

[120] 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断 終局強度に関する実験研究

正会員 ○ 福原正志 (東京工業大学)

正会員 黒正清治 (東京工業大学)

§ 1. はじめに

本論文は、耐力が約 1300 kgf/cm^2 の高強度鉄筋をせん断補強筋として用い、その補強効果を究明するため行った実験研究の一部を示したものである。ここでは、ほぼ実物大に近い断面 ($b \times D = 18 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$) で、合計 52 体の試験体を用いたせん断実験結果に基き、せん断終局強度に及ぼす各因子の定性的な影響量を紹介し、それに若干の考察を加えたものである。

§ 2. 実験概要

2.1 試験体 試験体は、表-1 に示すように、4 シリーズ 52 体よりなり、その試験体形状ならびに断面形状を図-3, 4 に示す。梁のせん断終局強度に影響する因子は種々考えられるが、今回の実験では、下記のものを選んだ。

- (1) せん断補強筋の降伏強度または耐力 $w\sigma_y$ (2) せん断補強筋量 P_w (3) $P_w \cdot w\sigma_y$ (4) 補強筋の加工形状 (135° 標準フックと、角スパイラル) (5) 主筋比 (6) くり返し荷重 (7) せん断スパン比 a/D
- なお本実験に用いたコンクリートの圧縮強度ならびに鉄筋の降伏強度または耐力を、表-1 に示し、またせん断補強筋の $\sigma - \epsilon$ Curve の 1 例を図-1 に示す。

2.2 加力ならびに測定 加力は、図-2 に示すような加力装置を用い逆対称加力を行った。荷重は、(1)、(2)、(3) シリーズにあっては、全て一方向単調荷重をし、最大耐力を確認した後一方向の多数くり返し荷重を行った。また(4) シリーズにあっては、試験体の約半数は、一方向単調荷重をし、せん断破壊に至らしめ終りとしたが、残りの試験体には、せん断応力度 τ が 21 kgf/cm^2 ($= c\sigma_B/10$) で正負交替くり返しを 10 回行った後、11 回目の正荷重で破壊に至らしめることを原則とした。なお、このくり返し時の応力度 $\tau = 21 \text{ kgf/cm}^2$ は、建築学会 RC 規準で定められたコンクリートの短期許容せん断応力度の、ほぼ 1.5 倍に相当する。また部材の相対変形 δ の測定は、図-5 に示すように試験体中央部に設けた電気式変位計を用いて行った。

2.3 実験結果の概要 全試験体のせん断ひび割れ時の応力度 $s\tau_c (=sQ_c/bj)$ と、最大強度時の応力度 $\tau_u (=Q_u/bj)$ を表-1 に示す。最終破壊は試験体 52 体中 7 体が、試験体端部の引張り主筋の降伏した後破壊 (FSC) し、他の 45 体は全てせん断破壊 (SC) をした。図-6, 7 はせん断ひび割れ発生位置ならびに Critical Crack 発生位置を示したものである。すなわち、主筋比が 2.99% のものは、ほとんどが図-6 のようにせん断圧縮破壊したのに対し、主筋比の 1.2% と 0.6% の試験体は全て図-7 に示すようなせん断引張り破壊した。

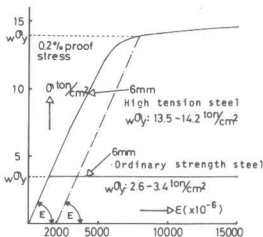


図-1 $\sigma - \epsilon$ 曲線

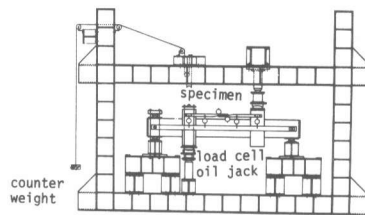


図-2 加力装置

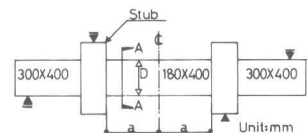


図-3 試験体

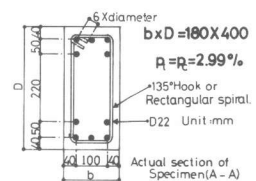


図-4 断面図 (A-A)

