

低強度コンクリートを用いる PS 定着部の 耐力性状に関する実験研究

杉 田 和 直*
最 上 達 雄**
阿 部 隆†
渡 辺 武 久††

1. ま え が き

プレストレストコンクリート造に関する建設省からの新告示 1320 号（技術的基準が昭和 58 年 7 月 25 日に改正され昭和 59 年 1 月 1 日から施行された）により、耐震壁以外の壁、床または小梁についてはアンボンド工法が認められた。また、プレストレスト鉄筋コンクリート（PRC）構造の出現により、ポストテンション工法でのコンクリートの設計基準強度が通常の場合では 240 kg/cm^2 以上、特別な配慮をするという条件下（特別な検討をした場合またはプレストレストを補助的に用いる場合）では、これを 210 kg/cm^2 まで下げることができるようになった。なお、プレストレス導入時のコンクリート強度は、従来同様 200 kg/cm^2 以上である。

我が国で使用されている各種の PS 定着装置は、ほとんどがコンクリート設計基準強度 300 kg/cm^2 以上のものを対象に開発されたものであり、PRC 構造に用いる 300 kg/cm^2 未満のコンクリートを対象としたものについては、まだ、十分な実績がない。それゆえ、その使用にあたっては、原則として実験によって定着装置の有効性を確かめなければならないのが現状である。

本報告は、PRC 構造に用いる VSL 工法定着部の設計仕様を決定するための資料を得る目的で行った実験について述べたものである。

2. PS 定着部の耐力性状に関する実験

VSL 工法定着装置のうち E5-12 形式の定着部について、フープ筋比、コンクリート強度、部材断面積をパラメータとした耐力実験を行った。本章は、これに関しまとめたものである。

2.1 試 験 体

試験体一覧を表-1 に、試験体の形状および寸法を図-1 に示す。試験体は梁を対象とした定着部を対象としたものである。試験体の全長は部材幅の 2 倍とした。コンクリートの打込みは平打ちとした。コンクリート鋼材の試験成績結果をそれぞれ表-2、表-3 に示す。

2.2 実 験 方 法

試験体への加力は、ひびわれを観察しながらアンカーヘッド（ $\phi 150 \times 60$ ）を直接圧縮する方法による単調載荷とした。

加力段階には、㊸ PC 鋼材の許容引張荷重、㊹ 許容引張荷重の 1.1 倍、㊺ 規格降伏荷重、㊻ 規格引張荷

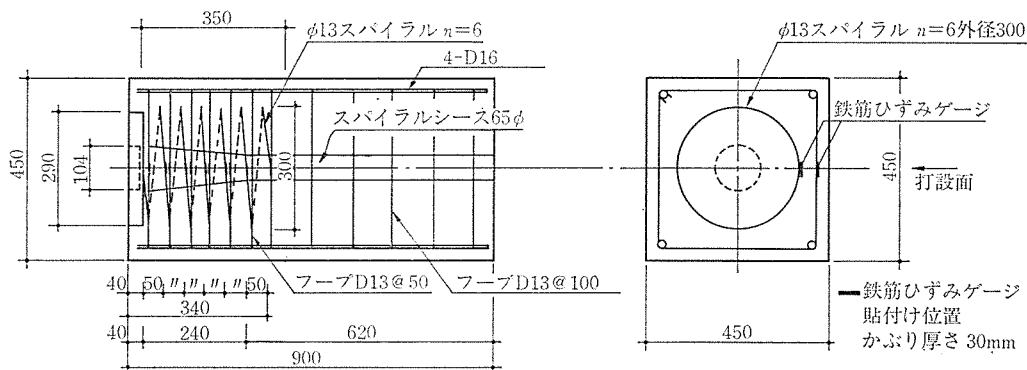


図-1 試験体の形状および寸法 (E5-12-A1)

* 大成建設（株）技術研究所構造研究室
** 大成建設（株）技術研究所計画室

† 大成建設（株）設計部設計室
†† 大成建設（株）建築部技術室

表-1 試験体一覧

試験体名	定着装置 の形式	ストランド のケーブル	コンクリ ート強度 F_c (kg/cm ²)	コンクリート形状 $B \times D \times l$ (mm)	主筋	スパイラル筋				フープ筋	
						外径 (mm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)	巻数	配筋	鉄筋比 (%)
E5-12-A1	E5-12	12×φ12.7	200	450×450×900	4-D16	300	φ13	50	6	D13@50	1.12
A2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	D13@100	0.56
A3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	D10@200	0.16
E5-12-B1	E5-12	12×φ12.7	200	500×500×1000	4-D16	300	φ13	50	6	D13@50	1.02
B2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	D13@150	0.34
B3	"	"	"	600×600×1200	"	"	"	"	"	D13@150	0.28
E5-12-C1	E5-12	12×φ12.7	240	450×450×900	4-D16	300	φ13	50	6	D13@50	1.12
C2	"	"	240	"	"	"	"	"	"	D13@100	0.56
C3	"	"	270	"	"	"	"	"	"	D13@100	"
C4	"	"	240	600×600×1200	"	"	"	"	"	D13@150	0.28

表-2 コンクリートの試験成績結果

試験体名	養生	材令 (日)	圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング率 (×10 ⁵ kg/cm ²)	ポアソン比	引張強度 (kg/cm ²)
A1~A3 B1~B3	現(ビ ニール 密封)	33	202	1.65	0.19	15.5
C1	"	18	253	2.15	0.23	21.5
C2, C3	"	25	275	2.07	0.23	23.7
C4	"	7	233	2.29	0.24	19.1

表-3 鋼材の試験成績結果

種類	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び (%)	ヤング率 (×10 ⁵ kg/cm ²)	備考
D10	3840	5740	18.8	1.90	フープ筋
D13	3840	5760	18.1	1.93	"
D16	3900	6220	16.6	—	主筋
φ13	3780	5530	28.4	2.20	スパイラル筋

表-4 実験結果一覧

試験体名	試験体断面 $b \times D$ (mm)	コンクリ ート強度 F_c (kg/cm ²)	載荷 される 局部面積 A_0 (cm ²)	ひびわれ 荷重 (平均) P_c (t)	ひびわれ発生時		最大荷重 P (t)	最大荷重時		A/A_0	試験結果 の判定
					支圧応力 $\sigma_c = P_c/A_0$ (kg/cm ²)	支圧 応力比 σ_c/F_c		支圧応力 $\sigma_u = P/A_0$ (kg/cm ²)	支圧 応力比 σ_u/F_c		
E5-12-A1	450×450	202	756.1	103.1	136	0.67	277	366	1.81	2.68	○
A2	"	"	"	111.3	147	0.73	243	321	1.59	"	○
A3	"	"	"	100.0	132	0.65	192.5	255	1.26	"	×
E5-12-B1	500×500	202	756.1	142.5	188	0.93	289	382	1.89	3.31	○
B2	"	"	"	130.0	172	0.85	244	323	1.60	"	○
B3	600×600	"	"	167.1	221	1.09	264.5	350	1.73	4.76	○
E5-12-C1	450×450	253	756.1	156.1	206	0.81	315	417	1.65	2.68	○
C2	"	253	"	136.8	181	0.72	277	366	1.45	"	○
C3	"	275	"	118.8	157	0.57	276	365	1.33	"	○
C4	600×600	233	"	188.8	250	1.07	306	405	1.74	4.76	○

○印：建設省告示判定基準 合格 ×印：建設省告示判定基準 不合格

重の95%の荷重を含んだ。

測定は、上記の②、③、④で示した荷重時における支圧板のめり込み、支圧板直下のコンクリート支圧ひずみ、スパイラル筋ひずみ、フープ筋ひずみ等について行った。また、コンクリートのひびわれ状況(分布、幅、長さ)についても観測・記録した。

2.3 実験結果および検討

実験結果一覧を表-4に示す。表-4には、実験結果をもとに建設省住宅局建築指導課通達第404号(昭和58年12月28日)に示される評価方法により、健全性を判定し併せて示した。

(1) 支圧板のめり込み

荷重-コンクリートに対する支圧板のめり込み関係を

フープ筋比、コンクリート強度、部材断面積についてそれぞれ比較し、図-2, 3, 4に示す。

① フープ筋比が大きいほど、支圧板のめり込み量は少なく、フープ筋比が大きくなるほど、変形性能が増し、最大耐力は上昇する。② コンクリート強度が高くなれば、支圧板のめり込み量は少なくなり、最大耐力も上昇するが、最大耐力時のめり込み量は小さくなる傾向にある。③ 許容引張荷重以上の荷重に対しては、部材断面積が大きくなれば、支圧板のめり込み量は少なくなり、最大耐力は上昇する。また、部材断面積の大きい方が、最大耐力を示す時のめり込み変形量は大きい傾向にある。

(2) スパイラル筋ひずみ

定着部 支圧板寸法 $a \times a \times t$ (mm)	パラメータ		
	フープ筋比 シリーズ	部材断面 シリーズ	コンクリート 強度シリーズ
290×290×40 " "	○ ○ ○	▲	□ ☒
290×290×40 " "	◎ ◎	△ △	■
290×290×40 " " "	● ●		□ ☒ ☒

荷重-スパイラル筋ひずみ関係をフープ筋比、コンクリート強度、部材断面積についてそれぞれ比較し、図-5, 6, 7 に示す。

① フープ筋比および部材断面積が大きいほど、また、

コンクリート強度が高いほどスパイラル筋のひずみは小さく、降伏荷重が高くなっている。② スパイラル筋降伏荷重と最大荷重との比を表-5 に示すが、いずれの試験体も、スパイラル筋降伏後も耐力の上昇がみられる。特に、フープ筋比の影響が大きく、フープ筋比が大きくなればなるほど、スパイラル筋降伏後の耐力上昇が大きい傾向にある。

(3) フープ筋ひずみ

荷重-フープ筋ひずみ関係をフープ筋比、コンクリート強度、部材断面積についてそれぞれ比較し、図-8, 9, 10 に示す。

① フープ筋比および部材断面積の大きいものほど、また、コンクリート強度の高いものほど、フープ筋のひずみは小さい。② フープ筋比の小さいものは、フープ筋が降伏しないで終局耐力に至るが、フープ筋比の大きいものは降伏し、降伏後若干の耐力上昇がみられる。

