

中空断面鉄筋コンクリート高橋脚の耐震性能

湯川 保之¹・緒方 辰男²・須田 久美子³・齊藤 宗⁴

¹正会員 日本道路公団 四国支社 徳島工事事務所 調査課長(〒770-0861 徳島県徳島市住吉 5-1-30)

²正会員 日本道路公団 技術部 構造技術課(〒100-8979 東京都千代田区霞が関 3-3-2)

³正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 主任研究員(〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

⁴正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 研究員(〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

中空断面鉄筋コンクリート高橋脚を対象に、その耐震性能を把握する目的で、実橋脚の配筋を比較的忠実に再現した縮尺 1/10 の縮小模型試験体を用いて交番繰り返し加力実験を行った。試験体は 15 体で、横拘束筋の配筋方法及び配筋量、中間帯鉄筋の鉄筋径、配置範囲、橋脚下端の断面形状、せん断スパン比及びねじり加力の影響に着目した。その結果、高橋脚を想定した中空断面鉄筋コンクリート橋脚部材では、所定の横拘束筋を配筋することによって、設計上見込まれるじん性を十分確保できることが明らかとなった。また、横拘束筋の具体的な配筋方法等が部材のじん性に及ぼす影響についての知見をまとめ、構造細目を提案した。さらに、実験結果をもとに終局変位及び履歴減衰についての検討を行った。

Key Words: reinforced concrete, high pier, hollow section, re-bar arrangement method, ductility

1. はじめに

第二東名神をはじめとして、山岳地帯に沿って計画される高速道路には、橋脚高さが 30~40m 以上のいわゆる高橋脚を有する橋梁が多数建設される予定である。鉄筋コンクリート (RC) 高橋脚では、橋脚自重の影響を軽減する目的で中空断面となる場合が多いが、中空断面とした場合でも、橋脚下端における軸圧縮応力度は、一般橋脚が $1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度であるのに対し、 $3\sim 5\text{N}/\text{mm}^2$ と比較的高くなる。また、施工上の理由により主桁と橋脚頂部を剛結するラーメン構造形式が採用されるが、橋軸直角方向の地震力に対して、主桁が水平方向に変形を起こすことにより橋脚に変形適合ねじりが作用する。ねじり剛性と曲げ剛性の関係から、橋脚の高さが高くなるほど作用曲げモーメントに対する作用ねじりモーメントの比率が大きくなる。高橋脚橋梁の弾性応答解析事例によれば、曲げモーメントの卓越する断面での作用曲げモーメントに対する作用ねじりモーメントの比率が 10~20%程度になる場合もあった。高橋脚におけるこのような構造上の特徴は、耐震性能の観点から見るといずれも不利な条件であり、高橋脚橋梁の耐震安全性を確保する意味で、こうした条件下での中空断面 RC 橋脚の耐震性能を把握することが重要である。

中空断面 RC 橋脚を対象とし、中実断面との比較を行った既往の実験的研究は比較的少なく、中空円形 RC 橋脚に関する川島の実験¹⁾、鉄骨鉄筋コンクリート橋脚に

関する石井らの実験²⁾などが代表的である。川島¹⁾は、円形 RC 橋脚を対象に、中実及び中空断面の交番加力試験を行って両者を比較している。試験体の配筋は、軸方向鉄筋が断面の外周に一段のみである。中空断面では、コンクリートが断面の内側で非拘束の状態にあるために、内側のかぶりコンクリートが容易に剥落し易いことを指摘している。このため、せん断破壊が起りやすくなるので、肉厚を薄くしすぎないように注意する必要があると結論付けている。また、石井ら²⁾は、鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 橋脚を対象に中実及び中空断面の耐震性能の差異を確認する目的で、中実 SRC、中空 SRC、中空 RC の交番加力試験を行っている。試験体は SRC 及び RC とともに軸方向鋼材が断面の外周に一段のみであり、中空断面は中実断面に比べてじん性率が低下する結果となっている。こうした既往の研究から、中空断面は中実断面に比べてじん性が小さくると認識されており、その主な原因は断面の内側のかぶりコンクリートが剥離し易いためと考えられている。

阪神・淡路大震災を契機として各種基準類^{3),4)}に中間帯鉄筋の配筋が義務付けられたが、その具体的な配筋方法については実験例も少なく、検討課題の 1 つになっている。また、高橋脚では、断面寸法が数 m、壁厚が 1 m 程度の大断面になり、通常、軸方向鉄筋が壁の内外に 1~2 段で多段配筋される。こうした具体的な配筋上の特徴を考慮した実験には宮本⁵⁾らの研究及び新保らの研究⁶⁾がある。宮本ら⁵⁾は壁厚及び帯鉄筋量を変化させた内外

表-1 実験配列

試験体No.	横拘束鉄筋							基部の断面形状	加力条件					
	帯鉄筋			中間帯鉄筋					せん断スパン比	ねじり				
	間隔 a (mm)	使用鉄筋	帯鉄筋量	間隔 (mm)	断面内 間隔 (mm)	使用鉄筋	加工形状				補強範囲			
1	35	異形4mm	0.0036 ba	35	96	異形4mm	Aタイプ	全高	中空	5	無し			
2	30		0.0042 ba	30										
3	20		0.0063 ba	20										
4	35		0.0036 ba	35	35	187	異形3mm	Aタイプ	全高	1h中実	2.5	有り		
5					35	54								
6					70	187								
7					96	98								
8					96	異形4mm	96	54	異形4mm	Aタイプ	基部1h	中空	5	無し
9								96						
10								187						
11								96						
12					65	0.0019 ba	65	96	異形4mm	Aタイプ	全高	中空	5	無し
13														
14														
15	65		0.0019 ba	65	96	異形4mm	Aタイプ	全高	中空	5	有り			

2段配筋の円形中空断面試験体を用い、部材のじん性に及ぼすせん断耐力と曲げ耐力の比の影響を調べた。その結果、中実矩形断面と同様、両者に相関が見られると報告している。新保ら⁶⁾は、高軸力を受けるRC主塔部材を対象に中空断面RC柱部材の中間帯鉄筋配筋方法によるじん性改善効果を実験的に検討している。試験体は軸方向鉄筋が中空断面の壁の内外に1段ずつ配筋された2段配筋である。中間帯鉄筋を配筋しないものと、中間帯鉄筋を配筋して、その加工形状を変えたものについて比較した結果、中空断面RC柱部材のじん性改善には、壁の内外の帯鉄筋同士あるいは、壁外側の軸方向鉄筋と内側の帯鉄筋を中間帯鉄筋で拘束するという配筋方法を用いることにより、じん性が改善されると結論付けている。

中実断面橋脚においてじん性を評価する際には、通常、せん断変形を無視する。江川ら⁷⁾は、中空断面と中実断面の梁部材について、漸増交番加力試験を行っているが、中空断面は中実断面に比べ、作用せん断応力度が大きくなることから、初期からひび割れが斜めに進展し、終局変位と吸収エネルギーが若干小さくなり、同一変位量でのスターラップひずみが大きくなること、また、せん断スパン比が小さくなるほど全変形量に占めるせん断変形の比率が大きくなることなどを指摘している。中空断面橋脚を対象としてせん断変形の影響を検討した例はなく、中実断面橋脚に用いられているじん性評価法に関する中空断面橋脚への適用性は明らかにされていない。

ねじり加力の影響については新保らの研究⁸⁾があるが、高橋脚で想定される変形適合ねじりがじん性に及ぼす影響は十分に把握されているとは言えない。

以上のことから、中空断面鉄筋コンクリート高橋脚を対象とした場合、横拘束筋の具体的な配筋方法を考慮したうえで、そのじん性を実験的に把握した研究例はなく、

じん性に及ぼす中間帯鉄筋の効果に関するデータの蓄積は十分とは言えない。

そこで、本論文では、まず、高橋脚を対象に鉄筋径の縮尺や、中間帯鉄筋の加工形状等の具体的な配筋方法に配慮した、縮尺約1/10の縮小模型試験体を用いて行った交番繰り返し加力実験の概要(2章)とその結果(3章、4章)について述べる。さらに、実験結果をもとに終局変位に及ぼす横拘束筋の影響(5章)及び中空断面RCの履歴減衰(6章)について検討した。最後に、検討結果を踏まえて、中空断面RC高橋脚の構造細目の提案を試みた(7章)。

2. 実験概要

ここでは、道路橋で計画されている一般的な高橋脚を想定し、その約1/10縮尺の模型を用いて実施した加力実験の概要について述べる。ここで言う一般的な高橋脚とは、橋脚高さ(H)40m、断面幅(b)6m、断面高さ(h)6m、壁厚(t)1m、軸方向鉄筋(D51)ピッチ150mm、軸筋量0.02~0.03bh、帯鉄筋量0.003~0.004ba(a:帯鉄筋間隔)、横拘束筋の平均体積比(ρ_{sh})1.00~1.50%のものである。

(1) 試験体と実験配列

実験は、一般的な高橋脚の約1/10縮尺の縮小模型試験体(H=3.3m, b=0.6m, h=0.6m, t=0.1m, 軸方向鉄筋(D6)ピッチ27mm, 軸筋量0.02bh, 帯鉄筋量0.0019~0.0063ba, $\rho_{sh}=0.75\sim2.44\%$)を製作し、地震荷重を想定した静的交番繰り返し加力により行った。

a) 実験配列

各試験体の特徴及び実験配列を表-1に示す。

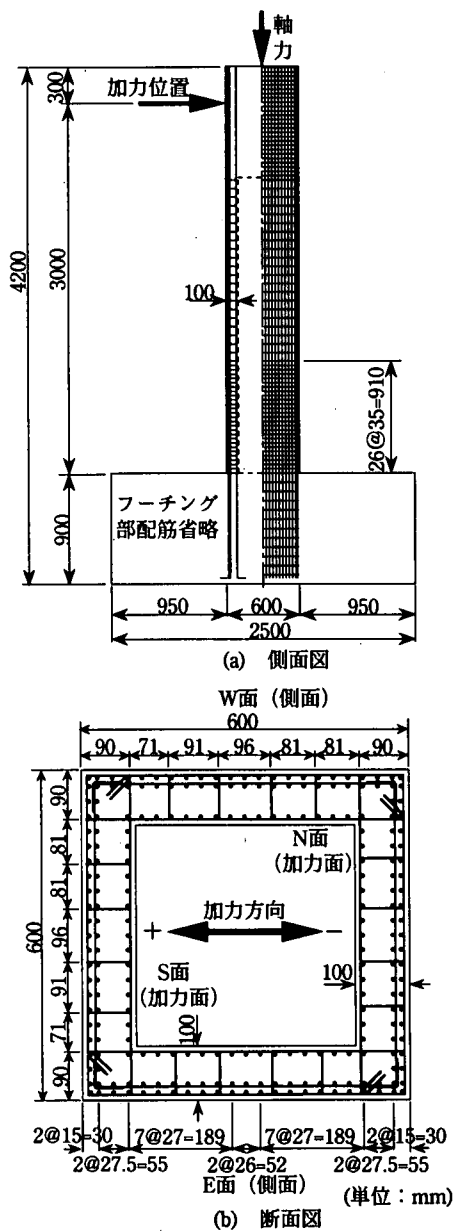


図-1 標準試験体(No.1)の側面図、断面図

今回の実験では、No. 1 を標準試験体とし、実験パラメータを以下に示す7種類として合計15体の加力実験を実施した。今回着目した実験パラメータと試験体 No. は、①横拘束鉄筋である帯鉄筋及び中間帯鉄筋の配筋量 (No. 2, 3, 4, 5, 15), ②中間帯鉄筋の加工形状 (No. 6, 7, 8), ③中間帯鉄筋の鉄筋径 (No. 9), ④中間帯鉄筋の配置範囲 (No. 13), ⑤橋脚下端の断面形状 (No. 10, 11), ⑥せん断スパン比 (No. 12) ⑦ねじり加力の有無 (No. 14) である。

