

室蘭工業大学 学生会員 川原 健吾

室蘭工業大学 正 会 員 菅田 紀之

室蘭工業大学 フェロー 尾崎 認

1. はじめに

土木学会コンクリート標準示方書設計編¹⁾において、せん断疲労荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の設計は、せん断補強筋の疲労破断に対して行うことが規定されている。しかしながら、これは、大気中における実験結果^{2), 3)}に基づくものであり、水中において疲労荷重を受ける場合に対する合理的な設計法は示されていない。水中環境下における実験では、大気中と比較してせん断疲労耐力が著しく低下し、静的載荷時には曲げ破壊する場合においても、繰り返し荷重が載荷するとせん断破壊に至ると報告されている⁴⁾。また、著者等も、水中において鉄筋コンクリート梁のせん断疲労実験を行い、せん断疲労耐力、分担せん断力等を検討してきた^{5), 6)}。その結果、水中ではせん断疲労耐力が著しく低下すること、せん断スパンのコンクリートに圧壊が起こること、せん断補強筋比の違いによってS-N回帰直線およびせん断疲労耐力が異なること、コンクリートの分担するせん断力は荷重の繰り返しとともに減少し、梁の破壊直前に急激に減少して0になる場合があること等を明らかにした。しかしながら、合理的な設計法を示すためには、水中における鉄筋コンクリート部材のせん断疲労特性が、十分明らかにされているとはいえない。

そこで、一連の研究の延長として、せん断疲労特性に及ぼすせん断スパン比の影響に着目し、文献5)と異なるせん断スパン比を持つ鉄筋コンクリート梁の水中疲労試験を行い、せん断疲労耐力、スターラップのひずみの変化、コンクリートの分担せん断力について比較検討を行った。

2. 試験概要

2.1 供試体

実験に用いた鉄筋コンクリート梁の形状寸法および配筋を図-1に示す。供試体の断面は10×20cm、長さは150cmである。軸方向鉄筋にはD

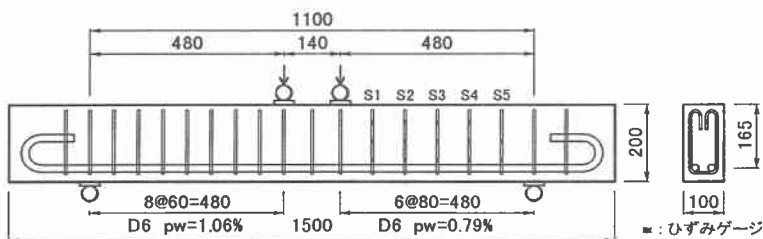


図-1 鉄筋コンクリート梁の形状寸法および配筋

19を2本使用し、有効高さを16.5cmとしている。なお、鉄筋比は3.47%である。また、せん断補強鉄筋にはD6を使用し、図のように右スパンに8cm、左スパンに6cm間隔で配置した。なお、せん断補強筋比(ρ_w)はそれぞれ0.79%、1.06%である。荷重の載荷は、支間長を110cmとし、せん断スパンを48cm、せん断スパン比(a/d)を2.91として行った。文献5)の梁の断面形状は図-1と同様であるが、せん断

表-1 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
		水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE 剤 AD
55	44	165	300	823	1032	0.06

表-2 鉄筋の降伏点および引張強度

	降伏点応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6	397	566
D19	384	552

Effect of Shear Span on Shear Fatigue Properties of RC Beam in Water
by Kengo Kawahara, Noriyuki Sugata and Shinobu Ozaki

補強筋比は両スパンともに 0.79%であり、荷重の載荷は、支間長を 110cm とし、せん断スパン 32cm、せん断スパン比(a/d)を 1.94 として行っている。使用したコンクリートの配合を、表-1 に示す。鉄筋は、SD295A D19 および D6 であり、それらの降伏点応力度および引張強度を表-2 に示す。また、D6 の弾性係数を求めると 193kN/mm²であった。疲労試験中におけるひずみの変化を計測するために、5 本のスターラップに対して 3 点または 2 点の合計 14 点にゲージ長 2mm のひずみゲージを貼り付けてある。ゲージの貼り付け位置は図-1 に示すとおりである。ひずみゲージを貼り付けたスターラップを S1～S5 で表すこととする。