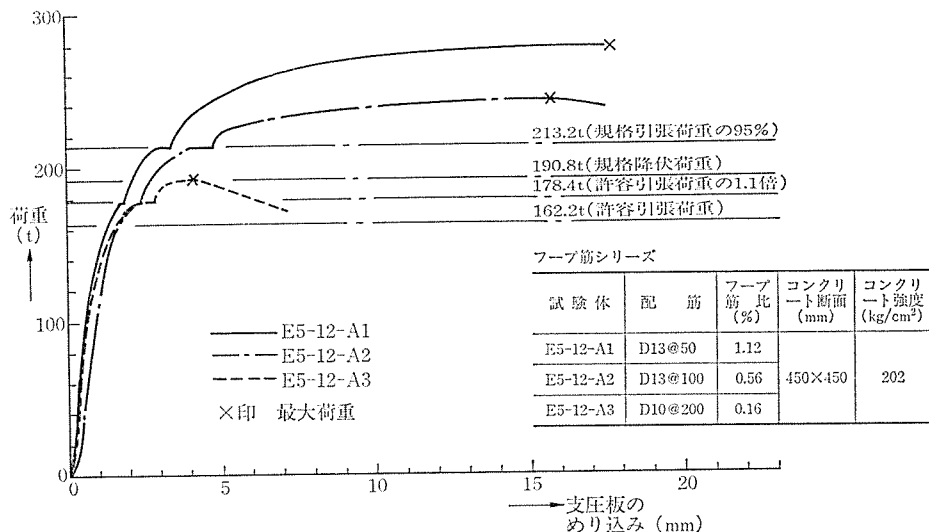


図-2 荷重-コンクリートに対する支圧板のめり込み関係 (E5-12-A1, A2, A3)

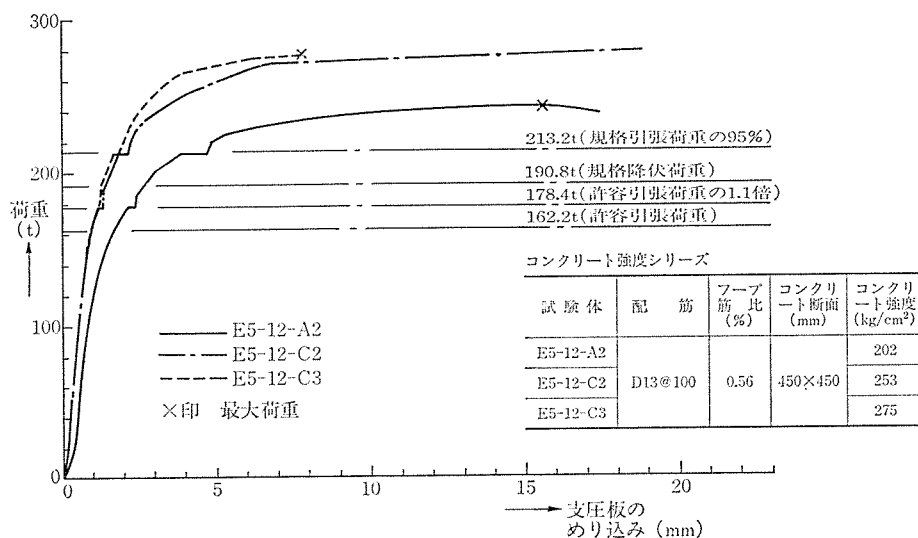


図-3 荷重-コンクリートに対する支圧板のめり込み関係 (E5-12-A2, C2, C3)

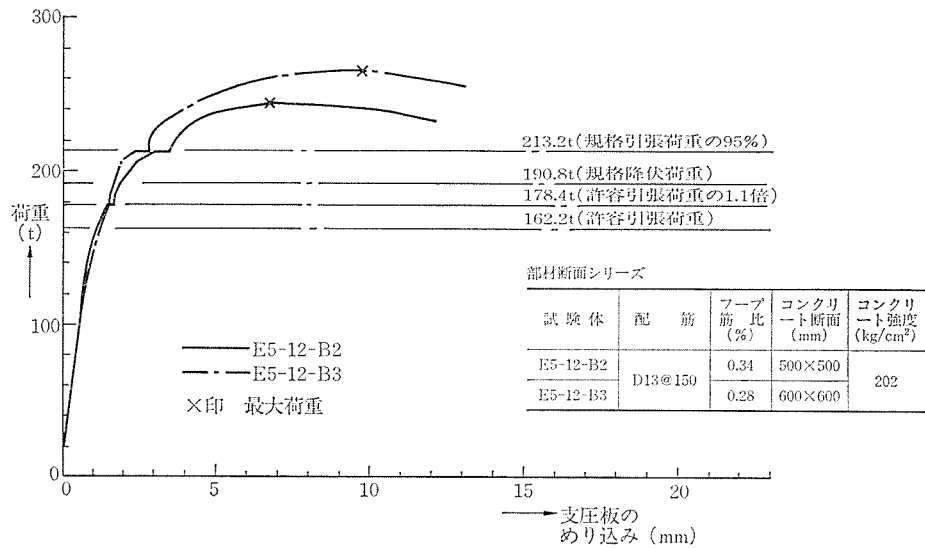


図-4 荷重-コンクリートに対する支圧板のめり込み関係 (E5-12-B2, B3)

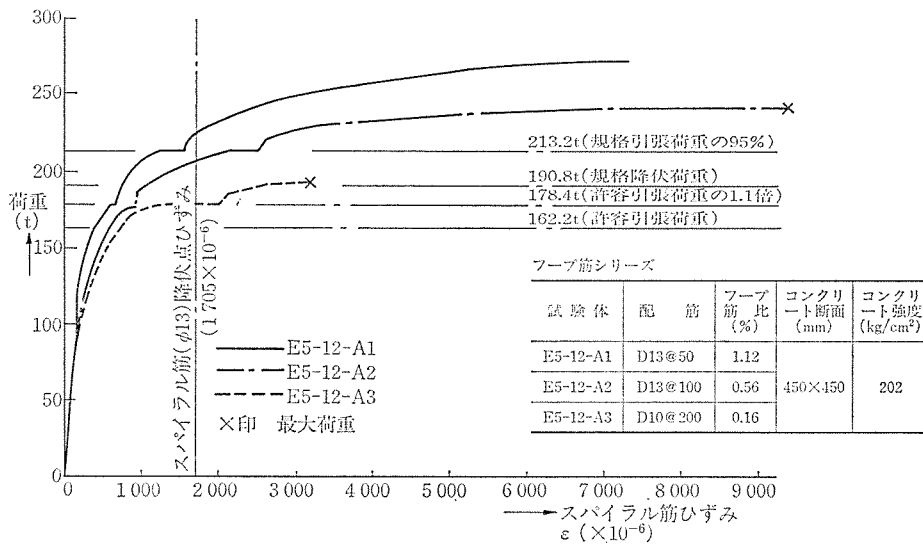


図-5 荷重-スパイラル筋ひずみ関係 (E5-12-A1, A2, A3)

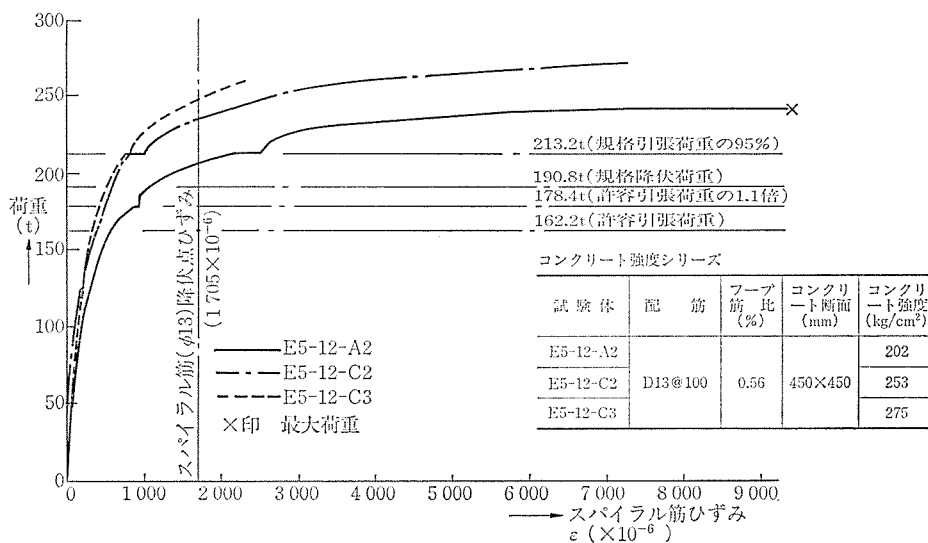
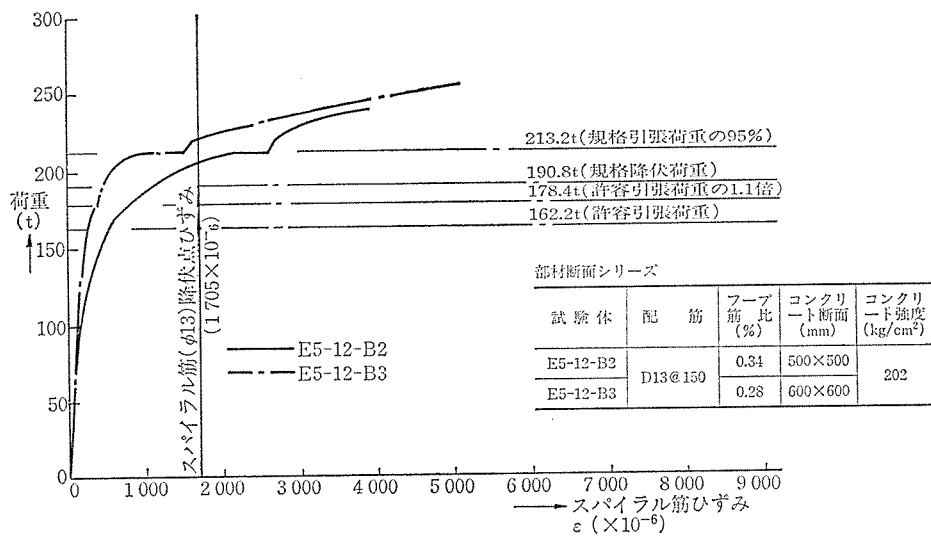


