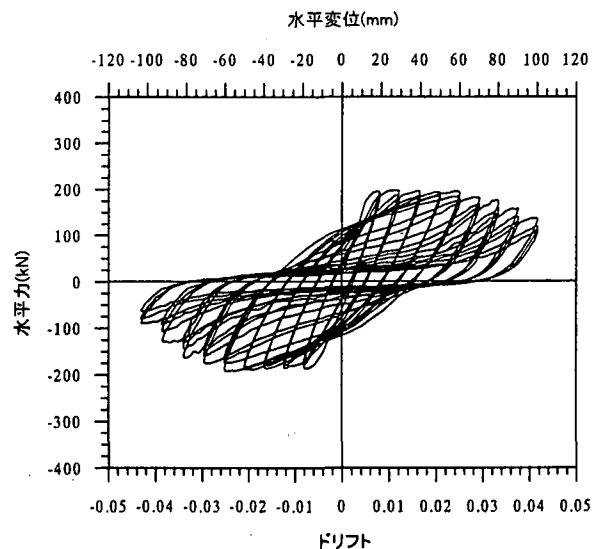
帯鉄筋比を高めたL2供試体では、 $5\delta_y$ (ドリフト=0.026) の1サイクル目の载荷ステップまで



(a) L1 供試体



(b) L2 供試体



(c) S1 供試体

図4.7.2 水平力-ドリフト関係の履歴曲線

は履歴ループが安定しており、そして、その2サイクル目の載荷から履歴ループの形状が原点側に絞られた形状となり始めている。この時に供試体に生じている損傷は、軸方向鉄筋が座屈して、帯鉄筋が外側へはらみ出し始めているような状況である。このような履歴ループと実際の損傷度との関係は、L1供試体と同様である。

一方、S1供試体では、 $6\delta_y$ (ドリフト=0.025) の2サイクル目の載荷ステップまでは最大水平力を維持した安定した履歴ループとなっており、その3サイクル目の載荷から、履歴ループの経路が2サイクル目の経路から有意にずれ始め、原点側に絞られた形状と移行した。これも、かぶりコンクリートが剥離して外側へはらみだした時の状態に対応している。L2供試体の挙動と比較すると、かぶりコンクリートが剥離して軸方向鉄筋が座屈し始めると、履歴曲線に変化が現れ、ループの膨らみが小さくなり始めるという点は同じであることがわかる。

2) 水平耐力と変形性能

図 4.7.3 は水平力-ドリフト関係の履歴曲線の包絡線をL2供試体とS1供試体で比較して示したものである。ここで、小型供試体の水平力は、力の次元に対するスケールファクターに基づいて式(4.7.5)により補正を行い、大型供試体と相対的な比較ができるようにした。

$$P_{se} = P_s s_l^2 \quad (4.7.5)$$

ここに、

P_{se} : S1供試体の水平力の補正值

P_s : S1供試体における水平力

s_l : 断面寸法に対する縮小率 (=4.0)

これより、水平力-ドリフト履歴曲線の包絡線を比較すると、大型供試体と小型供試体の挙動は比較的よく一致していることがわかる。ただし、最大耐力に関しては、若干大型供試体の方が相対的に大きくなっている。これは、軸方向鉄筋比は両供試体とも1.2%で一致させたが、実際に用いた鉄筋の降伏点は大型供試体の方が7%程度大きかったためと考えられる。

3) 塑性ヒンジに生じる曲率とその分布

図 4.7.4 は、かぶりコンクリートの剥離が開始した時におけるL2供試体とS1供試体の塑性ヒンジに生じた曲率の高さ方向分布を比較して示したものである。ここで、S1供試体の高さ及び曲率は、L2供試体と相対的な比較を行うために、相似則に基づいて実測値をそれぞれ ($s_l=4.0$) 倍及び $(1/s_l)$ 倍して補正して示している。

これより、両供試体の曲率の塑性化が生じている範囲はS1供試体の方が若干

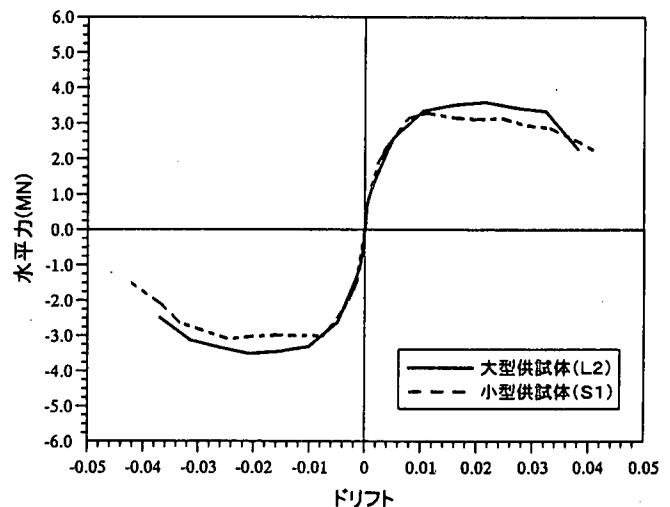


図 4.7.3 水平力-ドリフト曲線の包絡線の比較

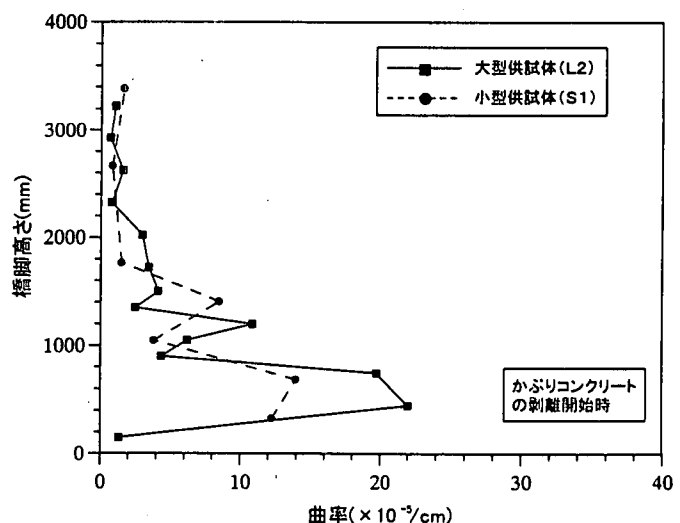


図 4.7.4 曲率分布の比較

広がっていることがわかる。これは、前述したように、軸方向鉄筋の座屈長を両供試体と比較すると、S1 供試体の方が相対的に長く、その影響により、塑性曲率の生じる範囲はL2 供試体よりも広がったものと考えられる。したがって、両供試体における曲率分布の違いは、軸方向鉄筋の座屈長の相対的な違いによるものと考えられる。

4.7.3 正負交番載荷実験における模型供試体の設計上の留意点

上述した実大規模の実験の結果や寸法効果の影響等を踏まえると、塑性変形性能を検証するために行われる正負交番載荷実験では、その模型供試体の設計段階において、相似則に配慮しておく必要がある。

実構造物の断面寸法が2.5m、高さが10mで、軸方向鉄筋径が35mm、軸方向鉄筋間隔が125mm、軸方向鉄筋比が1.0%、帯鉄筋径が22mm、帯鉄筋間隔が150mmだと仮定しよう。このような鉄筋コンクリート橋脚の縮小模型を考えると、実験室の性能等の制約から断面寸法を50cmに設定したとする。これは、断面寸法で1/5に縮小したことになる。したがって、相似則に基づけば、配筋条件に関しては、軸方向鉄筋径は7mm、軸方向鉄筋間隔は25mm、帯鉄筋径が4.4mm、帯鉄筋間隔が30mmとする必要がある。しかしながら、規格鉄筋の径が限られていることや模型施工上の制約等から、このように完璧に全ての構造諸元をスケールダウンさせた縮小模型を製作することは非常に難しく、できる限りの範囲で相似則に基づいた縮小値に近い配筋条件を再現できるようにする配慮する必要がある。

ただし、軸方向鉄筋径等の配筋条件が著しく相似則に反している場合には、それだけ寸法効果の影響が大きくなるため注意が必要である。これまでの実験によると、同一の軸方向鉄筋比であっても、太径の軸方向鉄筋を用いた方が塑性ヒンジ長が長くなり、その分終局変位が大きくなるという結果が得られている[4.7.3]。また、相対的に太径の軸方向鉄筋を用いると、フーチングからの伸び出し変位が大きくなることも知られている。したがって、縮小模型の設計においては、軸方向鉄筋比を実橋脚と一致させることも重要であるが、軸方向鉄筋径についてもできる限り縮小率に応じた適切なものを選定することが重要である。その一方で、縮小率が大きくなると、相似則に基づけば規格にないような細い直径の鉄筋を軸方向鉄筋として用いないといけないような場合も生じる。このような場合には、逆に鉄筋自体の材料特性やコンクリートとの付着特性が実挙動との間で相違が生じることがあり、新たな寸法効果の原因となってしまうため、相似則に配慮したために過度に細い鉄筋を用いることが必ずしも適切な判断とはならないこともある。したがって、このような問題が生じないようにするために、できる限り大きな供試体で正負交番載荷実験を行うのが望ましいと考えられる。

軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔と断面寸法の関係が塑性ヒンジ長に及ぼす影響を検討した例がある。図4.7.5は、軸方向鉄筋径のみが主たる実験パラメータとなっている模型供試体を対象として、軸方向鉄筋径比と塑性ヒンジ長の関係を示したものである[4.7.17, 4.7.18]。ここで、軸方向鉄筋径比とは、軸方向鉄筋径を断面寸法で無次元化した値である。また図中では、塑性ヒンジ長についても断面寸法で無次元化している。これより、正方形断面、円形断面とも、軸方向鉄筋径比が大きくなるにつれて、塑性ヒンジ長が長くなっていることがわかる。これは、帯鉄筋に関する条件を変えずに軸方向鉄筋径のみを太くすると、軸方向鉄筋の座屈長が長くなるためと考えられている。

また、帯鉄筋間隔についても、軸方向鉄筋径の場合と同様な理由により、縮小模型では、帯鉄

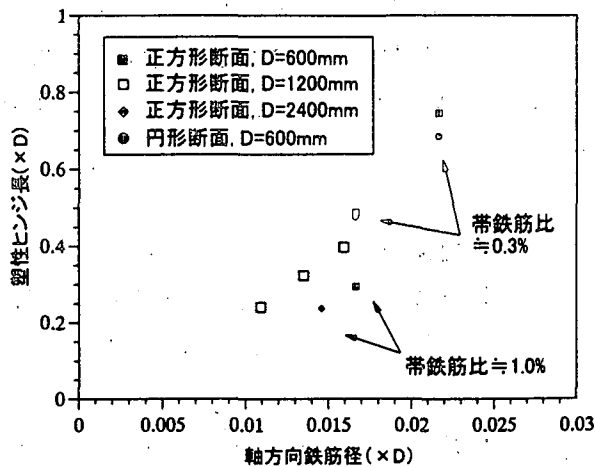


図 4.7.5 軸方向鉄筋径と塑性ヒンジ長の関係

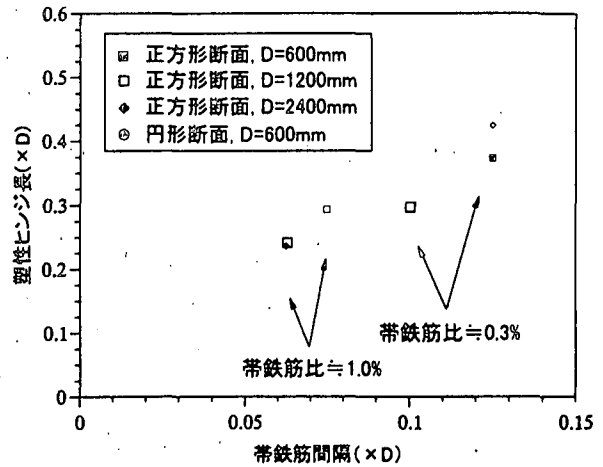


図 4.7.6 帯鉄筋間隔と塑性ヒンジ長の関係

筋比を一致させようとする、帯鉄筋間隔が実橋脚よりも相対的に大きくなってしまふことが多い。図 4.7.6 は、帯鉄筋体積比が 0.3% 程度の場合と 1% 程度の場合で、断面寸法と帯鉄筋間隔が異なる供試体を対象として、帯鉄筋間隔と塑性ヒンジ長の関係を示したものである。これより、帯鉄筋体積比が 0.3% 程度の場合、1.0% 程度の場合ともに、断面寸法に対する帯鉄筋間隔の比が大きくなるにつれて、塑性ヒンジ長も長くなる傾向がある。しかしながら、その感度は軸方向鉄筋径の影響と比較する小さいと言える。

このように、縮小模型における配筋諸元が断面寸法の縮小率と一致しないと、実橋脚と縮小模型の塑性変形性能に違いが生じることがある。したがって、縮小模型による実験結果を耐震性能の照査に反映させる場合には、このような寸法効果の影響に配慮する必要がある。

参考文献

- 4.7.1) Mander, J. B., Priestley, M. J. N and Park, R. : "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp.1804-1826, Aug. 1988
- 4.7.2) J. Hoshikuma, K. Kawashima, K. Nagaya, A. W. Taylor : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structure Division*, ASCE, Vol.123, No.ST5, pp.624-633, May 1997
- 4.7.3) 幸左賢二、小林和夫、村山八洲雄、吉澤義男：大型 R C 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No.538/V-31、pp.47-56、1996 年 5 月
- 4.7.4) 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol. 44A、pp.877-888、1998 年 3 月
- 4.7.5) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能、第 10 回日本地震工学シンポジウム、Vol. 2、pp.2123-2128、1998 年 11 月
- 4.7.6) 須田久美子、村山八洲雄、一宮利通、新保弘：交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16、No. 2、pp.467-472、1994 年
- 4.7.7) 須田久美子、新保弘、増川淳二、村山八洲雄：中空断面 P C 柱部材の柱筋座屈特性と中間

- 帯鉄筋の役割について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18、No. 2、pp.725-730、1996年
- 4.7.8) 浅津直樹、運上茂樹、近藤益央、林昌弘：地震荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ領域について、第25回地震工学研究発表会、1999年7月
- 4.7.9) 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、1980年3月
- 4.7.10) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、pp.57-66、1988年2月
- 4.7.11) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、阪神大震災調査研究特別委員会WG報告、土木学会コンクリート技術シリーズ12、1996年8月
- 4.7.12) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996
- 4.7.13) T. Ohtaki, G. Benzoni, M. J. N. Priestley : Seismic Performance of a Full Scale Bridge Column, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project, Report No. SSRP-96/07, Nov. 1996
- 4.7.14) (社)日本コンクリート工学協会：「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム、委員会報告書・論文集、pp.280-283、1998年8月
- 4.7.15) 建設省土木研究所他：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書、共同研究報告書第234号、1999年10月
- 4.7.16) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001年2月
- 4.7.17) 星隈順一、長屋和宏、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集、Vol.46A、pp.1461-1468、2000年3月
- 4.7.18) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：縮小模型実験に基づくRC橋脚の塑性変形性能と寸法効果、土木学会第55回年次学術講演会、V-495、2000年9月

(執筆者：星隈順一)

4.8 引張力を含む変動軸力を受けるRC橋脚の履歴特性

4.8.1 はじめに

ラーメン橋脚で支持された桁橋やラーメン橋が兵庫県南部地震クラスの地震動を受けると、RC橋脚には降伏を超える曲げモーメントが作用すると同時に引張軸力が作用する可能性があることが最近の研究から明らかにされつつある [4.8.1, 4.8.3]。したがって、引張軸力を含む変動軸力を受ける場合のRC橋脚の変形性能、復元力特性、エネルギー吸収性能に対する関心が高まっている。堺らは、RCラーメン橋脚の柱部をモデル化したRC橋脚模型に対して、くり返し载荷実験を行い、引張力を含む変動軸力がRC部材の変形性能、復元力特性、エネルギー吸収性能に関して検討を行っている。以下にその概要を示す [4.8.2]。

実験では、一般的な都市高架橋のRCラーメン橋脚の柱が地震時に変動軸力を受ける場合を想定することとした。軸力の载荷履歴の影響に着目するために、実験には表4.8.1、図4.8.1に示すように同一の寸法、強度、配筋を有する4体のRC正方形断面供試体を用いた。水平方向の载荷履歴は全て同じであり、表4.8.1に示すように軸力の载荷履歴だけを変化させた。

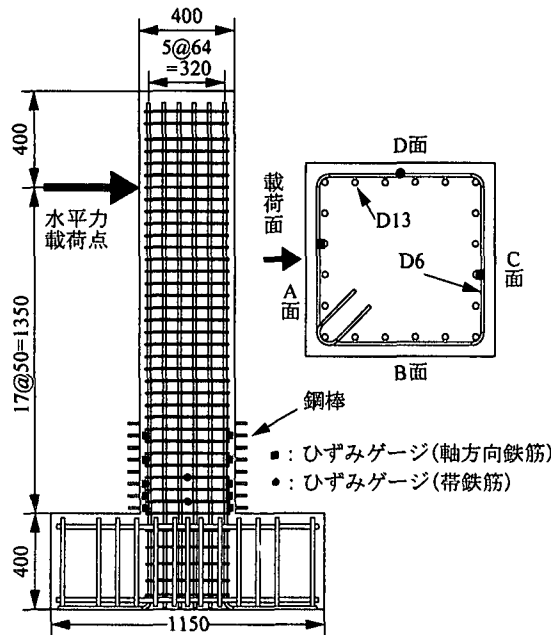


図 4.8.1 RC ラーメン橋脚の柱部をモデル化した実験供試体と断面の配筋

表 4.8.1 RC ラーメン橋脚の柱部をモデル化した供試体の特性と軸力の载荷履歴

	RCC 供試体	RCT 供試体	RV1 供試体	RV2 供試体
断面寸法 (mm)	400×400			
水平力载荷点高さ (mm)	1350			
せん断支間比	3.75			
軸方向鉄筋比 (%)	1.58			
ρ_s および ρ_s' (%)	0.75			
基部の軸応力度 (MPa)	圧縮 3 (一定)	引張 1 (一定)	圧縮 2~0 (変動)	圧縮 2.7~引張 1 (変動)
コンクリート強度 (MPa)	22.9	23.0	22.9	23.0

