

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 595 Sept. 1987

鋼・コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力

横 田 弘
清 宮 理

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. ずれ止めの耐荷力の設計式	4
3 押し抜き試験の概要	6
3.1 ずれ止めの種類および形状	6
3.2 試験体の製作	6
3.3 載荷方法	9
3.4 計測項目と計測方法	10
4. 試験結果と考察	10
4.1 破壊荷重と破壊形式	10
4.2 荷重とH形鋼の鉛直変位との関係	11
4.3 コンクリートのひびわれ発生状況	13
4.4 破壊後のずれ止めの変形	15
4.5 試験体のひずみ	15
5. ずれ止めの耐荷力の算定	16
5.1 耐荷力に及ぼす形状の影響	16
5.2 コンクリート強度の影響	16
5.3 コンクリート打設方向の影響	17
5.4 耐荷力の算定式	17
6. 結 論	23
7. あ と が き	23
参 考 文 献	24

Load Carrying Capacity of Shear Connectors made of Shape Steel in Steel-Concrete Composite Members

Hiroshi YOKOTA*
Osamu KIYOMIYA**

Synopsis

Push-out loading tests were carried out to investigate the ultimate strength and deformation of shear connectors in steel-concrete composite members. Each push-out specimen consisted of a wide flange steel beam, two rectangular concrete blocks, and two shear connectors. The shear connectors were attached to the beam by the continuous fillet weld.

Angles, channels, and T shapes of commercial standard sizes were used as the shear connectors. In this test, the following four parameters were taken into account : i) shapes and sizes of shear connectors ; ii) directions of flange of angles ; iii) strength of concrete ; and iv) directions of concrete placement. Fifty-eight unique specimens were tested.

Shapes and direction of shear connectors and concrete strength had greatly effects on the mode of failure of push-out specimens. The modes of failure of the specimens were classified into three categories : tensile fracture of shear connector, crushing of concrete, and shear failure of concrete.

The shear connectors of the ratio of their thickness and web length was smaller than 10 led to large load-carrying capacity provided that the same weight of shear connectors were used. An empirical equation regarding the load-carrying capacity of shear connectors of angles, T shapes, and channels was obtained, which was the function of their thickness and length and concrete strength.

* Senior Research Engineer, Structures Division

** Chief of Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

鋼・コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力

横 田 弘*
清 宮 理**

要 旨

合成部材における形鋼によるずれ止めの力学特性を把握し、耐荷力の設計式を求めるために、押し抜き試験を実施した。押し抜き試験用の試験体は、H形鋼（H-250×250×9×14）の両側にコンクリートブロック（600(H)×250(W)×250(L)mm）を取り付けた構造である。H形鋼とコンクリートブロックは、ずれ止めのみによって連結し、ずれ止めは、連続すみ肉溶接で取り付けた。

ずれ止めに用いた形鋼は、市販の標準断面の山形鋼、みぞ形鋼およびT形鋼で、ずれ止めの高さが50～100mm程度になるよう選んだ。今回の試験では、ずれ止めの耐荷力を決定する要因として、①ずれ止めの形状・断面諸量、②ずれ止めの取り付け方向、③コンクリート強度、および④コンクリート打設方向を取り上げた。全試験体数は58体であった。

破壊形式は、ずれ止めの破断、コンクリートのせん断破壊およびコンクリートの圧縮破壊の3種類に分類できた。このうち、山形鋼はコンクリートのせん断破壊が、T形鋼とみぞ形鋼はコンクリートの圧縮破壊が主であった。

ずれ止めの耐荷力に関して、各形鋼間で有意な差異は認められなかった。しかし、同一重量のずれ止めを用いた場合には、ずれ止めのウェブ高さと同肉厚との比が10以下のもので大きな耐荷力が得られた。また、今回の試験に用いた形鋼によるずれ止めの耐荷力は、形鋼の肉厚、幅およびコンクリートの圧縮強度の関数で求めることができた。

1. ま え が き

コンクリートと鋼板を組み合わせた合成部材は、鋼材とコンクリートのそれぞれの長所を生かしかつ短所を補い合う構造様式である。合成部材は、構造物の合理性および経済性の観点から近年多く用いられてきている。建築物では鉄骨鉄筋コンクリート構造が高層ビルなどで既に定着している。また、橋梁では合成桁、合成床版などが広く採用されている。このように、合成構造は従来の鉄筋コンクリート構造や鋼構造での概念を変えつつあり、多くの分野の構造物に適用が可能な構造様式であると考えられる。海洋構造物でも、鋼材あるいは鉄筋コンクリートが従来用いられてきたが、図-1¹⁾に示すように、鋼、コンクリートの両者を合理的に用いた構造物も最近建設されている。

