

I - 80

中間拘束筋を有した梁の曲げ拘束度に関する実験的考察

北海道大学	工学部	学生員	飛世 浩 貴
北海道開発局開発土木研究所		正会員	谷 本 俊 充
北海道開発局開発土木研究所		正会員	佐藤 昌 志
北海道大学	工学部	フェロー	角田 與史雄

1. はじめに

兵庫県南部地震後に改訂された平成8年道路橋示方書耐震設計編¹⁾では、橋脚の保有耐力向上と適度なじん性を付与する目的から、以前に規定されていなかった横拘束効果を見込んだ設計が新たに取り入れられている。具体的には、横拘束筋を配筋することによりコンクリートの応力-ひずみ曲線において、コンクリート強度の向上と終局時の圧縮ひずみの増加を図ったものであるが、帯鉄筋またはそれを拘束する中間拘束筋の効果については研究の途上にあるほか、現状においては自由表面を有する単柱の一軸圧縮試験からその効果を求めた実験等が基本となっている。

しかしながら、実際の橋脚に曲げモーメントが作用した場合の応力挙動は、圧縮領域の応力が一定ではないことから一軸圧縮試験の結果とは異なる様相も考えられる。このような視点から著者らは矩形の梁の曲げ試験を基本に、帯鉄筋間隔または中間拘束筋の有無をパラメータとしてとり、それらの拘束効果に及ぼす影響を実験的観点から試みた。

測定項目は、梁のひずみと応力分布、荷重-変位曲線等であるが、実験の結果、矩形断面の曲げ試験における拘束効果は、現在の一軸圧縮試験による評価と異なる観点も考えられる結果を得た。

2. 実験概要

2. 1 曲げ試験に用いた供試体

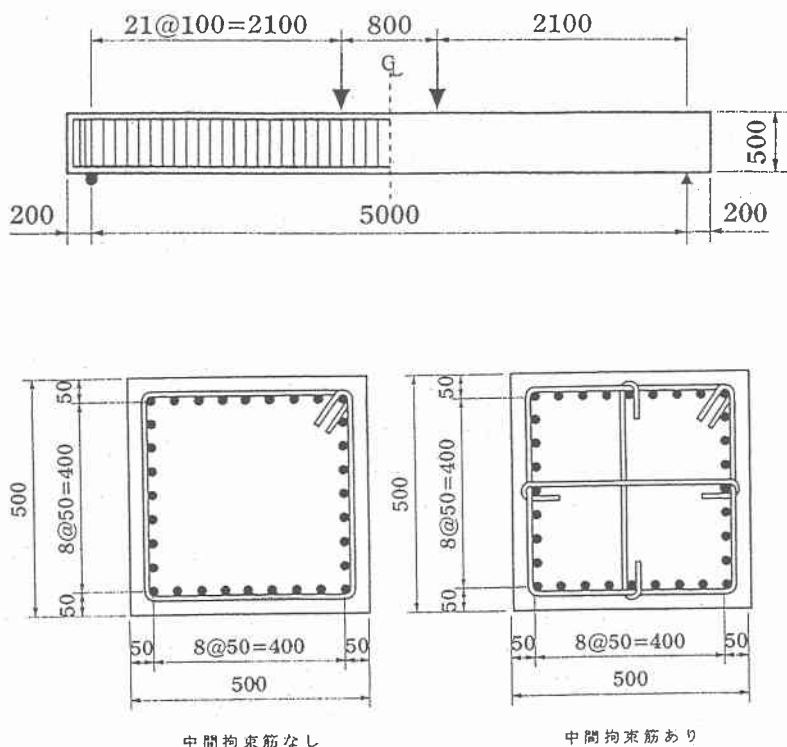
本実験に用いた鉄筋コンクリートはりの形状は図-1 に示すとおりであり、断面が 500mm×500mm、スパンが 5mの供試体である。供試体の一覧は表-1 に示すとおりであり、供試体 NO. 1、2については帯鉄筋のみを配置し、供試体 NO. 3、4 については帯鉄筋と中間拘束筋を配置した。横拘束筋比 ρ_s については帯鉄筋と中間拘束筋を合わせたものであり、供試体 NO. 1 と 3、供試体 NO. 2 と 4 が同じでそれぞれ 1.34(%) と 0.67(%) である。主鉄筋には D16 を 32 本、横拘束筋には D10 を用い、使用した鉄筋はすべて SD295A である。また、曲げ破壊を生じさせるために、せん断区間に帯鉄筋を十分に配置した。