2.2 疲労試験方法

疲労試験は電気油圧サーボ式、容量 30tf の疲労試験機を用いて水中で行った。荷重は、載荷速度が 3Hz の正弦波とし、作用最大せん断力 V_{max} は静的せん断耐力の計算値 V_y の 50%、45%、40%、35%、作用最小せん断力 V_{min} は V_y の 10%に設定した。荷重の載荷については 10 回目までを静的載荷とし、それ以後は、連続的な繰り返し載荷として供試体の破壊時まで続けた。疲労試験は材令 2 ヶ月から 3 ヶ月の梁を用いて行い、疲労試験開始時における円柱供試体の圧縮強度の平均は、29.5N/mm²であった。

表-3 試験結果一覧

梁 No.	f'_c (N/mm ²)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_y (kN)	V_{max}/V_y (%)	V_{max} (kN)	V_{min} (kN)	破壊回数 (回)	破壊形式
1	29.1	28.4	45.2	73.6	40.0	29.5	7.4	340,601	せん断破壊
2	29.1	28.4	45.2	73.6	45.0	33.1	7.4	203,420	曲げ圧縮破壊
3	29.4	28.5	45.2	73.7	40.0	29.5	7.4	289,940	せん断破壊
4	29.4	28.5	45.2	73.7	35.0	25.8	7.4	>2,000,000	せん断破壊
5	29.1	28.4	45.2	73.6	45.0	33.1	7.4	128,833	せん断破壊
6	29.1	28.4	45.2	73.6	40.0	29.5	7.4	379,653	せん断破壊
7	28.1	28.1	45.2	73.3	45.0	33.0	7.3	107,570	せん断破壊
8	28.1	28.1	45.2	73.3	40.0	29.3	7.3	625,750	せん断破壊
9	31.8	29.2	45.2	74.4	45.0	33.5	7.4	49,905	曲げ圧縮破壊
10	31.8	29.2	45.2	74.4	50.0	37.2	7.4	10,176	曲げ圧縮破壊
11	29.3	28.5	45.2	73.7	45.0	33.2	7.4	114,718	せん断破壊
12	29.3	28.5	45.2	73.7	50.0	36.9	7.4	57,257	曲げ圧縮破壊
13	31.4	29.1	45.2	74.3	35.0	26.0	7.4	1,544,296	せん断破壊
14	31.4	29.1	45.2	74.3	40.0	29.7	7.4	859,849	せん断破壊
15	27.5	27.9	45.2	73.1	45.0	32.9	7.3	242,770	せん断破壊
16	27.5	27.9	45.2	73.1	35.0	25.6	7.3	1,852,233	せん断破壊

3. 試験結果および考察

3.1 全試験結果および破壊性状

表-3 に試験結果一覧を示す。表中の f'_c は疲労試験開始時における円柱供試体の圧縮強度、 V_c および V_y は、それぞれせん断補強筋を用いない場合のせん断耐力⁷⁾ およびせん断補強筋としてスターラップを用いた場合のせん断耐力であり、(1)および(2)式より求めた。

$$V_c = 0.20\sqrt{1/d} \sqrt[3]{100p_w} \sqrt[3]{f'_c} b_w d [0.75 + 1.4/(a/d)] \quad \dots (1)$$

d : 有効高さ

p_w : 主鉄筋比

b_w : 腹部の幅

a : せん断スパン

f'_c : コンクリートの圧縮強度

$$V_y = V_c + V_s = V_c + A_w f_{wy} (z/s_s)/\beta_x \quad \dots (2)$$

A_w : 区間 s_s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wy} : せん断補強筋の降伏強度

z : $d/1.15$

s_s : せん断補強筋の間隔

β_x : 支点および荷点からスターラップまでの距離による低減係数⁸⁾

なお、表中の破壊回数の $>2,000,000$ は 200 万回で破壊しなかったことを意味している。疲労試験を行った梁はせん断補強筋比の小さい右スパンあるいは曲げスパンで破壊した。その破壊性状としては、梁 No.2、梁 No.9、梁 No.10、および梁 No.12 については曲げ圧縮破壊であったが、その他の梁では、斜めひび割れの発生とともに、せん断スパンの荷点付近のコンクリートに圧壊が見られた。また、いくつかの梁ではスターラップの降伏がひずみの変化から確認された。

