

(72) 反復負荷を受けるRC部材隅角部の耐力とダクティリティに関する実験的研究

本州四国連絡橋公団 正員 松崎彬彦
建設省土木研究所 正員 栗林栄一
建設省土木研究所 正員 ○萩原良二

1. ま え が き

本州四国連絡橋児島一坂出ルートの番の州高架橋の鉄筋コンクリート橋脚は、道路と鉄道の二層の併用橋であり、図-1に示すように下段柱および上段柱からなっており、上段柱下端の隅角部においても地震力に対して必要とする耐力ならびにじん性を保有していることが要求される。ここでは、隅角部を含む上段柱の模型反復載荷実験によって得た鉄筋コンクリート部材隅角部の耐力とじん性について報告する。

2 実験の概要

建設省土木研究所の部材耐震強度実験施設を用いて以下の特性を有する模型(図-2)を対象に各々の荷重～変位の履歴特性などを得た。

模型A ……実橋の構造条件をできるだけ忠実に反映した模型(主鉄筋D13・2段、縮尺 $1/(4\sqrt{2})$)

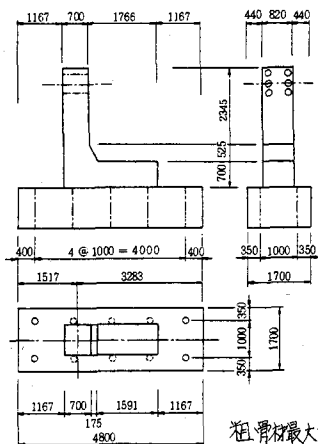
模型B ……隅角部のハングの効果を調べるためのハングを付けない模型(主鉄筋D13・2段、縮尺 $1/(4\sqrt{2})$)

模型C ……主鉄筋に太径鉄筋を用い、側方筋を設置しない模型(主鉄筋D29・1段、縮尺 $1/(4\sqrt{2})$)

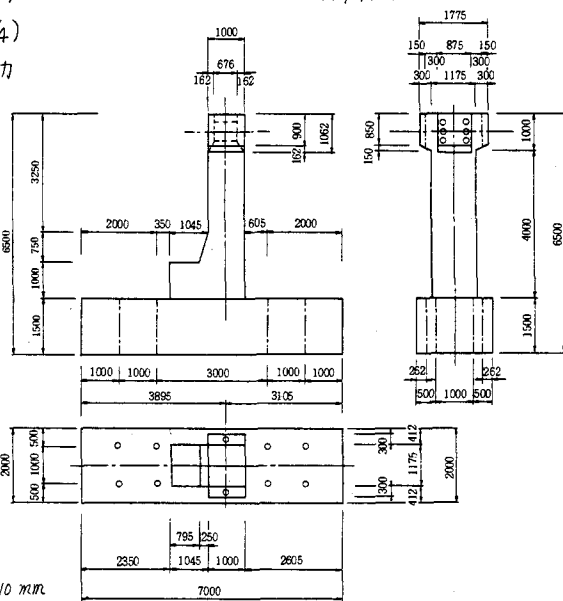
模型D ……実橋の構造条件をできるだけ忠実に反映し、縮尺を $1/4$ として上部構造の死荷重反力に相当する軸力も載荷した模型(主鉄筋D13・3段、縮尺 $1/4$)