4.8.2 引張軸力が作用する場合のRC橋脚の破壊性状

3MPa一定の圧縮軸力を作用させたRCC供試体の損傷がどのように進展したかを示した結果が図4.8.2である。まず、荷重方向に直角面（A面およびC面）に曲げひび割れが生じ、その後、これらの面において曲げ圧縮力を受ける時にかぶりコンクリートが圧壊し、剥離するようになる。さらに荷重を進めると、ドリフト dr が3.5%に達した段階でA-B面とB-C面の隅角部のかぶりコンクリートが剥落する。その後、 $dr=4%$ の1サイクルめに荷重直角面（B面）の基部～高さ300mmの範囲でかぶりコンクリートが剥落し、圧縮軸力に対する支持能力が低下したためB面側に一気に傾斜して終局状態に至った。これは、低圧縮軸力下で曲げを受けるRC部材の典型的な損傷過程と同様である。基部に塑性ヒンジを形成し、変形は主として基部の曲げ塑性回転によって生じた。

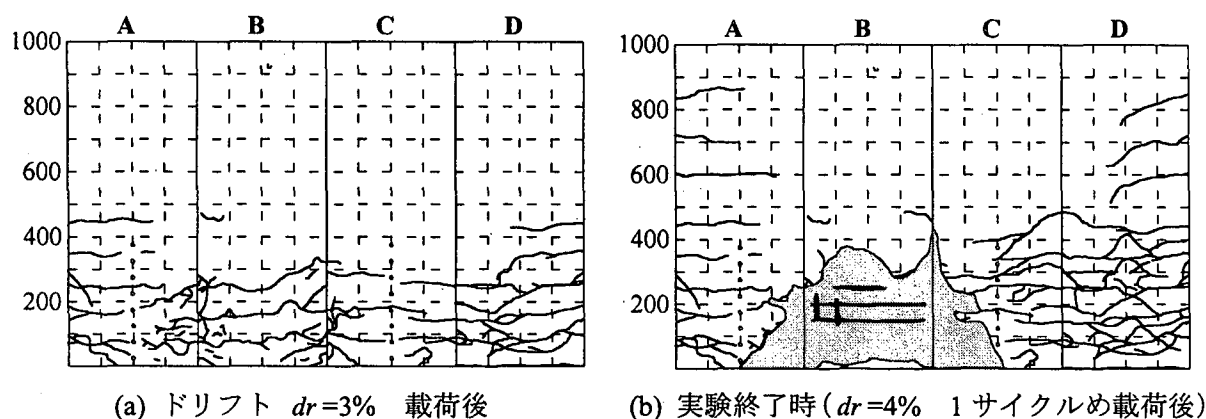


図4.8.2 一定圧縮軸力（3MPa）を受ける供試体の損傷の進展

これに対して、常に一定の引張軸力（1MPa）を与えたRCT供試体では、図4.8.3に示すようにドリフト dr を1.5%とした段階で、基部から高さ150mm位置に曲げによる水平ひび割れが断面の全周にわたって生じ、さらに荷重を進めて $dr=2.5%$ に達すると、荷重直角面（B、D面）において、曲げによる水平ひび割れから斜めひび割れが進展した。この段階では、この水平ひび割れと斜めひび割れが生じた箇所を境としてこれより上方の部分が下方の部分に対して横ずれし、せん断変形を生じるようになった。目視によれば、この段階におけるせん断変形量は正荷重時、負荷重時ともに3mm程度である。この後、荷重が進展するにつれてB、D面の斜めひび割れが徐々に開くようになり、 $dr=3.5%$ になるとこの部分からかぶりコンクリートが50～100mmの大きさに割れて剥落し始めた。斜めひび割れの幅が広がるにつれて、せん断変形量は $\pm 5\text{mm}$ （ $dr=3%$ ）、 $\pm 9\text{mm}$ （ $dr=3.5%$ ）と増加し、 $dr=4%$ になると $\pm 12\text{mm}$ に達した。 $dr=4%$ の段階ではせん断変形量は供試体に生じた全水平変位の22%にも相当する。

$dr=5%$ に達すると、軸方向鉄筋が座屈し始めるが、座屈のした後の軸方向鉄筋の挙動は圧縮軸力作用下での一般のくり返し荷重実験とは同一ではない。圧縮軸力下でのくり返し荷重実験では、図4.8.4に示すように曲げ圧縮力を受けて面外方向に座屈した軸方向鉄筋が荷重方向の反転とともに徐々に曲げ引張力を受けるようになって面外方向の座屈がもとに戻っていく。これに対して、常に一定の引張力を受けるRCT供試体では荷重方向が反転すると、新たに引張側となった軸方向鉄筋は面外方向に座屈した状態から供試体に生じた曲げ変形がもとに戻るために少し伸ばされた後、斜めひび割れを境とした供試体のせん断ずれによってせん断変形し、いままで座屈して

いた方向とは反対方向に変形する。その後、この軸方向鉄筋は曲げ引張力を受けて伸ばされることになる。したがって、圧縮軸力下におけるくり返し載荷では、軸方向鉄筋には曲げ圧縮力と曲げ引張力が交互に作用するが、RCT 供試体のように引張軸力下におけるくり返し載荷では供試体躯体には曲げ変形と同時にせん断変形を生じるため、軸方向鉄筋は曲げによる圧縮力や引張力だけでなくせん断力も受けることになる。

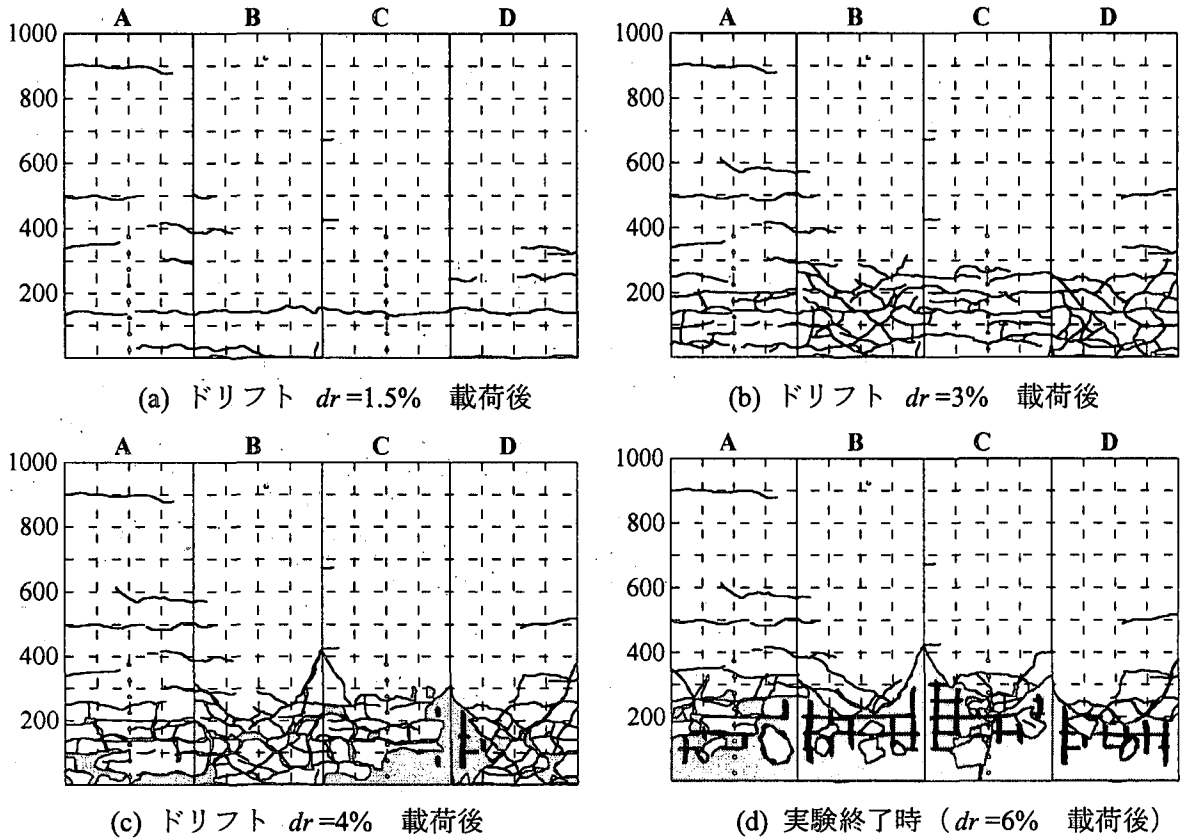
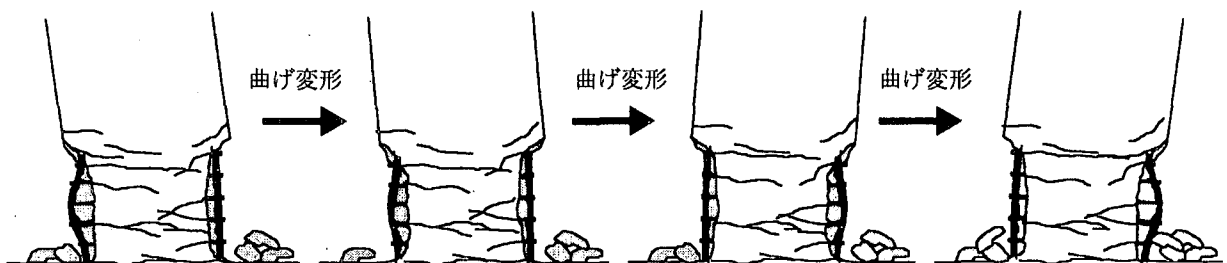
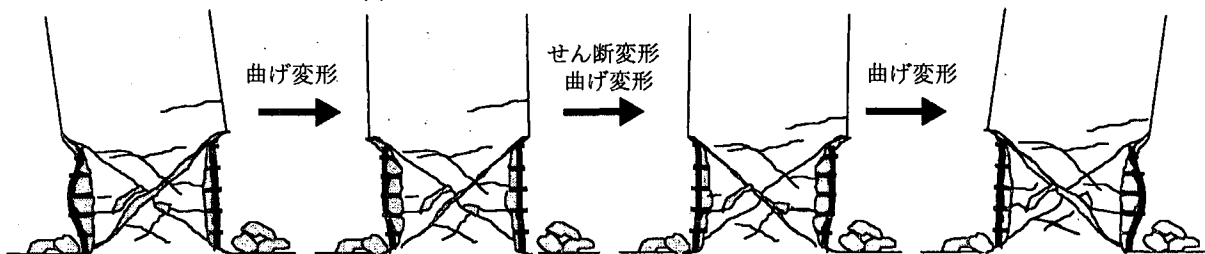


図 4.8.3 一定引張軸力 (1MPa) を受ける供試体の損傷の進展



(a) 圧縮軸力下でくり返し載荷する場合

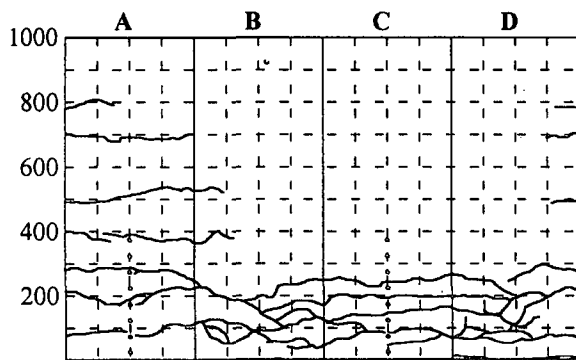


(b) 一定引張軸力を受ける RCT 供試体の場合

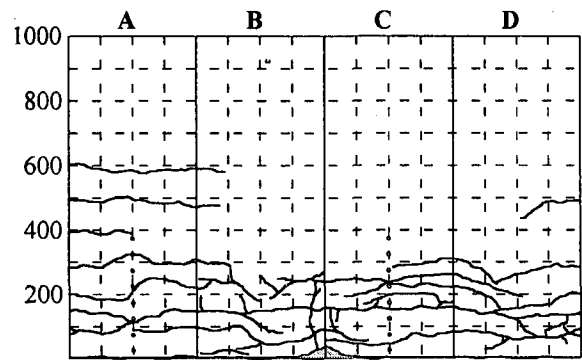
図 4.8.4 座屈後の軸方向鉄筋の挙動

このような状態からさらに荷重変位を増加させていくと、RCT 供試体では $dr=6\%$ における 3 サイクルめの負荷荷時に C-D 面隅角部で軸方向鉄筋が 1 本破断した。このようになってからもまだ水平耐力は急速には低下しなかったが、この段階で荷重をうち切った。図 4.8.3 に示したように RCT 供試体では、かぶりコンクリートが剥落した範囲はおおむね基部～高さ 300mm の範囲であり、高さ方向の損傷範囲としては RCC 供試体と大差はない。しかし、RCT 供試体では基部の曲げ塑性回転によって変形が生じると同時にせん断ずれによる変形も生じていることが特徴である。

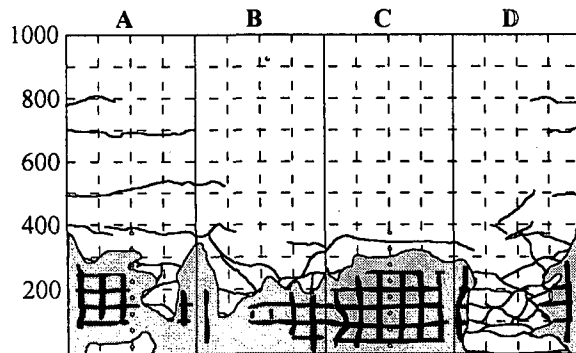
次に、図 4.8.5, 4.8.6 は軸力を変化させた RV1 と RV2 供試体の損傷を示した結果である。また、図 4.8.7 に RV1, RV2 供試体の基部の損傷状況を示す。RV1, RV2 供試体ともに荷重の進展に伴い、曲げひび割れが進展した後、かぶりコンクリートが圧壊し、剥落する。かぶりコンクリートが初めて剥落するのは、RV1, RV2 供試体ともに $dr=4\%$ の荷重中である。その後荷重を進めると、軸方向鉄筋の座屈を経て、コアコンクリートが圧壊し、荷重直角方向に傾いて終局状態に至った。RCC 供試体と同様に、いずれも基部に塑性ヒンジを形成し、変形は主として基部の曲げ塑性回転によって生じたと考えられるが、後述するようにドリフト dr が 4% を超えるようになると、圧縮軸力が 0 になったり引張軸力が作用する荷重時にせん断変形も生じた。いずれの供試体も損傷はおおむね基部～高さ 250mm の範囲に生じた。終局状態に至ったのは、RV1 供試体では $dr=5\%$ の 1 サイクルめ、RV2 供試体では $dr=4\%$ の 3 サイクルめである。また、いずれの供試体も圧縮軸力を増加させつつある最中に終局状態に至った。圧縮 3MPa の一定軸力を受ける RCC 供試体と圧縮 2.7MPa～引張 1MPa の範囲の変動軸力を受ける RV2 供試体では、いずれもドリフト $dr=4\%$ の段階で終局状態に至っており、変動軸力を受ける場合にも、一定軸力を受ける場合と同程度の変形性能を有している。



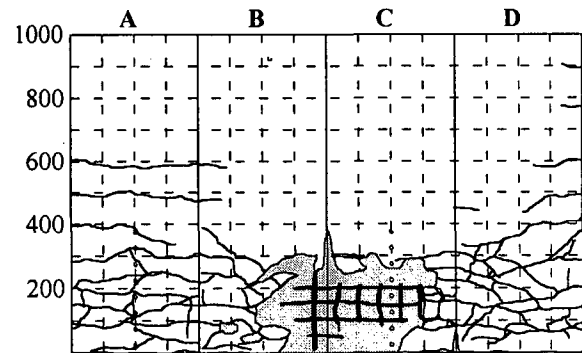
(a) ドリフト $dr=3\%$ 荷重後



(a) ドリフト $dr=3\%$ 荷重後



(b) 実験終了時 ($dr=5\%$ 1 サイクルめ荷重後)



(b) 実験終了時 ($dr=4\%$ 3 サイクルめ荷重後)

図 4.8.5 RV1 供試体の損傷の進展

図 4.8.6 RV2 供試体の損傷の進展

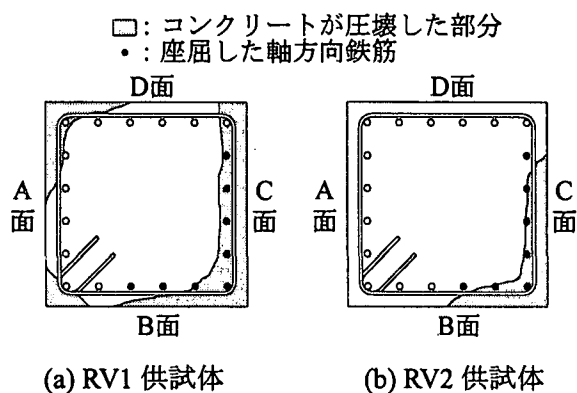


図 4.8.7 基部の損傷状況 (変動軸力を与えた場合)

図 4.8.5～4.8.7 からも分かるように変動軸力を受ける場合には A 面よりも C 面の方が曲げひび割れの数、軸方向鉄筋の座屈本数は多く、コアコンクリートの圧壊範囲は広い。これは、C 面は負荷荷時に軸引張力と同時に曲げ引張力を受けるため、A 面よりも曲げひび割れが生じやすく、また C 面の軸方向鉄筋は A 面の軸方向鉄筋よりも大きなひずみ振幅で引張と圧縮を交互に受け、A 面の軸方向鉄筋に比べて座屈しやすいためである。また、正載荷時に圧縮軸力と曲げ圧縮力を同時に受ける C 面では、かぶりコンクリートの剥落やコンクリートの圧壊が A 面よりも速く進む。

前述したように一定引張軸力を受ける RCT 供試体では、荷重が進むにつれて斜めひび割れからせん断変形を生じたが、RV1、RV2 供試体でも荷重の進展につれて基部から高さ 150mm 付近を境にして、せん断変形を生じるようになる。ただし、RCT 供試体ではせん断変形が先に生じ、その後、せん断変形の増大に伴い徐々にかぶりコンクリートが剥落したが、RV1、RV2 供試体では曲げ損傷によってかぶりコンクリートが剥落し始める $dr=4\%$ の段階になってから、供試体にせん断変形を生じるという点が異なっている。RV1 供試体では、正載荷時、負載荷時ともにせん断変形し、ずれ量は $dr=4\%$ では $\pm 2\text{mm}$ 程度、 $dr=4.5\%$ になると $\pm 5\text{mm}$ 程度である。一方、V2 供試体では、正載荷時にはほとんどせん断変形しなかったが、負載荷時には $dr=4\%$ の際に約 2mm のせん断変形が生じた。