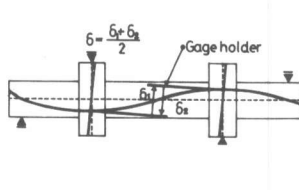


図-5 測定方法

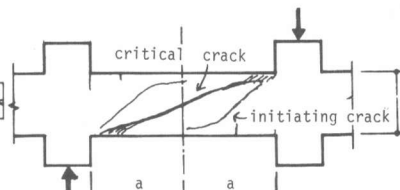


図-6 せん断圧縮破壊

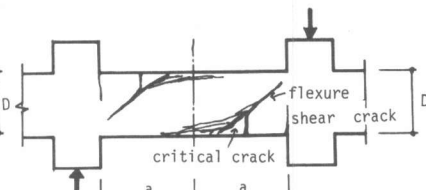


図-7 せん断引張り破壊

表-1 試験体と実験結果一覧表

Specimen No	Symbol	$s\sigma_y$ (1)	$p_t = p_c$ (2)	$w\sigma_y$ (3)	p_w (4)	$p_w w\sigma_y$ (5)	Dia-Spacing (6)	Form (7)	Load (8)	τ_c (9)	τ_u (10)	Failure Mode (11)
Series No (1) : $a/D=1.0$, $c_B^R = 241$ kg/cm ²												
(1)-1	○	3499	2.99	0.00	0.00	0 - 0	0	Mono	10.6	18.0		SC
(1)-2	●	3499	2.99	3520	0.19	6.69	6.1 φ-@160	135	Mono	14.1	31.4	SC
(1)-3	○	3499	2.99	13880	0.19	26.37	6.1 φ-@160	S	Mono	12.2	48.7	SC
(1)-4	○	3499	2.99	13880	0.19	26.37	6.1 φ-@160	S	Mono	14.1	48.7	SC
(1)-5	○	3499	2.99	13880	0.19	26.37	6.1 φ-@160	SL	Mono	17.6	54.7	SC
(1)-6	●	3499	2.99	3520	0.26	9.15	6.1 φ-@114	135	Mono	21.2	36.9	SC
(1)-7	○	3499	2.99	13880	0.26	36.09	6.1 φ-@114	S	Mono	21.2	60.5	SC
(1)-8	●	3499	2.99	3520	0.34	11.97	6.1 φ-@89	135	Mono	17.6	39.2	SC
(1)-9	○	3499	2.99	13880	0.34	47.19	6.1 φ-@89	S	Mono	14.1	62.3	SC
(1)-10	○	3499	2.99	13880	0.49	68.01	6.1 φ-@62	S	Mono	17.6	72.3	SC
(1)-11	○	3499	2.99	14220	0.47	66.83	9.2 φ-@146	S	Mono	17.6	67.0	SC
(1)-12	○	3499	2.99	14220	1.12	159.26	9.2 φ-@62	S	Mono	21.2	80.4	SC
Series No (2) : $a/D=1.5$, $c_B^R = 324$ kg/cm ²												
(2)-1	☆	3750	2.99	0.00	0.00	0 - 0	0	Mono	12.5	19.4		SC
(2)-2	☆	3750	2.99	0.00	0.00	0 - 0	0	Mono	12.3	18.7		SC
(2)-3	▲	3750	2.99	2550	0.28	7.14	6.1 φ-@120	135	Mono	12.3	37.7	SC
(2)-4	▲	3750	2.99	2550	0.28	7.14	6.1 φ-@120	S	Mono	9.0	34.0	SC
(2)-5	△	3750	2.99	13490	0.28	37.77	6.1 φ-@120	135	Mono	9.3	52.9	SC
(2)-6	△	3750	2.99	13490	0.28	37.77	6.1 φ-@120	S	Mono	9.0	58.2	SC
(2)-7	▲	3750	2.99	2550	0.56	14.28	6.1 φ-@60	135	Mono	12.3	44.1	SC
(2)-8	▲	3750	2.99	2550	0.56	14.28	6.1 φ-@60	S	Mono	12.3	44.1	SC
(2)-9	△	3750	2.99	13490	0.56	75.54	6.1 φ-@60	135	Mono	10.6	67.0	FSC
(2)-10	△	3750	2.99	13490	0.56	75.54	6.1 φ-@60	S	Mono	15.9	66.7	FSC
(2)-11	△	3750	2.99	2600	0.75	19.50	9.2 φ-@90	135	Mono	17.6	48.5	SC
(2)-12	△	3750	2.99	13980	0.77	107.65	9.2 φ-@90	S	Mono	10.6	67.7	FSC
