

報告 段落とし位置で圧接鉄筋が破断する RC 橋脚の耐震性

三岩敬孝*¹・島 弘*²・河野欧洋*³

要旨：昭和30年代の基準に基づいて設計された供試体と現行の基準に基づいて設計された供試体の破壊性状や曲げ変形性能について比較検討した。旧基準の供試体には段落とし位置に軸方向鉄筋の圧接部を設けた。さらに、鉛直地震動の影響を加えるために、載荷時の軸力を設計の1/2とした。現行の基準に基づいて設計された供試体は、橋脚基部に塑性ヒンジを生じ、大きな靱性を有したが、昭和30年代の基準に基づいて設計された供試体は、段落とし位置からせん断斜めひび割れが発生した後、圧接鉄筋の破断とともに急激な耐力低下を引き起こす結果となった。

キーワード：段落とし、圧接鉄筋、RC橋脚、耐震性、設計基準

1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震において、鉄筋コンクリート（以下、RC）橋脚の中間部での損傷が生じた。このとき、橋脚中間部では軸方向鉄筋の段落とし位置においてせん断破壊が発生し、また、圧接された軸方向鉄筋が圧接位置で破断している現象が見られた。この地震で損傷をうけた構造物の多くは、昭和30年代の示方書に基づいて設計されており、現在の基準に比較すると主鉄筋の定着長および帯鉄筋量等が異なっている。

昭和30年代以降、土木学会コンクリート示方書は何度か改訂され、構造物の設計における許容応力度や構造細目などが変更されてきた。昭和61年の改訂では限界状態設計法が採用され、大地震が発生してもRC橋脚が非線形域に達することによりエネルギーを吸収し、著しい耐力低下が生じないようにされている [1]。

そこで、本研究では、昭和30年代の土木学会の示方書に基づいて設計し、段落とし位置に鉄筋の圧接部を有する供試体と現行の示方書に基づいて設計を行った供試体を作製して載荷実験を行い、それぞれの破壊性状と曲げ変形性能について比較検討した。

2. 実験概要

2. 1 供試体

供試体は図-1に示すような、橋柱部分が30×30cmの断面を持つ、RC橋脚の約1/10の縮小模型である。設計には兵庫県南部地震において損傷を受けた橋脚のほとんどが用いられていた昭和30年代の示方書 [2] と現行の平成3年版の示方書 [3] を適用した。軸方向鉄筋は供試体の実物に対する寸法効果を考慮して、D6、SD295Aの異形鉄筋を橋脚基部において40本使用した。そして、段落とし位置以上においては半分の20本とした。

表-1に本実験で使用した供試体の材料特性を示す。

(1) 昭和31年示方書（供試体A）

-
- *1 徳島大学助手 工学部建設工学科, 工修 (正会員)
 - *2 徳島大学助教授 工学部建設工学科, 工博 (正会員)
 - *3 徳島大学大学院 工学研究科建設工学専攻