橋梁に代表される陸上構造物での合成部材には、引張り力に抵抗する形鋼あるいは鋼板と圧縮力に抵抗する鉄筋コンクリートとをスタッドジベル（図-2）により一

体化させた構造が多く用いられている。一方海洋構造物では、陸上の構造物と異なり、図-3に示すような断面の構造様式の採用が目ざされている。このような合成構造を海洋構造物に採用した場合、鉄筋コンクリート構造と比較して、以下に示す利点をあげることができる²⁾。

i) 力学性状が向上する

部材が薄くても、所定の耐荷力や変形性能（じん性）が得られる。

ii) 水密性に優れている

一時的な荷重に対してコンクリートにひびわれが発生しても、鋼板で水密性が保持できる。

iii) 工期の短縮が図れる

配筋、支保・型枠工事および打継目地の処理作業が縮小できる。

港湾構造物においても、これらの利点を生かして、図-3に示すような防波堤ケーソン、埋設構造物などが合成部材の応用例として検討されている。

海洋構造物において、これらの利点を積極的に活用す

* 構造部 主任研究官（複合構造担当）

** 構造部 沈埋構造研究室長

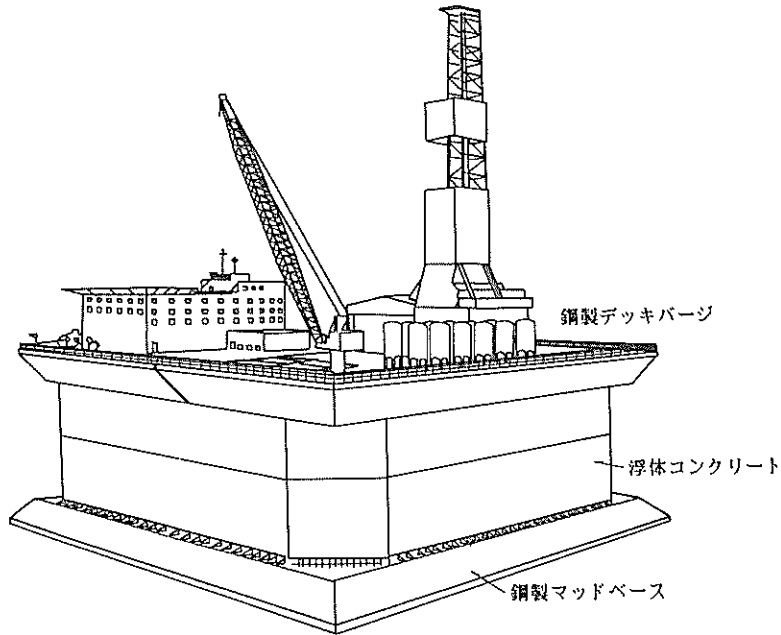


図-1 鋼・コンクリート合成構造による海洋構造物の一例

るためには、合成部材の力学性状を十分に把握して、設計体系を整備していく必要がある。そのためには、構造様式、施工性、耐久性などに関して、海洋環境を考慮した検討が必要となり、いくつかの技術的課題を克服しなければならない。そのための第1歩として、コンクリートと鋼板との合成方法の検討を十分に行う必要がある。合成部材では、鋼板とコンクリートとが一体で外力に抵抗することが必要条件となる。そのためには、鋼板とコンクリートとを一体化させるずれ止めの構造様式やその耐荷力などが重要となる。

従来の合成構造では、コンクリートと鋼材を合成するためのずれ止め（シアコネクター）に、スタッドジベルを用いることが多かった。しかし、海洋構造物では、支保・型枠工事の省力化を図る目的で、鋼板の剛性を増大させるために形鋼をずれ止めとして使うことが検討されている。しかし、形鋼によるずれ止めは、実績も少なく、耐荷力の設計法も整備されていない。

本資料においては、鋼・コンクリート合成構造物において用いられる、形鋼によるずれ止めの基本的な力学性状を把握することを目的として実施した押し抜き試験の結果について報告する。形鋼には市販標準品の山形鋼、みぞ形鋼およびT形鋼（H形鋼を1/2に切断したもの）を用いる。ずれ止めの形状・寸法、取り付け方向、コンクリート強度などを試験パラメーターとして、破壊の形

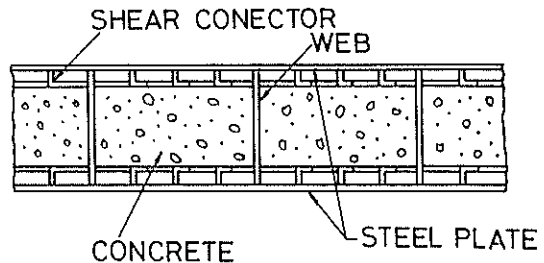


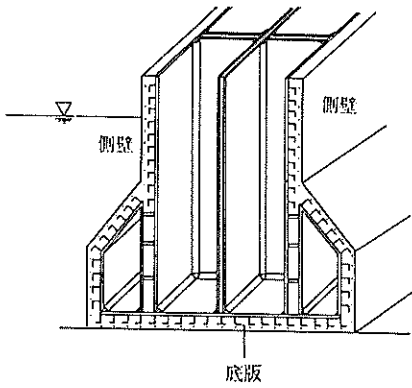
図-2 合成部材断面の例

式およびずれ止めの耐荷力を中心として、形鋼によるずれ止めの力学性状の検討を行う。

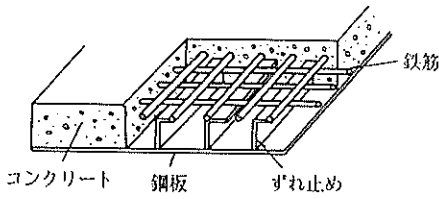
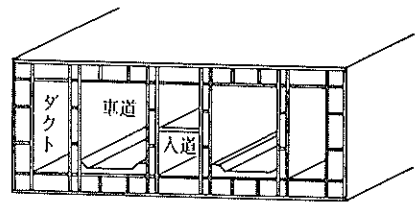
2. ずれ止めの耐荷力の設計式