2. 2 実験方法と測定項目

実験方法は、電動油圧ジャッキによる静的2点載荷を行い、確実に曲げ破壊を生じさせるため、せん断支間有効高さ比 (a/d) を 4.7 とした。また、載荷位置における局所的な圧縮力の影響を少なくするために等曲げモーメント区間を 800mm とした。載荷手順は、弾性範囲内（主鉄筋のひずみが 1000 μ まで）で予備載荷を行った後除荷し、350mm のストロークを有するジャッキを用い、ジャッキストロークが最大になるまで載荷を行った。

測定項目については、荷重、変位、主鉄筋、帯鉄筋、中間拘束筋のひずみ、コンクリートひずみおよび埋め込みゲージを用いて、内部コンクリートのひずみを測定した。破壊過程での各測定項目の挙動を連続的に得るために、測定は動的に行った。A/D 変換変換時のサンプリング周波数は 10Hz とした。

An Experimental Study on Confined Effect of RC Beam with Intermediate Bar
by Hiroki TOBISE, Toshimitu TANIMOTO, Masashi SATO, Yoshio KAKUTA



図一 供試体形状および寸法(mm)

表一 供試体一覧

供試体 NO.	主鉄筋	帯鉄筋	拘束筋	鉄筋比 (%)	横拘束筋比 (%)
1	32-D16	D10@50	なし	2.54	1.34
2		D10@100			0.67
3		D10@200	あり		1.34
4					0.67

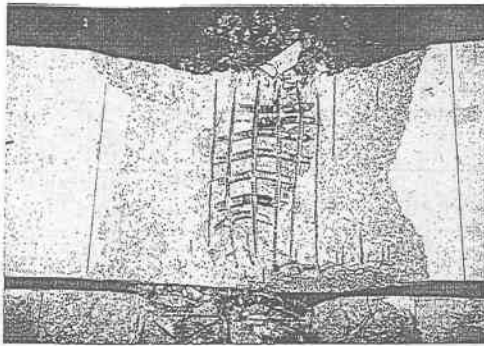
3. 実験結果

3. 1 破壊状況

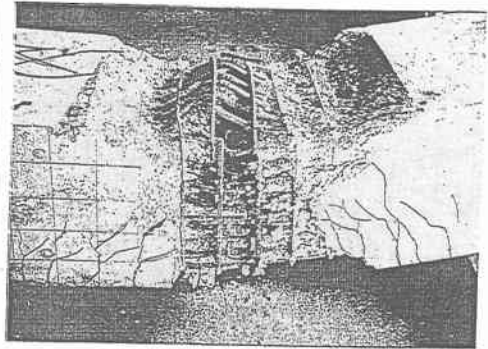
最終的な各供試体の破壊状況を写真 1～4 に示す。いずれの供試体も主鉄筋降伏後に圧縮側のかぶりコンクリートが圧壊し軸方向鉄筋の座屈を生じた。

供試体 NO. 1 については、上段の軸方向鉄筋の座屈が見られ、座屈長は 25cm 程度であったが、帯鉄筋間隔が 5cm と狭いため、軸方向鉄筋の変形は軽微であり、帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を防止するような変形を生じていた。帯鉄筋は上縁側の膨らみは認められたものの、供試体側面部への膨らみは、認められなかった。コアコンクリートについては、軸方向鉄筋の座屈部直下のあたりが砕けていた程度であった(写真一1)。

