

JOF工法による地中壁体と本体との接合部の直接せん断実験

W. F. 研究グループ

Shear Tests of Connections between Cast-in-situ Diaphragm Walls and Structural Elements of a Building

W. F. Research Group

Abstract

Cast-in-situ diaphragm walls designed as seismic walls must connect to structural elements of a building as rigidly as possible. Recently, JOF (JOINT FORMING) Method has been adopted for these connections. In order to study the strengths and stiffnesses of the connections, shear tests were conducted on specimens made with cast-in-situ diaphragm walls. From the test results, it was confirmed that the connections built by this method were sufficiently strong and that the strengths could be calculated by the experimental formula of the authors.

概要

地中壁体を建築物の地下外周耐震壁として利用する場合、地中壁体を構築物の主要構造部材に、できるかぎり剛に接合することが必要である。この接合部の施工法として当社では、JOF工法¹⁾(Joint Forming Methodの略称)を採用している。この工法による地中壁体と本体との接合部の強度と剛性を検討するために、実際の地盤で製作した供試体による直接せん断実験を行ない、地上製作の供試体による実験から求めた実験式²⁾と比較検討した。

試験結果は良好で本工法による接合部は、充分な強度を発揮することを実際の地中壁体を用いた供試体について確認できた。

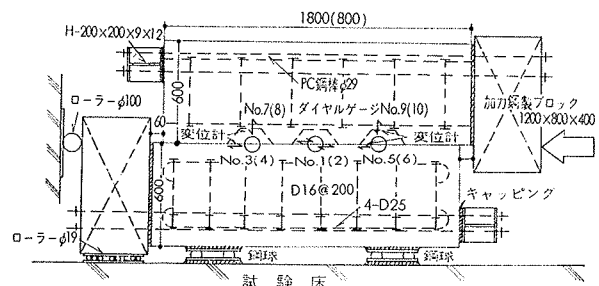
1. 実験の概要

1.1. 供試体の形状寸法および配筋

供試体の形状寸法および配筋を図一1に、供試体の打継部施工詳細を図一2に示す。供試体は地中壁のもの、打継形成物を横型(歯型が深さ方向に対して90°になるもの)で挿入するもの4体、縦型(歯型が深さ方向になるもの)で挿入するもの8体、計12体、比較のために、地上で製作するもの(以下標準試験体と呼ぶ)横型、縦型各々1体、合計14体である。横型、縦型とも接合鉄筋比($ps = \text{接合鉄筋全断面積} \div \text{打継面積}$)の大きいもの($ps = 1.00, 1.27\%$)と、小さいもの($ps = 0.67, 0.85\%$)の2種を考慮している。以上供試体をまとめて表一1に示す。

1.2. 供試体の製作

地中壁体は、この実験報告1で示したように、大林組で通常施工しているOWS・SOLETANCHE工法で製作している。供試体は、試験工事No.1, No.2壁の図一3に示す位置に、打継形成物と接合鉄筋を鉄筋かごに取り付け(写真一1参照)て埋め込んでおり、



図一1 試験体の形状寸法および配筋・荷重要領

コンクリート打設後1~2カ月間養生して壁を掘り出し、所定の位置で各供試体ごとに切断成形している(写真-2参照)。一方標準試験体は、地上で型枠鉄筋を組み大気中で施工している。成形を終った供試体は、ガス圧接法で接合鉄筋を継手し(写真-3を参照)、実際と同じ施工条件になるように型枠鉄筋を組み、後打ち壁のコンクリートを打設している(写真-4参照)。