荷重載荷は道路橋上部構造重心位置に正負交替水平力載荷とした。

その場合、外側主鉄筋が降伏点に達するまで(載荷点変位 ϕ まで)は荷重制御で載荷し、それ以降は ϕ の整数倍の変位制御で載荷(くり返し回数10回)した。



$1/(4\sqrt{2})$ 模型



$1/4$ 模型

図-2 模型の概要

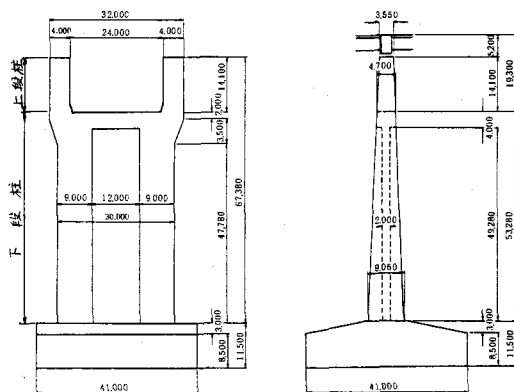


図-1 番の州高架橋一般図

3 実験結果

正負交番載荷実験によって得られた荷重～変位曲線を図-3～図-6に示す。また、図-7に各模型の破壊モードを示す。主鉄筋に太径鉄筋を用い、側方筋を設置していない模型C以外では上段柱下端隅角部で曲げ破壊が生じたが、模型Dでは上段柱上部でせん断破壊が生じ、他に比べて耐力ならびにじん性が小さくなっている。これは側方筋がせん断抵抗に寄与しているためと考えられる。

実橋をできるだけ忠実にモデル化した模型A（基本型）の荷重～変位関係を見ると、最大荷重（終局荷重）は降伏荷重（外側主鉄筋が降伏点に達する時の荷重）に比べて2割程度大きくなっており、2～360の変位を与えた時に荷重が最大となり、さらに変位が大きくなると荷重は次第に低下し、4～560の変位を与えた時、降伏荷重程度に低下している。また、同一変位でくり返し載荷した時、1回目の載荷で荷重が顕著に低下し、2回目以降のくり返し載荷によって徐々に荷重が低下している。

降伏荷重までの荷重～変位包絡線を図-8に示す。主鉄筋降伏時の剛性は初期剛性に比べて1/3程度に低下している。また、ハンチの無い模型Bおよび側方筋の無い模型Cは基本型（模型A）に比べて1～2割程度降伏荷重が低下している。一方、軸力を考慮すると（模型D）、2割程度降伏荷重が増加している。

つぎに、ハンチの効果および軸力の影響について、くり返し載荷1回目（ $n=1$ ）および10回目（ $n=10$ ）の荷重～変位包絡線を描いて検討した（図-9、図-10）。ここで、降伏荷重までの荷重～変位曲線は、 $n=1$ の場合は包絡線を用い、 $n=10$ の場合はスケルト

