

SSS工法に関する実験的研究(その3)

— SSS構造体相互の垂直継手に関する実験 —

岡田 武 二

§ 1. まえがき

壁式の地中連続壁工法は、昭和34年、わが国に技術導入されて以来、仮設の止水壁、山止め壁として利用され、数多くの施工実績がある。壁体のできあがりとその品質を調査した結果、強度・剛性の面で構造体の一部としても利用し得ることが次第に明らかとなり、構造上、永久土圧あるいは水圧をも分担する版として利用するようになり、現在、さらにこれを地下構造体そのものとして利用する応用段階に入った。

地中連続壁を地下構築物の構造体に採用して設計する場合には、工法の施工上から制限される種々の条件を考慮しつつ、その構築物に最適な構造基本構を設定する必要がある。すなわち、地下外壁周辺に作用する鉛直力を合理的に地盤に伝達するには、地中連続壁と上部構造、柱、くいなどとの関係をいかに設定するか、地中連続壁と梁、地中梁、床版、大梁などとの関係をいかに設定するか、また地中連続壁体相互の関係をいかに設定するかという問題がある。

この種の問題に対しては、各施工会社で独自の基本構を設定し、それに対する施工法および各種継手法などを研究開発しているのが現状である¹⁾。

SSS工法(清水式場所打ち地下構築工法)は、地中連続壁工法と場所打ちコンクリートくい工法等の応用工法によって、地中連続壁体に柱、梁、地下壁、基礎ぐいおよび後打ち構造部材との接合材を内蔵させて、これら総てを地上から施工する工法で、次のような構造基本構を設定している。

柱は後打ちせず、地中連続壁に組込んでいる。くいを必要とする場合には、組込んだ柱部あるいは壁部を支持層に到達させる。また地中連続壁面方向の梁、地中梁なども柱と同様、組込む形式を設定している。鉛直荷重は、地上階分については、地中連続壁に組込んだ柱、くいで支持させ、地下階分についても床版、大梁との継手によって地中連続壁に伝達させ支持層に伝える。地中連

続壁相互の連係は、打継ぎ部のせん断抵抗力を全面的に利用するとともに、内蔵した梁、地中梁の機能をも保持させる形式を設定している。

SSS工法によって地上から施工した構造体(以下SSS構造体と略称する)が、設定した構造基本構に対して十分その機能を果たすならば、根切り後に柱、梁などを後打ちする構造基本構を設定したものに較べて、力の流れが単純になるとともに地下利用空間が拡がることになる。

地中連続壁体は地盤の条件や施工の条件からある単位長さごとに連設していくので、壁体相互の継手(以下垂直継手と略称する)が生じるのは避けられない。壁体相互の継手に要求される構造機能は構造基本構の設定によって決まり、これにみあった垂直継手の構造、施工法がとられている。

SSS工法では柱、くいおよび梁を組込む構造基本構を可能ならしめるため、および地震時の水平力に抵抗する耐震壁としての機能をも持たせるために、SSS構造体相互の垂直継手は、継手部以外の1体部分と同程度の曲げ耐力およびせん断耐力が要求される。また施工上の要求としては、根切り後に横筋相互を溶接したり、垂直継手部に柱を後打ちするなどの手段はとらず、地上から確実に一体化する施工法でなければならない。

これらの要求を満足する垂直継手の形式を選定するために各種の施工実験および構造実験を実施し、§2に示すループ筋併用ほぞ付き仕切板を用いた垂直継手工法を考案し、その確実な施工法を確立するに至った。

本実験は、このSSS構造体相互の垂直継手の変形状および耐力性状を検討したもので、その設計方法を確立する資料を得るために行なったものである。

§ 2. SSS構造体相互の垂直継手

SSS構造体相互の垂直継手は図-1に示すごとく、

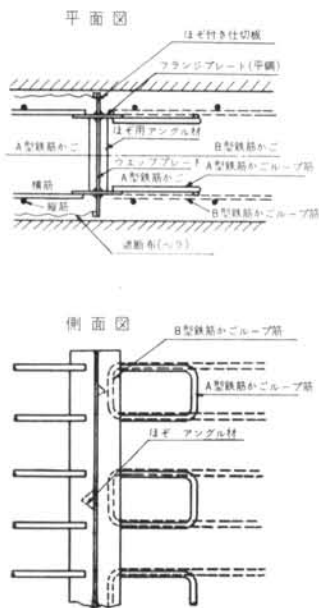


図-1 SSS構造体相互の垂直継手

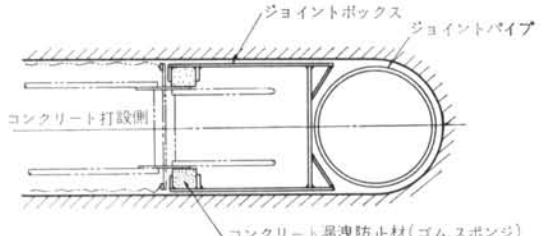


図-3 垂直継手施工部材

ほぞ付き仕切板、ループ筋、およびコンクリート遮断布(以下ベラと略称する)で構成した。これらを組合せた垂直継手補強材をループ筋併用ほぞ付き仕切板と名づけ図-2に示す。

ほぞ付き仕切板は打継ぎ部コンクリートのせん断抵抗力を保持し、併せてフランジプレート(以下平鋼と略称する)を介して面内せん断力と引張力を確実に伝達するとともに止水板の役目をも有している。ループ筋は横筋および梁筋の引張力を確実に伝達するとともに平鋼をコンクリートに定着する役目を果たす。ベラはほぞ付き仕切板と共同して隣接打継ぎ部へのコンクリートの流入を確実に防止する。

垂直継手部の構造的な一体性の確保と、優れた止水性を得るためには、継手部の構造形式が重要となるが、併せてその施工の確実性が要求される。本継手工法では図-3に示す垂直継手施工部材(ジョイントボックス、ジョイントパイプ)を使用し、鉄筋かごの建込み精度ならびに所要かぶりを確保し、継手部への掘削時におけるゲル

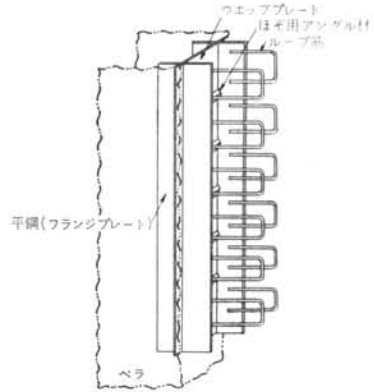


図-2 ループ筋併用ほぞ付き仕切板

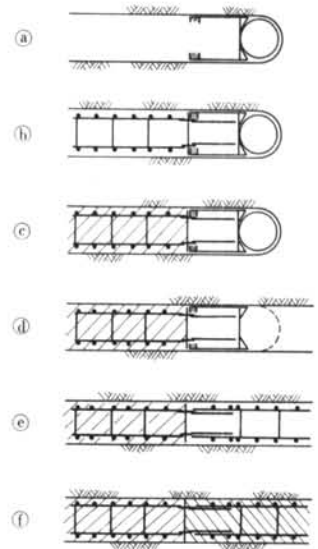


図-4 垂直継手の施工過程

化物、土砂などの混入を防いで確実に隣接コンクリートを充填することができる。

図-4は垂直継手の施工過程を示したもので、(a)は掘削終了した溝にジョイントパイプを垂直に建込んだ後、これにそわしてジョイントボックスを建込んだ状態を示している。(b)はジョイントボックスをガイドにして鉄筋かごを建込み、トレミー管を設置した状態を示す。(c)はA側に打設したコンクリートがほぞ付き仕切板とベラによって遮断され隣接打継ぎ部へ流入しない状態を示す。(d)はジョイントパイプを引抜き、隣接して溝を掘削している状態を示す。ジョイントボックスは打継ぎ部へ掘削土砂が混入するのを防いでいる。またこの時点でジョイントボックス内部を清掃しておく。(e)は隣接溝の掘削終了後ジョイントボックスを引抜き、平鋼をガイドとして鉄筋かごを挿入している状態を示す。(f)はトレミー管によってB側のコンクリートを打設し、SSS構造体相互が構造的に一体となった状態を示す。

以上のごときSSS構造体相互の垂直継手の構造的な一体性に関して4段階に実施した各実験について次に述べるものとする。

§ 3. 実験シリーズ No. 1 (鉄筋溶接平鋼の引張試験)

3.1 概要

本垂直継手の構造は、打継ぎ面に作用する引張力をす

べてはぞ付き仕切板の平鋼で負担させ、さらに平鋼に溶接した横筋およびループ筋に伝達させる形式をとっている。

本実験は、両側に異形鉄筋を溶接した平鋼の引張強さを実験で求め、鉄筋径に対する平鋼厚さの最小値を決定するために行なったものである。

3.2 実験計画

3.2.1 試験体

試験体は図-5に示すように、平鋼の両側に異形鉄筋を並列すみ肉溶接したもので、A、Bタイプがある。その種類は表-1に示す16種とした。平鋼の寸法は、長さ x_s を200mmと一定とし、厚さ t_f を各鉄筋径ごとに3種類とした。幅 b_f は溶接長さ l_w と余裕長さ a_s から鉄筋径16mm以下は200mmとし、鉄筋径19mm以上は300mmとした。

平鋼と鉄筋との溶接は、下向きと上向きの条件を設定し、鉄筋径と平鋼の厚さにみあった溶接長さ l_w 、最大すみ肉サイズとした。この場合、溶接棒の径、電流の強さ、溶接回数などは溶接工の判断にまかせた。

試験体の数は1種類当り3個とし、合計48個とした。

3.2.2 実験方法

実験はJIS Z2241に準じて両端の鉄筋に引張力を加えた。実験では、試験体の降伏荷重および破壊荷重を求めた。

3.2.3 実験結果および考察

鋼材の試験結果および試験体の引張試験結果を表-2および表-3に示す。また破壊状況を写真-1に示す。

降伏点荷重時および破壊荷重時における鉄筋断面の応力度と平鋼の厚さとの関係を鉄筋径別に示すと図-6が得られる。

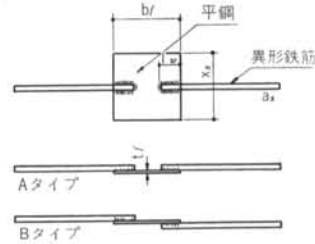
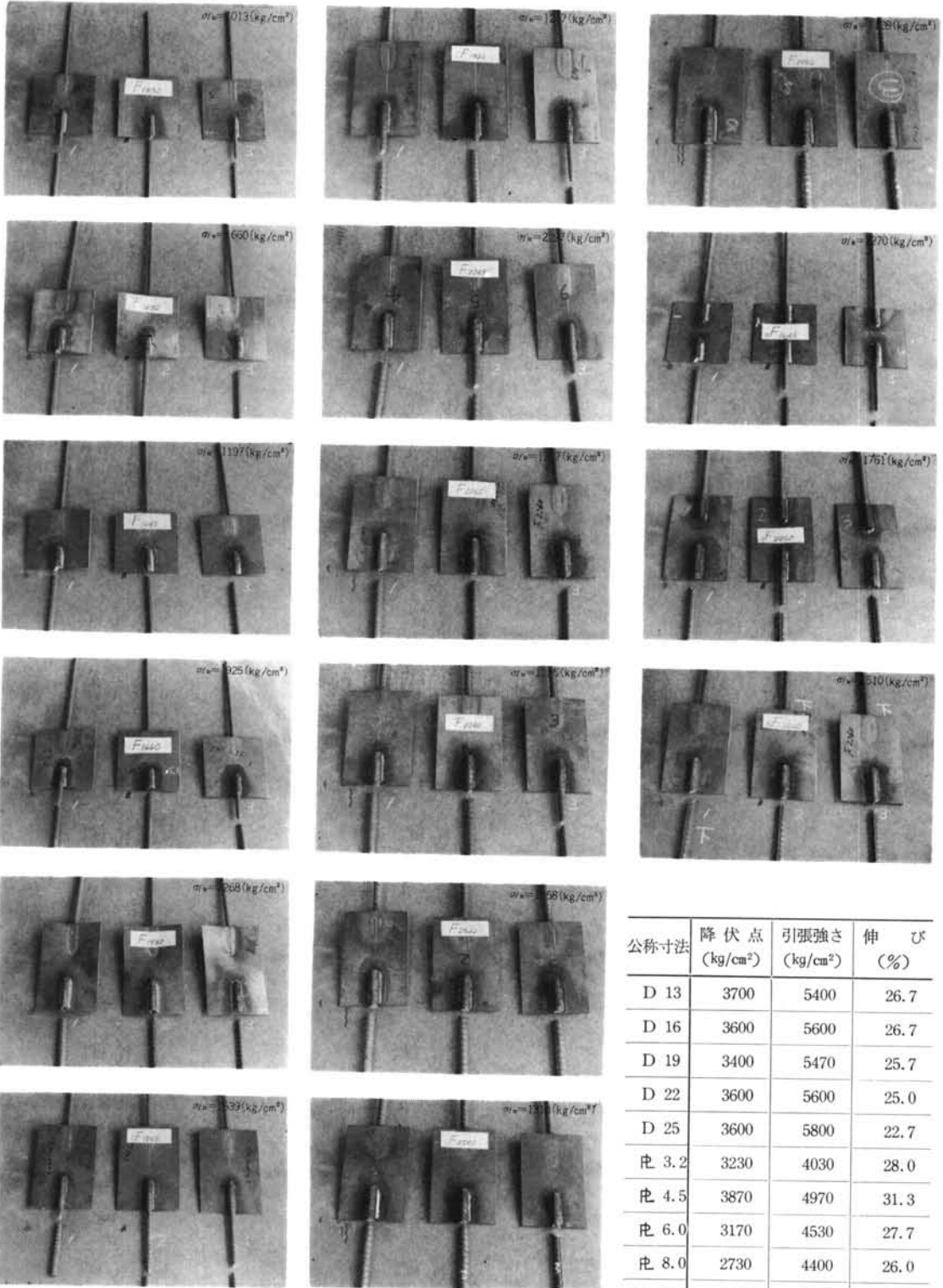


図-5 試験体の形状

記号	鉄筋径 (mm)	平鋼仕様			溶接条件	溶接長さ l_w (mm)	すみ肉の 最大サイズ (mm)
		厚さ t_f (mm)	幅 b_f (mm)	長さ x_s (mm)			
F 1332	D 13	3.2	200	200	Bタイプ, ↓	70	4.8
F 1632	D 16	3.2	200	200	B "	70	4.8
F 1645	D 16	4.5	200	200	B "	70	6.0
F 1660	D 16	6.0	200	200	B "	70	6.0
F 1932	D 19	3.2	300	200	B "	100	4.8
F 1945	D 19	4.5	300	200	B "	100	6.0
F 1960	D 19	6.0	300	200	B "	100	6.0
F 2245	D 22	4.5	300	200	B "	100	6.0
F 2260	D 22	6.0	300	200	B "	100	6.0
F 2280	D 22	8.0	300	200	B "	100	8.0
F 2560	D 25	6.0	300	200	B "	100	6.0
F 2580	D 25	8.0	300	200	B "	100	8.0
F 2590	D 25	9.0	300	200	B "	100	9.0
⊔F 1645	D 16	4.5	300	200	Aタイプ, ↓	70	6.0
⊔F 2260	D 22	6.0	300	200	A "	100	6.0
⊔F' 2260	D 22	6.0	300	200	Bタイプ, ↑	100	6.0

ここに ↓: 溶接方向下向き
↑: 溶接方向上向き

表-1 試験体一覧表



公称寸法	降伏点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸 び (%)
D 13	3700	5400	26.7
D 16	3600	5600	26.7
D 19	3400	5470	25.7
D 22	3600	5600	25.0
D 25	3600	5800	22.7
円 3.2	3230	4030	28.0
円 4.5	3870	4970	31.3
円 6.0	3170	4530	27.7
円 8.0	2730	4400	26.0
円 9.0	1970	3200	38.0