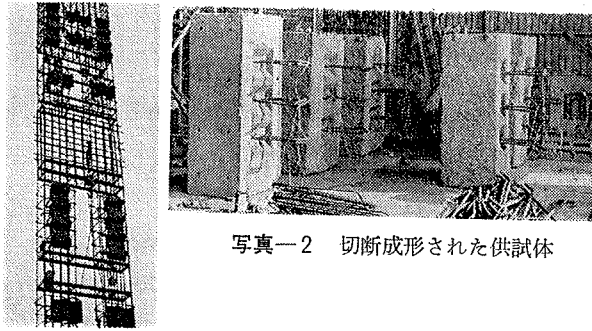


写真-2 切断成形された供試体

写真-1 鉄筋かご

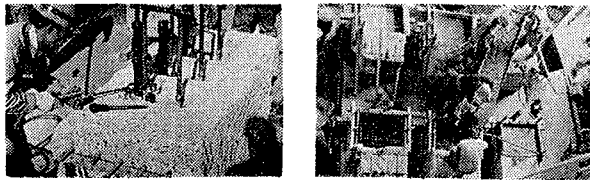


写真-3 ガス圧接法による接合鉄筋の継手



写真-4 後打ちコンクリートの打設状況

1.3. 使用材料

鉄筋はSD35を使用した。その材料試験結果を表-2に示す。またコンクリートは生コンを使用した。その調合条件は、設計強度 210 kg/cm²、スランプ21 cm、最大骨材粒径 25mm である。調合を表-3に示す。使用材料は、普通ポルトランドセメント(後打部は早強)、川砂、川砂利である。実験時のそれぞれの供試体のコンクリート強度は、表-1に示す値である。なお地中壁体、標準試験体および後打部のコンクリート強度は、コア採取によるテストピース(φ150, h 300)の圧縮試験結果である。

鉄筋径	降伏点	引張強さ	伸び
	t/cm ²		%
D25	3.57	5.57	25.0
D16	3.67	5.59	16.9

表-2 鉄筋の性質

	水	セメント	細骨材	粗骨材	A E 剤
先打部	184	344	813	979	0.172
後打部	171	306	795	1064	0.077

表-3 コンクリートの調合(kg/cm²)

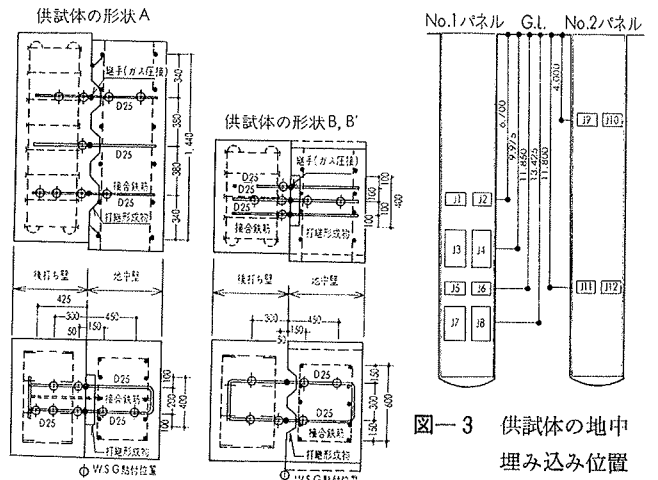


図-2 打継部施工詳細

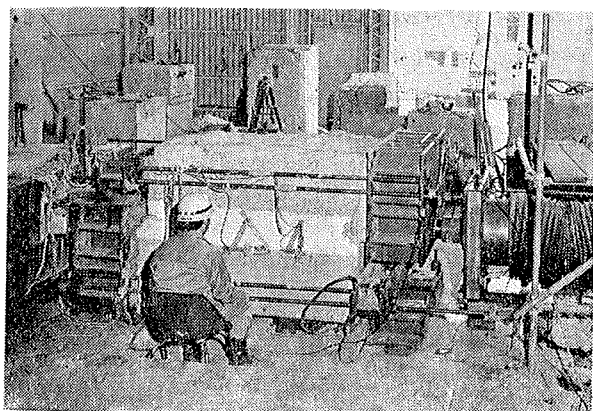
1.4. 加力方法と変形・歪の測定

実験は大林組技術研究所大型実験棟で行なったが、その载荷要領を図-1に、実験状況を写真-5に示す。実験は供試体に加力(反力)鋼製ブロックを用い図-1に示す形式で、加力心と反力心が一致する方法を採用している。加力は300ton電動オイルジャッキを用いて行ない、荷重は300tonロードセルで検出している。加力にあたって生じる偏心曲げによる応力を処理するために、PC鋼棒(φ29, 片側4本)で締め付けている。導入するプレストレス力は、PC鋼棒1本あたり15tonと