(2)-13	▲	3750	2.99	2600	1.13	29.38	9.2 φ-@60	135	Mono	14.1	58.2	SC
(2)-14	▲	3750	2.99	13980	1.15	160.77	9.2 φ-@60	S	Mono	10.6	72.8	FSC
(2)-15	△	3750	2.99	6870	0.29	19.92	6.1 φ-@120	S	Mono	10.6	49.4	SC
Series No (3) : $a/D=2.0$, $c_B^R = 241$ kg/cm ²												
(3)-1	□	3499	2.99	0.00	0.00	0 - 0	0	Mono	10.6	15.0		SC
(3)-2	□	3499	2.99	3520	0.19	6.69	6.1 φ-@160	135	Mono	10.6	26.6	SC
(3)-3	□	3499	2.99	13880	0.19	26.37	6.1 φ-@160	S	Mono	10.6	44.4	FSC
(3)-4	□	3499	2.99	3520	0.26	9.15	6.1 φ-@114	135	Mono	10.6	33.5	SC
(3)-5	□	3499	2.99	13880	0.26	36.09	6.1 φ-@114	S	Mono	10.6	47.6	FSC
(3)-6	□	3499	2.99	13880	0.49	68.01	6.1 φ-@62	S	Mono	14.1	53.8	FSC
Series No (4) : $a/D=1.5$, $c_B^R = 207$ kg/cm ²												
(4)-1	◇	8104	2.99	0.00	0.00	0 - 0	0	Mono	12.3	15.9		SC
(4)-2	◇	8104	2.99	0.00	0.00	0 - 0	0	Mono	14.1	19.4		SC
(4)-3	◇	8104	2.99	13000	0.12	15.60	4.1 φ-@120	S	Mono	15.0	36.7	SC
(4)-4	◇	8104	2.99	13000	0.12	15.60	4.1 φ-@120	S	Cyclic	15.0	37.9	SC
(4)-5	◇	8104	2.99	12630	0.19	24.00	5.1 φ-@120	S	Mono	13.2	46.7	SC
(4)-6	◇	8104	2.99	12630	0.19	24.00	5.1 φ-@120	S	Cyclic	12.3	45.9	SC
(4)-7	◇	8104	2.99	12870	0.26	33.46	6.1 φ-@120	S	Mono	15.9	49.4	SC
(4)-8	◇	8104	2.99	12870	0.26	33.46	6.1 φ-@120	S	Cyclic	16.8	51.1	SC
(4)-9	◇	8104	2.99	13800	0.37	51.06	7.4 φ-@120	S	Mono	15.0	56.4	SC
(4)-10	◇	8104	2.99	2910	0.26	7.57	6.1 φ-@120	S	Mono	14.1	32.6	SC
(4)-11	◇	8104	2.99	2910	0.26	7.57	6.1 φ-@120	S	Cyclic	14.1	30.9	SC
(4)-12	◇	8104	2.99	2790	0.59	16.46	9.2 φ-@120	S	Mono	14.1	44.1	SC
(4)-13	◇	8104	2.99	2790	0.59	16.46	9.2 φ-@120	S	Cyclic	15.0	44.1	SC
(4)-14	◇	8104	2.99	2630	0.83	21.83	11.0 φ-@120	S	Mono	15.0	52.0	SC
(4)-15	◇	8104	2.99	2630	0.83	21.83	11.0 φ-@120	S	Cyclic	14.1	52.0	SC
(4)-16	◇	8104	1.19	13000	0.12	15.60	4.1 φ-@120	S	Mono	8.8	27.3	SC
(4)-17	◇	8104	1.19	13000	0.12	15.60	4.1 φ-@120	S	Cyclic	8.8	33.9	SC
(4)-18	◇	8308	0.61	13000	0.12	15.60	4.1 φ-@120	S	Mono	7.1	22.0	SC
(4)-19	◇	8308	0.61	13000	0.12	15.60	4.1 φ-@120	S	Cyclic	7.1	30.0	SC

