

施工性を考慮した中間帯鉄筋定着フック形状の提案と性能評価

小沼恵太郎¹・幸左賢二²・田端一雅³・志村敦⁴

¹正会員 工修 小沼技術士事務所(〒814-0113 福岡市城南区田島2-26-52-1)

²正会員 Ph.D 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

³学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

⁴正会員 阪神高速道路株式会社 技術管理室(〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震での橋梁等コンクリート構造物の被害経験から、RC橋脚の耐震性として、水平耐力やせん断耐力とともに十分な変形性能を確保することの重要性が認識され、以来、各研究機関においてRC橋脚の変形性能の向上に関する研究が行われてきた。その結果、RC橋脚に帯鉄筋を配置することで変形性能が向上するということが明らかになり¹⁾、RC橋脚の耐震設計において、内部コンクリートの応力-ひずみ関係に帯鉄筋や中間帯鉄筋による拘束効果を考慮した特性が採用されることとなった。その際、RC橋脚の変形性能を向上するための構造細目として、中間帯鉄筋の両端部に半円形か鋭角の定着フックを用いることを原則とし、内部コンクリートの拘束効果を高めることが推奨されている。

しかし、これらの定着フック形状を有する中間帯鉄筋を用いる場合、施工現場における鉄筋の組立て作業が煩雑となり、施工性の低下が問題となる。特に、壁式橋脚やトンネル構造物等の壁部材では多量の中間帯鉄筋が配置されるため、施工性の低下は著しい。この問題に対し、中間帯鉄筋の端部形状の改良に関する研究が行なわれている。例えば、塩屋ら²⁾、増川ら³⁾、小林ら⁴⁾、渡部ら⁵⁾は、それぞれ定着フックに依らない定着方法を提案し、半円形フックを用いた場合と同等以上の変形性能が得られことを実験的に示した。しかし、いずれの方法でも特殊な部品が必要とされることから、壁部材のように定着箇所が多くなる場合の建設コストの増加が懸念される。また、山下ら⁶⁾は、片側だけを直角に曲げ加工した場合の実験を行なっている。しかし、この実験では、

実験条件である軸力を 4.0N/mm^2 に設定しており、一般的な土木構造物のそれに比べると高く、この程度の軸力下では必ずしも完全な拘束条件でなくても所要の性能を発揮できると考えられる⁷⁾。

そこで、本研究では、一般的な曲げ加工のみで成形可能な中間帯鉄筋の定着フック形状を提案し、開削トンネルの壁部材を想定した長方形断面を有するRC壁型供試体を用いて、一般的な土木構造物で考えられる 1.0N/mm^2 の軸圧縮応力下における正負交番載荷実験を行い、変形性能を評価した。さらに、実験結果を解析的に評価する目的で、簡便な2次元弾塑性FEM解析による数値シミュレーションを試みた。

2. 実験方法

(1) RC壁型供試体

図-1に本実験で対象とした開削トンネルの概要を示す。図-1a)に示すように、壁型供試体は開削トンネルの壁部材の基部(但し、ハンチ上部)を対象とした。対象部位の断面は図-1b)に示すとおりで、中間帯鉄筋がトンネルの長さ方向に371.4mm間隔で配置されている。

図-2に本実験の壁型供試体を示す。供試体は対象部位の断面を約1/2.5にスケールダウンすることでモデル化した。その結果、図-2a)に示すように、供試体断面を $400\text{mm} \times 800\text{mm}$ の長方形とし、図-2b)に示すように、各断面内に2本の中間帯鉄筋を配置した。ただし、帯鉄筋の配置間隔は、図-2c)に示すように、道路橋示方書(以下、道示)で示されている最大標準間隔である150mmとした。