写真一 破壊時における平鋼の変形状況

表一 鋼材の試験結果

記 号	降伏点荷重 $P_y(t)$		破壊荷重 $P_u(t)$		降伏点荷重時応力度 (kg/cm ²)				破壊荷重時応力度 (kg/cm ²)				破壊個所	
					鉄筋 $s\sigma_y$		平鋼 $s\sigma_{fy}$		鉄筋 $s\sigma_u$		平鋼 $s\sigma_{fu}$			
F 1332	4.59 4.54 4.61	4.58	6.72 5.93 6.78	6.48	3614 3575 3630	3606	717 709 720	715	5291 4669 5339	5102	1050 927 1059	1013	母止 母	端 材
F 1632	7.00 6.85 7.10	6.98	10.75 10.45 10.65	10.62	3535 3460 3586	3527	1094 1070 1109	1091	5429 5278 5379	5364	1680 1633 1668	1660	止板 止	端 部 破 断 部
F 1645	6.80 6.80 7.35	6.98	10.75 10.65 10.90	10.77	3434 3434 3712	3525	756 756 817	776	5429 5379 5505	5439	1194 1183 1211	1197	止 "	端 部
F 1660	7.05 7.30 7.00	7.12	11.00 11.35 10.95	11.10	3561 3687 3535	3594	589 608 583	593	5556 5732 5350	5606	917 946 913	925	母止 母	端 材
F 1932	9.15 9.15 9.15	9.15	14.50 14.75 14.30	14.52	3211 3211 3211	3211	1430 1430 1430	1430	5088 5095 5018	5095	2266 2305 2234	2268	止 "	端 部
F 1945	9.20 9.45 9.25	9.30	14.75 14.75 14.75	14.75	3228 3316 3246	3263	1022 1050 1028	1033	5175 5175 5175	5175	1639 1639 1639	1639	母 "	材
F 1960	9.25 9.15 9.15	9.18	14.85 14.25 14.70	14.60	3246 3211 3211	3221	770 763 763	765	5211 5000 5158	5123	1238 1188 1225	1217	母止 母	端 材
F 2245	13.95 13.95 13.80	13.90	19.55 21.40 21.05	20.67	3642 3642 3603	3629	1550 1550 1533	1544	5104 5587 5496	5396	2172 2378 2339	2297	止 母	端 部 材
F 2260	13.65 13.65 13.90	13.73	19.55 21.30 21.30	20.72	3564 3564 3629	3585	1138 1138 1158	1145	5104 5561 5561	5409	1629 1775 1775	1727	止 母	端 部 材
F 2280	13.80 13.80 13.75	13.78	18.65 20.35 21.25	20.08	3603 3603 3590	3599	863 863 859	862	4869 5313 5548	5243	1166 1272 1328	1255	止 母	端 部 材
F 2560	17.05 18.40 18.35	17.93	17.05 20.70 18.35	18.70	3363 3629 3619	3537	1421 1533 1529	1494	3363 4083 3619	3688	1421 1725 1529	1558	止 "	端 部
F 2580	18.15 18.15 18.20	18.17	21.50 19.45 22.30	21.08	3580 3580 3590	3583	1134 1134 1138	1135	4241 3836 4398	4158	1344 1216 1394	1318	止 "	端 部
F 2590	18.25 17.55 18.15	17.98	21.90 17.55 21.35	20.30	3600 3462 3580	3547	1014 975 1008	999	4320 3462 4211	4004	1217 975 1186	1128	止 "	端 部
s F 1645	7.40 7.30 7.40	7.37	11.35 11.50 11.45	11.43	3737 3687 3737	3720	822 811 822	818	5732 5803 5783	5774	1261 1278 1272	1270	止 母	端 部 材
s F 2260	14.0 14.0 13.65	13.88	20.95 21.55 20.90	21.13	3655 3655 3564	3625	1167 1167 1138	1157	5470 5627 5457	5518	1746 1796 1742	1761	止 母 止	端 部 材 部
s F' 2260	13.75 13.90 14.10	13.92	18.30 17.25 18.80	18.12	3590 3629 3681	3633	1146 1158 1175	1160	4778 4504 4909	4730	1525 1438 1567	1510	止 "	端 部

(注) $s\sigma_y = \frac{P_y \times 1000}{a_s}$ $s\sigma_u = \frac{P_u \times 1000}{a_s}$

$s\sigma_{fy} = \frac{P_y \times 1000}{t_f \times x_s}$ $s\sigma_{fu} = \frac{P_u \times 1000}{t_f \times x_s}$

表—3 試験結果一覧表

各試験体の破壊荷重時鉄筋応力度は、母材の引張強さより低い値を示しているが、D25mmの場合を除けばSD35 J I S規格引張強さ(5100kg/cm²)以上を確保している。また降伏点時鉄筋応力度は、SD35 J I S規格降伏点(3500kg/cm²、D19は3000kg/cm²)以上を確保している。

表一3によれば、溶接条件の差異による降伏点時および破壊時の鉄筋応力度の大小は、BタイプよりAタイプの方が大であり、上向き溶接より下向き溶接の方が大となっている。前者は鉄筋止端部に作用する偏心曲げモーメントの差異によるものと考えられるが、Bタイプの実験値がJ I S規格の値を満足することから両タイプとも十分に引張力を伝達し得るとみなせる。後者は上向き溶接は下向き溶接にくらべて作業条件が悪いことから、強さが溶接工の技量によって左右されやすいため、鉄筋止端部に弱点が生じた結果と考えられ、上向き溶接は避けることが望ましい。

以上のように各鉄筋径に対して選定した平鋼厚さの変化に対して強度上の極端な差異は認められず、ほぼJ I S規格の降伏点ならびに引張強さを確保している。

しかし鉄筋径にくらべて平鋼の厚さが小さい場合には平鋼の変形が大きくなる。したがって鉄筋破断荷重時における平鋼の極部応力度が平鋼の降伏点強さに達しないように平鋼の厚さを決定する必要がある。平鋼の極部応力分布の算定は困難なので、ここでは横筋の最小間隔を200mmと想定し、横筋1本あたりの平鋼の有効幅を200mmと仮定して平均応力度を算定し、試験体の変形状況から平鋼の厚さを実用的に決めることとする。

写真一1に示すように鉄筋破断荷重時の平鋼平均応力度 σ_{fu} がほぼ1600kg/cm²以上になると平鋼の残留変形が大となり、 $\sigma_{fu}=1200\sim 1300\text{kg/cm}^2$ 以下では残留変形が

小となる。

したがって平鋼の変形を考慮すれば各鉄筋径に対する平鋼の厚さは次式を満足するように決定することが望ましい。

$$t_f \geq \frac{a_h \times s F_t}{x_s \times 1200} \quad \dots(1)$$

ここに t_f : 平鋼の厚さ (cm)

a_h : 横筋1本の断面積 (cm²)

$s F_t$: 鉄筋のJ I S規格引張強さ (kg/cm²)

x_s : 平鋼の仮定有効幅 (20cm)

3.3 鉄筋径に対する平鋼の厚さ

以上の実験結果から、引張力を確実に伝達するには、鉄筋径に対する平鋼の厚さは表一4の値以上とすることが推奨される。ただし、横筋間隔は200mmを最小限度とし所定の溶接長さおよびのど厚を確保することを条件とする。

鉄筋径 (mm)	鉄筋断面積 (cm ²)	平鋼の最小厚さ t_f (mm)			溶接条件(mm)	
		SD24	SD30	SD35	溶接長さ	すみ内のサイズ
13	1.27	2.3	3.2	3.2	70	3.5~4.8
16	1.98	4.0	4.5	4.5	70	6.0
19	2.85	6.0	6.0	6.0	100	6.0
22	3.83	8.0	8.0	8.0	100	8.0
25	5.07	9.0	12.0	12.0	100	9.0~12.0

(注) t_f は式(1)を満足する規格厚さを示した。

すみ内のサイズは日本建築学会溶接工作基準の最大サイズを示した。

表一4 鉄筋径に対する平鋼の最小厚さ

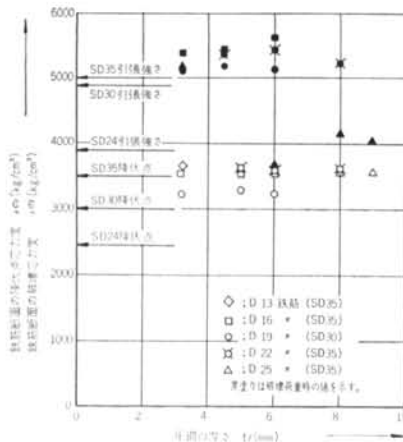
§ 4. 実験シリーズ No. 2 (垂直継手引張実験)

4.1 概要

本実験は、ループ筋併用ほぞ付き仕切板を有する垂直継手の引張強さを実験的に検討したもので、その設計方法を確立する資料を得るために行なったものである。

本垂直継手の引張強さは、その構成要素から横筋の種類、付着性状、かぶり厚さ、ラップ長さおよびコンクリートの強度などによって変化するものと考えられる。

実験は、これら要因を変化させて組合わせた22種類の試験体を鋼製型わくを使用して作製し、垂直継手部の横筋をピン支承を介した直接両引き方式で引張試験したものである。



図一6 $\sigma_y \sim t_f$, $\sigma_u \sim t_f$ の関係

4.2 実験計画

4.2.1 試験体

試験体は、図-7に示すように30×40cmの長方形断面に4本の横筋を配置したもので、長さ300cmの中央にループ筋併用ほぞ付き仕切板を設けてコンクリートを打継いだものとした。

継手の種別は、写真-2に示すA、BタイプのほかCタイプを設定した。すなわちAタイプは建込みが先行するA型鉄筋かごのループ筋（Aループ筋）とB型鉄筋かごのループ筋（Bループ筋）が並列したタイプで、BタイプはAループ筋を水平に配置してBループ筋と直交させたものである。CタイプはA、Bループ筋をループ状としない、いわゆるラップ継手である。すべてのタイプのAループ筋には先端から10cmの位置にスライド鉄板が溶接してある。またBループ筋には図-7に示す位置に縦筋が溶接してある。

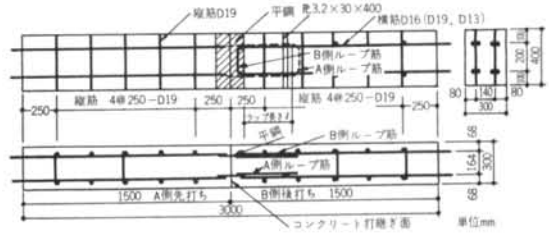


図-7 試験体の寸法および配筋

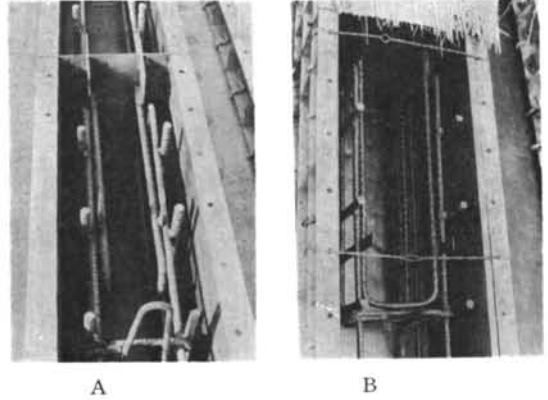


写真-2 継手の種類（Aタイプ、Bタイプ）

試験体の種類は、表-5に示す26種で、各2試験体ずつ、合計52試験体とした。横筋の径Dは、13、16および19mmの3種とし、各々の径に応じてラップ長さ*l*をおよそ20D、30Dおよび40Dのうち2～3種類とした。平鋼の厚さは、横筋1本当りの有効幅を200mmと仮定して、各鉄筋径について算定した。横筋のかぶり厚さは、TKシリーズを10cmとし、その他の試験体は6cmとした。

泥水中でコンクリートを打設する条件に近似させるために、TSシリーズを除いた試験体の鋼材にはグリース

付着物	縦筋		横筋	
	$\delta=0.25\text{mm}$	最大時	$\delta=0.25\text{mm}$	最大時
なし	(kg/cm ²) 97.5 (100)	(kg/cm ²) 104.4 (100)	(kg/cm ²) 34.0 (100)	(kg/cm ²) 76.2 (100)
グリース 塗布	(kg/cm ²) 27.9 (28.6)	(kg/cm ²) 54.8 (52.5)	(kg/cm ²) 8.9 (26.2)	(kg/cm ²) 54.7 (71.8)

(注) (): 付着強度比、強度は3個の平均値
 試験体: 15×15×15cm、補強フープ配置
 コンクリート: 表-7打設日4月8日のもの
 試験日: 材令12日
 試験: ASTM 234-57T, δ : 自由端移動量

表-6 異形鉄筋の付着強度

単位体積重量 (kg/m ³)				水和剤 (cc)	水セメント比 (%)	打設日	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	引張強度 F_t (kg/cm ²)	F_t/F_c
セメント	水	細骨材	粗骨材						
380	177	687	1088	—	46.0	4月8日	208	20.8	0.100
						4月15日	200	21.0	0.105
						4月28日	255	24.0	0.094
298	193	834	967	89.4	64.5	10月6日	159	16.5	0.104
322	191	799	988	96.6	59.0	10月6日	198	19.4	0.098
400	190	721	1003	120	47.0	10月6日	220	20.5	0.093

(注) スランプ: 20±2cm
 セメント: 早強ポルトランドセメント
 強度: 屋外湿潤養生、試験材令11~14日の平均値
 (F_c : ϕ 15×30cm, F_t : ϕ 15×15cm各6個)

表-7 コンクリートの調合と強度

公称寸法	降伏点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸び (%)
D 13	3600	5300	26.7
D 16	4100	6030	23.5
D 19	4900	6630	22.3
ϕ 16	2830	4000	34.5
ϕ 4.5	2970	4000	38.7
ϕ 3.2	3270	4030	27.3

(注) 3個の平均値
 表-8 鋼材試験結果

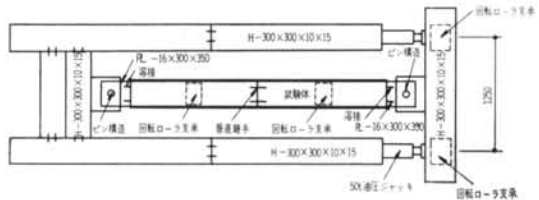
を塗った後、これを布で1回ふきとった。グリース塗布による異形鉄筋のコンクリートに対する付着強さは、同時に実施した15×15×15cm供試体による試験(ASTM 234-57T)結果から、グリースを塗布しないものにくらべて約70%の強度低下となっている。この試験結果を表一6に示す。

使用コンクリートの調合および強度は、表一7のとおりで、各試験体の試験材令における平均値を表一5に示した。コンクリート材料は早強セメントおよび川砂、川砂利(25mm以下)を使用している。また鋼材の試験結果を表一8に示す。

試験体は鋼製型わくを使用し、ドライ状態でコンクリートを打設して作った。図一7のA側を打設してから24時間後にB側を打継ぎ、3日後に脱型して試験日まで屋外湿潤養生した。試験材令は11日~14日とした。

4.2.2 実験方法

実験は、回転ローラ支承上に水平に設置した試験体の両端横筋に溶接した鉄板にピン支承を介して引張力を与える方法を採用した。引張荷重は図一8に示すように50ton油圧ジャッキ2台を手動ポンプに連動して加えた。荷重は鉄筋の許容引張荷重 T_a および $1.5 T_a$ に近い値で繰返し、荷重速度は毎分2ton程度とし、載荷荷を2tonとして破壊まで増加させた。



図一8 試験方法(平面図)

継手の種別	記号	横筋の種類別	ラップ長さ l_r (mm)	鉄筋付着物の条件	横筋かぶり厚さ (cm)	コンクリート強度 F_c (kg/cm ²)	平鋼寸法 (mm)	
Aタイプ (ループ筋並列)	T S— 200 T S— 300 T S— 400	異形鉄筋 D16 SD35	31 50 65	付着物なし	6	208	4.5×200×400	
	T — 200 T — 300 T — 400	異形鉄筋 D16 SD35	31 50 65	グリース塗布	6	208	4.5×200×400	
	T R— 200 T R— 300 T R— 400	丸鋼 φ16 SR24	31 50 65	グリース塗布	6	200	4.5×200×400	
	T K— 200 T K— 300 T K— 400	異形鉄筋 D16 SD35	31 50 65	グリース塗布	10	200 200 255	4.5×200×400	
	T —13300 T —13400	異形鉄筋 D13 SD35	40 55	グリース塗布	6	255	3.2×200×400	
	T —19300 T —19400	異形鉄筋 D19 SD35	60 75	グリース塗布	6	255	4.5×300×400	
	T — 310 T — 320 T — 330	異形鉄筋 D16 SD35	50 50 50	グリース塗布	6	159 198 220	4.5×200×400	
	T —19310 T —19320 T —19330	異形鉄筋 D19 SD35	60 60 60	グリース塗布	6	159 198 220	4.5×300×400	
	Bタイプ (ループ筋直交)	T D— 400	異形鉄筋 D19 SD35	65	グリース塗布	6	255	4.5×200×400
	Cタイプ (ラップ継手)	T P— 200 T P— 300 T P— 400	異形鉄筋 D19 SD35	31 50 65	グリース塗布	6	200 242 242	平鋼使用せず。横筋はループ状としないラップ継手

(注) l_r はループ筋の直線部のラップ長さを示す。

F_c は屋外湿潤養生円柱供試体(φ15×30cm)の試験材令における平均圧縮強度を示す。

表一5 試験体一覧

測定は、各載荷階におけるひびわれ発生状況および継手部コンクリートの破壊荷重あるいは鉄筋の破断荷重を求めた。

4.3 実験結果および考察

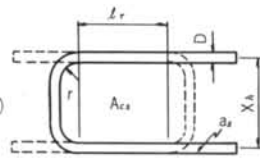
試験体のひびわれ発生状況の例を図-6に示す。またひびわれ発生荷重、破壊荷重および破壊個所を表-9に示す。

なお表中、せん断面積 A_{cs} とは、A、B両側のループ筋によって囲まれた断面積のことで、次式によって算定した値である。

$$A_{cs} = (l_r + 2r)(x_h - D) \times 2 \quad \dots (2)$$

ここに

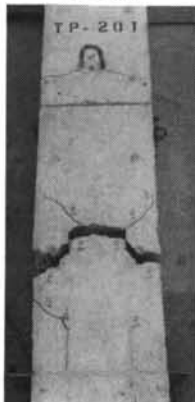
- A_{cs} : 継手部せん断面積 (cm²)
- l_r : ラップ長さ (cm)
- r : ループ鉄筋内側曲げ半径 (cm)
- X_h : 横筋のピッチ (cm)
- D : 横筋の径 (cm)



AタイプおよびBタイプのひびわれは、平鋼の先端部に斜めに発生し、ほぼ同時に継手部以外の一般部にも発生した。以後荷重を増すと、ラップ長さが大きい場合には一般部に発生したひびわれが大きくなり、横筋が降伏し、破断した。ラップ長さが小さい場合には横筋のラップ部にそって新たにひびわれが発生し、継手部コンクリートが破壊した。

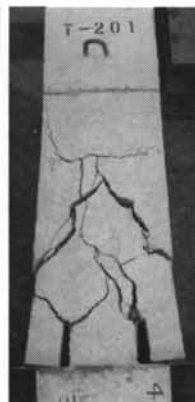
CタイプのひびわれはAタイプとほぼ同様であるが、TP200 ($l = 31$ cm) の場合には、かぶりコンクリート部に、ラップ筋にそってひびわれが発生し、縦筋の位置から引抜けて破壊した。これらの破壊状況を写真-3に示す。