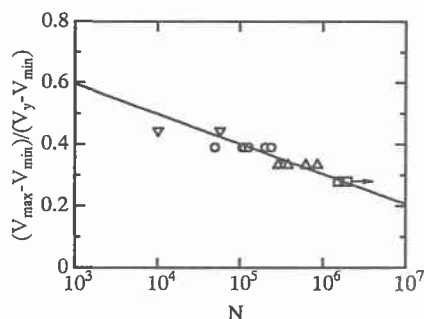
3.2 せん断疲労耐力

各最大せん断力ごとの疲労寿命分布が対数正規分布に従うものと仮定し、各最大せん断力に対する生存確率 50% の疲労寿命を求め、S-N 回帰直線を求めた。これを図-2 に示す。図(a)はせん断スパン比が 2.91 の梁の結果、図(b)はせん断スパン比が 1.94 の梁の結果⁶⁾ より求めた図である。これらの直線は、せん断破壊した梁の結果のみを用い、式(2)により求めたせん断耐力 V_y を基準耐力として求めた。さらに、S-N 回帰直線式および 200 万回せん断疲労耐力を表-4 に示す。図-3(a)および(b)より、せん断スパン比 2.91 の梁とせん断スパン比 1.94 の梁を比較すると、S-N 回帰直線の傾きは、せん断スパン比が 2.91 の梁の方が小さい結果となった。しかしながら、200 万回せん断疲労耐力については、せん断スパン比 2.91 の梁と 1.94 の梁では 1%程度の違いしか見られず、ほぼ一致した結果となった。

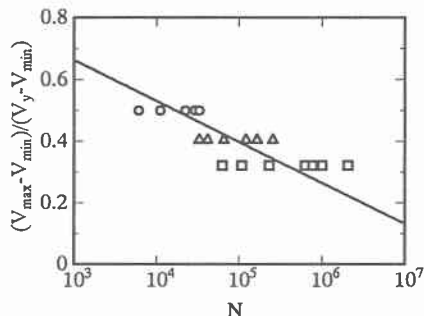
また、図-3 に V_c を基準耐力として求めた S-N 線図を示す。長寿命域ではスターラップを用いない場合の S-N 曲線に近づくという報告もあるが、実験での範囲内ではそのような結果は見られなかった。しかしながら、繰り返し回数が 1000 万回を超えるような場合にはその可能性も考えられる。

表-4 S-N 回帰式および 200 万回疲労耐力

せん断スパン比	S-N 回帰式	疲労耐力 (%)
2.91	$(V_{\max}-V_{\min})/(V_y-V_{\min})=0.889-0.098\log N$	27.4%
1.94	$(V_{\max}-V_{\min})/(V_y-V_{\min})=0.921-0.101\log N$	28.5%



(a)せん断スパン比 2.91 の梁



(b)せん断スパン比 1.94 の梁

図-2 S-N線図 (V_y)

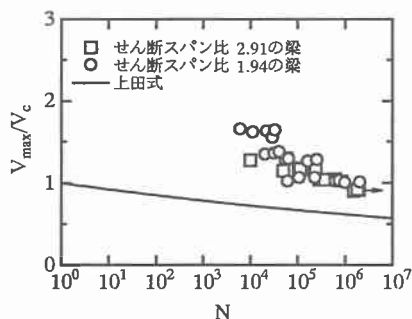


図-3 S-N線図 (V_c)

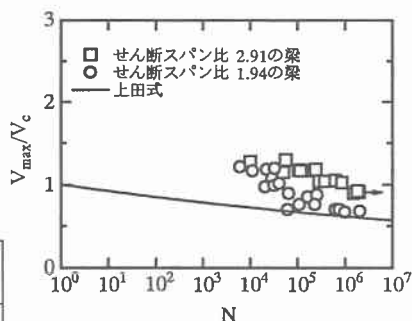


図-4 S-N線図 (V_c)

