

プレキャスト梁を用いた鉄筋コンクリート橋脚のじん性向上に関する実験的研究

Experimental study on ductility of a reinforced concrete pier with precast beams

永元直樹*・浅井 洋**・春日昭夫***・伊藤 篤****

Naoki NAGAMOTO, Hiroshi ASAI, Akio KASUGA and Atsushi ITO

- * 三井住友建設(株) 土木事業本部 PC設計部 (〒164 - 0011 東京都中野区中央 1-38-1)
 ** 三井住友建設(株) 技術研究所 土木研究開発部 (〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川 1726)
 *** 工博 三井住友建設(株) 土木事業本部 PC設計部長 (〒164 - 0011 東京都中野区中央 1-38-1)
 **** 三井住友建設(株) 土木事業本部 PC設計部 (同 上)

After the Hanshin-Awaji Earthquake, concrete bridge piers must have the performance of high ductility. So, nowadays, the arrangement work of the reinforcement bars is complicated in construction of concrete bridge piers. To improve that workability, we propose the new reinforcing method. This method is to install precast beams on the plastic hinge area of a bridge pier and that will stop buckling of the axial reinforcement bars by the beams' bending stiffness. In order to check the effect of this method, we did two steps of studies. The first one is for the stiffness and arrangement interval of the precast beams to avoid axial reinforcement bars buckling. In this study, we used non-linear large displacement analysis. And then, based on that result, we manufactured a model of bridge pier with those reinforcing beams and did positive-negative loading experiment. At that result, we confirmed that the bridge pier applied this new method has enough seismic performance.

Key Words : buckling of the axial reinforcement bars, ductility reinforcement, precast beam, positive/negative loading experiment

キーワード：軸方向鉄筋の座屈、じん性補強、プレキャスト梁、正負交番載荷実験

1. はじめに

阪神淡路大震災以降、橋梁構造物は、発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震に対しても設計を行ってきている。この中で、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と記す）は、現状考えられる最大の地震力に対して、部材に適切な塑性変形性能やエネルギー吸収性能を持たせることで大規模地震に抵抗するという考えが適用されている。すなわち、断面内に適切な帯鉄筋及び中間帯鉄筋を配置することで、せん断力への抵抗のみでなく軸方向鉄筋のはらみ出しを抑え、内部コンクリートを拘束している。この結果、橋脚全体として高い曲げ変形性能を確保し、エネルギー吸収性能に優れた橋脚となるように設計されている¹⁾。

しかし、このような性能を確保するための補強筋量は非常に多く、その加工形状も中間帯鉄筋の定着フックに見られるように半円形フックを標準とするなど、配筋作業が非常に煩雑となっているのが現状である。

そこで、本研究では主にその配筋作業の合理化を目的として、配筋作業中最も煩雑となっている中間帯鉄筋の省略を目指

し、研究を行った。具体的には、現状の中間帯鉄筋の代わりに橋脚断面の周囲にコンクリート製のプレキャスト梁（以下、PC梁と記す）を配置し、その曲げ剛性によって、軸方向鉄筋の座屈防止および内部コンクリートの拘束効果を付与する手法を提案している。本手法を用いることにより、いままで断面内に設置していた中間帯鉄筋を省略することが可能となり、RC橋脚の配筋作業の合理化が期待できるものと考えている。

検討手順としては、まず軸方向鉄筋の座屈挙動に着目し、その座屈解析を行うことによってPC梁の必要剛性、配置ピッチなどについて検討した。その後、構造物において適切なじん性補強効果が確保されているかを確認するために、縮小模型による正負交番載荷実験を行った。

本稿は、上述した今回提案する新しい補強手法の概要と、その手法に関する上記の検討について報告するものである。

2. じん性補強手法の概要

現在のRC橋脚は、地震時の繰返し荷重を受ける際、帯鉄筋と中間帯鉄筋は軸方向鉄筋の座屈を拘束している。このこと

は内部コンクリートを拘束する効果も生み、全体として大規模地震時においても高いじん性を確保した挙動を示すようになる。中間帯鉄筋で固定された帯鉄筋の曲げ剛性は小さいため、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑えるには、中間帯鉄筋の固定間隔および帯鉄筋の配置間隔をできるだけ小さくするのが効果的である。このため、中間帯鉄筋は断面方向に 1000mm 以下の間隔で配置され、帯鉄筋は高さ方向に 150mm 以下の間隔で配置されている。

今回提案する構造は、橋脚外周に配置した PC 梁によって軸方向鉄筋を拘束し、じん性を確保しようとするものである（図-1）。PC 梁は短辺方向の PC 梁内に配置する PC 鋼材を現場にて緊張することにより組み立て、PC 梁と橋脚コンクリートとは、橋脚コンクリート打設前に PC 梁を周りに配置するなどして一体化を図る。

軸方向鉄筋の拘束効果には PC 梁の曲げ剛性が寄与しており、その曲げ剛性は帯鉄筋に比べ十分大きいので、中間帯鉄筋により途中ではらみ出しを抑える必要がなく、中間帯鉄筋を省略することが可能となる。

3. 軸方向鉄筋の座屈に対する検討

3.1 検討概要

今回のじん性補強方法は、PC 梁の曲げ剛性にて軸方向鉄筋の座屈を抑える工法である。このため、PC 梁の配置間隔や曲げ剛性がその補強効果に大きな影響を与えるものと考えられる。そこで、軸方向鉄筋に圧縮力が作用するときの座屈挙動に着目し、所定の座屈防止効果を確保するための梁剛性と配置間隔の関係について検討した。

具体的には、PC 梁の剛性と配置間隔をパラメータとし、軸方向鉄筋の座屈解析を行って、それぞれの影響について比較検討した。検討順序を下記に示す。

- ① PC 梁の断面形状、支間長の違いによる横拘束効果（バネ値）の算出。
- ② PC 梁の拘束効果（バネ値）を 3 ケース選定。
- ③ PC 梁の橋脚高さ方向への配置間隔を 3 ケース選定。
- ④ ②、③で選定したそれぞれの条件に対して座屈固有値解析を行い、座屈モードを算出。
- ⑤ ④で算出した座屈モード形状から初期不整を仮定し、非線形有限変位解析を行って座屈耐力を算出。

3.2 PC 梁の拘束効果の算出

ここでは、断面形状が 7.0×5.5m の矩形断面を有する橋脚を想定し、主鉄筋を PC 梁が拘束する構造とした（図-2）。PC 梁のバネ値は 150mm 間隔で配置した軸方向鉄筋から、一様にはらみ出しの力が PC 梁に作用するものとし、その支間中央の曲げたわみから、式 1 を用いて算出した。

$$K = \frac{p}{\delta} \quad \dots \text{式1}$$

ここに、

K : PC 梁のバネ値

p : 軸方向鉄筋 1 本あたりのはらみ力

δ : 支間中央のたわみ

まず、簡略化のためこの梁を図-3 のように断面形状が 300×500mm の単一長方形断面とし、長軸方向（7.0m）で中間支持しない梁とした場合のバネ値は 500(kN/m)である。また、途中に中間連結を設けた場合を考え、梁の支間長とその桁高を種々