4.8.3 引張軸力が作用する場合の RC 橋脚の曲げ塑性変形性能、復元力特性

水平力荷重点位置における水平力～水平変位の履歴を示すと図 4.8.8 のようになる。一定圧縮軸力を加えた RCC 供試体 (軸力=3MPa 一定) では、ドリフト dr が 1.5% となった段階で水平耐力が正載荷側と負載荷側でそれぞれ 174kN、161kN と最大となり、その後は水平耐力はおおむね一定となる。同じ振幅で 3 回くり返しても水平耐力はほとんど低下しない。さらに荷重を続け $dr=3.5\%$ に達すると、基部の隅角部におけるかぶりコンクリートの剥落とともに水平耐力が低下し始め、 $dr=4\%$ の 1 サイクルめの正載荷時にかぶりコンクリートの剥落に伴い供試体が直角方向に傾き、水平耐力が急速に低下する。これは、従来も研究されてきた一定圧縮軸力下のくり返し荷重実験でみられる典型的な履歴特性である。

これに対して、一定引張軸力を作用させた RCT 供試体では、RCC 供試体とは異なり水平耐力の急速な低下が見られないのが特徴である。前述したように $dr=1\%$ とした荷重で軸方向鉄筋は降伏したが、この段階では正載荷側、負載荷側の耐力はそれぞれ 97kN、92kN である。これらは、RCC 供試体の軸方向鉄筋が降伏する段階の耐力の 55% に相当する。その後、水平耐力はおおむね

一定となり、前述したように荷重方向に直角な面（B, D 面）で斜めひび割れに沿ってせん断変形を生じるようになって耐力はほとんど低下しない。耐力が低下し始めるのは、かぶりコンクリートの剥落が始まる $dr=3.5\sim 4\%$ の時である。この後は、荷重の進展とともにかぶりコンクリートが剥落し、耐力は緩やかに低下する。 $dr=4.5\%$ に達すると水平耐力は最大耐力の 80% を下回るようになる。 $dr=6\%$ の段階で荷重をうち切ったが、この段階では前述したようにコアコンクリートは全断面積の 40% が剥落し、軸方向鉄筋 1 本が破断し、残りの 19 本は大きく座屈しており、供試体の耐力は正荷側には 57kN、負荷側には 51kN にまで低下している。

これらに対して、軸力を変化させた RV1, RV2 供試体では正荷側と負荷側で非対称なユニークな履歴を示す。すなわち、RV2 供試体では、 $dr=1.5\%$ の段階で軸方向鉄筋は降伏するが、この時の耐力は正荷側には 162kN であるのに対して、負荷側には 108kN と正荷側に比較して 33% 小さい。この後、荷重振幅の増加とともに耐力は正荷側ではわずかに減少するが、負荷側では漸増する。負荷側において、最大耐力 (=116kN) となるのは $dr=3.5\%$ に達した時である。この時には、正荷側においてもまだ 151kN の耐力を保有しているが、この 3 サイクルめには水平耐力は 140kN にまで低下し、さらに荷重を続けると $dr=4\%$ の 3 サイクルめで C 面のコアコンクリートが圧壊して終局状態に至った。

同様に、RV1 供試体でも正荷側では $dr=1.5\%$ とした時に 158kN の最大耐力となるが、その後は荷重の進展に伴って耐力は減少していく。これに対して、負荷側では軸方向鉄筋が降伏した後も耐力はわずかに増加し、 $dr=4\%$ のときに最大耐力 131kN となる。

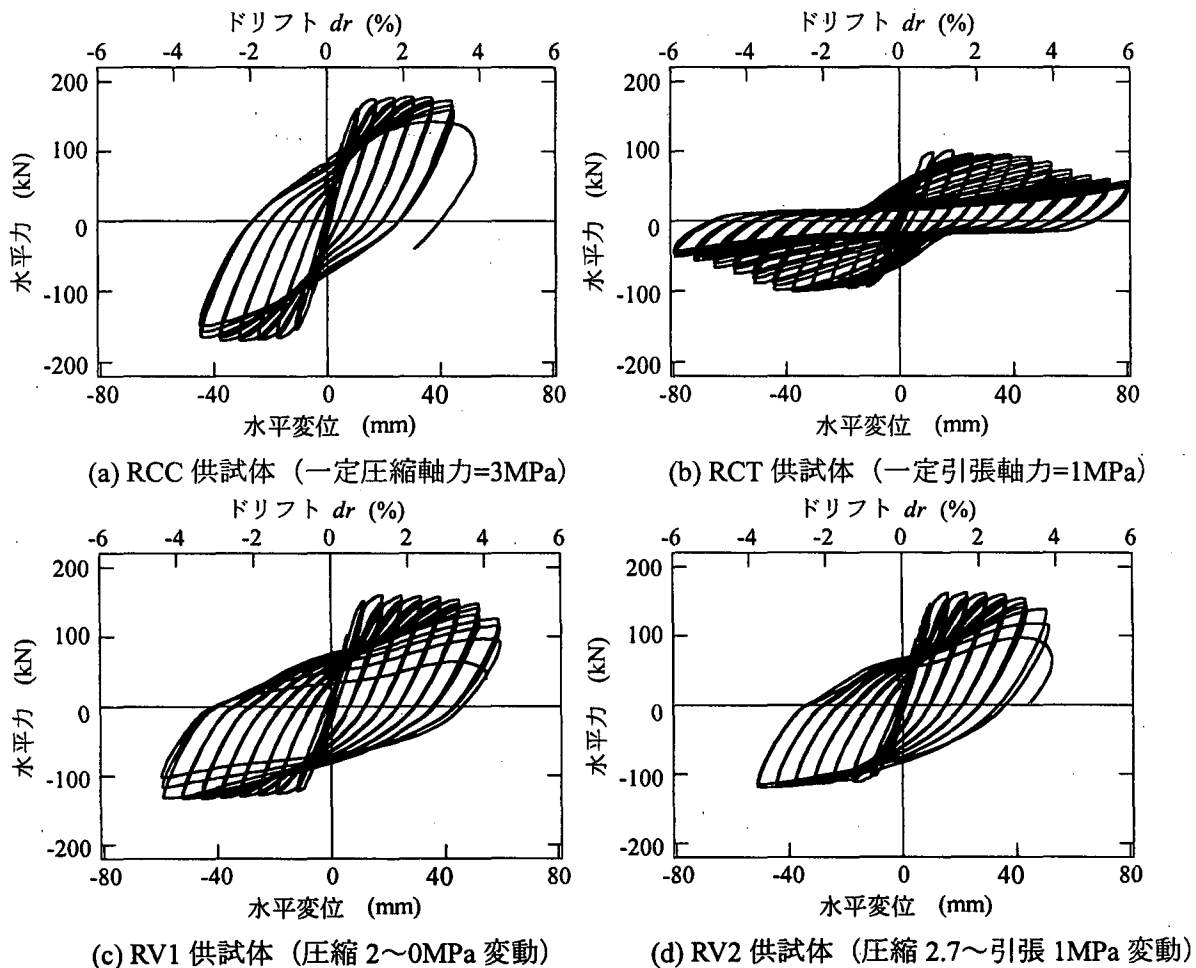


図 4.8.8 水平力~水平変位の履歴曲線

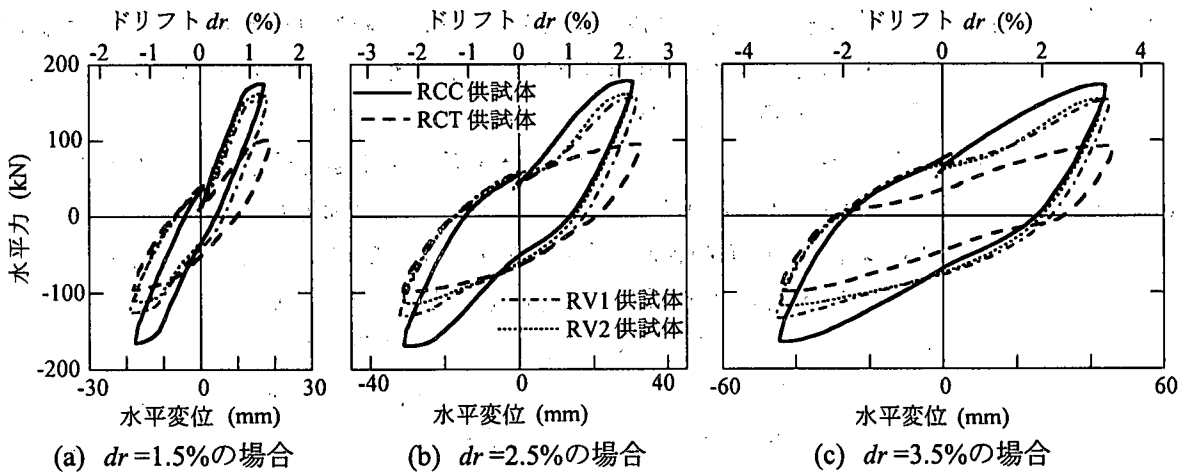


図 4.8.9 主要な荷重段階における履歴ループの比較

このように変動軸力を受ける場合には、負荷荷側において荷重振幅が増大しても水平耐力は減少せずむしろ増加するが、これは軸力が 0 もしくは引張のためにコンクリートに生じる圧縮ひずみが小さい結果、負荷荷時に曲げ圧縮力を受ける面のコンクリートの損傷が小さくなること、軸方向鉄筋が降伏した後も引張・圧縮のくり返しひずみを受けてひずみ硬化を生じ、軸方向鉄筋の負担する曲げモーメントが徐々に増加することが原因と考えられる。

図 4.8.9 は図 4.8.8 に示した履歴曲線の中から主要な荷重段階を取り出し、この 1 サイクルめの履歴ループが 4 供試体間でどのように変化するかを示した結果である。これによれば、いずれの荷重段階においても RCC 供試体の履歴が最も膨らんでおり、RCT 供試体の履歴が最もやせている。RV1, RV2 供試体の履歴ループは互いに似ており、圧縮軸力が増加する正荷重側では RCC 供試体に近く、圧縮軸力が減少する負荷荷側では RCT 供試体に近い特徴を示している。RCT 供試体では、前述したようにドリフト $dr=3.5\%$ に達すると、供試体の全水平変位の 19% にも相当するせん断変形が生じるが、図 4.8.9 によればせん断変形が卓越する RC 短柱特有のピンチング型の履歴を示しているわけではない。 $dr=3.5\%$ の履歴ループに着目して RCC 供試体と RCT 供試体の履歴を詳細に比較すると、いずれも荷重剛性、除荷剛性はほとんど直線的であり、水平力が 0 になった段階から剛性が変化して最大点指向型の履歴曲線となっているが、2 次剛性の大きさが異なっていることが分かる。すなわち、引張軸力を加えた RCT 供試体では圧縮軸力を加えた RCC 供試体よりも 2 次剛性が小さい。これは、 $dr=3.5\%$ の段階では供試体にせん断変形が生じており、図 4.8.4 に示したように曲げによる一軸の引張・圧縮力を受ける軸方向鉄筋とこれに加えてせん断変形を受ける軸方向鉄筋の挙動の違いが影響していると考えられる。

参考文献

- [4.8.1] 畑明仁, 白石俊英, 岡本晋: ファイバーモデルによる 2 層ラーメン橋脚の地震応答解析, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集第 I 部 (B), pp. 728-729, 1997.
- [4.8.2] 堺淳一, 川島一彦: 引張力を含む軸力変動が RC 橋脚の変形性能に及ぼす影響, Report No. TIT/EERG 00-2, 東京工業大学土木工学科耐震工学研究グループ, 2000.
- [4.8.3] 田中良弘, 福浦尚之, 畑明仁: RC ラーメン高架橋の地震応答解析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 339-346, 1996.

(執筆者: 川島一彦, 堺淳一)

4.9 RCラーメン橋脚の履歴特性

4.9.1 はじめに

不静定構造であるRCラーメン橋脚の面内方向については、部材にぜい性的なせん断破壊が生じない場合には、地震力による損傷の進展に伴い力の再配分が行われて構造全体としての水平耐力が保持されるとともに、静定構造と違い1つの部材の破壊が構造全体の破壊にはすぐには結びつきにくい場合が多いことなどから、RCラーメン橋脚の面内方向については、一般に十分な地震時の耐力や変形性能が確保されているものと考えられてきた。これは、過去の地震被害を見てみても、1978年の宮城県沖地震においてRCラーメン橋脚の中間梁においてせん断的な破壊が生じた以外は、RCラーメン橋脚に落橋や倒壊に結びつくような甚大な被害が必ずしも生じていない。

1995年兵庫県南部地震においても、道路橋の1層2脚式のRCラーメン橋脚の面内方向については激震地域に近い位置においても必ずしも甚大な被害を生じたものはなかったが、部材の柱並びに梁部分において顕著な被害が見られたものが確認された[4.9.1]。一方、鉄道構造物の立体RCラーメン構造では、古い基準で設計されたものを中心に、主として柱部分のせん断によって上部構造が沈下、倒壊するという被害が見られた。

このような被害の経験を踏まえ、RCラーメン橋脚面内方向の動的耐力、変形性能の検討が進み、兵庫県南部地震クラスの地震動に対するRCラーメン橋脚の変形性能の照査を行うようになってきた[4.9.2,4.9.3]。

ここでは、主として道路橋のRCラーメン橋脚の面内方向を対象に、被災事例、並びに、履歴特性に関する検討事例、解析モデルや設計法の考え方について紹介する。

4.9.2 RCラーメン橋脚の地震被害事例とその解析

(1) 兵庫県南部地震における被災事例

文献[4.9.1]によれば、兵庫県南部地震において阪神高速道路神戸線のRC橋脚の被害に関して、1本柱橋脚及びラーメン橋脚を含むRC橋脚全体では倒壊したものや損傷変形が著しく大きいものと判定された橋脚の割合が6.8%であったのに対し、ラーメン橋脚では2.5%と少なかった。一方、損傷がなかったりあってもほとんど耐荷力に影響のない極めて軽微なものと判定された橋脚の割合は、RC橋脚全体では50.4%であったのに対し、ラーメン橋脚では85.7%と多かった。このように、兵庫県南部地震における道路橋のRCラーメン橋脚の被害の割合は、1本柱形式の橋脚に比較して小さいことが明らかになっている。

写真4.9.1及び写真4.9.2は、被災を受けたRCラーメン橋脚の中で阪神高速3号神戸線で被災を生じた2つのRCラーメン橋脚の主に面内方向の被災例を示したものである。両橋脚は気象庁震度階で震度7の激震地域に非常に近いところに位置していた。写真4.9.1に示した橋脚(神P-346)では、左柱基部外側で地中深くまでかぶりコンクリートが剥離しており、右柱隅角部直下でも大きくかぶりコンクリートが剥離している。また、はりにもひびわれの発生が見られる。いずれの損傷も古い基準で設計されているため柱部の帯鉄筋が少なく、せん断破壊型の損傷と思われる。また、写真4.9.2に示した橋脚(神P-348)では、RCラーメン橋脚の柱に生じたせん断破壊が見られる。同様に柱の帯鉄筋が少ないことからせん断破壊型の損傷と推

定される。

これらの損傷を見ると、兵庫県南部地震といった大規模な地震においても倒壊といった致命的な被害には至っていないが、部材には脆性的なせん断破壊モードが生じていることからRCラーメン橋脚においても一本柱形式の橋脚と同様にせん断損傷を避け、ねばりがある構造とすることが重要と考えられる。

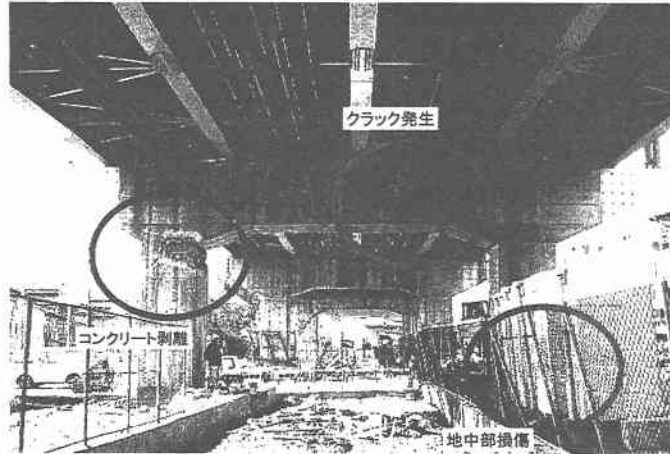


写真 4.9.1 RCラーメン橋脚の被災例 1 (神P-346)

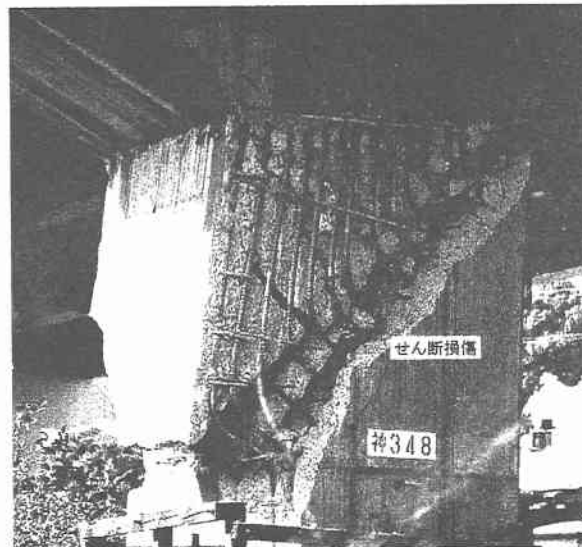


写真 4.9.2 RCラーメン橋脚の被災例 2 (神P-348)

(2) 被災橋脚の解析および被災メカニズムの推定

実際に被災したRCラーメン橋脚の被害状況の解析的な検討を行った事例を示す。解析では、兵庫県南部地震により柱の上部、基部およびはりに曲げせん断的な損傷が認められた前述の神P-346橋脚の面内方向を対象とした。図 4.9.1 及び表 4.9.1 にそれぞれ構造一般図及び断面諸元を示す。本橋は、支間長 26 m を有する高架構造であり、上部構造は鋼単純合成板桁橋である。

