

論文 耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚のせん断耐力と曲げ耐力に関する検討

高 文君*1・大塚 久哲*2・梶田 幸秀*3・吉澤 努*4

要旨：著者らは既往の研究において、耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚の縮小模型供試体を製作し、橋軸直角方向に水平単調漸増載荷実験および、一定軸力下における正負交番載荷実験を行い、横方向鉄筋の補強効果を明らかにすると共に、載荷パターンの違いによる破壊性状に関する知見を得た。本研究では、当該橋脚のせん断耐力と曲げ耐力の評価に関する研究が少ないことから、土木・建築分野のせん断耐力と曲げ耐力の評価手法を調査し、本橋脚の耐力を適切に評価できる算定手法を検討した。また、計算上の曲げ耐力とせん断耐力の大小関係、およびそれらと実験の最大耐力との比較から、本橋脚の破壊モードを考察した。

キーワード：耐震壁、せん断耐力、曲げ耐力、破壊モード

1. はじめに

本研究の対象とする耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚は、高さ 10~40 メートルの高橋脚群が必要となる山間地の高速道路・鉄道や、渓谷を跨ぐ橋梁で使用されることが多い。これらの橋では橋脚上にピン・ローラー支承等を採用して可動とし、固定支承を有する橋台に橋軸方向の地震時慣性力の多くを負担させている。このようにして橋脚に発生する橋軸方向の曲げモーメントを小さくして壁厚を薄くした形式の橋脚はフレキシブル橋脚とも呼ばれている。

この形式の橋脚^{1) 2)}が採用された当時の設計地震力は、現在の道路橋示方書におけるレベル 1 地震動相当であり、橋脚の厳密なせん断耐力照査も義務付けられていなかったことから、橋脚のせん断破壊を確実に防止できる配筋とはなっておらず、中央壁（耐震壁）にも構造要素としての強度を期待していない設計であったと推測される。

1995 年兵庫県南部地震後に、設計地震力が大幅に引き上げられたことから、既設橋梁もレベル 2 地震動に対して耐震補強設計を行う必要が生じている。しかしながら、耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚については地震時の耐力、特にせん断耐力に関する知見がほとんどなく、レベル 2 地震動に対して想定すべき破壊モードが不明確である。橋脚の耐震設計では、曲げ破壊を先行させることが望ましいことから、せん断耐力と曲げ耐力の両者を的確に把握し、その大小関係を明らかにすることがまず重要である。

以上のような背景を踏まえ、著者らは既往の研究において、当該橋脚の縮小模型供試体を製作し、橋軸直角方向に水平単調漸増載荷実験および、一定軸力下における

正負交番載荷実験を行い、横方向鉄筋の補強効果と載荷パターンの違いによる破壊性状を明らかにした^{3) 4)}。そこで本研究では、当該橋脚のせん断耐力と曲げ耐力の評価に関する研究が少ないことから、土木・建築分野のせん断耐力と曲げ耐力の評価手法を調査し、本橋脚の耐力を適切に評価できる算定手法を検討した。また、計算上の曲げ耐力とせん断耐力の大小関係、およびそれらと実験で得られた最大耐力との比較から、本橋脚の破壊モードを考察した。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

本検討で対象とする既往の実験概要^{3) 4)}について説明する。実験供試体は、既設の耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚を参考にして、実橋の高さや断面形状を約 1/10 のスケールで縮尺した模型供試体である。

図-1 に示すとおり、各供試体の橋脚部の高さは 2000mm、横方向長さ（幅）は 1000mm、壁部分の内法高さは 1800mm、内法長さ（幅）は 500mm、厚さは 60mm である。両側柱の断面は奥行 200mm、幅 250mm の矩形断面である。

実験ケースは一定軸力下における正負交番載荷を行った実験供試体のうち、柱帯鉄筋と壁横方向鉄筋の量を 4 通りに変化させたものである。表-1 に実験ケースを示す。供試体 No.1 を標準断面とし、供試体 No.2 は柱の帯鉄筋を約 3 倍、壁の横方向鉄筋を約 2 倍に増加させた供試体、供試体 No.3 は壁の横方向鉄筋のみを約 4 倍に増加させた供試体、供試体 No.4 は柱の帯鉄筋を約 3 倍、壁の横方向鉄筋を約 4 倍に増加させた供試体である。