b) 試験体と使用材料

図-1 に No. 1 の断面図及び側面図を示す。軸方向鉄筋及び横拘束鉄筋には、断面縮尺に対応した鉄筋として、

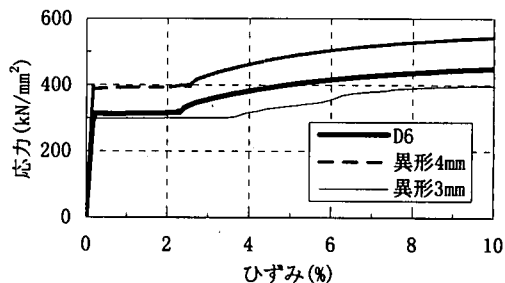


図-2 使用鉄筋の応力とひずみの関係

表-2 使用鉄筋の降伏点と引張強度

鉄筋名	降伏点 (kN/mm^2)	引張強度 (kN/mm^2)
D 6	320	469
異形4mm	397	573
異形3mm	308	406

D 6 鉄筋及び異形 4mm 鉄筋, 異形 3mm 鉄筋を使用した。鉄筋には通常の異形鉄筋と同様に明確な降伏棚をもち十分に伸び能力のあるものを使用した。図-2 に今回使用した鉄筋の応力とひずみ関係の測定例 (ひずみゲージ使用) を, 表-2 に降伏点及び引張強度を示す。

コンクリートには、試験体の壁厚が 100mm と極めて薄く、かぶりや鉄筋間隔が数ミリしかないため、締固め不要の高流動コンクリートを使用した。また、粗骨材最大寸法は 10mm とした。各試験体の実験時のコンクリート圧縮強度は $38 \sim 42 \text{N}/\text{mm}^2$ 、弾性係数は $25 \sim 29 \text{kN}/\text{mm}^2$ の範囲であった。

横拘束鉄筋については、ねじりの影響を調べる No. 14 を除いて、柱基部の $1.5h$ (900mm) 区間について、表-1 の配筋を施し、 $1.5h$ より上の区間は横拘束鉄筋の間隔を 2 倍にした。

実験パラメータの内、中間帯鉄筋の加工形状は図-3 に示す 4 タイプとした。A タイプは標準的に使用されている形状で、断面外側を半円形フック (定着長 $12d$: d は鉄筋径), 内側を直角フック (定着長 $12d$) とし、いずれも帯鉄筋に掛けた。B タイプは、従来幅止め筋として用いられてきた加工形状で、両側を直角フック (定着長 $12d$) とし、軸方向鉄筋に掛けた。C タイプは B タイプと同様の加工形状で両側を帯鉄筋に掛けたものである。D タイプは、柱外側にフックがなくかぶりの確保が容易な加工形状とし、また内側の直角フック定着長を $5d$ に短くした。D タイプは、柱外側にフックがないため、外側かぶりコンクリートが剥落しても横拘束鉄筋としての効果が期待できることや、軸方向鉄筋を取り囲むため、帯鉄筋に掛ける A タイプや C タイプに比べ、かぶりの確保がし易いと言った利点が考えられるため、今回の実験に採用したものである。

基部の断面形状を中実断面とした No. 10, No. 11 では、その中実部分における中間帯鉄筋の加工形状を A タイプ

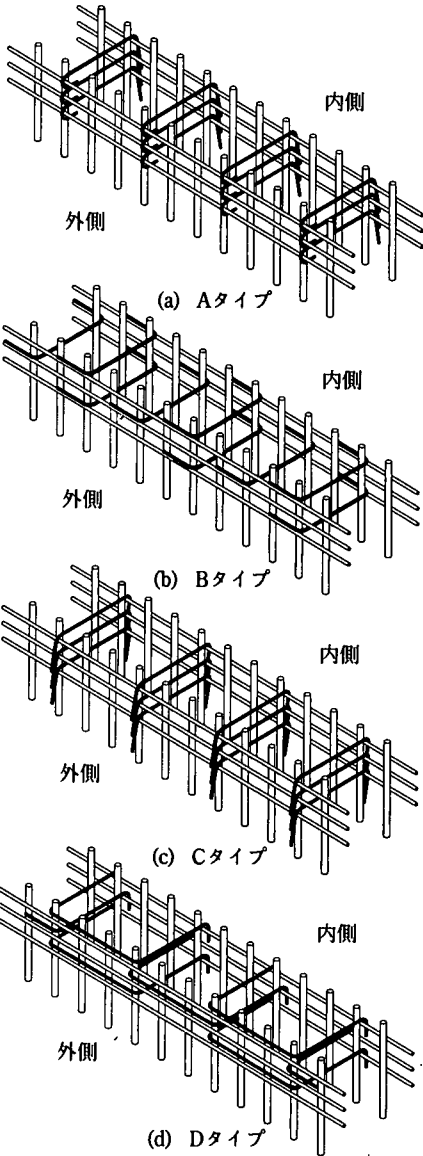


図-3 中間帯鉄筋の加工形状

とし、直角フックと半円形フックを千鳥配筋した。

c) 平均体積比

道路橋示方書⁴⁾では体積比 (ρ_s) を式(1)で定義している。

$$\rho_s = \frac{4 A_{sh}}{s b_{max}} \quad (1)$$

ここで、 b_{max} : 横拘束筋の有効長 (図-4 参照)

s : 横拘束筋のピッチ

A_{sh} : 横拘束筋の断面積

道路橋示方書では、帯鉄筋と中間帯鉄筋は同一径の鉄筋を用いることを前提とし、中間帯鉄筋の最大配置間隔

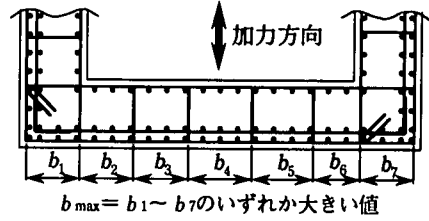


図-4 体積比の求め方

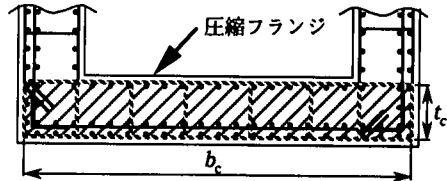


図-5 平均体積比の求め方

表-3 体積比と平均体積比の比較

試験体No.	体積比 (ρ_s) (%)	平均体積比 (ρ_{sh}) (%)
1	1.00	1.39
2	1.16	1.62
3	1.75	2.44
4	0.51	1.27
5	1.20	1.58
6	0.34	1.15
7	0.34	1.15
8	0.98	1.45
9	0.67	1.39
10	1.00	1.39
11	0.51	1.27
12	1.00	1.39
13	1.00	1.39
14	1.00	1.39
15	0.54	0.75

を規定しているため、横拘束筋間隔が断面内で極端に違う場合や、帯鉄筋と中間帯鉄筋の径を変えた場合には実験値との比較ができない。特に本論文では、中間帯鉄筋の断面内間隔や鉄筋径を実験パラメータとしているため、これらの違いを表現できる横拘束筋量の指標として、平均体積比 (ρ_{sh}) を用いることとした。平均体積比は、式(2)に示されるように、圧縮フランジ内の横拘束筋で囲まれている拘束コンクリート (図-5の斜線で示される部分) の総体積 (V_{ch}) に対する圧縮フランジ内に含まれる横拘束筋 (図-5の点線で示される鉄筋) の総体積 (V_{sh}) の割合で示されるものとした。

$$\rho_{sh} = \frac{V_{sh}}{V_{ch}} = \frac{A_{sh} L_{sh}}{b_c t_c s} \quad (2)$$

ここで、 L_{sh} : 圧縮フランジ内の横拘束筋総長さ

b_c, t_c : 図-5参照

表-3に道路橋示方書に準拠して求めた体積比 (ρ_s) と平均体積比 (ρ_{sh}) を対比して示す。

(2) 加力方法

a) 一軸交番水平加力の場合

一軸交番水平加力の場合(No. 1~No. 13, No. 15), 水平力は980kNの押し引き両働串型油圧ジャッキにより交番加力を行い, 軸力は, 加力フレームに水平方向のスライド装置を介して取り付けられた980kNの油圧ジャッキにより, 常に鉛直下向きの圧縮力が作用するように加力した. 軸力は常に588kN(中空断面部分のコンクリート平均圧縮応力度 2.94N/mm^2)一定となるように制御した.

加力制御は, まず標準試験体であるNo. 1において, RC断面計算により求めた設計降伏荷重(設計上の引張鉄筋筋心位置が降伏ひずみに達するときの荷重)である178.4kNをもとに行った. すなわち, 設計降伏荷重までは約30kNずつの荷重制御(交番加力)とし, 設計降伏荷重以降は, 設計降伏荷重に達したときの水平変位量(設計降伏変位 $\Delta=11.3\text{mm}$)をもとにその整数倍の変位で変位制御(繰り返し回数3回の交番繰り返し加力)とした.

No. 2~No. 11及びNo. 13, No. 15試験体については, No. 1で設定した $\Delta=11.3\text{mm}$ の変位まではNo. 1と同様に荷重制御による加力を行い; 1 Δ 以降は同じく整数倍の変位で3回ずつ交番繰り返し加力を行った.

No. 12は他の試験体とせん断スパン比が異なるため, 設計降伏荷重359kNをもとに, $\Delta=3.8\text{mm}$ と設定した. 加力は, No. 1と同様の要領で, Δ の整数倍の変位で3回ずつ交番繰り返し加力を行った.

b) 水平力及びねじり力を交番加力する場合

水平力及びねじり力を交番加力する場合(No. 14), 水平力及びねじり力は, 試験体頭部に取り付けた加力ブロックを介して並列に配置した980kNの押し引き両働串型油圧ジャッキを2本使用して交番加力した. 両ジャッキの合計荷重が水平力に, 両ジャッキの荷重の差にジャッキ間距離をかけあわせたものがねじりモーメントになる. 軸力は, 1960kNのセンターホール油圧ジャッキにより試験体の中を通したアンボンドPCストランドを介して加力した. 他のねじり加力のない試験体と同様に, 軸力が常に588kN(中空断面部分のコンクリートの平均圧縮応力度で 2.94N/mm^2)一定となるように制御した. 軸力による付加曲げモーメントは別途計算により補正を行うものとする.

ねじり加力制御は, 変形適合ねじりを想定して, ひび割れ発生荷重までは, 高橋脚橋梁の弾性応答解析の上限値を参考に, ねじりモーメントと柱基部の曲げモーメントの比率が15%一定になるように荷重制御し, ひび割れ発生以降は, ねじり変形と曲げ変形の比率がひび割れ前と同じになるように変形制御した. ひび割れ前の変形が弾性計算値とほぼ等しいことを確認したので, ねじり変形の制御は弾性計算値をもとに式(3)の変形比で制御した.