ここで、帯鉄筋と中間帯鉄筋にはD13(SD345)を用い、実構造物のせん断補強筋比($\rho_w=0.35\%$)と同

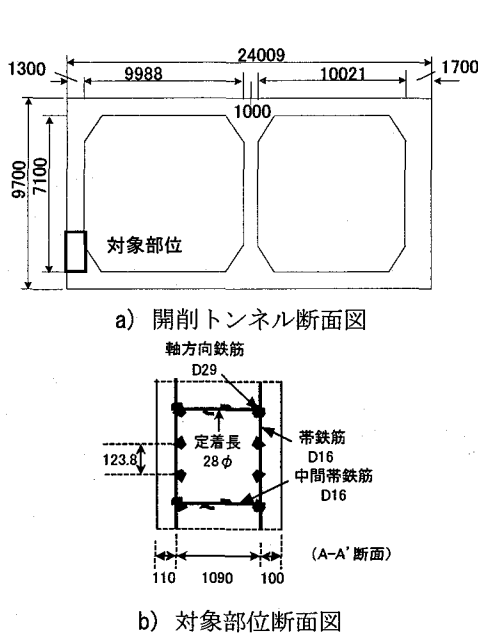


図-1 対象構造物

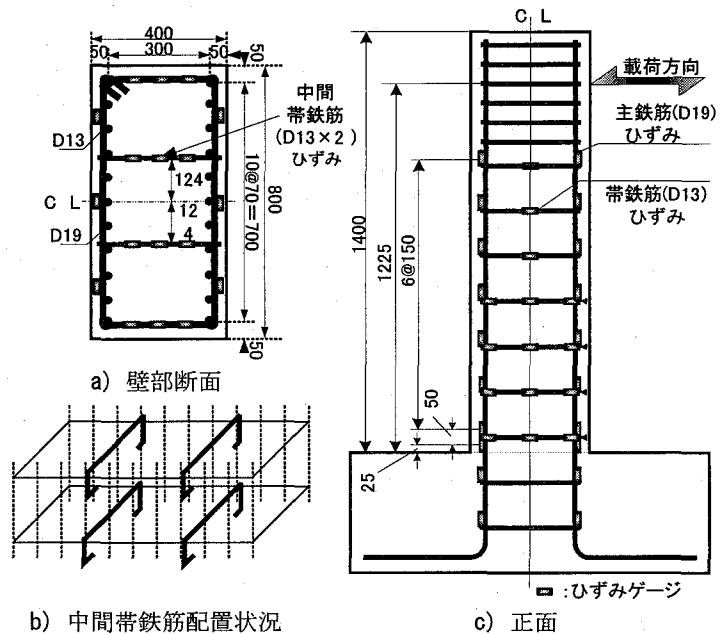


図-2 壁型供試体

等となるように、せん断補強筋比 ρ_w を 0.44%，横拘束筋体積比を 1.3% に設定した。また、本実験では中間帯鉄筋のせん断補強効果を確認するため、設計上、中間帯鉄筋を配筋した場合は曲げ破壊が、配筋しない場合はせん断破壊が発生するように、軸方向鉄筋に D19(SD345) を 70mm 間隔で配置し、引張主鉄筋比 ρ_t を 1.13% に設定した。なお、使用したコンクリートと鉄筋の強度は表-1 に示すとおりである。

(2) 中間帯鉄筋の定着フック形状

図-3に本実験で使用した中間帯鉄筋の形状を示す。図-3a)は、道示(V耐震設計編)により推奨される半円形フックを有する形状であり、後述する提案型と比較するための標準型である。フック形状における定着長や曲げ加工半径は道示(IV下部構造編)に準拠して設定した。

図-3b)は、今回提案する定着フックを有する形状であり、曲げ加工のみで製作が可能となえ、鉄筋組立て時の施工性を向上させるとともに、コアコンクリートへの定着も確保できる。ここで、曲げ加工半径は道示(IV下部構造編)に準拠しているが、定着長に関しては同編には規定がないため、定着長の合計が道示(IV下部構造編)に示される直角フック定着長に対する規定値を満たすように設定した。

本実験では上記 2 種類の中間帯鉄筋を実験パラメータとして、それぞれを用いた RC 壁式供試体(標準型と提案型)に正負交番荷重を行なった。

(3) 正負交番荷重の載荷方法

表-1 材料強度

部材	強度	標準型	提案型
壁コンクリート	圧縮	36.4	33.7
軸方向鉄筋	降伏/引張	398/556	
(中間) 帯鉄筋	降伏/引張	388/566	

[N/mm²]

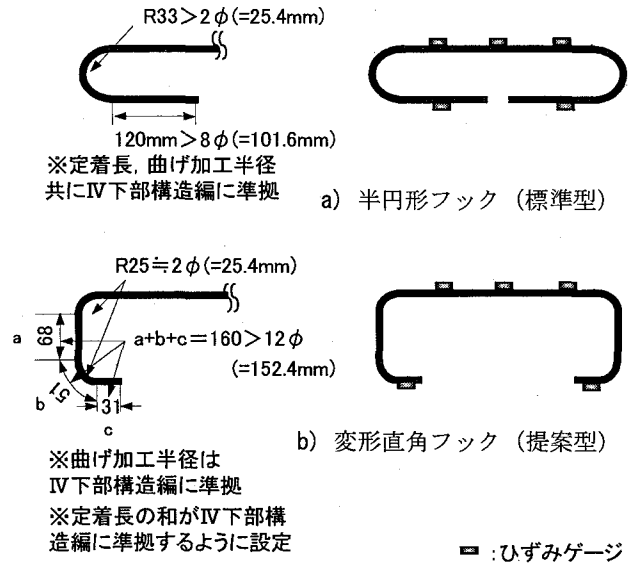


図-3 中間帯鉄筋

図-2c)中に示すように、正負交番荷重は壁基部から 1225mm の高さ、せん断スパン比 a/d が 3.5 となる位置に載荷させた。その際、あらかじめ道示(V耐震設計編)に従い、コンクリートの呼び強度 (30N/mm²) と鉄筋の呼び強度 (385N/mm²) を用いて降伏荷重 P_y (=328kN) を計算しておき、 P_y までは荷重振幅を 25kN ずつ増加させた。そして、降伏荷重