*1 (株) 大日本コンサルタント インフラ技術研究所 博士(工学) (正会員)

*2 (株) 大塚社会基盤総合研究所 工博 (正会員)

*3 九州大学 大学院工学研究院社会基盤部門 博士(工学) (正会員)

*4 (株) 大日本コンサルタント インフラ技術研究所 工修

各供試体のコンクリートは設計基準強度 24N/mm² で配合しており、鉄筋はSD345を用いた。材料試験から得られた各供試体のコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-2、表-3に示す。

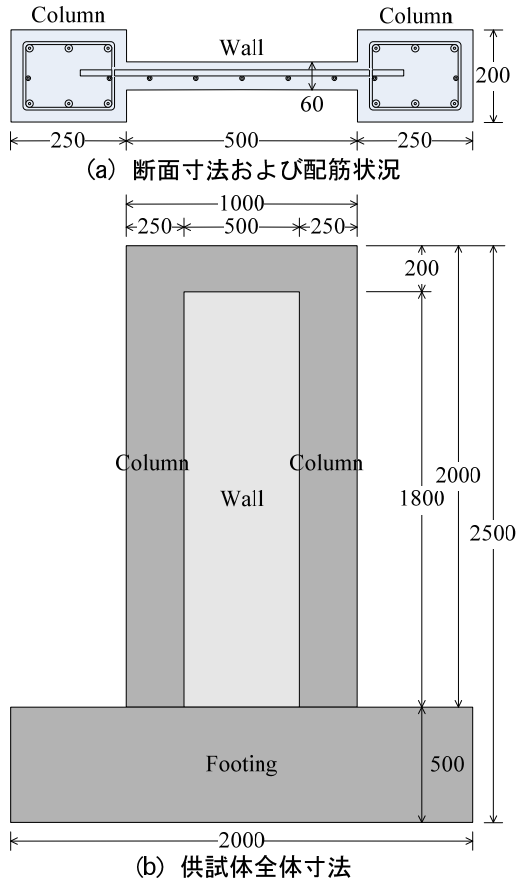


図-1 供試体寸法および断面配筋状況 (単位: mm)

表-1 実験ケース

供試体 No.	鉄筋径および配筋間隔 (鉄筋比 (%))			
	柱軸方向鉄筋	柱帯鉄筋	壁縦筋	壁横筋
1	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D10ctc120 (0.99)
2	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc40 (0.79)	5-D10 (1.19)	D13ctc120 (1.76)
3	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc120 (0.26)	5-D10 (1.19)	D13ctc60 (3.52)
4	6-D16, 2-D10 (2.67)	D6ctc40 (0.79)	5-D10 (1.19)	D13ctc60 (3.52)

※供試体 No.1~4 は文献4) の供試体 No.K1~K4 に対応する。

表-2 各供試体のコンクリート材料特性

供試体 No.	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
1	35.0	2.32×10 ⁴	28
2	35.2	2.35×10 ⁴	22
3	38.1	2.44×10 ⁴	29
4	37.6	2.48×10 ⁴	23

※各供試体における圧縮強度と材齢に訂正があるため、文献4) の表-5に示した値と多少異なる。

表-3 各鉄筋の材料特性

鉄筋径	降伏応力 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (N/mm ²)
D6	409	2045	2.00×10 ⁵
D10	363	1994	1.82×10 ⁵
D13	345	2193	1.79×10 ⁵
D16	385	2152	1.84×10 ⁵

2.2 荷重方法

本実験で用いた二軸荷重装置に供試体を設置したイメージを図-2に示す。軸力は供試体頂部と鉛直ジャッキの間に鋼製の荷重桁を設け、既設橋梁の上部工支承数を考慮して4点荷重とした。鉛直ジャッキは荷重フレームに設置し、ジャッキ先端のユニバーサルジョイントおよびジャッキ基礎のローラシャフトにより、供試体頂部の傾斜に追従できるようにした。水平ジャッキは反力壁に固定させ、ジャッキ頭部は供試体梁部を両端から締め付けた荷重用治具に固定し、水平ジャッキの押し引きにより正負交番の漸増荷重を可能とした。水平加力点および水平変位の計測位置は供試体フーチング上面から1900mmである。