従来の合成構造のずれ止めには、スタッドジベルが多く用いられており、スタッドジベルの許容せん断力を算定する設計式は、いくつかの示方書^{3, 4, 5)}で示されている。一方、形鋼によるずれ止めとして、橋梁の床版などで馬蹄形ジベルやみぞ形鋼などが用いられているが、これらのずれ止めに関しては、載荷試験などにより静的および疲労荷重下でのずれ止めの耐荷力の算定式が提案されている⁶⁾。しかし、今回の試験で用いた形鋼を直接対象とした設計式はなく、そのままの形で適用することはできないと考えられる。

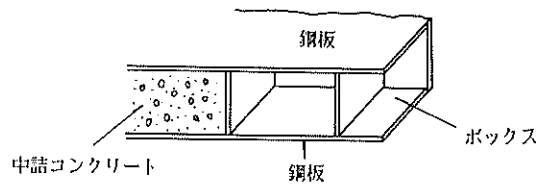
ハイブリッドケーソン防波堤



ハイブリッド埋設構造物



側壁・底板の断面



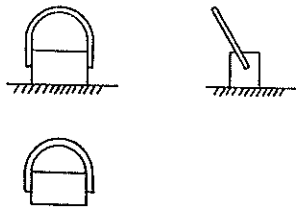
各部材の断面

図-3 港湾構造物での合成部材の応用例



(1) スタッド

(2) みぞ形と輪形筋との併用



(3) ブロックと輪形筋との併用

図-4 道路橋での代表的なずれ止めの形状

そこで今回の検討では、ずれ止めの形状、剛性などが比較的近い条件となっている設計式として、以下の2式を取り上げることとした。

(1)道路橋示方書の式³⁾

ブロックあるいはみぞ形鋼と輪形筋とを併用したずれ止め(図-4参照)の許容せん断力を式(1)で算定する。この式は、参考文献⁶⁾などでの考え方に一致するものである。

$$P = \sigma_1 A_1 + \mu \sigma_{sa} A_2 \dots\dots\dots(1)$$

ここで、

- P : ずれ止めの許容せん断力 (kgf)
- σ_1 : コンクリートの許容支圧応力度 (kgf/cm²)
- $\sigma_1 = (0.25 + 0.05 A_c / A_1) \sigma_{ck} \leq 0.5 \sigma_{ck}$
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)
- A_1 : ずれ止めの有効支圧面積 (cm²)
- μ : 輪形筋の取付け角度による低減係数
($\mu = \cos \theta$, θ : 取付け角度)
- σ_{sa} : 鉄筋の許容引張り応力度 (kgf/cm²)
- A_2 : 輪形筋の断面積 (cm²)
- A_c : コンクリート断面の面積 (cm²)

この式は、ずれ止めに作用するせん断力により生じるずれ止め前面の支圧応力をコンクリートの許容支圧応力度以下に制限するものである。一般に剛なずれ止めに適用され得る考え方である。この式と同様な考え方は、国鉄建造物設計標準⁴⁾などにも採用されている。

(2)Slutter⁷⁾の式

みぞ形鋼によるずれ止めの終局耐力を実験的に求めたもので、既往のずれ止めの弾性設計式に基づき式(2)のように表している。

$$P = 550 (h + 0.5t) w \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots(2)$$

ここで、

- P : ずれ止めの耐荷力 (lb)
- f'_c : コンクリートの一軸圧縮強度 (psi)
- h : みぞ形鋼フランジの肉厚 (inch)
- t : みぞ形鋼ウェブの肉厚 (inch)
- w : ずれ止めの幅 (inch)

この式は、米国鋼構造協会 (AISC) の示方書⁹⁾でのずれ止めの許容せん断力の式に、荷重係数2.50を乗じて得られる設計終局耐力よりも、さらに2.44倍程度大きな値を与える。

3. 押し抜き試験の概要

3.1 ずれ止めの種類および形状

ずれ止めに用いた形鋼は、市販の標準断面の山形鋼、みぞ形鋼およびT形鋼で、ずれ止めの高さが50~100mm程度になるよう選んだ。このうちT形鋼は、H形鋼のウェブ中央で1/2に切断したものをを用いた。今回の試験では、ずれ止めの耐荷力を決定する要因として、以下の試験パラメータを選択した。

- i) ずれ止めの断面諸量
形状、寸法、肉厚
- ii) ずれ止めの取り付け方向
- iii) コンクリート強度
- iv) コンクリート打設方向

押し抜き試験では58体の試験体を対象とした。これらの試験体の一覧を表-1に示す。表中に示す記号は、ずれ止めの種類と取り付け方向により、図-5に示すように定義する。Lは山形鋼、Cはみぞ形鋼、TはT形鋼である。山形鋼に関しては、取り付け方向などに基きLA~LDに細分する。LAは等辺山形鋼を用いてフランジ部分を下方向に取り付けたもので、LBは逆にフランジ部分を上方向に取り付けたものである。LCは不等辺山形鋼を用い短辺側をフランジとしたもので、LDは長辺側をフランジとしたものである。