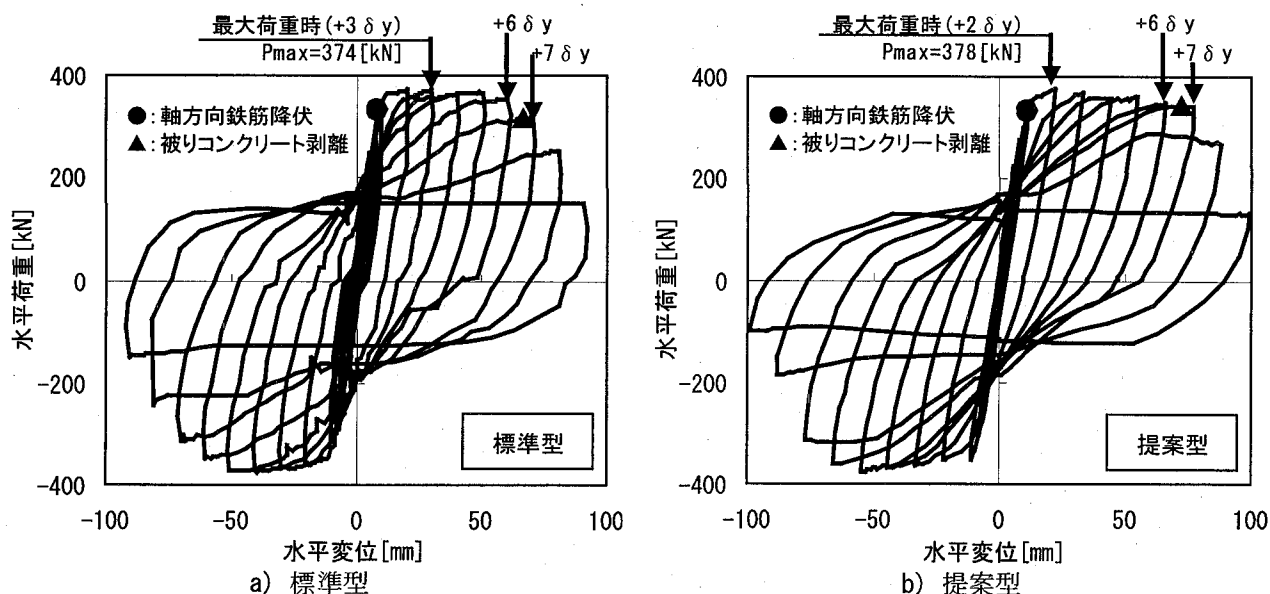


図-4 荷重－変位関係履歴

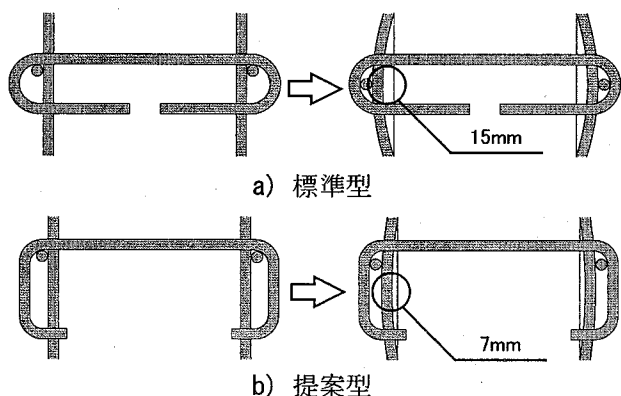


図-5 中間帯鉄筋による軸方向鉄筋の拘束

に達した時点での載荷位置における水平変位を降伏変位 δ_y と定義し、以後、 δ_y の整数倍で変位振幅を増加させた。ここで、各載荷ステップの繰返し回数は 1 回とし、載荷荷重が $0.4P_{max}$ を下回った時点で実験を終了した(最終破壊時)。

なお、正負交番荷重を載荷する際、実構造物に作用する死荷重を考慮するために、壁型供試体の上面より 1.0N/mm^2 相当の一定軸圧縮力を導入し続けた。

3. 実験結果と変形性能評価

(1) 荷重－変位関係の履歴曲線

図-4に両供試体の荷重－変位関係の履歴を示す。図-4a)に示した標準型では、荷重が328kNに達した時点で軸方向鉄筋に降伏ひずみ(1890μ)が発生するとともに、壁部材基部に曲げひび割れが確認された。その後、 $3\delta_y$ (30.6mm)時に最大荷重374kNを示し、 $6\delta_y$ (61.4mm)時まで荷重をほぼ保持したが、その後、被りコンクリートの剥離・剥落とともに荷重が低下

し始め、 $8\delta_y$ (80.0mm)時には荷重が軸方向鉄筋降伏時の値を下回って実験を終了した。

図-4b)に示した提案型では、 $2\delta_y$ (22.2mm)時で最大荷重 378kN を示した後、 $6\delta_y$ (67.8mm)時まで荷重をほぼ保持した。しかし、その後も荷重が低下することなく、最大レベルの荷重が $7\delta_y$ (77.2mm)時まで保持され、被りコンクリートの剥離・剥落に伴う荷重低下の開始変位が $8\delta_y$ (88.0mm)時まで増加した。

ここで、提案型の荷重低下が抑制された原因として、図-5に示すように、軸方向鉄筋の座屈に伴う帯鉄筋のはらみ出しに対して、中間帯鉄筋のフックが抵抗を始めるまでの帯鉄筋の移動距離が異なっていることが挙げられる。すなわち、半円形フックの場合に比べ、変形直角フックの方が帯鉄筋のはらみ出しに対して早く抵抗し始めることにより拘束効果が早期に発揮され、座屈の進展を抑制し、その結果、荷重の低下が標準型より遅くなったと考えられる。

(2) 荷重－変位関係の包絡線

図-6に荷重－変位関係の包絡線、表-2に両供試体の降伏変位、終局変位およびこれらの変位から算出した塑性率を示す。なお、これらの図表には試算値を併記しているが、試算値は道示(Ⅲコンクリート橋編)に従ってコンクリートの終局ひずみを 3500μ として計算した値(CASE-1)と、道示(V耐震設計編)に従い、横拘束筋の拘束効果を考慮してコンクリートの終局ひずみを 7840μ として計算した値(CASE-2)の 2 通りとした。その際、試算値はコンクリートと鉄筋の実強度を用いて算出した。また、図-4では、2章で述べたように、コンクリートと鉄