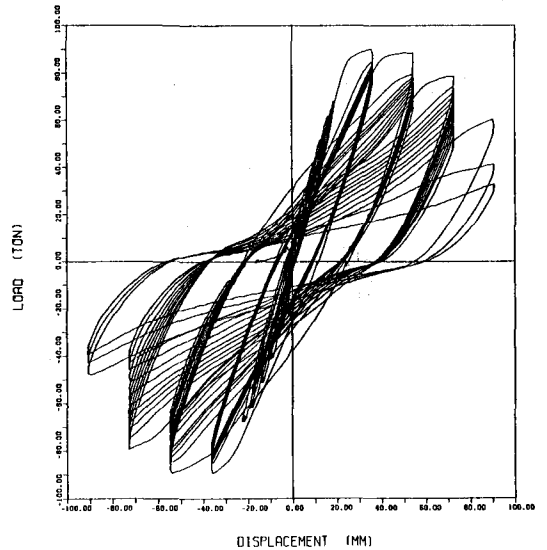


図-3 模型A（基本型）の荷重～変位関係

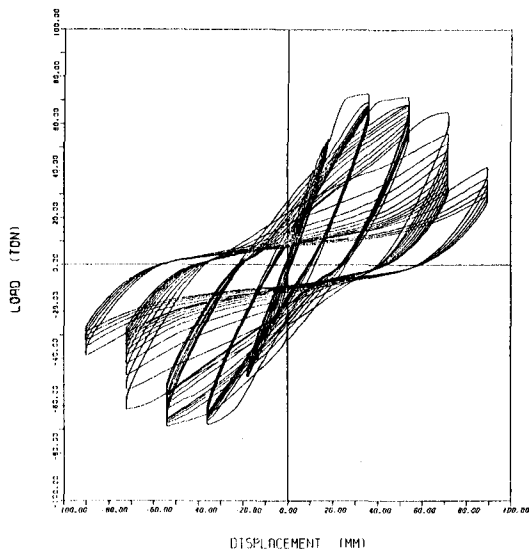


図-4 模型B（ハンチ無し）の荷重～変位関係

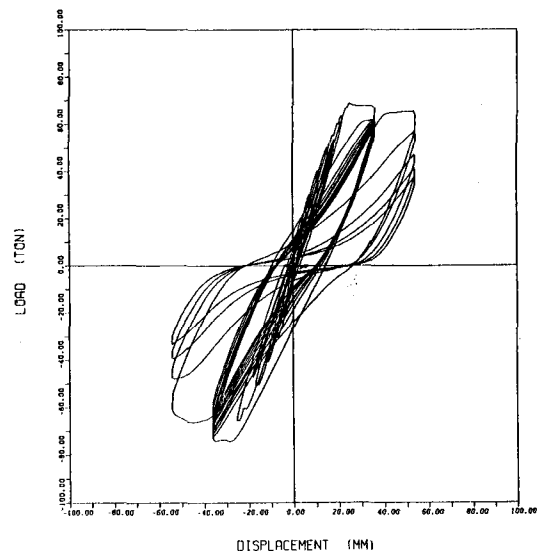


図-5 模型C（太径鉄筋：側方筋無し）の荷重～変位関係

ンを用いている。ハンチを付けることによって荷重が2〜3割程度大きくなっており、負荷重（ハンチ側引張）に対する終局変位およびじん性率以外の耐震性能は向上しており、ハンチを付けることの有効性が確認された。軸力の影響については、軸力を載荷した場合は軸力が無い場合に比べてじん性は低下するが耐力は大きくなる。

図-11には、降伏時および終局時の抵抗モーメントの実験値と計算値の比較を行っている。降伏時では実験値の方が大きめの値となっているが、ひびわれ発生点と鉄筋のひずみ測定点が必ずしも一致していないことによるものと考えられる。また、終局時では $\eta=1$ の場合は両者はよく対応しているが、 $\eta=10$ の場合はくり返し載荷による耐力の低下によって実験値が小さめの値となっている。さらに、軸力を考慮すると降伏時には実験値が大きめの値となり、終局時には小さめの値となることなどがわかった。