図-3 供試体の地中埋込み位置

供試体の記号	供試体の形状	打継形成物の挿入形式	荷重方向	接合鉄筋			コンクリート強度		最大荷重			
				鉄筋径と本数	鉄筋比%	psfy kg/cm ²	地中壁 kg/cm ²	後打部 kg/cm ²	せん断力 Q ton	せん断応力度 τ m(y) kg/cm ²	せん断力 Q ton	比 実Q/計Q
J 0 1	A	横型	歯型と直交	6-D25	0.67	23.8	250	240	241	67.0	240	1.00
J 3				9-D25	1.00	35.0	354		261	73.3	292	0.89
J 4				6-D25	0.67	23.8	333		242	67.2	240	1.01
J 7				9-D25	1.00	35.0	250		270	75.0	292	0.93
J 8				6-D25	0.67	23.8	293		214	59.5	240	0.89
J 0 2	B	縦筋	歯型と直交	6-D25	1.27	44.4	250	220	140	80.0	164	0.85
J 1				6-D25	1.27	44.4	326		200	113.6	164	1.22
J 2				4-D25	0.85	29.8	327		166	94.3	131	1.27
J 1 1				6-D25	1.27	44.4	342		230	130.7	164	1.40
J 1 2				4-D25	0.85	29.8	327		144	81.8	131	1.10
J 5	B'	歯型と並行	歯型と並行	6-D25	1.27	44.4	327	220	185	76.3	164(194)	1.13(0.95)
J 6				4-D25	0.85	29.8	342		129	52.9	131(180)	0.98(0.72)
J 9				6-D25	1.27	44.4	342		200	83.3	164(194)	1.22(1.03)
J 1 0				4-D25	0.85	29.8	342		164	68.3	131(180)	1.25(0.91)

表-1 供試体一覧と実験結果



写真一5 実験状況

し計60tonとしている。供試体の下端は、ローラーおよび鋼球を挿入し、せん断力が試験床に流れないように考慮している。荷重の加え方は繰返載荷とし、打継面のせん断応力度 τ (=せん断力÷歯型部のせん断面でのコンクリート断面積)が 7 kg/cm^2 (コンクリートの長期許容せん断応力度 $=F_c/30$, F_c : 設計基準強度), 10.5 kg/cm^2 (コンクリートの短期許容応力度), 14 kg/cm^2 で一度荷重を0にし、以後は $\tau=10.5\text{ kg/cm}^2$ の倍数(21, 31.5, ……) で荷重を0にする漸増方式としている。変形としては、打継面のすべり量と垂直方向の変位をD. G. (1/1000mm)と変位計(1/200mm)を用いて、図一1に示す位置で両面測定している。歪としては、地中壁側は打継面からそれぞれ15cm, 45cm, 後打部は打継面からそれぞれ5cm, 30cm, 42.5cmの位置で接合鉄筋の歪をW. S. G. で測定している。載荷および変形, 歪の測定は, 大林組技術研究所大型実験棟加力システム³⁾, 計測システムを利用して行なっている。

2. 実験結果とその検討

最大荷重 Q およびそのときの打継面の平均せん断応力度 $\tau_{m(y)}$ [$=Q \div$ 打継面積(歯型と直交に加工した場合の打継面積=歯型部のせん断面でのコンクリート断面積, また歯型と並行に加工した場合の打継面積=打継形成物の挿入面積)]を表一1に, また打継面平均せん断応力度 τ とすべり量 δ との関係を図一4, 図一5に示す。()内の値のは, 鉄筋効果と支圧効果とが累加されるとしたときの計算値を示す。また図中の○印は, ひびわれ発生を, ×印は最大荷重を示す。