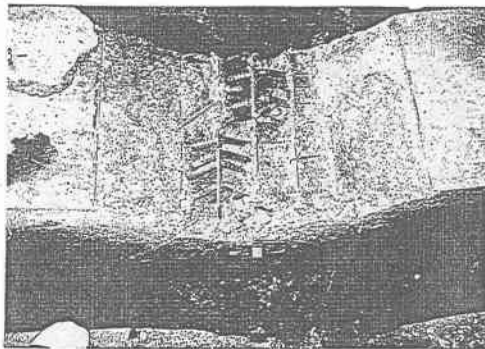
供試体 NO. 2 については、上段から 3 段目までの軸方向鉄筋の座屈が見られた。座屈は帯鉄筋の位置で生



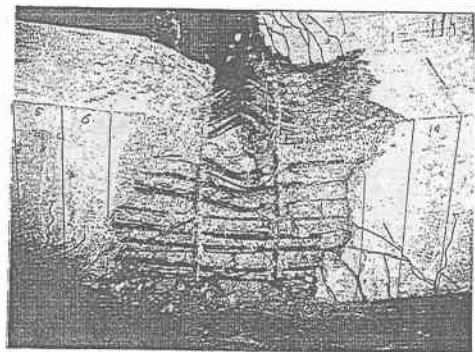
写真一1 供試体 NO. 1
座屈長 25cm



写真一2 供試体 NO. 2
座屈長 30cm



写真一3 供試体 NO. 3
座屈長 20cm



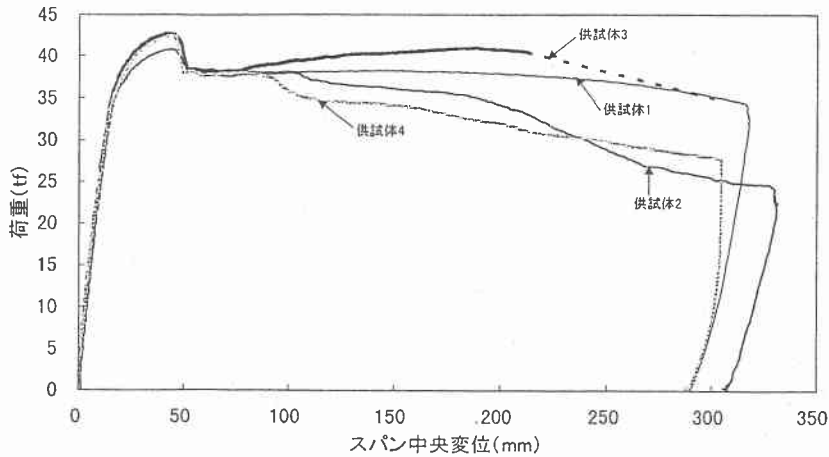
写真一4 供試体 NO. 4
座屈長 30cm

じているが、帯鉄筋の間隔は 10cm と供試体 NO. 1 に比べ広いため、座屈の変形が大きく、座屈長も 30cm 程度であった。帯鉄筋については円状に膨らもうとし、側面部への膨らみも見られた。コアコンクリートについては、内部のほうまで砂状に粉砕されていた(写真一2)。

中間拘束筋を配した供試体 NO. 3 についても、上段の軸方向鉄筋の座屈が見られた。座屈は帯鉄筋の位置で生じており、座屈長は 20cm 程度であった。帯鉄筋の間隔は 10cm であるが、中間拘束筋で帯鉄筋が膨らもうとするのを防止するような変形を生じていた。上縁側の帯鉄筋は中央が中間拘束筋により拘束されているような変形をおこしているが、側面方向への膨らみは見られなかった。コアコンクリートについては座屈部直下のあたりが僅かに砕けていた程度であった(写真一3)。