被災のシミュレーション解析では、図 4.9.2 に示すようにRCラーメン橋脚を骨組み構造としてモデル化し、これに荷重として死荷重相当の鉛直荷重および地震力に相当する水平力を作用させた。なお、水平力は一方向に変位制御で漸増させた。

ラーメン橋脚の場合には、水平力の作用により柱には軸力の変動が生じる。このため、軸力変動の影響を部材の曲げモーメント～曲率 ($M \sim \phi$) 関係に考慮した。 $M \sim \phi$ 関係としては、降伏点及び終局点を有するトリリニア型の履歴特性を考慮した。

解析から得られた荷重～変位関係及び塑性ヒンジ発生位置をそれぞれ図 4.9.3 及び図 4.9.4 に示す。なお、解析は一方向載荷としたため、塑性ヒンジは左右非対称の位置に生じている。ラーメン構造が面内方向の地震力を受けた場合には、柱基部及びはり柱節点部において曲げモーメントが大きくなる分布形状となる。このため、はり柱節点部では柱とはりのいずれかが先に降伏及び終局に達するが、本解析のように右向き水平力を受けた場合には、右側の柱の方は軸力が大きくなり、一方左側の柱は軸力が小さくなることから、結果として柱部分の曲げ耐力が変化し、梁部との曲げ耐力の大小関係もあり、これが塑性ヒンジの発生位置に影響を及ぼしたものと推定される。

図 4.9.5 及び図 4.9.6 は、実際の被害状況と解析結果から推定される被害パターンを比較したものである。これによれば、解析で降伏または終局が生じた箇所と実際にコンクリートの剥離あるいはひびわれの生じた箇所はほぼ同じになっている。解析は一方向載荷であり、実際の地震時には双方向に振動したと考えられるが、解析と実際のほぼ同様の損傷モードとなっており、兵庫県南部地震では一方向への地震力の作用が被害に対して支配的であったのではないかと推定される。

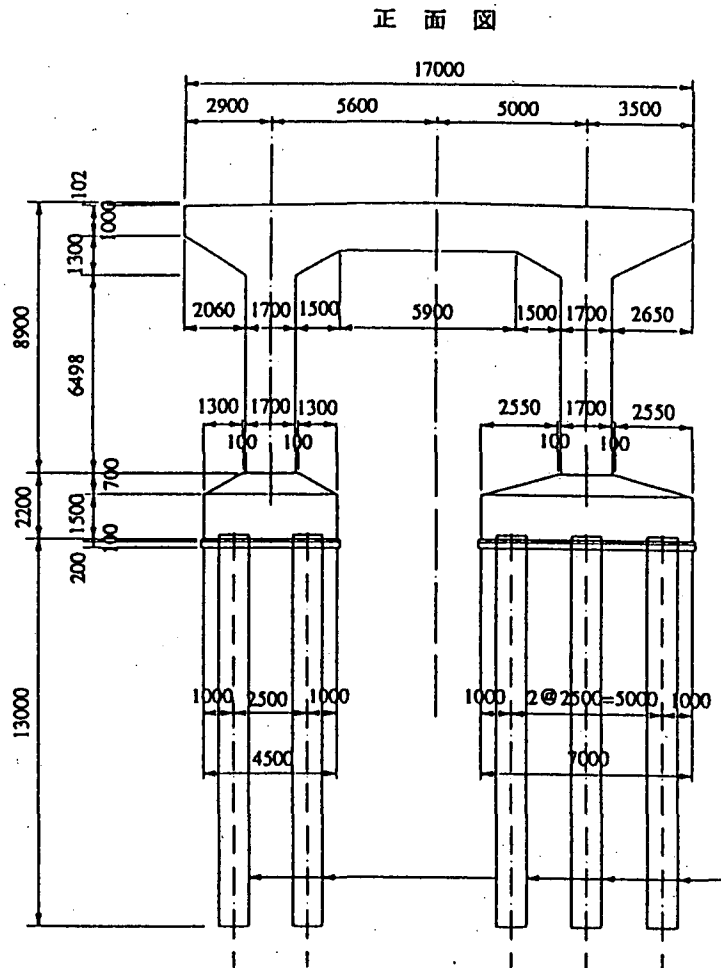


図 4.9.1 神 P-346 の構造一般図

表 4.9.1 神 P-346 の設計諸元

構造寸	断面寸法	柱	200cm×170cm
		はり	200cm×180cm
	橋脚高さ		890cm (橋脚中心にて)
主要材	主鉄筋	柱	SD295 D32 (ρ=1.03%)
		はり	SD295 D22, D32 (ρ=0.84%)
	帯鉄筋		SD295 D16 (ρs=0.25%)
	スターラップ		SD295 D13 (ρw=0.11%)
	コンクリート		σck=240kgf/cm ²

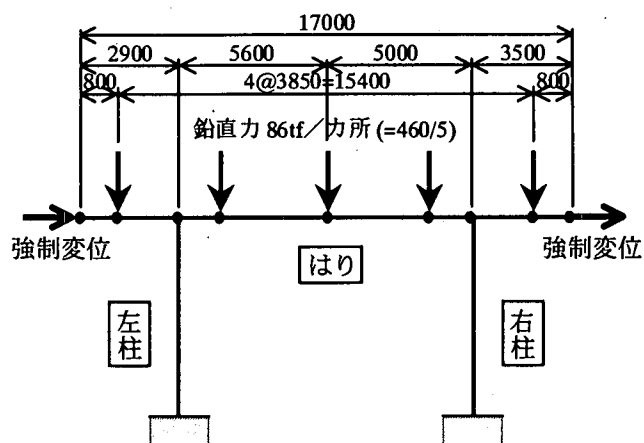


図 4.9.2 荷重載荷条件

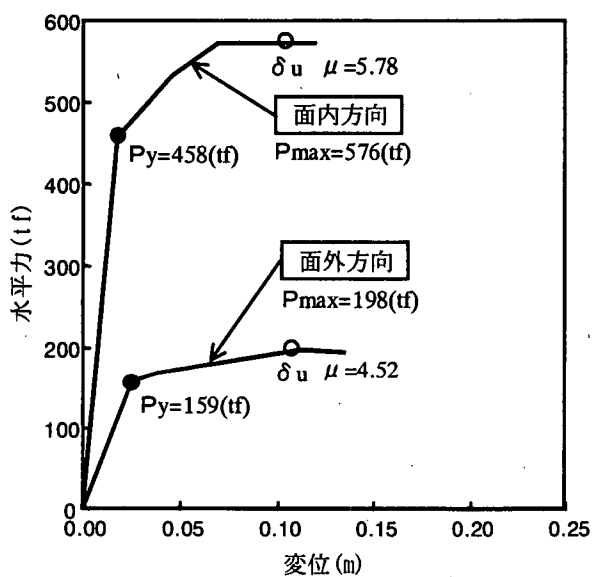


図 4.9.3 ラーメン面内、面外方向の荷重～変位曲線

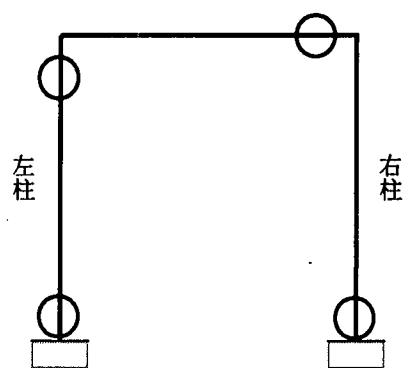


図 4.9.4 塑性ヒンジ発生箇所

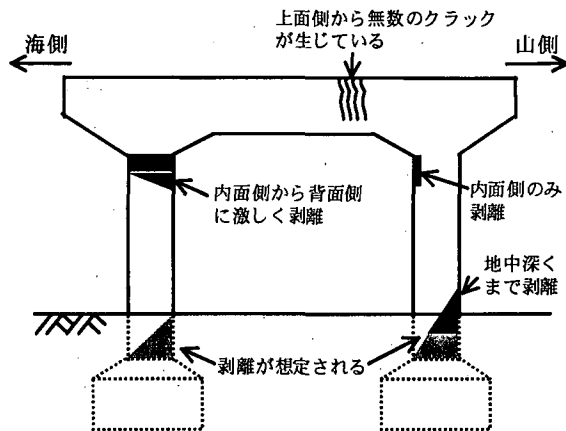


図 4.9.5 神P 346 RC ラーメン橋脚被害状況

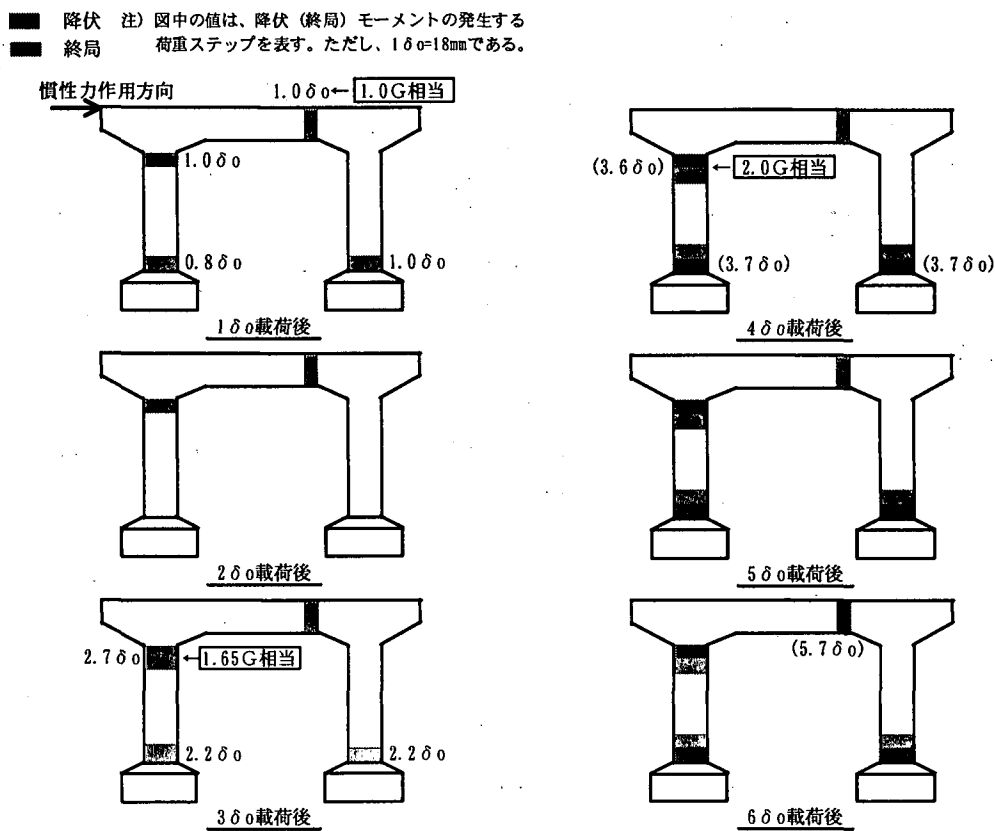


図 4.9.6 被害進展パターン

4.9.3 RC ラーメン橋脚の履歴特性

RC ラーメン橋脚面内方向の非線形領域の挙動を把握するために、RC ラーメン橋脚模型の正負交番荷重実験により、動的耐力・変形性能の検討が行われた事例を紹介する[4.9.4]。

(1) 模型橋脚の荷重実験例

実験に用いた供試体は、はりの配筋を変化させた供試体ケース1とケース2、そして、ケース2の柱高さを高くした供試体ケース3の3体である。実験供試体の主要諸元を図 4.9.7 及び

表 4.9.2 に示す。

図 4.9.7 に示す供試体ケース 1 は、柱基部からはり天端までの高さが 1.67m で、荷重ははりの上面からさらに 69cm の高さの位置に作用させているため、柱基部から水平力載荷位置までの距離は 2.36m である。また、柱中心間の距離は 1.75m であり、柱は 48cm × 35cm (橋軸×直角) の矩形断面である。柱の軸方向鉄筋は D 16 × 14 本で、軸方向鉄筋比は 1.7 % である。帯鉄筋としては、D 6 を柱高さ方向に 9cm ピッチで配筋し、また断面内ではラーメンの面内方向の中間帯鉄筋を 2 本、ラーメン面外方向の中間帯鉄筋をいずれも有効長 14cm で配筋している。この結果、断面の横拘束筋の荷重載荷方向の横拘束筋体積比 ρ_s は 1.0 % となる。はりは 48cm × 37cm (橋軸×鉛直) の矩形断面であり、軸方向鉄筋としては、はり上面に D 13 の鉄筋が 7 本、はり下面に D 13 の鉄筋が 5 本、さらに側方鉄筋 6 本を加えて合計 18 本が配筋され、軸方向鉄筋比は 1.3 % となる。はりの帯鉄筋 (スターラップ) は、柱の帯鉄筋と同様に軸方向鉄筋を囲むように配筋し、柱の帯鉄筋と同様に端部に鋭角フックを設け、内部コンクリートに定着した。はりの帯鉄筋は D 10 の鉄筋を 6cm ピッチで配筋し、中間帯鉄筋は配筋しなかった。この結果、断面の横拘束筋の体積比 ρ_s は 1.2 % となる。

供試体ケース 2 は、柱基部からはり天端までの高さおよび水平力載荷位置までの距離と柱の断面および配筋は供試体ケース 1 と同じである。はりの断面についても供試体ケース 1 と同じ 48cm × 37cm (橋軸×鉛直) であるが、軸方向鉄筋は、はり上面に D 16 の鉄筋を 6 本、はり下面に D 16 の鉄筋を 5 本、さらに、側方鉄筋 6 本を加えて合計 17 本の軸方向鉄筋を配筋し、軸方向鉄筋比を 1.9 % とした。はりの帯鉄筋は供試体ケース 1 と同じ配筋である。

供試体ケース 3 は、柱基部からはり天端までの高さが 2.17m であるが、柱の断面と配筋およびはりの断面と配筋は供試体ケース 2 と同じである。

主鉄筋の規格はいずれも S D 295 A、鉄筋のかぶり厚は 3.5cm である。コンクリートとしては、早強ポルトランドセメントを用いた。載荷実験当日の圧縮強度は、239 ~ 308kgf/cm² であった。また、鉄筋の降伏点は、供試体の柱及び梁に使用した D 6 から D 16 の鉄筋に対して 3,853 ~ 4,317kgf/cm² であった。

実験では、写真 4.9.3 に示すように供試体をフーチング位置で反力壁に固定し、反力壁に設置した加振機により正負交番載荷した。荷重の載荷方向は面内方向である。橋脚頭部には、上部構造の死荷重反力に相当する軸力 (33.6tf) を均等になるように剛性の高い治具を介して作用させた。

加振方法としては、まず、軸力載荷装置によって所定の軸力 (1 柱当たり 10kgf/cm²) の軸力を加えた後、水平加振機によって強制変位を与えた。水平載荷は、変位制御により正負交番繰返し載荷とした。柱とはりの接合部および柱基部における引張側最外縁の主鉄筋のひずみを計測し、結果的に両者のうちで先に主鉄筋が降伏した柱基部の主鉄筋の降伏までは、変位制御により正負交番で静的に数回に分けて荷重を増加させた。主鉄筋の降伏後は、降伏時に荷重載荷点に生じた変位 (以下、これを降伏変位 δ_y と呼ぶ) を基準とし、 δ_y の整数倍の変位振幅で正負交番載荷を行った。同一変位振幅における載荷繰返し回数は 3 回である。

供試体ケース 1 ~ 3 に対して、かぶりコンクリートが剥離し始めた状態と最終的な損傷状態を図 4.9.8 に示す。ここでは、供試体を上方から見た面 (載荷方向に平行な面) と 2 本の柱の内側の面 (載荷方向に直角な面) の損傷状況を示している。

供試体ケース 1 では、3 ~ 4 δ_y までは柱よりもはりに曲げひび割れが多く生じた。5 δ_y

載荷で柱下端部のかぶりコンクリートが剥離した後は、柱下端部のひび割れが進展し、はり両端部と柱下端部の損傷が広がった。柱下端部の軸方向鉄筋が破断し、終局状態となったときでも、柱上端部では大きな損傷は生じていなかった。

供試体ケース1よりもはりの軸方向鉄筋量が多い供試体ケース2は、 $4\delta_y$ で柱下端のかぶりコンクリートが剥離するまでは、柱およびはりに一様にひび割れが生じた。柱下端部においてかぶりコンクリートが剥離した後は、柱下端部だけでなく柱はり接点部、そして柱上端部にもひび割れが生じた。供試体ケース1と同様に、柱基部の軸方向鉄筋の破断により終局状態に達した。

供試体ケース2よりも柱の高さが高い供試体ケース3は、供試体ケース2と同様に、 $4\delta_y$ で柱下端部のかぶりコンクリートが剥離するまでは、柱とはりに一様にひび割れが生じた。それ以降は、柱下端部及び柱上端部でコンクリートの剥離が進展し、やはり柱下端部において軸方向鉄筋が破断して終局状態に達した。供試体ケース2と比較すると、柱上端部に大きい損傷が生じていることがわかる。

水平荷重の載荷高さが同一であるが、はりの軸方向鉄筋比が異なる供試体ケース1とケース2を比較すると、はりの軸方向鉄筋量が小さいケース1では柱上端部よりもはりに損傷が集中しているのに対して、はりの軸方向鉄筋量が多い供試体ケース2では、はりよりも柱上端部に損傷が生じている。また、配筋は同じであるが、柱高さが違う供試体ケース2とケース3を比較すると、柱高さの高い供試体ケース3の方がより柱上端部に損傷が生じたことがわかる。

