

# 論文 コンクリート系部材のアーチ作用によるせん断伝達機構に関する研究

浜原正行<sup>\*1</sup>・山本剛史<sup>\*2</sup>・中山優<sup>\*3</sup>・本岡順二郎<sup>\*4</sup>

要旨：せん断スパン比，せん断補強筋比を要因とし，付着を除去した軸方向鋼材を用いた試験体に対して逆対称曲げせん断実験を行い，以下のことを明らかにした。

軸方向鋼材の付着を除去した試験体は，全せん断力をアーチ作用が負担すると考えられており，アーチ機構を解明するために広く用いられている。しかし，このような部材でも，コンクリートには明瞭な平面保持がほぼ成立し，その歪みは曲げモーメント分布に対応していた。したがって，付着を除去した部材には，従来から指摘されているような対角線方向に結ぶコンクリート圧縮束が生じないことになる。

キーワード：せん断スパン比，せん断補強筋比，アンボンドPC鋼材，アーチ機構

## 1. はじめに

アーチ機構によるせん断力は周知のように，部材の両端部を対角線状に結ぶコンクリート圧縮束に生じる圧縮力の部材軸直交方向成分として評価されるものである。アーチ機構が形成されるためには，軸筋が部材全長にわたって一定となっていることが要求される。このため，アーチ機構を再現しようとした実験<sup>3)~6)</sup>では，いずれも軸筋の付着を除去している。また，実験結果に対する考察，検討は，このような試験体には対角線状のコンクリート圧縮束が形成されていることを前提として行われている。

付着を除去した梁の曲げせん断実験<sup>5)</sup>より，①破壊モードはコンクリート圧壊であり，曲げ破壊に類似していること，②せん断変形成分は殆どゼロであったこと，等が指摘されている。以上①，②より，付着を除去した試験体は，コンクリートのひずみ状態が平面保持に近いものとなっている可能性があることが推察される。

本報告は軸筋に付着のないアンボンドPC鋼材を用いた試験体に曲げせん断実験を行い，そ

の力学的挙動を実験的に明らかにすると共に，このような部材に対角線方向の圧縮束が存在するか否かを明らかにしようとするものである。

## 2. 実験概要

実験要因はせん断スパン比とあばら筋比である。表-1に試験体諸元を，図-1に配筋詳細とあばら筋の歪みゲージ位置を示す。

表-1 試験体概要

試験体名	せん断スパン比	あばら筋	
		pw(%)	配筋
SR10-PW00	1. 0	0	-----
SR10-PW04	1. 0	0. 4	□D6-φ75
SR15-PW00	1. 5	0	-----
SR15-PW04	1. 5	0. 4	□D6-φ75
SR20-PW00	2. 0	0	-----
SR20-PW04	2. 0	0. 4	□D6-φ75

共通因子  $b=200\text{mm}$ ,  $D=450\text{mm}$ ,  $d_s=410\text{mm}$ ,  $F_c=30\text{N/mm}^2$   
 軸方向鋼材：アンボンドPC鋼材 2-φ26 (C種)  
 プレストレスレベル  $\eta_g = \Sigma P / (bDF_s) = 0.2$  ( $\Sigma P = 540\text{kN}$ )  
 表中，□：135度フック付き閉鎖型あばら筋

加力は図-2に示す逆対称形式とし，一方向単調載荷とした。自由端側には10t圧縮ジャッキを設置し，加力用治具とスタブ重量を支えた。

\*1 日本大学助教授 海洋建築工学科 工博 (正会員)

\*2 日本大学大学院 理工学研究科博士前期課程 建築工学専攻 (正会員)

\*3 日本大学助教授 短期大学部建築学科 工博 (正会員)

\*4 日本大学教授 理工学部建築学科 工博 (正会員)

相対変形角 $R$ は2台の電気式変位計(図-2中, $\delta_1, \delta_2$ )の鉛直変位の平均値を内法スパン $L$ で除した値として評価した。

載荷中は自由端側ジャッキで相対変位 $\delta_1, \delta_2$ が等しくなるよう制御した。PC 鋼棒応力はセンターホールロードセルを用いて測定した。

図-3 に曲率の測定装置を示す。

表-2 と表-3 にそれぞれコンクリートの調査表と材料試験結果を, 表-4 に鉄筋と PC 鋼棒の材料試験結果を示す。

表-2 コンクリートの調査表

W/C (%)	S/G (%)	単位重量 (kg/m <sup>3</sup> )				
		W	C	S	G	NL-4000
65	48	165	254	920	1005	2.87