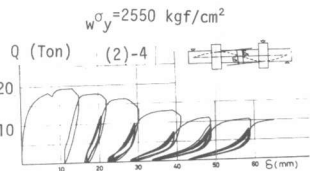


図-8 Q-δ関係(2)-4

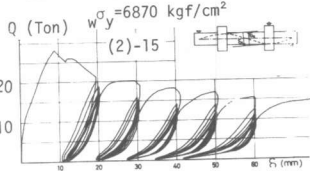


図-9 Q-δ関係(2)-15

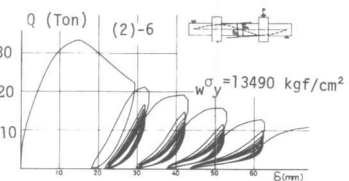


図-10 Q-δ関係(2)-6

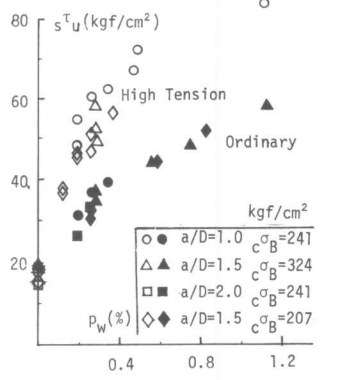


図-11 $s\tau_u - p_w$ 関係

- (1): Yield Stress of Longitudinal Reinforcement (kgf/cm²)
- (2): Amount of Longitudinal Reinforcement (%)
- (3): Yield Stress or 0.2 % Proof Stress of Shear Reinforcement (kgf/cm²)
- (4): Shear Reinforcement Ratio (%)
- (5): $p_w \times w\sigma_y$ (kgf/cm²)
- (6): Diameter and Spacing of Shear Reinforcement (mm-mm)
- (7): Form of Shear Reinforcement (135: 135° Hook, S: Rectangular Spiral)
- (8): (Mono: Monotonic Loading, Cyclic: Cyclic Loading)
- (9): ($= sQ_c/bj$) Shear Stress at First Inclined Crack (kgf/cm²)
- (10): ($= Q_u/bj$) Shear Stress at Ultimate Strength (kgf/cm²)
- (11): (SC: Shear Compression Failure, FSC: Flexural Failure)

*1 a/D: Shear Span Ratio
*2 c_B^R : Compressive Strength (kgf/cm²)

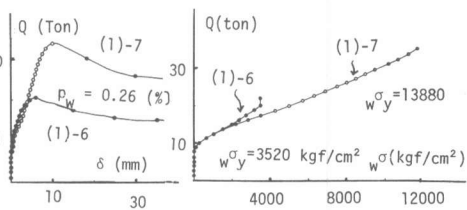


図-12 Q-δ関係

図-13 Q - $w\sigma$ 関係

§ 3 セン断終局強度に影響する因子

3.1 高強度せん断補強筋の耐力 $w\sigma_y$ の影響

図-8, 9, 10 はいずれも $p_w=0.28\%$ で $w\sigma_y$ が、それぞれ 2550 kgf/cm², 6870 kgf/cm², 13490 kgf/cm² と異なる試験体のせん断力 Q と相対変形 δ との関係を表わしたものである。これ等の試験体のせん断終局強度 $s\tau_u$ に着目すると、 $w\sigma_y$ が大きいもの程 $s\tau_u$ が大きい。また図-11 は全シリーズのせん断破壊 (SC) した試験体の普通強度と高強度を用いたものの $s\tau_u$ と p_w との関係を図示したものであるが、全シリーズにわたり、 p_w が等しければ、高強度を用いたものの方が $s\tau_u$ が大きかった。また図-12 は、 $p_w (=0.26\%)$ が等しく高強度と普通強度の Q と δ との関係を、また図-13 は、同試験体の Q と $w\sigma_y$ との関係を図示したものである。またこの $w\sigma_y$ はせん断補強筋に貼布した歪ゲージにより検出した歪を応力に置換したものである。この図に示されるように斜ひび割れ発生後、 Q と $w\sigma_y$ との関係は、ほぼ同じ勾配で直線的に上昇を始める。この関係は $w\sigma_y$ の大小にかかわらず同じ傾向を示す。それ故に p_w が同じ量であれば、 $w\sigma_y$ の小さいものは大きいものより先に降伏し、補強筋としての拘束力を失って、部材は、急に大きく変形した後せん断破壊をし、その結果、 $w\sigma_y$ の大きいものが大きなせん断強度を保有するものと考えられる。

3.2 セン断補強筋比 p_w の影響

図-14 は (1) シリーズのせん断終局強度時のせん断応力度 $s\tau_u$ と p_w との関係を示したものである。この図に示すように、普通強度・高強度の場合とも、 p_w の増加に伴って、 $s\tau_u$ が大きな値を示した。