また、せん断スパン比が 2 程度のせん断耐力は、ディープビームのせん断耐力式を用いて評価した方がよいという報告もあり、せん断スパン比が 1.94 の梁において、ディープビームのせん断耐力を基準耐力とした場合の S-N 線図を示すと、図-4 のようになる。ディープビームのせん断耐力⁹⁾は、(3)式より求めた。

$$V_d = 24.4(f'_c)^{2/3} \left(1 + \sqrt{p_w}\right) \left(1 + 3.33r/d\right) \frac{b_w d}{\left[1 + (a/d)^2\right]} \quad \dots (3)$$

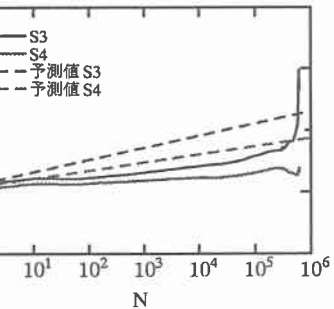
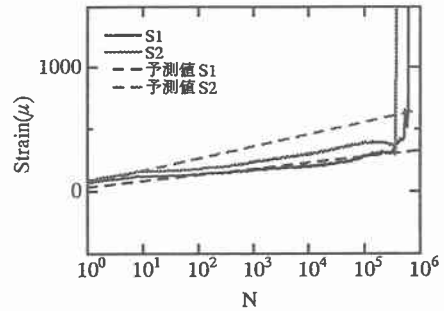
f'_c : コンクリートの圧縮強度
 p_w : 主鉄筋比 r : 載荷板幅
 b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ
 a/d : せん断スパン比

この場合、せん断補強筋比 1.94 の梁は、繰返し回数がおよそ 10 万回を超える範囲ではスターラップを用いない場合の S-N 曲線に近づくという結果となった。

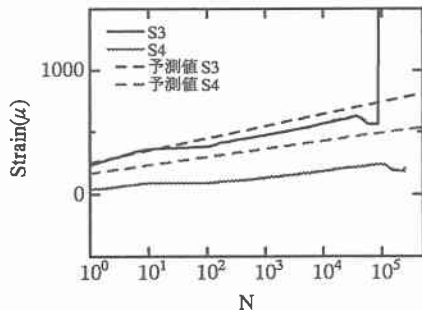
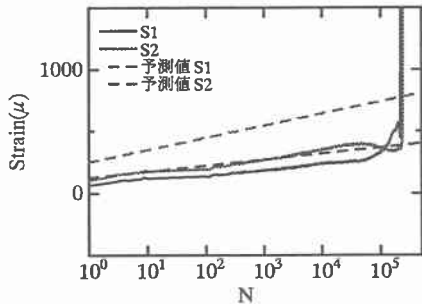
3.3 ひずみの変化

最大せん断力作用時におけるスターラップのひずみの変化を図-5 に示す。図(a)は V_{max}/V_y が 40.0% の梁の結果、図(b)は V_{max}/V_y が 45.0% の梁の結果であり、スターラップ S1~S4 のひずみの変化を示している。図中の実線はスターラップごとのひずみゲージの計測値の平均、破線はスターラップの平均ひずみの予測値である²⁾。図(a)の S1 は、初載荷時より徐々に増加し、50 万回載荷程度から大きく増加している。その後、破壊直前に急激にひずみが増加している。最終的なひずみの値は 2500 μ 以上となっており、スターラップは降伏しているものと考えられる。S2 は、初載荷時より徐々に増加し、50 万回載荷程度で、ひずみが急激に増加している。これは、スターラップの降伏によるものではなく、ひび割れ部でリード線が断線した結果と思われる。S3 は、初載荷時より徐々に増加し、50 万回載荷程度から大きく増加し、1000 μ 程度まで計測されている。これは、S1 と同様の挙動を示している。S4 の増加率は小さいが、初載荷時より徐々に増加している。また、S1 は予測値とおおむね一致しているが、S2、S3 および S4 は予測値よりも計測値の方が小さくなっている。

図(b)の S1 は、初載荷時より徐々に増加し、8 万回載荷程度から大きく増加している。その後、破壊直前に急激にひずみが増加している。S2 は、初載荷時より徐々に増加し、一旦若干の減少傾向を示すが、破壊直前に急激にひずみが増加している。S1 および S2 とともに最終的なひずみ