3.2 試験体の製作

押し抜き試験用の試験体は図-6に示すように、H形鋼 (H-250×250×9×14) の両側にコンクリートブロック (600(H)×250(W)×250(L)mm) を取り付けた構造である。H形鋼とコンクリートブロックは、ずれ止めのみによって連結されている。ずれ止めは、コンクリートブロック上端より20cm下方の位置に連続すみ肉溶接で取り付けられている。コンクリートブロック内には、鉄筋を配筋していない。

この形状の試験体は、スタッドジベルの押し抜き試験などでよく用いられているものである。試験体内のずれ止めには、面内せん断力(ずれ)のみが作用することになるが、実際の合成部材でのずれ止めには、面内せん断力のみならず引き抜き力も作用する。また、これらの力が繰り返し作用することも考えられる。したがって、今回の押し抜き試験でのずれ止めの挙動と実際の部材でのずれ止めの挙動が厳密には異なることに注意する必要がある。

試験体製作に使用したセメントは、早強ポルトランドセメントで、その物理・化学的性質を表-2に示す。骨材は、碎石および砕砂で、最大寸法を10mmとした。骨材

表-1 試験体の一覧

記号	ずれ止めの種類・標 準断面寸法 (mm)	コンクリート 設計基準強度 (kgf/cm ²)	コンクリート 打設面	記号	ずれ止めの種類・標 準断面寸法 (mm)	コンクリート 設計基準強度 (kgf/cm ²)	コンクリート 打設面
LA-1	L 40×40×3	350	側面	LD-1	L 90×75×9	350	側面
LA-2	L 40×40×5	350	"	LD-2	L 100×75×7	350	"
LA-3	L 40×40×5	250	"	LD-3	L 100×75×10	350	"
LA-4	L 40×40×5	450	"	LD-4	L 125×75×7	350	"
LA-5	L 50×50×4	350	"	LD-5	L 125×75×10	350	"
LA-6	L 50×50×4	250	"	T* - 1	H100×50×5×7	350	"
LA-7	L 50×50×4	450	"	T - 2	H100×50×5×7	250	"
LA-8	L 50×50×6	350	"	T - 3	H100×50×5×7	450	"
LA-9	L 50×50×6	250	"	T - 4	H100×100×6×8	350	"
LA-10	L 50×50×6	450	"	T - 5	H100×100×6×8	250	"
LA-11	L 50×50×6	350	上面	T - 6	H100×100×6×8	450	"
LA-12	L 65×65×6	350	側面	T - 7	H125×60×6×8	350	"
LA-13	L 75×75×6	350	"	T - 8	H125×60×6×8	250	"
LA-14	L 75×75×9	350	"	T - 9	H125×60×6×8	450	"
LA-15	L 75×75×9	350	上面	T - 10	H125×125×6.5×9	350	"
LA-16	L 75×75×12	350	側面	T - 11	H125×125×6.5×9	250	"
LB-1	L 40×40×5	350	"	T - 12	H125×125×6.5×9	450	"
LB-2	L 50×50×4	350	"	T - 13	H150×75×5×7	350	"
LB-3	L 50×50×6	350	"	T - 14	H150×100×6×9	350	"
LB-4	L 50×50×6	250	"	T - 15	H150×150×7×10	350	"
LB-5	L 50×50×6	450	"	T - 16	H150×150×5×10	350	上面
LB-6	L 50×50×6	350	上面	T - 17	H200×100×5.5×8	350	側面
LB-7	L 75×75×9	250	側面	T - 18	H200×100×5.5×8	250	"
LB-8	L 75×76×9	450	"	T - 19	H200×100×5.5×8	350	"
LB-9	L 75×75×9	350	上面	C - 1	C75×40×5×7	350	"
LC-1	L 90×75×9	350	側面	C - 2	C100×50×5×7.5	350	"
LC-2	L 100×75×7	350	"	C - 3	C100×50×5×7.5	250	"
LC-3	L 100×75×10	350	"	C - 4	C100×50×5×7.5	450	"
LC-4	L 125×75×7	350	"				
LC-5	L 125×75×10	350	"				