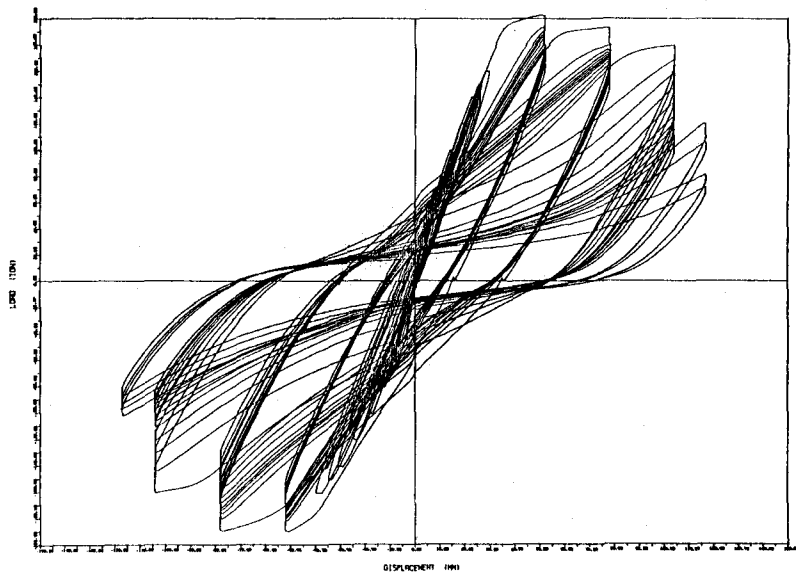


図-6 模型D(1/4 模型:軸力考慮)の荷重～変位関係

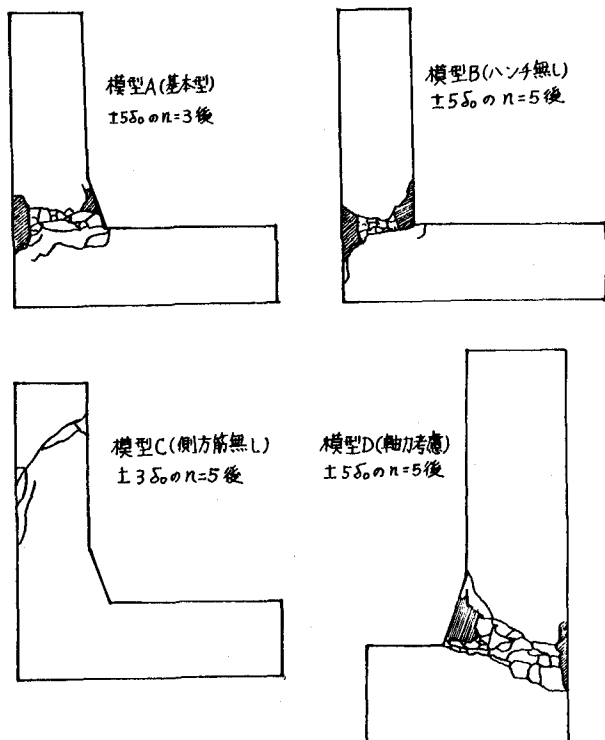


図-7 破壊モード

つぎに、道路橋示方書Ⅱ耐震設計編等々に示されている方法で、コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ関係を図-12のように仮定して推定した荷重～変位曲線およびそれを実測回転角を考慮して補正したものと実験で得られた荷重～変位曲線の比較を図-13に示しているが、上段柱下端での回転角を考慮しない場合は降伏時の変位は実験値の40〜50%程度であり、回転を考

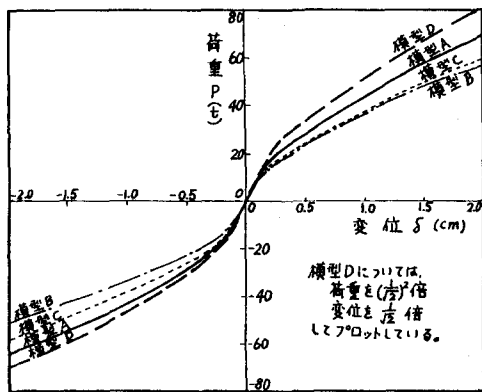


図-8 主鉄筋降伏までの荷重～変位包絡線

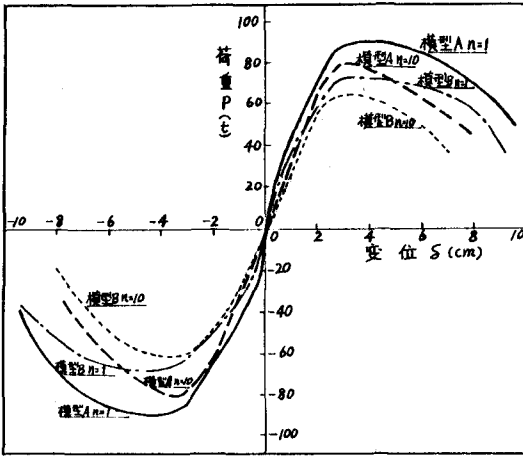


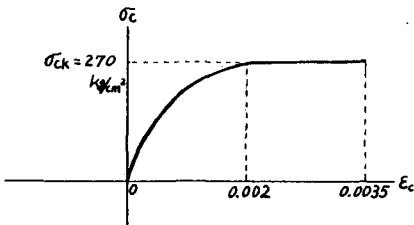
図-9. 模型Aと模型Bの荷重-変位包絡線の比較 (ハッチの効果)
 慮すると70~80%となって実験値に近似してくる。したがってこの回転角を考慮することが望ましい。