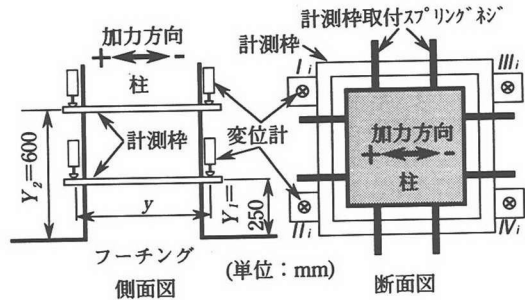


図-6 曲率計測図

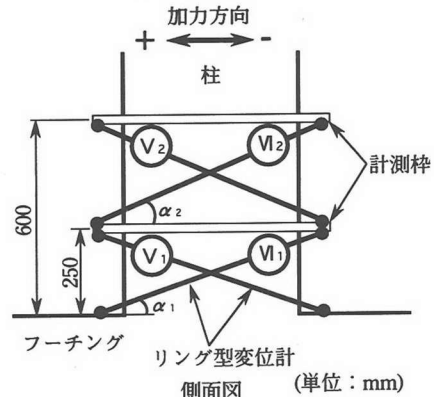


図-7 せん断変形計測図

$$\frac{\left(\begin{array}{l} \text{加力点位置の回転角} \\ \text{橋脚基部からの高さ} \end{array} \right)}{\text{加力点位置水平変位}} = 73,300 \text{ rad/m}^2 \quad (3)$$

水平力の制御は, 他の試験体と同様, $\Delta=11.3\text{mm}$ までは荷重制御とし, それ以降は1 Δ の整数倍で変位制御し, 3回ずつ交番繰り返し加力を行った.

(3) 計測方法

計測項目は, 荷重, 変位量, ひずみ量, ひび割れ観察である.

荷重計測は, 水平荷重及び軸力についてジャッキ先端に取り付けたロードセルを用いて行った.

変位計測は, 加力制御のための加力点位置水平変位の他に, 柱部の水平変位分布測定及び, 柱基部の平均曲率測定・せん断変形・ねじり回転角測定(No. 14のみ)の目的で行った.

曲率(ϕ)は, 図-6に示すように, フーチング上から250mm及び600mmの位置に計測枠を取り付け, 計測枠4箇所鉛直変位を測定し, その鉛直変位を用いて式(4)のようにそれぞれの計測枠高さ区間の平均曲率を求めた.

表-4 損傷イベント発生時期一覧

イベント 試験体No.	最大荷重		外側かぶりコンクリート				中間帯鉄筋		柱筋			
			剥離		剥落		外側フック開く		座屈		破断	
1	+4Δ	-4Δ	+6Δ	-6Δ	+8Δ	-8Δ	+10Δ	-9Δ	+9Δ	-9Δ	+10Δ	-10Δ
2	+5Δ	-5Δ	+6Δ	-7Δ	+8Δ	-9Δ	+10Δ	-10Δ	+9Δ	-9Δ	+11Δ	-10Δ
3	+4Δ	-4Δ	+7Δ	-7Δ	+9Δ	-9Δ	+13Δ	-12Δ	+11Δ	-11Δ	+12Δ	-11Δ
4	+4Δ	-4Δ	+6Δ	-6Δ	+6Δ	-6Δ	+7Δ	-8Δ	+6Δ	-8Δ	+10Δ	-9Δ
5	+4Δ	-4Δ	+6Δ	-6Δ	+8Δ	-8Δ	+11Δ	-11Δ	+9Δ	-9Δ	+10Δ	-11Δ
6	+5Δ	-5Δ	+5Δ	-5Δ	+7Δ	-7Δ	+8Δ	-8Δ	+7Δ	-7Δ	+10Δ	-10Δ
7	+5Δ	-5Δ	+6Δ	-6Δ	+7Δ	-7Δ	+8Δ	-8Δ	+7Δ	-7Δ	+10Δ	-10Δ
8	+5Δ	-5Δ	+6Δ	-6Δ	+7Δ	-7Δ	-	-	+7Δ	-7Δ	+9Δ	-9Δ
9	+5Δ	-5Δ	+7Δ	-6Δ	+9Δ	-8Δ	+10Δ	-10Δ	+9Δ	-9Δ	+10Δ	-11Δ
10	+3Δ	-3Δ	+6Δ	-6Δ	+7Δ	-7Δ	+7Δ	-8Δ	+7Δ	-8Δ	+9Δ	-9Δ
11	+4Δ	-4Δ	+6Δ	-5Δ	+6Δ	-6Δ	+7Δ	-6Δ	+7Δ	-6Δ	+9Δ	-9Δ
12	+5Δ	-5Δ	+9Δ	-9Δ	+10Δ	-10Δ	+11Δ	-11Δ	+10Δ	-10Δ	-	-
13	+4Δ	-4Δ	+7Δ	-7Δ	+7Δ	-7Δ	+9Δ	-9Δ	+7Δ	-8Δ	+10Δ	-10Δ
14	+5Δ	-5Δ	+7Δ	-8Δ	+8Δ	-8Δ	+9Δ	-9Δ	+9Δ	-9Δ	+11Δ	-
15	+4Δ	-4Δ	+6Δ	-6Δ	+6Δ	-6Δ	+8Δ	-8Δ	+6Δ	-6Δ	-	-9Δ

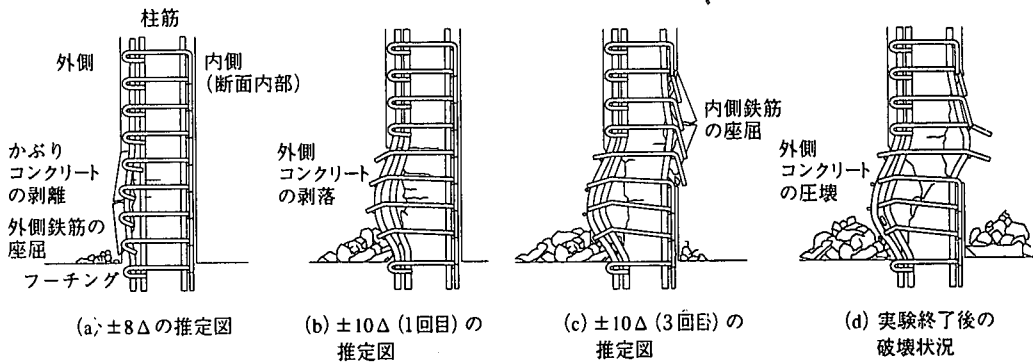


図-8 標準試験体 (No.1) の破壊進行状況推定図

$$\varphi = \frac{\frac{(I_i + II_i)}{2} \frac{(III_i + IV_i)}{2}}{y} \quad (4)$$

ここで、 $I_i \sim IV_i$, Y , y : 図-6 参照

せん断変形は、フーチング上面とフーチング上面から 250mm 及び 600mm の位置に取り付けた計測棒との間にリング式変位計を図-7のように交差して取り付け、その計測変位を用いて、式(5)により、それぞれのせん断変形を求めた。

$$\text{せん断変形} = \frac{(V_i - VI_i)}{2} \times \cos \alpha_i \quad (5)$$

ここで、 V_i , VI_i , α_i : 図-7 参照

ひずみ量計測は、軸方向鉄筋・帯鉄筋・中間帯鉄筋・コンクリートについてひずみゲージを用いて行った。また、ひび割れは目視観察した。

3. 実験結果

(1) 荷重-変位関係と破壊進行状況

各試験体の荷重-変位関係及び破壊進行状況について述べる。ここでは、実験時に標準試験体において設定した設計降伏荷重時の変位を設計降伏変位 (Δ) とし、 Δ を基準とした塑性率をもとに各試験体の破壊進行状況を比較する。また終局は、荷重変位曲線の包絡線が、設計降伏荷重を下回った時とした。

各試験体の主な破壊状況を表-4に、標準試験体 (No. 1) の破壊進行状況推定図を図-8に、各試験体の荷重-変位関係を図-9に、各試験体の終局時のひび割れ状況を図-10に示す。ここで、表-4中の塑性率は、その塑性率を最大とする変位制御加力時に、そのイベントが発生したことを示す。破壊進行状況図は、加力中の柱内部観察は行っていないので、鉄筋ひずみの計測値や、加力終了後にフーチング上面から 600mm (1h) の高さで柱部を切断し、内部状況の確認を行った結果から推定した。