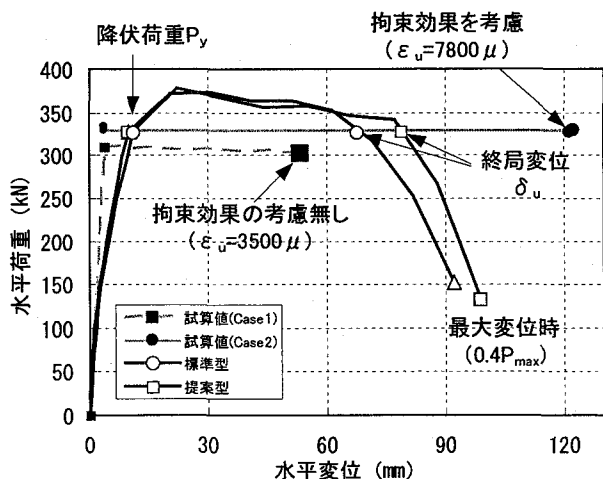


図-6 荷重－変位関係履歴の包絡線

表-2 終局変位の比較

供試体	実験値	試算値	
		CASE-1	CASE-2
標準型	65.5	53.4	123.7
提案型	77.6	53.1	123.3

CASE-1：道示Ⅲ編に準じて算出

[mm]

CASE-2：道示Ⅴ編に準じて算出

筋の呼び強度を用いて降伏荷重 (328kN) を算出し、そのときの変位を実験上の降伏変位としたのに対し、図-6 では実強度を用いて試算した CASE-2 の降伏荷重 (338kN) に達した変位を降伏変位としている。さらに、変位が増大し、CASE-2 の降伏荷重まで荷重が低下した状態を終局時と定義した。

まず、実験における両供試体の比較を行う。図-6 より、両供試体ともほぼ同様の包絡線を描いたことが分かる。そこで、表-2 に示した終局変位を比較すると、提案型は標準型より大きくなっており、中間帯鉄筋による拘束効果が終局時まで持続したと推測される。これらの結果から、従来の半円形フックと同等以上の変形性能が得ることができたと考えられる。

次に、実験値と試算値の比較を行う。表-2 より、実験結果の終局変位は比較的 CASE-1 に近く、CASE-2 の 1/2 程度に留まった。実験値と CASE-2 の試算値に差が生じた原因として、本実験で用いた供試体は長方形断面であるが、CASE-2 は正方断面を想定した拘束条件で試算しており、軸方向鉄筋や帯鉄筋による拘束力が実験よりも試算の方が大きくなったことが挙げられる。

さらに、想定外の大きな地震が生じた場合の変形性能を評価するために、終局後のエネルギー吸収量の比較を行なう。図-7 に両供試体の実験結果より算出された終局後エネルギー吸収量を示す。ここで、

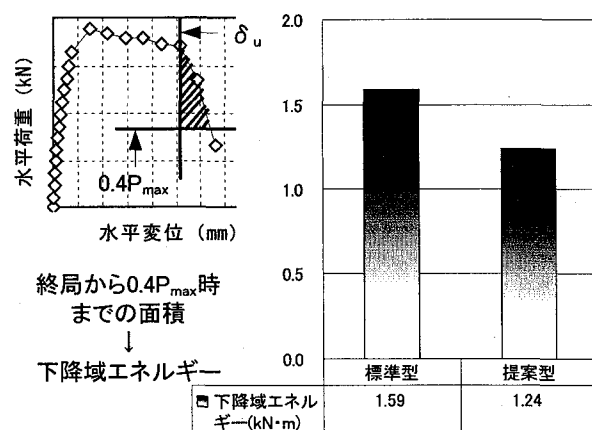


図-7 終局後エネルギー吸収量

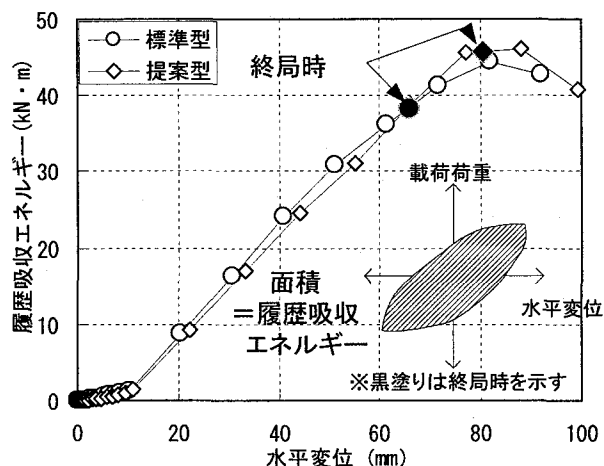


図-8 履歴吸収エネルギー

終局後のエネルギー吸収量は、図-6 を用いて、終局変位から荷重が $0.4P_{max}$ に低下した変位までの包絡線で囲まれた面積により求めた。図-7 より、提案型の終局後エネルギー吸収量は 1.24kNm となり、標準型 (1.59kNm) よりも約 22% の低下したことが分かる。