(a) 梁No.8 $V_{max}/V_y=40.0\%$



(b) 梁No.15 $V_{max}/V_y=45.0\%$

図-5 ひずみの変化

の値は 2500μ 以上となっており、スターラップは降伏しているものと考えられる。S3 は初載荷時よりひずみが 250μ 程度計測され、そこから徐々に増加している。その後、9 万回載荷程度でひずみが急激に増加しているが、これも、スターラップの降伏によるものではなく、ひび割れ部でリード線が断線した結果と思われる。S4 の増加率は小さいが、初載荷時より徐々に増加している。これは、図(a)の S4 と同様の挙動を示している。また、S1 および S3 は、予測値よりも計測値の方が若干小さくなるにとどまっているが、S2 および S4 は予測値よりも計測値の方が小さくなっている。また、せん断スパン比 2.91 の梁において、スターラップのひずみが、荷重の繰返しとともに徐々に増加し、降伏ひずみに達する場合もあるという結果は、文献 5) で示しているせん断スパン比 1.94 の梁と同様の傾向を示している。

3.4 分担せん断力の変化

最大せん断力作用時におけるコンクリートの分担せん断力の変化を図-6 に示す。図(a)はせん断スパン比 2.91 の梁の結果、図(b)はせん断スパン比が 1.94 の梁の結果⁵⁾である。コンクリートの分担せん断力は(4)式より求めた。

$$V_c = V_{\max} - \sum A_w E_w \varepsilon_w \quad \dots (4)$$

A_w : 一組のスターラップの断面積

E_w : スターラップの弾性係数

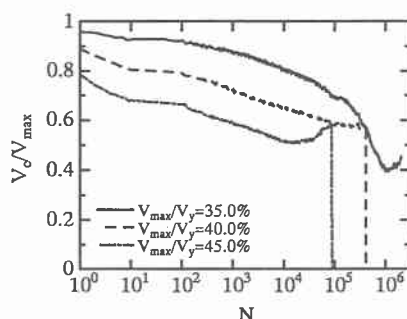
ε_w : スターラップのひずみ

スターラップのひずみには、梁のひび割れ位置から、S1 の上と S2 の中、および S3 の下のひずみの計測結果を用いた。ただし、スターラップのひずみが降伏点ひずみを超えている場合には、 $E_w \varepsilon_w$ を降伏点応力度 397N/mm^2 としている。

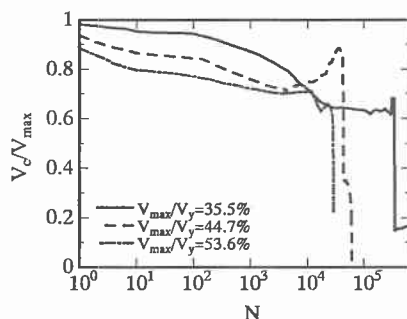
図(a)でせん断スパン比 2.91 の梁の分担せん断力の変化を見ると、 $V_{\max}/V_y$ が 35.0% の場合には、コンクリートの分担せん断力は、1000 回載荷程度まで緩やかな減少傾向を示すが、それ以後は減少率が徐々に大きくなっている。なお、これは、200 万回載荷したが破壊には至らなかった梁である。 $V_{\max}/V_y$ が 40.0% の場合には、初載荷時より徐々に減少し、破壊直前に急激に減少して分担せん断力が 0 になっている。 $V_{\max}/V_y$ が 45.0% の場合も、 $V_{\max}/V_y$ が 40.0% の場合と同様に、初載荷時より徐々に減少し、破壊直前に急激に減少して分担せん断力が 0 になっている。したがって、梁の破壊直前ではコンクリートの分担するせん断力が 0 になり、スターラップのみでせん断力に抵抗する状態になる場合があると考えられる。

一方、図(b)でせん断スパン比 1.94 の梁の分担せん断力の変化を見ると、 $V_{\max}/V_y$ が 35.5% の場合には、1 万回載荷程度まで減少し、その後ほぼ一定値を示し、破壊直前に急激に減少し分担せん断力が $V_{\max}$ の 15% 程度となっている。 $V_{\max}/V_y$ が 44.7% の場合には、5000 回載荷程度まで減少し、その後一旦増加傾向を示すが、破壊直前に急激に減少し分担せん断力が 0 になっている。さらに、 $V_{\max}/V_y$ が 53.6% の場合には、1 万回載荷程度まで徐々に減少を続けるが、その後すぐに急激に減少し $V_{\max}$ の 20% 程度になっている。