正負交番の漸増荷重方法は変位制御により押しから引きの順に、供試体頂部の水平変位を2mm刻みで、柱軸方向鉄筋の降伏を確認するまで各1回交番荷重した。鉄筋降伏後は、4mm刻みで各1回交番荷重した。供試体の水平変位が40mm付近に達した後は、6mm刻みで各1回交番荷重し、供試体の耐力が急激に低下した荷重ステップで実験を終了した。

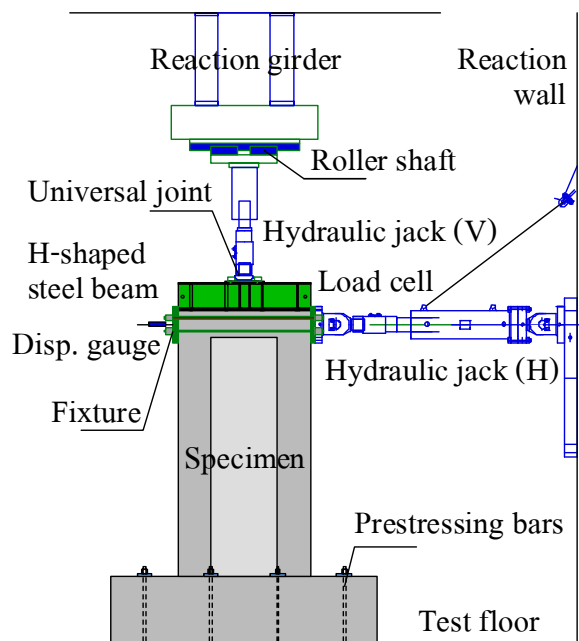


図-2 二軸荷重装置

3. せん断耐力の検討

3.1 コンクリート標準示方書のせん断耐力評価式

コンクリート標準示方書⁵⁾におけるせん断耐力評価式は、コンクリートの分担分とせん断補強鋼材の分担分の和で表現されている。コンクリートの分担分は、コンクリート強度、部材高さ、鉄筋比および軸方向力の影響を考慮して導かれた実験式を用いている。せん断補強鋼材の分担分は、せん断補強鋼材の降伏点を用いたトラス理論から算定している。また、コンクリート標準示方書に基づくせん断耐力評価式は、主に棒部材（柱部材）に適用するため、本橋脚のようなせん断スパン比が小さい部材のせん断耐力評価にそのまま適用できるかどうかは検討が必要である。

3.2 道路橋示方書に基づくせん断耐力評価式

道路橋示方書⁶⁾によると、RC 橋脚部材のせん断耐力は、コンクリート標準示方書と同様にコンクリートが負担するせん断耐力とせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力の和で算出される。ここで、コンクリートが負担するせん断耐力は負担できる平均せん断応力度から算出する。この値はコンクリート強度、部材の有効高、鉄筋比および荷重の正負交番繰返し作用の影響を考慮して求める。せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力はコンクリート標準示方書と同様に、トラス理論に従って算出する。ただし、道路橋示方書に基づくせん断耐力評価式は、矩形断面・円形断面・中空矩形断面に適用できるが、耐震壁を有する I 型断面となる本橋脚のせん断耐力評価は想定されていない。

3.3 建築分野におけるせん断耐力評価式

建築分野では部材のせん断破壊が、建物の崩壊を引き起こす要因となることから、そのメカニズムの解明と設計法の開発を最も重要な課題の一つとしてきた。せん断耐力評価手法の開発史の中で、部材実験結果に基づいて 1970 年に提案され、現在の構造設計でも幅広く用いられている荒川らの実験式^{7), 8)}と、1980 年代のトラス・アーチ理論から求められた市之瀬による理論式および倉本・南による理論式は典型的な評価式^{8), 9), 10)}である。

上述した評価式は建築分野の耐震壁によく適用されているが、耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚と建築分野の耐震壁を比べると、両側柱と中央壁の断面積の割合に顕著な差異があるため、コンクリートの有効断面積とせん断補強鉄筋の影響などを適切に考慮することが必要である。

3.4 せん断耐力評価手法の提案

著者らは既往の研究^{11), 12)}において、当該橋脚の橋軸直角方向の水平せん断耐力を検討したところ、建築分野の実験式は理論式より精度のよい結果を得られたが、両側柱と中央壁の鉄筋配置状況をバランスよく評価できてい