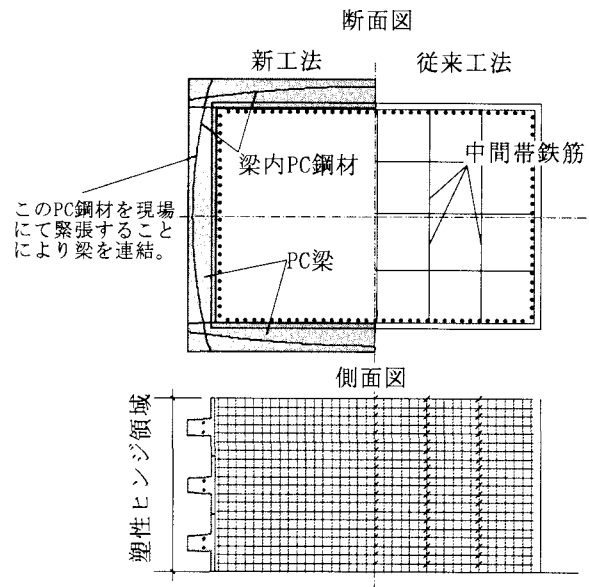


図-1 橋脚基部の PC 梁による補強概念図

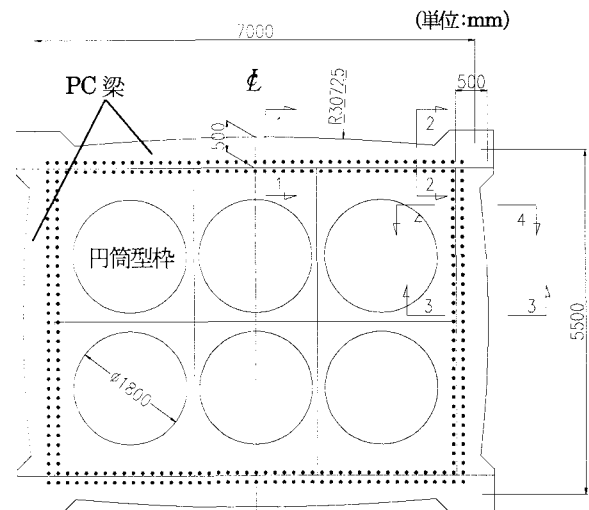


図-2 検討対象とした橋脚の断面形状

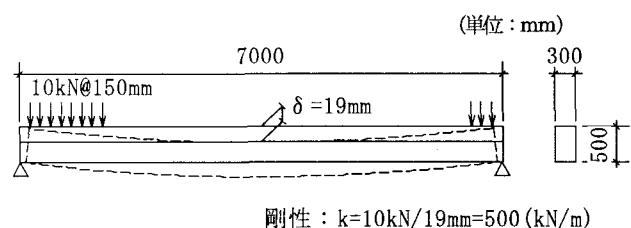


図-3 PC 梁のバネ剛性の算出方法

変えて算出した梁のパネ値を図-4に示す。なお、中間支持した場合には連続梁として挙動し、単純梁より大きな剛性を示すと考えられるが、ここでは単純梁として計算し比較した。

この結果、支間長を短くすることでPC梁のパネ値は飛躍的に大きくなることが確認できる。梁高 500mm の場合、支間長が 7.0mのときには 500 (kN/m) であったパネ値が、支間長 3.9m で約 5,000(kN/m)、支間長 2.2mで 50,000(kN/m)の値を示している。このように、中間支持点を設けることでパネ値を様々に変えることができるが、効果的なパネ値について検討を行う必要がある。そこで、現実的な値として、梁の拘束パネ値を 500、5000、50000(kN/m)の3種類を選定し、座屈解析を行うこととした。

3.3 PC 梁の設置間隔

今回の構造形式の提案の目的は施工の合理化である。すなわち、中間拘束筋を省略し、その代替としてPC梁を配置して軸方向筋の座屈を防止するものである。ここで、PC梁の配置間隔を考えると、現場作業を減らすためには配置本数を減らす(配置間隔を大きくする)ことが有効である。一方、配置間隔を大きくしすぎると、軸方向鉄筋の座屈防止効果が不十分になる恐れもある。

既往の研究で、軸方向鉄筋の座屈を防止するためには、最低でも軸方向鉄筋径の14倍以内で拘束点を設ける必要があることが明らかにされている²⁾。

ここで、今回はPC梁の形状を 300×500mm を想定しているので、梁間隔 1000mm (D51×14 倍+梁幅 300=1014mm) を標準とし、500mm と 1500mm の計3種類を比較した。

3.4 座屈固有値解析による検討結果

軸方向鉄筋の座屈に対する検討として、橋脚基部の塑性ヒンジ位置における鉄筋に着目し、その1本を取り出したモデルについて座屈固有値解析を行った。解析ケースとしては、上記の設定より、表-1に示す合計9ケースとした。解析は塑性ヒンジ位置で座屈が起こるとし、この部分を取り出したモデルとした。また、その塑性ヒンジ長は断面高さ(5.5m)の2分の1である 2750mm とした。さらに、鉄筋の静弾性係数は、パウシンガー効果³⁾を考慮して通常の 1/4 である $5.0 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とした。

なお、軸方向鉄筋の座屈を防止する効果としては、PC梁と帯鉄筋が配置されているが、中間帯鉄筋で中間拘束されていない帯鉄筋のたわみ剛性は $5.7 \times 10^{-3} \text{ (kN/m)}$ (帯鉄筋径が D29 の場合) と、今回取り上げたPC梁に対して非常に小さいため、PC梁のみが座屈防止に寄与するとして検討した。

解析モデルを図-5に示す。

それぞれのケースで座屈固有値解析を行ったが、この中で、case1~3の結果を見ると、パネの位置が座屈モードの節とはなっておらず、拘束効果が不足していることが伺える(図-6)。また、500mm 間隔で梁を配置したcase1では、その耐力が584kNと軸方向鉄筋の降伏荷重である700kNよりも小さい値となっており、配置ピッチを500mmと細かく

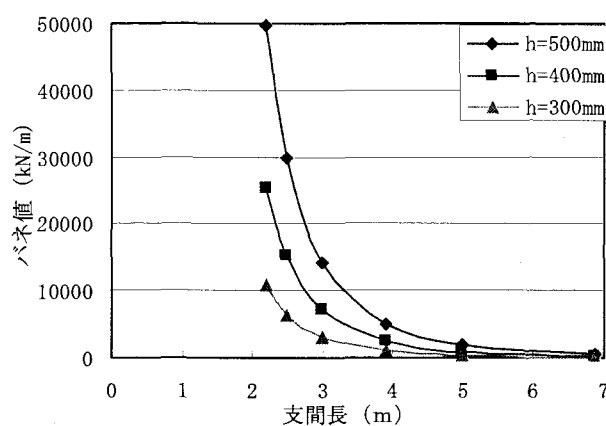


図-4 PC 梁の支間長とパネ値

表-1 座屈固有値解析の解析ケース一覧表

		パネの配置間隔 (mm)		
		@500	@1000	@1500
パネ定数 (kN/m)	500	case1	case2	case3
	5,000	case4	case5	case6
	50,000	case7	case8	case9

