

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

浅津直樹¹・運上茂樹²・星隈順一³・近藤益央⁴

¹正会員 工修 復建調査設計(株) 交通技術部構造技術1課 (〒732-0052 広島市東区光町二丁目10-11)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 主任研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

⁴正会員 建設省土木研究所 耐震研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

塑性ヒンジ領域を仮定してこの領域の変形性能を基本にしてRC橋脚の終局水平変位を評価するためには、塑性ヒンジ長を合理的に設定することが必要である。しかしながら、塑性ヒンジ長は、断面高さ及びせん断支間比の他、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔等によって変化することが指摘されており、特に軸方向鉄筋が降伏した後の挙動については十分解明されていないのが現状である。そこで本研究では、有限変位FEM解析によって軸方向鉄筋の座屈長を算定し、既往のRC橋脚に対する正負交番載荷実験との比較を通じて、橋脚基部に発生する軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係を明らかにした。さらに、座屈解析結果を踏まえて、材料非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈長を簡易的に算定する方法を提案し、これを基に合理的な塑性ヒンジ長の算定式の提案を行った。

Key Words : reinforced concrete pier, plastic hinge length, longitudinal reinforcement, buckling length, ductility characteristics

1. はじめに

我が国における鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価法に関する研究では、終局変位を降伏変位で除して定義されるじん性率に着目し、そのじん性率を構造条件に応じて直接簡便に算出することができる評価式を主として実験結果の統計的な分析に基づいて提案するというアプローチが多い¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。その一方で、ニュージーランドや米国では、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1960年代から広く用いられてきた⁵⁾。我が国でも、このような考え方に基づく塑性変形性能の評価法の適用性について1970年代後半から太田が実験的研究を行っており⁶⁾、1980年にはその考え方が道路橋における耐震設計の実務の一部に取り入れられ、1990年には本格的に実用化され始めた。また、最近では諸外国の方法を参考として、終局曲率を評価する際に帯鉄筋による拘束効果を考慮する点や、従来の曲率分布を見直して塑性ヒンジ長の概念を導入するなどのより合理的な方法が検討され⁷⁾⁸⁾、その結果が現在の道路橋の耐震設計実務に反映されている¹⁰⁾。こうした手法は、単柱式橋脚に適用が限

定される従来のじん性評価式に基づく手法と異なり、ラーメン橋脚のような不静定構造等にも広く適用でき、解析モデルの考え方として汎用性が高いため、今日では様々な構造物の耐震解析にも取り入れられているところである。

ここで、断面に生じる曲率を高さ方向に積分して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-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

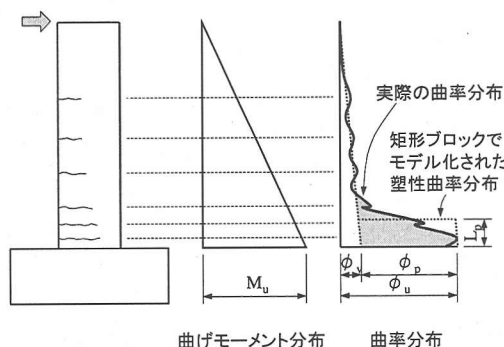


図-1 鉄筋コンクリート橋脚終局時の曲率分布

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は塑性曲率が生じないということを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^{9),12),13)}。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対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。

そこで、本研究では、平成 8 年の道路橋示方書 V 耐震設計編¹¹⁾（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⁹⁾を用いて求められる曲げモーメント-曲率関係¹⁰⁾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着目した。一般に、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚では、正負交番の繰返し変形を受けると、軸方向鉄筋の座屈が発生した後内部コンクリートにまで損傷が進展して終局状態に至る場合が多いが、このときに観察される軸方向鉄筋の座屈長が橋脚基部でかぶりコンクリートが剥離する損傷領域を決定する傾向にあり、さらに最近の研究によれば、橋脚基部において実際に損傷が生じる領域の長さは、実験結果から得られた終局変位に基づいて逆算される塑性ヒンジ長に近似する傾向にあることも報告されている^{10),14)}。したがって、軸方向鉄筋の座屈長を推定する手法を構築し、これを塑性ヒンジ長の算定式に反映させることが可能になれば、塑性ヒンジ長を用いて推定される鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位はより精度の高いものになると考えられる。

しかしながら、軸方向鉄筋の座屈は、引張時の塑性

化の影響を受ける非線形座屈問題となるため、座屈長の算定は容易ではなく、解析手法として一般化された手法もない。このため、材料非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈長を簡易な算定式で表現するような試みも、ほとんど行われていない。さらに、軸方向鉄筋の座屈長が塑性ヒンジ長に及ぼす影響についても十分明らかにされていないのが現状である。

このような背景から、本研究ではまず、正負交番繰返し変形を受ける鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋に座屈が生じるメカニズムを踏まえ、その挙動を考慮することができる座屈解析モデルを考案するとともに、有限変位 FEM による座屈解析を実施した。そして、実験結果との比較を通じて本解析手法の妥当性を検証するとともに、実験結果から算定された塑性ヒンジ長を用いて、塑性ヒンジ長と軸方向鉄筋の座屈長の相関関係について検討した。さらに、座屈解析結果に基づいて、材料非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈長を簡易に推定する方法を提案し、これを基に合理的な塑性ヒンジ長の算定式の提案を行った。

2. 座屈解析におけるモデル化と解析手法

(1) 軸方向鉄筋の座屈メカニズムの仮定

鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の座屈メカニズムを考察する際には、まず座屈に対する拘束について整理しておく必要がある。この拘束の一つが軸方向鉄筋周囲に配置された帯鉄筋によって与えられ、座屈の発生がある段階の変位まで抑制されることは周知の通りである。もう一つは軸方向鉄筋周囲に存在するかぶりコンクリートの拘束であり、これが座屈に及ぼす影響についても無視するわけにはいかない。ただし、かぶりコンクリートは軸方向鉄筋の座屈前後に剥離して拘束力が低下するため、座屈解析を行う際には座屈とかぶりコンクリートの剥離の因果関係を明らかにして、それを解析モデルに反映させることが重要である。

軸方向鉄筋の座屈とかぶりコンクリートの剥離あるいは破壊との因果関係については、①軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押しながら座屈するため、その結果としてかぶりコンクリートが剥離する、②かぶりコンクリートを含めた軸方向鉄筋周辺のコンクリートの圧壊が先行し、その結果として座屈が生じるという 2 つのメカニズムが想定される。このような座屈及び破壊のメカニズムは、前述のように塑性変形の影響も考慮した軸方向鉄筋の座屈特性と帯鉄筋及びかぶりコンクリートを含めた軸方向鉄筋周辺のコンクリートの拘束効果の大小関係により支配されるものと推定される。武村らが行った載荷方法を変化させた模型実験の結果¹⁵⁾や既往の正負交番

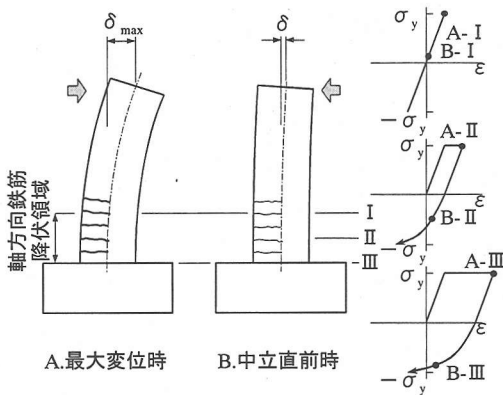


図-2 軸方向鉄筋の降伏領域と応力・ひずみ状態

載荷実験^{10,16,17}及び振動台実験¹⁸における損傷過程より判断すると、①のメカニズムは塑性域に至る正負交番荷重を受ける場合、②のメカニズムは一方の単調な荷重しか載荷しない場合や、塑性域に至る正負交番荷重を受ける場合でも断面に比較して軸方向鉄筋径が極端に細い場合でひびわれや塑性化が生じる断面範囲が狭い場合などに生じる傾向があると考えられる。本研究では正負交番の地震荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚を対象とすることから、①のメカニズムを前提として座屈モデルを考案することとし、以下に正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋が座屈するまでの過程について考察を行う。

図-2は橋脚の正負交番載荷において軸方向鉄筋が降伏して塑性化する領域とその部分の応力-ひずみ関係を模式的に示したものである。正負交番載荷時には軸方向鉄筋が引張側で塑性化すると、圧縮側ではハウシंगाー効果¹⁹が現れて図に示すように応力-ひずみ関係が非線形となる。橋脚上部に水平変位を与えていくと、引張側の最外縁軸方向鉄筋が橋脚下端で降伏する初降伏時を越えても、側方に配置された軸方向鉄筋や鉄筋のひずみ硬化の影響を受けてさらに曲げモーメントが増加する。このため、最外縁の軸方向鉄筋が塑性化する範囲は図に示すように橋脚基部である高さをもって存在することになる。

水平変位がある載荷段階の最大点Aに達した後、逆方向に載荷して中立直前のBの段階まで変位を戻していくと、軸方向鉄筋のひずみはゼロに近づいていく。しかしながら、軸方向鉄筋が塑性化している範囲では図-2に示すような残留圧縮応力が生じることになる。この応力の分布は橋脚下端で最大、塑性化領域上端でゼロとなり、橋脚基部付近では降伏応力に近いレベルまで達する。

ここで、着目している軸方向鉄筋に対するかぶりコンクリートの拘束力について考えると、かぶりコンクリートに対して曲げ圧縮応力が作用する直前のBの段階

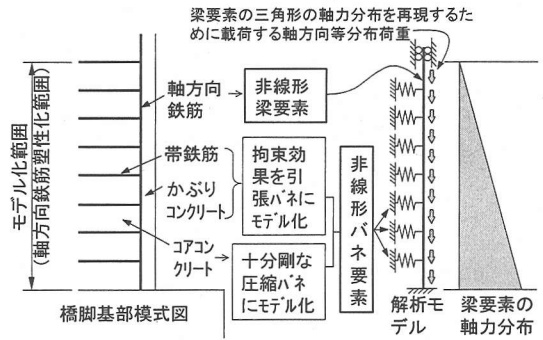


図-3 FEMによる座屈解析モデル

では、Aの段階で既に生じた水平曲げひびわれによって軸方向鉄筋の座屈を抑える方向に対するかぶりコンクリートの剛性が初期状態のコンクリートよりも小さくなる。そして載荷が圧縮側に転じると、かぶりコンクリートに生じた曲げひびわれがより密着するため、みかけ上、軸方向鉄筋の座屈を抑える方向に対する剛性が高まるようになる。したがって、Bの段階において先に述べた残留圧縮応力が作用する場合、曲げひびわれの発生に伴ってかぶりコンクリートの拘束力がある限界点以下にまで低下すると、軸方向鉄筋の座屈が発生すると考えられる。載荷が圧縮側に転じる前に軸方向鉄筋の座屈が発生する現象は、既往の研究でも報告されている²⁰。