これらの結果をもとにせん断スパン比 2.91 の梁とせん断スパン比 1.94 の梁を比較すると、せん断スパン比 2.91 の梁も、せん断スパン比が 1.94 の梁と同様に、コンクリートの分担せん断力が荷重の繰返しとともに徐々に減少し、梁の破壊直前に急激に減少し 0 になる場合があるという結果となった。



(a) せん断スパン比 2.91 の梁



(b) せん断スパン比 1.94 の梁

図-6 コンクリートの分担せん断力

4. まとめ

本研究の目的は、水中における鉄筋コンクリート梁のせん断疲労特性に及ぼすせん断スパン比の影響を明らかにすることにある。そこで、有効高さを 16.5cm、主鉄筋比を 3.47%、せん断補強筋比を右スパン 0.79%、左スパン 1.06%、せん断スパン 48cm、せん断スパン比を 2.91 とする鉄筋コンクリート梁の水中せん断疲労試験を行い、文献 5) のせん断補強筋比が両スパン 0.79%、せん断スパン 32cm、せん断スパン比 1.94 の鉄筋コンクリート梁とせん断疲労耐力、スターラップのひずみの変化、コンクリートの分担せん断力について比較検討を行った。限られた条件による結果ではあるが、まとめると以下ようになる。

- 1) 疲労試験を行った梁の破壊性状は、斜めひび割れの発生とともにせん断スパンの載荷点付近のコンクリートに圧壊が見られ、スターラップが降伏しているものもある。
- 2) せん断補強筋としてスターラップを用いた場合のせん断耐力 V_y を基準耐力とした場合、せん断スパン比 2.91 の梁の S-N 回帰直線の傾きはせん断スパン比が 1.94 の梁よりも小さい。しかしながら、200 万回せん断疲労耐力については、せん断スパン比 2.91 の梁が 27.4%、せん断スパン比 1.94 の梁が 28.5% であり、ほぼ一致している。
- 3) スターラップのひずみは、せん断スパン比 2.91 の梁、せん断スパン比 1.94 の梁ともに荷重の繰返しとともに徐々に増加する。また、破壊直前に降伏ひずみに達することもある。
- 4) コンクリートの分担するせん断力は、せん断スパン比 2.91 の梁、せん断スパン比 1.94 の梁ともに荷重の繰返しとともに徐々に減少する。また、梁の破壊直前に分担せん断力が急激に減少し 0 になる場合がある。
- 5) 本実験の範囲内において、破壊性状、200 万回疲労耐力およびコンクリートの分担せん断力に及ぼすせん断スパン比の影響は小さい。

参考文献

- 1) 土木学会：[平成 8 年制定] コンクリート標準示方書 設計編，1996.
- 2) H.Okamura, S.A.Farghaly and T.Ueda : Behaviors of Reinforced Concrete Beams with Stirrups Failing in Shear under Fatigue Loading, Proc. of JSCE, No.308, pp.109~122, 1981.
- 3) 上田多門・岡村甫：疲労荷重下のスターラップの挙動，コンクリート工学，Vol.19, No.5, pp.101~116, 1981.
- 4) 井上正一・西林新蔵・吉野公・権赫文：水中における RC はりの疲労性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15, No.2, pp.437~442, 1993.
- 5) 菅田紀之・尾崎詔：水中における鉄筋コンクリート梁のせん断疲労特性について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.2, pp.819~824, 1997.
- 6) 菅田紀之・尾崎詔・川原健吾：水中においてせん断疲労荷重を受ける RC 梁の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.2, pp.355~360, 1998.
- 7) 二羽淳一郎・山田一字・横沢和夫・岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号 IV-5, pp.167~176, 1986.
- 8) H.Okamura and S.A.Farghaly : Shear Design of Reinforced Concrete Beams for Static and Moving Loads, Proc.of JSCE, No.287, pp.127~136, 1979.
- 9) 古内仁・角田与史雄：張出しを有する RC はりのせん断強度に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9, No.2, pp.341~346, 1987.