ないため、本橋脚に適用するには問題がある。したがって、本研究では、建築分野の荒川らの実験式から、本形式橋脚のせん断耐力評価式を式(1)と式(2)のように二つのパターンに分けて提案する。

式(1)のパターンでは、コンクリートと鉄筋のせん断抵抗の有効断面モデルを図-3の(a)のように決める。本モデルでは、コンクリート断面は I 型断面の断面積と等価な面積となる矩形断面に置換させ、有効面積の長さは両側柱の中心間距離 (j_e)、厚さは等価矩形断面の幅 (t_e) にする。せん断補強鉄筋は両側柱の中心間距離の範囲内にあるものとし、柱の帯鉄筋と壁の横方向鉄筋をそれぞれ有効とする。すなわち、本モデルは柱と壁のせん断補強鉄筋の耐力を累加したものである。

式(2)におけるせん断抵抗の有効断面を図-3の(b)に示す。本モデルでは、コンクリート部分の有効断面は図-3の(a)と同じである。せん断補強鉄筋の耐力は柱と壁の断面積の割合を重みとして平均したものである。

$$Q_{su,1} = \left[\frac{0.068P_t^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.1\sigma_0 \right] t_e \cdot j_e + 0.85(\sqrt{P_{cs} \cdot \sigma_{cy}} \cdot A_c + \sqrt{P_{ws} \cdot \sigma_{wy}} \cdot A_w) \quad (1)$$

$$Q_{su,2} = \left\{ \frac{0.068P_t^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.1\sigma_0 + 0.85\sqrt{P_{cs} \cdot \sigma_{cy} \cdot \frac{A_c}{A} + P_{ws} \cdot \sigma_{wy} \cdot \frac{A_w}{A}} \right\} t_e \cdot j_e \quad (2)$$

ここに、

$Q_{su,1}$: 図-3の(a)におけるせん断耐力

$Q_{su,2}$: 図-3の(b)におけるせん断耐力

$P_t = 100a_t / (t_e \cdot l)$: 等価引張鉄筋比(%)

a_t : 引張側柱の軸方向鉄筋全断面積(mm²)

$t_e = A/l$: I型断面の断面積と等価な面積となる矩形断面の幅(mm)

A : 橋脚(供試体)の全断面積(mm²)

l : 橋脚(供試体)の全長(mm)

F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、特別に調査を行わないときは設計基準強度としてよい。

$M/(Q \cdot l)$: せん断スパン比

$\sigma_0 = N/(t_e \cdot l)$: 軸方向応力度(N/mm²)

N : 軸方向力(N)

j_e : 両側柱の中心間距離(mm)

P_{cs} : 両側柱の帯鉄筋比

σ_{cy} : 柱帯鉄筋の降伏強度(N/mm²)

A_c : 単柱の断面積(mm²)

P_{ws} : 中央壁の横方向鉄筋比
 σ_{wy} : 壁横方向鉄筋の降伏強度(N/mm²)
 A_w : 中央壁の断面積(mm²)