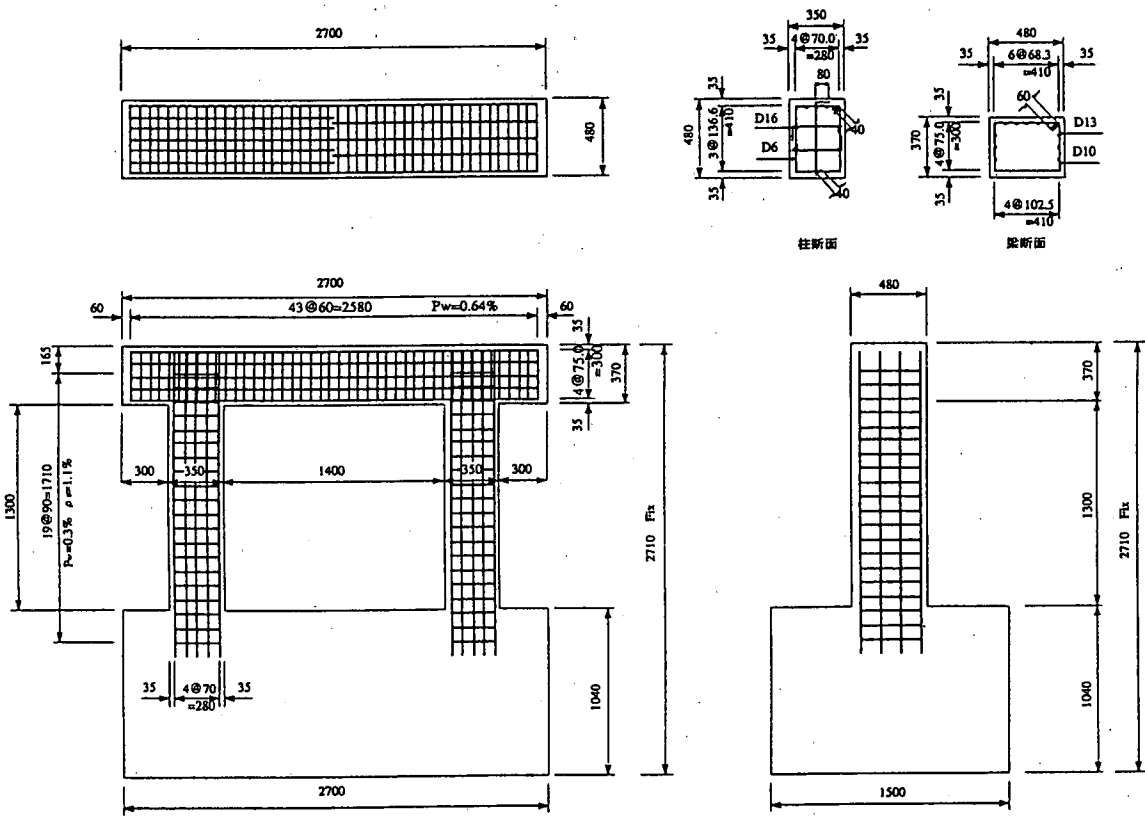


図 4.9.7 実験供試体 (ケース1)

表 4.9.2 実験供試体の諸元

供 試 体	ケース 1	ケース 2	ケース 3
柱基部からの梁天端の高さ	1. 6 7 m	1. 6 7 m	2. 1 7 m
柱断面	3 5 × 4 8 cm	3 5 × 4 8 cm	3 5 × 4 8 cm
柱軸方向	D 1 6 × 1 4	D 1 6 × 1 4	D 1 6 × 1 4
柱帯鉄筋	D 1 0 @ 6 c m	D 1 0 @ 6 c m	D 1 0 @ 6 c m
梁断面	3 7 × 4 8 c m	3 7 × 4 8 c m	3 7 × 4 8 c m
梁帯鉄筋	D 1 3 × 1 8	D 1 6 × 1 7	D 1 6 × 1 7
鉄筋材質	D 1 0 @ 6 c m	D 1 0 @ 6 c m	D 1 0 @ 6 c m
柱帯鉄筋	S D 2 9 5	S D 2 9 5	S D 2 9 5

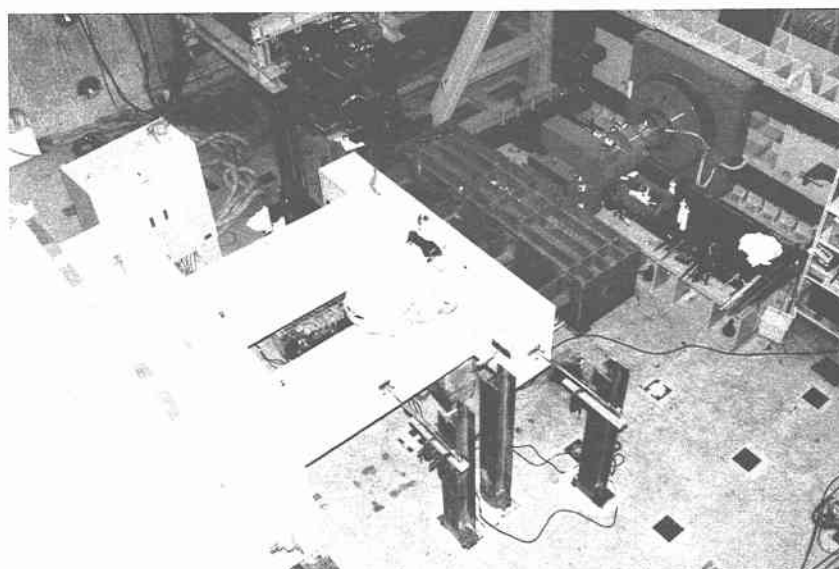
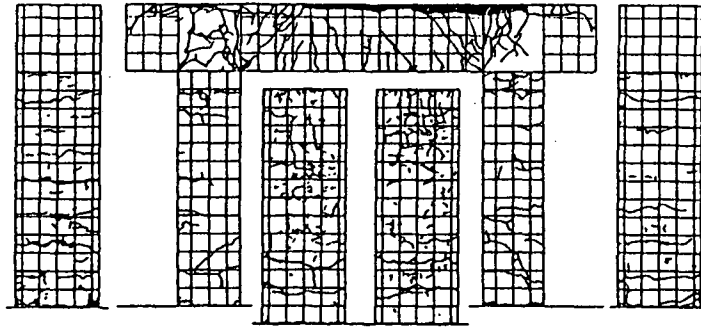


写真 4.9.3 R C ラーメン橋脚供試体の載荷実験状況

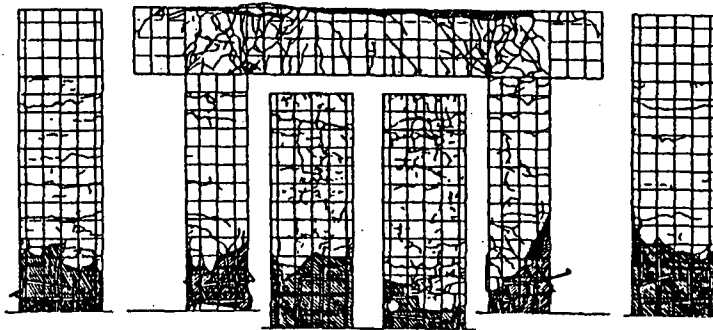
(2) 動的耐力および変形性能

正負交番載荷実験より得られた 3 体の供試体の荷重作用位置における水平荷重 P と水平変位 δ の履歴曲線を示した結果が図 4.9.9 である。荷重は各載荷ステップの 1 サイクル目の変位が最大値を記録したときに発生する値を用いている。また、履歴曲線の包絡線を比較した結果が図 4.9.10 である。

図 4.9.9 及び図 4.9.10 によれば、ラーメン橋脚全体の初期剛性と最大水平耐力は、橋脚の高さが低いものほど大きくなる傾向である。また、変位に関しては、柱高さの高い供試体ケース 3 が、標準とした供試体ケース 2 よりも値が大きくなる傾向である。はりの鉄筋量に関する違いは、はりの軸方向鉄筋量の多い供試体ケース 2 の方が、はりの軸方向鉄筋量の少ない供試体ケース 1 よりも若干水平耐力が大きい、その差は 10 % 程度である。また、変形性能は両者で大きな差はないことがわかる。

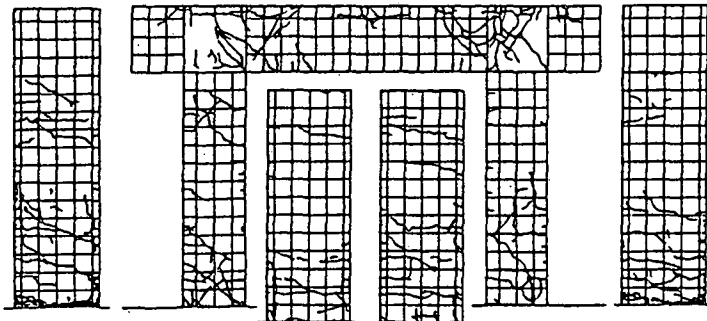


4 δy 載荷終了後

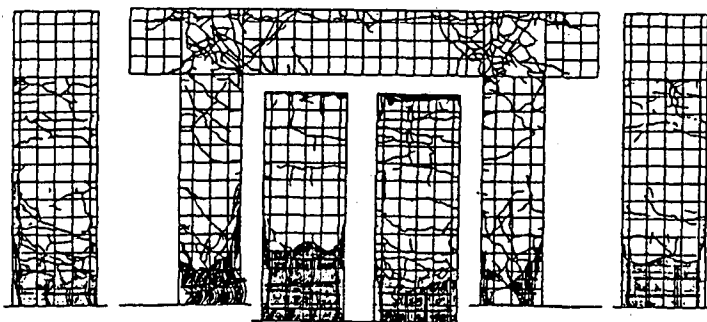


11 δy 載荷終了後

(1) ケース 1



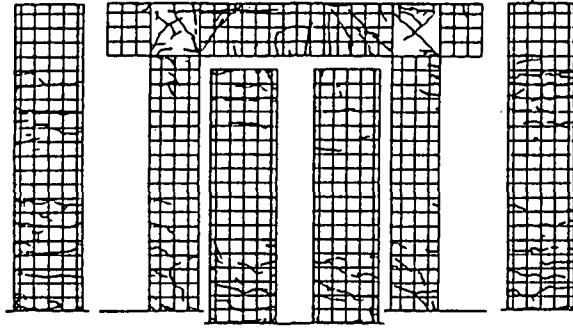
4 δy 載荷終了後



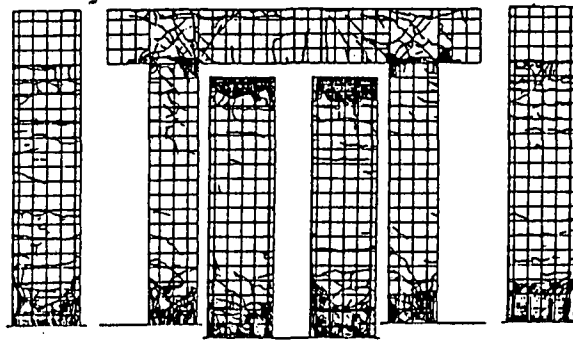
10 δy 載荷終了後

(2) ケース 2

図 4.9.8(1) 損傷状態



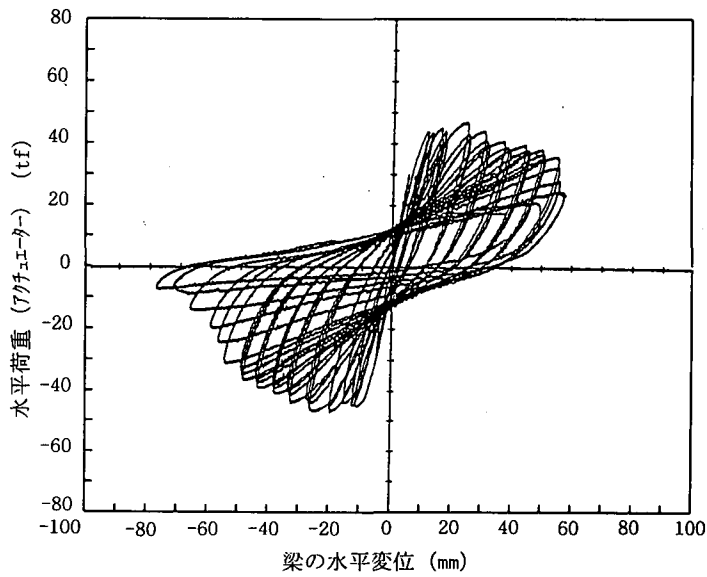
4 δy 載荷終了後



13 δy 載荷終了後

(3) ケース 3

図 4.9.8(2) 損傷状態



(1) ケース 1

図 4.9.9(1) 荷重～変位関係

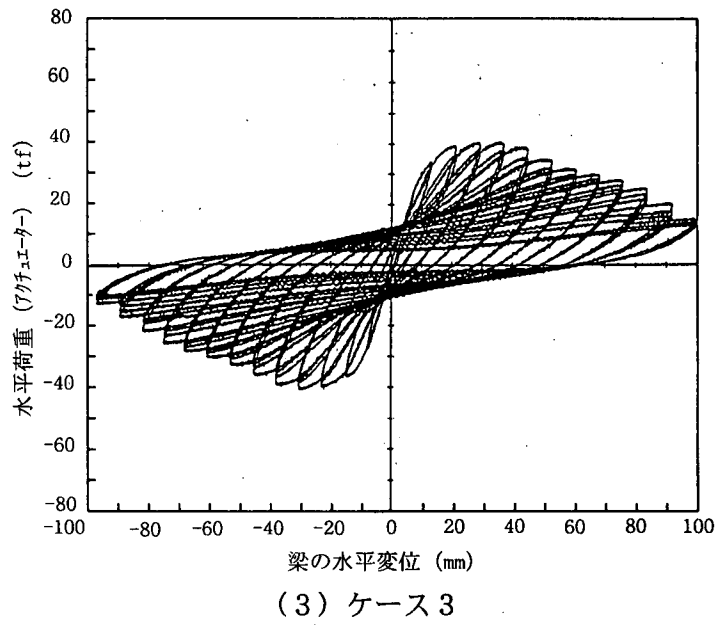
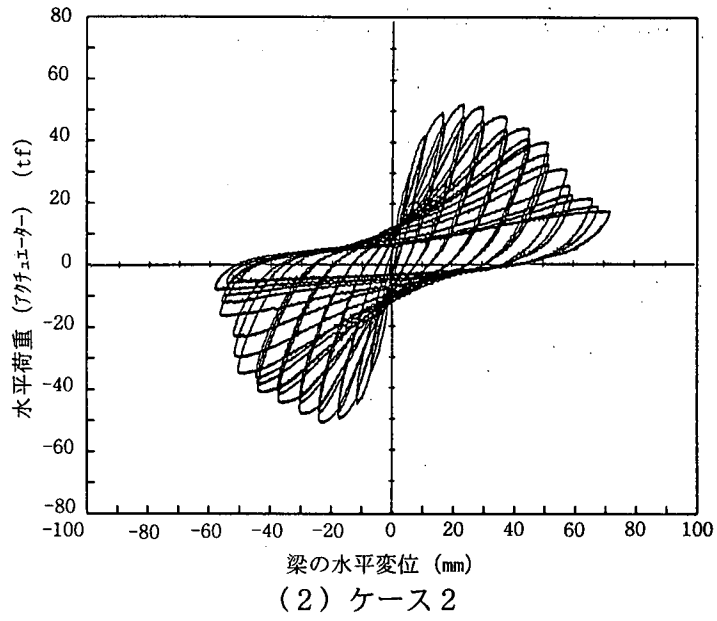


図 4.9.9 荷重～変位関係

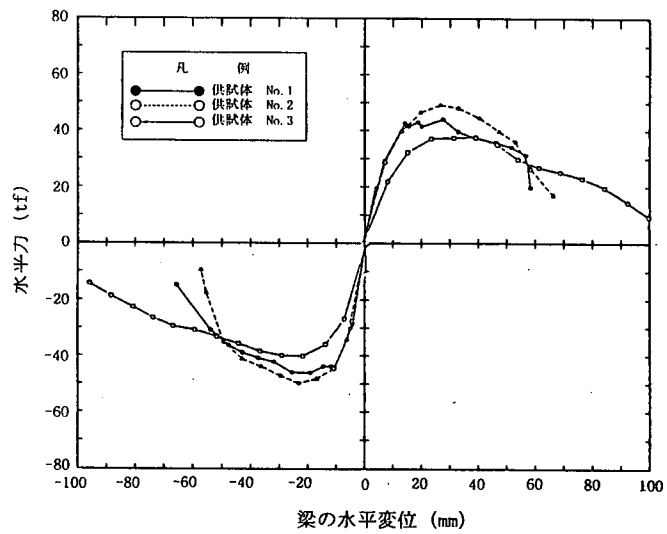


図 4.9.10 履歴曲線の包絡線

4.9.4 RCラーメン橋脚の変形性能の解析方法

平成8年の道路橋示方書V耐震設計編に示される方法を用いて、上記の実験供試体を対象に変形性能の解析を行った事例を以下に紹介する。

(1) 解析方法

平成8年の道路橋示方書によれば、RCラーメン橋脚の慣性力作用位置における水平荷重—水平変位を算出するために、RCラーメン橋脚を図4.9.11に示すような骨組みモデルにモデル化し、これに水平力を静的に漸増させる。ここで、ラーメン橋脚のモデル化にあたっての固有の課題を以下のように挙げられている。

- ①作用する軸力の増減に伴い、柱部材に作用する軸力が変化する。したがって、各柱部材の曲げモーメント—曲率関係が水平力に影響されることを考慮に入れる必要がある。
- ②塑性ヒンジは柱部材の上端部、下端部そしてはり部材の端部などに発生する可能性がある。塑性ヒンジが発生する箇所は各部材の剛性、配筋等により決定されるので、これを適切に評価する必要がある。

図4.9.11の骨組解析モデルにおいて、塑性ヒンジは柱部材の上端部、下端部、はり部材の両端部に生じる可能性があるため、図に示す位置に完全弾塑性型の曲げモーメント—曲率関係を考慮できる塑性回転バネを設ける。端下端部で塑性回転バネを設ける位置は、柱基部から1本柱で仮定する塑性ヒンジ長の1/2だけ上の点とする。柱はり接合部では塑性回転バネは、接点部から塑性ヒンジ長の1/2の距離だけ離れた点に設ける。

塑性回転バネ以外の骨組みは降伏剛性を持つ線形部材として仮定し、また柱はり接合部は剛性を十分大きくした骨組みモデルを作成し、慣性力作用位置において水平力を静的に漸増させる。ここで、上述の①の影響を考慮するために、塑性回転バネ位置に生じる軸力に応じてその位置の終局曲げモーメント M_u を求める。塑性回転バネに生じる曲げモーメントが M_u に達したときには、それ以後の塑性回転バネの接線剛性を図4.9.12に示すように0とする。このようにして、水平力を漸増させて、6つの塑性回転バネのうち塑性域に達し、塑性ヒンジとなる4つのバネを特定する。さらに、上部構造の慣性力の作用位置における水平荷重と水平変位関係を求める。