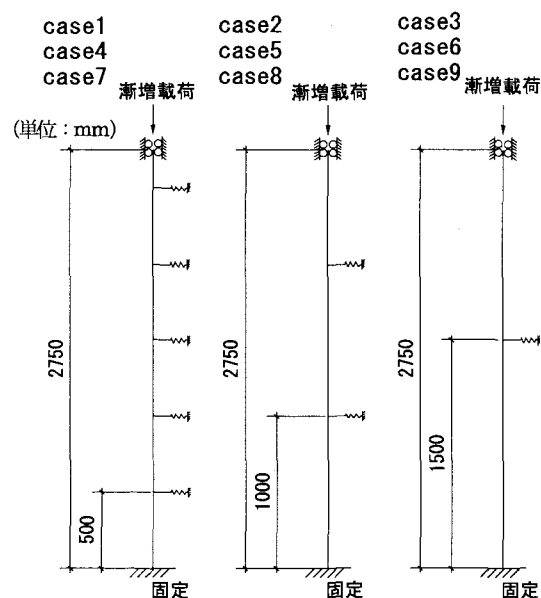


図-5 座屈固有値解析モデル

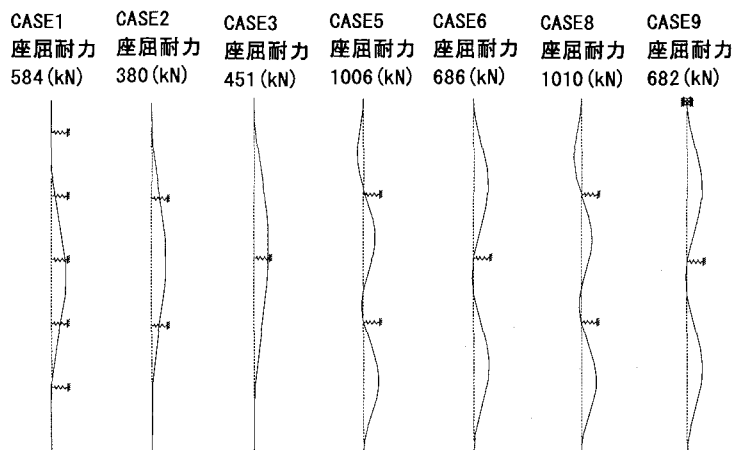


図-6 座屈固有値解析結果 (抜粋)

しても梁の曲げ剛性が支間長 7m の曲げ剛性では不足していることがわかる。

一方、case2,3 と同じバネ配置でバネ値を 5000(kN/m)とした case5,6 においては、バネの位置が座屈モードの節となっており、5000(kN/m)程度のバネ値を有する梁を設置することで、はらみ出しの拘束効果が期待できることがわかる。なお、バネ値をさらに高めた case8,9 においては、座屈モード、座屈耐力とも大きな変化はなく、5000(kN/m)以上のバネ剛性は不要であることが判明した。

3.5 非線形有限変位解析を用いた座屈耐力の検討

(1) 解析概要

前項では、各ケースにおいて座屈固有値解析を行い、弾性解析での座屈耐力と座屈モードを算出した。本項では、前述の各ケースにおいて非線形有限変位解析を行い、より詳細な座屈耐力を求めることとした。

非線形有限変位解析では初期不整を考慮したが、その初期不整は座屈固有値解析で算出された座屈モードの形状に合わせて、最大量が 10mm となるように設定した。ここで、初期不整 10mm という値は通常の鉄筋の加工精度や施工精度を考えた場合大きな値ではあるが、個々の解析結果の差を明確に評価するためにこの値を用いた。

さらに、橋脚の内側にはコンクリートがあることを考慮し、鉄筋の変形は内側には変形しないように固定し、外側には移動自由とした。それ以外の条件は、前項の座屈固有値解析と同一である。

解析条件の一覧を表-2 に、鉄筋の応力-ひずみ曲線を図-7 に、モデル概要を図-8、9 にそれぞれ示す。

(2) 解析結果

バネ値を 500(kN/m)から 5000(kN/m)に大きくすることによってその拘束効果が現れ、座屈耐力が増加するとともに拘束位置が節となるような座屈モードとなり、それ以上バネ値を増やしても座屈耐力に影響がないことという結果は座屈固有値解析と同様である(図-10)。ただし、その座屈耐力自体はバネを 1m 間隔で配置した case5 で 290kN と、鉄筋の降伏強度の 700kN を大きく下回っている。これは 300mm の幅をもつ PC 梁を集中バネでモデル化していることが大きく影響していると考えられる。

そこで、バネを PC 梁の幅の分布バネとした解析を行った(図-10)。その結果、座屈耐力は 564kN まで向上した(図-11)。このことから、鉄筋の座屈耐力を評価するような解析を行う場合は、その拘束物の幅を考え、分布バネなどで評価する必要があるといえる。

3.6 分布荷重に対する座屈耐力の検討

(1) 解析概要

ここで、前述の解析は、簡略化のためすべて鉄筋上端に鉛直方向の集中荷重とした。しかし、実際の橋脚を考えた場合、

表-2 非線形有限変位解析の条件一覧

モデル形状	座屈固有値解析と同一
解析ケース	座屈固有値解析と同一
初期不整	座屈固有値解析の座屈モードを入力 ただし、最大変位を 10mm とした。
載荷荷重	鉄筋上縁に鉛直下向きの集中荷重を 漸増載荷した。

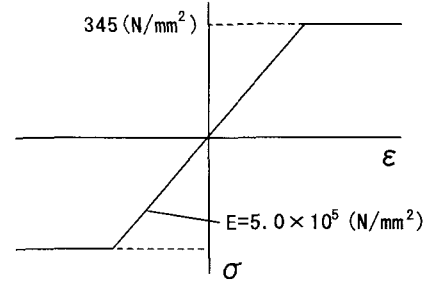


図-7 鉄筋の応力-ひずみ曲線の仮定

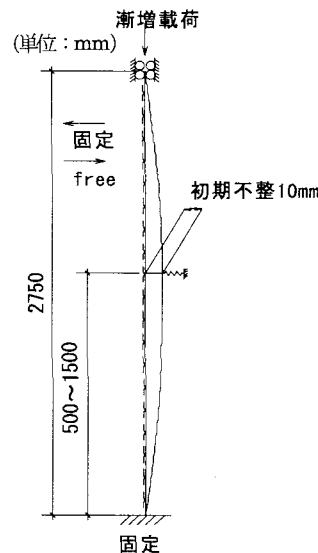


図-8 非線形有限変位解析のモデル図(集中バネ)

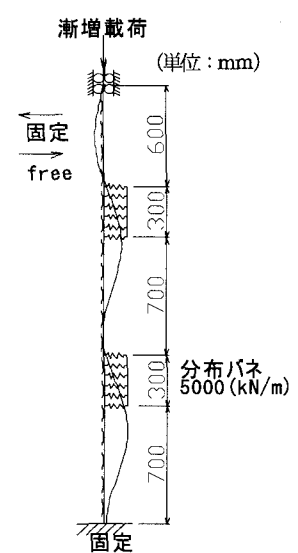


図-9 非線形有限変位解析のモデル図(分布バネ)

CASE2
座屈耐力
202 (kN)

CASE5
座屈耐力
290 (kN)

CASE8
座屈耐力
296 (kN)

CASE5
座屈耐力
564 (kN)

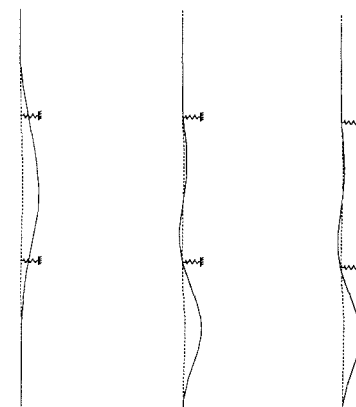


図-10 非線形有限変位解析の結果(集中バネ)