* Tタイプは所定のH形鋼を1/2に切断して使用

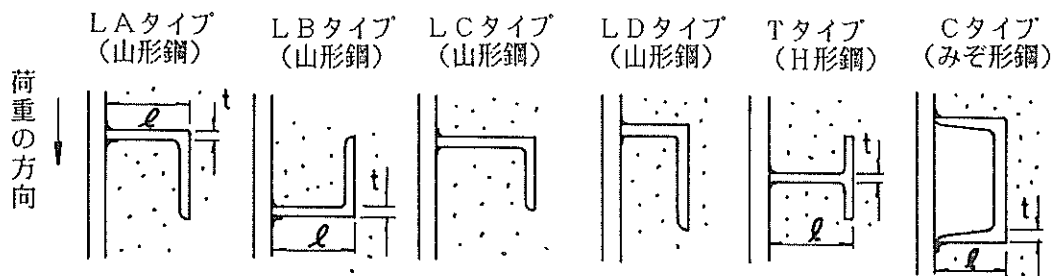


図-5 ずれ止めの種類

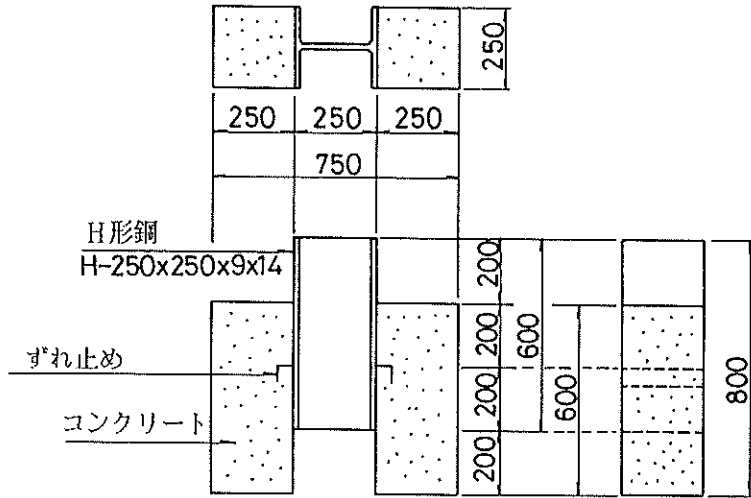


図-6 試験体の形状・寸法

(単位：mm)

表-2 セメントの試験成績

種類	比重	比表面積 (cm^2/g)	凝結			安定性	MgO (%)	SO ₃ (%)	ig.loss (%)	圧縮強さ(kgf/cm^2)			
			水量 (%)	始発 (時-分)	終結 (時-分)					1日	3日	7日	28日
早強ボルト ランドセメント	3.12	4220	29.4	2-10	3-12	良	1.3	2.6	1.0	130	252	356	472
J I S 規格値	—	3300 以上	—	45分 以上	10時間 以下	良	5.0以下	3.5以下	3.0以下	65以上	130以上	230以上	330以上

の物理的性質を表-3に示す。

試験体中央のH形鋼およびずれ止めには、SS41材を用いた。各形鋼の機械的性質を表-4に示す。

コンクリートブロックの設計基準強度は、250、350および450 kgf/cm^2 の3種類とした。各コンクリートの示方配合を表-5に示す。これらの配合決定に当たっては、スランプの範囲が $8 \pm 2 \text{ cm}$ 、空気量の範囲が $5 \pm 1 \%$ となるように設定した。

コンクリートブロックとH形鋼との間には、付着応力を極力発生させないように、コンクリートブロックに接するH形鋼の表面は、錆などを落として平滑にし、さらにグリスを塗布した。したがってH形鋼に作用させる荷重は、すべてずれ止めによってコンクリートに伝達されていると考える。また、H形鋼下端のフランジがコンクリートブロック中にめり込んでずれ変形を妨げないように、H形鋼のフランジの角を落とした。

コンクリート打設は、試験体の側面から行った。ただし、一部の試験体については、コンクリート打設方向の影響を調べるため、試験体の上面からコンクリート打設

表-3 骨材の試験成績

項目	細骨材	粗骨材
比重	2.58	2.67
吸水率(%)	1.81	0.61
粗粒率	2.84	6.46
単位容積重量(kg/m^3)	1720	1518
実積率(%)	67.4	56.9
洗い試験(%)	3.9	0.3
粘土塊量(%)	0.59	0.14
有機不純物	うすい	—
安定性試験(%)	7.7	2.9
比重1.95に浮く粒子(%)	0	0
すりへり減量(%)	—	12.0
軟石量試験(%)	—	1.8

を行った。

コンクリート打設方向の影響に関しては、今回5組の試験体について検討した。一般にコンクリートは、打設後から硬化するまでに材料分離を起こす。特に、練り混

表-4 ずれ止め用形鋼の試験成績

(SS41)

種類・標準断面寸法 (mm)	降伏点 (kgf/mm ²)	引張強さ (kgf/mm ²)	伸 び (%)	化 学 組 成 (×10 ⁻² %)				
				C	S	M	P	S
L 40×40×3	33	48	39	10	18	49	1.4	3.7
L 40×40×5	34	50	38	14	22	52	1.1	4.2
L 50×50×4	37	52	32	20	16	42	0.7	4.4
L 50×50×6	34	46	24	9	17	53	1.7	3.3
L 65×65×6	33	45	28	9	26	60	2.1	3.0
L 75×75×6	35	49	28	13	23	62	1.7	3.5
L 75×75×9	31	47	30	14	26	55	1.2	2.6
L 75×75×12	33	49	31	15	21	57	1.9	1.6
L 90×75×9	33	45	31	9	16	59	1.3	3.0
L 100×75×7	33	48	29	13	21	59	2.2	1.4
L 100×75×10	33	48	29	13	21	59	2.2	1.4
L 125×75×7	31	43	30	11	18	47	3.8	2.7
L 125×75×10	33	46	27	12	10	57	2.0	2.9
H 100×100×5×7	34	49	28	16	23	65	2.8	2.4
H 100×100×6×8	32	45	27	14	13	53	2.6	2.5
H 125×60×6×8	35	48	26	10	21	45	3.6	4.5
H 125×125×6.5×9	31	45	28	12	17	50	3.4	3.7
H 150×75×5×7	34	48	24	13	21	52	3.3	3.1
H 150×100×6×9	27	44	30	22	5	50	2.0	1.3
H 150×150×7×10	33	49	27	14	24	61	2.8	4.0
H 200×100×5.5×8	33	46	27	11	20	55	3.8	4.5
C 75×40×5×7	31	47	43	11	20	52	1.2	3.4
C 100×50×5×7.5	34	48	38	12	21	55	3.8	2.8