終局変位を求めるためには、各塑性ヒンジの終局塑性回転角 θ_{pu} を式(4.9.1)により算出する。この式は、塑性曲率 $(\phi_u - \phi_y)$ と塑性ヒンジ長 L_p の積が塑性回転角 θ_{pu} になることを示すものである。ここで、 ϕ_y および ϕ_u は断面における諸元、配筋および軸力から求められる。

$$\theta_{pu} = (\phi_u / \phi_y - 1) \times L_p \times \phi_y \quad (4.9.1)$$

ここに、

θ_{pu} : 塑性ヒンジにおける終局回転角

ϕ_y : 降伏時の曲率(1/m)

ϕ_u : 終局時の曲率(1/m)

L_p : 塑性ヒンジ長(m)

特定した各塑性ヒンジごとに式(4.9.1)で算出した終局塑性回転角 θ_{pu} と、塑性回転バネで生じる塑性回転角と水平変位との関係を比較し、その位置の塑性回転角が θ_{pu} に達したときをその塑性回転バネ位置での終局状態とする。ここでの塑性回転角と水平変位との関係は、骨組み解析モデルに対する水平変位を漸増させる解析を行う結果得られるものである。

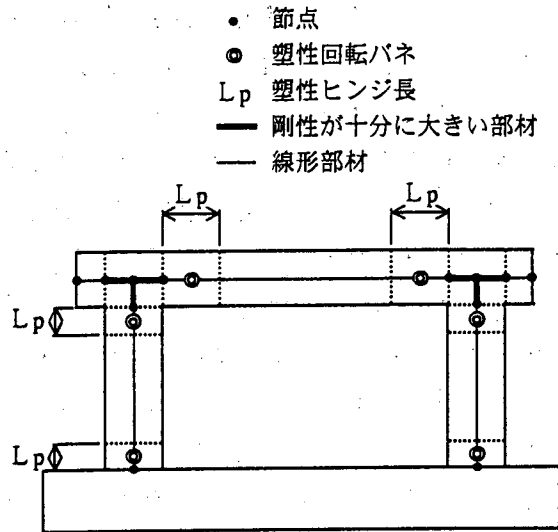


図 4.9.11 RC ラーメン橋脚の骨組解析モデル

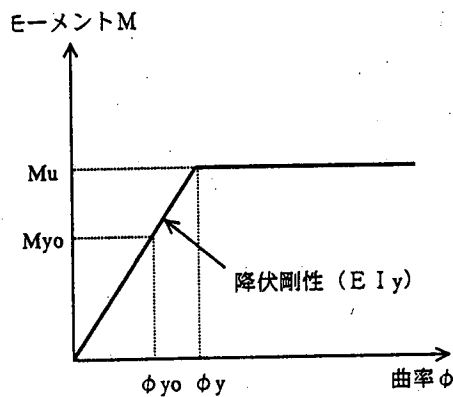


図 4.9.12 塑性回転バネの曲げモーメント～曲率関係

(2) 実験供試体に対する解析

本解析手法の妥当性を確認するために、前述の実験供試体 3 体を対象として、動的耐力と変形性能の解析を行った。実験供試体に対する骨組解析モデルをそれぞれ図 4.9.13 に示す。各実験供試体の構造諸元等は前述の通りである。

本解析モデルを使って慣性力作用位置での水平変位を漸増させていくことにより得られた水平荷重－水平変位関係と、実験結果から得られた水平荷重－水平変位の包絡線を比較したものが図 4.9.14 である。

また、骨組みモデルに用いた塑性回転バネの曲げモーメント－曲率関係は軸力の変動とともに変化することを考慮している。例えば、供試体ケース 3 については、①水平力がない状態、②柱の軸方向圧縮力が最大の場合、③柱の軸方向圧縮力が最小の場合の柱下端部の塑性回転バネの曲げモーメント－曲率関係は図 4.9.15 のようになる。しかし、解析上は、線形の領域では軸力の大小にかかわらず①の剛性を仮定し、塑性回転バネが非線形領域に入ったときには、軸力の大小に応じて終局モーメント M_u が変化するモデルとした。

供試体ケース 1 に対しては、6 つの塑性回転バネのうち、A、D、F、C が降伏し、塑性ヒ

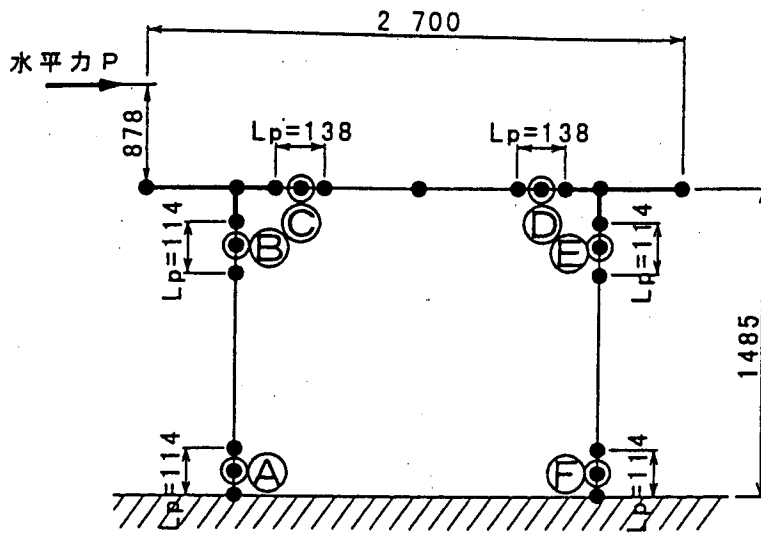
ンジとなることわかる。その後、圧縮力が大きい柱の下端部（モデル図中のF）が水平変位1.8cm付近でまず終局状態に達し、その後、圧縮力が小さい柱の下端部（同A）が3cm付近、はりの上面が引張りとなるD点が3.5cm付近、はりの下面が引張りとなるC点が7cm付近での順番に終局状態に達する。実験での損傷と解析値を比較すると、はり右端部のD点が終局状態に達したときをラーメン橋脚全体系の終局状態とした場合、水平変位3.5cm程度では、柱の下端部や柱はり接点部でかぶりコンクリートの剥離は進んでいるものの、軸方向鉄筋の大きな変形が生じる前の段階であり、ラーメン橋脚全体の水平荷重も解析による水平耐力を上回っている。しかし、はり左端部のC点をラーメン橋脚全体系の終局状態とした場合には、水平変位が7cm程度となり、この状態では柱基部におけるかぶりコンクリートの剥落が非常に大きく進み、軸方向鉄筋の大きな変形による帯鉄筋の破断等により、水平荷重が降伏荷重を下回り、ラーメン橋脚としての終局状態を大きく超えている。

次に、供試体ケース2とケース3に対しては、6つの塑性回転バネのうち、A、F、B、Eが降伏し、塑性ヒンジとなることわかる。その後、圧縮力が大きい柱の下端部（モデル図中のF）および柱上端部（同E）が、供試体ケース2では水平変位が1.5cm付近で、また供試体ケース3では水平変位が2.8cm付近でまず終局状態に達し、その後、圧縮力が小さい柱の下端部（同A）および上端部（同B）が、供試体ケース2では水平変位が3cm付近で、また供試体ケース3では水平変位が5.5cm付近でそれぞれ終局状態に達することがわかる。実験での損傷と比較すると、両供試体とも柱上端のB点をラーメン橋脚全体系の終局状態とした場合、供試体ケース2では3cm程度、供試体ケース3では5.5cm程度の水平変位では柱の下端部や上端部でかぶりコンクリートの剥離が進んできてはいるが、軸方向鉄筋の大きな変形の生じる前の段階であった。このような損傷は本解析で想定している終局状態よりはやや安全側の状態ではあるが、設計用の値としては合理的な値であると考えられる。

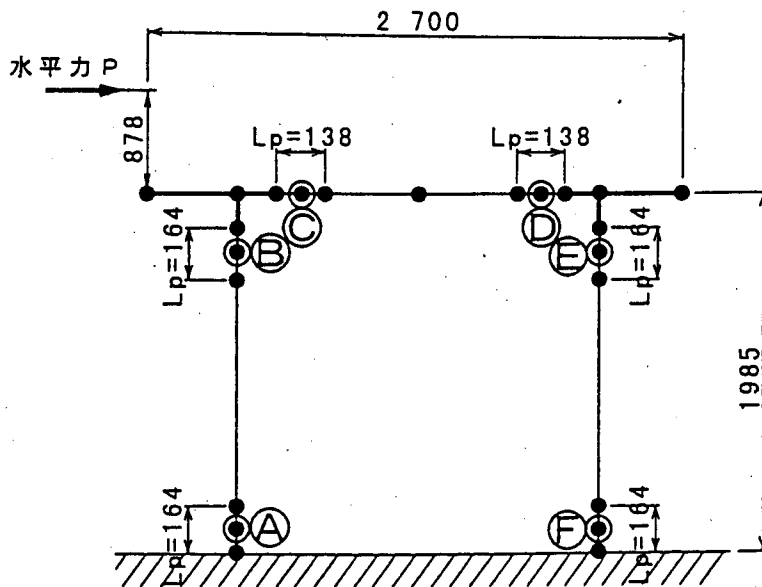
【参考文献】

- 4.9.1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告（橋梁）、1996
- 4.9.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996
- 4.9.3) (財)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計、1999
- 4.9.4) 寺山徹：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性の照査、基礎工、68-73、1997
- 4.9.5) 中島裕之、長沼敏彦、足立幸郎：都市高速道路の被災状況と復旧の概要、橋梁と基礎、Vol.30、No.8、36-39、1996
- 4.9.6) 川島一彦、長島博之、飯田寛之：くり返し載荷実験による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的耐力、土木技術資料 Vol.33、No.11、21-27、1991
- 4.9.7) 川島一彦、長島博之：鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的特性に及ぼすハンチの影響、土木技術資料 Vol.35、No.2、45-50、1993
- 4.9.8) 藤掛一典、大野友則、西岡隆：鉄筋コンクリートラーメン橋脚のエネルギー吸収容量に関する実験的研究、土木学会論文集、No.390 / V-8、113-121、1988

(運上 茂樹)



(1) ケース 1, 2



(2) ケース 3

図 4.9.13 実験供試体に対する解析モデル

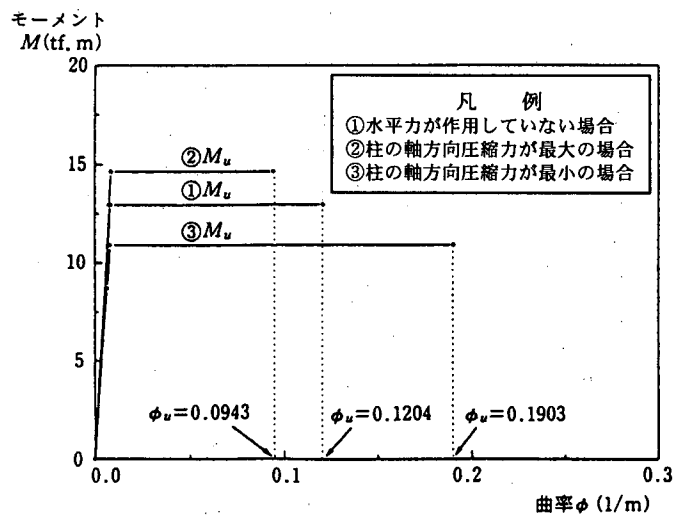
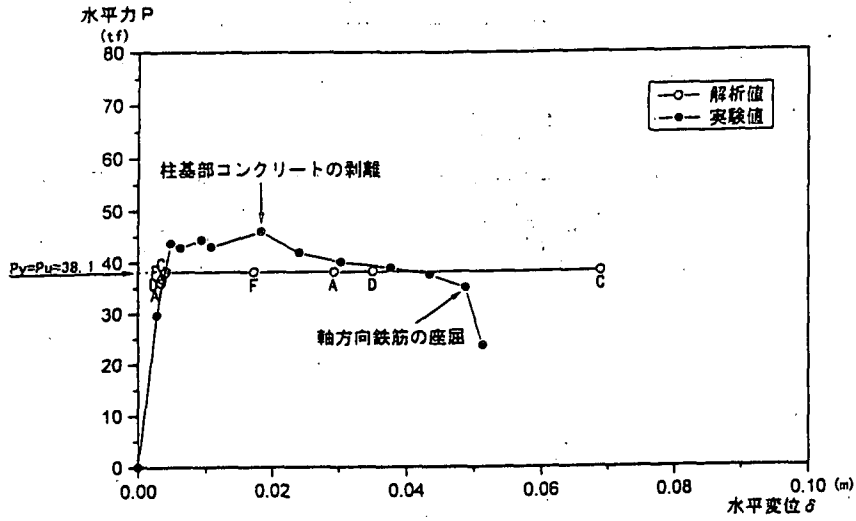
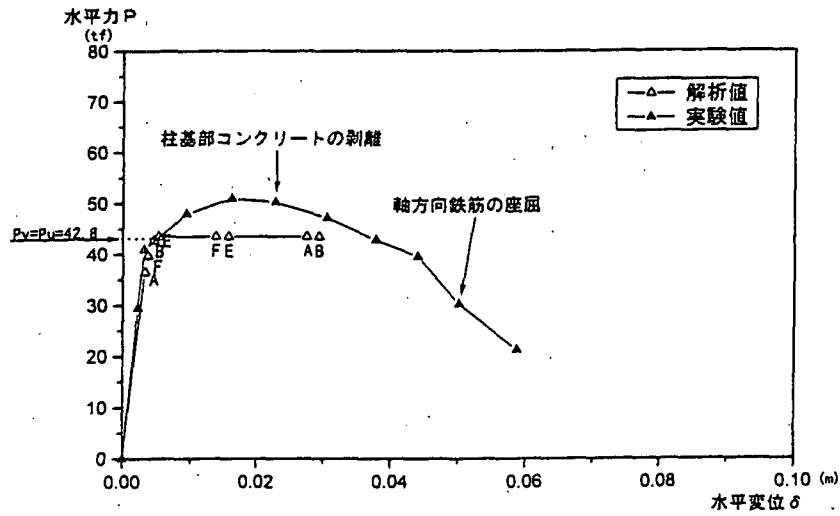


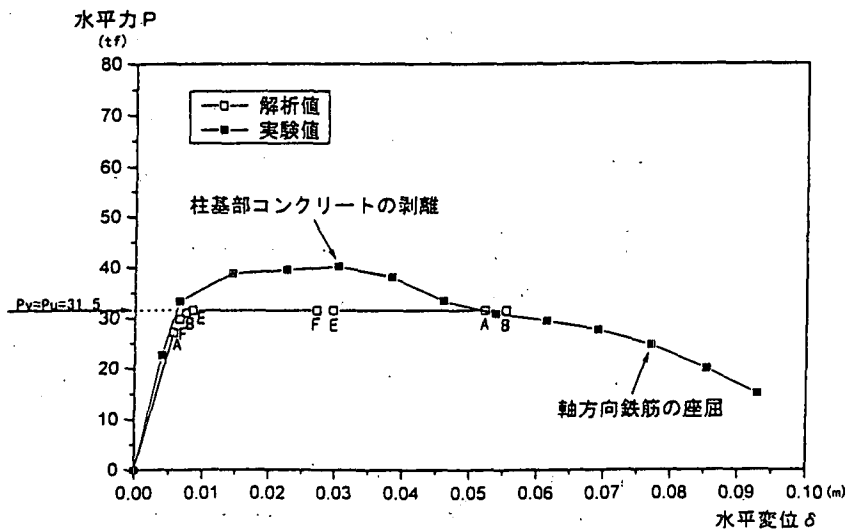
図 4.9.15 解析で軸力変動を考慮した $M \sim \phi$ 関係



(1) ケース 1



(2) ケース 2



(3) ケース 3

図 4.9.14 実験及び解析による荷重～変位関係の比較

4.10 PC箱桁の履歴特性

4.10.1 はじめに

PC部材の履歴モデルに関する既往研究においては、RC部材によく用いられる武田モデル[4.10.9]をもとにしたPC部材やPC橋脚の復元力特性が提案されている[4.10.1, 2, 3, 8, 10]。これらのモデルでは主に除荷時の剛性の変化に着目し、PC鋼材量や鉄筋量で決定される終局時の鋼材の耐力分担率などをパラメータにその剛性の変化を表現しようというものが主である。しかし、これらのモデルでは除荷時の剛性を曲げモーメント(あるいは復元力)が0となるまでは一定ないしはバイリニアとしている。また、PC橋脚に関する睦好らの研究[4.10.10]や、池田らの研究[4.10.8]においては、モデルが対称断面の橋脚であることから、鋼材の偏心や非対称断面による偏心プレストレスが履歴ループ形状や残留変位に与える影響を表現できない。保坂らの研究[4.10.2]で提案されているPC桁の復元力特性ではプレストレス量による除荷時の剛性の低下を一定としており、除荷時の剛性の変化を考慮できない。

PC箱桁では、断面形状やPC鋼材の配置が対称であるPC橋脚とは異なり、支間中央部付近や支点部付近で鋼材が偏心配置されることや、張出し床版を有する桁形状の影響により骨格曲線が正負非対称となる特徴がある。このようなPC箱桁に対しては、大塚ら[4.10.5, 6, 7]が模型供試体の正負交番載荷実験を行っている。文献[4.10.6]では、PC部材の履歴ループの特徴である除荷時の剛性の変化に着目して、PC鋼材量や鉄筋量で決定される終局時の鋼材の耐力分担率と塑性率により、減衰定数および残留曲率を規定して除荷曲線を決定するPC箱桁の復元力特性を新たに提案している。本節ではこれを紹介する。なお、文献[4.10.6]では軸力配置供試体に対する提案のみであるが、PC鋼材を偏心配置した場合、押し側と引き側で終局耐力やループの形状、残留曲率が変わってくる。これらを考慮した履歴則はまだ概要しか公表されていない[4.10.11]ので、ここではふれないことにする。

4.10.2 実験概要 [4.10.5, 6, 7]