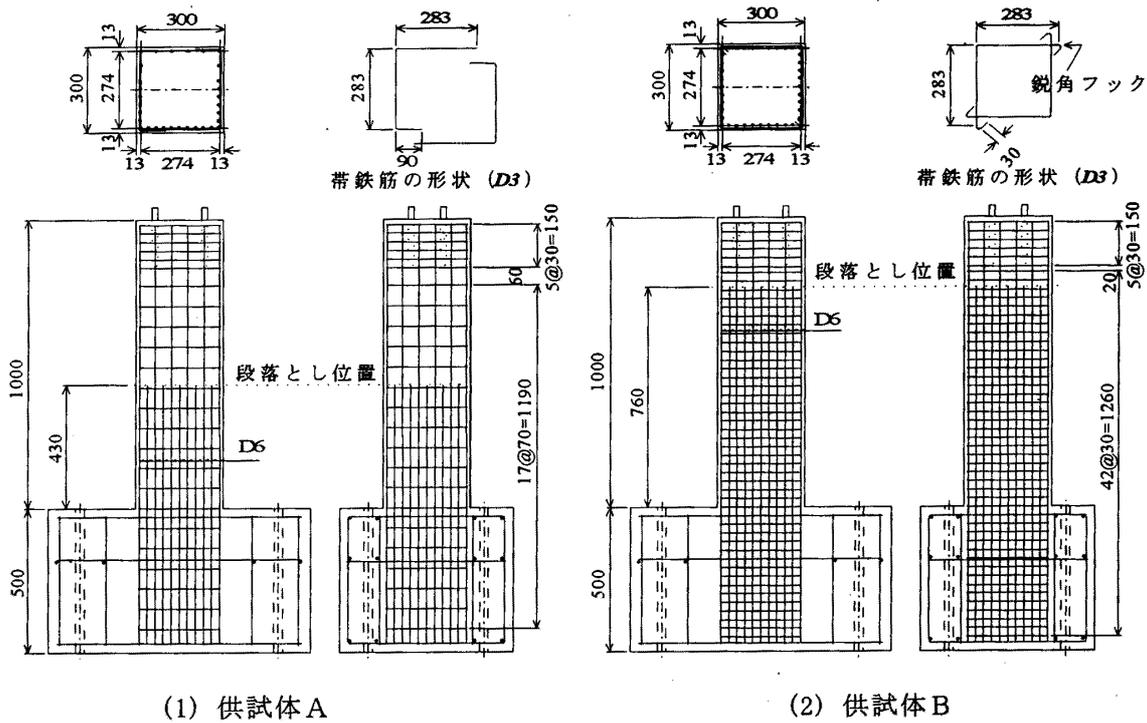


図-1 供試体の形状寸法

表-1 材料特性

供試体名	断面寸法 (cm)	せん断比 h/d	主鉄筋								帯鉄筋				コンクリート強度 (MPa)	
			呼び名	記号	圧接	ヤング係数 ($\times 10^6$)	降伏ひずみ (μ)	主鉄筋比 (%)		降伏点強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	呼び名	帯鉄筋比 (%)	降伏点強度 (N/mm^2)		引張強度 (N/mm^2)
								橋脚基部	段落とし位置以上							
供試体 A	30×30	3.92	D6	SD295A	有り	1.57	2476	1.41	0.7	381	410	D3	0.07	325	444	25.1
供試体 B	30×30	3.92	D6	SD295A	無し	1.55	2514	1.41	0.7	382	521	D3	0.16	325	444	25.1

昭和31年の示方書では、鉄筋の定着に関する規定は「異形丸鋼を引張鉄筋として用いる場合には一般にフックをつけなくてもよい」であり、段落とし鉄筋の定着長は設計者の判断によるとされていた [2]。このため、本実験で使用した供試体Aは、段落とし軸方向鉄筋の計算上必要のない位置からの定着長を昭和30年代の設計例を参考にして、断面高さの1/3の10cmとした。帯鉄筋については「直径6mm以上で、間隔は柱の最少横寸法以下、軸方向鉄筋直径の12倍以下、帯鉄筋直径の48倍以下」であり、定着の規定はない。したがって供試体では帯鉄筋にD3の異形鉄筋を使用し、直角フックを設け、その間隔は軸方向鉄筋 (D6) の直径の12倍以下の7cmとした。

また、兵庫県南部地震の際、圧接位置において軸方向鉄筋が破断する現象が見られたことから圧接部において軸方向鉄筋が破断するRC橋脚の破壊性状を検討するため、軸方向鉄筋にφ1.5mmの穴を開け、これを圧接模擬鉄筋とした。圧接部の特性として母材と比較すると降伏強度、降伏ひずみは同じであるが、穴を開けることにより母材の引張強度が降伏点の1.77倍であるのに対して模擬圧接部の引張強度を降伏点の1.35倍と小さくするようにした。図-2に穴を開けない健全な鉄筋と模擬圧接を設けた圧接模擬鉄筋の引張試験結果を示す。