表-5 コンクリートの示方配合

設計基準 強度 (kgf/cm ²)	スラブ の範囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメン ト比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
						水	セメント	細骨材	粗骨材	減水剤	A E 剤
250	8 ± 2.5	5 ± 1	10	65	53	168	258	960	872	5.16	2.58
350	"	"	"	58	52	165	284	935	886	5.68	2.84
450	"	"	"	47	51	162	345	895	883	6.90	3.45

ぜ水が上昇してくる現象はブリージングと呼ばれ、水がたまった場合には、強度低下が生じる可能性がある。形鋼によるずれ止めの場合には、コンクリートの打設方向によっては、ずれ止めのフランジ部分の下側にブリージング水がたまり、強度低下を起こす可能性が高い。

試験体の側面からコンクリート打設を行った試験体では、ブリージング水の上昇を妨げるものではなく、材料分離に伴う局所的な強度低下がほとんどないものと考えられる。一方、試験体の上方からコンクリート打設を行った試験体では、ずれ止めの下面でコンクリートの強度低下が生じている可能性がある。

3.3 載荷方法

試験体は、図-7に示すように、反力床上に敷いた鋼板(厚さ50mm)の上にセットした。荷重は、油圧ジャッキ(容量:100tfまたは200tf)を用いてH形鋼の上端から鉛直下向きに作用させ、試験体が破壊するまで静的単調載荷を行った。その際、荷重が偏心するのを防ぐために、球座を介して載荷した。

この形式の押し抜き試験では、荷重載荷にともない、コンクリートブロックが水平方向に広がるのが懸念される。初回の試験時にこの水平方向変位の計測を行ったところ、水平方向変位はごくわずかで、コンクリートブ

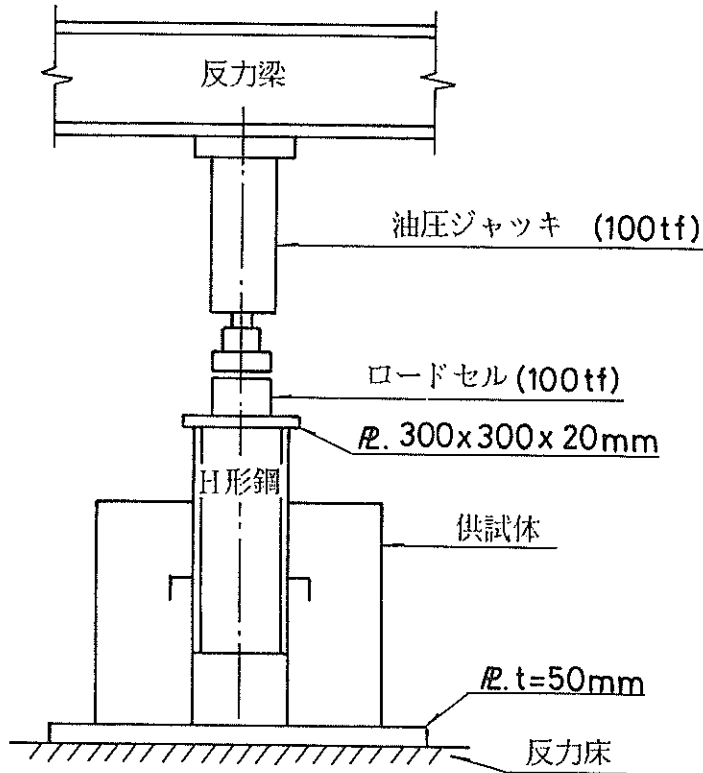


図-7 載荷状況

ロックはほとんど移動しなかった。そのため、試験ではこの変位の拘束の程度が重要となるが、今回はこの変位を拘束するための特別な処置を行わなかった。

3.4 計測項目と計測方法

押し抜き試験での計測機器の種類と配置を図-8に示す。

荷重はロードセルを用いて計測した。ロードセルは、H形鋼の上に鋼板(厚さ:20mm)を敷き、その上に設置した。H形鋼の鉛直変位は、変位計を用いてH形鋼の下端で計測を行った。H形鋼、ずれ止めおよびコンクリートブロックに生じるひずみ量の計測は、ひずみゲージを用いて行った。ゲージ長は、鋼材用が6mm、コンクリート用が30mmである。計測位置は、試験体表面での全体的なひずみ分布が計測できるように定めた。コンクリートのひびわれ発生状況は、目視により記録し、試験終了後に記録紙にスケッチした。コンクリートのひびわれ幅は、パイ形ゲージ(測定長さ:約12cm)あるいはコンタクトゲージ(評点距離:約10cm)を用いて、ずれ止め近傍で計測した。