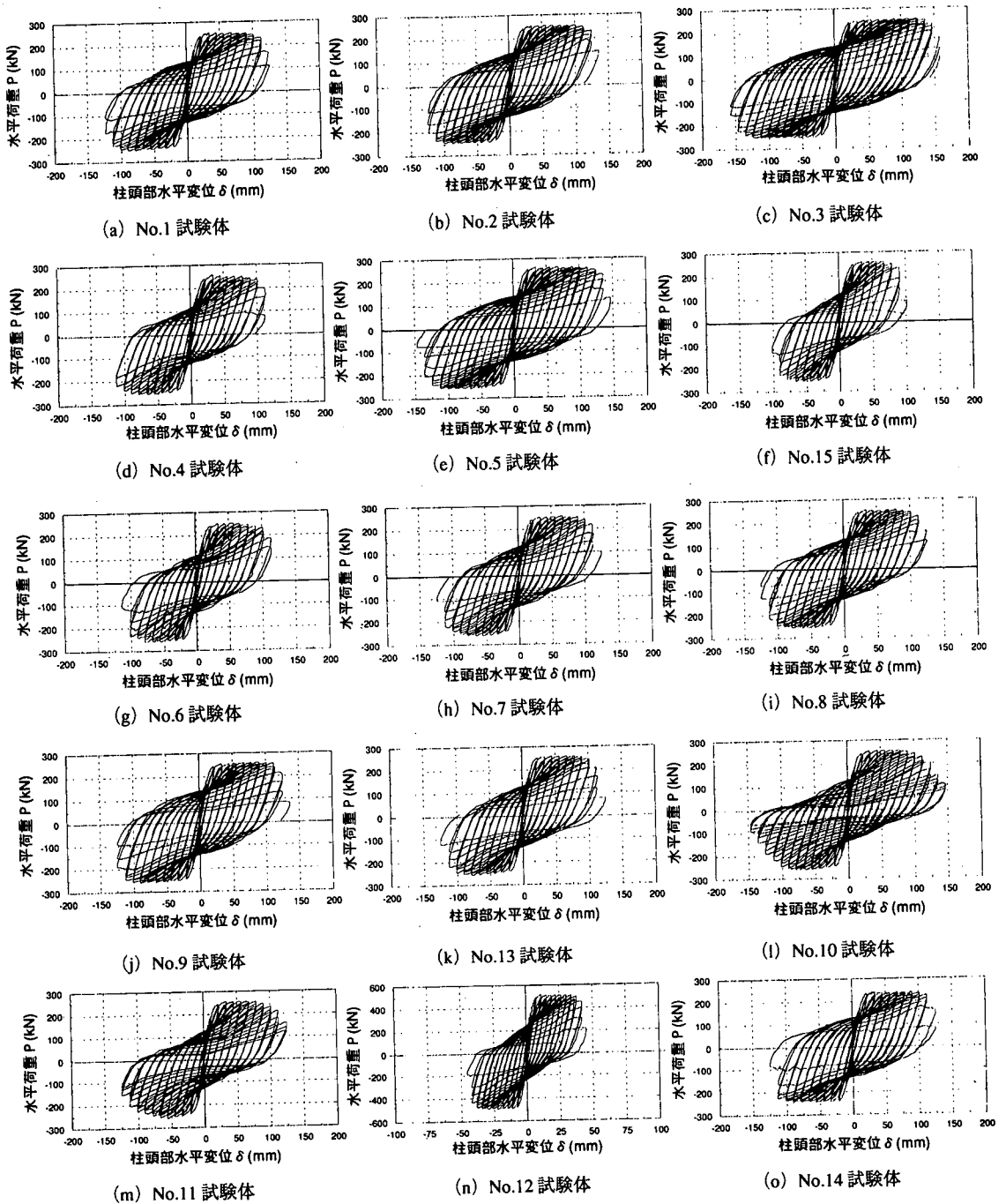


図-9 各試験体の水平荷重と水平変位の関係

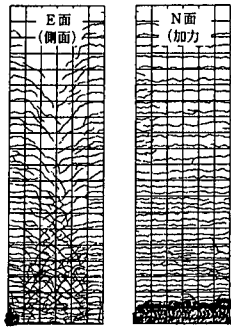
a) 標準試験体の破壊モード

標準試験体 (No. 1) の破壊進行状況は次のとおりであった。

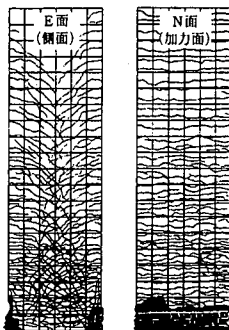
- ① $\pm 3 \Delta$ でほぼ最大荷重に達し、 $\pm 9 \Delta$ までは、ほぼ同等の荷重を維持した。
- ② $\pm 6 \Delta$ で隅角部のかぶりコンクリートが剥離し、隅角部の軸方向鉄筋は帯鉄筋と帯鉄筋の間 (35mm) の

極短い区間で局部的に座屈しはじめた。

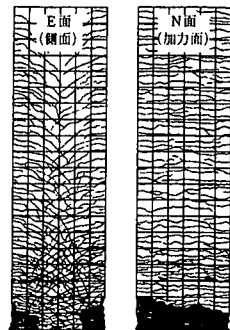
- ③ $\pm 8 \Delta$ ではフランジ部分のかぶりコンクリートが部分的に剥離、剥落し、フランジ部分でも帯鉄筋と帯鉄筋の間 (35mm) の極短い区間で局部的に軸方向鉄筋の座屈が観察された (図-8 (a) 参照)。
- ④ $\pm 9 \Delta$ では、一段目の帯鉄筋にかけられた中間帯鉄筋の外側半円形フックが開き始め、フランジ部分の



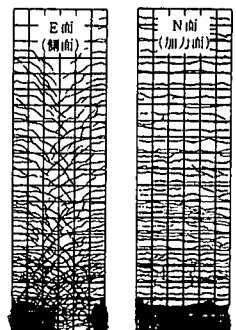
(a) No.1 試験体 (10 Δ)



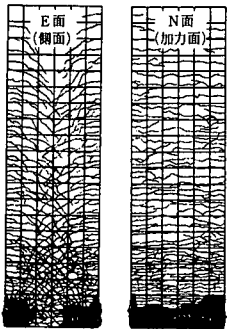
(b) No.2 試験体 (11 Δ)



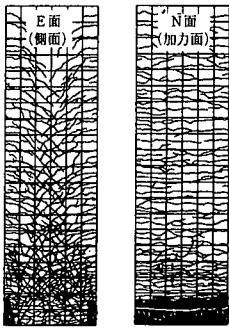
(c) No.3 試験体 (14 Δ)



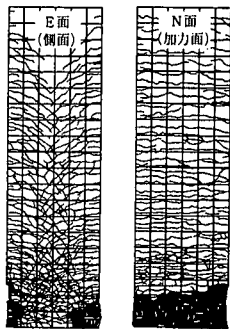
(d) No.4 試験体 (10 Δ)



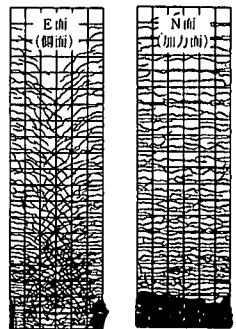
(e) No.5 試験体 (13 Δ)



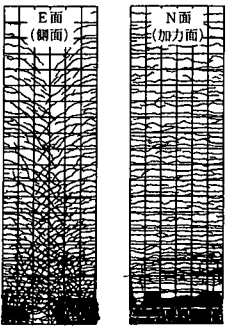
(f) No.15 試験体 (8 Δ)



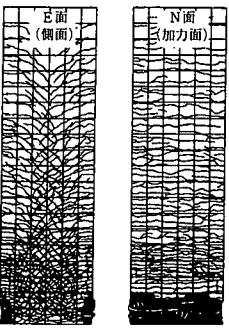
(g) No.6 試験体 (10 Δ)



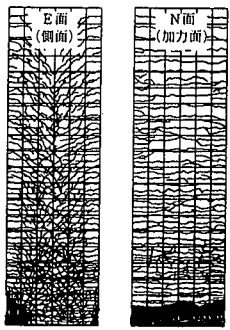
(h) No.7 試験体 (10 Δ)



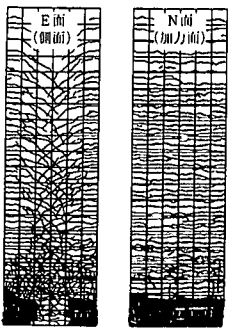
(i) No.8 試験体 (11 Δ)



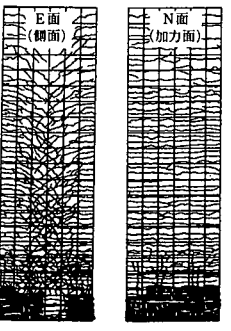
(j) No.9 試験体 (11 Δ)



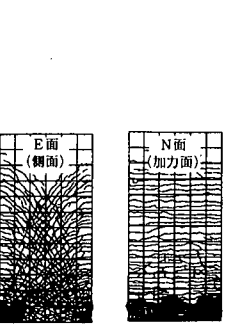
(k) No.13 試験体 (10 Δ)



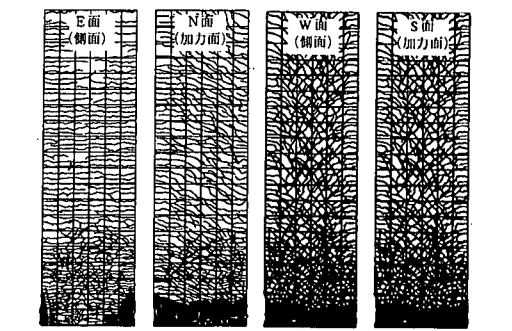
(l) No.10 試験体 (12 Δ)



(m) No.11 試験体 (11 Δ)



(n) No.12 試験体 (11 Δ)



(o) No.14 試験体 (11 Δ)

図-10 各試験体の終局時ひびわれ図

かぶりコンクリートがより広い範囲（フーチング上面から約15cm）で剥離、剥落し、軸方向鉄筋の座屈が確認された。

⑤±10Δの1回目では、±9Δに比べて荷重が低下し、3回の繰り返しごとに荷重の低下が著しくなった。

また、2段目の帯鉄筋にかけられた中間帯鉄筋の半円形フックが外側に開きはじめているのが確認された(図-8(b)参照)。

⑥+10Δの1回目に隅角部軸方向鉄筋の破断が、-10Δの3回目に隅角部以外の軸方向鉄筋の破断が目視確認されたが、破断音の発生は認められなかった。

これは帯鉄筋と帯鉄筋の間(35mm)の非常に短い区間で局部座屈した鉄筋が交番加力の曲げ戻しにより破断したためと考えられる(図-8(c)参照)。

⑦-11Δで残存耐力が最大荷重の45%以下に低下したため実験を終了したが、最終まで軸力を保持できた。最終的には図-8(d)に示すような破壊状況であった。

標準試験体は非常に優れたじん性を示しており、一般的な高橋脚において曲げ破壊が先行するように配筋された場合にはじん性を見込んだ耐震設計が可能であると考えられる。

b) 横拘束筋量に着目した試験体

横拘束筋量に着目した試験体はNo.2~No.5及びNo.15である。

No.2の破壊進行状況はNo.1とほぼ同等であった。No.1では、±10Δで荷重の低下が見られたが、No.2では、±11Δから荷重が低下し始めた。

No.3はNo.1及びNo.2とは若干異なり、中間帯鉄筋の半円形フックが外側に開き始める前に、隅角部における軸方向鉄筋の破断が始まり、±13Δから荷重が低下し始めた。

No.4は、No.1より早く、±6Δからかぶりコンクリートの剥離及び軸方向鉄筋の座屈が始まり、±9Δから荷重が低下し始めた。

No.5はNo.1やNo.4とは異なり、中間帯鉄筋の半円形フックが外側に開き始める前に、フランジ部分の軸方向鉄筋が破断し始めた。破壊進行状況は、No.3とほぼ同様であった。荷重は±11Δから低下し始めた。

No.15は、±8Δで中間帯鉄筋の半円形フックが外側に開き、軸方向鉄筋が座屈して荷重が低下し始めた。その後、±9Δで軸方向鉄筋が破断した。

c) 中間帯鉄筋の加工形状に着目した試験体

中間帯鉄筋の加工形状に着目した試験体はNo.6~No.8である。

No.6は、±7Δで軸方向鉄筋が座屈し、±8Δで中間帯鉄筋のフックが外側に開いた。その後、±9Δで荷重が低下し始め、±10Δで軸方向鉄筋が破断し、隅角部の

コンクリートが激しく圧壊して軸力を保持出来ない状態となり、実験を終了した。

No.7は、基本的にはNo.6の破壊進行状況とほぼ同様であったが、最終状態でも軸力を保持できた。荷重は±9Δで低下し始めた。

No.8は、±7Δで軸方向鉄筋が座屈し、±9Δで軸方向鉄筋が破断して荷重が低下し始めた。

d) 中間帯鉄筋の直径に着目した試験体

No.9では、No.1と平均体積比を同じにして、中間帯鉄筋に、より細径の異形3mm鉄筋を使用した。No.9は、No.1と同様の破壊進行状況であった。荷重は±11Δから低下し始めた。

e) 中間帯鉄筋の配置範囲に着目した試験体

No.13は橋脚下端の1h区間のみで中間帯鉄筋を配置した試験体である。破壊進行状況は、No.1と同様であった。荷重は、±9Δから低下し始めた。

f) 橋脚下端の断面形状に着目した試験体

橋脚下端の1h区間を中実断面にした試験体は、No.10及びNo.11である。横拘束筋量では、No.10がNo.1に、No.11がNo.4に相当している。

No.10は、±7Δで中間帯鉄筋の直角フックが外側に開き、軸方向鉄筋が座屈し始めた。その後、±9Δで中間帯鉄筋の半円形フックが外側に開き、軸方向鉄筋が破断して、荷重が低下し始めた。No.10は中間帯鉄筋の直角フックが断面の外側にあるため、No.1よりも早い時期から直角フックが開き、軸方向鉄筋が座屈し始めた。