帯鉄筋間隔が 20cm で中間拘束筋を配した供試体 NO. 4 は、上段の軸方向鉄筋の座屈が見られた。帯鉄筋の間隔が 20cm と最も広いために、座屈の位置は帯鉄筋間で生じており、座屈長は 30cm 程度であった。また、中間拘束筋で帯鉄筋の膨らみを防ごうとしている変形も生じていた。帯鉄筋については上縁側だけではなく、側面方向への膨らみも見られ、側面部のかぶりコンクリートの剥離も認められた。また、コアコンクリートは内部まで砂状に粉砕されていた(写真一4)。

以上、破壊性状をまとめるといずれの供試体も上段の軸方向鉄筋の座屈は生じるが、横拘束筋比が大きいものは小さいものに比べて、軸方向鉄筋の変形は軽微であり、コアコンクリートの損傷も少ない結果が得られた。また、横拘束筋比が大きいものほど座屈長が短くなる傾向が見受けられた。



図—2 荷重—変位曲線

3. 2 各供試体の荷重—変位曲線

図—2 に各供試体の荷重と変位との関係を示す。ここで、供試体 NO. 3 は、載荷中に変位計測の器具が落下し、終局時の変位を別途に計測したため、図中では点線で表した。各供試体とも 35 tf 付近で鉄筋の降伏にともなう剛性の低下が認められ、スパン中央変位 50mm 付近で、圧縮側のかぶりコンクリートの圧壊により、荷重が低下した。

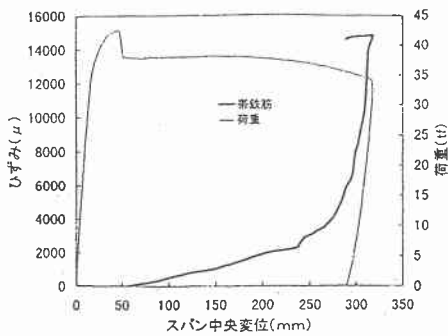
供試体 NO. 1 については、かぶりコンクリート圧壊直後、急激な荷重の低下を生じた。その後、ほぼ一定荷重で推移し、スパン中央変位 200mm 付近から僅かながらの荷重の低下とともに、変形が進行した。

供試体 NO. 2 については、かぶりコンクリート圧壊直後、急激に荷重が低下した後、スパン中央変位 100mm 付近までは一定荷重を維持したものの、荷重が再び低下し始め、変形が進行した。供試体 1 に比べ荷重の低下が早かったのは、供試体 NO. 2 の帯鉄筋間隔が 10cm と供試体 NO. 1 の 2 倍であり、両供試体の曲げ拘束度に差異を生じていたためと考えられる。

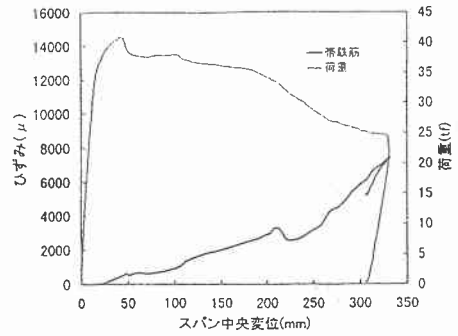
帯鉄筋間隔が 10cm で中間拘束筋を配した供試体 NO. 3 については、かぶりコンクリート圧壊直後、一定荷重で推移し、スパン中央変位 80mm 付近から荷重が再び増加し始める。しかしながら、上縁圧壊時の荷重まで回復することなく、スパン中央変位 180mm 付近から荷重の低下とともに、変形が進行した。他の供試体と異なり荷重が僅かに増加し始める傾向が見受けられた。このことは、上段部の軸方向鉄筋の座屈が帯鉄筋と中間拘束筋によって遅らせられ、座屈の変形も他の供試体に比べ小さかったためと考えられる。