設計基準強度  $F_c = 30\text{N/mm}^2$ ,  
粗骨材最大寸法 20mm  
スランブ 80mm, 空気量 4%,

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体名	$\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	$E_c \times 10^4$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ N/mm <sup>2</sup>
SR20-PW00, SR15-PW00 SR20-PW00	38.7	3.50	2.88
SR10-PW04, SR15-PW04 SR20-PW04	41.8	3.32	3.55

表-4 鉄筋の材料試験結果

径 mm	材種	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{max}$ N/mm <sup>2</sup>	$E \times 10^5$ N/mm <sup>2</sup>	伸び率 (%)
D6	SD345	405	588	1.84	18.1
D10	SD295	401	530	1.96	19.2
D13	SD295	350	493	1.88	19.2
D16	SD345	375	553	1.85	19.1
$\phi 26$	C-1	1177	1288	2.0	9

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 破壊性状と荷重部材角関係

いずれの試験体も PC 鋼棒の降伏前に最大耐力に達し, 破壊は部材両端部の曲げひび割れの顕著な開口を伴った形で, 以下の経過を辿った。

① 対角線状せん断引張破壊(DT) この破壊モードは, せん断スパン比1であばら筋比ゼロの試験体(SR10-PW0)のみに見られた。

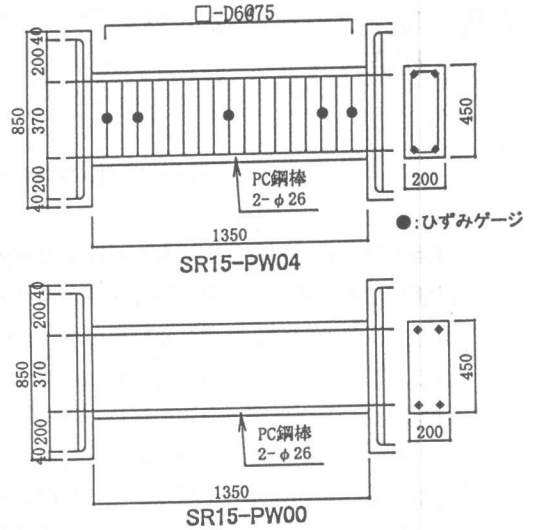


図-1 配筋詳細とあばら筋ゲージ位置

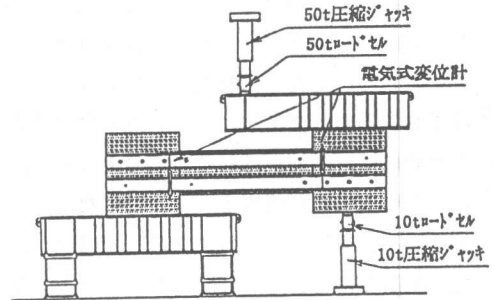


図-2 加力装置

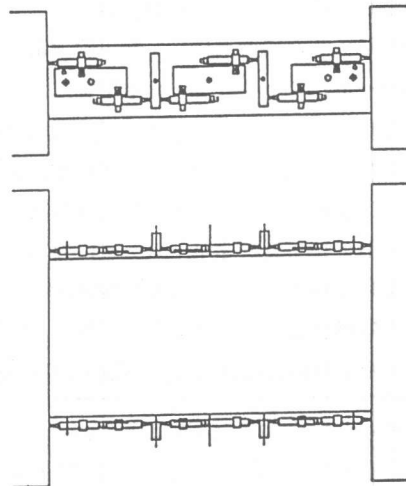


図-3 曲率の測定装置

この試験体は、部材両端部コンクリートの圧壊後、部材角 1/40 の変形レベルで部材両端の圧縮域を結ぶ対角線に沿ってひび割れが突発的に発生し、急激な耐力低下を起こした。

② 端部の圧壊(C) この破壊モードは、①以外の総ての試験体に見られた。この破壊モードを示した試験体は、部材角の上昇に伴って圧壊が徐々に進行した。この破壊モードは、比較的靱性に富んだ性状を示した。