No.11は、±6Δで中間帯鉄筋の直角フックが外側に開き、軸方向鉄筋が座屈し始めた。その後、±8Δで中間帯鉄筋の半円形フックが外側に開き、軸方向鉄筋が破断して、荷重が低下し始めた。

g) せん断スパン比に着目した試験体

No.12はせん断スパン比を2.5とし、他の試験体より小さくした試験体である。No.12の破壊進行状況はNo.1とほぼ同様であった。荷重は、±11Δから低下し始めた。

h) ねじり加力の影響に着目した試験体

No.14は、水平力とねじり力を交番加力した試験体である。図-9(o)では、他の試験体との比較を可能にするため、軸力による付加曲げモーメントに相当する水平力を実験値から差し引いて示した。

No.14は、±8Δで、水平力によるせん断応力とねじりによるせん断応力が足し合わされる側面(W面)の隅角部に偏ってかぶりコンクリートの剥離が進み軸方向鉄筋の座屈が始まった。その後、±9Δで中間帯鉄筋の半円形フックが開き、±10Δで荷重が低下し始めた。

(2) じん性率

本論文の模型実験では、外形寸法の縮尺率に応じた径の鉄筋を使用したため、抜出しによる回転変形も含めた

表-5 降伏、終局、最大荷重の値

試験体No.	降伏			終局		最大荷重 P _{max} (kN)	変位じん 性率 μ _δ	曲率じん 性率 μ _φ
	荷重 P _y (kN)	変位 δ _y (mm)	曲率 φ _y (/m)	変位 δ _u (mm)	曲率 φ _u (/m)			
1	188.5	12.9	(0.00455)	115.5	(0.05888)	252.4	9.0	(12.9)
2	189.1	12.9	(0.00382)	129.1	(0.06506)	255.0	10.0	(17.0)
3	187.5	12.8	(0.00463)	154.1	(0.07772)	247.4	12.0	(16.8)
4	194.0	13.1	0.00718	113.4	0.10973	252.4	8.6	15.3
5	191.4	12.1	0.00677	139.3	0.14075	257.6	11.5	20.8
6	196.0	13.0	(0.00473)	109.8	(0.05719)	248.1	8.4	(12.1)
7	194.0	12.9	0.00699	114.6	0.11284	249.8	8.9	16.1
8	192.1	12.4	0.00637	117.8	0.11785	251.9	9.5	18.5
9	194.4	12.8	0.00707	125.1	0.12117	256.0	9.8	17.1
10	189.5	12.0	0.00623	126.3	0.13925	254.2	10.5	22.4
11	191.1	12.0	0.00650	116.0	0.12961	254.6	9.6	19.9
12	381.5	4.5	0.00616	42.7	0.08613	510.7	9.5	14.0
13	191.1	12.3	0.00534	113.1	0.11017	257.7	9.2	20.6
14	190.8	13.8	0.00678	119.0	0.10019	236.0	8.6	14.8
15	193.1	11.0	0.00578	93.4	0.09097	258.4	8.5	15.7

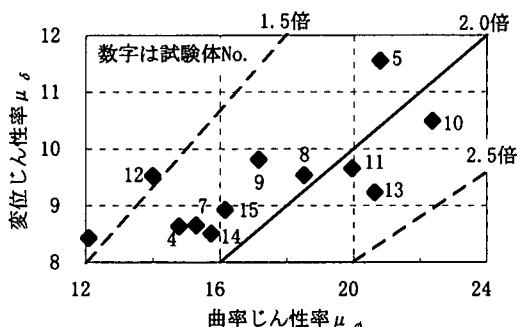


図-11 変位じん性率と曲率じん性率の関係

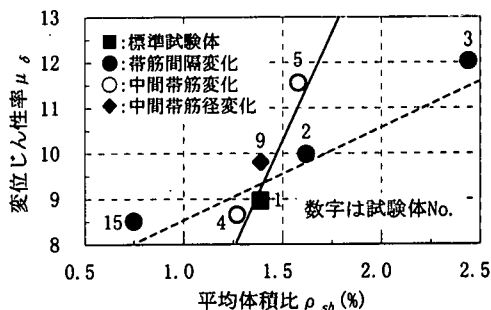


図-12 変位じん性率と平均体積比の関係

実測の水平変位及び基部の平均曲率を用いて変位じん性率 μ_{δ} 及び曲率じん性率 μ_{ϕ} を求めた。ここでは、試験体間のコンクリート強度及び弾性係数、横構束筋量の違いを考慮するため、実験で得られた荷重-変位関係をもとに μ_{δ} を式(6)で、 μ_{ϕ} を式(7)で定義した。

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (6)$$

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (7)$$

- ここで、 δ_y : 断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみに達した時の荷重(降伏荷重)における実測水平変位
 δ_u : 最大荷重を越えて、荷重が降伏荷重まで低下した時の実測水平変位
 ϕ_y : δ_y の時の実測平均曲率
 ϕ_u : δ_u の時の実測平均曲率

なお、曲率はフーチング面から25cm区間の平均曲率を

示す。ただし、No.1~No.3及びNo.6では、25cm区間の平均曲率を測定しなかったため、参考としてフーチング面から60cm区間(1h区間)の平均曲率をかつこ付きで示した。表-5に各試験体の μ_{δ} 及び μ_{ϕ} を、図-11に μ_{δ} 及び μ_{ϕ} の関係を示す。今回の実験の範囲では、ばらつきがあるものの、曲率じん性率は変位じん性率のおよそ1.5~2.5倍の範囲にあることがわかる。

4. 実験結果の考察

(1) 横構束筋の配筋方法の影響

a) 帯鉄筋間隔と中間帯鉄筋の断面内間隔

ρ_{sh} を変化させるには帯鉄筋間隔を変化させる方法(No.1, 2, 3, 15: 図-12中の■と●, 回帰直線は点線)と中間帯鉄筋の断面内間隔を変化させる方法(No.1, 4, 5: 図-12中の■と○, 回帰直線は実線)がある。帯鉄筋間隔と中間帯鉄筋の断面内間隔に着目した試験体(No.1, 2, 3, 4, 5, 15)の変位じん性率(μ_{δ})と横構束鉄筋の平均体積比(ρ_{sh})の関係を図-12に示す。今回の実験の範囲では、中間帯鉄筋の断面内間隔を変化さ

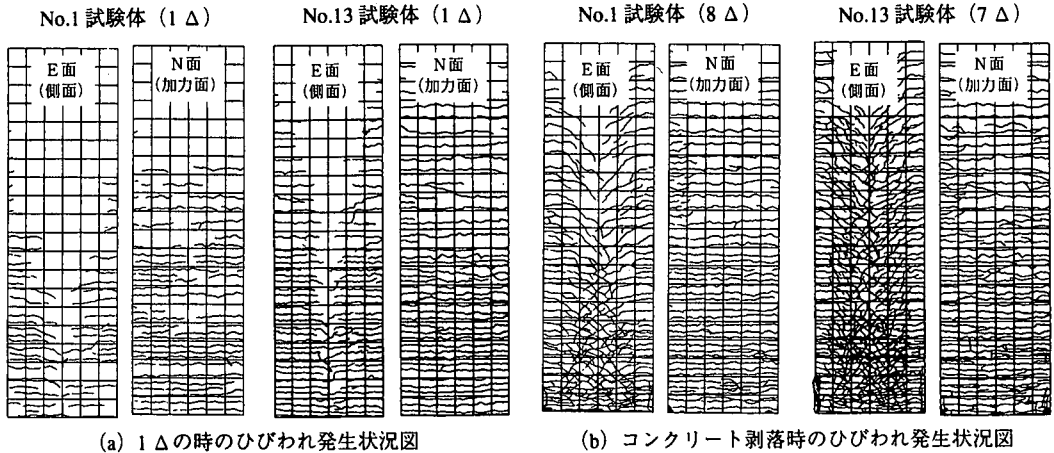


図-13 No.1試験体とNo.13試験体のひびわれ発生進行状況図

せる方(図-12中の実線)が、帯鉄筋の間隔を変化させる方(図-12中の点線)より μ_{δ} に及ぼす影響が大きい結果となっている。

b) 中間帯鉄筋の加工形状

今回の実験は、軸圧縮応力度が約 $3\text{N}/\text{mm}^2$ であり、十分なせん断補強が行われた状態の試験体で行ったため、変位じん性率が十分に大きいところでの比較になった。また、中間帯鉄筋の加工形状による変位じん性率の違いはあまり顕著ではなかった。なお、破壊挙動の違いから以下のがわかった。

Aタイプ(No. 1)は、断面の外側をすべて半円形フックとしたため、かぶりコンクリートが剥落しても、コアコンクリートの拘束と軸方向鉄筋の座屈抑制という中間帯鉄筋の機能が発揮できた。フック定着部の先端までかぶりコンクリートが剥落した段階でフックが開き始め、中間帯鉄筋の機能が損なわれた。

Bタイプ(No. 6)は、断面内外の軸方向鉄筋同士を拘束しているだけなので、中間帯鉄筋としての機能は全く果たせず、かぶりコンクリートの剥離と同時に広い範囲に渡って軸方向鉄筋が座屈した。軸方向鉄筋の座屈後は、フランジ部分のコアコンクリートの剥落が著しく、最終的には軸力を保持できなくなった。

Cタイプ(No. 7)は、かぶりコンクリートが剥離するとすぐに直角フックが開き、上述した中間帯鉄筋としての機能を失った。

Dタイプ(No. 8)は、内側直角フックの定着長を鉄筋径の5倍(A~Cタイプは全て12倍)としたが、変位じん性率はAタイプと同等であった。外側にフックを設けないので、かぶりコンクリートの剥落等に関係なく中間帯鉄筋の機能を発揮した。ただし、変形が非常に大きくなって、フランジ部分のコアコンクリートの剥落が多くな

ると、中間帯鉄筋によって取り囲まれている軸方向鉄筋が絞られるため局部的に極短い範囲で座屈を起こしやすくなる傾向にあった。

これらのことから、Bタイプ及びCタイプは横拘束筋としての効果がほとんどないこと、AタイプとDタイプはほぼ同等の効果が有り、Dタイプは外側にフックがないので、かぶりコンクリートの剥落に関係なく中間帯鉄筋としての役割を果たすことが分かった。

c) 中間帯鉄筋の直径

No. 9は ρ_{sb} がNo. 1と同じで、中間帯鉄筋の鉄筋径を細径にした試験体である。図-12にNo. 9の結果を併記した(図中◆)。No. 9の μ_{δ} はNo. 1(図中■)より若干大きくなった。横拘束筋による軸方向鉄筋の座屈抑制という観点から考えると、横拘束筋による拘束バネは帯鉄筋の曲げ剛性と中間帯鉄筋の軸剛性をもとに決定されるという考え方⁹⁾をとれば、中間帯鉄筋の鉄筋径は必ずしも帯鉄筋径と同じである必要はなく、また、前述の帯鉄筋間隔と中間帯鉄筋の断面内間隔の関係を考え合わせると、中間帯鉄筋としては細径の鉄筋を多数本配置する方がその効果を高める可能性があることを示唆しているものと考えられる。

d) 中間帯鉄筋の配置範囲

中間帯鉄筋の配置範囲の影響を見るために、No. 1とNo. 13を対比してひび割れ分布状況を図-13に、荷重-塑性率関係を図-14に示す。塑性率 μ_p は式(8)で示されるものである。

$$\mu_p = \frac{\text{水平変位}(\delta)}{\delta_y} \quad (8)$$

No. 13では基部の1h区間より上の区間には幅止め筋すら配筋していないので、ひび割れ本数はNo. 1よりも若

千多くなっているが、じん性はNo. 1と同等以上であった。このことから、今回対象とした高橋脚のように、柱部が十分にせん断補強されており、曲げ破壊が橋脚下端に集中する場合には、基部1h区間のみ中間帯鉄筋を配置したもので、柱部全体に配置した場合と同等のじん性が確保できると考えられる。