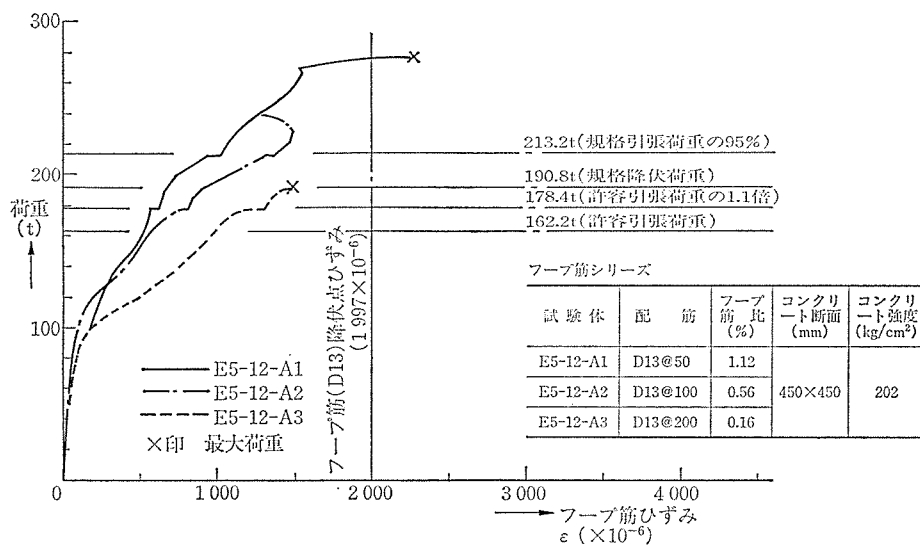
図-6 荷重-スパイラル筋ひずみ関係 (E5-12-A2, C2, C3)

表—5 スパイラル降伏荷重と最大荷重との比

試験体名	コンクリート強度 (kg/cm ²)	部材断面 B×D(cm)	フープ筋比 (%)	降伏荷重 (t)	最大荷重 (t)	最大荷重 / 降伏荷重
E5-12-A1	202	45×45	1.12	225	277	1.23
A2	"	"	0.56	210	243	1.16
A3	"	"	0.16	178.4	192.5	1.08
E5-12-B1	202	50×50	1.02	245	289	1.18
B2	"	"	0.34	210	244	1.16
B3	"	60×60	0.28	225	264.5	1.18
E5-12-C1	253	45×45	1.12	265	315	1.19
C2	"	"	0.56	240	277	1.15
C3	275	"	0.56	250	276	1.10



図—7 荷重-スパイラル筋ひずみ関係 (E5-12-B2, B3)



図—8 荷重-フープ筋ひずみ関係 (E5-12-A1, A2, A3)

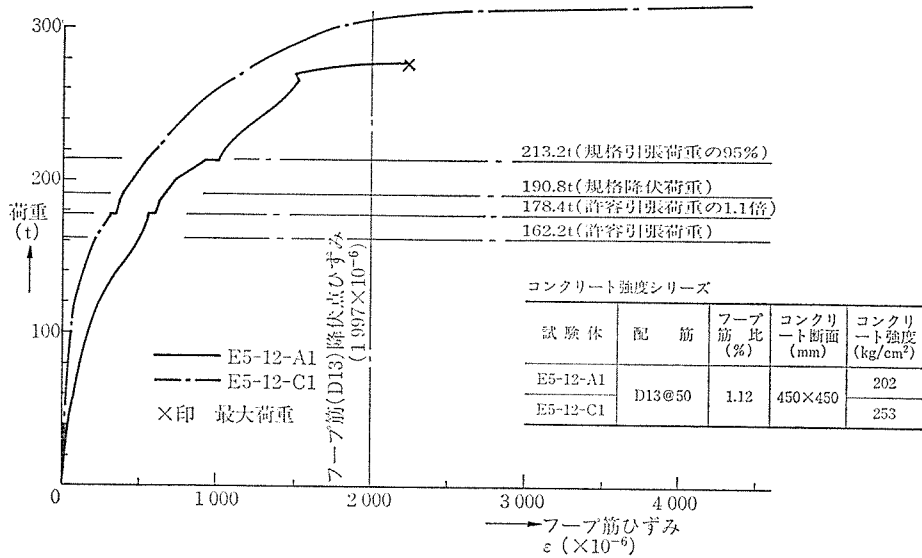


図-9 荷重-フープ筋ひずみ関係 (E 5-12-A 1, C 1)

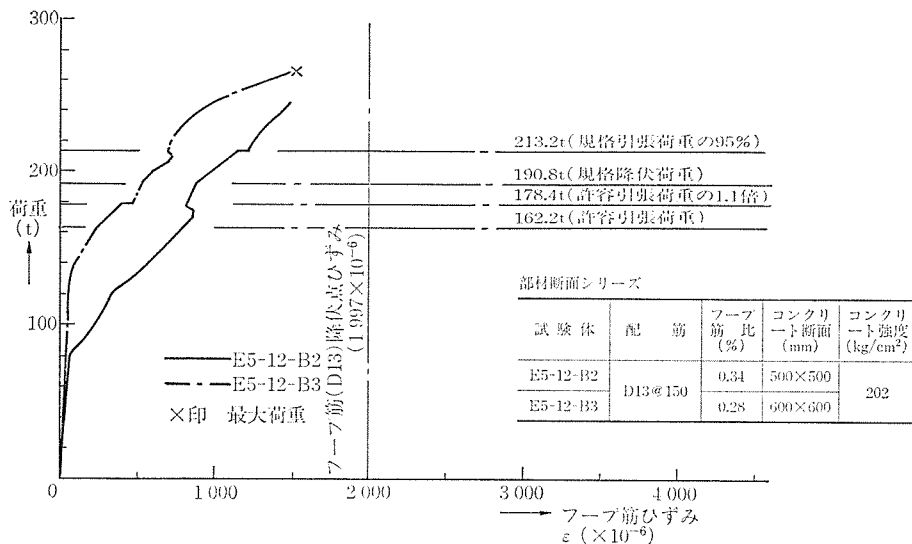


図-10 荷重-フープ筋ひずみ関係 (E 5-12-B 2, B 3)

(4) コンクリートの支圧ひずみ

支圧板直下のコンクリートの支圧ひずみをフープ筋比、コンクリート強度、部材断面積についてそれぞれ比較し、図-11, 12, 13 に示す。

① フープ筋比が大きければ大きいほど、最大耐力時のコンクリートの支圧ひずみが大きい。言いかえれば、フープ筋により定着部周辺のコンクリートを拘束すれば、破壊時の支圧ひずみが増大し、それに伴って最大耐力も上昇する。② 許容引張荷重以上の荷重に対しては、コンクリート強度が高くなればなるほど、支圧ひずみは小さくなる傾向にある。これは、コンクリート強度が高くなれば、ヤング係数も大きくなるため、その結果があらわれたと思われる。③ コンクリートの部材断面積が大きい方が、最大耐力時の支圧ひずみが大きい傾向にあり、それに伴って最大耐力も大きい。

(5) 支圧応力比による評価

最大荷重時およびひびわれ発生時の支圧応力比（コンクリート強度に対する支圧応力）とフープ筋比、コンクリート強度、部材断面積および支承面積比（支承面の面積 A を載荷される局部面積 A_0 で除した値 A/A_0 ）との関係をそれぞれ 図-14, 15, 16 および 17 に示す。回帰直線は最小二乗法により求めた。なお、 R は相関係数である。

① フープ筋比、部材断面積および支承面積比 (A/A_0) が大きくなれば、最大荷重時の支圧応力比は大きくなる。しかし、ひびわれ発生時の支圧応力比は、当然であるがフープ筋比の影響はそれほどみられない。② コンクリート強度が高くなれば、最大耐力は上昇するが、支圧応力比は低下する傾向にある。すなわち、コンクリート強度が上昇するほど、支圧応力比は大きくなりません。

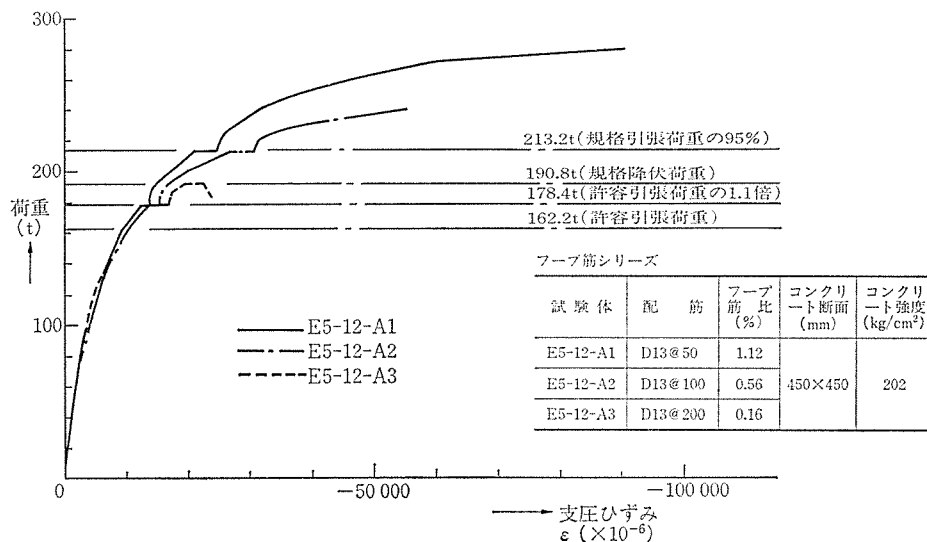


図-11 荷重-支圧ひずみ関係 (E5-12-A1, A2, A3)