(2) 座屈解析モデル

座屈解析においては上述の考察を踏まえ、軸方向鉄筋が降伏して塑性化する領域のみをモデル化の対象とした。すなわち、軸方向鉄筋が塑性化する範囲を式(1)によって算出し、これを図-3に示すように帯鉄筋間隔に配置したバネ要素で支持される一本の梁要素としてモデル化した。

$$L_{sp} = (1 - M_{yo}/M_{max})h \quad (1)$$

ここに、 L_{sp} ：最外縁に配置された軸方向鉄筋が塑性化する領域の長さ(mm)

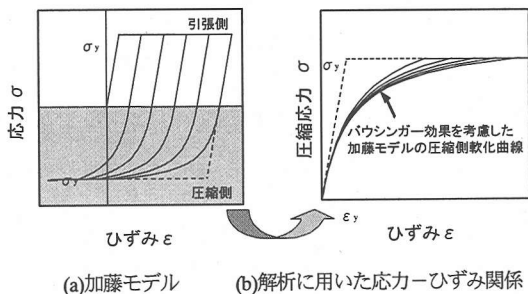
M_{yo} ：最外縁に配置された軸方向鉄筋が降伏するときの曲げモーメント (kN・m)

M_{max} ：最大曲げモーメント (kN・m)

h ：橋脚基部から載荷点まで高さ (mm)

また、梁要素の材端条件としては、その下端は完全固定、上端は軸方向変位をフリーとし、それ以外は固定とした。

バネ要素のバネ定数は、引張側については後述するような方法で一段の帯鉄筋をモデル化して算定するものとした。また、圧縮側については前述した①のメカニズムにより、コアコンクリートは軸方向鉄筋の座屈発生時でも健全であることが想定されるため、コアコンクリー



(a)加藤モデル (b)解析に用いた応力-ひずみ関係
図-4 加藤モデルにおける鉄筋の応力-ひずみ関係

ト壁面を十分剛なバネ（引張側のバネ定数の100倍）でモデル化し、軸方向鉄筋が波打つようなモードとしないようにした。なお、かぶりコンクリートについてはここでは考慮していないが、これについては3章で述べることにする。

モデル化範囲における軸方向鉄筋の座屈直前の圧縮応力分布としては、図-2で示したBの段階における状態を考慮すると、塑性化領域の上端でゼロ、下端で最大となるような分布が想定される。そこで、ここでは最も単純な三角形分布を仮定し、このような分布を再現するために、梁要素に等分布の軸方向圧縮荷重を載荷するものとした。なお、本解析では座屈長を解析的に算出することを目的としているため、座屈発生直前の応力分布を想定して荷重のモデル化を行っている。したがって、ここで設定した荷重のモデル化はあくまでも本研究における検討のためのものであり、座屈以後の挙動を厳密に追跡すること等目的が異なる場合には、その目的に応じた別の荷重モデルを設定する必要がある。

梁要素の材料構成則としては、図-4に示すようにバウシンガー効果に伴う非線形性の影響を考慮した加藤モデルの軟化曲線²¹⁾を圧縮時の応力-ひずみ関係として用いるものとした。この曲線を定義するためには引張時の塑性ひずみを与える必要がある。本来であれば実験において座屈が発生する段階に計測されたひずみを用いるのが望ましいが、座屈が発生するような載荷段階では、ひずみゲージの制約や断線等によってひずみが精度よく計測できなかった供試体も多いため、ここでは、最も大きなひずみが発生する橋脚基部での塑性ひずみを降伏ひずみの10倍と仮定した。これは、座屈が確認される載荷段階においてひずみの計測が可能であった供試体では、概ね降伏ひずみの10倍程度のひずみに達している場合が多かったためである¹⁶⁾。なお、塑性ひずみの分布は橋脚基部で最大、塑性化領域の上端でゼロとなることから、圧縮応力の分布と同様に三角形分布を仮定し、図-4に示すように塑性ひずみをモデル内の各部材間で段階的に変化させて与えるものとした。

解析は、汎用FEM解析コードCOSMOS/Mを用いた

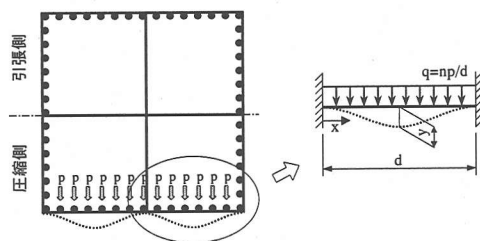


図-5 矩形断面の帯鉄筋のモデル化

有限変位解析とし、上述した荷重状態の下で収束計算法に弧長増分法を用いて、座屈現象をシミュレーションした。なお、座屈を誘起させるために、軸方向鉄筋のモデルである梁要素には全てに予め $1.0 \times 10^{-5} (1/\text{mm})$ 程度の微小な曲率を与えるものとした。

(3) バネ要素のモデル化

a) 矩形断面の場合

一般的な矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚では、軸方向鉄筋に対する座屈抵抗力は帯鉄筋の曲げ剛性によって支配的に与えられると考えられる。よって、図-5に示すように、帯鉄筋は各軸方向鉄筋のほらみだしに伴う外向きの力 $p(N)$ を等分布に受ける両端固定梁としてモデル化することができる。このとき、モデル端から $x(\text{mm})$ の位置に生じる変位 $y(\text{mm})$ は式(2)で表される。よって、 p をこの変位で除すことにより、この位置での帯鉄筋のパネ定数 $K_s(N/\text{mm})$ が式(3)のように算出される。

$$y = \frac{npd^3}{24E_oI_h} \left\{ (x/d)^2 - 2(x/d)^3 + (x/d)^4 \right\} \quad (2)$$

$$K_s = \frac{p}{y} = \frac{24E_oI_h}{nd^3 \left\{ (x/d)^2 - 2(x/d)^3 + (x/d)^4 \right\}} \quad (3)$$

ここに、 n ：帯鉄筋あるいは中間帯鉄筋（以下、両者を併せて横拘束筋と称する）で分割拘束されるコアコンクリートの1つに含まれる圧縮側の軸方向鉄筋の本数

d ：矩形断面では、横拘束筋で分割拘束されるコアコンクリートの載荷直角方向の辺長、円形断面では帯鉄筋の直径 (mm)

E_o ：帯鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

I_h ：帯鉄筋の断面2次モーメント (mm⁴)

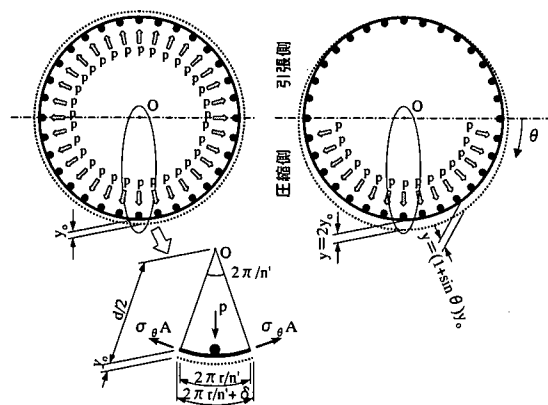
また、梁中央位置 ($x=d/2$) における変位及びバネ定数は、それぞれ式(4)、式(5)で表される。

$$y = \frac{npd^3}{384E_oI_h} \quad (4)$$

$$K_s = \frac{p}{y} = \frac{384E_oI_h}{nd^3} \quad (5)$$

表-1 実験供試体の諸元

No.	断面		載荷高さ (mm)	せん断 支間比	軸方向鉄筋					横筋					コンクリ ート強度 (N/mm ²)	軸力 (N/mm ²)	最大 座屈長 (mm)	
	形状	幅×高さ (mm)			径	段数	間隔 (mm)	かぶり (mm)	鉄筋比 (%)	降伏点 (N/mm ²)	径	間隔 (mm)	体積比 (%)	降伏点 (N/mm ²)				有効長 (mm)
1	正方形	600×600	3010	5.02	D10	1	43	40	0.95	365	D6	75	0.32	399	536	30.1	1.00	300
2	正方形	600×600	3010	5.02	D13	1	74	40	0.99	370	D6	75	0.32	340	539	37.2	1.00	450
3	正方形	600×600	3010	5.02	D13	1	74	40	0.99	370	D6	150	0.16	340	539	37.2	1.00	300
4	正方形	600×600	3010	3.00	D13	1	74	40	0.99	373	D6	150	0.16	362	536	37.4	1.00	300
5	正方形	1200×1200	4800	4.00	D13	1	50	50	0.77	374	D6	120	0.09	323	1119	38.1	1.00	480
6	正方形	1200×1200	4800	4.00	D13	1	50	50	0.77	374	D10	75	1.01	336	373-377	37.4	1.00	300
7	正方形	1200×1200	4800	4.00	D16	1	50	50	1.21	375	D10	75	1.01	336	376-374	39.5	1.00	375
8	正方形	1200×1200	4800	4.00	D19	1	50	50	1.75	328	D10	75	1.00	336	379-371	33.5	1.00	525
9	正方形	2400×2400	9600	4.00	D35	1	122	100	1.20	424	D19	300	0.17	344	2254	33.5	0.00	1200
10	正方形	2400×2400	9600	4.00	D35	1	122	100	1.20	424	D19	150	0.89	344	698-854	32.6	0.00	600
11	正方形	600×600	2400	4.00	D10	1	36	30	1.19	400	D6	45	1.01	389	278	39.0	0.00	270
12	長方形	700×513	2955	5.76	D10	1.5	32	30	1.67	560	D6	38	1.49	370	216-224	39.2	1.23	228
13	長方形	700×513	2955	5.76	D10	1	50	30	0.80	560	D6	38	1.33	370	203-250	37.8	1.23	152
14	長方形	700×513	2955	5.76	D10	2	32	30	2.46	560	D6	38	1.49	370	216-224	41.0	1.20	228
15	長方形	900×600	3010	5.02	D10	1	41	40	0.95	397	D6	75	0.62	361	283-270	38.8	1.00	300
16	円形	600	3010	5.02	D10	1	41	40	1.01	397	D6	75	0.32	361	536	31.8	1.00	75
17	円形	600	3010	5.02	D13	1	74	40	0.99	361	D6	75	0.32	361	539	37.0	1.00	75
18	インテロッキング	1000×600	3010	5.02	D10	1	41	40	1.03	397	D6	75	0.37	361	46.8	37.4	1.00	75
19	円形	1524	9144	6.00	44.5	1	169	89	2.00	475	15.9	88.9	0.63	493	1422	35.9	2.44	356