3.3 $p_w \cdot w\sigma_y$ の影響

図-15 は、(2) シリーズで $p_w (=0.28\%)$ が等しく、 $w\sigma_y$ が異なる試験体の $s\tau_u$ と $p_w \cdot w\sigma_y$ の関係を示す。この図にみられるように、 $w\sigma_y$ を増大させると、 $s\tau_u$ と $p_w \cdot w\sigma_y$ は、ほぼ比例して上昇する傾向を示す。また図-16 は主筋比が 2.99% のせん断破壊した全試験体の $s\tau_u$ と $p_w \cdot w\sigma_y$ との関係を示したものである。この図にみられるように、 $p_w \cdot w\sigma_y$ が約 40 kgf/cm² までは、普通強度・高強度ともほぼ直線的に右上りの傾向を示すが、40 kgf/cm² を過ぎる頃より、その勾配が急に緩慢になる傾向がみられる。

3.4 補強筋の加工形状

補強筋の加工形状、つまり角スパイラルと 135° 標準フックとを比較したのが、図-17 である。高強度で $p_w \cdot w\sigma_y$ が 38 kgf/cm² で約 10% 角スパイラルの方が大きな $s\tau_u$ を示したが、全体的には、高強度・普通強度せん断補強筋とも、加工形状による顕著な差は、特に今回の実験では、みられなかった。

3.5 主筋比の影響

図-18 にみられるように、主筋比が小さくなるに従って、せん

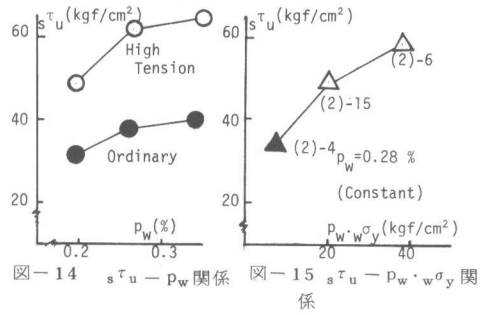


図-14 $s\tau_u - p_w$ 関係 図-15 $s\tau_u - p_w \cdot w\sigma_y$ 関係

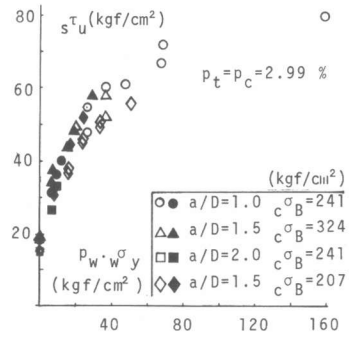


図-16 $s\tau_u - p_w \cdot w\sigma_y$ 関係

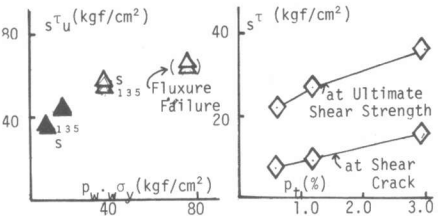


図-17 補強筋の加工形状 図-18 主筋比の影響

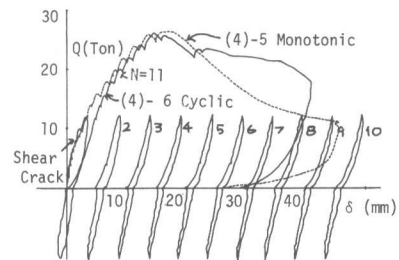


図-19 一方荷とくり返し荷

断ひび割れ時の応力度 s^r_c も、せん断終局強度時の応力度 s^r_u も小さくなる傾向を示した。せん断ひび割れは、主筋比が 0.6% と 1.2% のものは、曲げせん断ひび割れであり、その後の耐力の上昇に伴って、このひび割れが図-7 に示すように急激に発達し、せん断引張り破壊へと移行した。また主筋比の 2.99% のせん断ひび割れは、いわゆる斜張力ひび割れであった。そしてひび割れ発生後耐力を上昇させると、このひび割れは発達するものの、これとは別なひび割れが、試験体部一方の圧縮域から他の一方の圧縮域に対角線上に新たに発生し、これが急激に発達し、最終的にせん断圧縮破壊の様相を呈した。