(2) 橋脚下端の断面形状の影響

橋脚下端の断面形状を中実断面にした試験体 (No. 10, 11) 及びそれぞれの同一配筋の中空断面試験体 (No. 1, 4) の変位じん性率と耐力比 (曲げ耐力 P_u に対するせん断耐力 V の比) の関係を図-15 (a) に示す。横拘束筋の配筋が同一のNo. 1 (中空) とNo. 10 (基部中実), No. 4 (中空) とNo. 11 (基部中実) を比較すると、基部を中実にした方が変位じん性率が大きくなっている。しかし、じん性率評価式のパラメータとしてよく用いられる耐力比との関係でみると帯鉄筋比を変化させたシリーズ (No. 1, 2, 3, 15) の勾配 (図-15 (a) 中波線) に比べ、基部断面形状がじん性率に及ぼす影響 (図-15 (a) 中矢印) は小さいことがわかる。繰返し加力を考慮し、せん断耐力 V に代って、計算により求めたせん断補強筋によるせん断耐力の負担分 V_s だけで耐力比を評価した場合 (図-15 (b)) でも、矢印の勾配は破線より低くなっている。この理由には、断面形状により横拘束筋の効果が異なることも考えられるが、今回の実験の場合には、中空部分では中間帯鉄筋の断面外側のフックがすべて半円形フックであったのに対し、中実部分では通して配筋されたため半円形フックと直角フックが千鳥に配置されることにより中空部分に比べて中間帯鉄筋の拘束効果が少なかったことなどの影響が大きかったのではないかと考えられる。

(3) 加力条件の影響

a) せん断スパン比

図-16 にNo. 1, No. 10, No. 12, No. 13 試験体の柱頭部水平変位に占めるせん断変形の割合と塑性率の関係を示す。ここに、No. 12 はせん断スパン比2.5で他はいずれもせん断スパン比5.0である。

図-16より、せん断スパン比が5.0のNo. 1, No. 10, No. 13 では、基部の断面形状にかかわらず、水平変位に占めるせん断変形の割合が非常に小さく、最大でも2~3%程度であった。一方、せん断スパン比が2.5のNo. 12では、最大で約15%であるが、図-17より、せん断スパン比が2.5 (No. 1, No. 10, No. 13) と5.0 (No. 12) では、荷重-塑性率関係にほとんど差がなく、同様のじん性を有していることがわかる。

このことから、せん断スパン比が小さくなると、曲げ

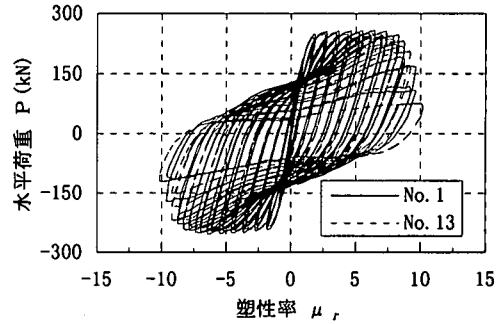
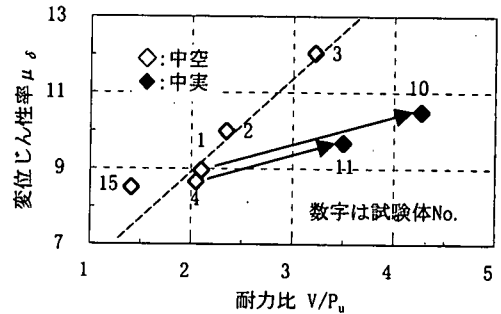
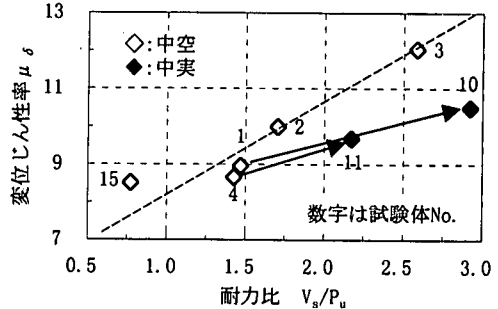


図-14 No. 1とNo. 13の水平荷重と塑性率の関係



(a) せん断耐力と曲げ耐力の比



(b) せん断補強筋によるせん断耐力の持ち分と曲げ耐力の比

図-15 変位じん性率と耐力比の関係

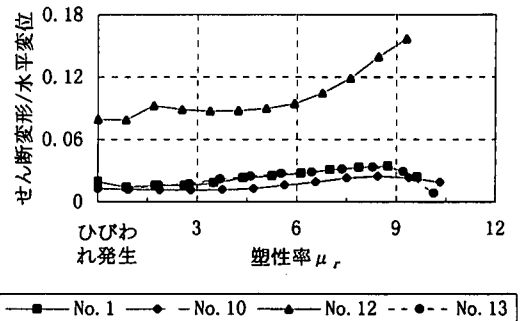


図-16 No. 1, No. 10, No. 12, No. 13試験体のせん断変形割合

変形に対するせん断変形の割合が増加するが、今回の実験の範囲では、横拘束筋量が同じであればせん断スパン比が5.0から2.5に変化しても同様のじん性を有していることが明らかとなった。

b)ねじりモーメント

No. 14 では、橋軸直角方向の地震力を想定し、水平力に加えて変形適合ねじりが交番で作用する場合のじん性を調べた。曲げ-ねじり破壊及び、せん断-ねじり破壊の相関関係の計算値とNo. 14の加力軌跡を図-18に示す。ここで、ねじり補強筋のないねじり耐力 (T_c) 及びせん断耐力 (V_u)、曲げ耐力 (M_u) はコンクリート標準式方書³⁾の方法を、純ねじり耐力 (T_u) は広沢らの式¹⁰⁾を用いて計算した。No. 14 はNo. 1の基部1.5h区間の配筋を柱部全高さに行ったものであり、ねじりモーメントと曲げモーメントの比が15%一定で加力した場合にも曲げ-ねじり破壊が先行するような配筋である。図-19にNo. 1及びNo. 14の荷重-塑性率の関係を対比して示す。No. 14 は、ねじり加力の影響により最大荷重が標準試験体の95%に低下したが、じん性は同等であった。最大荷重の低下については、設計時に図-18の相関関係を考慮することによって定量的に把握することが可能である。

よって、橋軸直角方向の地震力を想定した変形適合ねじりについては、弾性時のねじりモーメントと曲げモーメントの比率が15%程度であれば、じん性に及ぼすねじり加力の影響はほとんどなく、ねじりのない場合と同様に評価できると考えられる。

5. 終局変位の検討

横拘束筋の具体的な配筋方法に着目した今回の実験結果をもとに、終局変位に及ぼす配筋方法の影響を検討する。基本的には、ひび割れ断面のM- ϕ 関係から曲げ変形を算出するという従来の道路橋示方書における終局変位評価方法を踏襲し、拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に横拘束筋の具体的な配筋方法を表現できるパラメータの導入を試みた。すなわち、逆解析を行って今回の中空断面RC橋脚を対象とした実験結果に対応する終局ひずみを求め、配筋方法に関する指標との相関を検討した。

(1) 基部の回転変形

実測水平変位には、橋脚基部における軸方向鉄筋の拔出しによる回転変形の影響が含まれているため、曲げ変形のみ計算値と比較するためには、実測水平変位から拔出しによる回転変形分を差し引く必要がある。ここでは、軸方向鉄筋に相対的に細径の鉄筋を用いていることから、拔出しによる回転変形分が比較的少ないことを勘案し、基部の回転変形分として、フーチング面近傍に

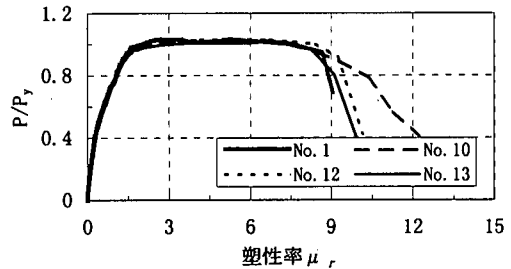


図-17 No. 1、No. 10、No. 12、No. 13試験体の荷重と塑性率の関係

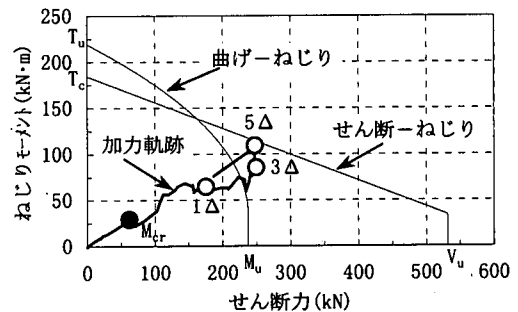


図-18 No. 14試験体の加力軌跡図

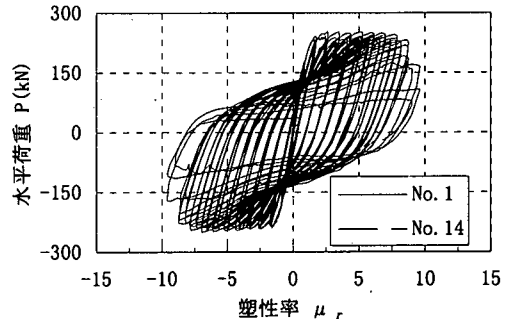


図-19 No. 1、No. 14の水平荷重と塑性率の関係

生じた曲げひび割れの開閉による回転変形分を実測水平変位から差し引くこととした。

具体的には、フーチング上面から30mmの高さの柱隅角部4箇所にもアングルを取り付け、それぞれ計測した相対変位をもとに基部の回転角を求め、これにせん断スパンを乗じて回転変形分の柱頭部水平変位とした。計測した相対変位にはフーチングからの拔出しに加えて柱からの拔出し分も含まれているため、拔出しによる回転変形分を過大評価することになって、基部の回転変形分を除いた柱部分の変形分は若干小さくなる。相対変位の計測では、橋脚基部のコンクリートが剥離すると、計測が困難になるため、次の方法で回転変形を推定することとした。

- ①設計降伏変位の3倍変位(3 Δ)までは、計測が確実に行われているので、計測値をそのまま用いて基部の回転変形分を算出して実測水平変位から差し引く。
- ②3 Δ 以降は、まず基部の回転変形分が実測水平変位量