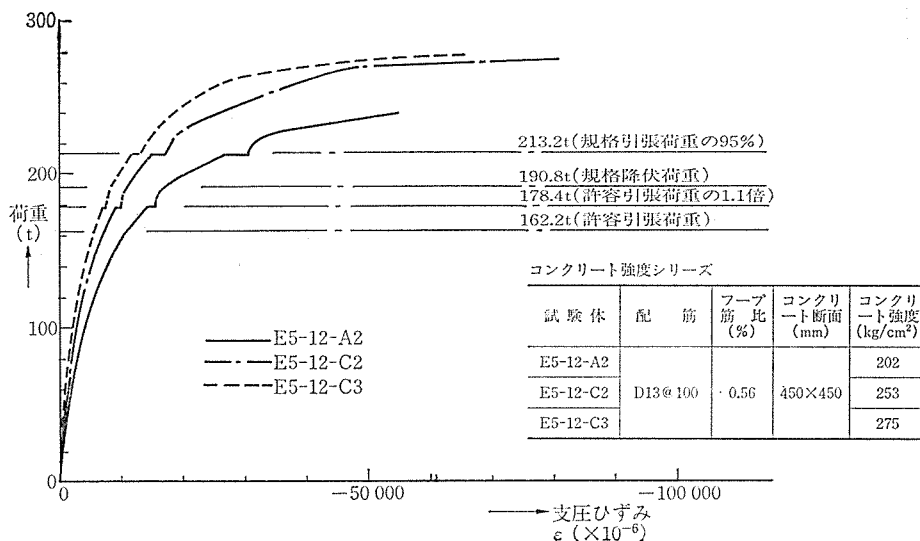


図-12 荷重-支圧ひずみ関係 (E5-12-A2, C2, C3)

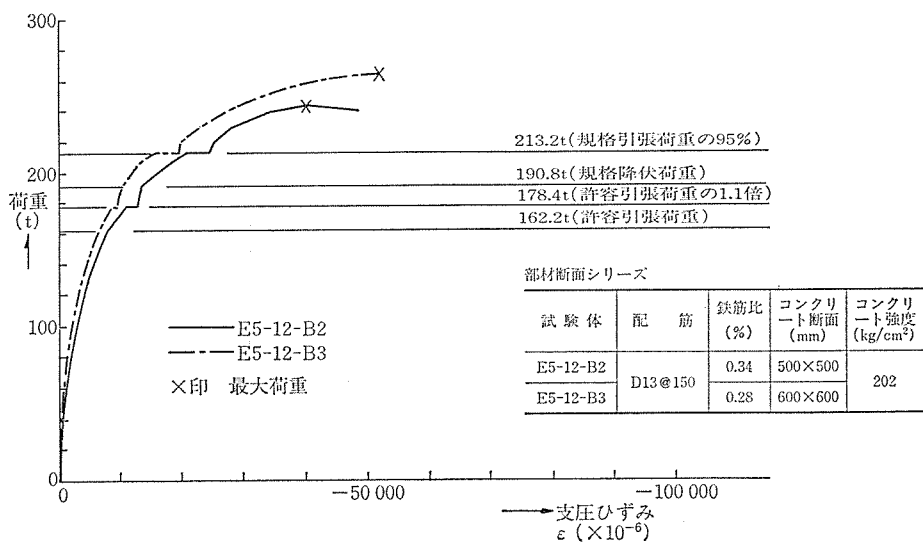


図-13 荷重-支圧ひずみ関係 (E5-12-B2, B3)

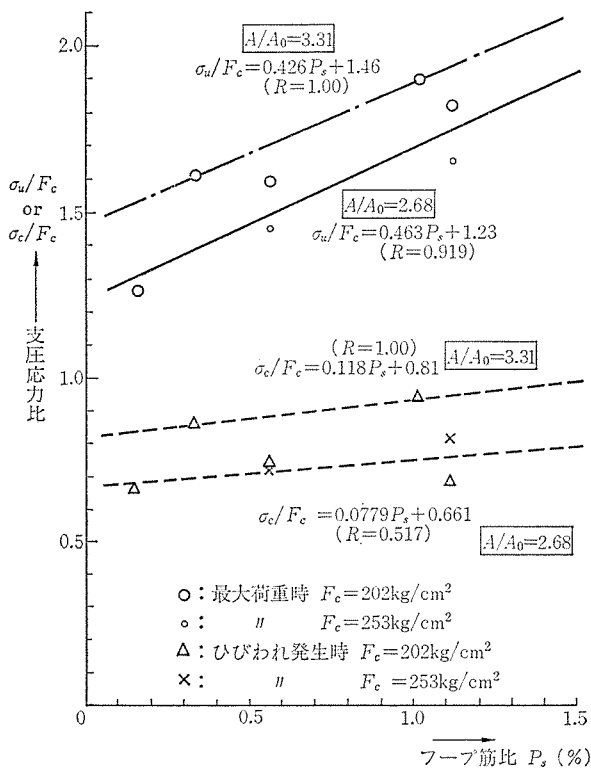


図-14 コンクリートの支圧応力比とフープ筋比との関係

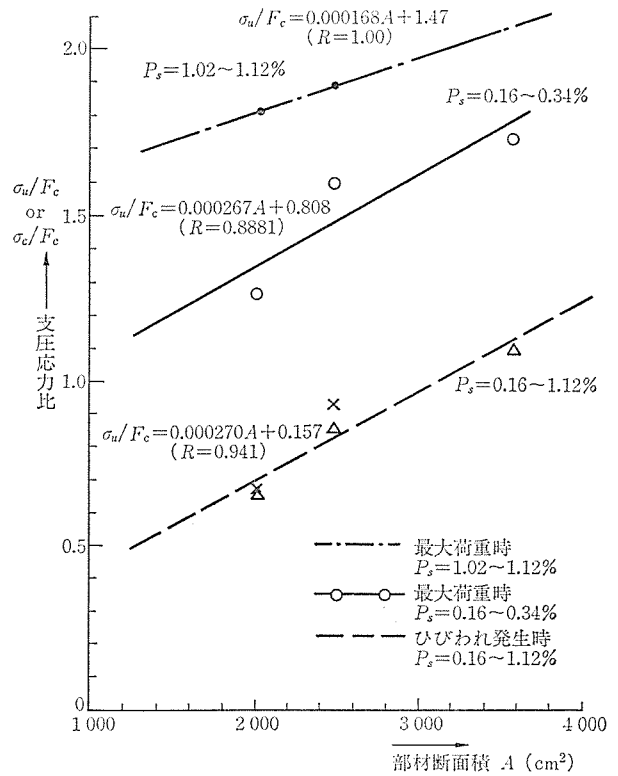


図-16 支圧応力比とコンクリート部材断面積の関係 ($P_s = 0.16 \sim 0.34\%$, $1.02 \sim 1.12\%$)

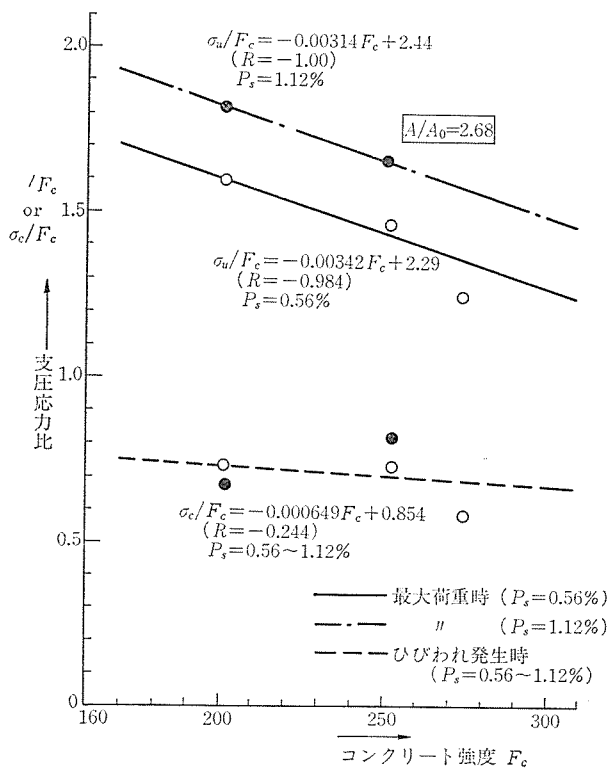


図-15 支圧応力比とコンクリート強度の関係 ($A/A_0=2.68$)

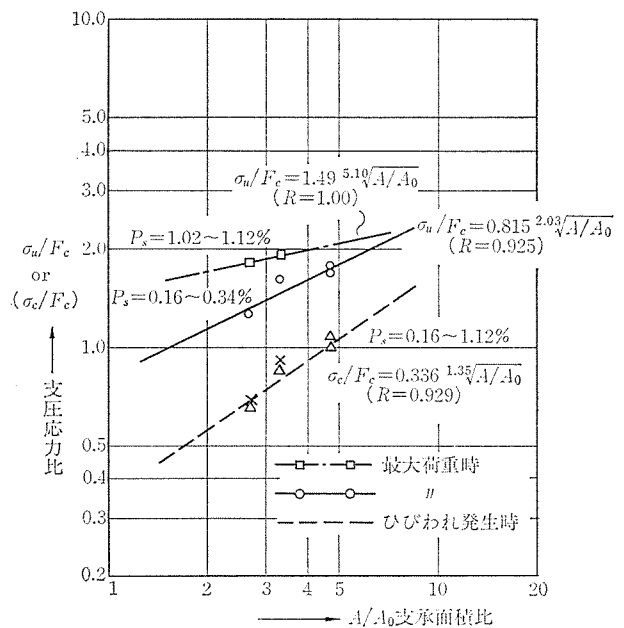


図-17 支圧応力比-支承面積比 (A/A_0)

言える。

3. PS 定着部の耐力確認実験

本章は、300 kg/cm² 未満のコンクリートに適用する表—6 および 表—8 に示す形式の VSL 工法定着部の耐力確認実験に関し、まとめたものである。健全性の判定は、実験結果をもとに建設省住宅建築指導課通達第404号（昭和58年12月28日）に示される評価方法によった。なお、定着部の耐力確認実験といっても、開発途上段階のものまで含まれているため、不合格のものもある。