圧接模擬鉄筋は段落としをしないすべての軸方向鉄筋であり、圧接位置は軸方向鉄筋の段落とし位置に一致させた。

(2) 現行示方書（供試体B）

昭和61年版の示方書と現行の平成3年版示方書では、帯鉄筋の端部に半円形フックまたは鋭角フックを設けることが原則とされ、主鉄筋の定着に関しては「計算上不要となる点から断面の有効高さとともに基本定着長をとって定着する」とされている。そこで、本実験における現行の基準に基づいて設計された供試体は、有効高さの基本定着長を加えた43cmを段落とし軸方向鉄筋の定着長とした。また、帯鉄筋については「帯鉄筋比を0.15%以上、間隔は部材最小寸法の1/4以下、端部の定着は135°以上の鋭角フックとする」とされている。したがって供試体では、規定に従って端部に鋭角フックを設け、間隔は3cmとした。

2. 2 載荷方法

載荷装置を図-3に示す。

供試体はフーチング部をP.C鋼棒で固定し、供試体天端にはロードセルと油圧ジャッキを配置し、一定軸方向荷重117.6kN（圧縮応力1.30MPa）を載荷した。

供試体の設計では段落とし位置等の計算に軸方向荷重として想定した上部工重量そのものを用いたが、実験では鉛直地震動が段落とし位置に対して不利に影響することを取り入れるために軸方向荷重を設計値の1/2とした。

また、水平方向には水平ジャッキを用いて正負の交番繰り返し載荷を行った。水平荷重載荷については、供試体内部の軸方向鉄筋が降伏するまでは荷重制御により載荷し、降伏後は降伏時における載荷点での水平方向変位を降伏変位とし、これを基準とした変位制御により行った。

供試体内部の軸方向鉄筋のひずみは、ストレインゲージで測定し、測定されたひずみにより軸方向鉄筋の降伏の判定を行った。なお供試体Aにおいては、模擬圧接位置における鉄筋の破断状態を観測するために、圧接位置の直下にひずみゲージを貼り付けた。