(3) 履歴エネルギー吸収性能

図-8 に履歴吸収エネルギー量を示す。ここで、履歴吸収エネルギー量は、図-4 に示した荷重－変位関係履歴において各ステップの履歴曲線に囲まれた領域の面積を求めることにより算出した。図-8 より、終局時までの変位の増加に伴うエネルギーの増加勾配が両供試体でほぼ等しいことが分かる。また、終局時において、提案型では 45.6kNm と最大値を示したのに対し、標準型では 39.0kNm に留まったものの、最大値を比べると、標準型も 44.4kNm まで上昇し、ほぼ等しい結果となった。以上より、終局時までは吸収エネルギー量に対する中間帯鉄筋のフック形状の影響は小さく、半円形フックと同等のエネルギー吸収性能を有すると考えられる。

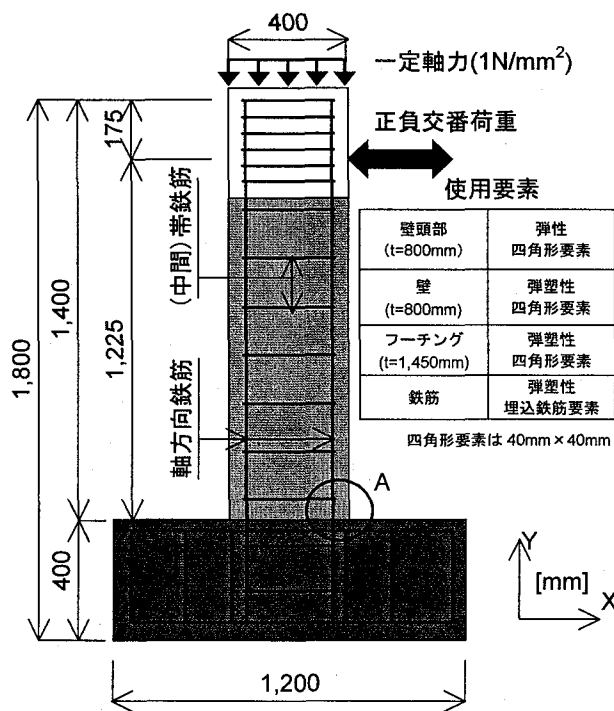


図-9 2次元弾塑性 FEM 解析モデル

以上の考察の結果、提案型の定着フックを用いた場合でも、標準型の場合と同様の壁部材の変形性能が得られたとみなせる。

4. 弾塑性FEM解析

(1) 解析概要

正負交番荷重実験の結果、提案した変形直角フックを用いた場合、標準型の半円形フックと同等以上に壁部材の変形性能を確保できると考えられる。そこで、実験結果を解析的に評価するために、簡便な2次元モデルを用いた弾塑性FEM解析によるシミュレーションを試みた。

図-9に解析モデルの全体を示す。ここで、フーチング下面の全節点をピン条件で拘束した。正負交番荷重は実験での载荷点に相当する節点を変位制御することにより入力し、この際、壁部材天端の全節点から軸方向に、壁部材の断面に1.0N/mm²相当の圧縮力を入力した。

なお、解析にはDIANA(ver.8)を用い、非線形解析における解の収束計算にはQuasi-Newton法(割線法)を、ひずみエネルギー基準で判定誤差0.1%(但し、収束しない場合でも計算を継続させる)の条件で採用した。

a) コンクリートのモデル化

壁部材とフーチングのコンクリートには40mm ×

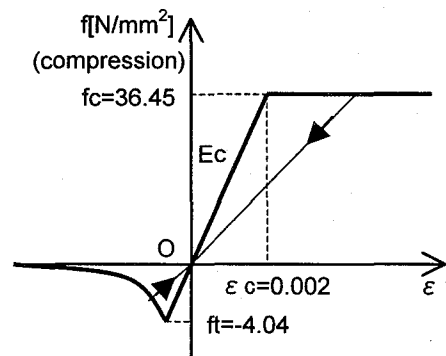


図-10 コンクリートの材料特性

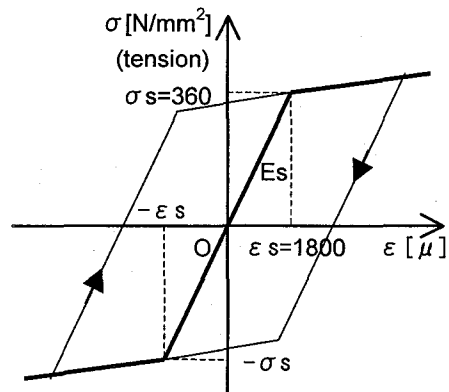


図-11 鉄筋の材料特性

40mmの8節点四角形アイソパラメトリック要素を用い、これらのコンクリートには、正負交番荷重によって生じる繰返し塑性変形を考慮するために、壁部材の上部分を除いて、図-10に示す材料非線形性を設定した。ここで、応力-ひずみ関係の骨格曲線として、圧縮側にはピーク後の軟化を見込まないバイリニア型、引張側にはひび割れ開口挙動を考慮するためにHordijkらの引張軟化モデルを仮定した。また、いずれの戻り勾配にも原点指向型の履歴特性を与えた。なお、以上のモデル化の際、表-1に示した標準型供試体の圧縮試験結果を用いて諸数値を算出した。

b) 鉄筋のモデル化

全ての鉄筋には、コンクリートとの付着が完全となる埋め込み鉄筋要素を用い、応力-ひずみ関係として、図-11に示す1/100弾性係数を二次勾配として有するバイリニアの骨格曲線を仮定し、等方硬化型の履歴特性を与えた。その際、降伏強度には設計基準強度を入力した。