4. あとがき

今後この種の実験データの蓄積が必要である。

参考文献

建設省土木研究所：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，昭和54年7月

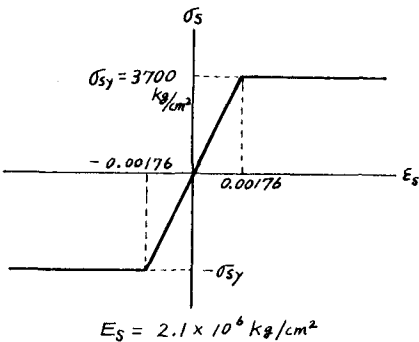


$$\sigma_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図-12 構造物材料の応力-ひずみ関係の仮定

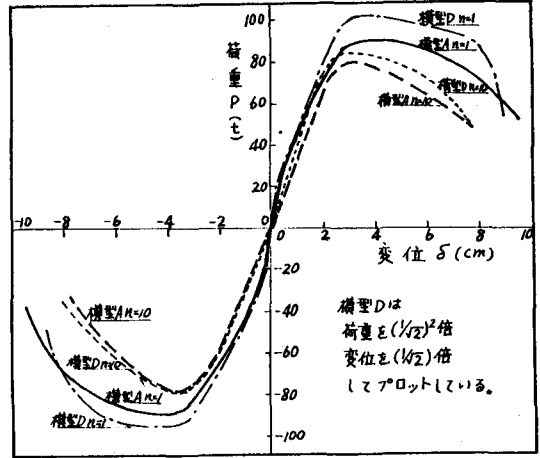


図-10 模型Aと模型Dの荷重-変位包絡線の比較 (軸力の影響)

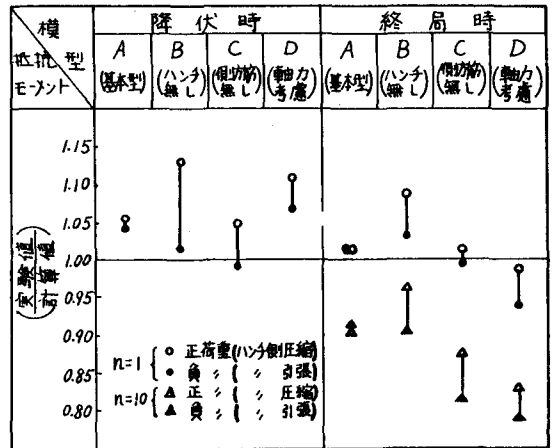


図-11 隅角部の低抗モーメントの実験値と計算値の比較

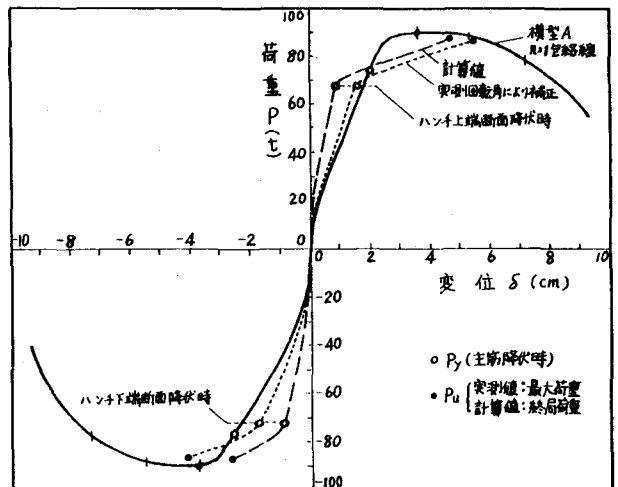


図-13 荷重-変位曲線の実験値と計算値の比較