3. 実験結果および考察

3. 1 破壊状況

図-4および図-5にそれぞれひび割れの進展状況と荷重-変位曲線を示す。また、写真-1に試験後のそれぞれの供試体の破壊状況を示す。

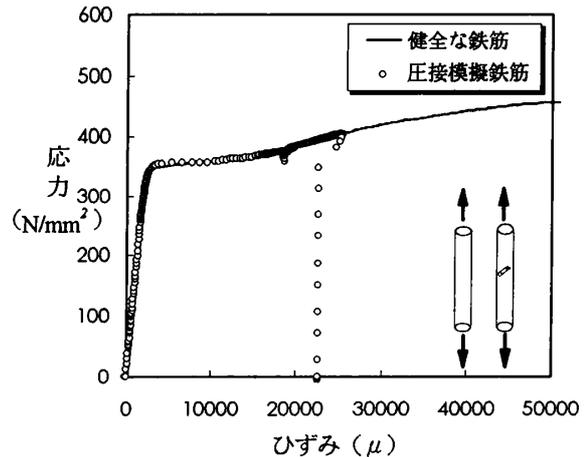


図-2 健全な鉄筋と圧接模擬鉄筋の引張試験結果

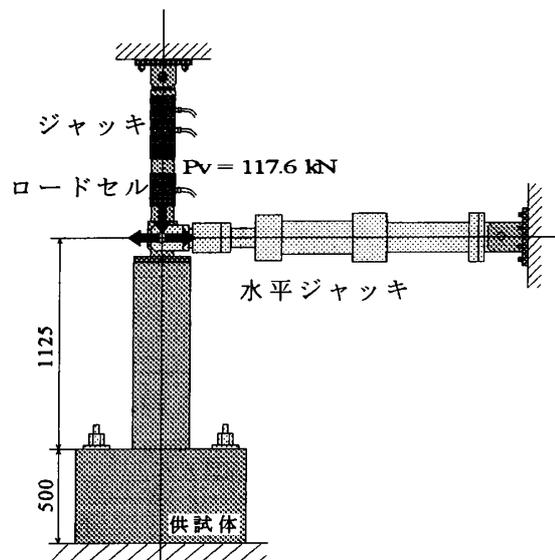


図-3 供試体の載荷状況

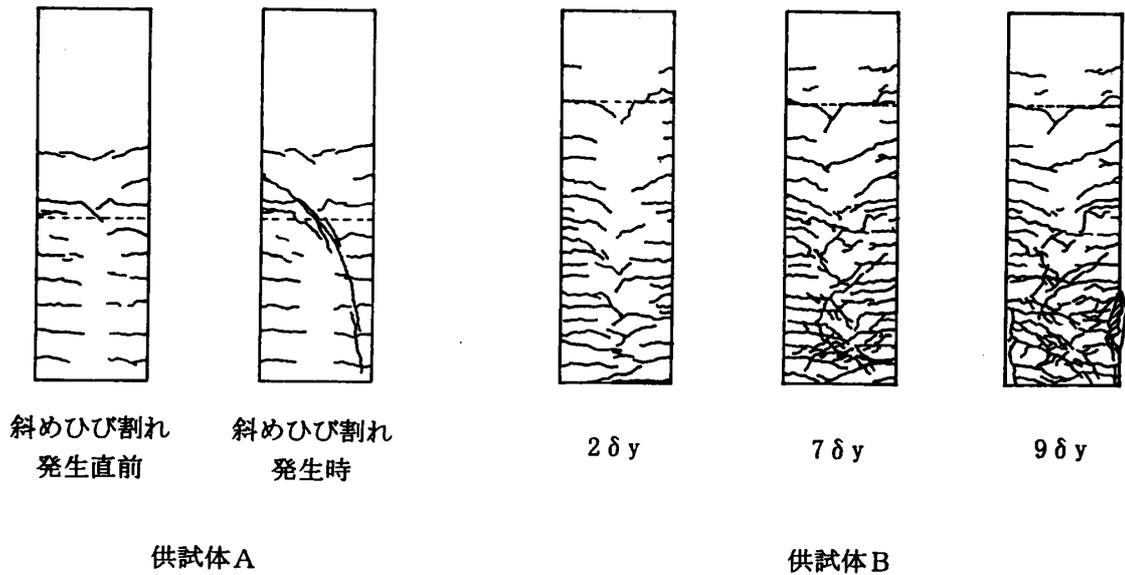


図-4 供試体に発生したひび割れの進展状況

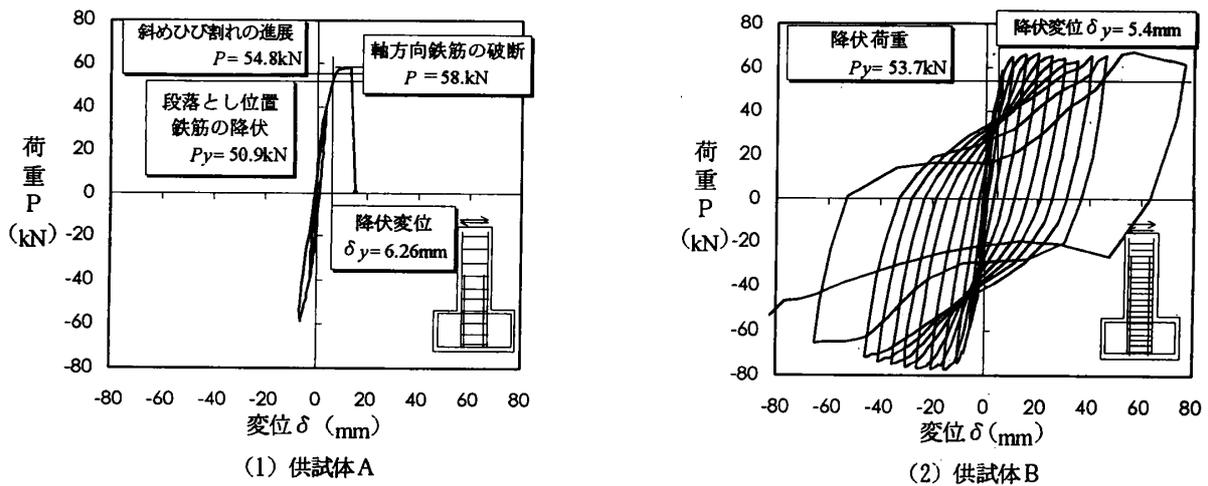


図-5 荷重-変位曲線

供試体Aにおいては、まず供試体基部に曲げひび割れが発生した。そして、荷重の増加とともに段落とし部に発生した曲げひび割れを起点として斜めひび割れが発生し、段落とし位置における軸方向鉄筋が降伏した後、斜めひび割れが大きく進展した。これは帯鉄筋が降伏あるいは帯鉄筋の定着がはずれたためと推察されるが、実験的に測定はしていない。

そして荷重は少し上がるものの、せん断ひび割れの発生に伴う過大な応力により軸方向鉄筋が圧接位置で破断して斜めひび割れが大きく開いて耐力が急激に低下した。



供試体A 供試体B (13δy)

写真-1 供試体の破壊状況

写真-2に供試体Aにおける模擬圧接位置での破壊状況を示す。兵庫県南部地震で発生した橋脚における圧接鉄筋の破断状況と同じように、本実験においても圧接模擬鉄筋が破断した。



写真-2 鉄筋の破断状況

供試体Bについては荷重の増加とともに曲げひび割れの本数が増加し、橋脚基部において軸方向鉄筋の降伏後すぐには破壊せず、供試体Aにおいてせん断破壊に至った荷重まで載荷しても、曲げひび割れの分布が橋脚中間部にまで進行しただけで、斜めひ