(2) 解析結果

a) 荷重-変位関係

図-12に荷重-変位関係の履歴を実験結果と併せて示す。ここで、図-12a)は+7δ_yまでの結果全体、b)~d)は、それぞれ±2δ_y、±3δ_yおよび±4δ_yの各荷重振幅に対応する1サイクル毎の履歴を横軸(変

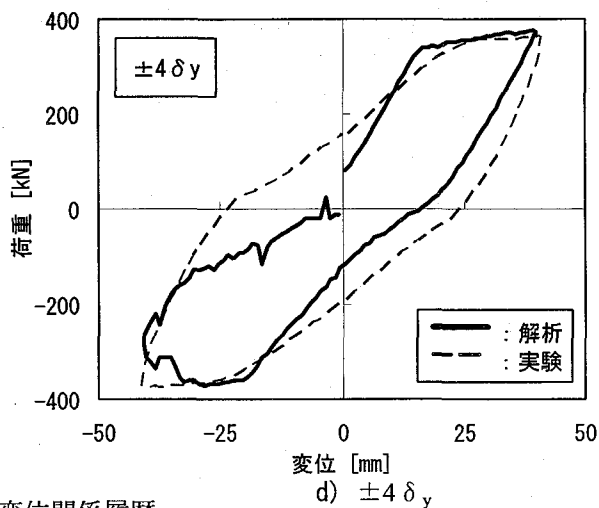
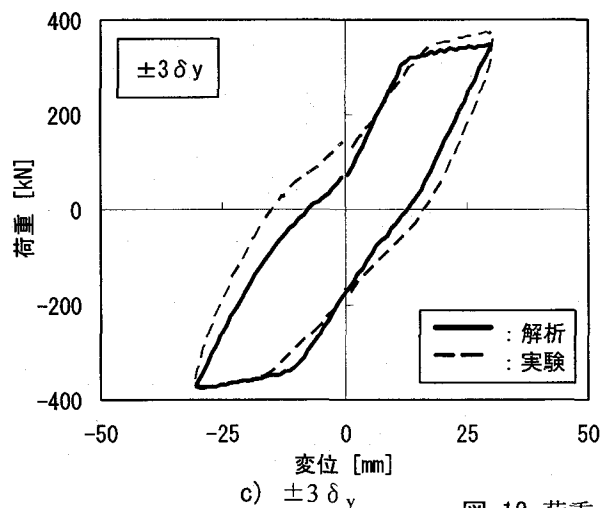
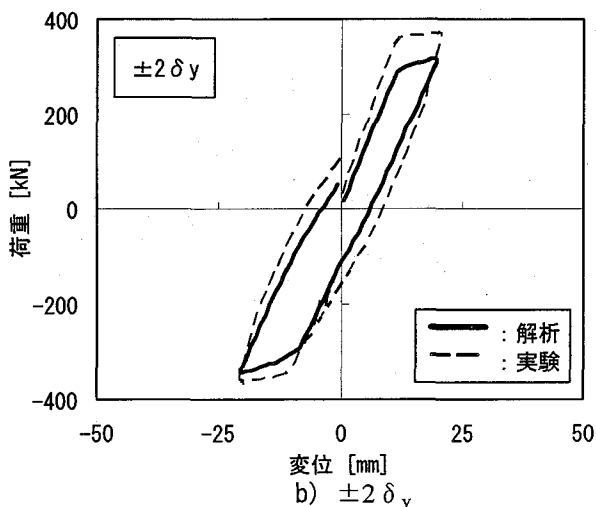
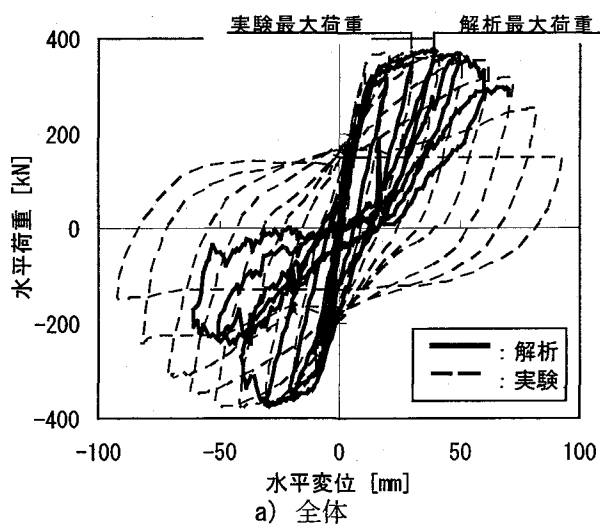


図-12 荷重-変位関係履歴

表-3 解析と実験の最大荷重比較

	最大荷重	最大荷重時変位
解析	374	39.7(=+4 δ_y)
実験	374	30.6(=+3 δ_y)

[kN,mm]

位)のみスケールアップして示した。

図-12a)より、最大荷重時(+4 δ_y 時)以後の非線形性が強い挙動を示す段階では、解析結果と実験結果に大きな差が生じたものの、表-3に示すとおり、最大荷重とその時の変位を精度良く計算できたといえる。さらに、最大荷重時までの解析結果と実験結果について図-12b)～d)を用いて比較すると、図-12b)から図-12d)の第一象限に示す段階までは、解析結果の方が履歴吸収エネルギー量が小さくなる傾向が見られるものの、両者が概ね同じ挙動を示していることが分かる。しかし、最大荷重発生後は、図-12d)の第三象限に見られるように、解析値にばらつきが目立つようになり、実験結果との差異も明確になった。このような差異が生じた原因を考察す