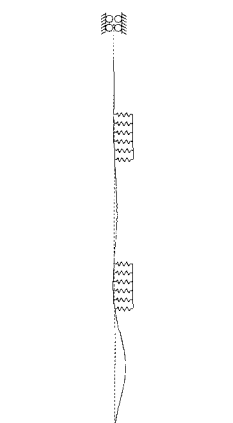


図-11 分布バネを用いた解析結果

軸方向鉄筋が座屈するようなときというのは、地震によって正負交番するような荷重を受けるときで、引張り側で降伏し塑性ひずみを蓄えた鉄筋が圧縮側に転じると、変位がゼロとなったときにもその塑性ひずみ分だけ圧縮ひずみが発生していることとなり、結果的に大きな圧縮ひずみとなり、座屈に至るものと考えられる。すなわち、鉄筋が座屈するときの圧縮力は、引張り側となっているときの引張塑性ひずみによるものが大きいと考えられ、その塑性ひずみは橋脚基部に近いほど大きく、塑性ヒンジ位置より上部ではほとんど生じていないと考えられる。このことから、鉄筋が座屈するときの圧縮力は今回の解析のように集中荷重ではなく、塑性ヒンジ位置での分布荷重に近く、さらにその分布形状は図-12 に示すような三角形分布に近いと考えられる事が浅津らの研究により報告されている⁴⁾。

上記のような荷重は、今回用いた集中荷重に比べ座屈に対して厳しくない荷重と考えられるため、座屈耐力は前項で算出した 564kN より大きくなると考えられる。

また、座屈モードを見ると、最下部の分布バネより下で座屈が進行している。この分布バネより下の無拘束部分は他と同じ 700mm であるが、このような座屈モードが発生することおよび前述のように分布荷重が下へ行くほど大きくなることを考えると、最下部の無拘束部分長を他の部分より小さくしておくことが座屈防止に効果があると思われる。

そこで、図-12 の様に、最下段の分布バネの配置位置を下縁から 500mm とし、載荷荷重も、より実橋に即した分布荷重とした解析を行った。

(2) 解析結果

上記の解析の結果、図-13 に示すように、最下段の PC 梁を模擬した分布バネと 2 段目の分布バネの間が腹となるような座屈モードで座屈を起こすような結果となった。また、その座屈耐力は、軸方向鉄筋の圧縮降伏荷重である 700kN に達しており、図-12 の様な PC 梁の配置を行うことにより、軸方向鉄筋が降伏荷重以下で座屈することを防止できることが伺える。なお、載荷荷重の合計と上端変位の関係を図-13 に示すが、この図より、鉄筋は圧縮降伏後、比較的早い段階で座屈を起こし座屈後には急激に耐力を失っていく結果となっている。

4. 正負交番載荷実験

4.1 実験概要

今回提案しているじん性補強効果を確認するため、縮小モデルによる正負交番載荷実験を行った。基準とした供試体は、平成 11 年度に旧建設省土木研究所において、「鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究」⁵⁾ の中で行われた正負交番載荷実験の M4 供試体とした。基準供試体は、平成 14 年版の道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾ (以下、道示 V と記す) のじん性補強に関する事項をすべて満足している供試体である。実験供試体の概要図を図-15,16 に、使用材料を表-3 に示す。供試体の諸元とそれぞれの耐力の計算値を表-4 に示す。なお、実験の縮尺

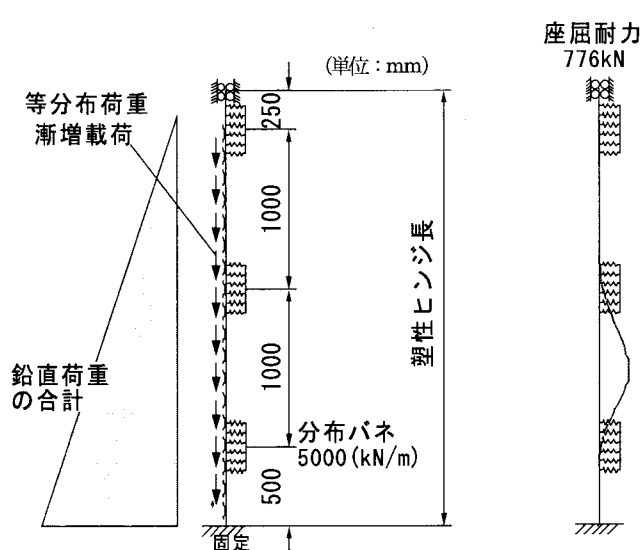


図-12 実際の塑性ヒンジ位置における軸力分布

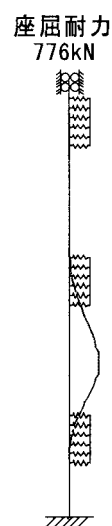


図-13 解析結果

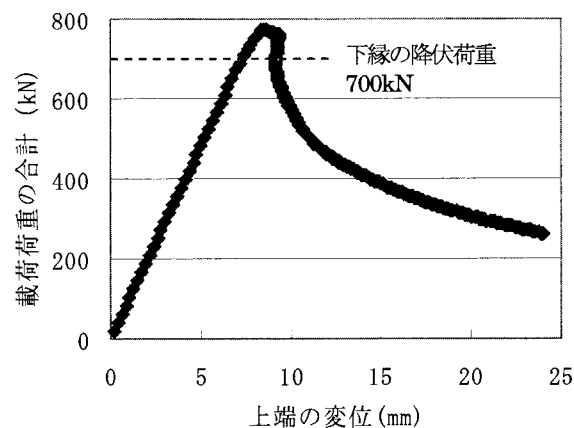


図-14 分布荷重載荷時の荷重-変位曲線

表-3 使用材料表

		基準供試体	提案供試体
コンクリート	強度 (N/mm ²)	33.5	47
	静弾性係数 (N/mm ²)	2.71×10^4	2.75×10^4
軸方向鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	(D19) 328	(D19) 342
	引張強度 (N/mm ²)	470	510
帯鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	(D10) 336	(D16) 342
	引張強度 (N/mm ²)	476	510
H 形鋼	材質		SS400

は約 1/3 である。

今回の供試体をモデル化するにあたって、基準供試体で配置していた中間帯鉄筋は一切配置せず、じん性補強効果はすべて PC 梁 (拘束梁) によってとらせることとした。一方、帯鉄筋はせん断耐力を確保する必要性から、塑性ヒンジ位置には D16 を 100mm 間隔で配置することとした。ただし、先述のように、中間拘束されていない帯鉄筋のたわみ剛性は PC 梁に比べ無視し得るほど小さいため、じん性補強にはほとんど寄与していないものと考えられる。

今回の供試体における縮尺は約 1/3 であることから、軸方向鉄筋は D19 を 50mm 間隔で配置することとした。また、じん性補

強部分はPC梁を想定したH形鋼で置き換えた供試体とした。
これはPC梁を1/3の縮尺のコンクリート製でモデル化することが困難であったためであり、載荷面に配置するH形鋼は、図-3に示すPC梁の曲げ剛性(EI、E:ヤング係数、I:断面二次モーメント)と同等となるように選定した(H125×125×6.5×9)。また、載荷側面の梁は載荷面の梁の両端を支持する役割を果たす引張部材となるため、軸方向剛性(AE、A:断面積)が同等となるようなH形鋼を選定した(H250×125×6×9)。H形鋼のフランジは、面外方向に局所的な変形を起こさないように、鋼製リブを240mm間隔で配置した。