コンクリートの圧縮強度は、試験体に用いたコンクリートにより別途作製しておいたφ10×20cm円柱管理試験用

供試体を用いて、押し抜き試験実施時には合わせてJIS A-1108に従って求めた。

4. 試験結果と考察

4.1 破壊荷重と破壊形式

各試験体のコンクリートひびわれ発生荷重、ずれ止めの降伏荷重、ひびわれ幅が0.1mmに達した際の荷重と終局時の荷重(最大荷重)、終局時のH形鋼の鉛直変位、破壊形式および試験時のコンクリートの圧縮強度の一覧を表-6に示す。

押し抜き試験では、載荷開始後まず、ずれ止めと周辺のコンクリートとの間にすき間が生じた。その後、コンクリートに斜めひびわれが発生した。ひびわれ発生荷重は試験体ごとで異なった。すなわち、CおよびTタイプでは、終局荷重の4割程度とひびわれが発生が若干早かった。また、LDタイプでは、逆にひびわれの発生が他のタイプのものより遅かった。しかし、平均的には終局荷重の1/2程度であった。

ひびわれ進展の1つの目安として、ずれ止め近傍でのひびわれ幅が0.1mmに達した際の荷重を表-6に示したが、ひびわれ発生荷重の傾向と同様、CタイプとTタイ

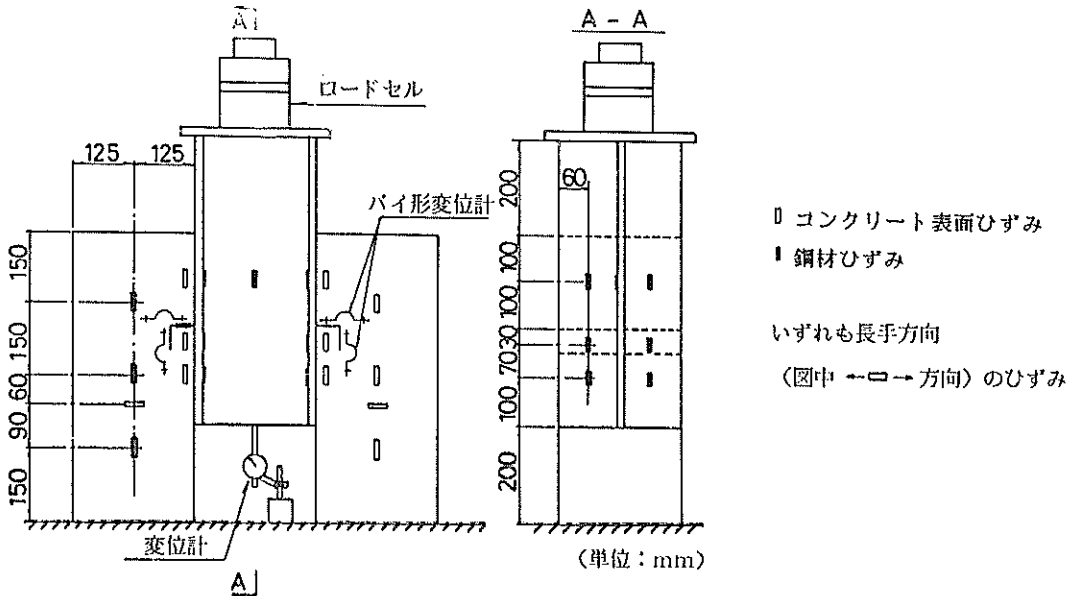


図-8 計測機器の配置

プでは、比較的荷重の低い段階でひびわれ幅が大きくなる傾向があった。

各試験体での破壊形式は、表-6に示すように、ずれ止めの溶接部での破断(TF)、コンクリートのせん断破壊(SF)およびずれ止め下面でのコンクリートの圧縮破壊(CC)の3種類に分類できた。各破壊形式の概要を図-9に示す。

SF形の破壊とCC形の破壊形式は、ずれ止めの種類によっては決まる結果となった。LA、LCおよびLDタイプのずれ止めを用いた試験体では、ほとんどがSF形の破壊形式を示した。これは山形鋼の端部から斜めひびわれが発生し、それがコンクリートブロックを貫通して破壊したものである。また、ずれ止め直下のコンクリートには、圧縮破壊の傾向も若干見られていた。一方、CおよびTタイプのずれ止めを用いた試験体では、ほとんどがCC形の破壊形式を示した。

TF形の破壊を示した試験体は、LBタイプの2体とコンクリート強度の高いLAタイプの1体およびTタイプの1体の計4体であった。この破壊形式を示したものの内、LBタイプとTタイプの試験体では、CC形の破壊も見られた。また、LAタイプの試験体では、SF形の破壊も見られた。すなわち、LBタイプおよびTタイプではCC形の破壊の後に、LAタイプではSF形の破壊の後に、それぞれずれ止めの変形が進行して、溶接位置でずれ止めが破断したと考えられる。