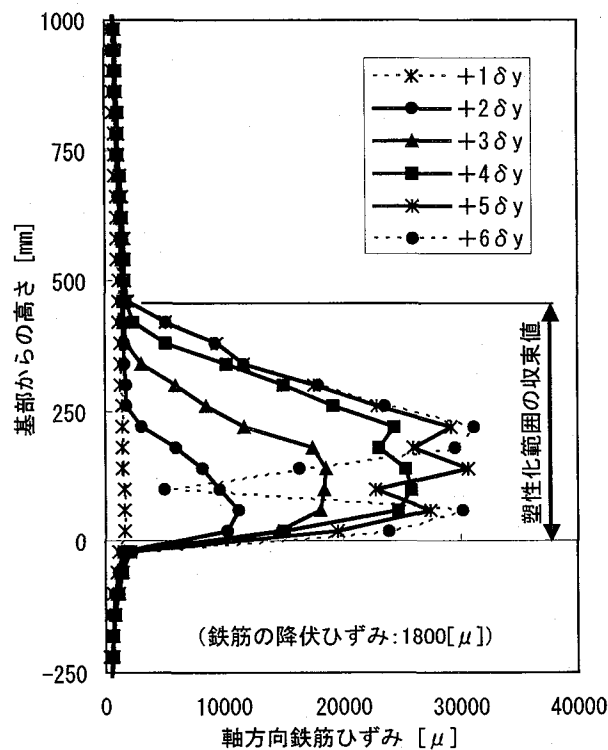


図-13 軸方向鉄筋ひずみ

るために、以下では、壁部材の曲げ変形に影響を及ぼす軸方向鉄筋要素とコンクリート要素の挙動に着目した検討を行う。

b) 軸方向鉄筋ひずみ

図-13に変位振幅の増加に伴う軸方向鉄筋ひずみ分布の推移を示す。ここで、図-9に示した2本の軸方向鉄筋のうち片側のみを対象とし、 $+1\delta_y \sim +6\delta_y$ までの各ステップの最大変位時の値を示した。図-13より、 $+2\delta_y$ 時に基部から高さ250mmの範囲にて軸方向鉄筋が塑性化し始め、最大荷重を示した $+4\delta_y$ 時までに、基部から400mmの範囲まで最大ひずみ量が増加しながら、塑性化領域も拡大していくことが分かる。その後もひずみ量の増加と塑性化領域の拡大が見られるものの、これらの増加量は収束し始め、 $+5\delta_y$ 時から $+6\delta_y$ 時にかけてはほぼ停滞する結果となった。実験では、最大荷重時以後、壁部材基部において軸方向鉄筋鉄筋の座屈や被りコンクリートの剥落などが確認され、塑性ヒンジが形成されたと考えられたが、これらの現象を考慮していない本解析モデルでは、ポストピーク以後の再現はできない。

そこで、本解析で最大荷重時($+4\delta_y$ 時)前後の挙動を考察するために、図-14に示す壁部材基部近傍の2節点における軸方向鉄筋のひずみに着目する。図-15a)は基部から20mmの高さに位置する節点(s739節点)、図-15b)は60mmの高さにおける節点(s738節点)における、ひずみと水平荷重の関係である。ただし、いずれの図においても、 $\pm 4\delta_y$ までの解析結果を抜粋して示している。

図-15a)より、基部から20mmの高さでは、 $\pm 3\delta_y$ までは、1サイクル毎に引張ひずみがほぼ消滅しながらも、水平変位の増加に伴いひずみが増加したことが分かる。その後、 $+4\delta_y$ 時でのひずみ量は $+3\delta_y$ 時の値に留まり、除荷からマイナス方向への負荷にかけて、負荷重の増加と相反して引張ひずみが増加する結果となった。これに対し図-15b)より、基部から60mmの高さでは、 $\pm 3\delta_y$ まで、1サイクル毎に引張ひずみが消滅することなく、ひずみが累積していく傾向がみられた。しかし、 $+4\delta_y$ 時以降は図-15a)と同様に、負荷重が増加しているにもかかわらず、引張ひずみが増加する結果となった。両図を比較して、壁部材基部に近いs739節点よりも、やや離れた位置のs738節点において軸方向鉄筋の引張ひずみが累積されたことは、図-13に示したひずみの分布からも読み取れる傾向であった。

また、両図において $+4\delta_y$ 時以降に負荷重の増加と相反して引張ひずみが増加する結果となったこと

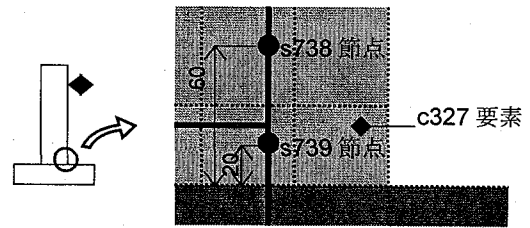


図-14 柱基部詳細 (図-9 中 A 部)