帯鉄筋間隔が 20cm で中間拘束筋を配した供試体 NO. 4 については、かぶりコンクリート圧壊直後、ほぼ一定荷重で推移し、スパン中央変位 90mm 付近から急激な荷重の低下とともに、変形が進行した。供試体 NO. 3 と同様に中間拘束筋を有しているにもかかわらず、すぐに荷重が低下している。以上より、供試体 NO. 4 の荷重—変位関係は同じ横拘束筋比の供試体 NO. 2 と同様のものとなった。

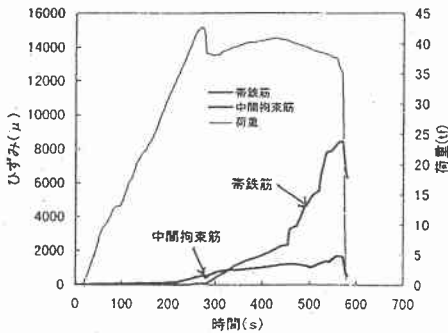
以上のとおり、横拘束筋の違いにより荷重—変位曲線に差異が生じた。横拘束筋が大きい供試体の変形能は向上したが、荷重については顕著な上昇は認められなかった。また、上述のとおり軸方向鉄筋の座屈長に差異を生じていたことから推察すれば、それぞれ供試体の軸方向鉄筋の座屈荷重に違いが生じていたことも考えられる。換言すれば、横拘束筋の曲げ拘束度は、コアコンクリートの性状改善によるものより、むしろ軸方向鉄筋の座屈防止によるところが大きいものと思われ、軸方向鉄筋の座屈に関する検討が必要であると考えられる。



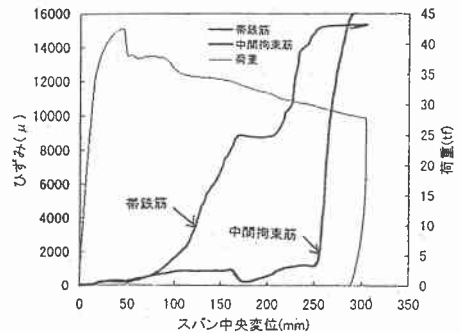
図—3 供試体 NO. 1 のひずみ挙動



図—4 供試体 NO. 2 のひずみ挙動



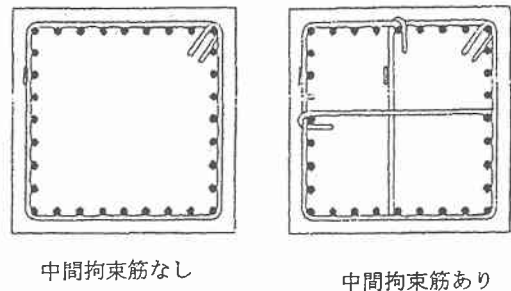
図—5 供試体 NO. 3 のひずみ挙動



図—6 供試体 NO. 4 のひずみ挙動

3. 3 帯鉄筋と中間拘束筋のひずみ挙動

図—3～図—6 に各供試体のスパン中央変位（供試体 NO. 3 については時間）における帯鉄筋および中間拘束筋のひずみ挙動を示す。各ひずみの測定位置は、スパン中央の図—7 に示す箇所であり、内部ひずみ計測の結果、内部ひずみの測定結果、ひずみの変化が比較的小さいと考えられることから、選定した。また、破壊挙動との関係との比較を容易にするため荷重とスパン中央変位（供試体 NO. 3 については時間）との関係についても併記した。



図—7 ひずみゲージの位置

図—3, 4 より中間拘束筋のない供試体 NO. 1, 2 における帯鉄筋のひずみは、上縁コンクリートの圧壊後から増加している。帯鉄筋を 5cm 間隔で配した供試体 NO. 1 は、スパン中央変位が 200mm 付近で降伏ひずみを越えたのに対して、帯鉄筋間隔を 10cm 間隔で配した供試体 NO. 2 では、スパン中央変位が 100mm 付近の荷重が減少し始めた時点で降伏ひずみを越えていることがみてとれる。