H鋼梁の配置は、非線形有限変位解析結果と供試体の縮尺の1/3を考慮し、基部から第1段目を $500 \times 1/3 \approx 150\text{mm}$ 、その後、 $1000 \times 1/3 \approx 300\text{mm}$ の間隔で配置することとした。

4.2 載荷方法

本実験では、供試体を横方向に設置し、フーチング部を反力壁に固定した(写真-1)。この際、柱自重および上部工の反力相当の軸方向力を載荷するため、柱頭部に鉛直支持点を設け、水平加力への影響が少ないローラー支持とした。柱軸力は軸心力度で $0.98(\text{N}/\text{mm}^2)$ に相当する 1412kN を油圧ジャッキで加力した。水平載荷には 1250kN 加振機(最大荷重 $\pm 1250\text{kN}$ 、最大変位 $\pm 50\text{mm}$ 、最大速度 $\pm 100\text{cm}/\text{sec}$)を使用し、降伏変位(δy_0)の整数倍毎に正負交番載荷した。各載荷ステップにおける繰り返し回数は3回とした。なお、降伏変位は載荷面軸方向鉄筋が降伏ひずみに至ったときの水平変位である。実験は水平力が最大耐力

表-4 供試体の諸元と計算上の耐力

		基準供試体 (土研M4)	提案供試体
断面	形状	正方形	正方形
	幅×高さ (mm)	1200×1200	1200×1200
	載荷高さ (mm)	4800	4800
	せん断支間比	4	4
軸方向鉄筋	径	D19	D19
	段数	1	1
	間隔	50	50
	かぶり (mm)	50	50
	鉄筋比 (%)	1.75	1.75
横拘束筋	径	D10	PC梁
	間隔 (mm)	75	—
	体積比 (%)	1.00	—
計算値	ひび割れ荷重 (kN)	194	277
	ひび割れ変位 (mm)	1.3	3.7
	初降伏荷重 (kN)	846	884
	初降伏変位 (mm)	15.0	17.0
	降伏耐力 (kN)	1060	1190
	降伏変位 (mm)	18.8	22.2
	終局変位 (mm)	113.5	105.9
	せん断耐力 (kN)	2011	1464

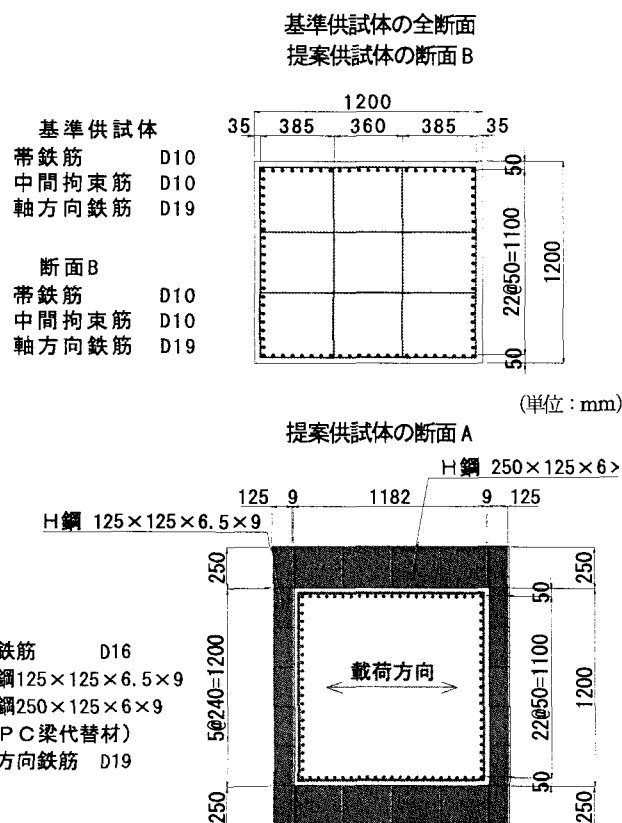


図-15 供試体断面図

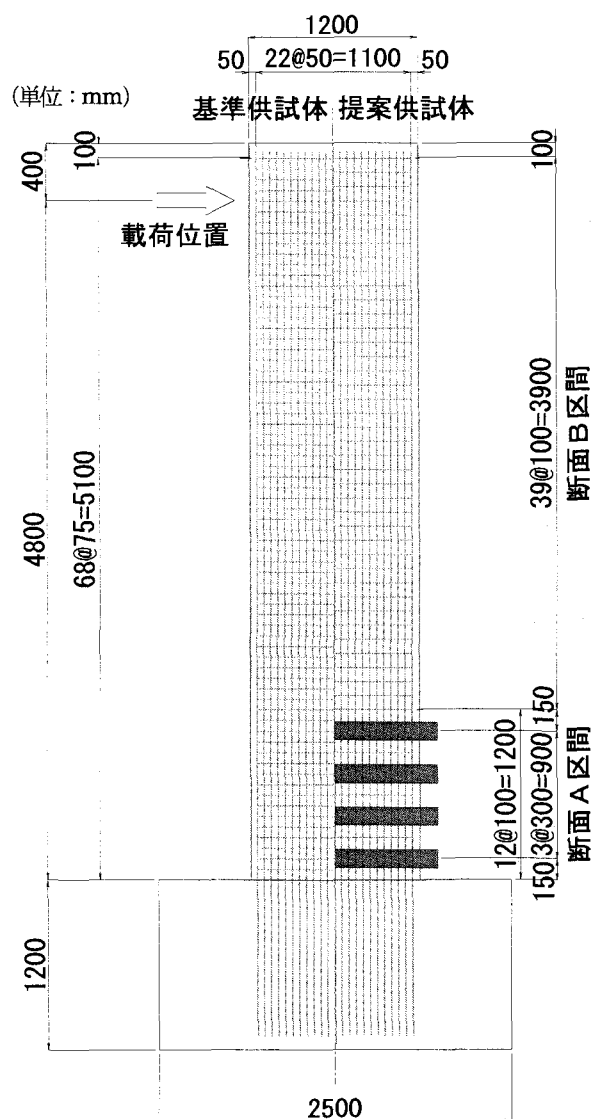


図-16 供試体側面図

より低下し、軸方向鉄筋の破断などの損傷が生じるまで行った。

4.3 損傷の進展

(1) 基準供試体の損傷

文献5)によると、基準供試体の損傷の進展は以下のようであった。

弾性載荷の結果より、降伏変位 $\delta y_0 = 22\text{mm}$ とした。

- ④ $4\delta y_0$ までは、水平ひび割れの進展が続いた。
- ⑤ $5\delta y_0$ において、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈が確認された。水平力はこのときから低下し始めた。
- ⑥ $6\delta y_0$ において、内部コンクリートの損傷が進むと共に、中間帯鉄筋で拘束している部分の帯鉄筋が破断する箇所が生じた。
- ⑦ $7\delta y_0$ において、軸方向鉄筋が1本破断した。
- ⑧ $8\delta y_0$ において、5本の軸方向鉄筋が破断して、実験を終了した。

(2) 提案供試体の損傷

本実験では計算によって求めた降伏耐力を参考に、軸方向鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位を降伏変位 δy_0 とした。本供試体の降伏変位は 21mm であり、基準供試体の値 (22mm) とほぼ同等の値であった。その後の損傷の進展は以下に示すとおりである。