3.1 モノストランドタイプの耐力実験

3.1.1 試験体

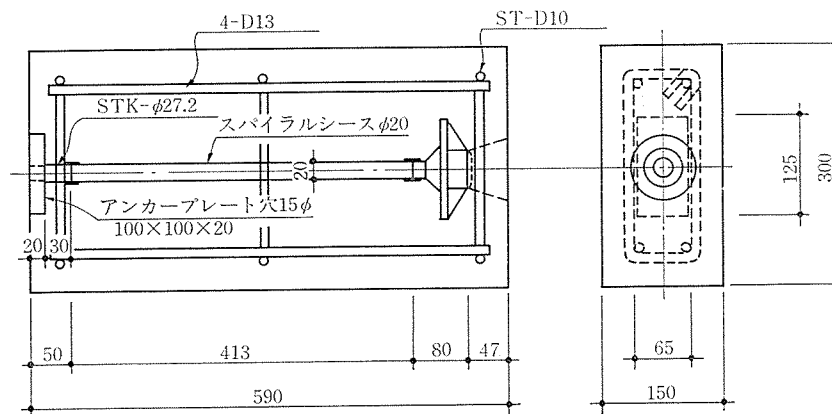
試験体一覧を 表—6 に、試験体の形状および寸法を 図—18 に示す。定着金物は、φ12.7、φ15.2、φ17.8 用の3種である。試験体は床版を対象として製作した。コンクリートの打込みは平打ちとした。コンクリート強度を 表—7 に、鋼材の試験成績結果を 表—9 に示す。

3.1.2 実験方法

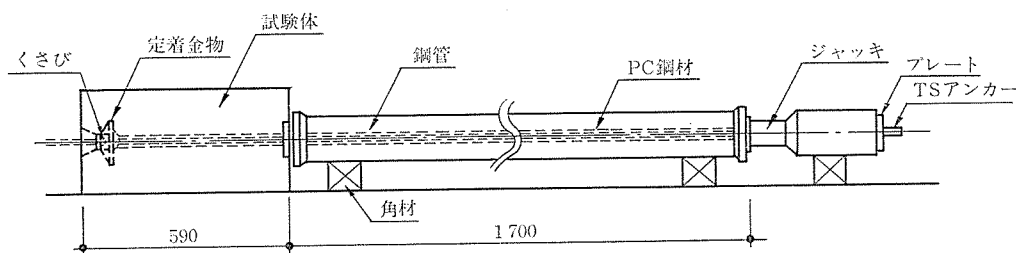
加力方法を 図—19 に示す。0.9 P_u (P_u: 規格引張荷重) まで単調に加力を行った後、上限荷重を 0.9 P_u, 下限荷重を 0.5 P_u とする 50 サイクルの繰返し加力を行

表—6 試験体一覧 (モノストランドタイプ)

試験体名	定着装置の形式	モノストランド径 (mm)	コンクリート強度 F _c (kg/cm ²)	コンクリート形状		定着具			A/A ₀
				B×D×l (mm)	断面積 A (cm ²)	a×b (mm)	穴径 φ (mm)	面積 A ₀ (cm ²)	
E5-1-0	E5-1	φ12.7	200	300×150×590	450	65×125	24	76.1	5.91
1	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"
E6-1-0	E6-1	φ15.2	200	300×150×590	450	75×135	28	95.1	4.73
1	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"
E7-1-0	E7-1	φ17.8	200	400×200×590	800	95×180	31	163.5	4.89
1	"	"	"	"	"	"	"	"	"
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"



図—18 試験体の形状および寸法 (φ12.7 モノストランドタイプ)



図—19 加力方法 (モノストランドタイプ)

◇報 告◇

い、さらに、 $0.95 P_u$ に至るまで加力した。その後、最大荷重を確認するため、構造物試験機によって単調載荷した。

測定は、定着金物のめり込み、金物直下のコンクリート支圧ひずみ等について行った。また、コンクリートのひびわれ状況（分布、幅、長さ）についても観測・記録した。

3.1.3 実験結果および検討

実験結果一覧および結果の判定を表-7 に示す。

表-7 実験結果一覧（モノストランドタイプ）

試験体名	コンクリート強度 F_c (kg/cm ²)	載荷された局部面積 A_0 (cm ²)	ひびわれ荷重 (平均) P_c (t)	ひびわれ発生時		最大荷重 P (t)	最大荷重時		試験結果 の判定
				支圧応力 $\sigma_c = P_c/A_0$ (kg/cm ²)	支圧応力比 σ_c/F_c		支圧応力 $\sigma_u = P/A_0$ (kg/cm ²)	支圧応力比 σ_u/F_c	
E5-1-0	211	76.7	13.5	176	0.83	33.0	430	2.04	○
	224	"	15.0	195	0.87	32.3	421	1.88	○
	"	"	15.9	207	0.92	32.0	417	1.86	○
	"	"	16.8	219	0.98	32.7	426	1.90	○
E6-1-0	211	95.1	12.0	126	0.60	48.3	508	2.41	○
	224	"	18.1	190	0.85	43.4	456	2.04	○
	"	"	17.1	180	0.80	41.7	438	1.96	○
	"	"	18.1	190	0.85	42.4	446	1.99	○
E7-1-0	211	163.5	26.8	164	0.78	62.5	382	1.81	○
	224	"	25.3	155	0.69	58.9	360	1.61	○
	"	"	27.3	167	0.75	60.4	369	1.65	○
	"	"	27.8	170	0.76	62.7	383	1.71	○

* 注 ○印：建設省告示判定基準 合格 ×印：建設省告示判定基準 不合格

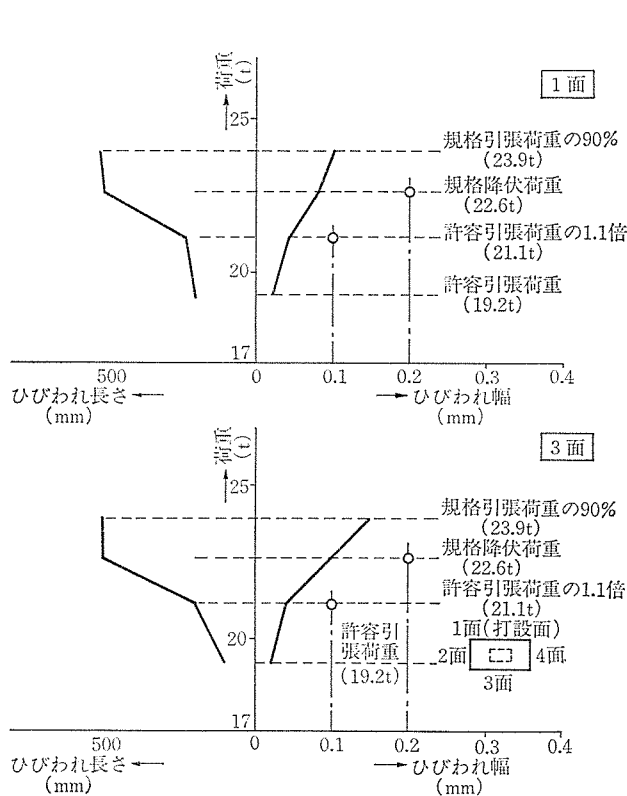


図-20 ひびわれ幅、ひびわれ長さ (E6-1-2, φ15.2)

(1) ひびわれ

各荷重時でのひびわれ幅、ひびわれ長さ、および繰返しによるひびわれ幅の変化の代表例をそれぞれ 図-20, 21 に示す。

① いずれの試験体も、緊張材の許容引張荷重の 1.1 倍に対して、また、規格降伏荷重に対してコンクリート表面にそれぞれ 0.1mm および 0.2mm を超えるひびわれは生じなかった。② いずれの試験体も繰返しによるひびわれ幅の増加はそれほどみられなかった。

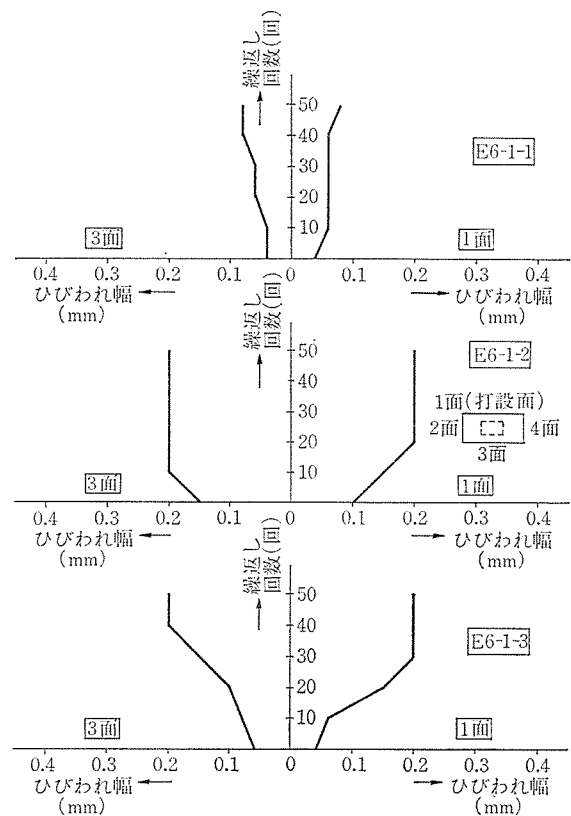


図-21 50 サイクルの繰返し加力によるひびわれ幅の変化 (E6-1-1~3, φ15.2)

(2) 定着金物のめり込み

荷重-コンクリートに対する定着金物のめり込み関係の代表例を図-22に示す。

いずれの定着装置も、緊張材の規格降伏荷重、規格引張荷重の90%および95%に対して、定着具は有害な変形およびめり込み等は生じなかった。また、規格引張荷重の95%に対して、コンクリートが5分以上安全に荷重を支持し得た。

(3) コンクリートの支圧応力

許容引張荷重時の平均支圧ひずみより求めた支圧応力は、E5およびE6は約 $0.6F_c$ (F_c :コンクリート強度)であるが、E7は約 $0.8F_c$ であった。なお、支圧応力はコンクリートの応力-ひずみ関係と測定されたひずみとから算出した。

(4) 支圧応力比による評価

最大荷重時およびひびわれ発生時の支圧応力比と支承面積比 (A/A_0) との関係を既往実験データ^{3),4)}を含め図-23に示した。

支承面積比 (A/A_0) が大きくなれば、わずかであるが最大荷重時およびひびわれ発生時の支圧応力比は大きくなる傾向にある。梁部材を対象としたものに比較し、床版を対象としたものは、支承面積比の増加に対してわずかしか支圧応力比が大きくなる。これは耐力が版厚で決定しているためと思われる。したがって、支承面積比が大きくなっても、さほど支圧応力比が大きくなるのが理解できる。