1) 検討ケースおよび実験方法

供試体は1室箱桁断面であり、載荷装置の能力を考慮して1/8.5程度の外形寸法としている。ただし、かぶりやウェブ厚等は使用するコンクリートの最大骨材径や鋼材径等の材料、および製作上の制約から設定されている。使用材料は、 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートとSD295(D6, D13)の鉄筋を用い、PC鋼材はPC橋で一般に使用されているPC鋼より線1S15.2Aを使用している。

検討ケースは、プレストレス導入度、鋼材の偏心量、PC鋼材の付着の有無(内・外ケーブル)、支間中央鉄筋の重ね継手の影響および横拘束筋の効果に着目し、比較のためのRC供試体を含め12ケースについて実験を行っている。表4.12.1に検討ケースを示す。これら全ケースの実験結果については文献[4.10.5]に詳しく述べられている。

本文では、これらの供試体のうちRC供試体であるL01と、PC鋼材を軸力配置としてプレストレス量を変化させたL10(2.4MPa)、L02(3.6MPa)、L11(4.8MPa)、L05(6.0MPa)について考察、検討した。図4.10.1に各供試体の断面図と鋼材配置を示す(λ については後述する)。

載荷方法は、等曲げ載荷(2点載荷)の正負交番漸増載荷とし、押し引き980kNの油圧ジャッキを用いて、軸方向鉄筋初降伏時の変位 δ_{y0} までは荷重制御、その後は δ_{y0} の整数倍を片振幅とした両振り交番載荷($\pm 2 \delta_{y0}$, $\pm 3 \delta_{y0}$, $\pm 4 \delta_{y0}$...)を、最大荷重以下に低下するまでを目標に行っている。載荷スパン長は中央部600mmで、桁中央点から左右300mmの位置に載荷用丸鋼(直径60mm)を

表 4. 10. 1 検討ケース

供試体名	構造	プレストレス (MPa)	PC鋼材の本数と位置	PC鋼材の配置	備考
L01	RC構造	-	-	-	L02と終局耐力を同等に設定
L02	PC構造	3.6	6本(全内ケーブル)	軸力配置	標準モデル
L03	"	"	"	下縁配置	上下終局耐力比 3:1
L04	"	"	"	上縁配置	上下終局耐力比 1:3
L05	"	6.0	10本(全内ケーブル)	軸力配置	プレストレス量をL02の5/3倍
L06	"	3.6	6本(4本外ケーブル)	下縁配置	L03と鋼材偏心を同等に設定
L07	"	"	"	上縁配置	L04と鋼材偏心を同等に設定
L08	"	"	6本(全内ケーブル)	軸力配置	L02の軸方向鉄筋を重ね継手に
L09	"	"	6本(〃)	"	L02の上下フランジに拘束鉄筋配置
L10	"	2.4	4本(〃)	"	プレストレス量をL02の2/3倍
L11	"	4.8	8本(〃)	"	プレストレス量をL02の4/3倍
L12	"	3.6	6本(全外ケーブル)	下縁配置	L03と鋼材偏心を同等に設定

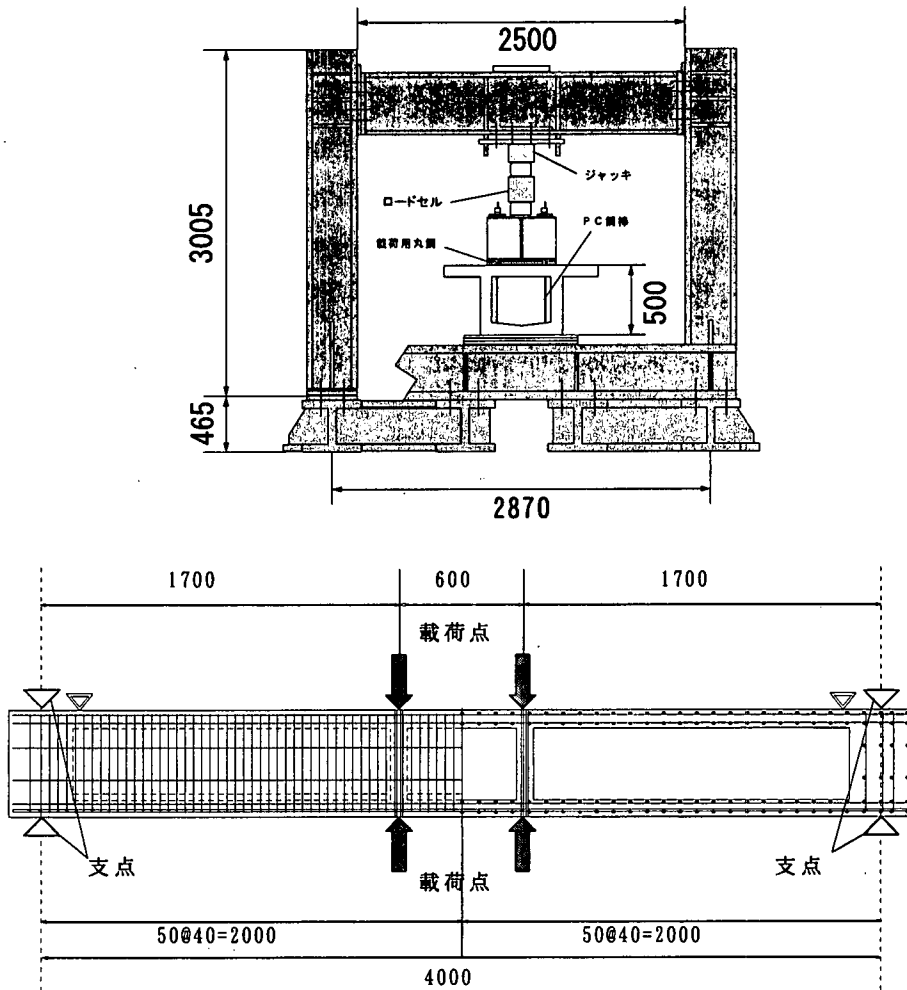


図 4. 10. 2 荷重装置および供試体設置状況(単位 mm)

フランジ上下面にセットの上、PC鋼棒で締められている。本実験で用いられた荷重装置および供試体設置状況を図 4. 10. 2 に示す。

2) 曲げモーメント-曲率(M-φ)関係

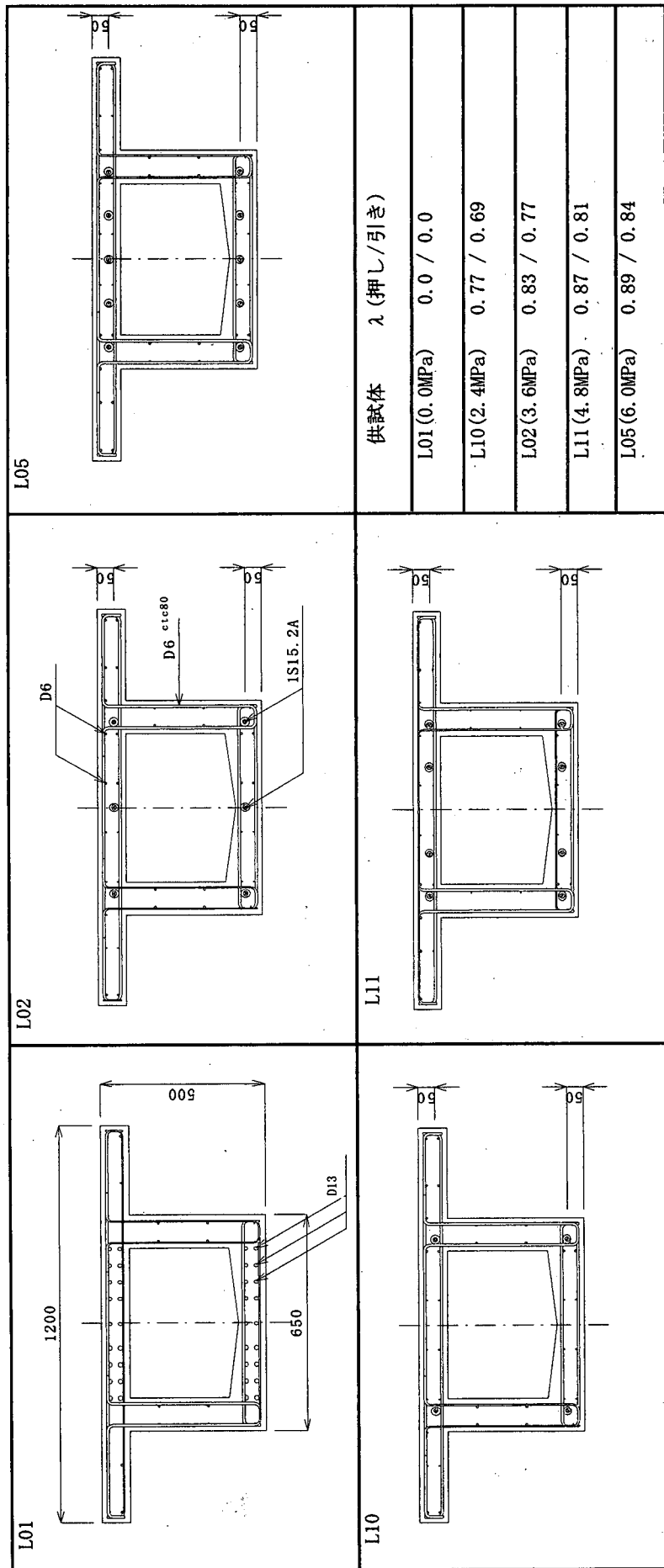
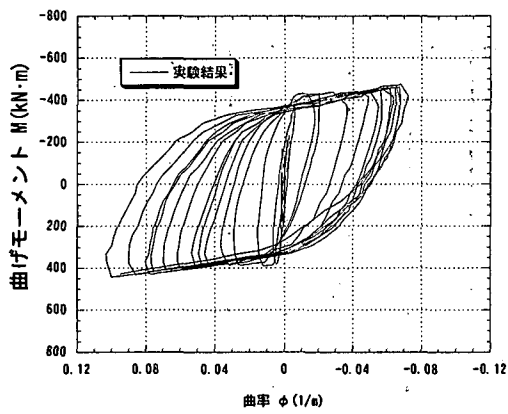
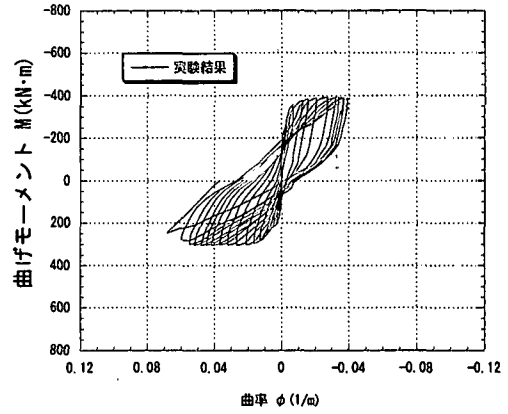


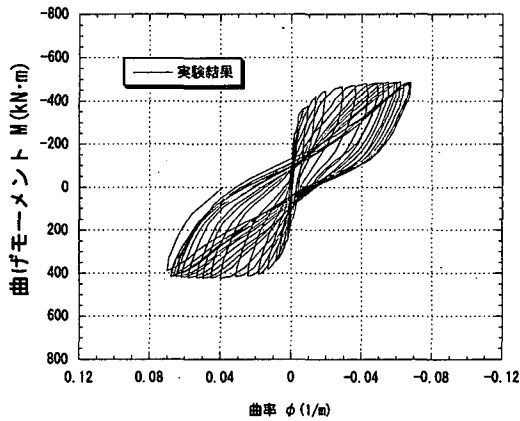
図4.10.1 供試体断面図 (単位mm) およびλ



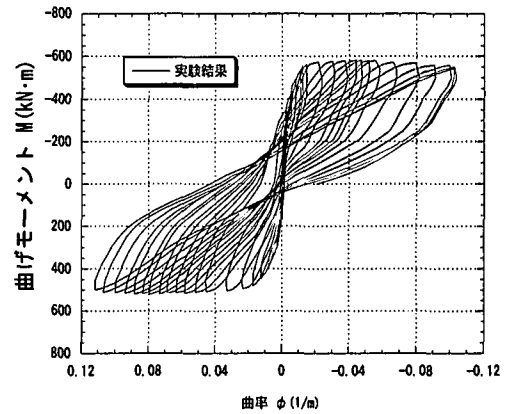
L01 (0.0 MPa)



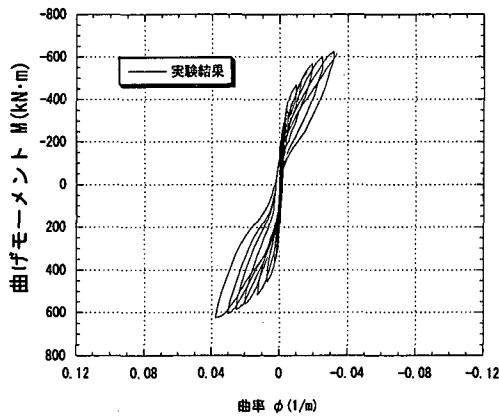
L10 (2.4 MPa)



L02 (3.6 MPa)



L11 (4.8 MPa)



L05 (6.0 MPa)

図 4. 10. 3 曲げモーメント-曲率関係(実験)

実験で得られた各供試体のM- ϕ 履歴曲線を図4.10.3に示す。曲げモーメントおよび曲率の符号は、荷重ジャッキを押し下げた時に発生する方を正、引き上げた時に発生する方を負としている。曲率は供試体中央の400mmの区間(これは、荷重スパンの等曲げ区間内にあたる)で測定したたわみから計算した。RC供試体(L01)は、軸方向鉄筋降伏後の剛性低下が著しく、除荷時の剛性はほぼ一定で残留曲率が大きい典型的な紡錘型の履歴を示した。一方、PC供試体では、除荷時に剛性が低下し平行四辺形型のループを描く。プレストレス導入量の増加にともない、除荷時の勾配が緩やかになることにより、残留曲率は小さくなり原点指向性が強くなる傾向にあることが分かる。

4.10.3 PC箱桁の履歴特性

1) 提案履歴ループの特徴

実験で得られた以上のような結果をもとに、その特性を踏まえた提案履歴モデルの概要をここで述べる。まず、既往の研究成果からPC部材の復元力特性に影響を与えると考えられるPC鋼材量と鉄筋量に関するパラメータとして耐力分担率 λ を定義している。ここに、耐力分担率とは終局時(ここでは最外縁コンクリートひずみが 2000μ となった時)において、PC鋼材が負担する曲げ耐力と鉄筋が負担する曲げ耐力の比率であり、式(4.10.1)で表される。

$$\lambda = \frac{M_{pu}}{M_{su} + M_{pu}} \quad (4.10.1)$$

ここに、 M_{pu} は引張り側PC鋼材が負担する曲げ耐力、 M_{su} は引張り側鉄筋が負担する曲げ耐力であり、RC部材では $\lambda = 0$ 、純PC部材では $\lambda = 1.0$ となる。図4.10.1には、本文で対象とした5つの供試体の λ 値を併記している。本提案モデルでは、減衰定数および残留曲率をこの耐力分担率 λ と塑性率 μ (後述)の関数として実験結果より決定している。軸力配置供試体のループ形状をもとに除荷曲線の近似関数を求めているが、この近似関数は、耐力分担率 λ および除荷開始時の塑性率 μ から得られた減衰定数 h で決定されたループ形状とし、かつ、規定した残留曲率 ϕ_r を通るものとしている。また、履歴カーブのうち、近似関数で規定する範囲は $M=0$ までとし、その後は過去の最大経験点を目指して直線を進む。提案されている履歴ループの概念図を図4.10.4に示す。

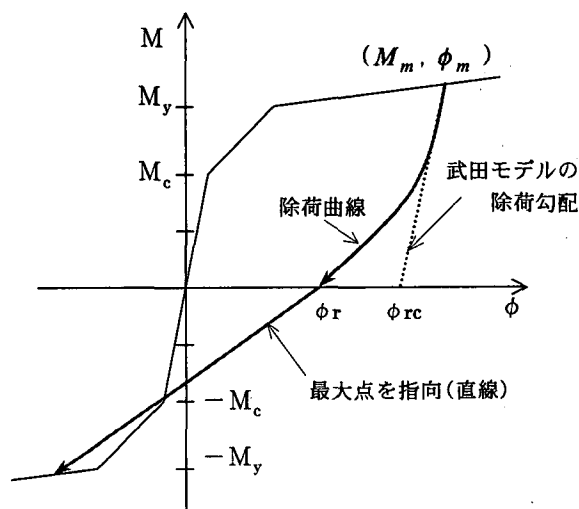


図 4.10.4 履歴ループの概念図

2) 除荷曲線

履歴カーブの関数近似については、降伏時付近、実験の最大変形点付近、その中間付近の履歴カーブを抽出し、それらを正規化した除荷曲線の式(4.10.2)で近似できるものとしている。

$$Y = C \cdot y_1 + (1-C) \cdot y_2 \quad (4.10.2)$$

ここに、 $y_1 = 1 - e^{-px}$ および $y_2 = 1 - (1-x)^q$ である。

p, q は実験定数で、ここでは実験結果から $p=26, q=0.9$ に設定されている。図4.10.5に y_1 および y_2 の曲線形状と、除荷曲線関数 Y の形状の例を示す。

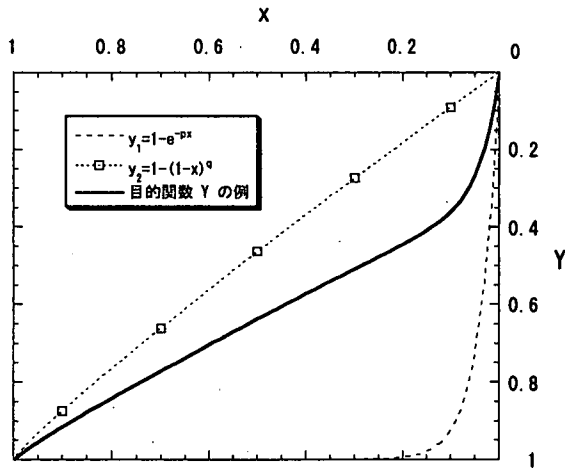


図 4. 10. 5 除荷曲線関数

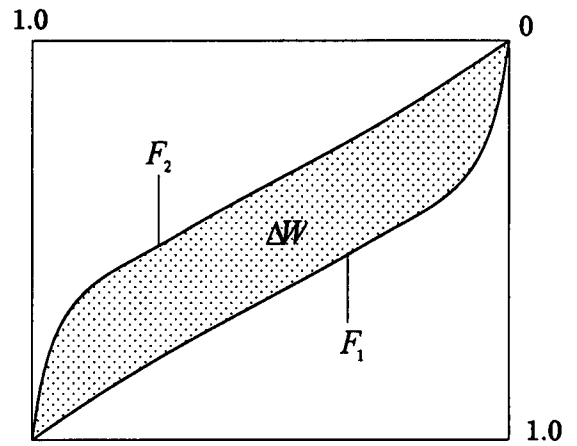


図 4. 10. 6 関数 F_1, F_2 の概念図

上記の 2 関数 y_1, y_2 の配分比 C は減衰定数 h にて決定している。履歴ループを規定する係数 C と等価減衰定数 h の関係は以下のように求められる。