(a)軸圧縮状態 (b)曲げ圧縮状態
図-6 円形断面の帯鉄筋のモデル化

b) 円形断面の場合

円形断面において、帯鉄筋が軸方向鉄筋のはらみだしに伴う外向きの力 p を一様に受ける場合には、帯鉄筋の曲げ変形は抑制され、帯鉄筋の軸方向の剛性によって非常に強い座屈抵抗力が与えられると考えられる。いま、図-6(a)に示すように軸方向鉄筋一本あたりの力のつり合いを考えることにより、変位 y_0 (mm)が式(6)で与えられる。

$$y_0 = \frac{pd}{4E_o A_h \sin(\pi/n')} \quad (6)$$

ここに、 A_h : 帯鉄筋の断面積 (mm²)

n' : 断面内の全軸方向鉄筋本数

式(6)で表される変位は、帯鉄筋が軸方向に伸びて同心円状に拡がるために生じるものであり、図-6(a)のような荷重状態ではどの位置でも同一の変位量となる。丸山らはこれらの関係から座屈解析に用いる円形フープ筋の剛性を算出している²⁾。しかし、曲げ圧縮を受ける実際の橋脚では図-6(b)に示すよう圧縮側のみに p

が作用するため、変位は圧縮側に集中し引張側最外縁鉄筋位置での変位はゼロとなる。この場合、 p の値は厳密には一様でないため帯鉄筋には微小な曲げ変形が加わることになるが、ここでは丸山らの剛性評価式を応用して考えるものとしてその影響を無視し、 p が断面の1/2の範囲の軸方向鉄筋位置に均等に生じるものとする。すると、残りの1/2の範囲の断面ではこの荷重と同量の反力が生じるため、帯鉄筋の伸びの合計は図-6(a)と同一となる。したがって、帯鉄筋に発生する変位は図-6(a)の状態の変位を引張側最外縁鉄筋位置での変位がゼロになるように平行移動させた状態と等価となる。したがって、断面の圆心軸からの角度を θ とするとこのときの変位は式(7)のように表され、バネ定数としては式(8)で与えられる。

$$y = (1 + \sin \theta)y_0 = \frac{pd(1 + \sin \theta)}{4E_o A_h \sin(\pi/n')} \quad (7)$$

$$K_s = \frac{p}{y_0} = \frac{4E_o A_h \sin(\pi/n')}{d(1 + \sin \theta)} \quad (8)$$

また、圧縮側最外縁鉄筋位置での変位及びバネ定数は式(9)、式(10)で表される。

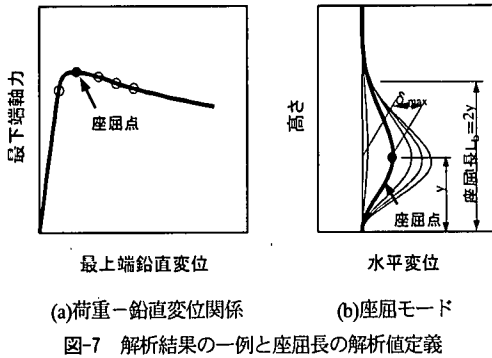
$$y = 2y_0 = \frac{pd}{2E_o A_h \sin(\pi/n')} \quad (9)$$

$$K_s = \frac{2E_o A_h \sin(\pi/n')}{d} \quad (10)$$

3. 既往実験との比較解析

(1) 座屈解析の対象とした既往の実験供試体

上述した解析手法の妥当性を検証するために、既往の正負交替荷重実験の供試体における軸方向鉄筋の座屈長との比較を行う。表-1に本研究の座屈解析で対象とし



た実験供試体の一覧を示す。これらの供試体のうち、No.1～No.18 供試体は、軸方向鉄筋径及び本数、せん断支間比、横拘束筋の配筋方法等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実施された正負交番荷重実験^{10),16),17),23),24),25)}で用いられたものである。また、No.19 供試体は、Stone らによって実施された正負交番荷重実験²⁶⁾で用いられたものであり、米国流の配筋が施された実大規模の円形断面供試体である。

実験は全て変位制御であり、降伏変位 δ_y を基準変位として正負交番に基準変位の整数倍で漸増荷重が行われている。

(2) 座屈長の解析値の定義

座屈解析を実施すると、図-7(a)のような荷重と鉛直変位の関係が得られる。ここで、荷重とは最も軸力が大きくなるモデル下端の軸力を、また、変位とは最も鉛直変位が大きくなるモデル上端の鉛直変位を考える。この荷重-変位曲線において荷重が最大に達する点が座屈点であり、このときのモデルの変形状態は図-7(b)の太線のように表される。また、同図に示した細線で描かれる変形状態は座屈点の鉛直変位を 1δ としたときの、 0.5δ 、 1.5δ 、 2δ 、 2.5δ の変位を表している。図-7(b)をみると座屈点で急激に水平変位が増加し、座屈後はこのモードをほぼ保ちながら変形が進んでいくことがわかる。

そこで、本研究では、太線で示される座屈点の変形状態より座屈長を算定するものとし、座屈長の定義としては、図-7(b)に示すように、軸方向鉄筋のはらみ出しが最大となる点から下端までの長さの2倍とすることにした。ただし、ここで定義した座屈長は座屈に伴う軸方向鉄筋のはらみだし範囲を意味するものであり、部材の変曲点間長さを表す有効座屈長の概念とは異なることに注意する必要がある。

(3) 矩形断面供試体に対する比較解析

a) 座屈長に対するかぶりコンクリートの影響

図-8 は軸方向鉄筋の最大座屈長が生じる位置におい

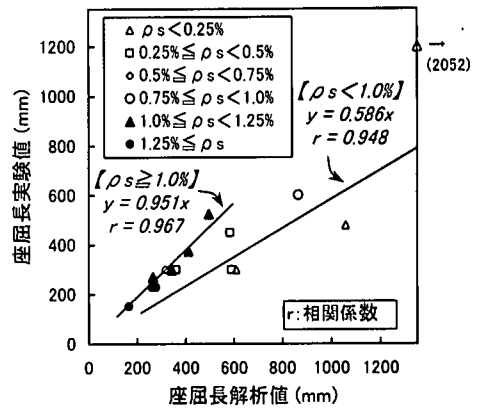


図-8 最大座屈長に対する実験値と解析値の比較 (かぶりコンクリートの影響無視)

て、実験値と解析値の比較を行ったものである。最大座屈長は、実験、解析いずれの場合も図-5 に示す横拘束筋で分割拘束されるコアコンクリートブロックにおいて、帯鉄筋のパネが最も小さくなるブロック中央で生じることになる。ただし、座屈長の実験値としては詳細な計測データがないため、各供試体の最終損傷図においてブロック中央付近で観察される最も長い座屈長を帯鉄筋間隔の倍数で判読した。この値を表-1 に併記する。また、解析におけるパネ定数は式(5)によって算出し、ブロックが複数存在する場合は各ブロックの最大座屈長の平均値とした。

図-8 では凡例に示すように横拘束筋体積比 ρ_s の値によってデータを分類して示した。これによれば、横拘束筋体積比が大きい場合には実験値と解析値が一致する傾向にあるが、小さい場合には解析値の方が実験値よりも大きくなる傾向にあることがわかる。これらのデータの範囲では、その境界は概ね1%程度であると読みとることができるため、ここでは、横拘束筋体積比が1%未満の場合と1%以上の場合のグループに分け、それぞれ原点を通る直線で回帰分析した結果とこのときの相関係数を図中に併記した。

このように横拘束筋体積比によって実験値と解析値の一致度が異なる理由は、解析において座屈に対するかぶりコンクリートの拘束力を無視しているためと考えられる。すなわち、帯鉄筋の拘束力がかぶりコンクリートの拘束力に対して相対的に大きい場合には、そのかぶりコンクリートの影響は無視し得るが、逆に帯鉄筋の拘束力が相対的に小さくなると、その影響が無視できなくなっているものと考えられる^{20),27)}。したがって、解析値の精度を高めるためには、かぶりコンクリートの拘束効果を解析に取り入れる必要がある。

軸方向鉄筋に対するかぶりコンクリートの影響を定

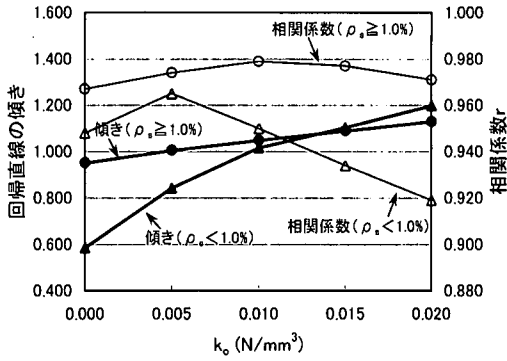


図-9 k_o の値と回帰直線の傾き及び相関係数

量的に評価した研究としては島らの研究²⁹⁾があり、かぶりコンクリートの「抵抗力」が実験式より提案されている。そこで、本研究では「抵抗力」と「バネ」が工学的に相関を持つ場合が多いことを考慮し、かぶりコンクリートの影響を「バネ」として島らの実験式に準拠した形の式(11)あるいは式(12)で与えるものとした。

$$k_c = k_o \cdot \phi \cdot c_1 \cdot c_2 = k_o \cdot c_o \quad (11)$$

$$K_c = k_o \cdot c_o \cdot s \quad (12)$$

ここに、 k_c ：かぶりコンクリートによる軸方向鉄筋1本当たり単位長さ当りのバネ定数 (N/mm²)

k_o ：かぶりコンクリートによる単位面積当りのバネ定数の基準値で、本研究では「かぶりコンクリートのバネ算出係数」と称する。(N/mm³)

ϕ ：軸方向鉄筋径 (mm)

c_1 ：かぶり厚さによる係数で、 $c_1 = c_o / \phi$ 、 c_o は軸方向鉄筋の純かぶり (mm)

c_2 ：鉄筋間隔による係数であるが、表-1 に示す実験供試体や実橋脚の断面条件では一般的にその影響が小さいと判断し²⁹⁾、本研究では1.0とした。

K_c ：かぶりコンクリートによる帯鉄筋1段当りのバネ定数 (N/mm)

s ：帯鉄筋間隔(mm)

式(11)、式(12)における k_o の値は、本来であれば実験等によって算定するのが望ましいが、この値は健全なかぶりコンクリートに対して算定するのではなく、正負交番の载荷によって水平方向に幾本ものひびわれが入った状態のかぶりコンクリートに対して算定する必要があるため、実験自体も非常に難しい。そこで、本研究では正負交番実験結果からの逆解析によってこの係数の値を定義するものとした。すなわち、図-8 に対してバネ定数の算定方法を式(13)に変更し、このときの k_o の値を変化

させて解析を実施した場合に、実験結果と解析結果が最も一致するような k_o の値を採用するものとした。

$$K_{sc} = K_s + K_c = \frac{384E_o I_h}{nd^3} + k_o c_o s \quad (13)$$

ここに、 K_{sc} ：帯鉄筋及びかぶりコンクリートによる帯鉄筋1段当りのバネ定数 (N/mm)