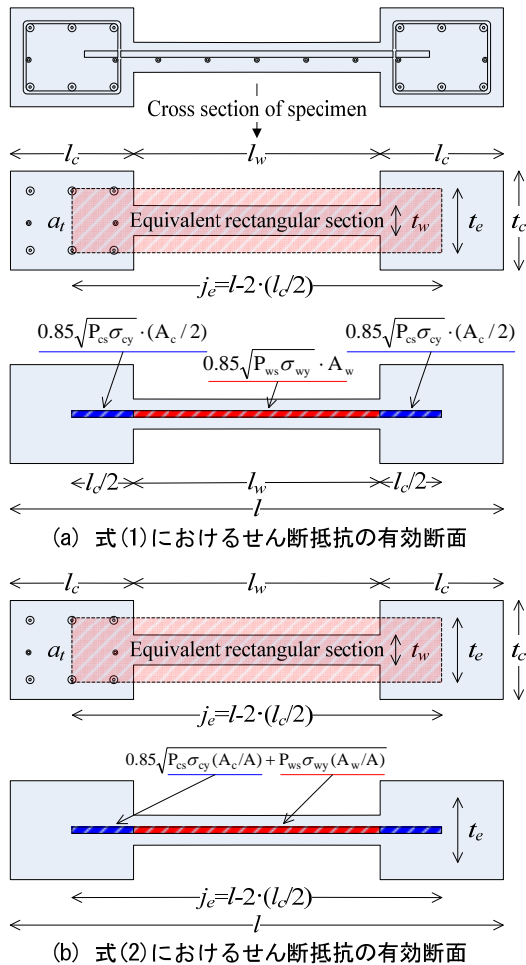


図-3 コンクリートと鉄筋のせん断抵抗の有効断面

4. 曲げ耐力の検討

4.1 コンクリート標準示方書の曲げ耐力評価手法

コンクリート標準示方書⁵⁾では、平面保持の仮定を前提として、歪みは断面の中立軸からの距離に比例させ、コンクリートの引張応力は無視する。部材を材軸方向に分割し、コンクリートと鋼材の応力-ひずみ曲線に基づいて曲げモーメントを算出し、コンクリートの圧縮縁のひずみが終局ひずみに達した時の値を最大曲げモーメントとしている。

4.2 道路橋示方書に基づく曲げ耐力評価手法

道路橋示方書⁹⁾の曲げ耐力評価手法もコンクリート標準示方書と同様に平面保持の仮定に基づいている。すなわち、初降伏および耐震性能2または3における限界曲げモーメントは平面保持の仮定に基づき断面のひずみ分布を設定し、そこから算出される応力分布より求める。初降伏の定義は軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達した時点とし、各耐震性能の限界状態の定義はコンク

リートが限界圧縮ひずみに達した時点または軸方向鉄筋が許容引張ひずみに達した時点とする。中立軸位置は断面の軸力が作用軸力と一致するように設定する。曲げモーメントの計算式を式(3)に示す。曲げ耐力は曲げモーメントをせん断スパンで除したものである。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} x_j \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} x_j \Delta A_{sj} \quad (3)$$

ここに、

M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面に作用する曲げモーメント

σ_{cj} : j 番目の微小要素内のコンクリートの応力度 (N/mm²)

ΔA_{cj} : j 番目の微小要素内のコンクリートの断面積 (mm²)

σ_{sj} : j 番目の微小要素内の鉄筋の応力度 (N/mm²)

ΔA_{sj} : j 番目の微小要素内の鉄筋の断面積 (mm²)

x_j : j 番目の各微小要素内のコンクリート又は鉄筋から断面の図心位置までの距離 (mm)

n : 慣性力の作用方向の断面内の分割数で、一般に 50 分割としてよい。

4.3 建築分野における曲げ耐力評価式

建築分野の耐震壁における終局曲げモーメントの計算は、文献8)に定められている式(4)と式(5)を用いて算出している。両式については、いずれも実際の耐震壁では作用軸方向力があまり大きくないことを考慮し、耐震壁の全長が 6m 程度以下では大差ない結果となる。

$$M_{u,1} = 0.9a_t \cdot \sigma_{ty} \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D +$$

$$0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c}\right) \quad (4)$$

$$M_{u,2} = a_t \cdot \sigma_{ty} \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w \quad (5)$$

ここに、

$M_{u,1}$: 式(4)における耐震壁の終局曲げモーメント

$M_{u,2}$: 式(5)における耐震壁の終局曲げモーメント

a_t : 引張側柱の主鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{ty} : 引張側柱の主鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

$$a_t \cdot \sigma_{ty} = \sum (a_{t,D16} \cdot \sigma_{ty,D16} + a_{t,D10} \cdot \sigma_{ty,D10})$$

$a_{t,D16}$, $\sigma_{ty,D16}$: 直径 16mm の主鉄筋における全断面積および降伏強度

$a_{t,D10}$, $\sigma_{ty,D10}$: 直径 10mm の主鉄筋における全断面積および降伏強度

D : 耐震壁 (供試体) の全長 (mm)

a_w : 中央壁の縦方向鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{wy} : 中央壁の縦方向鉄筋の降伏強度(N/mm²)
 N : 耐震壁 (供試体) の軸方向力(N)
 B_c : 壁部分の圧縮側外縁の幅で(mm), 柱があるときはその幅とする。
 F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), 特別に調査を行わないときは設計基準強度としてよい。
 l_w : I 型断面の場合は両側柱中心間距離で(mm), 長方形断面の場合は $0.9D$ とする。