図-4 に上記破壊モードの試験体の破壊状況を、図-5 に荷重一部材角関係を示す。表-5 に曲げひび割れ発生荷重  $Q_{cr}$ 、最大荷重  $Q_{max}$ 、最大荷重  $Q_{max}$  / 曲げ終局強度  $Q_{un}$ 、破壊モードの一覧を示す。曲げ終局強度は、鋼とコンクリートを完全付着とし、e 関数法を用いて算定した。

### 3.2 曲率分布と変形成分

図-6(a), (b) は、それぞれ破壊モードが対角線状せん断破壊と端部圧壊の試験体との試験体の曲率分布を示したものである。これらの図より、曲率は破壊モードに関係なく、部材の両端部に集中していることが分かる。3.1 節でも述べたように、いずれの試験体も曲げひび割れが部材両端部だけに集中していた。図6の曲率分布は、このひび割れ性状に良く対応している。

図-7(a), (b) は図-6(a), (b) に示した試験体について曲げ変形成分と部材角の関係を示したものである。なお、曲げ変形は、Mohr の定理で計算した。

図-7 より、曲げ変形の割合は部材角の上昇に伴って増加し、終局時では、全変形の約 80% となっていることが分かる。特に、図7(a)に示した試験体は破壊モードが対角線状せん断破壊であるにもかかわらず、対角線状のせん断ひび割れによる急激な耐力低下が起こるまでは、曲げ変形成分が減少する傾向はみられない。

軸筋に付着のない部材の変形は、主として曲げ危険断面に発生した曲げひび割れの開口による回転成分によるものである(図-6)。したがって、対角線状のせん断破壊を起こすような部材

でも、対角線状のひび割れが発生し急激な耐力低下を起こすまでは、曲げひび割れしか発生せず、せん断劣化は起こらない。図-7 の結果は上述の変形性状によく対応しているといえる。

表-5 諸限界荷重, 限界部材角, 破壊モード

試験体名	$Q_{cr}$ kN	$Q_{max}$ kN	$Q_{max}/Q_{un}$	破壊モード
SR10-PW00	135.9	282.8	0.332	DT
SR10-PW04	161.7	331.4	0.374	C
SR15-PW00	102.5	190.1	0.336	C
SR15-PW04	108.5	234.1	0.396	C
SR20-PW04	79.8	154.9	0.350	C

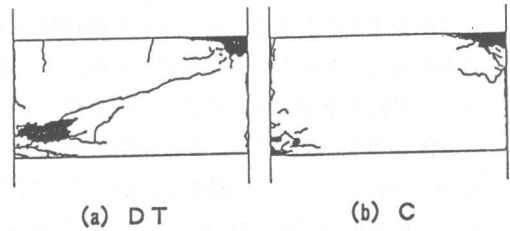


図4 最終破壊状況

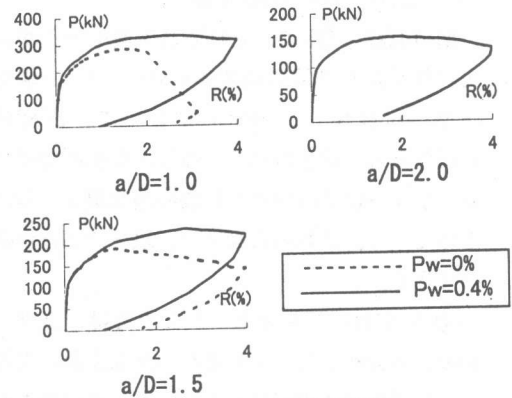


図-5 荷重部材角関係

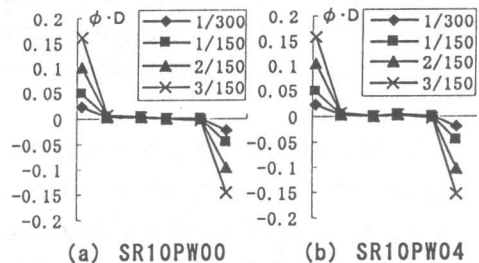


図-6 曲率分布

### 3.3 あばら筋のひずみ

図-8は破壊モードが端部圧壊の試験体の最大荷重時におけるあばら筋のひずみ分布を示したものの一例である。この図より、部材端部のあばら筋歪みは、かなり大きいことが分かる。これは、コンクリート圧壊によるひずみだしを拘束することによるものであると考えられる。これに対して、部材中央部は、せん断ひび割れが生じなかったため、あばら筋の歪みは小さい。