図-9 は横拘束筋体積比が1%以上と1%未満の供試体に分類し、 k_o を変化させた場合の各解析値と実験値の関係を両者の回帰直線の傾き及び相関係数によって整理したものである。図-9 の傾きのプロットをみると、横拘束筋体積比が1%以上の場合には k_o の値を変化させても傾きの値はそれほど変化しないが、横拘束筋体積比が1%未満の場合には k_o の変化に伴って傾きの値が大きく変化することがわかる。これは、横拘束筋体積比が小さい場合には軸方向鉄筋の座屈長に対するかぶりコンクリートの影響が大きいことを示している。

同図より、最適な k_o の値について考えると、横拘束筋体積比が1%以上と1%未満の両者について回帰直線の傾きが1に近く、かつ相関係数の値も比較的大きくなっている0.01N/mm³程度であるといえる。したがって、本研究では $k_o = 0.01\text{N/mm}^3$ を採用するものとする。

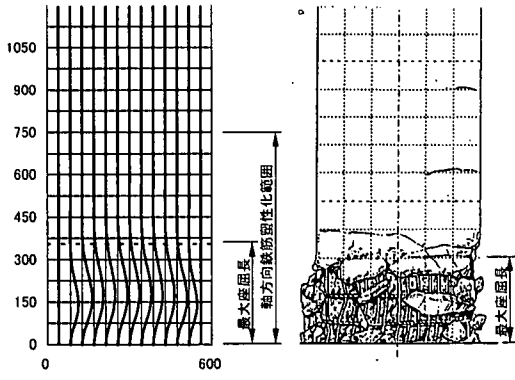
b) かぶりコンクリートの影響を考慮した座屈解析結果

図-10 は式(13)と同様にかぶりコンクリートの影響を考慮した式(14) で与えられるバネ定数を用いて、矩形断面供試体の全ての最外縁軸方向鉄筋に対して座屈解析を行った結果を示したものである。ただし、 k_o の値としては上述した0.01N/mm³を用いた。

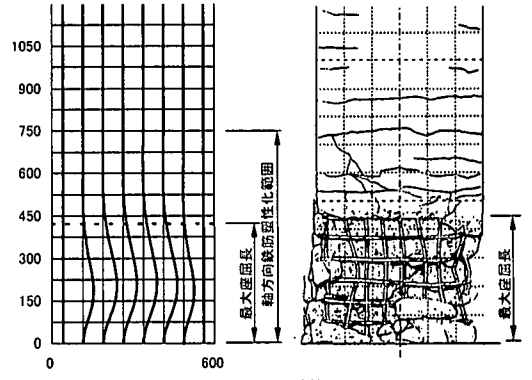
$$K_{sc} = \frac{24E_o I_h}{nd^3 \left\{ (x/d)^2 - 2(x/d)^3 + (x/d)^4 \right\}} + k_o c_o s \quad (14)$$

図中には比較のために実験における橋脚基部付近の最終損傷図を示した。解析結果は座屈時の水平変位を10~20倍に拡大したものであり、また、図の横方向の線は帯鉄筋を表している。以下、各供試体の座屈長の違いについて考察する。

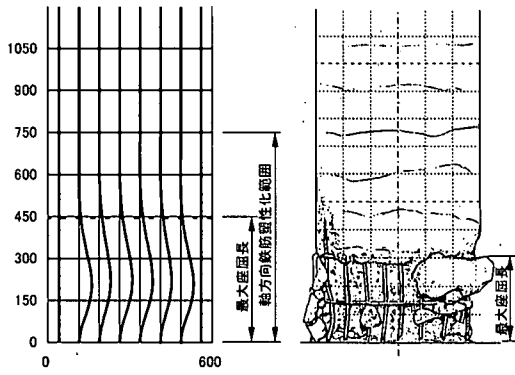
No.1~No.4 供試体は断面寸法が600mmの正方形断面橋脚である。このシリーズでは横拘束筋体積比が0.16%~0.32%と小さいことから、かぶりコンクリートの影響が顕著となり、その結果として座屈に対する拘束力は全て同程度と考えてよい。このうち、No.1~No.3 供試体は軸方向鉄筋径がパラメータとなっており、No.1 供試体がD10、No.2、No.3 供試体がD13である。座屈長の解析結果はD13の方が長くなっていることがわかる。また、No.4 供試体はNo.1 供試体に対してせん断支間比を短くした供試体であり、解析において若干No.4 供試体の座屈長が短くなる傾向にあるものの、せん断支間比が座屈長に及ぼす影響は小さいといえる。



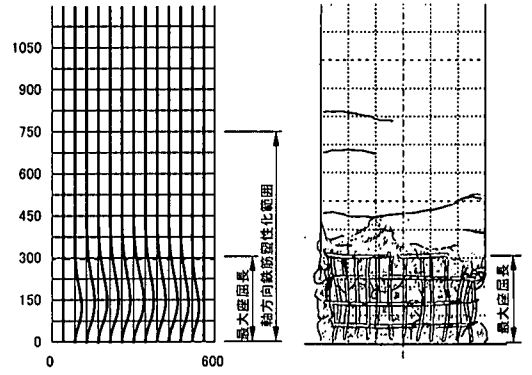
(a)No.1 供試体



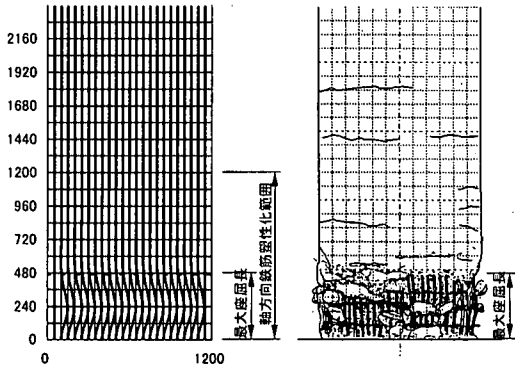
(b)No.2 供試体



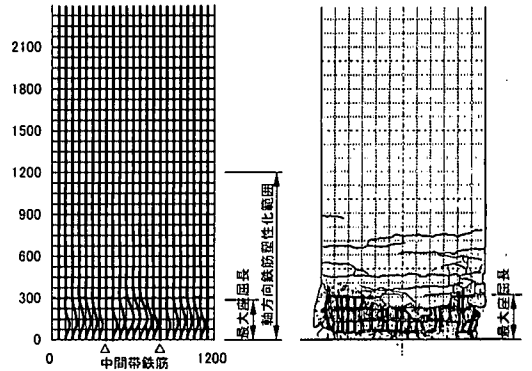
(c)No.3 供試体



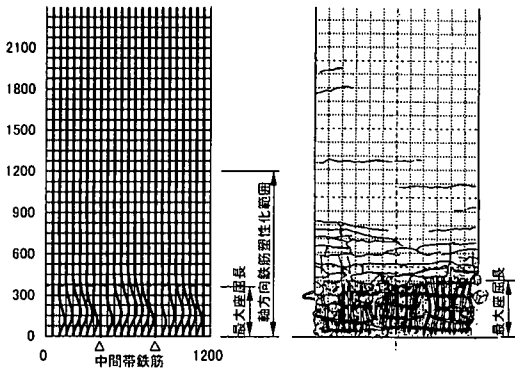
(d)No.4 供試体



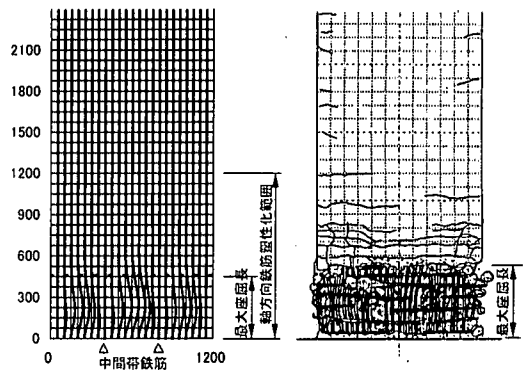
(e)No.5 供試体



(f)No.6 供試体



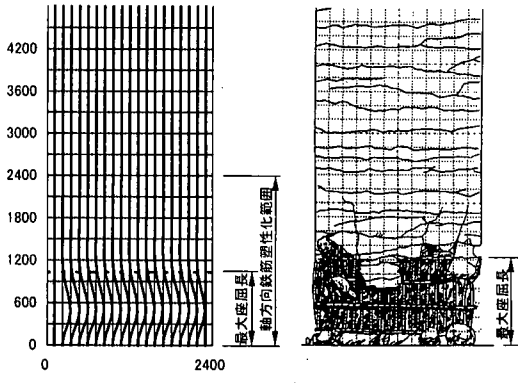
(g)No.7 供試体



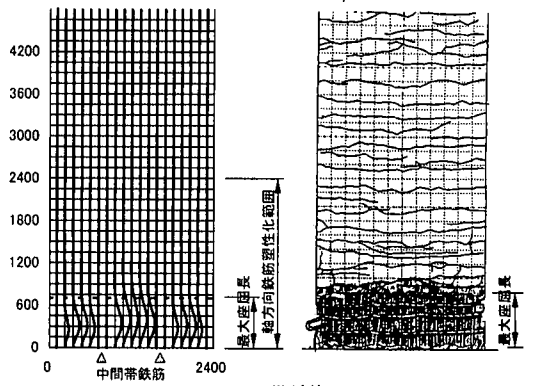
(h)No.8 供試体

(寸法の単位: mm)

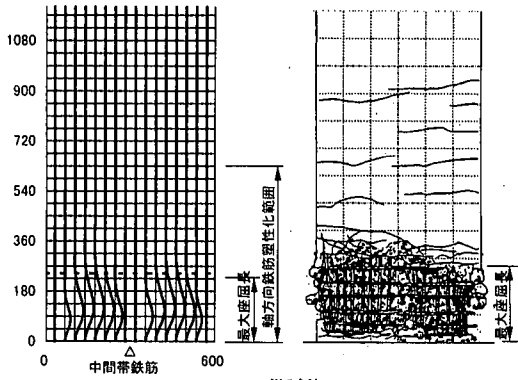
図-10 矩形断面供試体における軸方向鉄筋の座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図 (その1)