$l \approx 20D$
Tcr = 16.0
Tu = 25.8



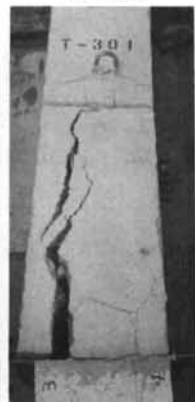
Cタイプ

$l \approx 20D$
Tcr = 20.0t
Tu = 32.0t



Aタイプ

$l \approx 30D$
Tcr = 16.0t
Tu = 35.0t



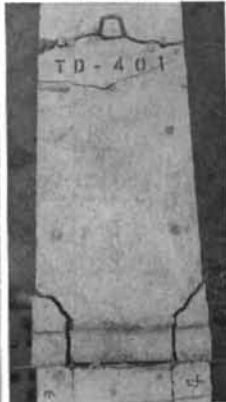
Aタイプ

$l \approx 40D$
Tcr = 16.0t
Tu = 42.0t



Aタイプ

$l \approx 40D$
Tcr = 20.0
Tu = 44.2



Bタイプ

(注) l : ラップ長さ (cm), D : 横筋の径 (cm)

写真-3 各タイプの継手部破壊状況

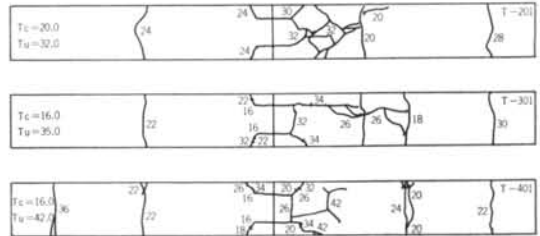


図-9 ひびわれ発生状況の例

す。

引張破壊荷重と各要因との関係を図示すると図-10～図-12となる。これらの図から垂直継手引張耐力について次の諸点を指摘できる。

A. 各タイプの耐力の比較

- i) AタイプとBタイプは、ほぼ同一耐力を示した。
- ii) AタイプはCタイプより耐力がやや大きい。

B. かぶり厚さの影響

横筋のかぶり厚さ6cmと10cmの差異による耐力の差は認められなかった。せん断面積が大なる場合には鉄筋の引張強さに相当する引張力を伝達しており、かぶり厚さは6cmあれば十分である。

C. コンクリート強度の影響

せん断面積を一定としてコンクリート強度を変化させた場合、耐力はコンクリート強度に比例して増加する傾向を示した。

D. 横筋の付着性状の影響

横筋のコンクリートに対する付着強度が異っても、耐力はほぼ同一であった。付着強度がほとんどないと考えられる丸鋼にグリースを塗布したTR試験体の破

継手のタイプ	試験体記号	ラップ長さ l _r (cm)	鉄筋の付着面積 A _{cb} (cm ²)	せん断面積 A _{cs} (cm ²)	コンクリート強度 F _c (kg/cm ²)	鉄筋の破断荷重 T _{su} (t)	リブが丸発生荷重		破壊荷重 T _u (t)	付着応力度 τ _{bu} (kg/cm ²)	せん断応力度 τ _{su} (kg/cm ²)	破壊箇所	τ _{bu} /F _c	τ _{su} /F _c	T _u /T _{su}
							継手部 T _{1,2} (t)	一般部 T _{we} (t)							
A	TS-201	31	620	1376	208	39.6	16	20	32.0	51.6	23.3	継手部	0.25	0.11	0.81
	TS-202	31	620	1376	208	39.6	16	24	32.0	51.6	23.3	継手部	0.25	0.11	0.81
	TS-301	50	1000	2076	208	39.6	12	16	37.6	37.6	18.1	一般部	0.18	0.09	0.95
	TS-302	50	1000	2076	208	39.6	15	18	40.0	40.0	19.3	一般部	0.19	0.09	1.01
	TS-401	65	1300	2628	208	39.6	16	14	42.4	32.6	16.1	継手部	0.16	0.08	1.07
	TS-402	65	1300	2628	208	39.6	16	16	37.6	28.9	14.3	継手部	0.14	0.07	0.95
	T-201	31	620	1376	208	39.6	14	20	32.0	51.6	23.3	継手部	0.25	0.11	0.81
	T-202	31	620	1376	208	39.6	14	16	29.8	48.1	21.7	継手部	0.23	0.10	0.75
	T-301	50	1000	2076	208	39.6	16	16	35.0	35.0	16.9	一般部	0.17	0.08	0.88
	T-302	50	1000	2076	208	39.6	16	18	41.0	41.0	19.7	一般部	0.20	0.09	1.04
	T-401	65	1300	2628	208	39.6	16	20	42.0	32.3	16.0	継手部	0.16	0.08	1.06
	T-402	65	1300	2628	208	39.6	16	22	40.0	30.8	15.2	一般部	0.15	0.07	1.01
	TR-201	31	620	1376	200	31.3	24	20	27.0	43.5	19.6	継手部	0.22	0.10	0.86
	TR-202	31	620	1376	200	31.3	24	22	29.6	47.7	21.5	継手部	0.24	0.11	0.95
	TR-301	50	1000	2076	200	31.3	16	20	31.0	31.0	14.9	一般部	0.16	0.07	0.99
	TR-302	50	1000	2076	200	31.3	16	13.8	32.0	32.0	15.4	一般部	0.16	0.08	1.02
	TR-401	65	1300	2628	200	31.3	16	18	30.0	23.1	11.4	継手部	0.12	0.06	0.96
	TR-402	65	1300	2628	200	31.3	16	16	32.2	24.8	12.3	継手部	0.12	0.06	1.03
	TK-201	31	620	1376	200	39.6	28	20	32.0	51.6	23.3	継手部	0.26	0.12	0.81
	TK-202	31	620	1376	200	39.6	28	20	30.0	48.4	21.8	継手部	0.24	0.11	0.76
	TK-301	50	1000	2076	200	39.6	34	20	40.0	40.0	19.3	一般部	0.20	0.10	1.01
	TK-302	50	1000	2076	200	39.6	20	20	41.4	41.4	19.9	一般部	0.21	0.10	1.05
	TK-401	65	1300	2628	200	39.6	26	26	40.4	31.1	15.4	継手部	0.16	0.08	1.02
	TK-402	65	1300	2628	200	39.6	24	26	41.0	31.5	15.6	継手部	0.16	0.08	1.04
	T-13301	40	640	1690	255	25.4	16	16	27.0	42.2	16.0	継手部	0.17	0.06	1.06
	T-13302	40	640	1690	255	25.4	16	20	27.8	43.4	16.4	継手部	0.17	0.06	1.09
	T-13401	55	880	2252	255	25.4	12	12	28.0	31.8	12.4	継手部	0.12	0.05	1.10
	T-13402	55	880	2252	255	25.4	10	16	26.4	30.0	11.7	継手部	0.12	0.05	1.04
	T-19301	60	1440	2448	255	57.0	24	20	50.0	34.7	20.4	継手部	0.14	0.08	0.88
	T-19302	60	1440	2448	255	57.0	24	20	48.0	33.3	19.6	継手部	0.13	0.08	0.84
	T-19401	75	1800	2950	255	57.0	24	16	57.8	32.1	19.6	継手部	0.13	0.08	1.01
	T-19402	75	1800	2950	255	57.0	20	16	58.4	32.4	19.8	継手部	0.13	0.08	1.02
	T-311	50	1000	2076	159	39.6	16	16	35.4	35.4	17.1	継手部	0.22	0.11	0.89
	T-312	50	1000	2076	159	39.6	16	20	32.6	32.6	15.7	継手部	0.20	0.10	0.82
	T-321	50	1000	2076	198	39.6	16	24	33.6	33.6	16.2	継手部	0.17	0.08	0.85
	T-322	50	1000	2076	198	39.6	30	12	37.8	37.8	18.2	継手部	0.19	0.09	0.95
	T-331	50	1000	2076	220	39.6	16	16	34.8	34.8	16.8	継手部	0.16	0.08	0.88
	T-332	50	1000	2076	220	39.6	16	16	37.0	37.0	17.8	継手部	0.17	0.08	0.93
	T-19311	60	1440	2448	159	57.0	20	20	39.6	27.5	16.2	継手部	0.17	0.10	0.69
	T-19312	60	1440	2448	159	57.0	36	20	38.0	26.4	15.5	継手部	0.17	0.10	0.67
T-19321	60	1440	2448	198	57.0	22	20	48.6	33.8	19.9	継手部	0.17	0.10	0.85	
T-19322	60	1440	2448	198	57.0	28	16	42.6	29.6	17.4	継手部	0.15	0.09	0.75	
T-19331	60	1440	2448	220	57.0	24	16	43.3	30.1	17.7	継手部	0.14	0.08	0.76	
T-19332	60	1440	2448	220	57.0	24	16	41.6	28.9	17.0	継手部	0.13	0.08	0.73	
TD-401	65	1300	2628	255	39.6	22	20	44.2	34.0	16.8	一般部	0.13	0.07	1.12	
TD-402	65	1300	2628	255	39.6	16	16	43.6	33.5	16.6	継手部	0.13	0.07	1.10	
TP-201	31	620	—	200	39.6	16	20	25.8	41.6	—	継手部	—	—	0.65	
TP-202	31	620	—	200	39.6	16	16	28.0	45.2	—	継手部	—	—	0.71	
TP-301	50	1000	—	242	39.6	16	14	39.0	39.0	—	継手部	—	—	0.98	
TP-302	50	1000	—	242	39.6	12	10	33.6	33.6	—	継手部	—	—	0.85	
TP-401	65	1300	—	242	39.6	16	16	41.8	32.2	—	継手部	—	—	1.06	
TP-402	65	1300	—	242	39.6	—	22	42.8	32.9	—	継手部	—	—	1.08	

(注) T_{su}=f_{ts}×F_t (f_{ts}: 鋼筋1本の断面積 (cm²), F_t: JIS規格引張強さ, TRの場合3900 (kg/cm²), その他の5000 (kg/cm²))

表一9 実験結果一覧表

壊は、ラップ長さが50cm以上では一般部の横筋が破断して起った。ラップ長さが31cmでは継手部コンクリートで起り、コンクリート破壊時の換算付着応力度は45.6kg/cm²となり、換算せん断応力度は20.6kg/cm²でほぼ $\frac{1}{10}F_c$ に相当した値となっている。このことからAタイプの引張耐力はコンクリートのせん断強度に影響されるものと推察される。

E. せん断面積の影響

せん断面積を増すと耐力が増大し、横筋径に対してせん断面積がある値以上になると継手部コンクリートが破壊する以前に横筋が破断した。

これらの実験結果から本垂直継手の引張強さは、横筋とコンクリートとの付着力が失われた後に、コンクリートのせん断抵抗力によって支配されるものと考えられる。したがってその耐力が、せん断面積とコンクリート強度によって変化するものとして、継手部コンクリートで破壊した試験体についてせん断面積とコンクリート強度の積を求めて、破壊荷重との関係を求めると図-13が得られる。実験値は次式の関係が成立することを示している。

$$T_u = 0.086 F_c \times A_{cs} \quad \dots(3)$$

ここに T_u : 試験体破壊荷重 (kg)

F_c : コンクリート圧縮強度 (kg/cm²)

A_{cs} : せん断面積 (cm²)

式(2)で0.086 F_c はコンクリートの引張強度に相当する値である。すなわち垂直継手の引張耐力はせん断面積とコンクリート引張強度の積で求まる。

垂直継手の許容引張力の算定にあたっては、コンクリートの許容せん断応力度を適用して次式を用いることとすれば、

$$T_a = f_s A_{cs} \quad \dots(4)$$

ここに T_a : 垂直継手許容引張力 (kg)

A_{cs} : せん断面積 (cm²)

f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm²)

各試験体の許容引張荷重は表-10の通りとなる。

継手部コンクリートで破壊した試験体について破壊荷重に対する許容引張荷重の安全率を求めると表-10に示すとおりで、安全率は長期で3.0、短期で2.0をほぼ満足している。

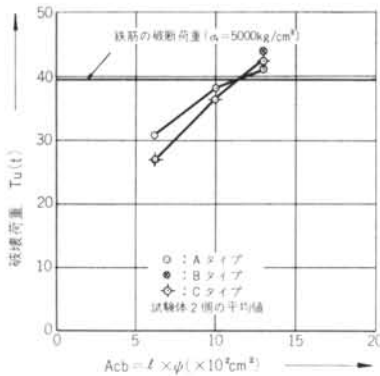


図-10 各タイプの破壊荷重の比較

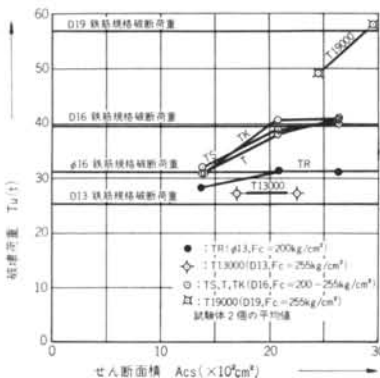


図-11 かぶり厚さ、横筋の付着性状およびせん断面積の影響

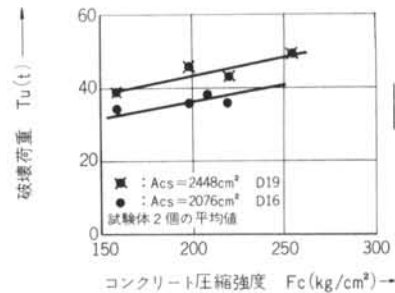


図-12 $T_u \sim F_c$ の関係

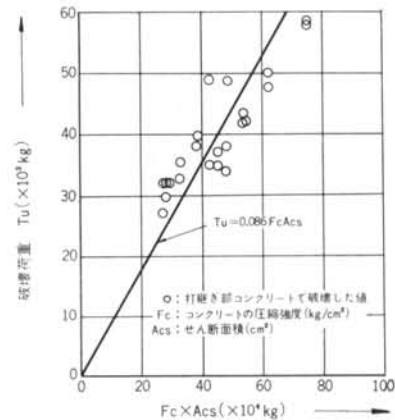


図-13 $T_u \sim F_c \times A_{cs}$ の関係

記号	コンクリート強度 F_c (kg/cm ²)	許容せん断応力度 f_s (kg/cm ²)		せん断面積 A_{cs} (cm ²)	垂直継手許容引張荷重 T_a (t)		試験体破壊荷重 T_u (t)	安全率 $f = T_u/T_a$		破壊箇所
		長期	短期		長期	短期		長期	短期	
TS-201 202	208	6.9	10.3	1376	9.5	14.2	32.0 32.0	3.4 3.4	2.3 2.3	J J
TS-301 302	208	6.9	10.3	2067	14.3	21.4	37.6 40.0	一般部鉄筋破断		Y Y
TS-401 402	208	6.9	10.3	2628	18.1	27.1	42.4 37.6	一般部鉄筋破断		Y Y
T-201 202	208	6.9	10.3	1376	9.5	14.2	32.0 29.8	3.4 3.1	2.3 2.1	J J
T-301 302	208	6.9	10.3	2076	14.3	21.4	35.0 41.0	2.4 一般部鉄筋破断	1.6	J Y
T-401 402	208	6.9	10.3	2628	18.1	27.1	42.0 40.0	2.3 一般部鉄筋破断	1.5	J Y
TR-201 202	200	6.7	10.0	1376	9.2	13.8	27.0 29.6	2.9 3.2	2.0 2.1	J J
TR-301 302	200	6.7	10.0	2076	13.9	20.8	31.0 32.0	一般部鉄筋破断		Y Y
TR-401 402	200	6.7	10.0	2628	17.6	26.3	30.0 32.2	一般部鉄筋破断		Y Y
TK-201 202	200	6.7	10.0	1376	9.2	13.8	32.0 30.0	3.5 3.3	2.3 2.2	J J
TK-301 302	200	6.7	10.0	2076	13.9	20.8	40.0 41.4	一般部鉄筋破断		Y Y
TK-401 402	255	7.6	11.4	2628	20.0	30.0	40.4 41.0	一般部鉄筋破断		Y Y
T-13301 13302	255	7.6	11.4	1690	12.8	19.3	27.0 27.8	一般部鉄筋破断		Y Y
T-13401 13402	255	7.6	11.4	2252	17.1	25.7	28.0 26.4	一般部鉄筋破断		Y Y
T-19301 19301	255	7.6	11.4	2448	18.6	27.9	50.0 48.0	2.7 2.6	1.8 1.7	J J
T-19401 19402	255	7.6	11.4	2950	22.4	33.6	57.8 58.4	2.6 2.6	1.7 1.7	J J
T-311 312	159	5.3	8.0	2076	11.0	16.6	35.4 32.6	3.2 3.0	2.1 2.0	J J
T-321 322	198	6.6	9.9	2076	13.7	20.6	33.6 37.8	2.5 2.8	1.6 1.8	J J
T-331 332	220	7.2	10.8	2076	14.9	22.4	34.8 37.0	2.3 2.5	1.6 1.7	J J
T-19311 19312	159	5.3	8.0	2448	13.0	19.6	39.6 38.0	3.0 2.9	2.0 1.9	J J
T-19321 19322	198	6.6	9.9	2448	16.2	24.2	48.6 42.6	3.0 2.6	2.0 1.8	J J
T-19331 19332	220	7.2	10.8	2448	17.6	26.4	43.3 41.6	2.5 2.4	1.6 1.6	J J

(注) F_c : 屋外湿潤養生, 試験材令11~14日の平均値 (ϕ 15×30cm, 6個)

f_s : 長期 $\left[\frac{1}{30} F_c \text{ かつ } \left(5 + \frac{1}{100} F_c \right) \right]$, 短期 [長期に対する値の1.5倍]

$$T_a = f_s \times A_{cs}$$

表-10 許容引張荷重と破壊に対する安全率

4.4 垂直継手の許容引張力

以上の実験結果から、ループ筋併用ほぞ付き仕切板を有する垂直継手について次のことが言える。

A. 許容引張力は、せん断面積を次式によって設計すれば、横筋の許容引張力に相当する値とし得る。

$$A_{cs} \geq \frac{s f_t a_{s4}}{f_s} \quad \dots(5)$$

ここに A_{cs} : せん断面積 (cm²) (式(2)参照)

a_{s4} : 横筋 (ループ筋) 4本の断面積 (cm²)