に正比例すると仮定して、各試験体で計測された実測回転変形量を最小2乗法により直線回帰する。各試験体ごとの3Δの値を通り、全試験体の平均勾配をもつ直線が、3Δ以降の基部の回転変形分として、実測水平変位から差し引く。

表-6に実測変位から基部の回転変形分を差し引いた後の降伏変位(δ_v')及び、終局変位(δ_u')を示す。

(2) 計算による終局変位の推定方法

計算による終局変位の推定方法は次のとおりとした。

- ①断面を60分割し、ひび割れ断面のモーメント(M)と曲率(φ)の関係を求める。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアで仮定し、コンクリートには道路橋示方書に示されているような拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を仮定した。模型実験であるため、試験体柱部の自重による影響は無視し、橋脚高さ方向は全高に渡って、同じM-φ関係であるとした。
- ②①で求めたM-φ関係をひび割れ時、降伏時、終局時の3点を結ぶトリニアで仮定し、曲率分布を部材軸に沿って2重積分して荷重と変位の関係を求めた。ここでは、塑性ヒンジを仮定せず、M-φ関係から求められるφ分布の積分のみから終局変位を算定した。

(3) 拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の検討

道路橋示方書⁴⁾に示されている拘束コンクリートの応力とひずみの関係を基本として、終局変位の計算値と実験値(δ_u')が同じになるように、終局ひずみを逆解析した。図-20に逆解析により求められた拘束コンクリートの終局ひずみε_{cu}を示す。横軸には、横拘束筋の具体的な配筋方法に関するパラメータを取り入れた指標(x)をとった。指標xは式(9)のとおりである。パラメータxは平均体積比、横拘束筋降伏強度とコンクリート圧縮強度の強度比及び、横拘束筋の拘束度を示すパラメータの積で表現した無次元パラメータである。

$$x = 100 \rho_{sh} \left(\frac{\sigma_{sv}}{\sigma_{ck}} \right) \sqrt{\frac{d_w}{d_s} \frac{l_e}{d_w} - 1} \quad (9)$$

- ここで、
 σ_{sv} : 横拘束筋降伏強度
 σ_{ck} : コンクリート圧縮強度
 d_w : 中間帯鉄筋の径
 d_s : 帯鉄筋の径
 l_e : 横拘束筋の有効長さ

表-6 基部の回転変形分を除いた降伏、終局の値

試験体 No.	降伏		終局	
	荷重 P _v (kN)	変位 δ _v ' (mm)	荷重 P _u (kN)	変位 δ _u ' (mm)
1	188.5	10.2	188.5	88.4
2	189.1	10.4	189.1	100.4
3	187.5	10.2	187.5	120.3
4	194.0	10.5	194.0	86.9
5	191.4	9.7	191.4	108.4
6	196.0	9.9	196.0	83.8
7 [○]	194.0	10.1	194.0	88.5
8	192.1	7.6	192.1	86.9
9	194.4	10.1	194.4	98.4
10	189.5	9.7	189.5	98.1
11	191.1	9.6	191.1	89.3
12	381.5	3.3	381.5	31.7
13	191.1	9.9	191.1	87.9
14	190.8	11.3	190.8	112.1
15	193.1	8.7	193.1	72.1

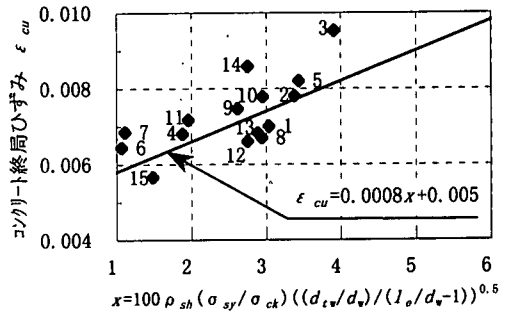


図-20 拘束コンクリートの終局ひずみとxの関係

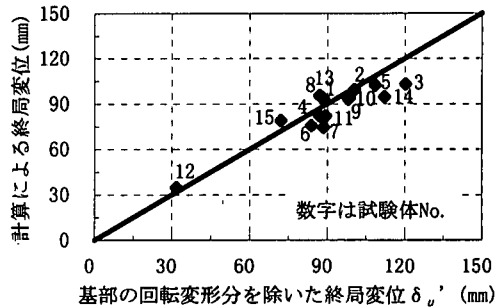


図-21 パラメータxの適用性検討

ここで、横拘束筋の拘束度を示すパラメータは、軸方向鉄筋の弾性座屈理論解 P_{cr} が、式(10)で近似できること¹⁾と、βの値が中間帯鉄筋の軸剛性と帯鉄筋の曲げ剛性に支配されている⁹⁾ことを考慮して設定した。

$$P_{cr} = C \sqrt{\beta E I} \quad (10)$$

- ここで、
 β : 横拘束筋のバネ定数/横拘束筋間隔
C: 定数
E: 鉄筋の見かけの弾性係数
I: 鉄筋の断面二次モーメント

今回の実験結果には、ばらつきがあるものの、終局変位からの逆解析で得られた拘束コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} と指標 x の間に相関が認められる。No. 3 を考慮すると 2 次曲線などをあてはめるのが適当と考えられるが、ここでは、簡単のために式(11)のような直線をあてはめて、各試験体の終局変位を計算し、実験値と比較して図-21に示した。

$$\epsilon_{cu} = 0.0008x + 0.005 \quad (11)$$

式(11)によって拘束コンクリートの終局ひずみを与えると、今回の実験の範囲において、終局変位は実験値の 0.84~1.10 倍の値で計算され、比較的精度よく推定できた。すなわち、式(9)で定義した指標 x が横拘束筋の具体的な配筋方法の影響をよく表現できていることを示唆していると考えられる。ここで、式(11)そのものは前節で述べた計算手順を前提にしたものであり、拘束コンクリートそのものの材料特性ではないことに注意されたい。すなわち前節の計算手順とは異なる方法で終局変位を求める際に式(11)を用いてはならない。

(4) 道路橋示方書による計算値と実験値との比較

参考のため、現行の道路橋示方書に従って各試験体の終局変位を計算し、実験値と比較したものを図-22に示す。ここで、横軸に示した終局変位の実験値は、道路橋示方書⁹⁾に準拠し、最大水平耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める点をとることとしている。今回の実験において、具体的には、水平荷重が最大水平耐力の 4% 以上低下する直前の変位量に相当する ($\delta_{0.04}$ とは異なることに注意)。その結果、今回の実験の範囲では、道路橋示方書による終局変位の計算値は実験値の 0.53~1.00 倍の値であり、安全側の評価をすることがわかる。横拘束筋の配筋方法の自由度を限定しているため、試験体によっては、安全すぎる結果となることがわかる。

6. 履歴減衰の検討

高橋脚橋梁では地震時の挙動が複雑になるため、非線形動的解析の結果を設計に反映させる必要性が高い。ここでは、非線形動的解析を行う際に用いる鉄筋コンクリート部材の履歴モデルとその履歴減衰特性について、実験結果をもとに検討を行う。

一般的に用いられている履歴モデルには、武藤らによる方法¹²⁾や武田らによる方法¹³⁾などがある。履歴モデルの除荷剛性に注目すると、武藤らによる方法は、ひび割れ~降伏の間で常に原点指向となり、降伏後は降伏時剛性で減少し、曲げモーメントが零となる位置から過去の最大値を目指すモデルである。

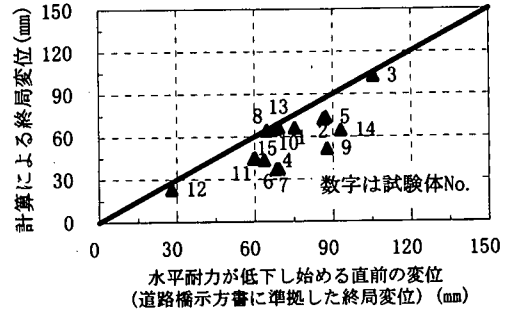


図-22 道路橋示方書に従って計算した終局変位と実験値終局変位の比較

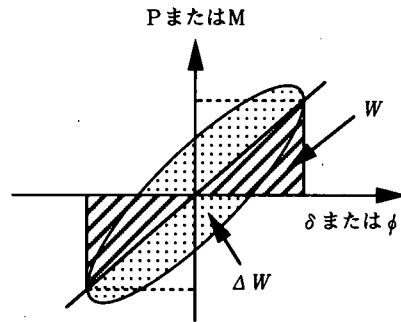


図-23 ΔW および W

ここでは、橋脚全体の $P-\delta$ 関係及び橋脚上下端の塑性ヒンジ部分の $M-\theta$ 関係を想定して今回の実験結果を整理するとともに、降伏以降の除荷剛性を除く履歴ルールに武藤らによる方法を適用した場合について、実験結果から得られる履歴減衰(等価減衰定数)に等価となるような除荷剛性の算定方法の定式化を試みた。

(1) 検討方法

a) 模型試験体における履歴減衰特性

ここでは、履歴減衰特性の検討を $P-\delta$ 関係と $M-\theta$ 関係について行った。

$P-\delta$ 関係については、各試験体の柱頭部における水平荷重 P と実測水平変位 δ の関係を基に、各履歴ループごとに式(12) (図-23 参照) により等価減衰定数を求めた。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (12)$$

$M-\theta$ 関係については、塑性ヒンジ領域における履歴減衰特性として、基部の曲げモーメント M と基部 25cm (0.42h) 区間における平均曲率 ϕ の関係を基に、各履歴ループごとに、 $P-\delta$ 関係と同様、等価減衰定数を求めた。塑性ヒンジの回転角 θ は ϕ と塑性ヒンジ長の積で表わせる。ここでは、塑性ヒンジ長を平均曲率の測定区間の 25cm とした。