3.2 マルチストランドタイプの耐力実験

3.2.1 試験体

試験体の一覧を表-8に、試験体の形状および寸法

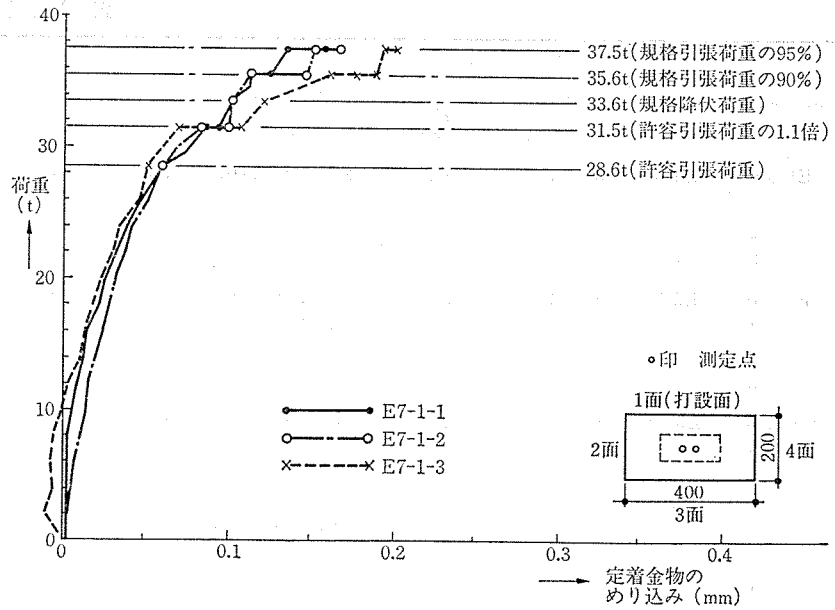


図-22 コンクリートに対する定着金物のめり込み (E7-1-1, 2, 3)

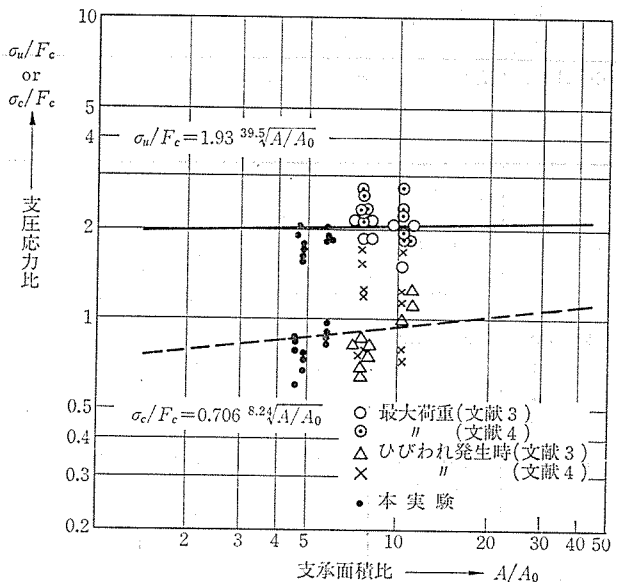


図-23 支圧応力比-支承面積比 (A/A_0) 関係 (モノストランドタイプ $F_c=186\sim326\text{ kg/cm}^2$)

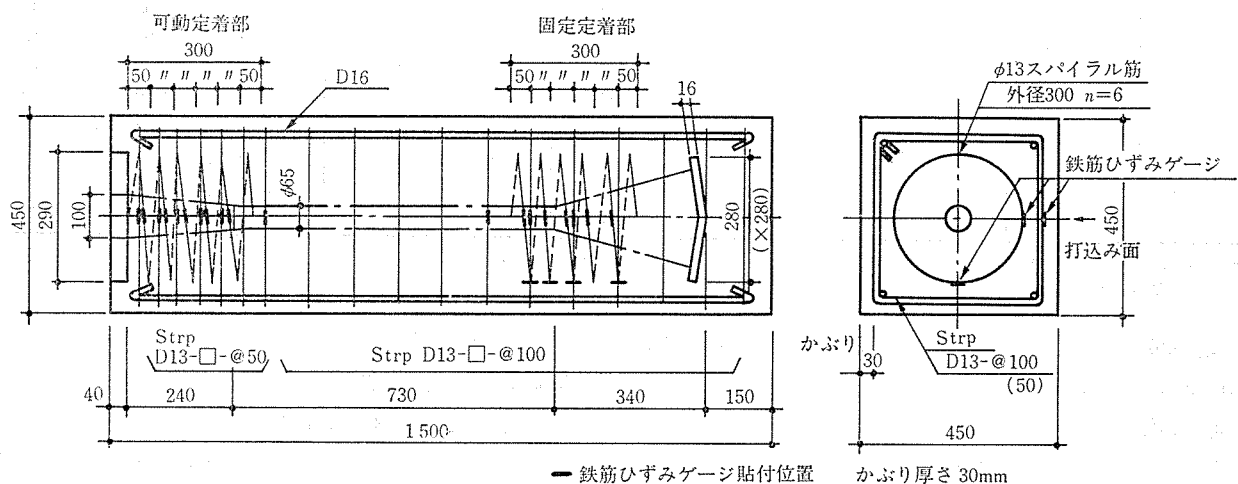


図-24 試験体の形状および寸法 (E5-12-4~6) $F_c=200\text{ kg/cm}^2$

表—8 試験体一覧 (マルチストランドタイプ)

試験体名	定着装置 の形式	ストランド のケーブル タイプ	コンクリ ート強度 F_c (kg/cm ²)	コンクリート形状 $B \times D \times l$ (mm)	主筋	スパイラル筋				フープ筋	
						外径 (mm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)	巻数	配筋	鉄筋比 (%)
E5-3-0	E5-3	3×φ12.7	200	210×210×1500	4-D13	150	φ9	50	4	D10@150	0.45
1	"	"	"	"	"	"	"	"	"	D10@200	0.34
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
E5-7-0	E5-7	7×φ12.7	200	290×290×1500	4-D13	220	φ13	50	6	D10@150	0.33
1	"	"	"	315×315×1500	"	"	"	"	"	D10@200	0.23
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
E5-12-0	E5-12	12×φ12.7	200	380×380×1500	4-D13	300	φ13	50	6	D10@150	0.25
1	"	"	"	420×420×1500	"	"	"	"	"	D10@200	0.17
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	450×450×1500	4-D16	"	"	"	"	D13@50	1.12
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
E5-19-0	E5-19	19×φ12.7	200	450×450×1500	4-D13	380	φ16	50	6	D10@150	0.21
1	"	"	"	520×520×1500	"	"	"	"	"	D10@200	0.14
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

※ A: 部材断面積 A₀: 載荷される局部分面積

表—10 実験結果一覧 (マルチストランドタイプ)

試験体名	試験体断面 $B \times D$ (mm)	コンクリ ート 強 度 F_c (kg/cm ²)	載荷される局部分面積		可 動 定 着 部					
			可動定着部 A_0 (cm ²)	固定定着部 A_1 (cm ²)	ひびわれ 荷 重 (平均) P_c (t)	ひびわれ発生時		最大荷重 P (t)	最大 荷 重 時	
						支圧応力 $\sigma_c = P_c/A_0$ (kg/cm ²)	支圧応力比 σ_c/F_c		支圧応力 $\sigma_u = P/A_0$ (kg/cm ²)	支圧応力比 σ_u/F_c
E5-3-0	210×210	211	176.4	196.0	48.9	277	1.31	83.0	471	2.23
1	"	209	"	"	40.6	230	1.10	64.8	367	1.76
2	"	"	"	"	49.0	278	1.33	73.0	414	1.98
3	"	"	"	"	41.6	236	1.13	72.2	409	1.96
E5-7-0	290×290	211	357.0	400.0	84.8	238	1.13	142.9	399	1.89
1	315×315	209	389.0	441.0	65.0	163	0.78	137.0	344	1.65
2	"	"	"	"	72.5	182	0.87	156.4	393	1.88
3	"	"	"	"	71.3	179	0.86	138.6	348	1.67
E5-12-0	380×380	211	699.1	484.0	125.0	179	0.85	244.0	349	1.65
1	420×420	209	"	676.0	95.0	136	0.65	213.2	305	1.46
2	"	"	"	"	107.5	156	0.75	213.2	305	1.46
3	"	"	"	"	92.5	132	0.63	212.0	303	1.45
4	450×450	202	756.1	784.0	130.3	172	0.85	278.0	368	1.82
5	"	"	"	"	128.1	169	0.84	277.0	366	1.81
6	"	"	"	"	146.4	194	0.96	284.5	376	1.86
E5-19-0	450×450	211	1081.9	875.0	157.5	146	0.69	330.0	305	1.45
1	520×520	209	"	1225.0	165.0	153	0.73	330.0	305	1.46
2	"	"	"	"	142.5	132	0.63	320.0	296	1.42
3	"	"	"	"	137.5	127	0.61	320.0	296	1.42

* 注 1 固定定着部は PC 鋼材を緊張して加力するので、規格引張荷重の 95% 以上は危険なため、最大荷重は確認ができない。

* 注 2 ?印: 可動定着部が先に破壊したため、固定定着部は判定できない。

を 図—24 に示す。定着装置は E5-3, E5-7, E5-12, E5-19 形式の 4 種である。試験体は梁を対象として定着部を製作し、可動定着部と固定定着部を同時に試験できるものとした。コンクリートの打込みは平打ちとした。コンクリート強度を 表—10 に、鋼材の試験成績結

果を 表—9 に示す。

3.2.2 実験方法

加力方法を 図—25 に示す。試験体とジャッキとの間にアンカーヘッド (E5-3 φ80×60, E5-7 φ110×60, E5-12 φ150×60, E5-19 φ180×75) を挟み込み、固