$s f_t$: 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm²)

B. 横筋のかぶり厚さは6cm以上あれば十分に力の伝達がなされる。

§ 5. 実験シリーズ No. 3 (垂直継手曲げ実験)

5.1 概要

本実験は、ループ筋併用ほぞ付き仕切板を有する垂直継手の曲げ強さを実験的に検討したもので、その設計方法を確立する資料を得るために行なったものである。

実験は、継手を有しない試験体、コンクリートのみ打継いだ試験体および垂直継手を有する試験体を網製型わくを使用して作製し、単純はり2点載荷方式で曲げ試験したものである。曲げ力はSSS構造体に対して面外および面内の2方向を想定して加えた。

5.2 実験計画

5.2.1 試験体

試験体は、図-14に示すように30×40cmの長方形断面に4本の横筋を配置したもので、その種別は長さ420cmの中央にループ筋併用ほぞ付き仕切板を設けてコンクリートを打継いだ試験体Aタイプ、通し鉄筋の中央に設置した3.2mm鉄板をはさんで

コンクリートを打継いだ試験体Tタイプ、および打継ぎしない1体試験体Sタイプの3タイプを設定した。試験体の種類は表-11に示す6種で、その数は面外曲げ試験用に各2試験体ずつおよび面内曲げ試験用に各2試験体ずつで、合計24試験体とした。

垂直継手の仕様は、表-11に示すごとく横筋の径16、19mmに応じてラップ長さおよび平鋼の厚さを選定した。横筋 (ループ筋) と平鋼との溶接は、すみ肉のサイズ6mmで並列とし、溶接長さは横筋径16、19mmに対して各々70mm、100mmとした。

横筋のかぶり厚さはすべて6cmとした。泥水中でコンクリートを打設する条件に近似させるために、鋼材には

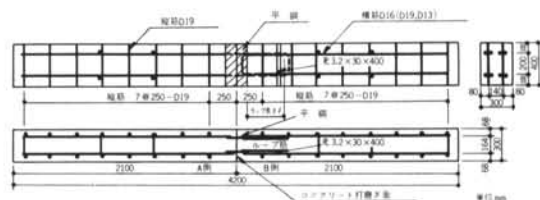




図-14 試験体寸法および配筋の標準図

試験体記号	外力の種別	せん断スパン比 a/d	継手の種別		横筋径 (mm)	継手部横筋の仕様 r (cm) Acs (cm ²)	平鋼寸法 (mm)
			継手の種別	継手の種別			
MOS16-1-2	面外曲げ 	5.17	Sタイプ	継手なし	D 16	通し鉄筋	—
MOT16-1-2		5.17	Tタイプ	コンクリートのみ打継ぎ	D 16	通し鉄筋	—
MO 16-1-2		5.17	Aタイプ	ほぞ付き仕切板	D 16	r=50 Acs=2076	4.5×200×400
MOS19-1-2		5.21	Sタイプ	継手なし	D 19	通し鉄筋	—
MOT19-1-2		5.21	Tタイプ	コンクリートのみ打継ぎ	D 19	通し鉄筋	—
MO 19-1-2		5.21	Aタイプ	ほぞ付き仕切板	D 19	r=60 Acs=2448	4.5×300×400
MIS 16-1-2	面内曲げ 	4.00	Sタイプ	継手なし	D 16	通し鉄筋	—
MIT 16-1-2		4.00	Tタイプ	コンクリートのみ打継ぎ	D 16	通し鉄筋	—
MI 16-1-2		4.00	Aタイプ	ほぞ付き仕切板	D 16	r=50 Acs=2076	4.5×200×400
MIS 19-1-2		4.00	Sタイプ	継手なし	D 19	通し鉄筋	—
MIT 19-1-2		4.00	Tタイプ	コンクリートのみ打継ぎ	D 19	通し鉄筋	—
MI 19-1-2		4.00	Aタイプ	ほぞ付き仕切板	D 19	r=60 Acs=2448	4.5×300×400

(注) r: ループ筋のラップ長さ (cm)
Acs: ループ筋のせん断面積 (式-2 参照)

表-11 試験体の種類

打設日	材令 (日)	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	引張強度 F_t (kg/cm ²)	F_t/F_c	弾性係数(kg/cm ²)	
					E_t	E_c
10月13日	8~11	219	21.5	0.098	2.67×10^5	2.36×10^5
11月1日	9~12	288	21.5	0.075	2.63×10^5	2.37×10^5

(注) スランブ: 20 ± 2 cm
セメント: 早強ポルトランドセメント
骨材: 川砂, 川砂利(25mm以下)
強度: 屋外湿潤養生, 試験材令8~11日, または9~12日の平均値
(F_c : $\phi 15 \times 30$ cm, F_t : $\phi 15 \times 15$ cm 各6個)
弾性係数: 屋外湿潤養生, 試験材令8~11日, または9~12日の平均値
(E_t : 初期接線係数, E_c : $\frac{1}{3}F_c$ の正割係数, $\phi 15 \times 30$ cm 各6個)

表-12 コンクリート強度および弾性係数

公称寸法 (mm)	降伏点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸び (%)
D 16	3900	5900	28
D 19	3700	5800	27
円 4.5	2970	4000	38.7

(注) 3個の平均値

表-13 鋼材試験結果

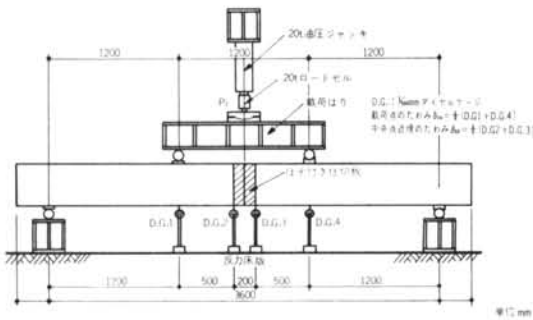


図-15 荷重方法および測定方法(面内曲げ試験の例)

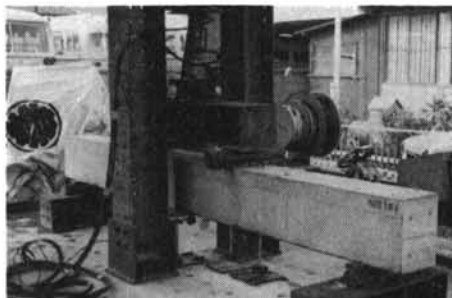


写真-4 実験状況

グリースを塗った後, これを布で1回ふきとった。

使用コンクリートの強度は表-12のとおりで, コンクリート材料は早強セメントおよび川砂, 川砂利(25mm以下)を使用している。また鋼材の試験結果を表-13に示す。

試験体は鋼製型わくを使用し, ドライ状態でコンクリートを打設して作った。A, B両側を同時に打設し, 3日後に脱型して試験日まで屋外湿潤養生した。試験材令は8日~12日とした。

5.2.2 実験方法

実験はスパン3.6m, せん断スパン1.2mで2点載荷単純はりとして曲げ力を加える方法を採用した。曲げ荷重は図-15に示すように20ton手動油圧ジャッキで加えた。荷重は載荷点のモーメントが許容モーメント M_a および $1.5M_a$ に近い値で繰返し, 荷重速度は毎分2ton程度とし, 載荷階を0.5ton(0.3t・m)として破壊まで増加させた。

測定は各載荷階におけるひびわれ発生状況, 1/100mmダイヤルゲージによる載荷点のたわみ, 中央点近傍のたわみおよび破壊モーメントを求めた。実験状況を写真-4に示す。

5.3 実験結果および考察

試験体のひびわれ発生状況の例を図-16に示す。またひびわれ発生荷重および破壊荷重を表-14に示す。

ひびわれは, Sタイプ, TタイプおよびAタイプとも載荷点近傍の下端から曲げひびわれが発生した。Aタイプではこれとほぼ同時に平鋼先端部に斜めひびわれが発生した。荷重の増加にともなって各タイプともこの曲げひびわれが成長するとともに新たにほぼ等間隔に曲げひびわれが発生し, 終局的には載荷点近傍の圧縮部コンクリートが圧壊する典型的な曲げ破壊性状を示した。

Aタイプのひびわれ発生曲げモーメント M_{cr} および破壊曲げモーメント M_u は, Sタイプ, Tタイプいずれの値ともほぼ同等であった。

各試験体のひびわれ発生曲げモーメントおよび破壊曲げモーメントを継手部のない1体はりとして, 鉄筋コンクリート理論によって求めると表-14のとおりである。

曲げモーメントの理論計算値は継手のない場合であるから, 実験値と理論計算値との比 $M_{cr}/M_{cr,calc}$, $M_u/M_{u,calc}$ は, 各タイプの継手の相対的な効率を表わしていると考えられる。表-14によれば, 面外曲げおよび面内曲げの外力に対してTタイプ, Aタイプ両継手の効率は継手部のない場合とほぼ同等とみなせる。

載荷点およびスパン中央点近傍のたわみ測定結果は

試験体 記号	継手の種別	コンクリート 強度 F_c (kg/cm ²)	曲げひび われ発生 荷重 P_{1cr} (t)	曲げ破壊 荷重 P_{1u} (t)	曲げひび われ発生モー メント M_{cr} (t·m)		破壊曲げモ ーメント M_u (t·m)		理論値 曲げひび われ発生モー メント M_{crat} (t·m)		破壊曲 げモー メント M_{ucat}	$M_{cr}/$ M_{crat}	M_u/M_{ucat}		
					M_{cr}	M_{cr}	M_u	M_u	M_{crat}	M_{crat}					
面 外 曲 げ 実 験	MOS16 ₂ ¹ / ₂	S タイプ	継手なし	219	1.5 1.0	6.9 7.0	1.29 0.99	1.14 4.55 4.61	4.58	2.61	3.60	0.49 0.38	0.44	1.26 1.28	1.27
	MOT16 ₂ ¹ / ₂	T タイプ	コンクリート のみ打継ぎ	219	1.5 1.5	6.5 7.8	1.29 1.29	1.29 4.30 5.05	4.68	2.61	3.60	0.49 0.49	0.49	1.19 1.40	1.30
	MO16 ₂ ¹ / ₂	A タイプ	ほぞ付き 仕切板	219	1.0 1.0	7.0 7.1	0.99 0.99	0.99 4.61 4.67	4.64	2.61	3.60	0.38 0.38	0.38	1.28 1.30	1.29
	MOS19 ₂ ¹ / ₂	S タイプ	継手なし	288	1.0 1.5	12.0 11.1	0.99 1.29	1.14 7.59 7.05	7.32	3.06	4.90	0.32 0.42	0.37	1.55 1.45	1.50
	MOT19 ₂ ¹ / ₂	T タイプ	コンクリート のみ打継ぎ	288	1.0 1.5	10.8 11.3	0.99 1.29	1.14 6.87 7.17	7.02	3.06	4.90	0.32 0.42	0.37	1.40 1.46	1.43
	MO19 ₂ ¹ / ₂	A タイプ	ほぞ付き 仕切板	288	1.5 1.5	11.1 11.0	1.29 1.29	1.29 7.05 6.99	7.02	3.06	4.90	0.42 0.42	0.42	1.44 1.43	1.44
面 内 曲 げ 実 験	MIS16 ₂ ¹ / ₂	S タイプ	継手なし	219	2.0 2.0	9.4 10.1	1.59 1.59	1.59 6.03 6.45	6.24	3.46	4.58	0.46 0.46	0.46	1.32 1.41	1.37
	MIT16 ₂ ¹ / ₂	T タイプ	コンクリート のみ打継ぎ	219	2.0 2.0	9.2 10.4	1.59 1.59	1.59 5.91 6.60	6.26	3.46	4.58	0.46 0.46	0.46	1.29 1.44	1.37
	MI16 ₂ ¹ / ₂	A タイプ	ほぞ付き 仕切板	219	2.5 2.5	9.7 9.5	1.89 1.89	1.89 6.18 6.09	6.14	3.46	4.58	0.55 0.55	0.55	1.35 1.33	1.34
	MIS19 ₂ ¹ / ₂	S タイプ	継手なし	288	2.0 2.5	15.3 14.6	1.59 1.89	1.74 9.57 9.12	9.35	4.06	6.30	0.39 0.47	0.43	1.52 1.45	1.49
	MIT19 ₂ ¹ / ₂	T タイプ	コンクリート のみ打継ぎ	288	3.0 3.5	16.8 15.5	2.19 2.49	2.34 10.49 9.69	10.09	4.06	6.30	0.54 0.61	0.58	1.67 1.54	1.61
	MI19 ₂ ¹ / ₂	A タイプ	ほぞ付き 仕切板	288	3.0 2.5	15.3 14.9	2.19 1.89	2.04 9.57 9.10	9.34	4.06	6.30	0.54 0.47	0.51	1.54 1.44	1.48

(注) $M_{cr} = M_{1c} + (M_d + M_d') = 0.6P_{1c} + (0.39)$ (t·m)

$M_u = M_{1u} + (M_d + M_d') = 0.6P_{1u} + (0.39)$ (t·m)

ここに M_d : 自重による載荷点のモーメント (t·m)

M_d' : 載荷梁による載荷点のモーメント (t·m)

M_{1c} : 載荷荷重による載荷点のモーメント (t·m)

M_{crat} , M_{ucat} : 横道英雄氏の式*を用いた。

* 横道英雄著: コンクリート橋, 技報堂, p. 52

表 14 表験結果および理論値

図-17および図-18に示すとおりで、Aタイプの載荷点のたわみは面内曲げ外力に対しては、Sタイプ、Tタイプいずれの値ともほぼ同等であった。しかし面外曲げや外力に対しては、AタイプのたわみはSタイプの値にくらべてわずかに大きな値を示している。これらの事柄は、スパン中央近傍のたわみ測定値からも同様なことが指摘できる。

各試験体の許容曲げモーメントを継手部のない単鉄筋長方形断面はりとして算定すると表-15のとおりである。

算定にあたって、横筋(ここでは主筋となる)の許容引張応力度(s_f)は、式(5)を満足するよう試験体Aタイプのせん断面積に応じて求めた値とした。すなわち、

$$s_f = \frac{A_{cs} \times f_s}{a_s} \quad (\text{記号は式(5)参照})$$

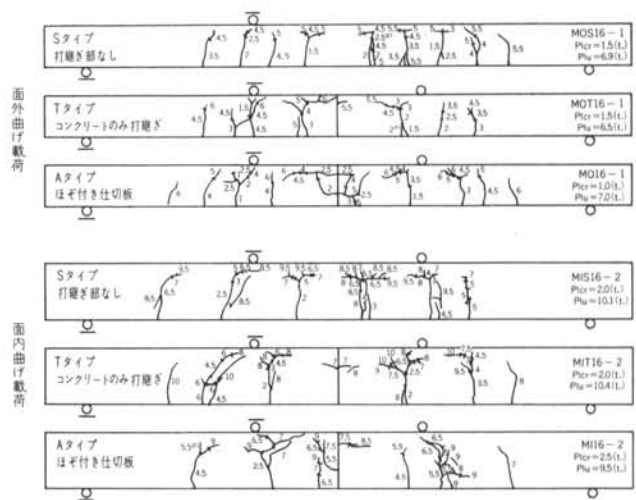


図-16 ひびわれ発生状況の例

試験体 記号	継手の種別		コンクリート圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	横筋比 P_h	ループ鉄筋せん断面積 A_{cs} (cm ²)	コンクリート許容せん断応力度 f_s (kg/cm ²)		Aタイプ横筋の許容引張応力度 a_f (kg/cm ²)		許容曲げモーメント		破壊曲げモーメント M_u (t・m)	M_u/M_{a1}	M_u/M_{a2}
						長期	短期	長期	短期	長期	短期			
面外曲げ実験	MOS16	Sタイプ	219	0.0043	2076	7.2	10.8	1885	2827	1.56	2.34	4.58	2.94	1.96
	MOT16	Tタイプ										4.68	3.00	2.00
	MO16	Aタイプ										4.64	2.97	1.98
	MOS19	Sタイプ	288	0.0062	2448	7.9	11.8	1692	2538	1.97	2.95	7.32	3.72	2.48
	MOT19	Tタイプ										7.02	3.56	2.38
	MO19	Aタイプ										7.02	3.56	2.38
面内曲げ実験	MIS16	Sタイプ	219	0.0044	2076	7.2	10.8	1885	2827	1.99	3.02	6.24	3.14	2.07
	MIT16	Tタイプ										6.26	3.15	2.07
	MI16	Aタイプ										6.14	3.09	2.03
	MIS19	Sタイプ	288	0.0063	2448	7.9	11.8	1692	2538	2.55	3.83	9.35	3.67	2.44
	MIT19	Tタイプ										10.09	3.96	2.63
	MI19	Aタイプ										9.34	3.66	2.44

(注) F_c : 表-12参照 A_{cs} : 式(2)参照

f_s : 長期 $\frac{1}{30}F_c$ かつ $5 + \frac{1}{100}F_c$, 短期 $0.05F_c$ かつ $7.5 + 0.015F_c$

$$a_f = \frac{A_{cs} \times f_s}{a_{cs}}$$

M_{a1} , M_{a2} : 継手のない単鉄筋長方形矩形はりとして計算した値 ($n=15$ とした)