5. 計算値と実験値の比較, および破壊モードの考察

5.1 計算値と実験値の比較

せん断耐力と曲げ耐力の計算値と実験値の比較を表-4に示す。同表では, 計算値と実験値の比も併せて示す。ここで, $Q_{su,1}$ と $Q_{su,2}$ は式(1), (2)によるせん断耐力の計算値である。 $Q_{mu,0}$ は道路橋示方書に基づく曲げモーメントをせん断スパン (1900mm) で除した計算値である。また, コンクリート標準示方書の曲げ耐力における評価手法 (考え方) は道路橋示方書とほぼ同様であるため, 土木分野における曲げ耐力の計算結果として道路橋示方書の算定手法を用いた。 $Q_{mu,1}$ と $Q_{mu,2}$ は式(4), (5)による終局曲げモーメントをせん断スパンで除した計算値である。実験値は載荷実験で得られた各供試体の最大耐力(最大荷重値) である。

計算値においては, すべての供試体でせん断耐力が曲げ耐力より大きく, 供試体 No.1 を除いて, 各供試体の実験値はせん断耐力と曲げ耐力の間に位置することが分かった。

荒川らの実験式に基づいて提案したせん断耐力評価式(1), (2)の比較では, 両式の計算値には大きな差は見られなかったが, 計算値と実験値の比において標本分散を計算してみると, 式(1)は 0.0048, 式(2)は 0.0062 であり, 式(1)のほうが若干バランスよく実験値を評価していることが分かった。

表-4 計算値と実験値の比較

供試体 No.	せん断耐力		曲げ耐力			実験値 (kN)
	$Q_{su,1}$ (kN)	$Q_{su,2}$ (kN)	$Q_{mu,0}$ (kN)	$Q_{mu,1}$ (kN)	$Q_{mu,2}$ (kN)	
1	352.93	352.89	281.40	309.23	257.88	304.75
2	400.67	396.18	286.00	309.24	257.88	321.00
3	407.98	423.62	286.00	309.31	257.88	318.00
4	437.96	439.35	286.00	309.30	257.88	324.50
供試体 No.	計算値/実験値					
1	1.16	1.16	0.92	1.01	0.85	—
2	1.25	1.23	0.89	0.96	0.80	—
3	1.28	1.33	0.90	0.97	0.81	—
4	1.35	1.35	0.88	0.95	0.79	—

一方, 曲げ耐力の計算値にはかなりの開きがある。後で示すように実験値は当該供試体の曲げ耐力を示していると考えられるので, この値に最も近い評価式(4)が曲げ耐力の計算に適しているといえる。

道路橋示方書に基づく計算値は式(4)の値および実験値よりかなり小さい。これは, 当該橋脚のようにせん断スパン比が小さい橋脚では, 道路橋示方書やコンクリート標準示方書の曲げ耐力評価式における平面保持の仮定が適切ではないためと考えられる。

5.2 破壊モードの考察

各供試体の荷重-変位曲線を図-4, 終局破壊状況を写真-1に示す。また, 図-4には, 参考のため, 式(1)に基づくせん断耐力計算値の平均値, 式(4)に基づく曲げ耐力計算値の平均値を水平線で表す。

実験で得られた荷重-変位曲線と破壊状況から, いずれの供試体も柱のせん断破壊や曲げ破壊とは異なり, 両破壊モードの中間的な破壊性状であるが, 復元力特性が靱性を有していることから曲げ破壊といえる¹³⁾。すなわち, 本実験供試体の破壊形式はせん断ひび割れが卓越した曲げ破壊と定義できる。

表-4の計算値および写真-1(a)から, 横方向鉄筋が少ない供試体 No.1 では, せん断破壊に近づくため, 設計では十分注意が必要である。

6. まとめ

本研究では, 土木・建築分野のせん断耐力と曲げ耐力の評価手法を調査し, 耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚の耐力を適切に評価できる算定手法を検討し, 計算上の曲げ耐力とせん断耐力の大小関係, およびそれらと実験で得られた最大耐力との比較から, 本橋脚の破壊モードを考察した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 建築分野の耐震壁におけるせん断耐力評価式に基づいて修正したせん断耐力評価式同士 (式(1), (2)) の