び割れは発生しなかった。さらに、降伏荷重における変位（降伏変位） $\delta y (=5.4\text{m})$ に対して、 $2\delta y$ で橋脚全面に曲げひび割れが進展し、橋脚基部の曲げひび割れは斜めひび割れへと進展した。しかし、最大耐力に達した後、交番繰り返し載荷による耐力低下は示すものの、急激な耐力低下は生じず、 $7\delta y$ に至るまで斜めひび割れは増加し続けた。そして、 $8\sim 9\delta y$ において基部のかぶりコンクリートが剥離し軸方向鉄筋が座屈した。このため、本実験で使用した供試体Bの靱性率は8と判断され、供試体Aに比較して10倍近い変形性能を有する結果となった。

なお、基部における帯鉄筋は破断しておらずコンクリートに定着されていた。

3.2 鉄筋のひずみ状況

図-6は、供試体Aにせん断による斜めひび割れが発生する直前の荷重（ $P=58.4\text{kN}$ ）を載荷したときの、供試体Aおよび供試体Bにおける軸方向鉄筋と軸方向段落とし鉄筋のひずみ分布状況とその軸方向力を考慮した理論値を示す。

供試体Bにおいては、軸方向鉄筋のひずみ分布と段落とし鉄筋のひずみ分布とでほとんど差は見られず同じ分布を示していることから、段落とし位置より上方の鉄筋への過

大な応力は作用しないと思われる、計算上必要のない位置からの鉄筋の定着が十分であることが分かる。

しかし、供試体Aにおいては、橋脚基部におけるひずみは供試体Bとほぼ同じで、理論値ともほとんど同じ傾向を示しているが、段落とし位置では基部に先立って降伏している。これは、実験時において供試体に載荷した軸方向荷重を設計値の1/2と小さくしたため、段落とし位置における軸方向鉄筋の引張応力が大きくなったためである。すなわち、鉛直地震動の影響で軸方向力