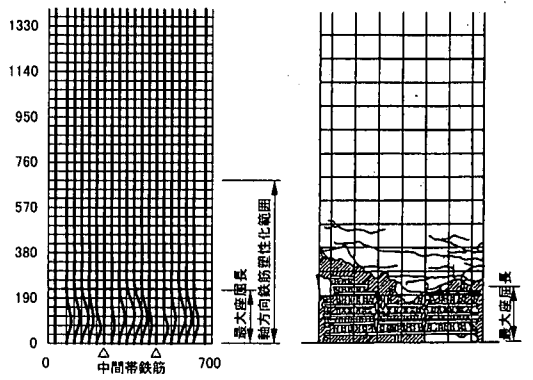
(i)No.9 供試体



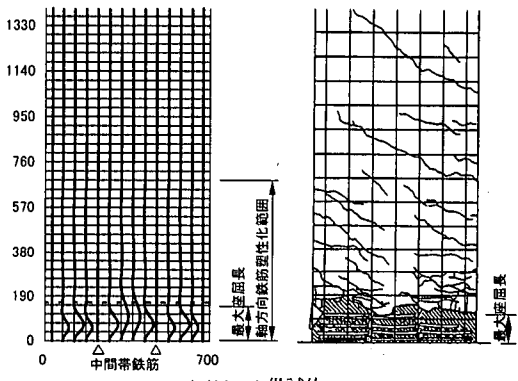
(j)No.10 供試体



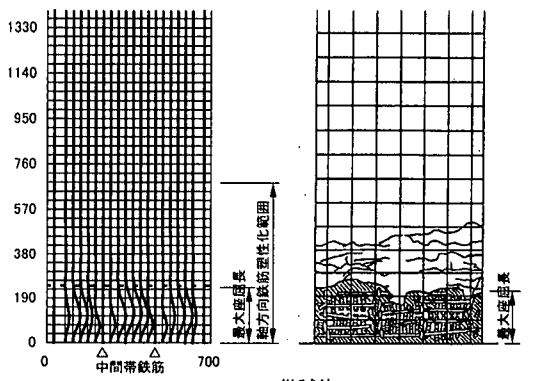
(k)No.11 供試体



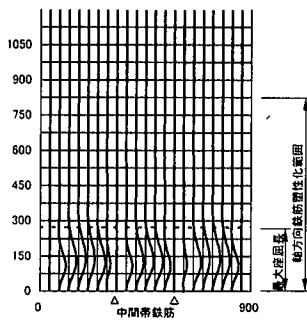
(l)No.12 供試体



(m)No.13 供試体



(n)No.14 供試体



(o)No.15 供試体

(寸法の単位: mm)

図-10 矩形断面供試体における軸方向鉄筋の座屈解析結果と橋脚基部最終損傷図 (その2)

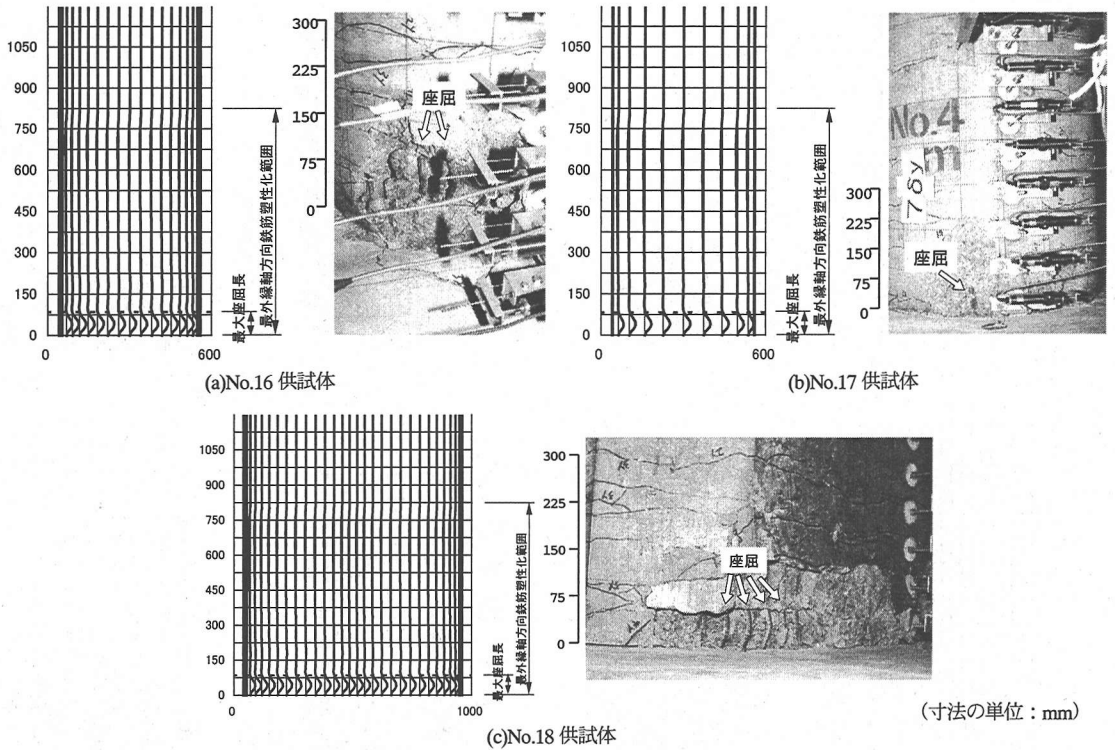


図-11 円形断面及びインターロッキング方式供試体における軸方向鉄筋座屈解析結果と座屈時損傷写真の比較

No.5～No.8 供試体は断面寸法が 1200mm の正方形断面橋脚である。まず、軸方向鉄筋径が同一の No.5 供試体と No.6 供試体を比較すると、No.5 供試体では横拘束筋体積比が 0.094%と非常に小さいため、かぶりコンクリートの影響を見込んでも座屈長は長くなっていることがわかる。次に、横拘束筋体積比を同一として軸方向鉄筋径を D13, D16, D19 と変化させた No.6～No.8 供試体を比較すると、鉄筋径が太くなるにつれて座屈長が長くなっている傾向がわかる。

No.9 供試体, No.10 供試体は断面寸法が 2400mm の正方形断面橋脚であり, No.11 供試体は No.10 供試体をほぼ相似に縮小した断面寸法が 600mm の正方形断面橋脚である。No.9 供試体, と No.10 供試体の違いは, 前述の No.5, No.6 供試体の違いと同様に帯鉄筋の拘束力の違いによるものである。また, No.10 供試体と No.11 供試体の違いは軸方向鉄筋と帯鉄筋の構造条件が必ずしも完全に相似となっていないことによるものと考えられる¹⁰⁾。

No.12～No.14 供試体は 700×513mm の長方形断面橋脚である。パラメータは軸方向鉄筋本数のみであり, No.12, No.13, No.14 供試体の引張鉄筋の本数はそれぞれ, 32 本, 14 本, 40 本である。軸方向鉄筋の本数が多いと, 軸方向鉄筋 1 本あたりの帯鉄筋による拘束が弱くなるため, 座屈長は長くなる。また, このシリーズでは

横拘束筋体積比が 1.33～1.49%と大きく, かぶりコンクリートの影響が相対的に小さいため, 帯鉄筋による拘束力の差が座屈長に顕著に表われているといえる。

また, No.15 供試体は後述の図-11 に示すインターロッキング方式断面の No.18 供試体との比較に用いられたものであり, No.18 供試体よりも明らかに座屈長は長くなっている。

座屈長の解析値と損傷図を比較すると, かぶりコンクリートのバネ算出係数を導入することにより, ほとんどの供試体において両者がよく一致している。ただし, 解析において横拘束筋で囲まれるブロックの中央に現れる最大座屈長は, 損傷図で観察される最大座屈長あるいはかぶりコンクリートの剥離領域とよく一致しているが, 隅角部付近においては解析値が実験値よりも短く算定される傾向にある。これは, 解析において帯鉄筋を完全な両端固定梁としてモデル化したために, 隅角部付近ではバネが非常に大きく評価されたためである。

(4) 円形断面供試体及びインターロッキング方式供試体に対する比較解析

図-11 に円形断面の No.16, No.17 供試体及び2つの円形帯鉄筋を一部分重ね合わせた配筋としたインターロッキング方式²⁹⁾の断面を有する No.18 供試体の座屈長解析結果及び軸方向鉄筋座屈時の損傷写真を示す。

No.16 供試体及び No.17 供試体は軸方向鉄筋径がパラメータであり、軸方向鉄筋比が等しくなるように本数が調整されており、No.16 供試体は D10 が 40 本、No.17 供試体は D13 が 22 本となっている。また、横拘束筋体積比は両供試体共に 0.32% である。No.16 供試体及び No.17 供試体の解析結果をみると、両供試体共に軸方向鉄筋の座屈長は概ね帯鉄筋の間隔 (75mm) と等しくなっていることがわかる。横拘束筋体積比が小さいにもかかわらず、このように座屈長が短くなるのは、式(8)によって算定した円形断面の帯鉄筋のパネ定数が非常に大きいためである。また、座屈時の損傷写真をみるといずれの供試体でも概ね帯鉄筋間隔が座屈長となっており、解析結果と一致していることがわかる。ただし、No.16 供試体のように実験において座屈が生じている位置は必ずしも最下段の帯鉄筋位置ではなく、下から 2 段目の位置で生じている場合も存在する。これは供試体のコンクリートや配筋状態が完全に均一なものとなっていないことに起因していると考えられる。

インターロッキング方式の No.18 供試体は、No.16 供試体と同一条件の軸方向鉄筋と帯鉄筋を使用しており、解析結果としては No.16 供試体とほとんど同じである。解析結果と座屈発生時の損傷写真は円形断面と同様によく一致していることがわかる。

以上より、円形断面やインターロッキング方式の断面の場合に対しても、式(8)によって帯鉄筋パネ定数を算定すれば、解析によって実際の座屈長を比較的良好な精度で推定することが可能であるといえる。なお、円形断面やインターロッキング方式の断面の場合には帯鉄筋による軸方向鉄筋の拘束力が元々大きいので、かぶりコンクリートの影響は無視できると考えられる。

4. 塑性ヒンジ長と座屈長の関係

ここでは、既往の正負交番載荷実験に基づいて算出されている塑性ヒンジ長と本解析による軸方向鉄筋の座屈長との相関性に関して検討を行う。塑性ヒンジ長は、実験における終局水平変位から逆算する方法¹⁰⁾、及び実験で計測された曲率分布から算定する方法¹⁰⁾の 2 方法より算定した。また、軸方向鉄筋の座屈長はかぶりコンクリートの影響を考慮して解析した最大座屈長 ($k_0 = 0.01\text{N/mm}^3$ のケース) とした。最大座屈長を用いるのは、橋脚基部でかぶりコンクリートが剥離する損傷領域は最大座屈長と近似している場合が多く、また、損傷領域は塑性ヒンジ長との関係が深いと考えたためである。

(1) 終局変位から算定した塑性ヒンジ長と座屈長の関係 道示による鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位の

算定式に軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響を加味すると、式(15)のようになる。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) + \delta_\theta \quad (15)$$

ここに、 δ_u : 載荷点における終局水平変位 (mm)

δ_y : 載荷点における降伏変位 (mm)

ϕ_u : 終局曲率 (rad/mm)

ϕ_y : 降伏曲率 (rad/mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

δ_θ : 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する基部の回転による載荷点の水平変位 (mm)