2.1. 破壊経過

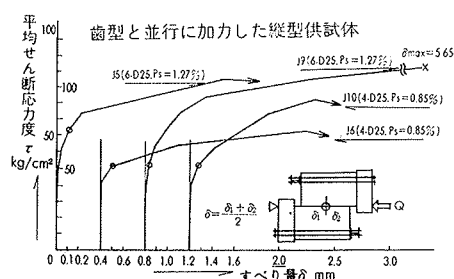
歯型と直交に加工した地中壁の供試体(8

体)は, $\tau=23\sim 47\text{ kg/cm}^2$ でそれぞれ初すべりを記録, $\tau=31\sim 73\text{ kg/cm}^2$ で打継面に初ひびわれが発生, $\tau=59\sim 115\text{ kg/cm}^2$ でひびわれ貫通, $\tau=59\sim 131\text{ kg/cm}^2$ で後打ちコンクリートの歯型部がせん断破壊し最大荷重に達した変形が急激に進行した。

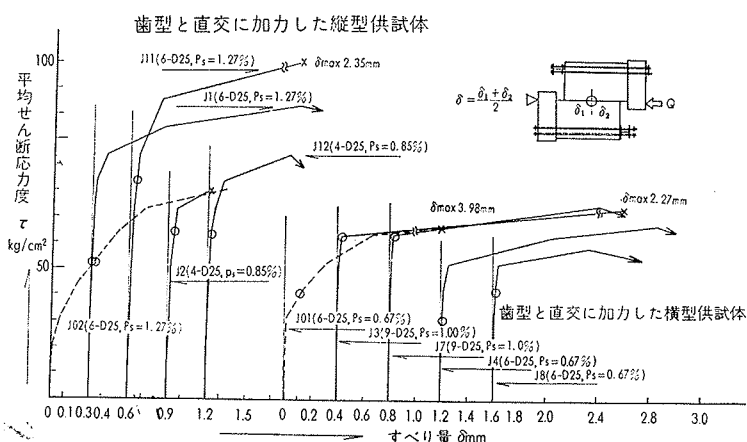
一方標準試験体 J01 は, $\tau=27\text{ kg/cm}^2$ で初すべりを記録, $\tau=42\text{ kg/cm}^2$ で初ひびわれ発生と, 同時に貫通, $\tau=67\text{ kg/cm}^2$ で後打ちコンクリートの歯型部がせん断破壊し, 最大荷重に達した。また標準試験体 J02 は, $\tau=80\text{ kg/cm}^2$ で後打ちコンクリートの歯型部がせん断破壊して, 最大荷重に達した。地中壁の供試体, 標準試験体両者の間に破壊経過の差を認められない。

歯型と並行に加工した地中壁の供試体(4体)は, $\tau=17\sim 22\text{ kg/cm}^2$ で初すべりを記録, $\tau=32\sim 52\text{ kg/cm}^2$ で初ひびわれ発生, $\tau=45\sim 62\text{ kg/cm}^2$ でひびわれ貫通, $\tau=54\sim 83\text{ kg/cm}^2$ で破壊し, 最大荷重に達した。これらの供試体の破壊形態が, 歯型端部の支圧によるものか, 歯型部のせん断によるものかは明確でない。

最大荷重に達した後, さらに載荷するとすべりが大きく進むが, 最大荷重以後の大変形時における荷重は, 接合鉄筋の引張力〔接合鉄筋の断面積(cm^2) \times 接合鉄

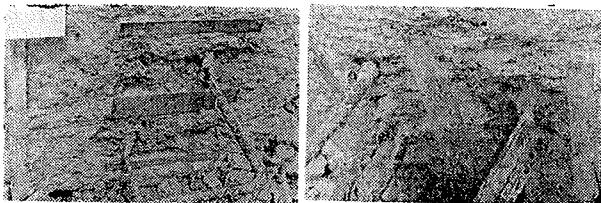


図一4 τ - δ 曲線 (歯型と並行に加工した場合)