表—9 鋼材の試験成績結果

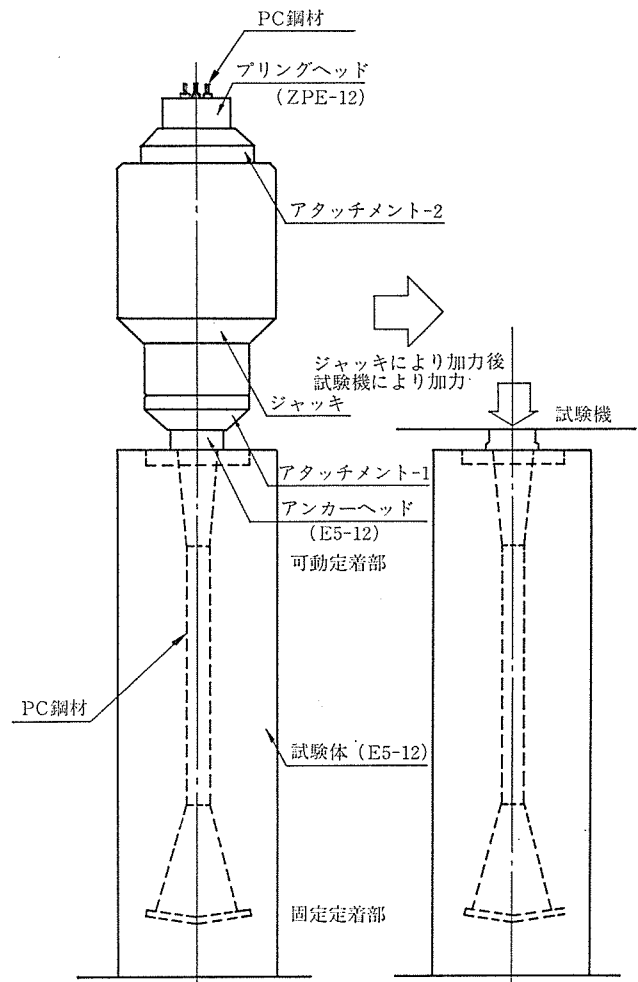
種類	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び (%)	ヤング率 (×10 ⁶ kg/cm ²)	備考
D10	3 840	5 740	18.8	1.90	フープ筋
D13	3 840	5 760	18.1	1.93	〃, 主筋
D16	3 900	6 220	16.6	—	主筋
φ9	3 680	5 100	24.3	2.14	スパイラル筋
φ13	3 740	5 560	25.3	2.05	〃
φ16	3 240	4 610	29.0	2.05	〃

可 動 定 着 部		固 定 定 着 部	
支 圧 板 寸 法 $a \times a \times t$ (mm)	A/A_0	定 着 板 寸 法 $b \times b \times t$ (mm)	A/A_0
140×140×22	2.50	140×140×16	2.25
〃	〃	〃	〃
〃	〃	〃	〃
〃	〃	〃	〃
200×200×35	2.36	200×200×16	2.10
210×210×35	2.49	210×210×16	2.25
〃	〃	〃	〃
〃	〃	〃	〃
280×280×40	2.07	220×220×16	2.98
〃	2.52	260×260×16	2.61
〃	〃	〃	〃
〃	〃	〃	〃
290×290×40	2.68	280×280×16	2.58
〃	〃	〃	〃
〃	〃	〃	〃
350×350×55	1.87	350×250×16	2.31
〃	2.50	350×350×16	2.21
〃	〃	〃	〃
〃	〃	〃	〃

固 定 定 着 部			試 験 結 果 の 判 定	
ひびわれ 荷 重 (平均) P_c (t)	ひびわれ発生時		可動定着部	固定定着部
	支圧応力 $\sigma_c = P_c/A_1$ (kg/cm ²)	支圧応力比 σ_c/F_c		
53.3	272	1.29	○	○
40.6	207	0.99	○	○
45.9	234	1.12	○	○
40.2	205	0.98	○	○
112.0	280	1.33	○	○
75.0	170	0.81	○	○
81.3	184	0.88	×	×
81.3	184	0.88	×	○
184.8	382	1.81	×	○
146.0	216	1.03	×	?
162.0	240	1.15	×	○
150.0	222	1.06	×	?
153.0	182	0.90	○	○
171.3	204	1.01	○	○
181.2	216	1.07	○	○
270.0	309	1.46	×	×
248.1	203	0.97	×	?
255.1	208	1.00	×	?
242.3	198	0.95	×	×

定着装置および可動定着装置にあらかじめセット（試験体製作時設置）された PC 鋼材を緊張することで、各定着装置へ同時に加力を行った。

試験体は、ひびわれを観察しながら緊張材の規格引張荷重の 95% まで単調載荷した。さらに、可動定着部の



図—25 加力方法（マルチストランドタイプ）

最大荷重を確認するため、PC 鋼材を切断後、構造物試験機を用いてアンカーヘッドを直接圧縮する方法により加力した。なお、固定定着部は PC 鋼材を緊張して加力するので、規格引張荷重の 95% 以上は危険なため、最大荷重の確認ができない。

測定は、3.1.2 項で記述したほかに、スパイラル筋ひびわれおよびフープ筋ひびわれについて行った。

3.2.3 実験結果および検討

実験結果一覧および結果の判定を表—10 に示す。

(1) ひびわれ

各荷重時での可動および固定定着部のひびわれ幅、ひびわれ長さの代表例を図—26 に示す。表—10 に示す○

◇報 告◇

印の定着部は、緊張材の許容引張荷重の 1.1 倍に対して、コンクリート表面に 0.1 mm、また、規格降伏荷重に対して 0.2 mm を超えるひびわれは生じなかった。

(2) 可動定着部の支圧板のめり込み

荷重-コンクリートに対する支圧板のめり込み関係を図-27, 28 に示す。

フープ筋比の大きい E 5-12-4~6 試験体は小さい E 5-12-1~3 試験体に比べ、支圧板のめり込み量は少なく、最大荷重も上昇し、その時のめり込み量も大きくなっている。

(3) スパイラル筋ひずみ

可動定着部のスパイラル筋降伏荷重と最大荷重との比

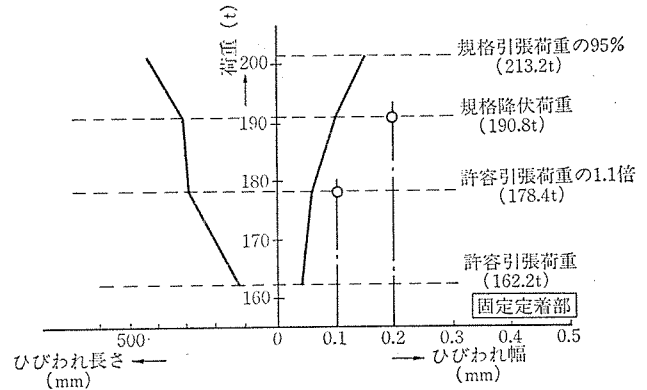
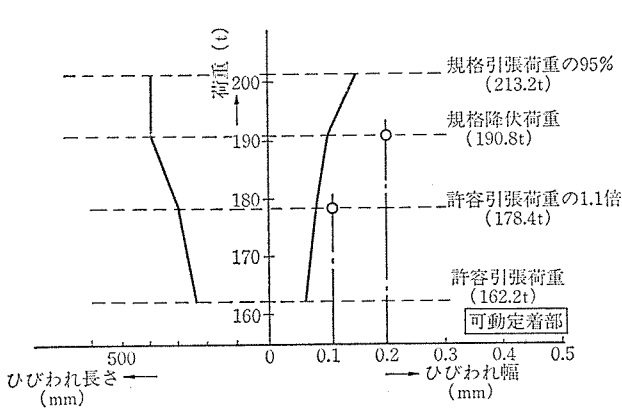


図-26 ひびわれ幅、ひびわれ長さ (E 5-12-4, 4 面)

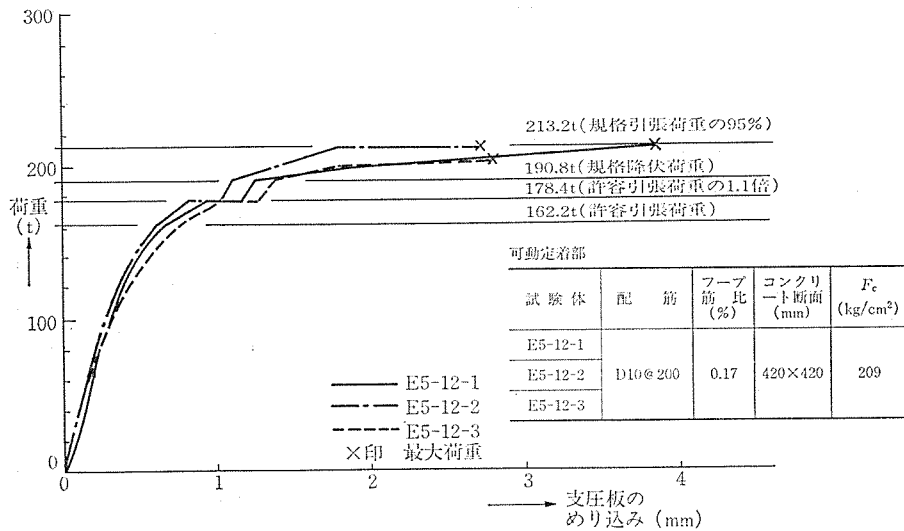


図-27 荷重-コンクリートに対する支圧板のめり込み関係 (E 5-12-1, 2, 3)

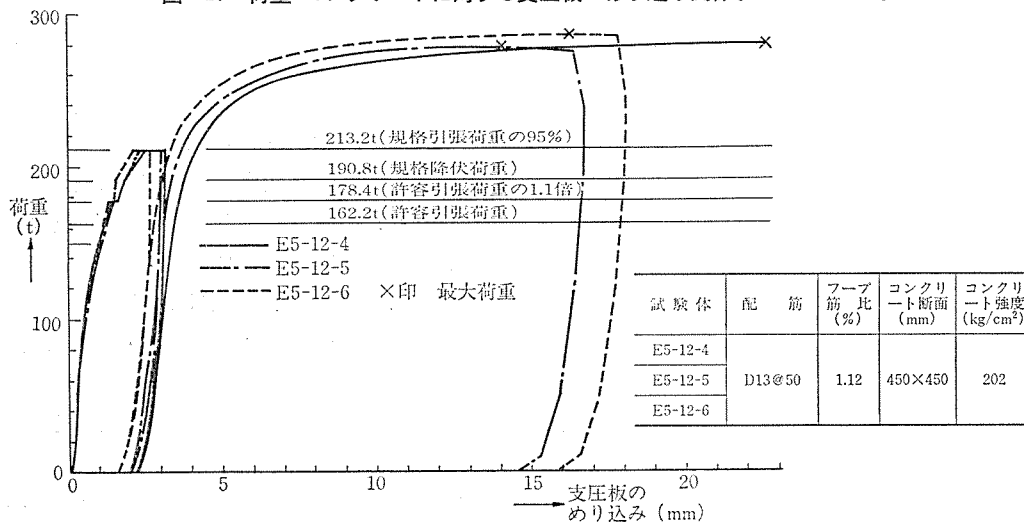


図-28 荷重-コンクリートに対する支圧板のめり込み (E 5-12-1, 2, 3)