実験による終局水平変位とこのときに計測された軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する基部の回転による水平変位、及び計算による降伏変位、降伏曲率、終局曲率を式(15)に代入することによって塑性ヒンジ長を逆算するものとした。ここで、終局水平変位は道示で定義される終局時に相当するかぶりコンクリート剥離時に計測された載荷点の水平変位とし¹⁰⁾、また、降伏曲率及び終局曲率は道示に示される、断面の平面保持を仮定して応力のつり合い条件から曲げモーメント-曲率関係を解析する手法 (以後、 $M-\phi$ 解析と呼ぶ) に従って計算した¹⁰⁾。なお、Stone らによる No.19 供試体については、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する基部の回転による水平変位が不明であるため、この変位を終局水平変位の 20%~30% の範囲と仮定し、塑性ヒンジ長に幅をもたせて評価した。

図-12 に矩形断面供試体における塑性ヒンジ長の実験値と座屈長の解析値の関係ならびに両者の相関係数を示す。また、図-13 は式(16)で求められる道示による塑性ヒンジ長¹⁰⁾と塑性ヒンジ長の実験値の関係であり、図-12 との比較のために示したものである。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (16)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

ここに、 D : 断面高さ(mm)

図-12 をみると、座屈長と塑性ヒンジ長は概ね 1 : 1 の関係にあることがわかる。また、相関係数の値は 0.945 であり、ばらつきも比較的小さいといえる。これに対して、図-13 では相関係数の値は 0.801 であり、図-12 よりばらつきは大きくなっている。すなわち、矩形断面供試体では軸方向鉄筋の最大座屈長をそのまま塑性ヒンジ長として用いると、道示で想定している終局時の水平変位をより精度良く推定することが可能であると考えられる。

図-14 は円形断面供試体及びインターロッキング方式の供試体の塑性ヒンジ長の実験値と座屈長の解析値の関係を示したものである。ただし、Stone らの供試体つい

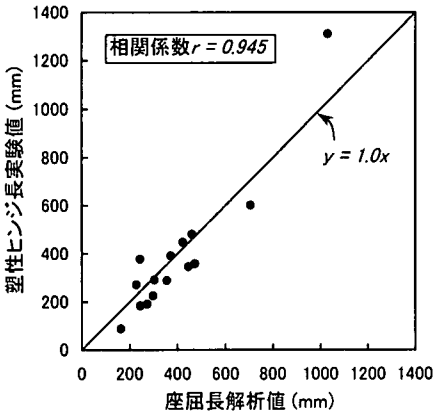


図-12 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長の関係 (矩形断面供試体)

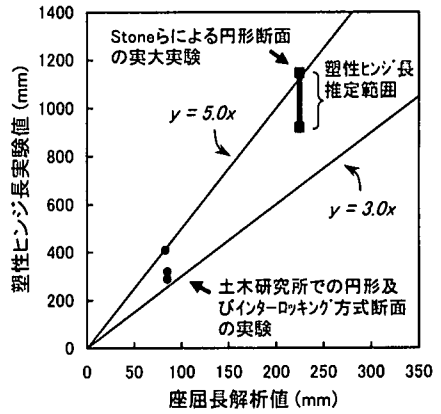


図-14 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長の関係 (円形断面供試体)

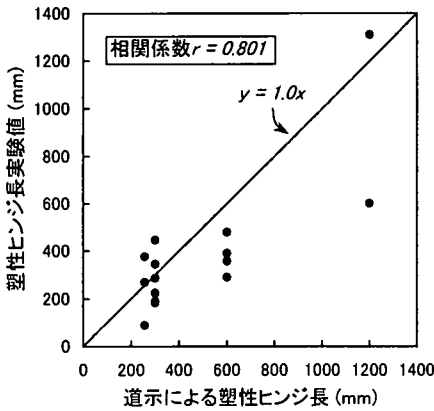


図-13 実験の終局変位から算出した塑性ヒンジ長と道示による塑性ヒンジ長の関係 (矩形断面供試体)

では、先述したように塑性ヒンジ長の実験値に幅をもたせている。この図より、円形断面の供試体では、塑性ヒンジ長が座屈長の3～5倍程度の範囲にあることがわかる。矩形断面と比較してデータ数が少ないため塑性ヒンジ長の推定精度は十分なものではないが、円形断面の場合には軸方向鉄筋の座屈長よりも塑性ヒンジ長が長くなることは明らかである。

(2) 曲率分布から算定した塑性ヒンジ長と座屈長の関係

表-1 に示した供試体の内、No.1～No.11 供試体及びNo.15～No.18 供試体については、橋脚基部周辺の圧縮、引張面に80～300mmの間隔で設置した変位計の相対鉛直変位を計測することで、この間隔毎の平均曲率を算出している^{10),14),16)}。式(17)に示すように、算出された平均曲率の分布を等価な矩形ブロックにモデル化した時の高さから塑性ヒンジ長を算定する手法もある¹⁰⁾。ただし、最下段(橋脚基部から35～40mm)の位置で計測された曲

率は軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し分と考え、式(17)の分子には含めないものとした。

$$L_p = \frac{\int (\phi_{exp} - \phi_y) dh}{\phi_u - \phi_y} = \frac{\sum \{(\phi_{exp} - \phi_y) \Delta h\}}{\phi_u - \phi_y} \quad (17)$$

ここに、 Δh : 変位計の設置間隔 (mm)

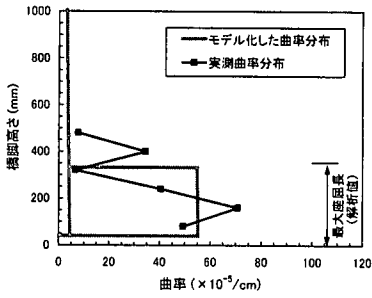
ϕ_{exp} : Δh 間の平均曲率 (rad/mm)

No.9, No.10 供試体以外の各供試体の曲率計測値はかぶりコンクリート剥離時の荷重ステップにおいて計測された値を用いるものとし、終局曲率については(1)と同様に、 $M-\phi$ 解析によるものとした。また、No.9, No.10 供試体については終局時に相当する荷重ステップの曲率が計測できなかったために、計測された範囲で最大の曲率の値を用いるものとし、終局曲率についてはこのときに基部付近で計測された曲率を用いるものとした。なお、降伏曲率については、いずれの供試体も $M-\phi$ 解析によって算出した。

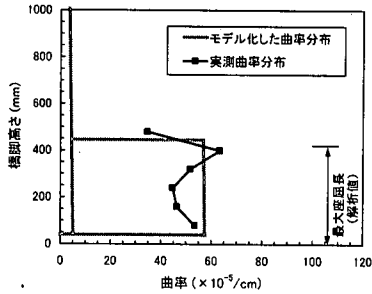
図-15(a)～(o)に各供試体の実測曲率分布及び塑性曲率を等価な矩形ブロックにモデル化した曲率分布を示す。また、図中には解析による軸方向鉄筋の最大座屈長を併記した。

矩形断面のNo.1～No.15 供試体の各図をみると、モデル化した矩形ブロックの高さ、すなわち式(17)によって計算された塑性ヒンジ長と軸方向鉄筋の最大座屈長を比較すると、両者が一致する傾向にあり、矩形断面の場合には軸方向鉄筋の座屈範囲を中心に柱の塑性化が生じるということを示している。図-16 は両者の関係を比較したものであり、図-12 と同様に矩形断面の場合は塑性ヒンジ長と座屈長がよく一致する傾向にあることがわかる。

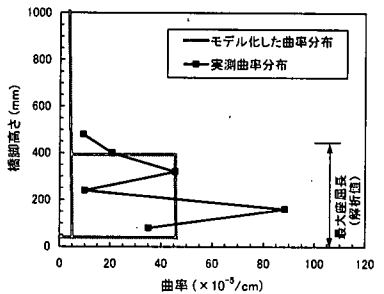
これに対し、円形断面のNo.16, No.17 供試体及び円形インターロッキング方式のNo.18 供試体については、軸方向鉄筋の座屈長よりも広い範囲で塑性曲率が生じて