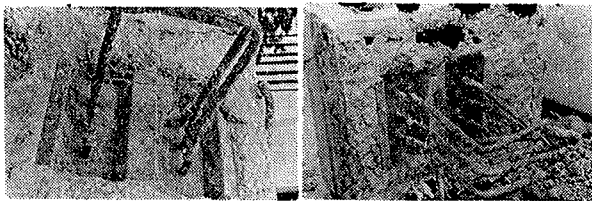
図一5 τ - δ 曲線 (歯型と直交に加工した場合)

筋の引張強さ (5.57t/cm²) とほぼ同等であった。実験終了後に、接合鉄筋をはつり出し、打継面の状況を観察したが、大変形をさせているため歯型と並行に加力した供試体の破壊形態について、明確に言い切ることにはできない。打継面の状況を写真一六 (供試体 J6)、写真一七 (供試体 J1) に、接合鉄筋の状況を写真一八 (供試体 J5)、写真一九 (供試体 J1) に示す。接合鉄筋はクランク型に変形し、接合鉄筋の継手で引張せん断的に破断しているものもある。そこで大変形時には接合鉄筋の引張耐力でせん断力を負担していると考えられる。



写真一六 打継面の状況 (供試体 J6)

写真一七 打継面の状況 (供試体 J1)



写真一八 接合鉄筋の状況 (供試体 J5)

写真一九 接合鉄筋の状況 (供試体 J1)

2.2. せん断応力度 τ ～すべり量 δ 曲線

歯型と直交に加力した地中壁の供試体は、 $\tau=31\sim 84\text{ kg/cm}^2$ ですべり量 $\delta=0.025\sim 0.051\text{ mm}$ 、残留すべり量 $=0.020\sim 0.052\text{ mm}$ と大きくなり、これらの荷重段階以降すべりが急激に進行している。横型および縦型の供試体を比較すると、横型の供試体はすべり量、残留すべり量が増加しはじめると、すべりが急激に進行し最大荷重に達した。

一方縦型の供試体は、横型のものよりもすべりの進行が緩慢で、耐力の上昇と共にすべりも漸増している。歯型と直交に加力した供試体 (横型および縦型) における最大荷重時のすべり量は、接合鉄筋比の大きい供試体が小さいものよりも大きい値を示している。

標準試験体の横型および縦型のもの、それぞれ $\tau=42\text{ kg/cm}^2$ 、 31 kg/cm^2 で、すべり量 $\delta=0.131\text{ mm}$ 、 0.58 mm 、残留すべり量 $=0.062\text{ mm}$ 、 0.054 mm と大きくなり、これらの荷重段階以降耐力の増加に従って、変形も序々に進行し、サイクル数を重ねるごとに残留すべり量は増大して、最大荷重に達した。

歯型と並行に加力した地中壁の供試体 (縦型) $\tau=52\sim 63\text{ kg/cm}^2$ ですべり量 $=0.037\sim 0.106\text{ mm}$ 、残留すべり量 $=0.0022\sim 0.079\text{ mm}$ と、標準試験体と同様に耐力とすべり量、残留すべり量が漸増して、最大荷重に達した。

最大荷重時のすべり量は、歯型と直交に加力した地中壁の横型で $0.73\sim 2.270\text{ mm}$ および縦型で $0.30\sim 2.35\text{ mm}$ 、標準試験体の横型で 3.98 mm 、縦型で 1.66 mm 、歯型と並行に加力した地中壁の縦型で $1.19\sim 5.65\text{ mm}$ である。

2.3. 接合鉄筋の歪

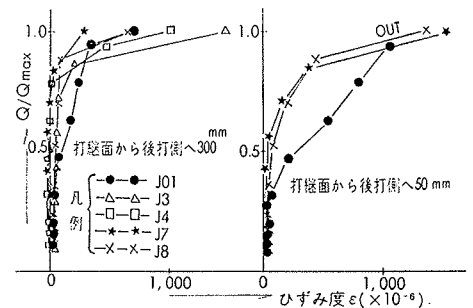
最大せん断力に対する各荷重段階の最大せん断力の比 Q/Q_{\max} と打継面から後打側へ 5 cm、30 cm の各位置での接合鉄筋の歪との関係を図一六～図一八に示す。