3.6 くり返し荷重の影響

くり返し荷重の応力が $21 \text{ kgf/cm}^2 (=c^a_B/10)$ で 10 回の正負交番のくり返し回数では、主筋比が 2.99% の試験体は、一方単調載荷と比べ、せん断終局強度は、図-19, 23 にみられるように特に变りなく、主筋比が 0.6% と 1.2% の試験体では、むしろ、くり返しの前歴を受けたものの方が、その終局強度は大きい値を示した。(図-20, 24 参照) 図-21 は (4)-16 のせん断力 Q と補強筋に作用した応力 w^a を表わしたものである。この図のように、せん断ひび割れが発生する頃より、 w^a が急に増える補強筋があり、この補強筋が w^a_y に近い値に達する頃より、補強筋は拘束力を失って、部材はせん断破壊をしたものと考えられる。これに対し、図-22 はくり返しを行った (4)-17 の $\tau = 21 \text{ kgf/cm}^2$ 時の補強筋に作用した応力 w^a と、くり返し回数 N を示したものであるが、図にみられるように、第 1 回目の正荷重で大きな w^a を示したものが、2 回目以後減少する傾向を示し、また第 1 回目で w^a が小さかったものが、2 回目以後、増加する傾向を示し、全体として、 w^a の平均値に集束する傾向をも示した。このことは、1 回目の負の加力以後、ひび割れが分散して入り、応力の再配分が行なわれ、全体として、補強筋が応力を平均的に負担するようになる傾向を示すものと解釈出来る。その結果として一方載荷のみみられるように特定な位置の補強筋に応力が集中して、降伏現象を呈し、せん断破壊へと発展せずに、応力再配分により、平均化した分、補強筋に余力を生じ、せん断終局強度が上がったものと考えられる。また補強筋に生じた応力の平均値は、約 2000 kgf/cm^2 とは一定であり、この応力の平均値と、 p_w との積、 $p_w \cdot w^a$ は 2.4 kgf/cm^2 であった。

§ 4. 結び

今回の実験結果を要約すると、次の通りである。

- (1) 高強度・普通強度せん断補強筋とも、 s^r_u と $p_w \cdot w^a_y$ との関係は、 $p_w \cdot w^a_y$ が約 40 kgf/cm^2 まで、ほぼ直線的に上昇し、それ以後、急に上昇が緩慢になる傾向を示した。
- (2) 同一補強筋量の、角スパイラルと 135° 標準フックのせん断終局強度は、普通強度・高強度補強筋ともに、特に顕著な差は、みられなかった。
- (3) 主筋比の小さいもの程、せん断ひび割れ強度、ならびに、せん断終局強度とも、小さい値を示した。
- (4) 建築学会 R C 規準で定められた、コンクリートの短期許容せん断応力のほぼ 1.5 倍に相当する応力度 21 kgf/cm^2 で、くり返し回数が 10 回の前歴を受けた、梁のその後のせん断終局強度は、一方単調載荷と比べ、特に落ちはなかった。

謝辞・本研究に際し、終始御協力下さった、水馬克久、偉川哲光両氏に、紙面を借り、深く御礼申し上げます。

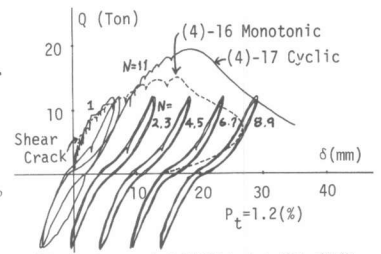


図-20 一方載荷とくり返し載荷

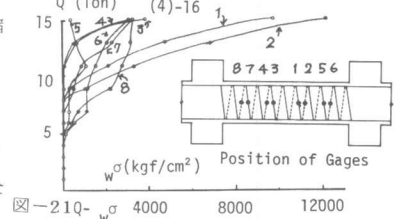


図-21 Q と w^a の関係

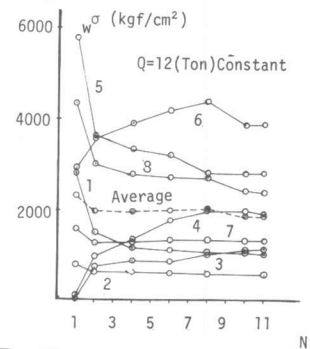


図-22 w^a とくり返し回数との関係

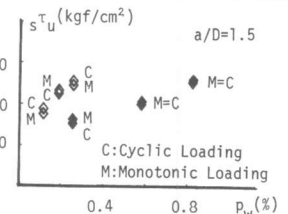


図-23 一方載荷とくり返し載荷

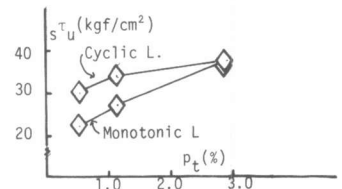


図-24 一方載荷とくり返し載荷