- ① $5\delta y_0$ までは、水平ひび割れの進展が続いた。
- ② $5\delta y_0$ において、基部から1段目と2段目の水平梁がはらみ出し始めた。その変形は曲げ変形だけでなく、1段目と2段目の間のコンクリートがはらみ出すことによるねじれ変形もともなっている。ただし、そのひずみは降伏ひずみまでは達していなかった (写真-2)。
- ③ $6\delta y_0$ において、基部から1段目梁と2段目梁の中間部 (基部から 40cm) 付近からかぶりコンクリートの剥落が始まった。そのとき、1段目および2段目の水平梁に曲げ変形とねじれ変形が生じ、梁の支間中央部で最大ひずみが降伏ひずみに達した。
- ④ $7\delta y_0$ において、水平梁の1段目と2段目の間で軸方向鉄筋の座屈が観察された。それとほぼ同時に内部コンクリートの損傷も進展していた。
- ⑤ $7\delta y_0$ の3回目で軸方向鉄筋1本が破断した。
- ⑥ $8\delta y_0$ の載荷で載荷方向の軸方向鉄筋の半数以上が破断した (写真-3)。この状態で耐力の明確な低下が生じ、実験を終了した。

(3) 損傷の比較

基準供試体と提案供試体とを比較すると、まず、かぶりコンクリートが剥落し始めたのは、基準供試体で $5\delta y_0$ 、提案供試体では $6\delta y_0$ と、提案供試体の方が若干遅かった。これは、提案供試体の軸方向鉄筋の座屈長が小さいため、 $5\delta y_0$ までははらみ出し量が小さいことに起因するものと考えられる。

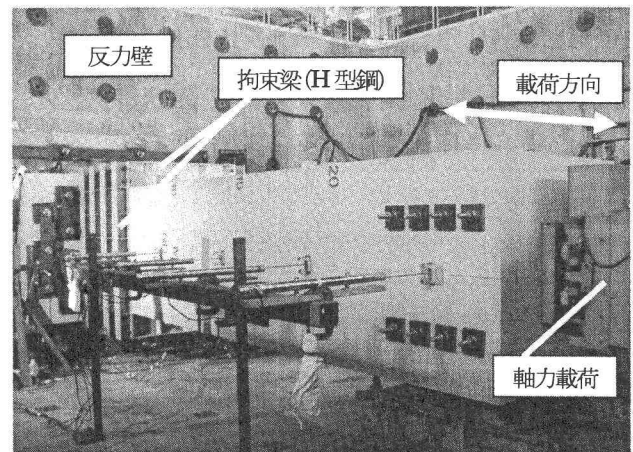


写真-1 載荷状況

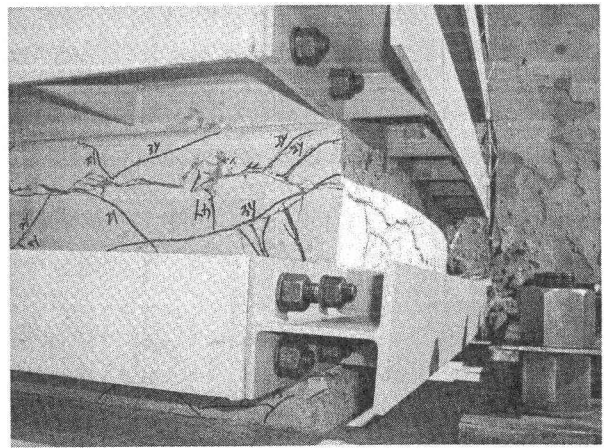


写真-2 $5\delta y_0$ での橋脚基部の損傷状況

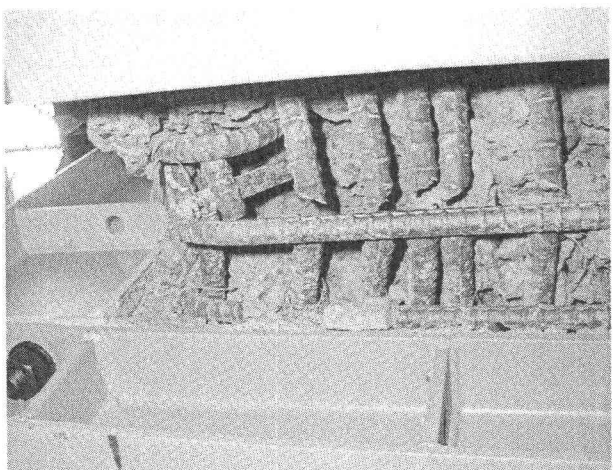


写真-3 $8\delta y_0$ での橋脚基部での鉄筋破断

また、軸方向鉄筋の破断は、基準供試体、提案供試体とも $7\delta y_0$ と同様であった (表-5)。以上の結果より、今回の補強を行うことにより、道示Vに即したRC橋脚と同程度の破壊進展挙動を得ることが可能であるといえる。

また、提案供試体の $8\delta y_0$ において、基準供試体より多くの軸方向鉄筋が破断したが、これは、今回の供試体の方がより拘束効果が大きいため、軸方向鉄筋の座屈長が短くなり、より曲率が

小さくなったために鉄筋の最外縁のひずみが大きくなり、座屈後の破断が多くなったものと考えられる。ただし、破断したのは8 $\delta y0$ であり、道示Vにおける必要変形性能以降の破断であるため、実用上は問題ないものと考えられる。

4.4 座屈解析と実験結果の比較

提案供試体の軸方向鉄筋の座屈に着目すると、軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを大きく越した7 $\delta y0$ で初めて確認されており、非線形座屈解析で得られた軸方向鉄筋が降伏後に座屈するという結果と同様の結果となっている。一方、図-14の座屈解析結果によれば、圧縮降伏後、比較的すぐに座屈するような結果となっており、実験結果とは異なっている。この差は、実験供試体にはかぶりコンクリートが存在するためであると考えられ、実験ではかぶりコンクリートの拘束効果により、座屈が遅れているものと考えられる。

以上のことより、図-12の様なモデル化をした非線形有限変形解析を行うことにより、安全側の評価である程度軸方向鉄筋の座屈挙動が評価可能であると考えられる。

4.5 履歴特性と耐力および変形性能

図-17に載荷点位置での水平力と水平変位の関係を示す。このループを見ると、5 $\delta y0$ までは過去の履歴における最大変位点を指向した安定したループを描いているのがわかる。その後、6 $\delta y0$ において、2サイクル目以降のループが前サイクルのループからずれ始め、最大荷重が低下する傾向が認められた。6 $\delta y0$ の損傷観察ではかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋のはらみ出しが始まっていることが確認されており、履歴曲線の荷重低下は、これらの損傷が原因と考えられる。7 $\delta y0$ では、さらに履歴曲線のずれが大きくなっており、水平梁の降伏および軸方向鉄筋の座屈が原因と考えられる。また、最後の8 $\delta y0$ では、軸方向鉄筋が数多く破断したため、著しい荷重低下を示すループとなっている。

図-18に基準供試体と応答履歴の包絡線を比較して表示すると最大耐力およびその後の変形履歴もほぼ同等の値を示していることがわかる。すなわち、今回のじん性補強は道示Vに則って行われている帯鉄筋と中間帯鉄筋によるじん性補強と同等の耐力および変形性能を確保していることが確認できる。

4.6 エネルギー吸収性能

各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーを各履歴ループにて囲まれた面積として算出した。各載荷サイクルの第1サイクルから算出した吸収エネルギーを基準供試体と比較して示したものが図-19である。今回の供試体は6 $\delta y0$ まではほぼ線形的に増加し、7 $\delta y0$ では多少その増加量が鈍くなり、軸方向鉄筋が破断した8 $\delta y0$ では吸収エネルギーが低下している。一方、基準供試体は5 $\delta y0$ までは線形的に増加し、その後、吸収エネルギーが低下し、8 $\delta y0$ で実験を終了している。