歯型と直交に加力した横型供試体の歪は、5 cm、30 cm の位置でそれぞれ Q/Q_{\max} が $0.52\sim 0.56$ 、 $0.84\sim 0.88$ 以後大きく増加している。

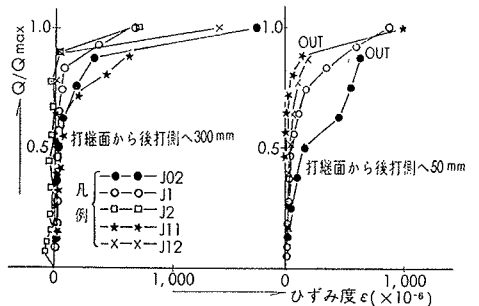
一方縦型供試体の歪は、それぞれ Q/Q_{\max} が $0.52\sim 0.80$ 、 $0.65\sim 0.90$ 以後大きく増加している。

歯型と平行に加力した供試体の歪は、それぞれ Q/Q_{\max} が $0.37\sim 0.60$ 、 $0.55\sim 0.80$ 以後大きく増加している。

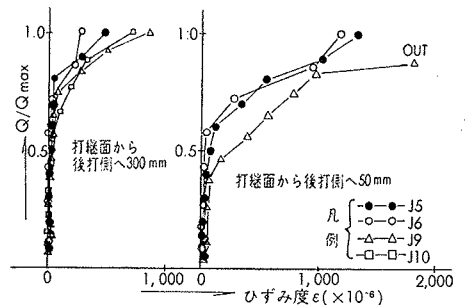
歯型と並行に加力した供試体の歪は、歯型と直交に加力した供試体のものと比較して、低荷重で大きく増



図一六 $Q/Q_{\max} \sim \epsilon$ 曲線



図一七 $Q/Q_{\max} \sim \epsilon$ 曲線



図一八 $Q/Q_{\max} \sim \epsilon$ 曲線

加している。

標準試験体（横型および縦型）の歪は、打継面から後打側へ5cm、30cmの各位置でそれぞれ Q/Q_{max} が0.32、0.25および0.47、0.50以後大きく増加している。地中壁の供試体のものと比較して、低荷重で歪の進行が大きくなるのは、打継面が地中壁のものより滑らかなためと思われる。

2.4. 最大耐力

歯型と直交に加力した地中壁の供試体のうち、打継形成物の挿入形式が横型の供試体の最大平均せん断応力度 $\tau_m = 59.5 \sim 75.0 \text{ kg/cm}^2$ 、縦型の供試体の $\tau_m = 81.8 \sim 130.7 \text{ kg/cm}^2$ である。一方標準試験体のうち横型供試体の $\tau_m = 67.0 \text{ kg/cm}^2$ 、縦型供試体の $\tau_m = 80.0 \text{ kg/cm}^2$ である。地中壁の横型および縦型供試体の τ_m は、同一条件の標準試験体と比較して、それぞれ平均で0.95倍、1.53倍と同等以上の耐力を示した。

実大模型実験の結果から求めた次の実験式²⁾と実験結果を

$$\tau_m = 1.3p_s f_y + 35.6 \quad \dots \text{式一1}$$

p_s : 接合鉄筋比 ($\% \times 10^{-2}$)

f_y : 接合鉄筋の降伏点 (kg/cm^2)

比較した $\tau_m \sim p_s f_y$ 関係を図-9に示す。式一1で計算した値と実験値とを比較すると、横型供試体では、実 $\tau_m / \text{計} \tau_m = 0.89 \sim 1.01$ 、平均0.93とほぼ計算値と同等の耐力を示した。また縦型供試体では、実 $\tau_m / \text{計} \tau_m = 1.10 \sim 1.40$ 、平均1.25とやや高い耐力を示した。この実験結果では、打継形成物の挿入形式が縦型のものの方が、横型のものより多少高い耐力を示した。歯型と直交に加力した地中壁の供試体は、実 $\tau_m / \text{計} \tau_m$ の総平均が1.09と十分な耐力を示した。