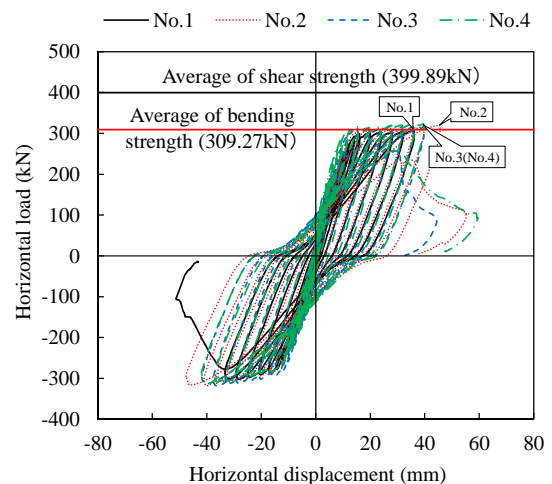


図-4 荷重-変位曲線



(a) 供試体 No.1

(b) 供試体 No.2



(c) 供試体 No.3

(d) 供試体 No.4

写真-1 終局破壊状況

比較では、両式の計算値にはほとんど差は見られなかったが、評価式(1)のほうが若干バランスよく実験値を評価している。

- (2) 建築分野の曲げ耐力評価式(式(4))は、別の評価式(式(5))や道路橋示方書の評価式(式(3))と比較して、実験値に最も近い値を与え、当該橋脚の曲げ耐力を適切に推定できると思われる。式(3)や式(5)による推定値が実験値と異なる理由として、式(3)ではせん断スパン比が小さい橋脚には適用が難しいこと、式(5)ではコンクリート強度の影響が考慮されていないことが挙げられる。
- (3) 本橋脚の両側柱と中央壁の有効断面積およびせん断補強鉄筋を適切に考慮すれば、建築分野の耐力評価式は耐震壁を有する門型 RC ラーメン橋脚のせん断耐力と曲げ耐力の評価に適用できる。
- (4) 荷重-変位曲線と破壊状況の観察から、本実験供試体の破壊形式はせん断ひび割れが卓越した曲げ破壊と定義される。
- (5) 横方向鉄筋が少ない供試体(No.1)では、せん断破壊に近づくため、設計では十分注意が必要である。

謝辞

本研究の実験部分は日本学術振興会科学研究費補助金 24360181(基盤研究(B);代表者:大塚久哲)を得て行われた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 木村康宏:土木技術とフレキシブルな対応,川田技報,Vol.2,pp.4-5,JAN.,1981
- 2) 築山有二,山本将,長谷川敏之,玉田和也:中央自動車道鶴川大橋における耐震補強対策について,土木学会地震工学論文集,第27巻,論文番号0053,2003.10
- 3) 高文君,大塚久哲,河邊修作,今村壮宏:軸力と交番荷を受けるI型断面フレキシブルRC橋脚の復元力特性とエネルギー吸収に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.35,No.2,pp.397-402,2013.6
- 4) 大塚久哲,高文君,伊藤耀,河邊修作,今村壮宏:軸力と交番荷を受けるフレキシブルRC橋脚の復元力特性と軸方向鉄筋の伸び出し量に関する考察,土木学会論文集A1(構造・地震工学),Vol.70,No.4,I_433-I_442,2014.7
- 5) 公益社団法人土木学会:コンクリート標準示方書・設計編,2012
- 6) 公益社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,2012
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説,1975
- 8) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能,1990
- 9) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説,1990
- 10) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説,1999
- 11) 高文君,大塚久哲,川崎啓史,今村壮宏:耐震壁を有する門型RC橋脚の橋軸直角方向の水平せん断耐力に関する検討,第20回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.357-362,2011.10
- 12) 高文君,大塚久哲,崔準祐,今村壮宏:耐震壁を有する門型RC橋脚の橋軸直角方向の水平せん断耐力算定モデルの検討,第21回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集,pp.239-244,2012.10
- 13) 大塚久哲,高文君:耐震壁を有する門型RCラーメン橋脚の復元力特性と耐震補強,大塚総研アカデミック叢書2,2015