M_u : 試験体2個の平均値

表-15 試験体の許容曲げモーメント

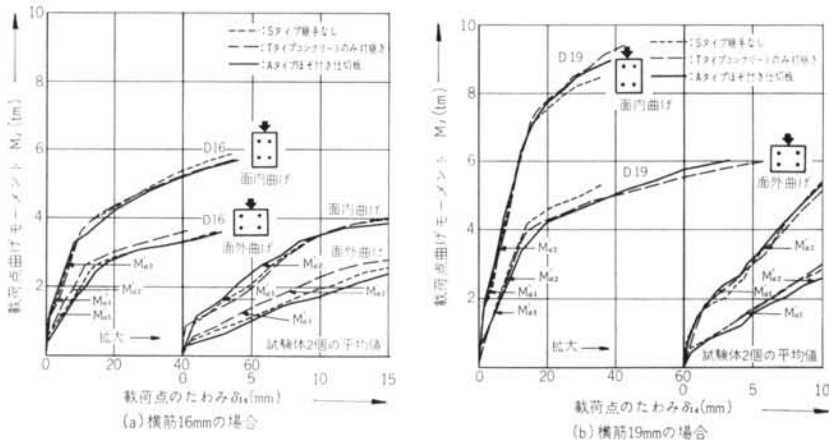


図-17 載荷点のたわみ測定結果

記号	継手の種別		M_{a1} 作用時			M_{a2} 作用時			
			M'_{a1} ($\times 10^6 \text{kg}\cdot\text{cm}^2$)	$a_1 \delta_{14}$ ($\times 10^{-1} \text{cm}$)	EI'_{a1} ($\times 10^6 \text{kg}\cdot\text{cm}$)	M'_{a2} ($\times 10^6 \text{kg}\cdot\text{cm}^2$)	$a_2 \delta_{14}$ ($\times 10^{-1} \text{cm}$)	EI'_{a2} ($\times 10^6 \text{kg}\cdot\text{cm}$)	
面外 曲げ 実験	MOS16	S タイプ	継手なし	1.17	5.50	2.5	1.95	10.00	2.3
	MOT16	T タイプ	コンクリートのみ打継ぎ	1.17	4.00	3.5	1.95	8.25	2.8
	MO16	A タイプ	ほぞ付き板	1.17	5.75	2.4	1.95	11.50	2.0
	MOS19	S タイプ	継手なし	1.58	4.25	4.5	2.56	8.50	3.6
	MOT19	T タイプ	コンクリートのみ打継ぎ	1.58	4.63	4.1	2.56	8.50	3.6
	MO19	A タイプ	ほぞ付き板	1.58	5.13	3.7	2.56	9.75	3.2
面内 曲げ 実験	MIS16	S タイプ	継手なし	1.60	3.13	6.1	2.63	6.50	4.7
	MIT16	T タイプ	コンクリートのみ打継ぎ	1.60	3.88	4.9	2.63	6.88	4.6
	MI16	A タイプ	ほぞ付き板	1.60	2.88	6.7	2.63	5.88	5.4
	MIS19	S タイプ	継手なし	2.16	3.38	7.7	3.44	6.00	6.9
	MIT19	T タイプ	コンクリートのみ打継ぎ	2.16	2.75	9.4	3.44	6.00	6.9
	MI19	A タイプ	ほぞ付き板	2.16	2.25	11.5	3.44	5.50	7.5

(注) $M'_{a1} = M_{a1} - (M_d + M_d') = M_{a1} - 0.39 \text{ (t}\cdot\text{m)}$

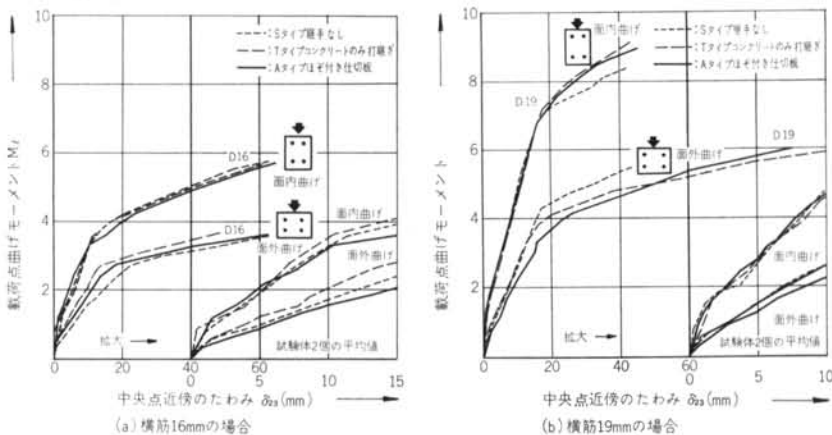
$M'_{a2} = M_{a2} - (M_d + M_d') = M_{a2} - 0.39 \text{ (t}\cdot\text{m)}$

$a_1 \delta_{14}, a_2 \delta_{14}$: 各許容曲げモーメント作用時の載荷点たわみ測定値

$$EI'_{a1} = \frac{M'_{a1}}{\delta_{14}} \times 1.2 \times 10^4, \quad EI'_{a2} = \frac{M'_{a2}}{\delta_{14}} \times 1.2 \times 10^4$$

(曲げスパン360cm, せん断スパン120cmの場合)

表一六 各試験体の曲げ剛性実験値



図一八 中央点近傍のたわみ測定結果

また上記許容曲げモーメント時の曲げ剛性を載荷点のたわみ測定値から求めると表-16のとおりである。

表-15に示すように、破壊曲げモーメントに対する許容曲げモーメントの安全率 f は、ほぼ次の値となっている。

$$\text{長期 } f_1 = \frac{M_u}{M_{a1}} \div 3$$

$$\text{短期 } f_2 = \frac{M_u}{M_{a1}} \div 2$$

また表-16によれば、上記許容曲げモーメント作用時のほぞ付き仕切板を有するはりの曲げ剛性は、面内の外力に対しては継手部のない1体はりの値とほぼ同等とみなせる。面外の外力に対しては1体はりの値の約10%減程度であり、極端な曲げ剛性の低下ではない。

以上のことから、SSS構造体に作用する面外ならびに面内の曲げ力に対して、式(4)を満足するようにせん断面積を設計しておけば、Aタイプ垂直継手のひびわれ性状、変形性状および曲げ耐力は、継手部以外の1体部分のそれらとほぼ同等であることが指摘できるものと考えらる。

5.4 垂直継手の許容曲げモーメント

以上の実験結果からループ筋併用ほぞ付き仕切板を有する垂直継手について次のことがいえる。

面外および面内の曲げ力に対する許容曲げモーメントは、せん断面積を式(5)によって設計すれば、継手部以外の1体部分と同等とみなして鉄筋コンクリート理論によって算定した値とし得る。

§ 6. 実験シリーズ No. 4 (垂直継手せん断試験)

6.1 概要

本実験は、ループ筋併用ほぞ付き仕切板を有する垂直継手のせん断強さを実験的に検討したもので、その設計方法を確立する資料を得るために行なったものである。

本垂直継手のせん断強さは、その構成要素から鉄筋量、平鋼の厚さ、ほぞの有無、コンクリート強度、コンクリート断面の欠損の程度および応力の組合せ状態などによって変化するものと考えられる。

実験は、これら要因を変化させて組合せた18種類の試験体ならびに打継ぎ部のない1体試験体を鋼製型枠を使用して作製し、対角線一方向加圧方式でせん断試験したものである。

6.2 実験計画

6.2.1 試験体

試験体は、図-19に示すように30×80cmの長方形断面に8本の横筋を配置したもので、その種別は長さ180cmの中央にループ筋併用ほぞ付き仕切板を設けてコンクリートを打継いだ試験体(Aタイプ)、通し鉄筋の中央に設置した3.2mm鉄板をはさんでコンクリートを打継いだ試験体(Tタイプ)および打継ぎ部のない1体試験体(W

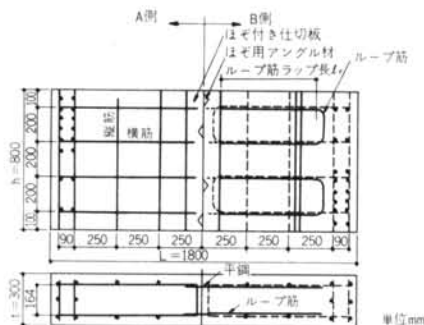


図-19 試験体寸法および配筋標準図(Aタイプの例)

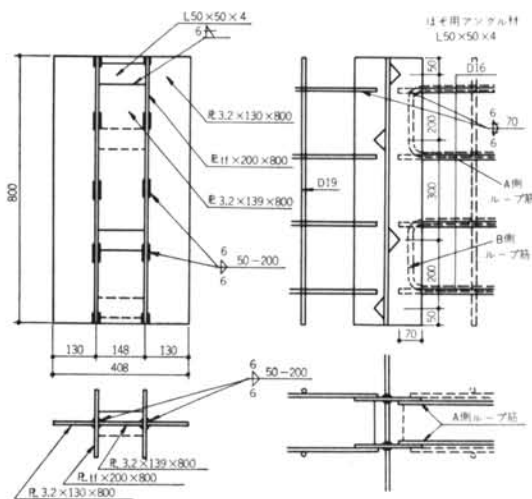


図-20 ほぞ付き仕切板の詳細

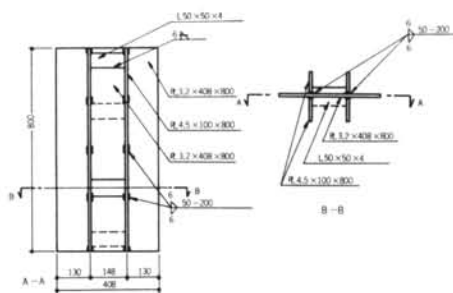


図-21 SAP試験体の仕切板

タイプ)の3タイプを設定した。試験体の種類は表に示す19種でその数は各2試験体ずつ合計38試験体とした。

ほぞ付き仕切板の寸法は、図-20に示すものを標準とし、横筋径、ラップ長さ、平鋼寸法およびほぞ用アングル材の有無など表-17に示すように組合せて設定した。

平鋼とウエッププレートは、図-20に示すよう溶接したが、試験体SAPの平鋼は図-21に示すようにウエッ

プレートに部分溶接した。また横筋(ループ筋)と平鋼の溶接は、横筋の引張強さを十分伝えるよう表-17に示すすみ肉サイズ、溶接長さで並列溶接した。

横筋のかぶり厚さはすべて6cmとした。泥水中でコンクリートを打設する条件に近似させるために、鋼材にはグリースを塗った後、これを布で1回ふきとった。

試験体SB, SCは、継手部コンクリートの断面欠損

記号	継手の種別	試験日 コンクリート強度 (kg/cm ²) 屋外養生	横筋の種別 横筋比 P_h	ループ筋 ラップ長さ t_r (cm)	平鋼厚さ t_f (mm) 平鋼比 P_f	ほぞの有無	コンクリート断面欠損	せん断スパン比 a/h
SW 1/2	継手なし	277 257	D 16 0.0036	—	—	—	A	1.2
ST13 1/2	コンクリートのみ 打継ぎ	277	D 13 0.0042	—	通し鉄筋	なし	A	1.2
ST16 1/2		277	D 16 0.0066	—	通し鉄筋	なし	A	1.2
ST19 1/2		277	D 19 0.0095	—	通し鉄筋	なし	A	1.2
STC16 1/2		277	D 16 0.0066	—	通し鉄筋	あり	A	1.2
S180 1/2		ほぞ付き 仕切板を 有する	221	D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A
SA 1/2	257		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	1.2
S240 1/2	315		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	1.2
S13 1/2	257		D 13 0.0042	34	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	1.2
S19 1/2	257		D 19 0.0095	50	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	1.2
SP32 1/2	315		D 19 0.0095	50	$t_f=3.2$ $P_f=0.021$	あり	A	1.2
SP45 1/2	315		D 19 0.0095	50	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	1.2
SP60 1/2	315		D 19 0.0095	50	$t_f=6.0$ $P_f=0.040$	あり	A	1.2
SAP 1/2	315		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	1.2
SN 1/2	257		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	なし	A	1.2
SB 1/2	206		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	B	1.2
SC 1/2	206		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	C	1.2
SS06 1/2	206		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	0.62
SS18 1/2	206		D 16 0.0066	56	$t_f=4.5$ $P_f=0.030$	あり	A	1.8

(注) 太線枠内は条件の変化を示す。コンクリート断面欠損のA, B, Cは図-22参照

表-17 試験体の種類

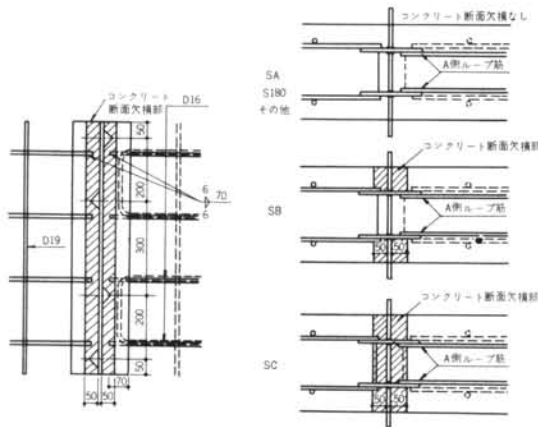


図-22 コンクリートの断面欠損

記号	単位体積重量				W/C	細骨材率 (%)	スランプ (cm)	
	C (kg/m ³)	W (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)				
I	375.0	190.0	742.0	1003.0	112.5	50.5	42.7	20.0
II	352.0	190.0	761.0	1003.0	105.6	53.5	43.3	20.0

表-18 コンクリートの調合

打設日	材令 (日)	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	引張強度 F_t (kg/cm ²)	F_t/F_c	ポアソン比 ν	初期接線係数 E_t (kg/cm ²)
8月3日	8~11	277	27.2	0.098	—	2.86×10^5
8月7日	9~11	257	20.0	0.080	—	2.80×10^5
8月11日	8~10	221 206	21.5 19.4	0.097 0.094	0.177 0.160	2.41×10^5 2.28×10^5
8月18日	15	315	22.1	0.070	0.178	3.00×10^5

(注) $\phi 15 \times 30\text{cm}$ および $\phi 15 \times 15\text{cm}$ 供試体 (屋外湿潤養生) による平均値

表-19 コンクリート試験結果

種別	降伏強度 σ_y (kg/cm ²)	引張強度 σ_u (kg/cm ²)	伸び率 (%)	備考
D-13 ϕ	4000	5830	25.3	S D35
D-16 ϕ	3500	5000	29.3	S D30
D-19 ϕ	3470	5200	26.5	S D30
円-3.2	2870	3770	38.7	S S34
円-4.5	2470	4070	43.3	S S34
円-6.0	3100	4270	30.0	S S41

(注) 3個の平均値

表-20 鋼材試験結果

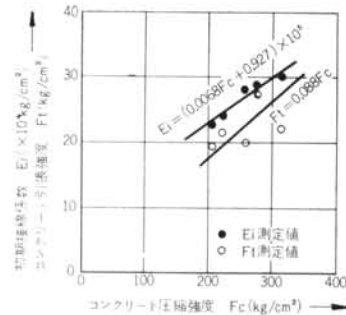


図-23 $E_t \sim F_c$ および $F_t \sim F_c$ の関係

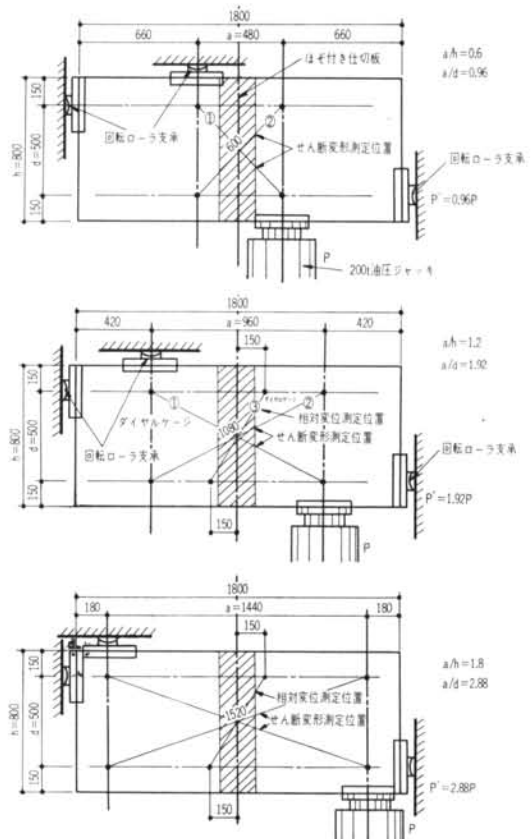


図-24 荷重方法および測定方法

による影響を調べるため、図-22に示すように発泡スチロールを埋め殺したものである。

使用コンクリートの調合および強度は、表-18および表-19のとおりで各試験体の試験材における平均値を表-17に示した。コンクリート材料は早強セメントおよび川砂、川砂利 (25mm以下) を使用している。これらの試験結果からコンクリート圧縮強度 F_c と引張強度 F_t および F_c と初期接線係数 E_t との間には図-23に示す実験

式が得られる。

また鋼材の試験結果を表-20に示す。

試験体は鋼製型枠を使用し、ドライ状態でコンクリートを打設して作った。A、B両側を同時に打設し、3日後に脱型して試験日まで屋外湿潤養生した。試験材令は8日～11日および14日～15日とした。

6.2.2 実験方法

実験は、試験体を回転ローラ支承上に水平に設置し、図-24に示すように3点を回転ローラ支承で支持し、他の1点から200ton電動油圧ジャッキで面内せん断力を加えた。せん断スパン比は試験体SS06で $a/h=0.6$ 、試験体SS18で $a/h=1.8$ 、その他の試験体ではすべて $a/h=1.2$ とした。荷重は25tonおよび50ton(D13mmの場合は40ton、D19mmの場合は70ton)で繰返して載荷し、荷重速度は毎分2ton程度とし、載荷階を5tonとして破壊まで増加させた。

測定は、各載荷階におけるひびわれ発生状況、1/1000mmダイヤルゲージによって対角線の変形量、打継ぎ部の相対変位量および破壊荷重を求めた。対角線の変形量ならびに相対変位量の測定位置は図-24に示した通りで、その測定状況を写真-5に示す。