歯型と並行に加力した供試体の最大平均せん断応力度

度 $\tau_y = 52.9 \sim 83.3 \text{ kg/cm}^2$ である。実大模型実験の結果から求めた次の実験式と実験結果を比較した $\tau_y \sim p_s f_y$ 関係を図-9に示す。図中の○印は、これらの

$$\tau_y = 0.4p_s f_y + 13.5 \quad \dots \text{式一2}$$

p_s : 接合鉄筋比 ($\% \times 10^{-2}$)

f_y : 接合鉄筋の降伏点 (kg/cm^2)

供試体の歯型部打継面のコンクリートがせん断破壊したもものとして、計算した値 (= 最大せん断力 ÷ 歯型部のせん断面でのコンクリート断面積) である。これらの供試体では実 $\tau_y / \text{計} \tau_y = 2.11 \sim 2.69$ 、平均2.49と高い耐力を示した。これは、歯型と並行に加力した供試体が、鉄筋効果と歯型端部の支圧効果との複合されたものにより耐力を発揮しているためと考えられる。そこで鉄筋効果によるせん断力 計 Q_y と歯型端部の支圧効果によるせん断力 [計 $Q_c = 2.0 \cdot F_c \cdot A$ (: 歯型端部のコンクリートの支圧面積)] とを累加した値と実験値とを比較すると、実 Q (計 $Q_y + \text{計} Q_c$) = 0.72 ~ 1.03、平均0.90とほぼ一致している。またこれらの供試体の破壊経過から、歯型効果で耐力を発揮したとも考えられ、その実験値と計算値を比較すると 実 $Q / \text{計} Q_m = 0.98 \sim 1.25$ 、平均1.15と、この場合もよく一致している。歯型と並行に加力した供試体では、最大荷重時の破壊形態が、歯型端部の支圧破壊によるものなのか、または歯型のせん断破壊によるものかを明確に判断することはできない。どちらの破壊形態で最大耐力に達したにしろ、十分な耐力を発揮していることは確認できた。

3. むすび

JOF 工法による地中壁体と本体との接合部の構造的な検討を行なうために、実際と同じように製作した供試体での直接せん断実験を行ない、地上で製作した供試体と比較検討した。

せん断耐力は、歯型と直交に加力した場合および歯型と並行に加力した場合両者とも、この実験結果から JOF 工法¹⁾による地中壁と本体との接合部が、十分な耐力を有することをおよび実大模型実験の結果から求めた実験式を用いて計算できることを確認した。

参考文献

- 1) 武田寿一, 竹本靖, 小島克朗: 地中連続壁と本体構造部との接合方法, 建築技術 No. 243 (1971)
- 2) 武田寿一, 小島克朗: 鉄筋コンクリート部材の打継部のせん断耐力, 建築学会近畿大会 (1971)
- 3) 竹本靖, 吉岡研三, 高橋泰彦: 大型実験棟一設備と機能, 大林組技術研究所報 No. 7 (1973)

(文責 菊地利武)

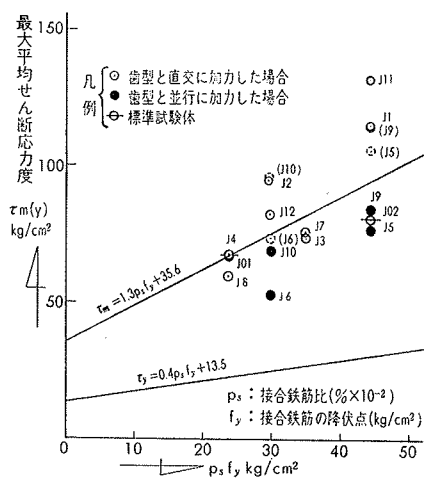


図-9 $\tau_y(m) \sim p_s f_y$