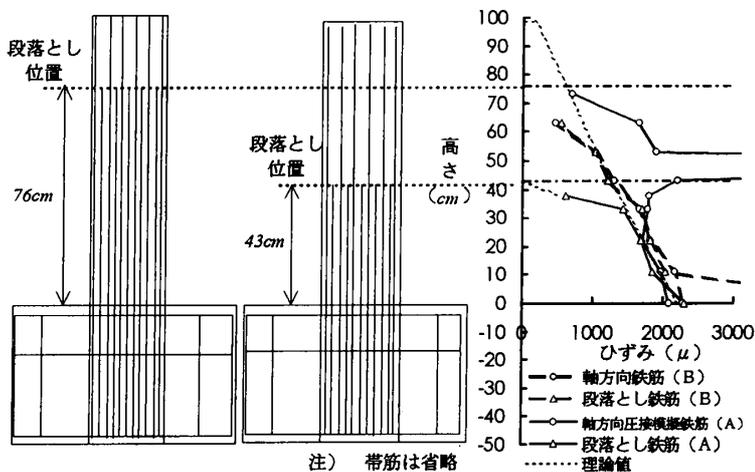


図-6 供試体A, Bにおける軸方向鉄筋のひずみ分布

が小さくなった時には段落とし部における鉄筋の定着長に対して不利な条件となることを示している。

また、図-7に供試体Aにおける内部鉄筋のひずみ履歴を示す。段落とし部の模擬圧接位置における鉄筋のひずみは載荷初期においては橋脚基部より小さいが、荷重の増大とともに橋脚基部より大きくなり、基部に先立って降伏している。

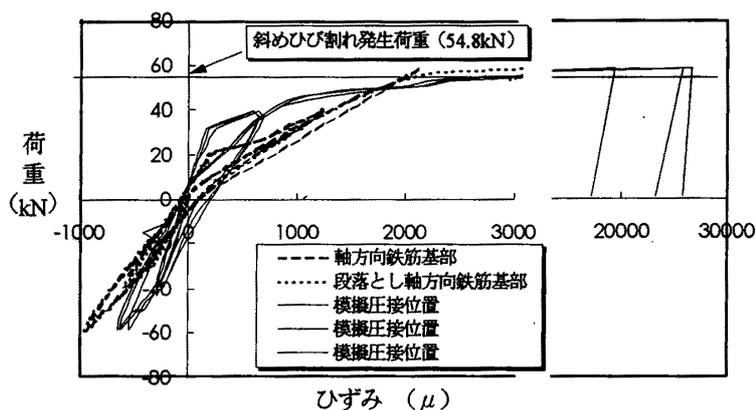


図-7 供試体Aにおける軸方向鉄筋の荷重-ひずみ曲線

4. まとめ

本実験で得られた結果をまとめると次のとおりである

- (1) 圧接部が母材引張強度より弱い軸方向鉄筋を使用し、昭和30年代の示方書に基づいて設計された供試体は、段落とし位置でせん断による斜めひび割れが発生し、軸方向鉄筋の圧接部に過大な応力が作用することから圧接鉄筋が破断し、急激に耐力が低下した。
- (2) 現行の基準により設計された供試体は、 $8 \sim 9 \delta_y$ において基部におけるかぶりコンクリートが剥離し軸方向鉄筋が座屈して水平荷重が低下し始めた。

参考文献

- [1] 土木学会：コンクリート標準示方書（昭和61年版）設計編，1988.3
- [2] 土木学会：コンクリート標準示方書（昭和31年版），1956.11
- [3] 土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，1991.9