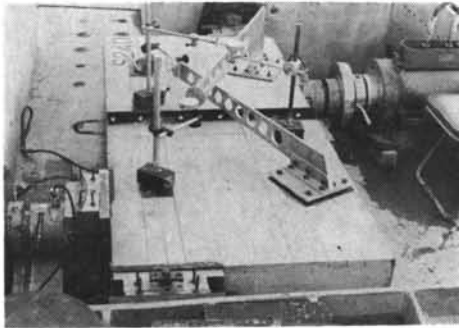


写真-5 実験状況

6.3 実験結果および検討

6.3.1 実験結果

試験体のひびわれ発生状況の例を図-25に示す。

試験体のひびわれ発生状況を大別すると、次の3種類となる。

A. 打継ぎ面上下端部近傍に斜めひびわれが発生し、以後このひびわれが載荷部と支持部に進展して破壊に至る。すなわち斜めひびわれが打継ぎ面で不連続となる。(試験体ST, STC)

B. Aとほぼ同じ進展をするが破壊荷重近傍で、試験体中央部に新たな斜めひびわれが発生し破壊に至る。

C. 打継ぎ面上下端部近傍に斜めひびわれが発生し、

以後このひびわれが載荷部と支持部に進展するとともに打継ぎ面を貫通する。さらに荷重を増すとこれとほぼ平行に斜めひびわれが多数発生して破壊に至る。すなわち斜めひびわれが打継ぎ面で不連続とはならず、載荷部と支持部を結ぶごとく多数発生する。(試験体SA)

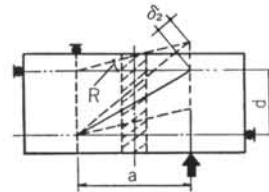
ほぞ付き仕切板を有する試験体のひびわれ発生状況はほとんど上記Cに属し、打継ぎ部のない1体試験体(SW)のひびわれ発生状況と類似している。破壊時の状況を写真-6に示す。

試験体のせん断変形測定結果を図-26～図-31に示す。ここでいうせん断変形 R は、加力点間の水平方向変形量および鉛直方向変形量が無視できるほど小であると仮定して、対角線の伸び変形量(図-24のダイヤルゲージ②の測定値)から次式によつて概算したものである。

$$R = \frac{\sqrt{a^2 + d^2}}{ad} \delta_2 \quad \dots(6)$$

ここに R : 試験体のせん断変形 (ラジアン)

δ_2 : 対角線の伸び変形量 (mm)



これらの図から、垂直継手を有する壁体のせん断変形について次の諸点を指摘できる。

A. 各タイプのせん断変形の比較

i) Wタイプ、TタイプおよびAタイプのせん断変形は同一せん断力に対して $W_R < A_R < T_R$ の関係となっている。しかしほぞ付き仕切板を有する試験体(Aタイプ)のせん断変形は、ひびわれ直前までは、打継ぎ部のない1体試験体(Wタイプ)のせん断変形に近い値を示しており、せん断剛性は1体試験体のそれとほぼ同等とみなせる。

ii) Tタイプのせん断変形は、他のタイプに比して載荷初期から大きくなっており、せん断剛性が小さい。

B. せん断変形におよぼすほぞおよび平鋼の影響

i) Tタイプの打継ぎ面にコンクリートほぞをつけることによって、せん断変形は減少し、初期せん断剛性が大となる。

ii) 打継ぎ面に平鋼を設置することによって、載荷初期におけるせん断変形を打継ぎ部のない1体試験体のせん断変形に近い値に保持できる。

iii) ほぞおよび平鋼を兼ね備えたほぞ付き仕切板は、せん断変形減少効果を発揮し、1体試験体とほぼ同等な

初期せん断剛性を確保するとともに、荷役後期におけるせん断変形の増加割合を減少させる。

C. せん断変形におよぼすコンクリート強度の影響 (Aタイプ)

せん断変形はコンクリート強度が小さくなると増加する、この増加割合はひびわれ発生後に顕著になる。

D. せん断変形におよぼすコンクリート断面欠損の影響

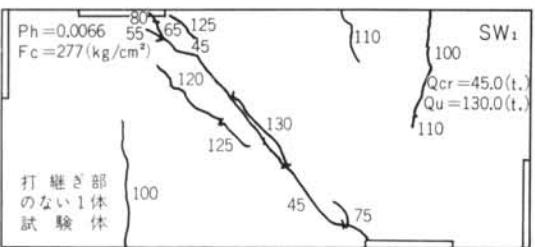
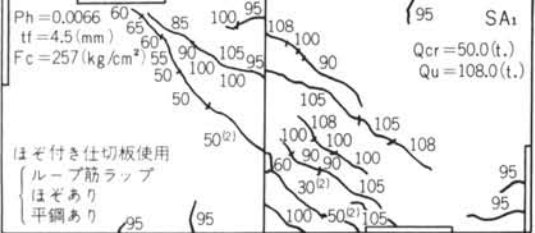
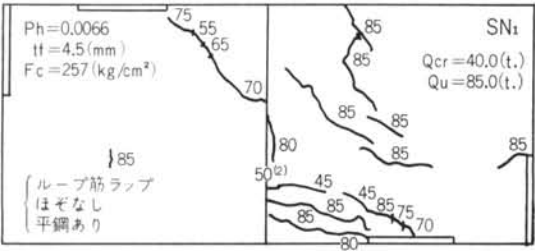
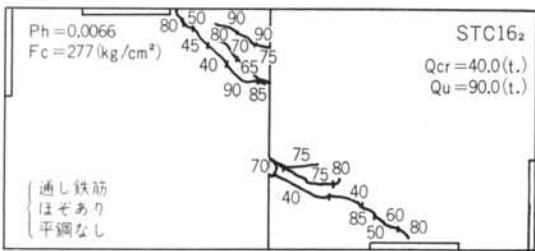
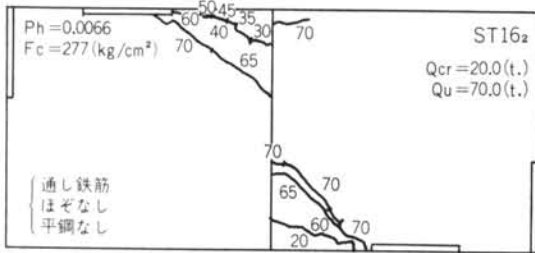


図-25 ひびわれ発生状況の例

響 (Aタイプ)

ひびわれ発生までのせん断変形は、ほぞ付き仕切板近傍のコンクリートに50mm程度の断面欠損があってもほとんど変わらない、ひびわれ発生後のせん断変形は、平鋼の外側に同程度の断面欠損があっても断面欠損のないものとはほぼ同等である。しかし断面欠損が打継ぎ面全面にわたって50mm程度ある場合には大きくなり、ほぼTタイプ

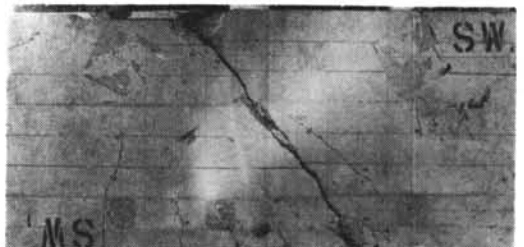
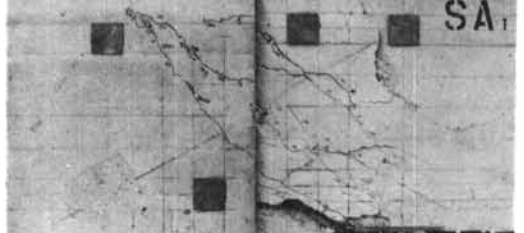
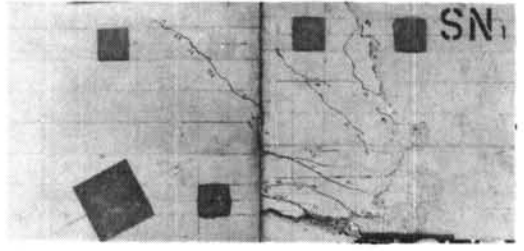
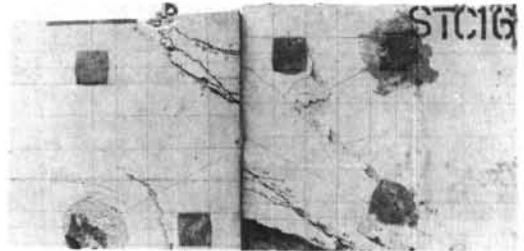
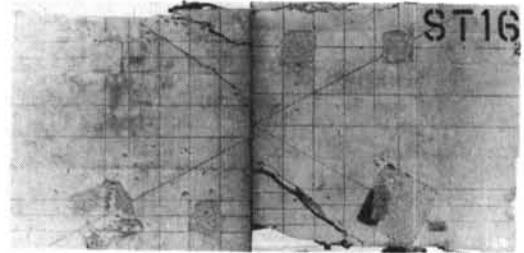


写真-6 破壊時の状況

と同じ挙動を示す。

E. せん断変形におよぼす鉄筋量および平鋼厚さの影響 (Aタイプ)

i) 載荷初期におけるせん断変形は、鉄筋量が変化しても一定である。載荷後期においては、鉄筋量の少ないものからせん断変形が大きくなり始める。

ii) 平鋼厚さが増すとせん断変形が減少するといった関係は認められず、平鋼厚さが変化してもせん断変形はほぼ同じ挙動を示した。これは本実験で設定した平鋼厚さが面内せん断力伝達に対して十分安全側にあることを示している。

F. せん断変形におよぼす a/d の影響 (Aタイプ)

せん断変形は、 a/d が1.92の場合と2.88の場合とでは

ほぼ同じ挙動を示しているが、 $a/d=0.96$ の場合にはこれらに比して大きくなっている。

以上の事柄は、試験体中央断面のずれ変形をあらゆる相対変形量測定結果(図-24のダイヤルゲージ③の測定値)からもほぼ同様に指摘された。

各試験体のひびわれ発生荷重時および破壊荷重時のせん断力ならびにせん断変形測定値を表-21に示す。表に示すひびわれ発生荷重は、せん断変形曲線(図-26)が屈曲し始めた直後の荷重値、ならびにひびわれを目で確認した荷重値とから判定した値とした。

ひびわれせん断力 Q_{cr} 、破壊せん断力 Q_u と各要因との関係を図-32~図-37に示す。これらの図から垂直継手を有する壁体のせん断強度について次の諸点を指摘で

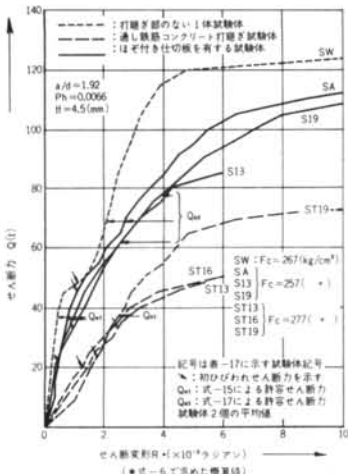


図-26 継手の種別とせん断変形の比較

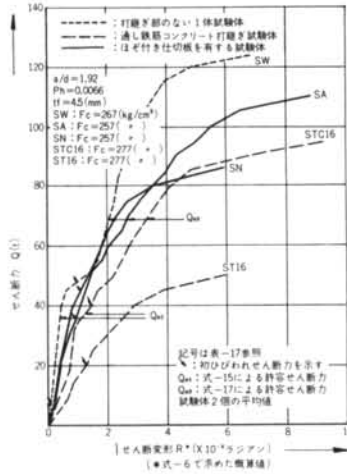


図-27 せん断変形におよぼす平鋼およびその影響

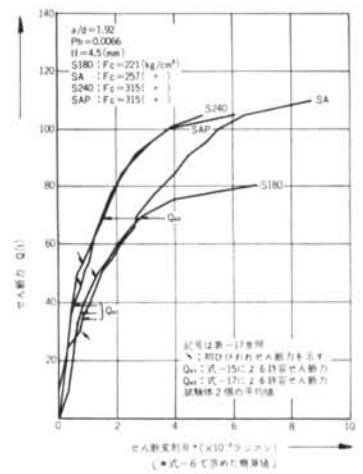


図-28 せん断変形におよぼすコンクリート強度の影響

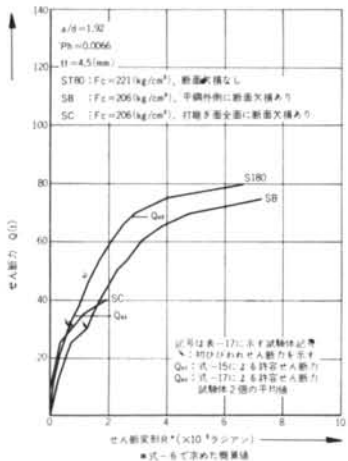


図-29 せん断変形におよぼすコンクリート断面欠損の影響

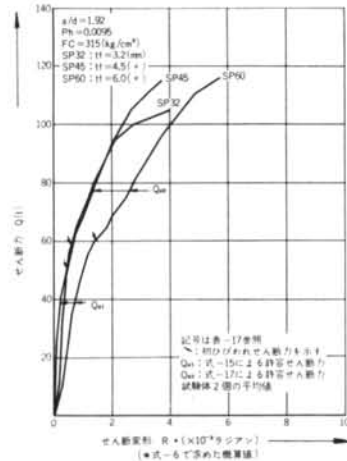


図-30 せん断変形におよぼす平鋼厚さの影響

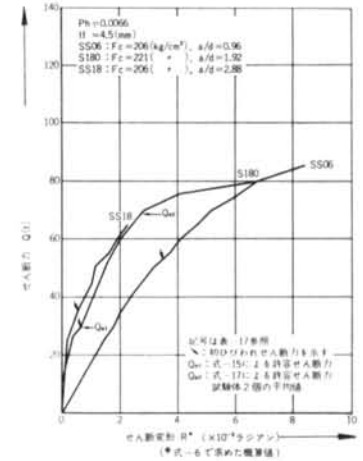


図-31 せん断変形におよぼす鉄筋比の影響

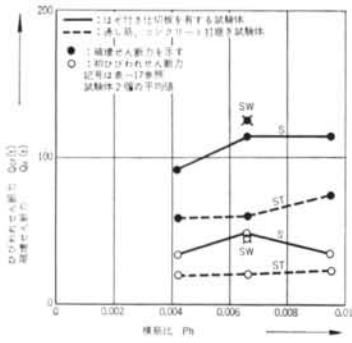


図-32 $Q_{cr} \sim P_h$, $Q_u \sim P_h$ の関係

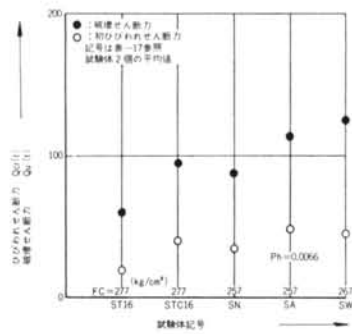


図-33 各種継手間の Q_{cr} , Q_u の関係

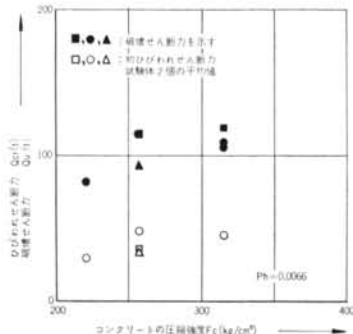


図-34 $Q_{cr} \sim F_c$, $Q_u \sim F_c$ の関係

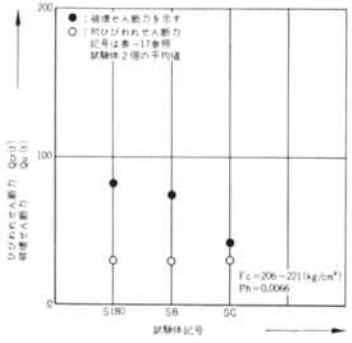


図-35 コンクリート断面欠損と Q_{cr} , Q_u の関係

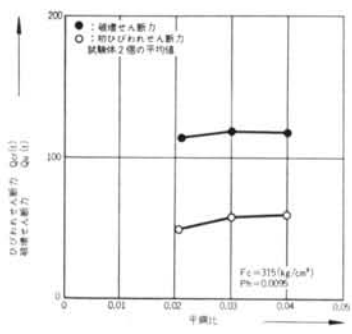


図-36 $Q_{cr} \sim P_{sp}$, $Q_u \sim Q_{sp}$ の関係

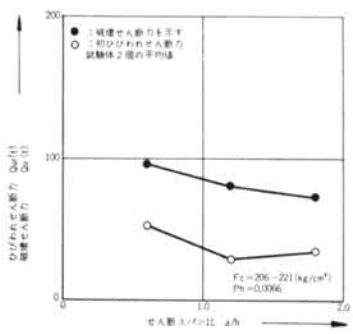


図-37 $Q_{cr} \sim a/h$, $Q_u \sim a/h$ の関係

きる。

A. 各タイプのせん断強度の比較
Wタイプ, TタイプおよびAタイプの Q_{cr} , Q_u は、それぞれWタイプ≦Aタイプ<Tタイプの大小関係となっている。すなわちほぞ付き仕切板を有する試験体の Q_{cr} , Q_u は打継ぎ部のない1体試験体のそれらとほぼ同等とみなせる。しかし通し鉄筋としコンクリートを打継いだ試験体の Q_{cr} , Q_u は、1体試験体のそれらの約50%の値となっている。

B. せん断強度におよぼすほぞおよび平鋼の影響
打継ぎ面にコンクリートほぞまたは平鋼を設置することによって、それぞれ Q_{cr} , Q_u を高める効果がある。

ほぞ付き仕切板を有する試験体の Q_{cr} , Q_u が、打継ぎ部のない1体試験体の値とほぼ同等であるのは、コンクリートほぞおよび平鋼の共同作用による効果とみなせる。

C. せん断強度におよぼすコンクリート強度の影響 (Aタイプ)

コンクリート強度を増すと Q_{cr} , Q_u とも増大する傾向にある。

D. せん断強度におよぼすコンクリート断面欠損の影響 (Aタイプ)

Q_{cr} は、ほぞ付き仕切板近傍のコンクリートに50mm程

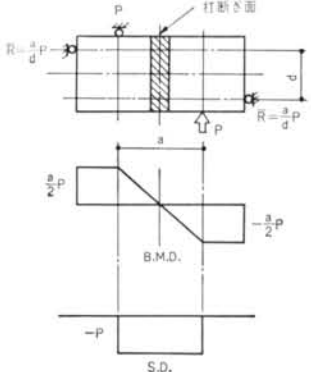


図-38 断面図心における作用力
度の断面欠損があってもほとんど変らない。また Q_u は、平鋼の外側に同程度の断面欠損があっても断面欠損のないものとほぼ同等である。しかし断面欠損が打継ぎ面全面にわたって50mm程度ある場合には、Tタイプの Q_u に近い値まで低下する。