図—5 より中間拘束筋を配した供試体 NO. 3 についてみると、上縁コンクリート圧壊後に帯鉄筋のひずみは増加する傾向にあり、経過時間 400(s) 付近で荷重が減少に転じた時点で急激に増加し、降伏ひずみを越えた。一方、中間拘束筋のひずみは、実験終了直前まで弾性域にあった。

図—6 より供試体 NO. 4 の帯鉄筋のひずみ挙動は、かぶりコンクリート圧壊後増加する傾向にあった。スパン中央変位が 90mm 付近で荷重の減少にともなって帯鉄筋のひずみが供試体 NO. 3 と同様、急激に増加し降伏ひずみを越えた。中間拘束筋のひずみ挙動をみると、スパン中央変位 250mm 付近まで弾性範囲内であったものが、試験終了直前に急激に増加し、降伏ひずみを越えた。

以上のことより、帯鉄筋と中間拘束筋のひずみ挙動をまとめると、帯鉄筋はいずれの供試体も荷重が低下し始める付近で降伏ひずみを越えた。一方、中間拘束筋については実験終了時あるいは実験終了直前まで弾性範囲内にあった。このことは、上述の破壊状況において、帯鉄筋が中間拘束筋により円状に膨らむのを防止するような変形を生じていたことと一致し、帯鉄筋と中間拘束筋とのひずみ挙動は、曲げ拘束度に関して異なるものと思われる。また、帯鉄筋のひずみ挙動が、軸方向鉄筋の座屈挙動と関係しているものとすれば、破壊状況において座屈長に差異を生じたことおよび、荷重－変位関係における変形挙動が、横拘束筋比の違いにより差異を生じていたことと符合する。換言すれば、横拘束筋の大小により軸方向鉄筋の座屈変形に遅延が生じたことを裏付けるものと思われる。このことは、横拘束筋による曲げ拘束度はコアコンクリートの性状改善よりも、むしろ軸方向鉄筋の座屈防止によるところが大きいことを示唆しているものと思われる。

4. まとめ

実際の橋脚に曲げモーメントが作用した場合の応力挙動は、圧縮領域の応力が一定ではないことから一軸圧縮試験の結果とは異なる様相も考えられるとの観点から、矩形断面を有するRC梁を用いて、帯鉄筋間隔または中間拘束筋の有無をパラメータとした曲げ拘束効果に関する実験を行った結果をまとめると、以下のとおりである。

1. 横拘束筋比の大きいほうが、軸方向鉄筋の座屈は軽微であり座屈長も短かった。また、コアコンクリートの損傷も少なかった。
2. 荷重－変位曲線について、横拘束筋比が大きい供試体の変形能は向上するが、荷重に関しては顕著な上昇は認められなかった。
3. 帯鉄筋と中間拘束筋とのひずみ挙動は、曲げ拘束度に関して異なる結果が得られた。
4. 横拘束筋による曲げ拘束度は、コンクリートによるものより、軸方向鉄筋の座屈防止によるところが大きいものと考えられ、軸方向鉄筋の座屈に関する検討も必要であると考えられる。

以上のように、矩形断面を有するRC梁の曲げ試験から得られた結果は、現在の一軸圧縮試験による拘束効果の評価とは異なることを示唆するものであった。また、軸方向鉄筋の座屈挙動と横拘束筋との関係において興味深い知見が得られた。今後は、軸方向鉄筋の座屈挙動に着目した検討を進めていきたいと考えており、軸方向鉄筋径あるいは帯鉄筋径に着目した実験を計画している。

最後に、本実験を行なうに際して、室蘭工業大学建設システム工学科、構造力学研究室の皆様にご協力を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 同解説Ⅴ、耐震設計編、平成8年