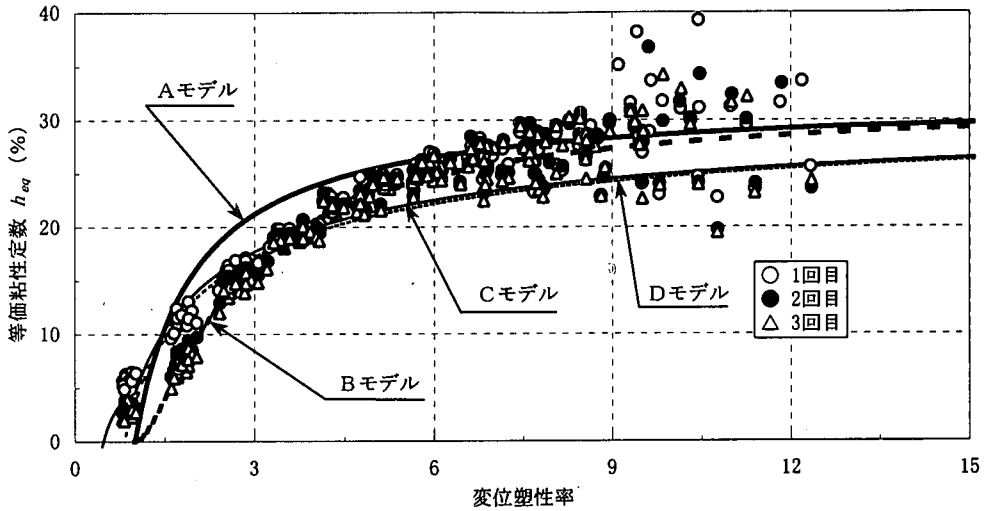


図-24 P-δ 関係から求めた等価粘性定数と変位塑性率の関係

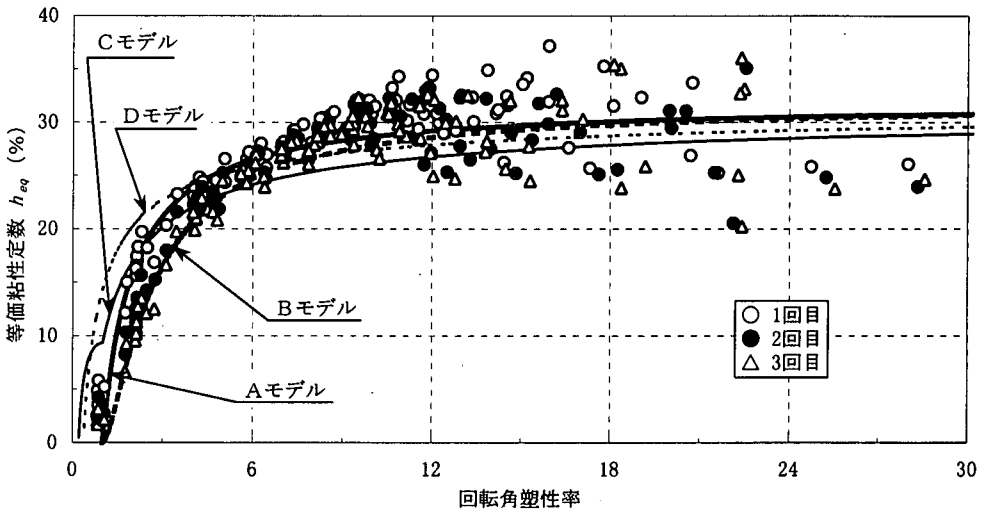


図-25 M-θ 関係から求めた等価粘性定数と回転角塑性率の関係

b) 除荷剛性の検討

除荷剛性を除く基本的な履歴特性は、武藤らによる履歴ルールに従うこととし、除荷剛性を調節することによって、実験結果と解析モデルの履歴減衰特性が等価になるようにする。

具体的には、武藤らの履歴ルールによる等価減衰定数が式(13)で与えられるので、除荷剛性 k を塑性率 μ_r と降伏剛性 k_y の関数で表現することとする。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{k_y}{k} \cdot \frac{1}{\mu_r} \right) \quad (13)$$

(2) 検討結果

図-24に P-δ 関係から求めた等価減衰定数と

変位塑性率の関係を、図-25に M-θ 関係から求めた等価減衰定数と回転角塑性率の関係を示す。ここに、Aモデルとは武藤らによる方法、Bモデルは武藤らによる方法で除荷剛性 k を式(14)で評価したもの、Cモデルは武田らによる方法、Dモデルは江戸らによる方法¹⁴⁾である。

今回の実験結果の範囲では、既往の履歴モデルについては、塑性率が小さいときにやや減衰を大きく評価するもの、おおむね実験結果と対応しており、実務上いずれを用いても問題ないと考えられる。武藤らによる履歴ルールを用いる場合には、P-δ 関係及び M-θ 関係ともに、除荷剛性を式(14)で評価すると交番繰り返しを受けた実験結果に最もよく対応すると思われる。

$$k = k_y \cdot \mu_r^{(-\nu_{ur})} \quad (14)$$

7. 中空断面RC高橋脚の配筋細目の提案

実験結果をもとに、中空断面RC高橋脚の配筋細目を提案する。今回の模型実験は、次の条件で行っているので、これらの条件から大幅にはずれる場合には適用にあたって十分な検討が必要である。すなわち、軸方向鉄筋比約2%（断面高さと断面積の積で全軸方向鉄筋断面積を除いた値）、中空断面部分のコンクリート平均軸圧縮応力度 2.94N/mm^2 、帯鉄筋比0.2~0.6%、横拘束筋の平均体積比0.7~2.6%、せん断スパン比2.5~5.0、壁厚と断面高さの比1/6である。

(1) 横拘束筋を配置する範囲

せん断補強が十分に施され、破壊モードが曲げに限定される場合には、曲げ破壊が想定される位置に中間帯鉄筋を配筋することによって、合理的な配筋が可能になる。高橋脚の場合、曲げ破壊位置は橋脚の上下端の2箇所に限定される。

中間帯鉄筋の配置範囲については、かぶりコンクリートが剥離・剥落する範囲を十分吟味して決定する必要があるが、横拘束筋の具体的な配筋方法に関するパラメータをある程度考慮したうえで軸方向鉄筋の座屈長さという観点からかぶりコンクリートの剥離範囲を推定する方法が提案されている⁹⁾。この方法で高橋脚におけるかぶりコンクリートの剥離範囲を推定すると、 $1/6h \sim 1/3h$ 程度となり、これは、今回の実験結果とも対応している。従って、安全側に、かぶりコンクリートの剥離範囲の3~4倍程度、すなわち橋脚上下端の $1h$ 程度に中間帯鉄筋を配置すれば良いと考えられる。これは、高橋脚での目安であり、断面寸法に対する軸方向鉄筋の径が太径になるほどかぶりコンクリートの剥離範囲は広くなるので、適用にあたっては注意が必要である。

模型実験では、基部のみに中間帯鉄筋を配置した場合には、中間帯鉄筋を配置していない一般部分のひび割れが若干多くなっていたが、実橋脚では幅止め筋等が配置されるため、一般部分のひび割れも抑えられる傾向になると考えられる。

(2) 中間帯鉄筋の加工形状と配筋方法

中空断面に中間帯鉄筋をAタイプで配筋する場合、断面外側に半円形フックを集中させ、断面内側に直角フックを配置するのがよい。DタイプでもAタイプと同様のじん性を期待することができ、壁厚などの関係でかぶりの確保が難しい場合などに利点がある。また、今回のように断面の内外に軸方向鉄筋が配置されるような中空断面の場合、壁外側の軸方向鉄筋が座屈し、その後に壁内側が座屈するような破壊進行状況であり、中間帯鉄筋の

直角フックの定着長には、帯鉄筋に掛けるために必要な定着長があればよいと考えられる。すなわち、断面内側の直角フックについては通常の直角フックの定着長とは別に短く設定することができると考えられる。Dタイプでは内側直角フックの定着長を帯鉄筋への掛り長として必要な鉄筋直径の5倍としたが、じん性は十分であった。

(3) 中間帯鉄筋の鉄筋径

今回の限られた実験の範囲であるが、平均体積比を同じにすれば、中間帯鉄筋の鉄筋径に帯鉄筋より細径のものを用いても良いと考えられる。

(4) ねじり補強の方法

ねじり加力の影響が懸念される場合には、曲げ-ねじり、せん断-ねじりの相関関係を考慮したうえで、曲げ-ねじり型の破壊が先行するかどうかを照査する。また、耐力は前述の相関関係をもとに低減して設計を行えば良い。

8. まとめ

中空断面RC高橋脚を対象に、鉄筋径や横拘束筋の具体的な配筋方法に配慮し、実橋脚を比較的忠実に再現した模型試験体を用いて、地震力を想定した交番繰り返し加力実験を行った結果、以下の知見を得ることができた。

- ①一般的な中空断面RC高橋脚が、非常に優れたじん性を有していることが把握できた。
- ②中間帯鉄筋の具体的な配筋方法がじん性に及ぼす影響を評価するための指標の目安を得ることができた。
- ③横拘束筋を配置する範囲、中間帯鉄筋の加工形状及び配筋方法、中間帯鉄筋の鉄筋径、及びねじり補強の方法等について具体的な配筋細目を提案できた。
- ④中空断面RC高橋脚の履歴減衰特性を把握し、実験の履歴減衰特性を良く表すことのできる履歴モデルの除荷剛性評価式を提案した。

謝辞：本研究を進めるにあたり、高橋脚橋梁の耐震設計法に関する検討委員会（財団法人高速道路技術センター：委員長 京都大学家村教授）の皆様及び日本道路公団の松田哲夫氏、猪熊康夫氏はじめ多数の方々から貴重な御意見と多大な御協力を頂きました。ここに深謝致します。

参考文献

- 1) 川島一彦：中空円形橋脚の動的耐力及び変形性能，土木技術資料 34-10，pp. 34-39，1992.
- 2) 石井孝男，中村正人，曾田信雄：鉄骨・鉄筋コンクリート (SRC) 橋脚の耐震性に関する模型実験，日本道路公団試験所報告 (昭和 57 年度)，pp. 103-114，1983. 11.
- 3) 平成 8 年制定 コンクリート標準示方書 設計編，土木学会，1996.
- 4) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，社団法人 日本道路協会，1996. 12.
- 5) 宮本征夫，石橋忠良，齊藤俊彦：円形中空断面橋脚の地震時変形性能に関する実験，第 7 回日本地震工学シンポジウム，1986.
- 6) 新保弘，村山八洲雄，須田久美子，一宮利通：RC 中空断面柱部材の軸方向鉄筋座屈抑制配筋法，土木学会年次講演会講演概要集，V-425，pp. 850-851，1995.
- 7) 江川典聰，家村浩和，井上晋：中空断面 RC 梁部材の耐震性に関する実験的研究，土木学会耐震工学委員会第 23 回地震工学研究発表会講演概要，pp. 607-610，1995. 7.
- 8) 新保弘，村山八洲雄，須田久美子，一宮利通：6 自由度加力装置を用いた RC 柱部材実験，コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 15，pp. 1113-1118，1993.
- 9) 須田久美子，新保弘，増川淳二，村山八洲雄：中空断面 RC 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.
- 10) 広沢雅也：既存の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析，建築研究資料，1975.
- 11) 須田久美子，村山八洲雄，一宮利通，新保弘：交番繰返し荷重化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.
- 12) 武藤清：構造物の動的設計，丸善株式会社，1977. 1.
- 13) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, ASCE, Vol. 96, No. ST12, 1970.
- 14) 江戸宏彰，武田寿一，表佑太郎：3 層 1 スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験 (その 2，実験結果の検討)，第 4 回日本建築学会関東支部研究報告集構造系，pp. 45-48，1974. 3.

(1998. 2. 16 受付)

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE HIGH PIER WITH HOLLOW SECTION

Yasuyuki YUKAWA, Tatsuo OGATA, Kumiko SUDA and Hajime SAITO

In order to investigate the seismic performance of reinforced concrete high pier with hollow section, cyclic loading tests were conducted using 15 specimens of 1/10 reduced scale, whose reinforcement arrangement was very similar to that of real pier. In tests, the effects of following factors were studied: (1) arrangement and amount of transverse reinforcement; (2) diameter of intermediate ties; (3) range of reinforcement; (4) shape of section at pier bottom; (5) shear span ratio; and (6) torsion. Through this study it was found that designed ductility could be guaranteed by arranging transverse reinforcement according to the new design code. In addition, structural details of reinforcement arrangement were proposed based on relationships between ductility and arrangement of transverse reinforcement. Finally, measures for predicting ductility and hysteresis damping were discussed.