両者を比較すると、5 $\delta y0$ まではほぼ同一の値で線形的に増加しているものの、6 $\delta y0$ 以降では、今回の供試体が大きな値を示

表-5 損傷進展状況の比較

損傷状況	基準供試体	提案供試体
かぶりコンクリートの剥落	5 $\delta y0$	6 $\delta y0$
耐力力の低下	5 $\delta y0$	6 $\delta y0$
帯鉄筋の破断	6 $\delta y0$	—
拘束梁の降伏	—	6 $\delta y0$
軸方向鉄筋の破断	7 $\delta y0$	7 $\delta y0$
実験終了	8 $\delta y0$	8 $\delta y0$

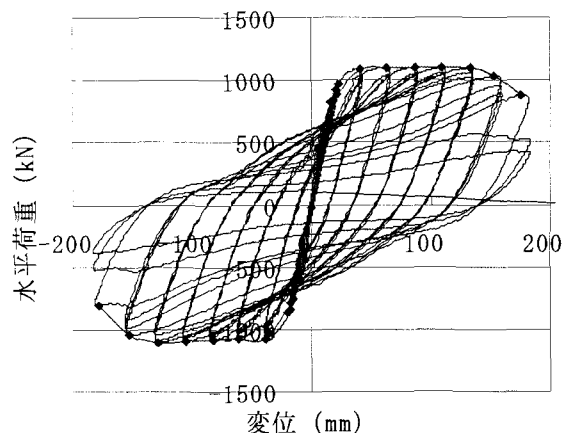


図-17 提案供試体の履歴曲線

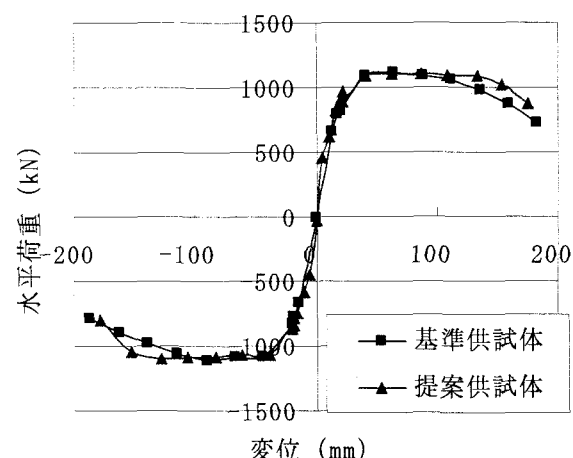


図-18 履歴曲線の包絡線

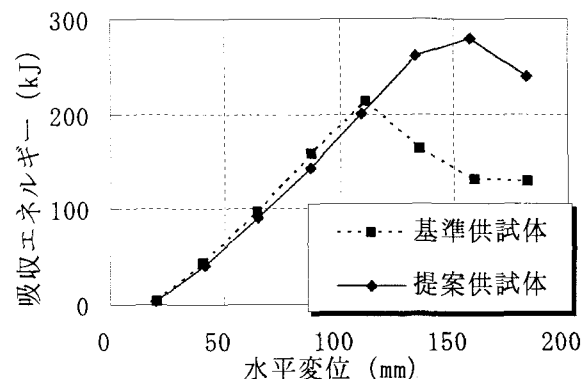


図-19 吸収エネルギーの比較

している。これは、基準供試体は $5\delta y0$ から軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落が確認され、随時進行するとともに内部コンクリートの損傷が進展していたことに対して、今回の供試体では $5\delta y0$ ではかぶりコンクリートのはらみ出しにとどまり、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が確認できたのは $6\delta y0$ 以降であることに起因すると考えられる。すなわち、水平梁は軸方向鉄筋の座屈抑制に効果があり、基準供試体に配置された帯鉄筋および中間拘束筋と同等以上の効果を有しているといえる。

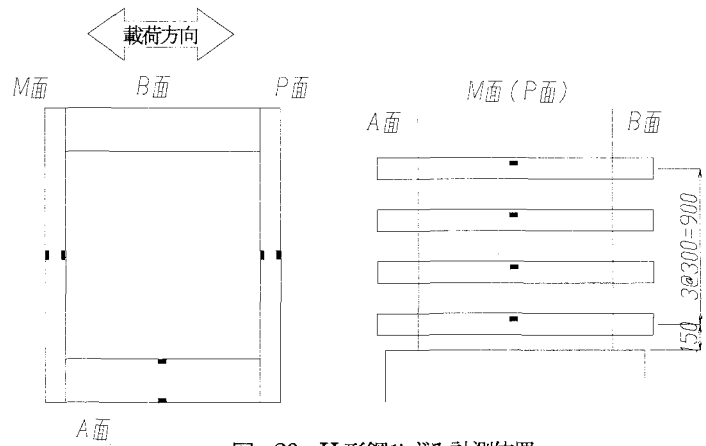


図-20 H形鋼ひずみ計測位置

4.7 水平梁のひずみ

水平梁のひずみ計測位置は図-20に示すように、荷重面の両側とし、各H形鋼の外側および内側のひずみを計測した。各ステップの計測結果を図-21,22に示す。荷重サイクルにともなって梁のひずみは大きくなっており、 $6\delta y0$ で梁の引張縁は降伏ひずみに達している。 $7\delta y0$ では圧縮縁も降伏しており、軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束する梁能力が最大に達したといえる。降伏した水平梁はM面とP面で異なり、M面は1段目水平梁であり、P面は2段目水平梁である。軸方向鉄筋の座屈は1段目と2段目の間で生じており、両水平梁に最も大きなはらみだし力が作用していたことはひずみ値で確認できる。両水平梁のどちらか一方が降伏すると変形は降伏した梁に集中し、他方は降伏ひずみに達することなく終局に至ったと推察される。

水平梁のひずみは降伏ひずみに達していることから、水平梁に作用している曲げモーメントは梁の曲げ降伏耐力の $31.5\text{kN}\cdot\text{m}$ であるといえる。また、作用曲げモーメントから軸方向鉄筋1本のはらみ力を算出すると 9.1kN となる。

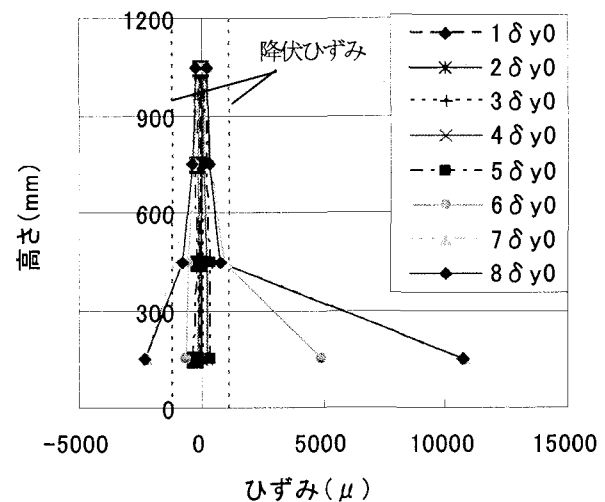


図-21 H形鋼ひずみ (M面)