まず、履歴ループを無次元化した復元力特性を考え、式(4.10.3)、(4.10.4)に示す関数 F_1, F_2 を設定している (図 4.10.6 参照)。

$$F_1 = Y(x) = C \cdot (1 - e^{-px}) + (1 - C) \{1 - (1 - x)^q\} \quad (4.10.3)$$

$$F_2 = 1 - Y(1 - x) = 1 - [C \cdot (1 - e^{-p(1-x)}) + (1 - C)(1 - x^q)] \quad (4.10.4)$$

減衰定数 h は周知のように式(4.10.5)により求められる。

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (4.10.5)$$

ここに、 $\Delta W = \int_0^1 F_1 dx - \int_0^1 F_2 dx$ として求められることより

$$\int_0^1 F_1 dx = C \left(1 - \frac{1}{p}\right) + C \frac{e^{-p}}{p} + (1 - C) \left(1 - \frac{1}{q+1}\right)$$

$$\int_0^1 F_2 dx = 1 - C \left(1 - \frac{1}{p}\right) - C \frac{e^{-p}}{p} - (1 - C) \left(1 - \frac{1}{q+1}\right)$$

$$\text{を考慮して、} \Delta W = 2C \left\{1 - \frac{1}{p} + \frac{1}{p} e^{-p} - \left(\frac{q}{q+1}\right)\right\} - 1 + \frac{2q}{q+1} \quad (4.10.6)$$

$$\text{ここで、式(4.10.6)の表示を簡明にするために、} \alpha_1 = -1 + \frac{2q}{q+1}, \alpha_2 = \left\{1 - \frac{1}{p} + \frac{1}{p} e^{-p} - \left(\frac{q}{q+1}\right)\right\}$$

とおくと、式(4.10.5)より $h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\alpha_1 + 2 \cdot \alpha_2 \cdot C}{0.5^2}$ をえる。

$$\therefore C = -\frac{0.5 \cdot \pi \cdot h - \alpha_1}{2 \cdot \alpha_2} \quad (4.10.7)$$

3) 残留曲率

鈴木・池田らのPC橋脚に関する研究[4.10.8]によれば、残留曲率 ϕ_r は武田モデルでの除荷剛性 K_r により決定される残留曲率 ϕ_{rc} と耐力分担率 λ を用いて、式(4.10.8)で求められることが示されている。

$$\phi_r = (1-\lambda) \cdot \phi_{rc} \quad (4.10.8)$$

ここに、 $\phi_{rc} = \phi_m - \frac{M_m}{K_r}$ 、 $K_r = \frac{M_y - (-M_c)}{\phi_y - (-\phi_c)} \cdot \mu^{-0.4}$ 、 $\mu = \frac{\phi_m}{\phi_y}$ (塑性率)

M_c 、 M_y 、 M_m および ϕ_c 、 ϕ_y 、 ϕ_m はそれぞれ、ひびわれ時、降伏時、最大時の曲げモーメントおよび曲率である。しかしながら、式(4.10.8)は、塑性率が小さい範囲($\mu=4$ 程度以下)では合うものの、塑性率が大きくなるとその精度は十分ではないと考えられるため、PC桁の残留曲率を求める式として補正係数 α を含む式(4.10.9)を新たに提案している。実験より得られた ϕ_r を表現するためには、 μ によってこの α の値が図4.10.7の○印のように変化しているので α を式(4.10.10)のように μ の関数で表すこととしている。図4.10.7の実線は、この関数を描いたものである。

$$\phi_r = (1-\alpha \cdot \lambda) \cdot \phi_{rc} \quad (4.10.9)$$

$$\alpha = f(\mu) = \begin{cases} 1.0 & (\lambda \leq 4) \\ -0.05 \cdot \mu + 1.2 & (4 \leq \lambda \leq 8) \\ 0.8 & (8 \leq \lambda) \end{cases} \quad (4.10.10)$$

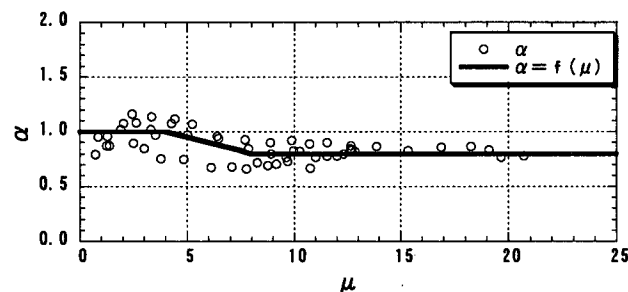


図 4.10.7 補正係数 α

4) 等価減衰定数

塑性率が大きくなると、部材の損傷が進み残留変形も大きくなることから、履歴ループの面積が大きくなり減衰定数も増加する。また、プレストレス導入量が増加すると、原点指向性が強くなり、残留変位が小さくなることで履歴曲線により囲まれる面積が小さくなるため、等価減衰定数は小さくなる。これらのことから、等価減衰定数 h を塑性率 μ と耐力分担率 λ の関数として、式(4.10.11)で表現することとしている。

$$h = A \cdot (1 - e^{-B \cdot \mu}) \quad (4.10.11)$$

上式を用いて算出した等価減衰定数と実験結果から求めた等価減衰定数が一致するように、L01(0.0MPa)、L10(2.4MPa)、L02(3.6MPa)、L11(4.8MPa)、L05(6.0MPa)の5つの供試体に対し係数A、Bを求めると、図4.10.8のようになる。ここに実験による等価減衰定数 h は式(4.10.5)を用いている。こ

の図から、係数A, Bはともに λ を変数とする線で表せると判断し、A, Bとして以下の式を用いている。

$$A = -0.54 \cdot \lambda^2 + 0.165 \cdot \lambda + 0.35 \quad (4.10.12a)$$

$$B = 1.446 \cdot \lambda - 0.577 \quad (B \leq 0.4 \text{ のとき } B = 0.4) \quad (4.10.12b)$$

式(4.10.11)を用いて算出した等価減衰定数(線)と実験結果から求めた等価減衰定数(プロット)との比較が図4.10.9であり、この図から、提案式と実験値による等価減衰定数はほぼ一致していると言える。

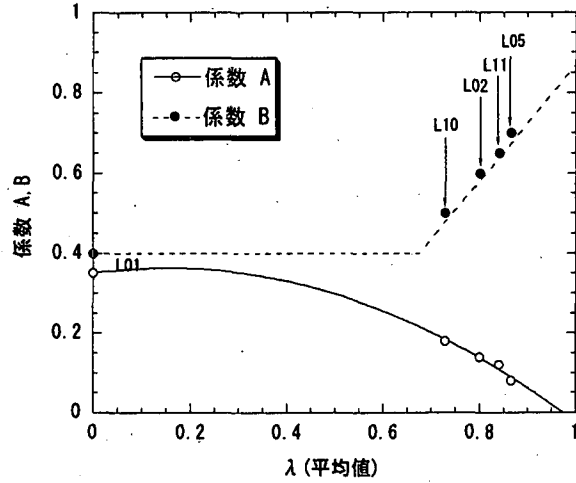


図4.10.8 各供試体のA, B値と提案直線

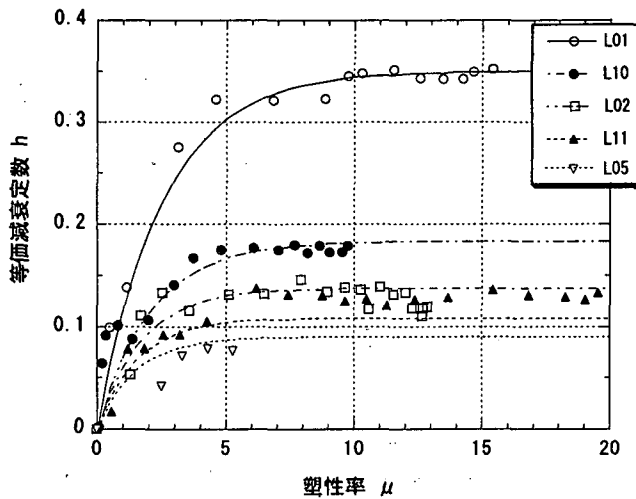
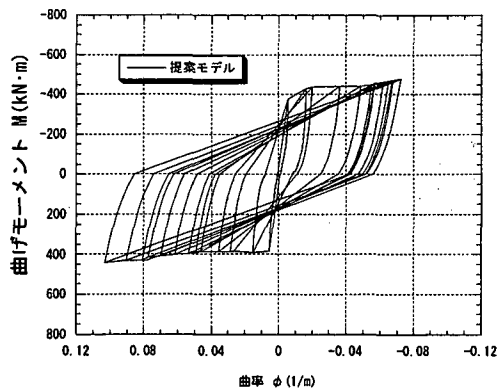


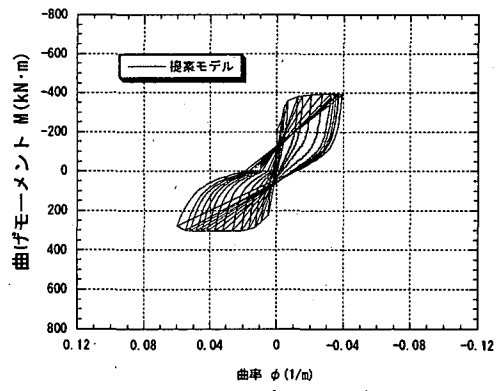
図4.10.9 提案式と実験の等価減衰定数の比較

5) 提案履歴ループの形状

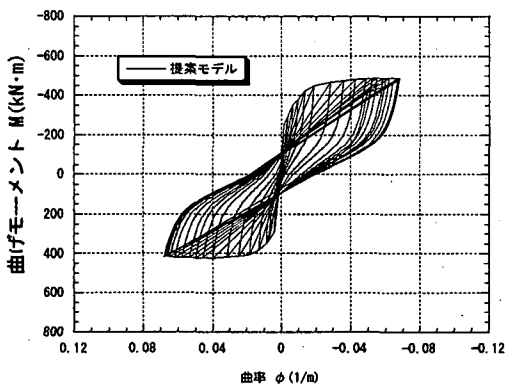
以上により求められた等価減衰定数 h と先に示した関数分配率 C の関係から除荷曲線を決定し、曲げモーメントが0の点で規定した残留曲率を通過するように履歴カーブを設定している。また、それ以降は最大経験点を直線で指向するものとしている。これらの履歴法則に従い、対象供試体に対して提案モデルを適用した結果が図4.10.10に示されている。また、図4.10.11はL02供試体(3.6MPa)について提案モデルと実験での履歴ループを同一の図に併記し、比較したもので



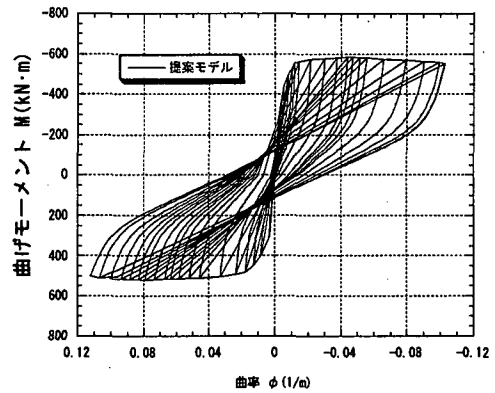
L01 (0.0MPa)



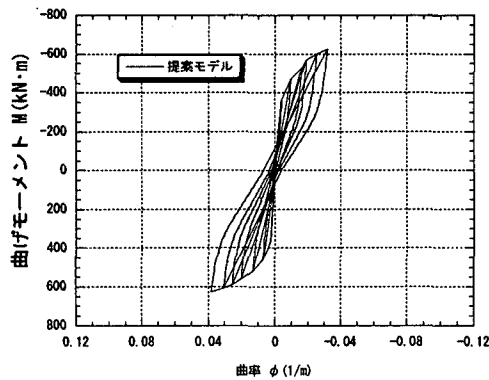
L10 (2.4MPa)



L02 (3.6MPa)



L11 (4.8MPa)



L05 (6.0MPa)

図4. 10. 10 曲げモーメント-曲率関係(提案モデル)

ある。これより除荷曲線および残留曲率は実験結果と良く一致していることが分かる。他の供試体についても図4. 10. 3の実験結果と比較すると、L05供試体では実験結果の方が提案モデルに比べ原点指向性が強い形状となり、残留曲率が小さく、曲げモーメント0付近でくびれた形状となっているが、その他のPC供試体については良く表現できている。

提案モデルと実験値による等価減衰定数の比較を図4. 10. 12に示されている。PC供試体についてはほぼ一致しているが、RCのL01に関しては、提案モデルの履歴ループから求めた等価減衰定数の方が実験値から求めたものに比べ小さい値を示している。これは提案モデルと実験値の履歴ループ形状を比較した場合、提案モデルでは曲げモーメント0の点から最大点を直線で指向するため、実験での履歴ループの膨らみを表現できず、ループ面積を過小評価するためであろう。

4. 10. 4. まとめ

本文では、張出し床版を有するPC箱桁の橋軸方向交番載荷実験結果より提案された、PC鋼材

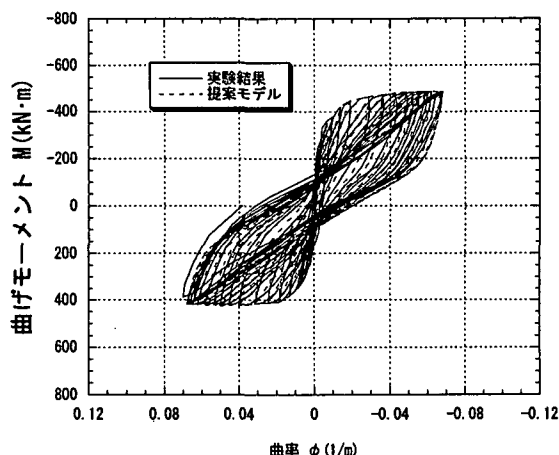


図 4. 10. 11 提案モデルと実験による曲げモーメント-曲率関係の比較 (L02)

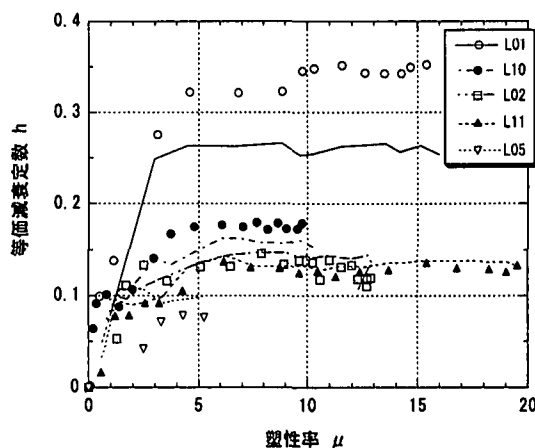


図4. 10. 12 提案モデルと実験による減衰定数の比較

が軸力配置された場合のP C箱桁の復元力特性を紹介した。本提案モデルの特徴として、

- ・ 鋼材の耐力分担率 λ と塑性率 μ により、等価減衰定数 h と残留曲率 ϕ_r を規定している。
- ・ 規定した等価減衰定数によりループの膨らみなどの形状を定め、除荷曲線を決定している。
- ・ 除荷曲線の適用範囲は曲げモーメントが0となるところまでとし、そこで残留曲率 ϕ_r を通過しその後は最大点を指向するとしている。

などを指摘できる。この履歴特性は、RC部材の履歴復元力特性として設計で多用される武田モデルとは除荷時の挙動の特性が異なっている。本提案モデルと実験結果の比較による検証の結果、PC供試体に関しては、その履歴復元力特性をほぼ再現可能である。

参考文献

4. 10. 1) 林, 岡本, 小谷, 加藤, 傅: PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol. 37, No. 4, 57-67, 1995, 7.
4. 10. 2) 保坂, 睦好他: プレストレストコンクリート高架橋におけるPC桁の地震応答性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, 159-164, 1997
4. 10. 3) 岡本, 加藤: PC造建物の地震応答性状, プレストレストコンクリート, Vol. 33, No. 4, 52-63, 1991
4. 10. 4) 大塚, 根井, 矢葺, 堤, 岡田: 上部構造の非線形性を考慮したPCラーメン橋の耐震性照査, 構造工学論文集, Vol. 45A, 967-974, 1999
4. 10. 5) 大塚, 岡田・角本・堤: PC箱桁の復元力特性に関する交番載荷実験, プレストレストコンクリート, Vol. 42, No. 2, 90-97, 2000
4. 10. 6) 大塚, 岡田, 石原, 角本, 堤: 交番載荷実験に基づくPC箱桁の復元力特性の提案, プレストレストコンクリート, Vol. 42, No. 5, 18-24, 2000
4. 10. 7) 大塚, 岡田, 角本, 堤: 交番載荷実験によるPC箱桁の履歴復元力特性, プレストレストコンクリート, Vol. 43, No. 2, 2001
4. 10. 8) 鈴木, 森, 山口, 池田: プレストレストコンクリート橋脚の復元力モデル, 第9回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 673-678, 1999
4. 10. 9) Takeda, T. et al: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ST12, ASCE, 2557-2573, 1970
4. 10. 10) W. Zatar, H. Mutsuyoshi. et al: A Restoring Force Model for Partially Prestressed Concrete Piers, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, 889-894, 1999
4. 10. 11) 浦川, 矢葺, 大塚, 石原: 交番載荷実験に基づくPC鋼材が偏心配置されるPC箱桁の復元力特性の提案, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, 第1分冊, A122-123, 2001

(大塚 久哲)