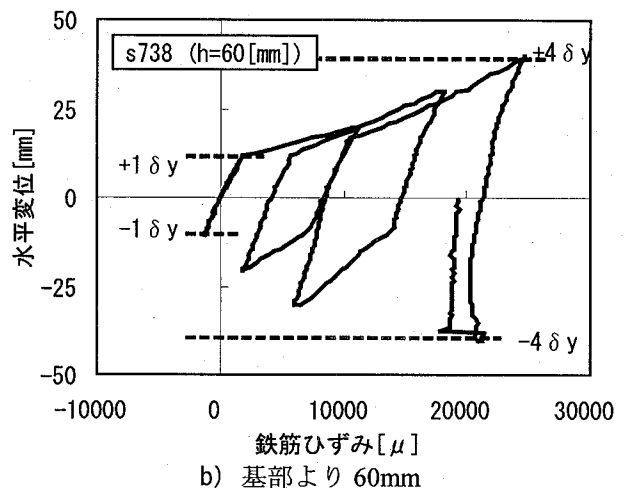
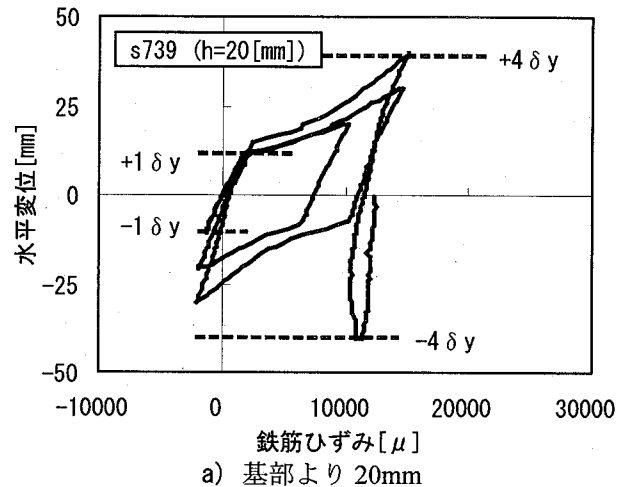


図-15 荷重-鉄筋ひずみ関係

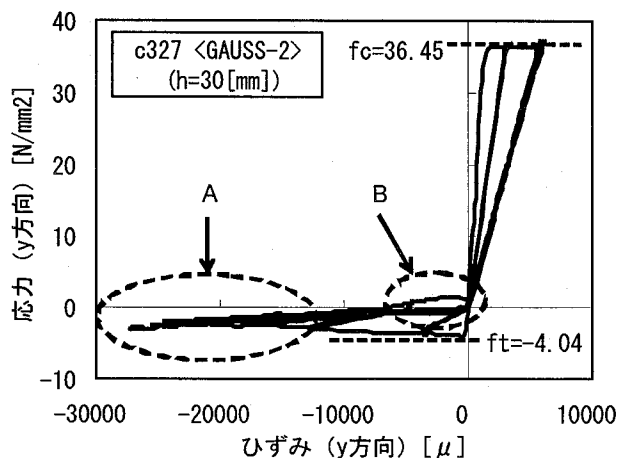


図-16 荷重-コンクリートひずみ関係

について、これは図-12に示した荷重変位関係において実験結果と解析結果に差が生じた時期と重なっているが、同時期に数値解析上の解が収束せずに計算ステップを継続していたことから、既に鉄筋ひずみが降伏ひずみ(1800μ)の10倍程度に達しており、解が不安定となったことが原因と考えられる。

c) コンクリートひずみ

図-16に、壁部材基部に位置する最外縁コンクリート要素(図-14中のc327要素)の、応力とひずみの関係を示す。ここで、要素内座標系のy軸を壁部材高さ方向と定義し、y軸方向について $\pm 4\delta_y$ までの解析結果を抜粋してプロットした。図-16より、コンクリート要素においても、前述の軸方向鉄筋ひずみと同様に最大荷重時($+4\delta_y$ 時)以後、高ひずみ域においてひずみが再硬化するような挙動を示したり(図中のA)、負荷重の除荷過程において原点指向でない経路を示す(図中のB)など、解が不安定となる傾向がみられた。

5. まとめ

- 1) RC壁部材中の中間帯鉄筋の定着フック形状として、施工性の向上を図った変形直角フックを提案し、壁型供試体を用いた正負交番載荷実験を行なった。その結果、道路橋示方書で推奨されている半円形フックを用いた場合と比較して、ほぼ同じ最大耐力と変形性能を得られることが分かった。
- 2) RC壁型供試体の正負交番載荷実験に対し、簡便な2次元モデルを用いた弾塑性FEM解析によるシミュレーションを行なった。その結果、最大耐力発生時までの荷重-変位関係を精度良く再現できた。しかし、最大荷重時以後の挙動には差異が見られたため、解析精度を向上するためには、高ひずみ領域での収束計算を安定させるとともに、軸

方向鉄筋の座屈や被りコンクリートの剥落を再現できるモデル化を行なう必要がある。

参考文献

- 1) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8.
- 2) 塩屋俊幸, 中澤春生, 長澤保紀, 高岸正章: Tヘッドバー工法の開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, 2000
- 3) 増川淳二, 山中宏之, 古市耕輔, 渡辺和義, 藤井充: 中間帯鉄筋にフラッシュ溶接型プレート定着を用いた柱部材の交番載荷試験, 土木学会第59回年次学術講演会, pp783-784, 2004.9
- 4) 小林昭男, 趙唯堅, 田中良弘: プレート定着型せん断補強鉄筋を用いた部材の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, 1999
- 5) 渡部太一郎, 藤原富士良, 津良毅, 石橋忠良: せん断補強筋の配置位置を変えた壁状部材の交番載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, 2000
- 6) 山下知之, 安松敏雄, 寺島満: 掘割構造物の中柱の軸力に着目した載荷実験, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2003.1
- 7) Panitan Lukkunaprasit, Chadchart Sittipunt: Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hook-Clips, ACI structural journal, no.100-S44, pp422-429, 2003