を 表-11 に示す。フープ筋比の大きい試験体はスパイラル筋降伏後の耐力上昇が大きく、フープ筋比が最大耐力に影響を及ぼし、2.3 の (2) 項と同じ結果となっている。

(4) 試験体の寸法効果

図-29 は、長さのみ異なる試験体の可動定着部のスパイラル筋ひずみを比較したものである。両者はほぼ同じ値を示し、 l/B (l : 試験体全長, B : 部材幅) が2以上あれば、定着部の応力状態はほぼ同じと思われる。なお、支圧板のめり込み量、支圧板直下のコンクリート支圧ひずみ、フープ筋ひずみ、最大耐力等もほぼ同じであった。

図-30 は、試験体の寸法効果を調べるため、支圧面積比 ($A/A_0=2.5$) 一定における支圧応力比と載荷される局所面積 A_0 との関係を回帰分析により求めたものである。この実験の範囲内では、試験体が大きくなるほ

ど、最大荷重時およびひびわれ発生時の支圧応力比は小さくなる傾向にある。

4. あとがき

F_c が 300 kg/cm^2 未満のコンクリートに適用できる VSL 工法の仕様が得られた。モノストランドタイプの場合は実験で用いた仕様とし、マルチストランドタイプの場合は 表-12 に示す仕様とした。なお、E5-19 形

表-11 スパイラル筋降伏荷重と最大荷重との比

試験体名	コンクリート強度 (kg/cm ²)	部材断面 B×D (cm)	フープ筋比 (%)	降伏荷重 (t)	最大荷重 (t)	最大荷重/降伏荷重
E5-3-0 1	211	21×21	0.45	83.0	83.0	1.00
	209	21×21	0.34	64.8	64.8	1.00
E5-7-0 1	211	29×29	0.33	142.6	142.6	1.00
	209	31.5×31.5	0.23	120.0	137.0	1.14
E5-12-0 1 4	211	38×38	0.25	213.0	244.0	1.15
	209	42×42	0.17	213.2	213.2	1.00
	202	45×45	0.12	213.0	278.0	1.30
E5-19-0 1	211	45×45	0.21	330.0	330.0	1.00
	209	52×52	0.14	330.0	330.0	1.00

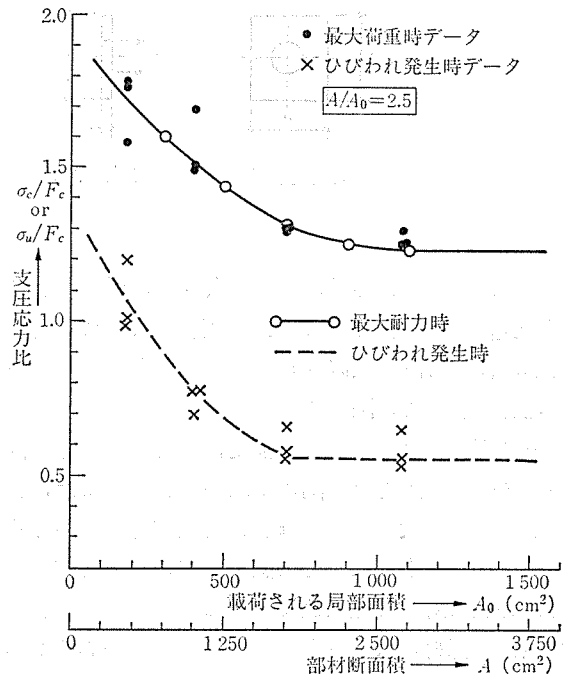


図-30 支圧応力比-載荷される局所面積 A_0 関係

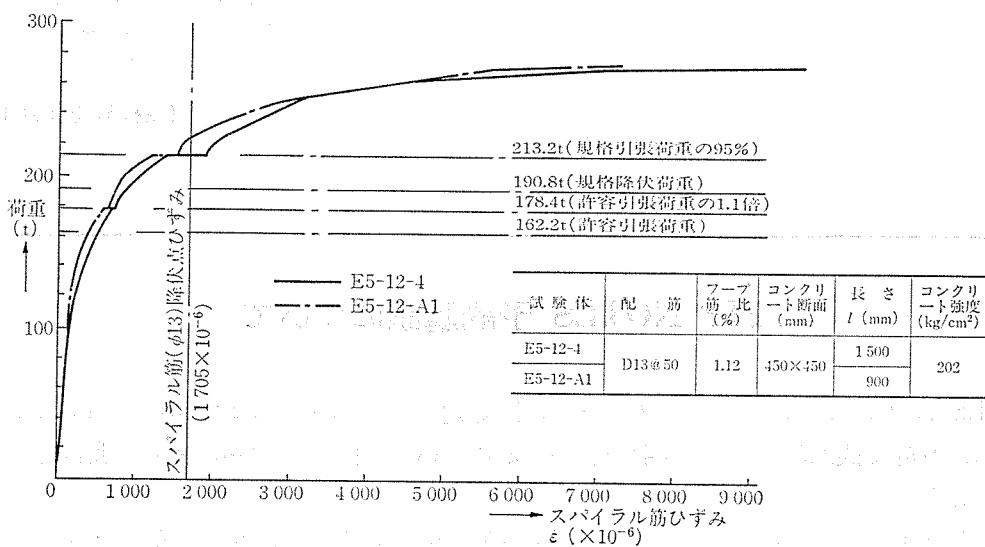
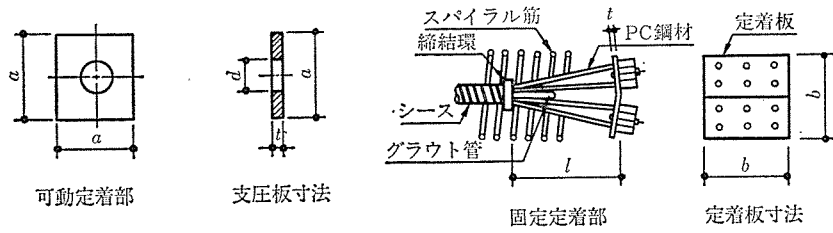


図-29 荷重-スパイラル筋ひずみ関係 (E5-12-4, A1)

表-12 VSL 工法マルチストランドタイプの仕様 (シングルケーブルの場合)

定着装置の形式	ストランドのケーブルタイプ	コンクリート部材断面寸法 (mm)	スパイラル筋				可動定着部				固定定着部				
			外径 (mm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)	巻数	フープ筋		支圧板寸法 $a \times a \times t$ (mm)	$d\phi$ (mm)	フープ筋		定着板寸法 $b \times b \times t$ (mm)	l (mm)	
							配筋	鉄筋比 (%)			配筋	鉄筋比 (%)			
E5-3	3×φ12.7	210×210	155	φ13	50	4	D10@50	1.35	145×145×22	50	D10@100	0.68	140×140×16	240	
E5-7	7×φ12.7	310×310	240	φ13	50	6	D10@50	0.92	220×220×35	74	D10@100	0.46	210×210×16	290	
E5-12	12×φ12.7	450×450	310	φ13	50	7	D13@50	1.12	290×290×40	104	D13@100	0.56	280×280×16	340	
E5-19	19×φ12.7	テンドン容量の規模が大きく、現在のところ PRC 構造には必要性がないため、定めていない。													



式のものではテンドン容量の規模が大きく、現在のところ PRC 構造には必要性がないため、定めていない。また、定着部が柱部材内に設置されるような場合には、フープ筋の配筋間隔はこの限りでない。

フープ筋比、コンクリート強度、部材断面積等の個々のパラメータと耐力との関係が求められた。また、試験体の部材寸法が大きいものほど、支圧応力比が小さくなり、構造物を縮小した小さな試験体で、耐力を確認することは評価に対して危険側であることが分かった。

今後は、部材の大きさとパラメータ相互の影響も考慮し、合理的な定着部耐力評価方法を検討し、評価式の提案を行いたい。

最後に、実験、データ整理に際して大成建設(株)技術研究所の江崎哲朗氏に多大な協力を得た。ここに、謝意を表す。

参考文献

- 1) 鈴木計夫：建築における PRC の設計と指針について、プレストレストコンクリート Vol. 24, No. 2, Jul. 1985
- 2) 山田邦光, 加藤武彦, 渡辺 聡, 林田則光：低強度コンクリートを対象とした PS 定着装置, プレストレストコンクリート技術協会, 第 25 回研究発表会講演概要, 1985 年 11 月
- 3) 最上達雄, 杉田和直, 江崎哲朗：モノストランド定着部の健全性の確認実験 ($F_c=240 \text{ kg/cm}^2$ 程度のコンクリートの場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和 55 年 9 月
- 4) 最上達雄, 杉田和直, 江崎哲朗：モノストランド定着部の健全性の確認実験 (緊張時の F_c が 180 kg/cm^2 および 210 kg/cm^2 程度の場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和 56 年 9 月
- 5) 杉田和直, 最上達雄, 江崎哲朗, 阿部 陸：PS 定着部の耐力性状に関する実験研究, プレストレストコンクリート技術協会, 第 25 回研究発表会講演概要, 1985 年 11 月
- 6) 杉田和直, 最上達雄, 阿部 陸, 渡辺武久： 300 kg/cm^2 未満のコンクリートに用いる定着部の耐力実験, プレストレストコンクリート技術協会, 第 25 回研究発表会講演概要, 1985 年 11 月

【昭和 61 年 1 月 11 日受付】

FIP NOTES 予約購読について

FIP NOTES はプレストレストコンクリートの国際連盟たる FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) の英文機関誌で、年 4 回発行されます。PC に関する世界の新しい動向を知るには最適の資料と考えます。

多少余分がありますので、購読希望の方は、PC 技術協会事務局へお申し込みください。

年間購読料：4 800 円 (含む送料)