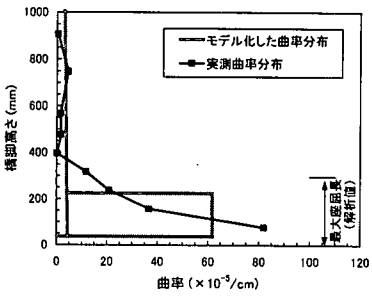
(a)No.1 供試体



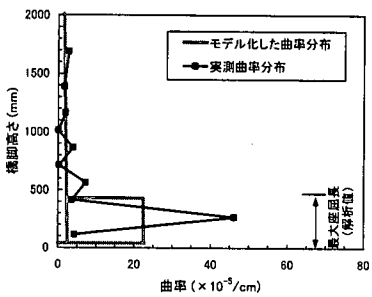
(b)No.2 供試体



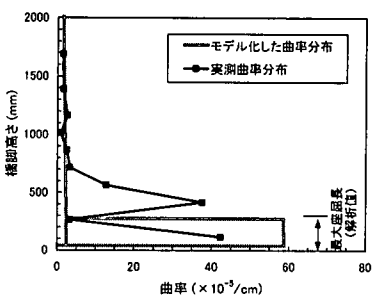
(c)No.3 供試体



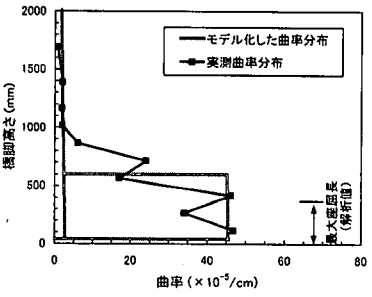
(d)No.4 供試体



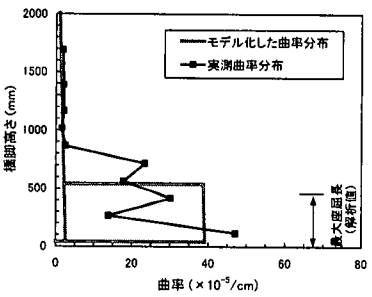
(e)No.5 供試体



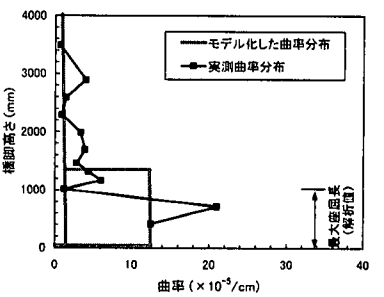
(f)No.6 供試体



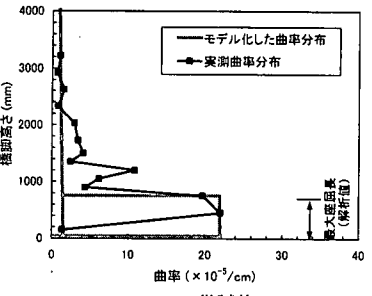
(g)No.7 供試体



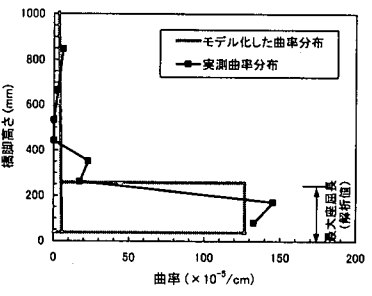
(h)No.8 供試体



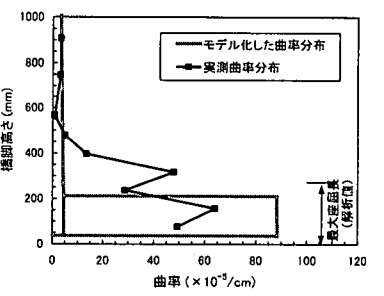
(i)No.9 供試体



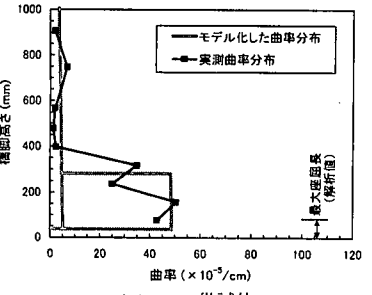
(j)No.10 供試体



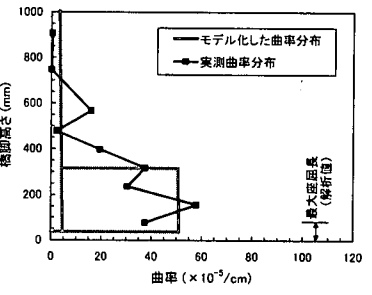
(k)No.11 供試体



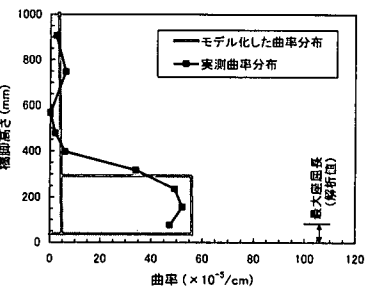
(l)No.15 供試体



(m)No.16 供試体



(n)No.17 供試体



(o)No.18 供試体

図-15 実験供試体の曲率分布と座屈長の比較

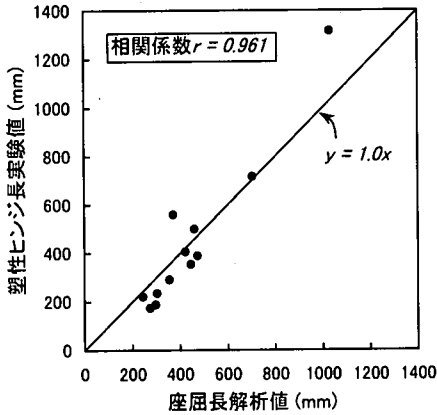


図-16 実際の曲率分布から算出した塑性ヒンジ長と解析による最大座屈長の関係 (矩形断面供試体)

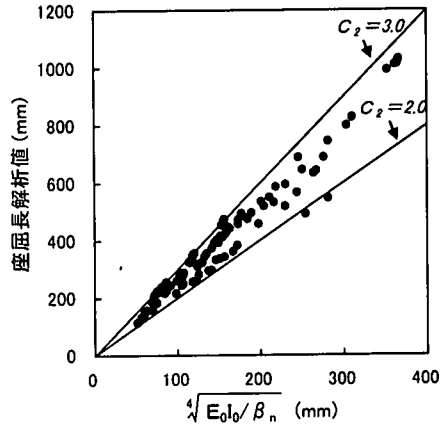


図-17 弾性座屈理論式と解析値による座屈長の比較

おり、計算された塑性ヒンジ長は解析された最大座屈長の4倍程度の長さになっていることがわかる。この結果は図-14と同様であり、矩形断面と明らかに異なっている。これは、矩形断面橋脚の場合には最外縁に一系列に配置される軸方向鉄筋が一斉に座屈するのとほぼ同時に終局に至るため、軸方向鉄筋の座屈範囲を中心に生じた塑性化領域はこれ以上広くならないのに対して、円形断面橋脚の場合には最外縁の軸方向鉄筋が座屈しても、その周辺の軸方向鉄筋が圧縮応力を分担しながらさらに変形することが可能であり、最初に座屈した軸方向鉄筋の周辺では座屈が生じた領域よりもさらに上側の断面にまで塑性化が進展していくために、塑性ヒンジ長が座屈長よりも長くなるものと考えられる。

5. 座屈長の簡易算定式

前章での検討の結果、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係が明らかになったため、この結果に基づいて塑性ヒンジ長を推定することが可能であると考えられる。しかしながら、FEM解析によって座屈長を求める手法を実際の設計実務に取り入れることは煩わしい面もあるため、座屈長を簡易的に推定する手法の確立が望まれる。ここでは、前章で実施したFEMによる座屈解析結果を踏まえ、弾性座屈の理論式を非線形座屈に応用する方法を検討することによって²⁹⁾、座屈長の簡易算定式の提案を行うことにする。

(1) 弾性座屈長の理論式

須田らは端部を回転拘束され、弾性支承上に配置された直棒部材が半波形で座屈する場合の座屈長を示しており³⁰⁾、これをSI単位系で表記すると式(18)のように

なる。

$$L_{cr} = C_2 \sqrt[4]{E_o I_o / \beta_n} \quad (18)$$

$$I_o = \pi \phi^4 / 64 \quad (19)$$

ここに、 L_{cr} ：軸方向鉄筋の座屈長 (mm)

E_o ：鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

I_o ：軸方向鉄筋の断面2次モーメント (mm⁴)

β_n ：等分布バネ定数 (N/mm²)

C_2 ：定数で、解を導く際の近似方法の違いによって4.4~5.4となる。

ϕ ：軸方向鉄筋径 (mm)

式(18)は弾性座屈の理論式であるため、軸方向鉄筋がパウシンガー効果によって非線形性を示すような場合には、このまま適用できないと考えられる。須田らはこの点に関して、鉄筋の応力-ひずみ曲線の履歴モデルにおける割線弾性係数を E_o に代入することによって対処している³⁰⁾。しかし、この方法によって常に良好な推定精度が得られるとは限らない。そこで、まず、非線形座屈に対する式(18)の適合性について検討するものとした。

図-17は座屈長の解析値と $(\sqrt[4]{E_o I_o / \beta_n})$ の関係を示したものである。座屈長の解析値は、3章で示したNo.1~No.15 供試体における全軸方向鉄筋の座屈長解析結果であり、軸方向鉄筋の条件が同一でもバネ定数の異なるケースが複数存在する。一方、 $(\sqrt[4]{E_o I_o / \beta_n})$ はこれらの解析ケースに対して計算したものであり、 β_n の値は式(14)を帯鉄筋間隔 s で除すことによって求めた。また、 E_o の値は 2.0×10^5 N/mm²とした。したがって、非線形性の影響については式(18)に座屈長の解析値(L_{cr})を代入して得られる定数 C_2 の値の中で考慮されることになる。

図-17より、両者は概ね比例関係にあるが、 C_2 の値は2.0~3.0の範囲でばらついており、各ケースによって

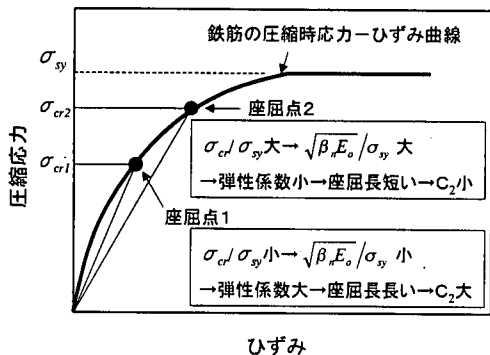


図-18 座屈長に対する材料非線形性の影響

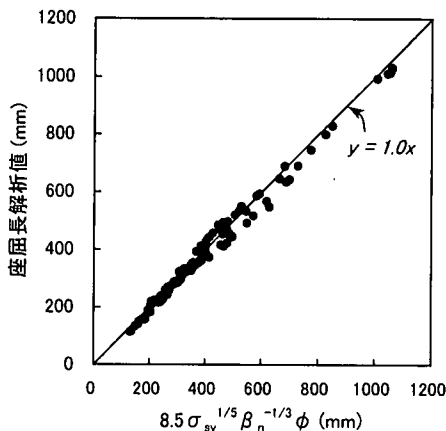


図-20 座屈長算定式の精度

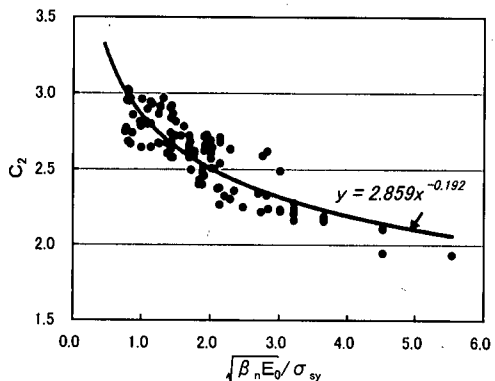


図-19 C_2 と $\sqrt{\beta_n E_o / \sigma_{sy}}$ の関係

材料非線形性の程度が異なることを示唆している。この理由としては、図-18に示すように応力-ひずみ曲線が非線形の場合、拘束の違いによって座屈応力度が異なれば、その点における見かけの弾性係数が異なり、その結果として座屈長に違いが生じるためと考えられる。

したがって、式(18)における C_2 の値を2.0~3.0の間に設定すれば、式(18)は非線形座屈にも適用できると考えられるが、推定誤差が大きくなる。推定精度を高めるためには、非線形性を表す何らかのパラメータの関数として C_2 の値を設定する必要があると考えられる。

(2) 材料非線形性を考慮した座屈長の簡易算定式

上述した考察に基づけば、非線形性の程度を表すパラメータとして座屈応力度を挙げるができる。須田らが示している弾性座屈における座屈荷重^{20),30)}をS I表記すると式(20)のようになり、この式を応力度の形に書き直すと、鉄筋径の影響が消去されて、式(21)のように表わすことができる。ここでは、これを非線形座屈に対する座屈応力度に拡張して考えるものとする。

$$P_{cr} = C_1 \sqrt{\beta_n E_o I_o} \quad (20)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{C_1}{2\sqrt{\pi}} \sqrt{\beta_n E_o} \quad (21)$$

ここに、 P_{cr} ：座屈荷重 (N)

C_1 ：定数で、解を導く際の近似方法の違いによって2.4~3.3となる。

σ_{cr} ：座屈応力度 (N/mm²)

ここで、図-18に示したように、座屈応力度の指標である $(\sqrt{\beta_n E_o})$ を鉄筋の降伏点で除したパラメータ $(\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy})$ を導入すれば、これによって、座屈長に対する材料非線形性の程度を表すことができると考えられる。