5. 実橋への適用性

今回の実験では、基準供試体に比べ、終局耐力、変形性能、および吸収エネルギーなどの面において同等以上の性能を示したことから、実橋においても今回のH形鋼と同等の曲げ剛性および曲げ耐力を有する梁を設置することにより、適切なじん性補強が可能であると考えられる。

今回の供試体の縮尺率は、実橋の軸方向鉄筋径をD51として2.68分の1である。実橋でのPC梁は実験で使用したH形鋼と同等の曲げ剛性と曲げ降伏耐力を有する必要がある。実験供試体のH形鋼は、 $300\times 500\text{mm}$ コンクリート梁をモデル化しており、実橋においても同等の曲げ剛性を有するPC梁を用いることで所定の効果が得られると考えられる。PC梁の曲げ降伏耐力には、H鋼の曲げ耐力 ($31.5\text{kN}\cdot\text{m}$) の2.68倍にあたる $606 (\text{kN}\cdot\text{m})$ の曲げ降伏耐力が必要になる。ただし、この曲げ破壊耐力を持つ梁は、図-23に示すように高さ500mm、幅250~400mmの断面を有するPC梁に、1S28.6PC鋼より線を2本設置することによって実現できるため、十分実用化が可能であると考えられる。

次に、実橋でのPC梁の設置方法であるが、前述のPC梁を独立して設置、保持することは通常よりも強固な型枠あるいは支保工が必要になる。施工の合理化を考える上ではこの部分にも工夫

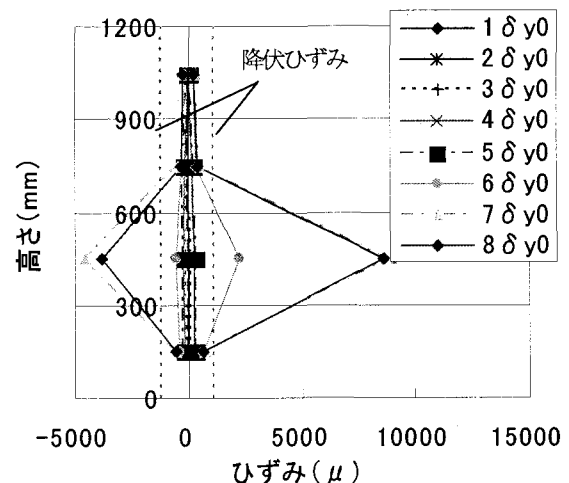


図-22 H形鋼ひずみ (P面)

が必要となる。その一つの案として、橋脚表面に埋設型枠を用いて行う施工法との組み合わせ⁶⁾、その埋設型枠と今回のPC梁を一体化したプレキャスト部材を用いることにより、施工の合理化も可能となると考えられる (図-24)。これらの点については、今後、さらなる検討が必要と思われる。

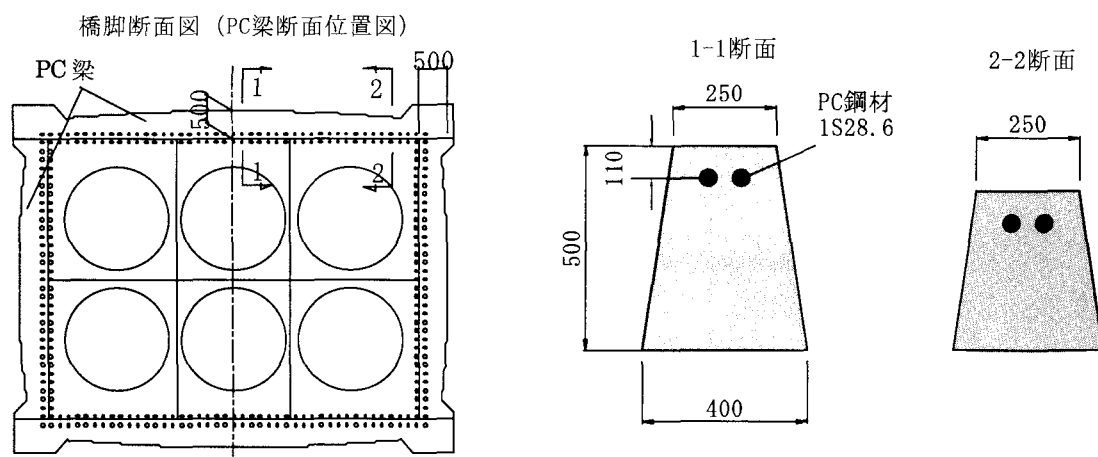


図-23 実橋でのPC梁の必要断面および補強量

6. まとめ

以上、今回の検討結果をまとめると、以下のようになる。

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ部に適切な剛性をもつPC梁を軸直角方向に設置することによって、軸方向鉄筋の座屈を抑制することが可能である。
- 2) 橋脚断面が7.0×5.5m程度の橋脚ならば、そのPC梁は断面300×500mm程度、梁の中間連結1カ所、高さ方向の配置間隔1000mm程度で十分な座屈抑制効果が得られる。
- 3) 上記の補強を行うことによって、従来の中間帯鉄筋を省略することが可能である。
- 4) 軸方向鉄筋の座屈挙動は、実橋での挙動を適切に評価したモデル化を行うことにより、非線形有限変形解析を用いて評価が可能である。
- 5) 本工法は埋設型枠を用いた鉄筋コンクリート橋脚の施工方法などと組み合わせることにより、さらに施工の合理化が図れる可能性がある。

今後は以上の結果をふまえ、実橋への展開について詳細な検討を行っていくことが必要と考えられる。

<謝辞>

今回の研究は、独立行政法人土木研究所、(財)土木研究センターおよび民間5社で行っている「鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究」の一環として行われたものである。また、正負交番載荷実験は、独立行政法人土木研究所の部材耐震強度実験施設において行った。本研究に際し、貴重なご指導、ご意見を賜った土木研究所耐震研究グループ運上上席研究員をはじめとする関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成14年3月
- 2) Bayrak O. and Sheikh S. : Plastic Hinge Analysis, Journal of Structural Engineering, Vol.127, No.9, 2001

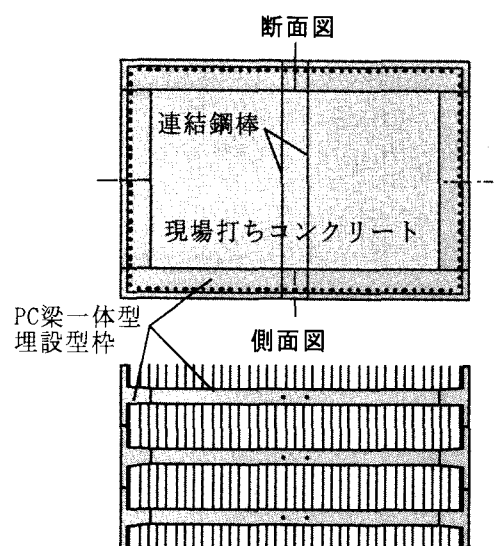


図-24 埋設型枠と一体化したPC梁の配置案

- 3) 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, 2000.6
- 4) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集 N.682/I-56, 177-194, 2001.7
- 5) 建設省土木研究所 耐震技術センター耐震研究室：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究（その1）大型模型による塑性変形性能の検討、土木研究所資料第3739号、平成12年8月
- 6) 大江眞平、濱本敬治、可部正治、奥村一彦：プレキャスト型枠工法による高橋脚の急速施工、コンクリート工学、Vol.40, No.6, 2002.6

(2003年9月12日受付)