### 3.4 PC鋼材の引張力—変位関係

図-9(a), (b)は図-6(a), (b)に示した試験体の断面上下に配置されているPC鋼材の引張力と部材角の関係を示したものである。この図より、上側と下側のPC鋼材の引張力は、実験の意図どおり、ほぼ等しいことが分かる。また、図-5と比較すると、PC鋼棒の引張力は、荷重の上昇が鈍化しても、増加する傾向がみられる。

### 3.5 コンクリートのひずみ

図-10(a), (b)は、それぞれ破壊モードが対角線状せん断破壊の試験体(SR10-PW00)と端部圧壊の試験体(SR10-PW04)について、部材角1/150と最大荷重時における各断面位置でのコンクリートひずみ分布と最終破壊状況を示したものである。これらの図より、以下のことが指摘できる。

① いずれの試験体も、反曲点では、ほぼ一様な歪み分布となっているが、反曲点断面以外でのひずみは圧縮縁で最大となり、断面の内側に入るにしたがって減少し、引張に転じている。

② 圧縮側のコンクリートのひずみ勾配は、反曲点位置では殆どゼロであるが、反曲点から離れ曲げモーメントが上昇するにしたがって増加している。

③ 部材の両端部近傍では、引張側ひずみの値は小さく、その勾配も小さい。これは、試験体の左右端部に発生した曲げひび割れによって、この部位の引張ひずみが解放され、結果的にひび割れ断面近傍の歪みが減少したことに起因し

ていると考えられる。

以上①～③の傾向は、総ての試験体にみられた。これより、軸筋の付着を除去したアーチ作用が卓越していると考えられている部材でもコンクリート自体には、ほぼ平面保持が成立していることが分かる。したがって、軸筋の付着を除去してもアーチ機構は構成されないといえる。また、最終的に対角線状のせん断破壊によって急激な耐力低下を起こした試験体でも、平面保持がほぼ成立していることが分かる。