図-19は $(\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy})$ と C_2 の関係を示したものである。これより、解析誤差等の影響によって多少のばらつきが生じているが、 $(\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy})$ の値が大きくなると C_2 の値が減少していることがわかる。すなわち、材料非線形性の程度が強くなると座屈長が短くなるといえる。図中には最小二乗法によって x の累乗の形に曲線回帰した結果を示した。

この曲線回帰の結果より、 C_2 の値は式(22)で与えられる。式(22)と式(19)を式(18)に代入し、さらに $E_o = 2.0 \times 10^4$ N/mm²を代入して整理すれば、座屈長は式(23)のように表される。この式では指数部分がやや複雑であるため、指数部分を分数の形で表現すると式(24)のように近似できる。

$$C_2 = 2.859 \left(\sqrt{\beta_n E_o} / \sigma_{sy} \right)^{-0.192} \quad (22)$$

$$L_{cr} = 8.82 \sigma_{sy}^{0.192} \beta_n^{-0.346} \phi \quad (23)$$

$$L_{cr} = 8.5 \sigma_{sy}^{1/5} \beta_n^{-1/3} \phi \quad (24)$$

図-20は式(24)と図-17における座屈長解析値を比較したものであり、図-17と比較すると計算式による解析

値の推定精度が向上していることがわかる。すなわち、式(24)によれば、材料非線形性の程度に応じた座屈長が簡易的かつ精度良く推定できると考えられる。

6. 塑性ヒンジ長の算定式

4章での検討の結果、矩形断面橋脚の場合には軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長が概ね1:1の関係にあることが明らかとなった。また、円形断面橋脚の場合には座屈長の3~5倍が塑性ヒンジ長に相当していると推定される。一方、軸方向鉄筋の座屈長については5章の検討結果より、簡易式である式(24)によって推定可能であることが明らかとなった。

以上より、軸方向鉄筋の座屈長からみた塑性ヒンジ長の算定式として式(25)を提案する。ただし、2章で述べたように、軸方向鉄筋の座屈長はその塑性化範囲よりも長くないことを考慮し、様々なケースに対して軸方向鉄筋の塑性化範囲の長さを試算した結果³⁰⁾に基づいて、橋脚高さの15%を塑性ヒンジ長の上限值とした。

$$L_p = \alpha L_{cr} = 8.5 \alpha \sigma_{sy}^{1/5} \beta_n^{-1/3} \phi \quad (25)$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

ここに、 α : 断面補正係数で、矩形断面の場合は1.0、円形断面の場合は3.0~5.0とする。

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

β_n : 軸方向鉄筋の座屈に対する等分布バネ定数で式(10)及び式(13)を帯鉄筋間隔 s (mm) で除した式(26)より算出するものとする。

$$\begin{cases} \beta_n = \frac{384E_o I_h}{nd^3 s} + k_o c_o & (\text{矩形断面}) \\ \beta_n = \frac{2E_o A_h \sin(\pi/n')}{ds} & (\text{円形断面}) \end{cases} \quad (26)$$

式(25)による塑性ヒンジ長を橋脚高さで除して無次元化して図示すると図-21 のようになる。図中には式(25)と終局変位から求めた塑性ヒンジ長との関係をプロットした結果を示した。この図より、式(25)によって算出される塑性ヒンジ長は実験から算出した塑性ヒンジ長と概ね一致していることがわかる。

7. まとめ

本研究では鉄筋コンクリート橋脚における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FEM解析を用いて既往の実験供試体における軸方向鉄筋

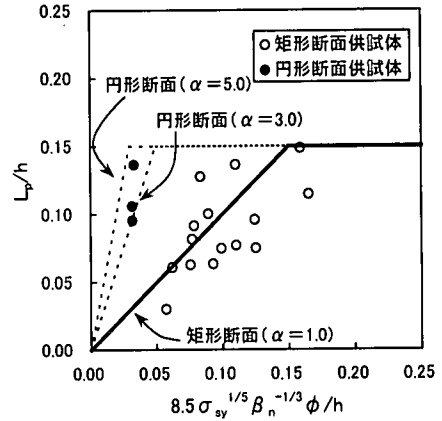


図-21 塑性ヒンジ長の算出方法及び提案式と実験値の比較

の座屈長を解析すると共に、実験における終局変位や曲率分布から算定される塑性ヒンジ長との比較を通じて、軸方向鉄筋の座屈長と塑性ヒンジ長の関係について検討した。さらに、座屈解析の結果を踏まえて材料非線形性を考慮した座屈長の簡易算定式の構築を試み、この結果を用いて新たな塑性ヒンジ長の算定式の提案を行った。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 軸方向鉄筋をバネ要素で支持された非線形梁要素としてモデル化し、応力-ひずみ関係に加藤モデルのパウシグナー軟化曲線を適用して、有限変位FEM解析を行うことにより、鉄筋コンクリート橋脚基部に発生する軸方向鉄筋の座屈長を算定することができる。また、座屈長算定に用いるバネ定数の算定方法を矩形断面及び円形断面の橋脚に対して提案した。
- (2) 矩形断面の供試体を対象とした座屈解析では、横拘束筋体積比が小さく軸方向鉄筋に対する拘束力が相対的に弱い場合には、かぶりコンクリートの拘束力を無視できないことがわかった。本研究では、かぶりコンクリートの影響をかぶり厚さに比例する線形バネとして考慮し、帯鉄筋によるバネに加算して解析を実施することにより、横拘束筋体積比が小さい場合においても座屈長の実験値を精度良く推定することができた。
- (3) 円形断面の供試体を対象とした座屈解析では、帯鉄筋の拘束力が非常に強く、かぶりコンクリートの影響を無視しても実験値と解析値がよく一致した。
- (4) 塑性ヒンジ長を実験における終局変位から逆算する方法、及び計測された曲率分布から計算する方法の2方法によって計算し、解析によって得られた軸方向鉄筋の最大座屈長との比較を行った結果、矩形断面の供試体については軸方向鉄筋の最大座屈長と塑性ヒンジ長がよく一致することがわかった。また、円形断面供試体については、最大座屈長の3~5倍程度が塑性ヒンジ長に相

当していることがわかった。

(5) 座屈解析結果と弾性座屈の理論式の比較を行った結果、両者は概ね比例関係にあったが、比例定数は2.0~3.0程度にばらついていた。この理由は材料非線形性を考慮しているか否かの問題であると考えられるため、材料非線形性を表わすパラメータを座屈応力度の観点から検討し、このパラメータを考慮して非線形座屈に対する座屈長の簡易算定式を導いた。

(6) 断面形状によって座屈長と塑性ヒンジ長の関係が異なる点を補正するために断面補正係数 α を導入し、座屈長の簡易算定式に基づいて塑性ヒンジ長の算定式を式(25)のように提案した。

参考文献

- 1) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.203-212, 1987.2
- 2) 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, 1988.2
- 3) 槍貝勇: 大変位の繰り返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力, 第8回コンクリート工学年次論文報告集, pp.769-772, 1986
- 4) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化, 土木学会論文集, No.442/V-16, pp.127-135, 1992.2
- 5) 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, 1996.8
- 6) Park, R. and Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscience, 1974
- 7) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley-Interscience, 1996
- 8) 太田実: 繰り返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.292, pp.65-74, 1979.2
- 9) Hoshikuma, J., Kawashima, K. and Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *Journal of Structure Division*, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, May 1997
- 10) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏: 載荷繰り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, 1998.3
- 11) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12
- 12) Corley, W. G.: Rotational capacity of reinforced concrete beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.92, ST5, pp.121-146, Oct. 1966
- 13) Priestley, M. J. N., and Park, R.: Strength and ductility of reinforced concrete bridge columns under seismic loading, *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No.1, pp.61-76, Jan.-Feb. 1987
- 14) 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.1461-1488, 2000.3
- 15) 武村浩志, 川島一彦: 載荷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, 1997.3
- 16) 建設省土木研究所耐震研究室, 日本道路公団, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団: 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, 第234号, 1998.10
- 17) 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論文集, pp.2123-2128, 1998.11
- 18) 運上茂樹, 足立幸郎, 近藤益央: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動特性に関する振動台実験, 土木技術資料 Vol.41, No.3, pp.38-43, 1999.3
- 19) 大南正瑛, 塩沢和章: 多結晶体の強度と破壊, 培風館, 1976
- 20) 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
- 21) Kato, B.: Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic action, *Bulletin Dinformation*, No.131, CEB, IABSE-CEB Symposium, May 1979
- 22) 丸山久一, 趙唯堅, 清水敬二: RC柱の主筋座屈に関する基礎的研究, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp.47-60, 1990.5
- 23) 仲谷邦博, 上田喜史, 木村祐司, 山脇正史: 高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, Vol.33, No.12, pp.41-49, 1999.12
- 24) 長屋和宏, 運上茂樹: 横拘束筋にスパイラル鉄筋およびPC鋼線を用いたRC橋脚の動的耐力, 変形性能に関する実験的検討, 土木学会第54回年次学術講演会概要集, pp.452-453, 1999.9
- 25) 長屋和宏, 運上茂樹: インターロッキングRC橋脚の動的耐力, 変形性能に関する実験的検討, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp.709-712, 1999.7
- 26) Stone, W. C. and Cheok, G. S.: *Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading*, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Jan. 1989
- 27) 加藤大介, 本多良政, 鈴木広孝: 主筋の座屈挙動に着目した変動軸力を受けるRC柱の静加力実験(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.405-410, 1994.9
- 28) 島弘, 伊藤圭一, 水口裕之: 曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.741-746, 1990
- 29) 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集, Vol.22, No.3, pp.1477-1482, 2000.6
- 30) 須田久美子, 新保弘, 増川淳二, 村山八洲雄: 中空断面PC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
- 31) 浅津直樹, 運上茂樹, 林昌弘: 鉄筋コンクリート橋脚における塑性ヒンジ領域の検討, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集I-B, pp.356-357, 1999.9

(2000. 8. 18 受付)

PLASTIC HINGE LENGTH OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS BASED ON THE BUCKLING CHARACTERISTICS OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT

Naoki ASAZU, Shigeki UNJOH, Jun-ichi HOSHIKUMA and Masuo KONDOH

The plastic hinge length is one of the important factors to assess the ductility capacity of reinforced concrete columns under seismic loading. It has been suggested that the plastic hinge length is affected by column size, column height, longitudinal bar diameter, hoop spacing, etc, however, there are few researches on the plastic hinge length. This paper presents the analytical studies on buckling of longitudinal reinforcement in columns with use of the FEM analyses and compares the theoretical buckling length with that obtained from the column loading tests. Furthermore, the simplified procedure for assessing the plastic hinge length of reinforced concrete columns is proposed based on the analytical studies on the buckling of longitudinal reinforcement with taking account of the inelastic behavior.