E. せん断強度におよぼす鉄筋量の影響 (Aタイプ)

Q_{cr} は鉄筋量が変化してもほぼ一定値を示しており、 Q_u は鉄筋量を増すと増加する傾向にある。

F. せん断強度におよぼす平鋼厚さの影響 (Aタイプ)

Q_{cr} , Q_u は、平鋼比が変化してもほぼ一定値を示して

試験体 記号	継手の 種別	横筋比 P_h	コンクリ ート強度 F_c (kg/cm^2)	Q_{cr} (t)	Q_u (t)	R_{cr} $\times 10^{-3}$	$R_{0.9u}$ $\times 10^{-3}$	Q_{creat} (t)	Q_{ucat} (t)	$Q_{cr}/$ Q_{creat}	$Q_u/$ Q_{ucat}
SW	1/2 継手なし	0.0066	277 257	45 45} 45	130 119} 125	0.45 0.80} 0.63	3.05 4.20} 3.63	44.3 42.1	79.9	1.02 1.07} 1.05	1.63 1.49} 1.56
ST13	1/2	0.0042	277	20 20} 20	49 58} 54	1.55 1.35} 1.45	5.05 5.00} 5.03	44.3	76.9	0.45 0.45} 0.45	0.64 0.79} 0.70
ST16	1/2	0.0066	277	20 20} 20	50 70} 60	1.40 1.15} 1.28	5.10 4.90} 5.00	44.3	79.9	0.45 0.45} 0.45	0.63 0.88} 0.76
ST19	1/2	0.0095	277	25 20} 23	75 73} 74	1.50 1.75} 1.63	5.25 5.50} 5.38	44.3	89.4	0.56 0.45} 0.51	0.84 0.82} 0.83
STC16	1/2	0.0066	277	40 40} 40	100 90} 95	1.50 1.45} 1.48	5.75 4.00} 4.88	44.3	79.9	0.90 0.90} 0.90	1.25 1.13} 1.19
S180	1/2	0.0066	221	30 30} 30	80 83} 82	1.05 0.03} 0.54	5.10 1.76} 3.43	38.3	79.9	0.78 0.78} 0.78	1.00 1.04} 1.02
SA	1/2	0.0066	257	50 45} 48	108 119} 114	0.85 1.50} 1.18	3.50 8.35} 5.93	42.1	79.9	1.19 1.07} 1.13	1.35 1.48} 1.42
S240	1/2	0.0066	315	45 45} 45	105 105} 105	0.65 0.80} 0.73	2.50 3.75} 3.13	48.4	79.9	0.93 0.93} 0.93	1.31 1.31} 1.31
S13	1/2	0.0042	257	35 30} 33	98 86} 92	0.60 1.35} 0.98	3.60 5.20} 4.40	42.1	76.9	0.83 0.71} 0.77	1.27 1.12} 1.20
S19	1/2	0.0095	257	40 30} 35	118 110} 44	0.55 1.00} 0.78	3.76 10.50} 7.13	42.1	89.4	0.95 0.71} 0.83	1.32 1.23} 1.28
SP32	1/2	0.0095	315	45 55} 50	105 123} 114	0.50 0.22} 0.36	2.75 2.76} 2.76	48.4	89.4	0.93 1.14} 1.04	1.17 1.38} 1.28
SP45	1/2	0.0095	315	50 65} 58	118 119} 119	0.83 0.10} 0.47	4.15 1.65} 2.90	48.4	89.4	1.03 1.34} 1.19	1.32 1.33} 1.33
SP60	1/2	0.0095	315	55 65} 60	120 116} 118	1.33 1.75} 1.54	4.77 4.30} 4.54	48.4	89.4	1.14 1.34} 1.24	1.34 1.30} 1.32
SAP	1/2	0.0066	315	50 55} 53	113 105} 109	0.75 0.90} 0.83	3.25 3.75} 3.50	48.4	79.9	1.03 1.14} 1.09	1.41 1.31} 1.36
SN	1/2	0.0066	257	40 30} 35	85 90} 88	0.85 1.05} 0.95	2.76 4.16} 3.46	42.1	79.9	0.95 0.71} 0.83	1.06 1.13} 1.10
SB	1/2	0.0066	206	30 30} 30	72 75} 74	0.94 1.50} 1.22	3.50 4.76} 4.13	36.6	79.9	0.82 0.82} 0.82	0.90 0.94} 0.92
SC	1/2	0.0066	206	30 30} 30	44 40} 42	0.50 0.75} 0.63	2.30 1.20} 1.75	36.6	79.9	0.82 0.82} 0.82	0.55 0.50} 0.53
SS06	1/2	0.0066	206	50 55} 53	89 95} 97	2.65 4.20} 3.43	8.30 8.50} 8.40	31.3	110.2	1.60 1.76} 1.18	0.89 0.86} 0.88
SS18	1/2	0.0066	206	35 35} 35	70 75} 73	0.01 0.75} 0.38	1.50 2.80} 2.15	37.2	98.5	0.94 0.94} 0.94	0.71 0.77} 0.74

(注) Q_{cr} : ひびわれせん断力実験値

Q_u : 破壊せん断力実験値

R_{cr} : Q_{cr} 時のせん断変形 (ラジアン)

$R_{0.9u}$: $0.9Q_u$ 時のせん断変形 (ラジアン)

Q_{creat} : ひびわれせん断力理論計算値 (式00参照)

Q_{ucat} : 破壊せん断力理論計算値 (式02参照)

表-21 実験結果一覧表

いる。

G. せん断強度におよぼす a/d の影響 (Aタイプ)

Q_{er} , Q_u は a/d が小の場合ほど増加する。

6.3.2 実験結果の検討

本実験の加力形式の場合、曲げモーメント図ならびにせん断力図は図-38のとおりである。また打継ぎ面には反力 R と釣合う圧縮力が作用する。すなわち打継ぎ面にはせん断力 $Q = P$ 、圧縮力 P, P' が作用する。耐震壁の中央部においては純粋せん断に近いと考えられる一般の場合とは異なるが、曲げモーメントの影響を極力避け、ほぼ実物大のせん断実験をするため便宜上この加力形式を選んだ。

実験壁体の中央断面の応力分布は、図-39に示す要素を使って有限要素法で求めると図-40の実線となる。

実験壁体中央鉛直断面の応力度 σ_x , σ_y および τ_{xy} は載荷条件によって変化する係数 K_1 , K_2 および K_3 を含めた次式によって算定できる。各載荷条件における係数を有限要素法による壁体中央応力度算定値から求めると表-22となり、これらの係数を用いて式(7)で打継ぎ面の応力度分布を求めると図-40の点線となる。

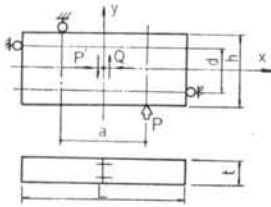


図-39 Element の節点番号および座標

a/d	K_1	K_2	K_3
0.96	0.9	1.7	0.9
1.92	1.0	0.2	1.0
2.88	1.0	0.1	1.0

表-22 載荷条件と係数 K_1 , K_2 , K_3

実験壁体中央鉛直断面の最大主引張ひずみは、次式によって求まる。

$$\epsilon_1 \max = \frac{P}{2E_1 t h} \left\{ (1-\nu) C_1 - (1+\nu) \sqrt{C_2^2 + 9K_3^2} \right\} \quad \dots (9)$$

$$\text{ここに } C_1 = K_1 \alpha + K_2 \frac{h}{L}$$

$$C_2 = K_1 \alpha - K_2 \frac{h}{L}$$

最大主引張ひずみが、コンクリートの伸び限界ひずみ $\epsilon_c = 80 \times 10^{-6}$ に達した時に斜めひびわれが発生するものと仮定すれば、実験壁体の斜めひびわれ発生荷重は次式によって求まる。

$$Q_{creat} = 80 \times 10^{-6} \eta t h E_1 \quad \dots (10)$$

$$\text{ここに } \eta = \frac{2}{(1-\nu) C_1 - (1+\nu) \sqrt{C_2^2 + 9K_3^2}}$$

実験壁体中央鉛直断面の最大主引張応力度は、式(7)の応力度から次式によって求まる。

$$\sigma_1 \max = \frac{P}{2 t h} \left\{ C_1 - \sqrt{C_2^2 + 9K_3^2} \right\} \quad \dots (11)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{3K_3}{C_2}$$

$$\text{ここに } C_1 = K_1 \alpha + K_2 \frac{h}{L}$$

$$C_2 = K_1 \alpha - K_2 \frac{h}{L}$$

斜めひびわれ発生後、 $\sigma_1 \max$ のすべてを鉄筋が負担し、鉄筋が降伏して壁体が破壊するものと仮定すれば、力の釣合い条件から実験壁の破壊せん断力は次式で求まる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= K_1 \frac{P'}{t h} = K_1 \frac{\alpha P}{t h} \\ \sigma_y &= K_2 \frac{P}{t L} \\ \tau_{xy} &= K_3 \frac{6P}{t h^3} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

ここに t : 試験体の厚さ

α : a/d

K_1, K_2, K_3 : 載荷条件による係数 (表-22)

実験壁体中央鉛直断面のひずみ ϵ_x , ϵ_y および γ_{xy} は式(7)の応力度から次式によって求まる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{P}{E_1 t h} \left(K_1 \alpha - K_2 \nu \frac{h}{L} \right) \\ \epsilon_y &= \frac{P}{E_1 t h} \left(K_2 \frac{h}{L} - K_1 \nu \alpha \right) \\ \gamma_{xy} &= \frac{12Q}{E_1 t h^2} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) (1+\nu) K_3 \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

ここに E_1 : コンクリートの初期接線係数

ν : コンクリートのポアソン比

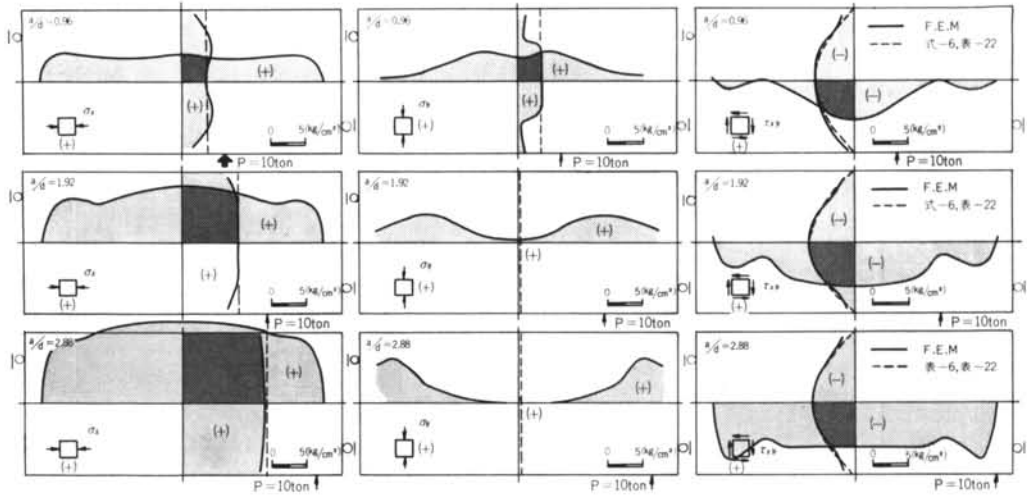
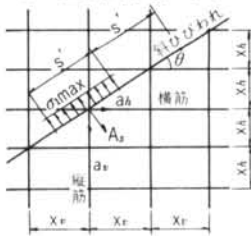


図-40 試験体中央部の水平および鉛直断面の応力度分布計算結果 (P=10tonの場合)



$$\sigma_{1,max} tS' = A_s \cdot sF_y$$

$$\frac{\theta}{2th} [C_1 - \sqrt{C_2^2 + 9K_3^2}] tS' = A_s \cdot sF_y$$

$$\therefore Q_{cut} = \frac{\xi A_s h}{S'} sF_y \quad \dots (12)$$

ここに $S' = \sqrt{x_v^2 + x_h^2}$

$$A_s = (x_v p_v \cos \theta + x_h p_h \sin \theta) t$$

$$C_1 = K_1 \alpha + K_2 \frac{h}{L}$$

$$C_2 = K_1 \alpha - K_2 \frac{h}{L}$$

$$\xi = \frac{2}{C_1 - \sqrt{C_2^2 + 9K_3^2}}$$

$$\theta = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{3K_3}{C_2}$$

$$\alpha = \frac{a}{d}$$

$$p_v = \frac{2 a_v}{t x_v}$$

$$p_h = \frac{2 a_h}{t x_h}$$

sF_y : 鉄筋の降伏点強度

各試験体について a/d , E_t および p_h などの条件をあ

てはめて、打継ぎ部を有しない1体試験体としての Q_{rcut} および Q_{cut} を式(10)および式(12)で計算すると表-21の通りである。 Q_{rcut} の算定にあたってコンクリート初期接線係数の値は、供試体で求めた $E_t = (0.0068 F_c + 0.927) \times 10^5$ の値を採った。

斜めひびわれ発生荷重に最も影響をおよぼすコンクリート強度と Q_{rc} , Q_{rcut} との関係を図示すると図-41のとおりである。これによればほぞ付き仕切板を有する試験体の斜めひびわれ発生荷重は、打継ぎ部を有しない1体壁体と同様に1体壁体としての理論値とほぼ一致することがわかる。このことからほぞ付き仕切板を有する壁のひびわれせん断力はコンクリートの強度を変数として1体壁体と同様に算定し得るものと考えられる。

破壊荷重に影響をおよぼす横筋比と Q_u , Q_{cut} との関係を図示すると図-42のとおりである。これによればほぞ付き仕切板を有する試験体の破壊荷重は打ち継ぎ部を有しない1体壁体と同様に1体壁体としての理論値以上の値となっていることがわかる。一方ほぞ付き仕切板

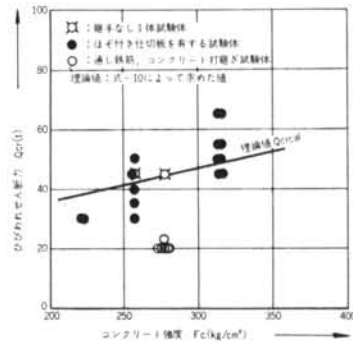


図-41 ひびわれせん断力とコンクリート強度との関係

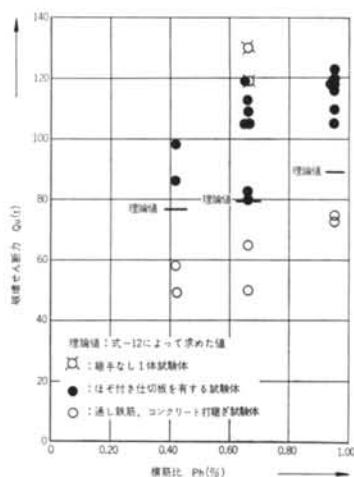


図-42 破壊せん断力と横筋比との関係

を有しない通し鉄筋試験体の破壊荷重は1体壁体としての理論値以下となっている。これは打継ぎ面に作用するせん断力がすべて横筋に加わり、横筋が降伏する以前にこれを支持するコンクリートが圧壊したかあるいは割裂したものと推察される。これにくらべて打継ぎ面にほぞ付き仕切板がある場合には、打継ぎ面に作用するせん断力をフランジプレートおよびコンクリートほぞで分担して伝達するため横筋に加わるせん断力が低減され、横筋が降伏するまでこれを支持するコンクリートが圧壊あるいは割裂しなかったものと推察される。これらのことからほぞ付き仕切板を有する壁体の破壊せん断力は鉄筋比を変数として1体壁体と同様に算定し得るものと考えられる。ただしこの場合、ほぞ付き仕切板のフランジプレートの厚さ、ほぞ用アンクル材の寸法（コンクリートほぞの寸法）およびループ筋のラップ長さなどを次式を満足するように決めておくものとする。

①フランジプレートの厚さは、設計用せん断力をすべてフランジプレートで伝達するという条件から次式の値以上とする。

$$t_f \geq \frac{Q_D}{2h_s f_s} \quad \dots (13)$$

ここに t_f : フランジプレートの厚さ (cm)

Q_D : 設計用せん断力 (kg)

h : Q_D の作用する垂直継手の長さ (cm)

f_s : フランジプレートの許容せん断応力度

②ほぞ用アンクル材の配置間隔ならびに寸法は、フランジプレートに夾まれたコンクリート部のせん断抵抗力を伝達するという条件から次式を満足するように決める

$$l_c \geq \frac{f_s}{f_c} h_c \quad \dots (14)$$

ここに l_c : ほぞ用アンクル材の高さ (cm)

h_c : ほぞ用アンクル材の配置間隔 (cm)

f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm²)

f_c : コンクリートの短期許容圧縮応力度 (kg/cm²)