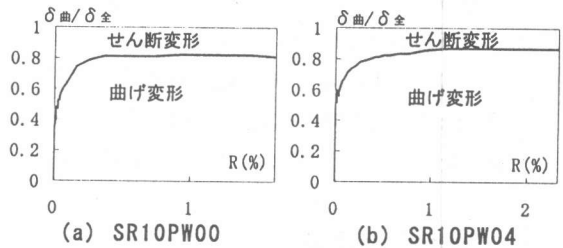


図-7 変形成分

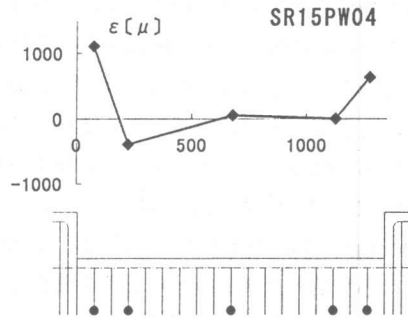


図-8 あばら筋の歪み分布

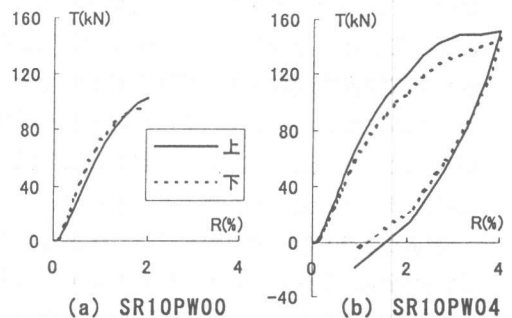
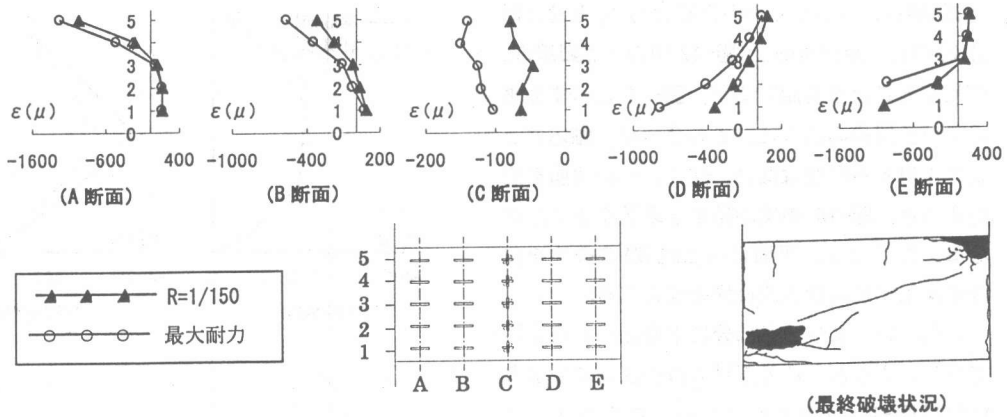
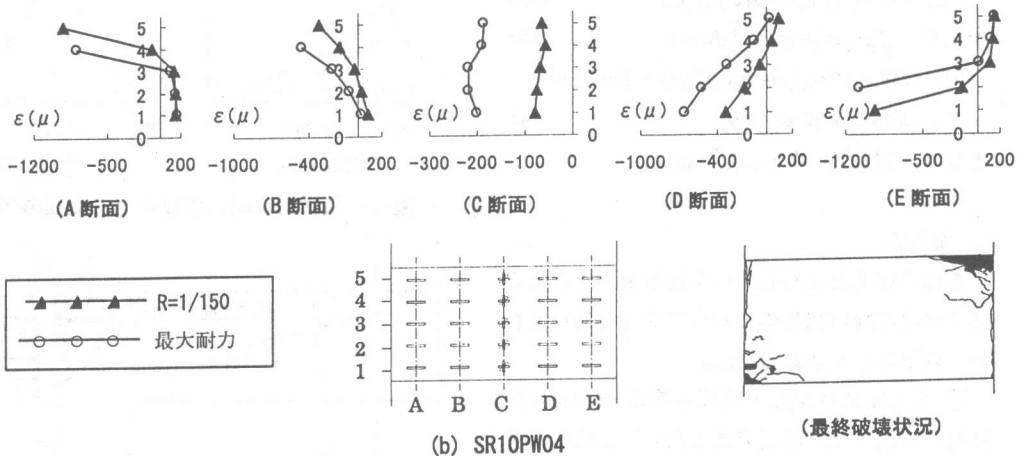


図-9 PC鋼材の引張力—部材角関係



(a) SR10PW00



(b) SR10PW04

図-10 コンクリートのひずみ分布

### 3.6 せん断歪み分布

図-11 は、歪みの測定が可能であった総ての試験体について、最大荷重  $Q_{max}$  時での反曲点のせん断ひずみ分布の実験結果と式(1)に示す弾性梁理論による計算結果を示したものである。

$$\gamma(y) = \frac{6 \cdot Q_{max}}{G \cdot b \cdot D} \cdot \left\{ \left( \frac{D}{2} \right)^2 - y^2 \right\} \quad (1)$$

ここに、 $y$  は図心からの距離、 $G$  はせん断弾性係数である。せん断弾性係数の算定に際して、ヤング係数は、材料試験結果から得られた値を用い、ポアソン比  $1/6$  を用いた。図-11 より、計算値と実験値の間には、多少の差異がみられるが、一般的に両者は比較的良好一致している

ことが分かる。これより、試験体のせん断歪みは、ほぼ弾性梁理論に従っているといえる。

### 4. 軸筋の付着がない部材のせん断伝達機構

軸筋に付着のない部材が逆対称曲げを受けると、コンクリート圧縮合力  $C_c$  は部材対角線(図-12 中の一点鎖線)の位置に作用する。このとき、せん断力  $Q_a$  とコンクリート圧縮合力  $C_c$  の間には式(2)の関係が成立する。

$$Q_a = \beta \cdot C_c \quad (2)$$

ここに、 $\beta = (D - 2 \cdot n) / L$ 、 $D$  は部材の全せい、 $L$  は部材の内法スパン、 $n$  は部材両端部の曲げ危険断面における圧縮縁から圧縮合力  $C_c$  が作用する位置である。

式(2)は、コンクリート圧縮合力  $C_a$  とせん断力  $Q_a$  の合力が対角線上(図-12中の一点鎖線)に作用することを要請するが、図-13に示す従来のアーチ機構のように、この合力が一軸応力として作用する必要はない。逆に、一軸状態を想定すると、図-10の実験結果と矛盾することになる。ここでは、平面保持と式(2)の条件を同時に満たすせん断伝達機構を設定する。