③ループ筋のラップ長さは、横筋に作用する引張力をすべて伝達するのに必要なせん断面積を確保するという条件から式(5)の値以上とする。すなわち、

$$A_{cs} = 2(l_r + 2r)(x - D) \geq \frac{s f_t a_s}{f_s}$$

ループ筋併用ほぞ付き仕切板を用いた垂直継手を有する壁体を、耐震壁として設計する場合の許容せん断力は次の二つの考え方によって異なる。

①壁体部と同様に、垂直継手部にせん断ひびわれを生じさせない。

②壁厚さにくらべて断面の大きな柱、はりによって拘束し、壁体部と同様に垂直継手部にせん断ひびわれを許し、地震荷重時の入力エネルギーを吸収する役割をもたせる。

①の考え方に対する許容せん断力 Q_{a1} として次式の値を採るものとして実験値を検討すると次の通りである。

すなわち、許容せん断応力度に等しい時のせん断力とすれば、式(10)で $P=Q$, $\sigma_1 \max = f_s$ と置いて次式となる。

$$Q_{a1} = \xi t h f_s \quad \dots (15)$$

$$\text{ここに } \xi = \frac{2}{C_1 - \sqrt{C_2^2 + 9K_3^2}}$$

$$C_1 = K_1 \alpha + K_2 \frac{h}{L}$$

$$C_2 = K_1 \alpha - K_2 \frac{h}{L}$$

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

実験壁体の Q_{a1} を式(15)によって算定すると表-23のとおりで、 Q_{a1} 作用時のせん断変形 R_{a1} を図-26~図-31に示した $Q \sim R$ 曲線から求めると表-23の値となる。

ほぞ付き仕切板を有する壁体に関してはおよそ $Q_{a1} > Q_{er}$ の関係が成立しており、せん断変形も打継ぎ部を有しない1体壁体の値に近い値となっている。したがってほぞ付き仕切板を有する壁体の①に対する許容せん断力は式(15)の値としてよいものと考えられる。応力状態が純粋せん断状態に近いと考えられる場合には、式(15)で $K_1 = K_2 = 0$, $K_3 = 1$ と置いた次式で算定してよいものと考えられる。

$$Q_{a1} = \frac{2}{3} t h f_s \quad \dots (16)$$

試験体 記号	継手の種別	Q_u (t)	Q_{a1} (t)	Q_{a1}	Q_{cr}/Q_{a1}	Q_{a2}	Q_u/Q_{a2}	Q_{a1} 時 $R_{a1} \times 10^{-3}$ ラジアン	Q_{a2} 時 $R_{a2} \times 10^{-3}$ ラジアン	$0.9Q_u$ 時 $R_{0.9u} \times 10^{-3}$ ラジアン	$R_{0.9u}/R_{a2}$				
SW	継手なし	45} 45	130} 125	37.2 36.2	1.21} 1.23 1.24}	68.8	1.89} 1.81 1.73}	0.4	2.1	3.6	1.7				
ST13	コンクリ ートのみ 打継ぎ	20} 20	49} 54	37.2	0.54} 0.54 0.54}	61.7	0.79} 0.87 0.94}	2.9	—	5.0	—				
ST16		20} 20	50} 60	37.2	0.54} 0.54 0.54}	68.8	0.73} 0.88 1.02}	2.7	2.7	5.0	5.1				
ST19		25} 20	75} 73	37.2	0.67} 0.61 0.54}	77.3	0.97} 0.96 0.94}	2.5	—	5.4	—				
S180	ほぞ付き 仕切板を 有する	30} 30	80} 82	34.5	0.87} 0.87 0.87}	68.8	1.16} 1.19 1.21}	0.8	—	3.4	1.2				
SA		50} 48	108} 114	36.2	1.38} 1.31 1.24}	68.8	1.57} 1.65 1.73}	0.8	—	5.9	2.2				
S240		45} 45	105} 105	39.0	1.15} 1.15 1.15}	68.8	1.53} 1.53 1.53}	0.5	—	3.1	2.1				
S13		35} 33	98} 92	36.2	0.97} 0.90 0.83}	61.7	1.59} 1.49 1.39}	1.1	—	4.4	1.7				
S19		40} 35	118} 114	36.2	1.10} 0.97 0.83}	77.3	1.53} 1.48 1.42}	1.0	0.6	3.9	2.3	7.1	4.2	1.8	1.8
SP32		45} 55	105} 114	39.0	1.15} 1.28 1.41}	77.3	1.36} 1.48 1.59}	0.3	—	2.8	2.0				
SP45		50} 65	118} 119	39.0	1.28} 1.48 1.67}	77.3	1.53} 1.54 1.54}	0.2	—	2.9	2.2				
SP60		55} 65	120} 118	39.0	1.41} 1.54 1.67}	77.3	1.55} 1.53 1.50}	0.6	—	4.5	1.7				
SAP		50} 55	113} 109	39.0	1.28} 1.35 1.41}	68.8	1.64} 1.59 1.53}	0.5	—	3.5	3.5				

(注) Q_{cr} : ひびわれせん断力実験値 R_{a1} : Q_{a1} 時のせん断変形 (図-26~図-31より求めた値)
 Q_u : 破壊せん断力実験値 R_{a2} : Q_{a2} 時のせん断変形 (")
 Q_{a1} : 式(7)の許容せん断力 $R_{0.9u}$: $0.9Q_u$ 時のせん断変形 (")
 Q_{a2} : 式(8)の許容せん断力

表-23 各試験体の許容せん断力 Q_{a1} , Q_{a2}

また②の考え方に対する許容せん断力 Q_{a2} として次式の値を採るものとして、実験値を検討すると次のとおりである。

すなわち、式(2)で $sF_y = s f_s$ (鉄筋のせん断補強用短期許容引張応力度) と置いて次式となる。

$$Q_{a2} = \frac{\xi A_s h}{S'} s f_s \quad \dots (7)$$

$$\text{ここに } \xi = \frac{2}{C_1 - \sqrt{C_2^2 + 9K_3}}$$

$$C_1 = K_1 \alpha + K_2 \frac{h}{L}$$

$$C_2 = K_1 \alpha - K_2 \frac{h}{L}$$

$s f_s$: 鉄筋のせん断補強用短期許容引張応力度
 実験壁体の Q_{a2} を式(7)によって算定すると表-23のとおりで Q_{a2} 作用時のせん断変形 R_{a2} を図-26~図-31に示した $Q \sim R$ 曲線から求めると表-23の値となる。ほぞ

付き仕切板を有する壁体に関してはおよそ $Q_{a2} < 1.5Q_u$ の関係が成立しており、初期せん断剛性も打継ぎ部を有しない1体壁体の値に近い値となっている。しかも破壊時までの変形能力は1体壁体と同様に、 Q_{a2} 作用時の変形の1.5倍以上あるといえる。したがってほぞ付き仕切板を有する壁体の②に対する許容せん断力は式(7)の値としてよいものと考え、応力状態が純粋せん断状態の場合には、許容せん断力は式(8)の値としてよいものと考えられる。

$$Q_{a2} = \frac{2}{3} \frac{A_s h}{S'} s f_s \quad \dots (8)$$

せん断補強筋が縦横配筋で、直交する2方向に同じせん断補強筋比 p_s を有する場合には、式(8)は次式となる。

$$Q_{a2} = \frac{2}{3} p_s t h s f_s \quad \dots (9)$$

SSS構造体は地下外壁としても使用するのでせん断ひびわれを防止しなければならず、また土圧、水圧支持版としての設計断面は60~80cm以上となり壁厚が比較的大となるのでこれを拘束するほど大きな断面形状の柱、梁を設定することは不経済となる。したがって本垂直継手を有する壁体の耐震壁としての許容せん断力は、上記 Q_{a1} とするのが妥当と思われる。この場合せん断補強筋の最小鉄筋量として次式を満足するように配筋するものとする。

$$p_s \geq \frac{3}{2} \frac{Q_{a1}}{th_s f_s} \quad \dots \text{⑩}$$

6.4 垂直継手のせん断強さおよび許容せん断力

以上の検討からループ筋併用ほぞ付き仕切板を有する垂直継手のせん断強さに関して次のことがいえる。

①本垂直継手部のひびわれせん断力および破壊せん断力は、打継ぎ部を有しない1体壁体部のものとほぼ同等であり、せん断変形も1体壁体の値に近い値を示した。

②実験壁体の許容せん断力 Q_{a1} として、

$$Q_{a1} = \xi t h f_s$$

とすれば、せん断ひびわれが発生することはほとんどないと考えてよく、せん断変形は1体壁体とほぼ同等であると言える。

③実験壁体の許容せん断力 Q_{a2} として、

$$Q_{a2} = \frac{\xi A_s h}{S'} s f_s$$

とすれば強度および変形とも安全率1.5をほぼ確保するといえる。

④本垂直継手をSSS構造体に適用する場合に、耐震壁としての許容せん断力は、せん断補強筋を縦横配筋で直交する2方向に関し等しいせん断補強筋比 p_s を有するものとして、

$$p_s \geq \frac{3}{2} \frac{Q_{a1}}{th_s f_s}$$

を満足するように配筋することを条件に下記の値とするのが妥当と思われる。

$$Q_{a1} = \frac{2}{3} t h f_s$$

§ 7. 垂直継手の設計方法

以上の4段階にわたる実験の結果からSSS構造体相互の垂直継手の設計方法を提示すると次のようである。

7.1 材料の許容応力度

垂直継手の設計にあたって、材料の許容応力度は、表—24および表—25による。

長期		短期	
圧縮 f_c	せん断 f_s	圧縮 f_c	せん断 f_s
$\frac{1}{3} F_c$	$\frac{1}{3} F_c$ かつ $(5 + \frac{1}{100} F_c)$	長期に対する値の2倍	長期に対する値の1.5倍

(注) F_c はコンクリートの設計基準強度 (kg/cm²) を表わす。

$F = F_c + 70$ とする (F : 調合強度 kg/cm²)

表—24 コンクリートの許容応力度 (kg/cm²)

	長期		短期	
	引張および圧縮 $s f_t$	せん断補強 $s f_s$	引張および圧縮 $s f_t$	せん断補強 $s f_s$
SD24 SDR24	1600	1600	2400	2400
SD30	2000	2000	3000	3000
SD35	2200	2000	3500	3000
SS41	1600	$\frac{1600}{\sqrt{3}} = 925$	2400	$\frac{2400}{\sqrt{3}} = 1387$

表—25 鋼材の許容応力度 (kg/cm²)

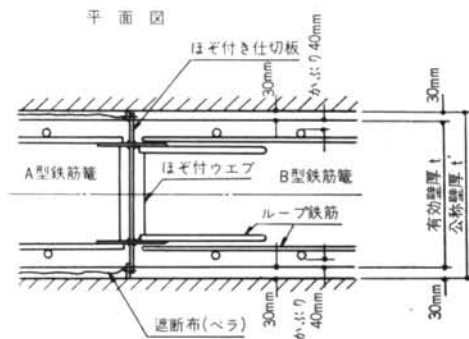
7.2 垂直継手の断面算定

7.2.1 構造体の有効断面および鉄筋のかぶり厚さ

SSS構造体の設計計算に用いる有効断面は、図—43に示すように公称壁厚 t' から10cm差し引いた壁厚 t とする。

鉄筋のかぶり厚さは、この有効壁厚 t に対して4cm以上確保するものとし、横筋の最小かぶり厚さは6cmとする。

7.2.2 鉄筋量の算定



図—43 SSS構造体の有効断面

複鉄筋で配筋するものとして、鉄筋量は次の2種類の所要鉄筋量算定値の和を採るものとする。縦筋に関してはこれらの他に土圧、水圧に対する所要鉄筋量を継手部以外の部分と同様に考慮するものとする。

A. 面内の引張力あるいは面内、面外の曲げ力に対する補強筋として算定した値

これらの外力に対する垂直継手部横筋の鉄筋量は、横筋の応力度が鉄筋の許容引張応力度以下となるように一般のはりの計算と同様に算定する。

B. 耐震壁のせん断補強筋として算定した値

せん断補強筋が縦横配筋で、直交する2方向に関し等しいせん断補強筋比 p_s を有するものとして、設計用せん断力から次式によって算定する。ただし複鉄筋配置とし、横筋の間隔は20cmを最小とする。

$$p_s = \frac{a_s}{xt} \geq \frac{3}{2} \frac{Q_D}{th_s f_s} \quad \dots \text{②1}$$

ここに p_s : せん断補強筋比

Q_D : 設計用せん断力 (kg)

a_s : せん断補強筋1本の断面積 (複鉄筋配置の場合には2本の断面積) (cm²)

x : せん断補強筋の間隔 (cm)

t : 有効壁厚 (cm)

h : Q_D の作用する垂直断手の長さ (cm)

f_s : 鉄筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (kg/cm²)

7.2.3 ほぞ付き仕切板の平鋼厚さの算定

平鋼の厚さ t_f は、次に示す2種類の所要厚さ算定値のうち大なる値以上を採るものとする。

この場合、平鋼と横筋(ループ筋)とは並列すみ肉溶接するものとし、日本建築学会溶接工作規準に従って行なうものとする。

A. 横筋の引張強さに相当する引張力をすべて平鋼で伝達するものとして次式によって算定した値。ただし横筋の間隔は20cmを最小とする。

$$t_f \geq \frac{a_{ss} F_t}{x_s \times 1200} \quad \dots \text{②2}$$

ここに t_f : フランジプレート(平鋼)の厚さ (cm)

a_{ss} : 横筋1本の断面積 (cm²)

x_s : フランジプレート(平鋼)の仮定有効幅 (20cm)

F_t : 鉄筋のJIS規格引張強さ (kg/cm²)

B. 設計用せん断力をすべて平鋼で伝達するものとして次式によって算定した値。

$$t_f \geq \frac{Q_D}{2h_s f_s} \quad \dots \text{②3}$$

ここに t_f : 平鋼の厚さ (cm)

Q_D : 設計用せん断力 (kg)

h : Q_D の作用する垂直継手の長さ (cm)

f_s : 平鋼の許容せん断応力度

(長期 925kg/cm², 短期 1387kg/cm²)

7.2.4 ほぞ用アングル材の算定

ほぞ用アングル材の寸法および配置間隔は、平鋼に夾まれたコンクリート部のせん断抵抗力を伝達するものとして次式によって算定する。

$$\frac{l_c}{h_c} \geq \frac{f_s}{f_c} \quad \dots \text{②4}$$

ここに l_c : ほぞ用アングル材の高さ (cm)

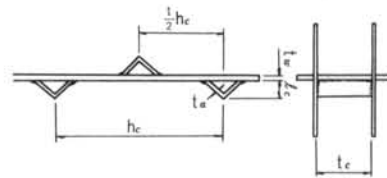
h_c : ほぞ用アングル材の配置間隔 (cm)

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

(kg/cm²)

f_c : コンクリートの短期許容圧縮応力度

(kg/cm²)



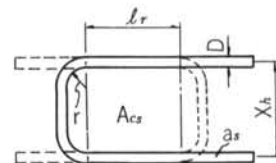
この場合、ほぞ付き仕切板のウェブプレートとほぞ用アングル材とは、上記コンクリート部のせん断抵抗力を伝達するように連続すみ肉溶接するものとする。

またほぞ用アングル材の寸法および配置間隔は、この他コンクリート打設時に作用する側圧に対して十分安全となるように考慮するものとする。

7.2.5 ループ筋のラップ長さの算定

ループ筋のラップ長さは、横筋に作用する引張力をすべて伝達するのに必要なせん断面積を確保するように、次式によって算定する。

$$A_{cs} = 2(l_r + 2r)(x_h - D) \geq \frac{s f_t a_{ss}}{f_s} \quad \dots \text{②5}$$



ここに A_{cs} : せん断面積 (cm²)

l_r : ループ鉄筋のラップ長さ (cm)

r : ループ鉄筋内側曲げ半径 (cm)

x_h : 横筋の間隔 (cm)

D : 横筋の径 (cm)

- a_{s4} : 横筋 4 本の断面積 (cm²)
 $s f_t$: 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)
 f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm²)

7.3 垂直継手の許容耐力

7.2 に従って断面算定したループ筋併用ほぞ付き仕切板を有する垂直継手の許容引張力、許容曲げモーメントおよび許容せん断力は下記の値とする。

7.3.1 許容引張力および許容曲げモーメント

許容引張力および許容曲げモーメントは、継手部以外の 1 体部分と同様にして、鉄筋コンクリート理論によって求めた値とする。すなわち横筋の応力度が次式を満足するように設計する。

$$\sigma_s \leq s f_t \quad \dots \text{②④}$$

ここに σ_s : 横筋の設計引張応力度 (kg/cm²)

$s f_t$: 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

7.3.2 垂直継手の許容せん断力

垂直継手の許容せん断力は、継手部にせん断ひびわれを発生させないように、次式によって求めた値とする。

$$Q_A = \frac{2}{3} t h f_s \quad \dots \text{②⑦}$$

ここに Q_A : 垂直継手の許容せん断力 (kg)

t : 有効壁厚 (cm)

h : 設計用せん断力が作用する垂直継手の長さ (cm)

f_s : 鉄筋のせん断補強用許容引張応力度 (kg/cm²)

§ 8. むすび

S S S 構造体相互の垂直継手として、ループ筋併用ほぞ付き仕切板を使用した場合について、その耐力および変形性状を実験的に検討した。その結果次のことが指摘できる。

1) S S S 構造体に作用する面内の引張力および面外ならびに面内の曲げ力に対する本垂直継手の耐力および変形性状は、ループ筋のせん断面積を考慮して設計しておけば、打継ぎ部のない 1 体部分のそれらとほぼ同等であるといえる。

2) S S S 構造体に作用する面内せん断力に対する本垂直継手のひびわれせん断力および破壊せん断耐力は、打継ぎ部のない 1 体部分のそれらとほぼ同等であるといえる。

またひびわれ性状および変形性状は、通し鉄筋でコンクリートのみを打継いだものに比べて、打継ぎ部のない 1 体部分の性状に近いものとなる。

これらは打継ぎ面に設置した平鋼およびコンクリートほぞによる効果である。

3) 実験結果から、本垂直継手の設計方法は §7 に提示したごとくほぼ確立し得た。

本垂直継手を採用することによって S S S 構造体相互の構造的な一体性が確保されることが明らかとなり、柱、くい、梁、地下壁を内蔵した S S S 構造体に、面内方向外力に対して、一体構造としてのラーメンならびに耐震壁機能を持たせる構造基本構の設定が可能となった。

<参考文献>

- 岡田武二：“地中連続壁工法の問題点” コンクリートジャーナル Vol. 9, No. 8, Aug. 1971
- 横道英雄：“コンクリート橋” 技報堂 p. 52