いま、コンクリート部分に平面保持が成立しているとする、この部材の微小区間での応力状態は図-12(b)のようになる。このとき、コンクリート圧縮合力  $C_a$  は、(3)式で与えられる。

$$C_a = b \int \sigma_L(y) dy = b \int \sigma_R(y) dy \quad (3a)$$

$$\text{または、} \int \{\sigma_L(y) - \sigma_R(y)\} dy = 0 \quad (3b)$$

$$\text{一方、} dM = b \int \{\sigma_L(y) - \sigma_R(y)\} y dy = \beta \cdot C_a \cdot dx \quad (4)$$

より、 $dM/dx = \beta \cdot C_a = Q_a$  となり、式(2)を満たしている。

## 5. まとめ

あばら筋比とせん断スパン比を要因とする軸筋に付着のない試験体に対して逆対称載荷を行い、以下に示す知見を得た。

① せん断スパン比 1 あばら筋比 0% の試験体は対角線状せん断破壊であったが、この試験体以外は端部コンクリートの圧壊で破壊した。

② 曲げ変形が全変形に占める割合は、破壊モードに関係なく、終局時点で 80~90%以上となっており、曲げ変形が極めて卓越していた。

③ アーチ作用のみでせん断伝達がなされると考えられている軸筋に付着がない部材でもコンクリートには平面保持が成立しており、従来から指摘されているような部材両側の圧縮域を結ぶ対角線状の圧縮束は形成されなかった。

**参考文献** 1) 喜多山貴ほか：RC 柱における斜め圧縮場の構造性能(その 1~その 3)、建築学会大会梗概集IV, pp. 345-350, 1994, 9

2) 滝口克己, 藤山淳司：R/C 柱部材のアーチ機構による終局せん断耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 N0503, pp. 93-100, 1998, 1

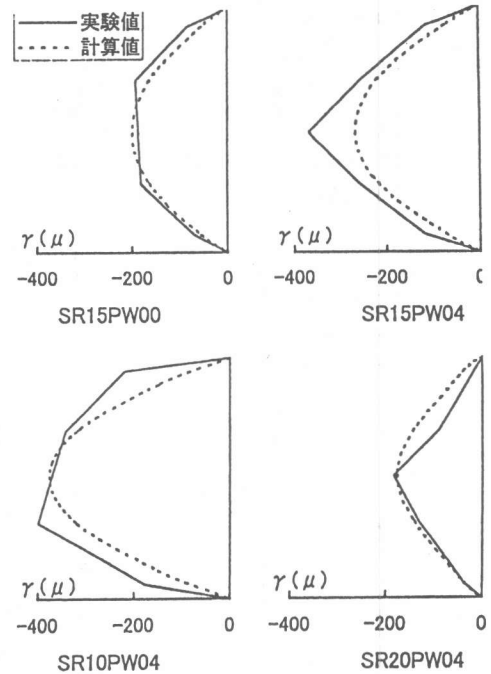


図-11 最大荷重時におけるせん断歪み分布

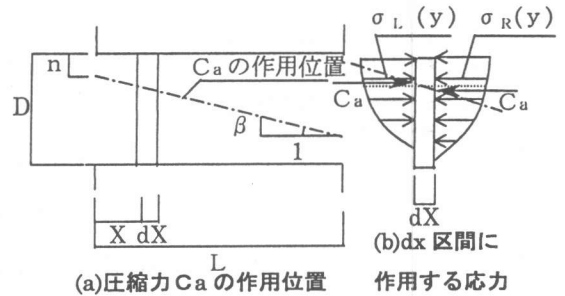


図-12 平面保持を仮定した場合のせん断伝達

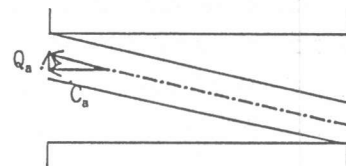


図-13 アーチ機構

3) 梅村恒, 松森泰造, 小谷俊介: RC 短スパン梁のせん断抵抗機構に関する実験的研究(その 1~2), 建築学会大会梗概集IV, pp. 535-538, 1995, 8

4) 平井慶一, 瀧口克己, 高橋周吾, 西村康志郎: 一定軸力下における R/C 柱のアーチ機構によるせん断耐力に関する研究(その 1~2), 建築学会大会梗概集IV, pp. 359-362, 1998, 9