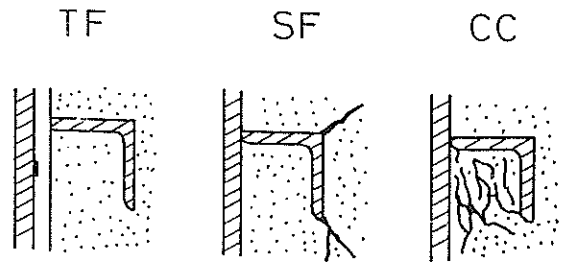


図-9 破壊形式の概要

4.2 荷重とH形鋼の鉛直変位との関係

荷重とH形鋼の鉛直変位との関係を図-10に示す。この図では、各タイプのずれ止めで得られたものをそれぞれ1例ずつ示している。

荷重と変位との関係を示す曲線は、最大荷重の1/2程度の時点でコンクリートにひびわれが生じるまではほぼ直線的で、この荷重を超えると曲線の勾配が緩やかになってきた。すなわち、コンクリートにひびわれが生じることによりずれ止めの変形が進行して、その結果H形鋼の鉛直変位量が大きくなった。

C、LCおよびLDタイプでは、最大荷重付近でH形鋼の鉛直変位量があまり大きくならず(流れず)、突然破壊が生じた。

一方、LBタイプおよびTタイプのずれ止めを用いた試験体では、コンクリートのひびわれの影響があまり現

表-6 押し抜き試験結果の一覧

記号	P_1 (tf)	P_2 (tf)	P_3 (tf)	$P_{0.1}$ (tf)	δ_0 (mm)	破断形式 (kg/cm ²)	記号	P_c (tf)	P_y (tf)	P_u (tf)	$P_{0.2}$ (tf)	δ_u (mm)	破断形式	f_c (kg/cm ²)
LA-1	30	33	46	45	2.8	SF	LD-1	60	82	88	84	1.7	SF	395
LA-2	40	46	54	—	2.1	SF	LD-2	65	66	72	69	1.4	SF	395
LA-3	20	46	55	—	3.1	SF	LD-3	30	—	98	60	1.8	SF	423
LA-4	35	65	70	—	1.5	SF	LD-4	45	58	61	×	0.7	SF	351
LA-5	×	37	52	41	4.2	SF	LD-5	90	—	96	95	2.0	SF	423
LA-6	30	46	52	43	3.2	SF	T-1	30	59	73	40	3.6	CC	351
LA-7	63	52	63	—	1.5	TF	T-2	×	60	86	28	3.8	CC	352
LA-8	40	54	62	60	1.6	SF	T-3	30	87	110	45	5.7	TF	462
LA-9	20	—	50	41	1.6	SF	T-4	30	55	57	39	2.1	CC	351
LA-10	40	80	92	—	1.8	SF	T-5	15	52	53	38	×	CC	260
LA-11	40	—	55	—	2.1	SF	T-6	45	52	73	61	1.2	CC	462
LA-12	55	49	67	×	1.2	SF	T-7	35	78	92	47	4.0	CC	351
LA-13	30	50	60	52	1.9	SF	T-8	35	67	89	42	5.1	CC	260
LA-14	75	80	82	—	1.9	SF	T-9	20	53	73	24	2.0	CC	462
LA-15	×	—	50	×	3.3	SF	T-10	35	55	82	51	4.3	CC	351
LA-16	45	—	102	72	3.0	SF	T-11	30	62	62	50	2.2	CC	260
LB-1	35	45	60	44	4.0	TF	T-12	15	80	84	17	2.7	CC	462
LB-2	30	37	52	36	3.0	TF	T-13	35	63	74	59	3.3	CC	351
LB-3	30	61	76	42	2.7	CC	T-14	40	52	104	53	6.5	CC	351
LB-4	40	50	50	40	1.8	CC	T-15	40	58	83	46	3.8	CC, SF	351
LB-5	30	—	56	50	3.8	CC	T-16	35	74	104	55	7.1	SF	351
LB-6	30	70	78	×	6.1	CC	T-17	30	51	93	58	6.4	CC	351
LB-7	30	55	81	33	3.1	CC	T-18	40	72	85	48	5.0	CC	260
LB-8	35	—	70	45	1.3	CC	T-19	25	—	75	30	1.8	CC	462
LB-9	45	56	92	50	5.5	CC	C-1	20	81	95	87	2.5	CC	351
LC-1	84	78	84	—	1.4	SF	C-2	40	80	86	74	2.4	CC	423
LC-2	40	—	80	70	4.0	SF	C-3	40	—	70	45	2.5	SF	352
LC-3	15	—	80	19	1.6	SF	C-4	×	69	76	34	1.4	SF	466
LC-4	30	—	85	77	1.2	SF								
LC-5	60	—	88	61	1.5	SF								

注) P : ひびわれ発生荷重 $P_{0.1}$: ひびわれ幅が0.1mm へ : 現象に達しないうち破断

P_y : ずれ止め発生荷重 に達した荷重 ー : 欠測

P_u : 終局(最大)荷重 f_c : コンクリート圧縮強度

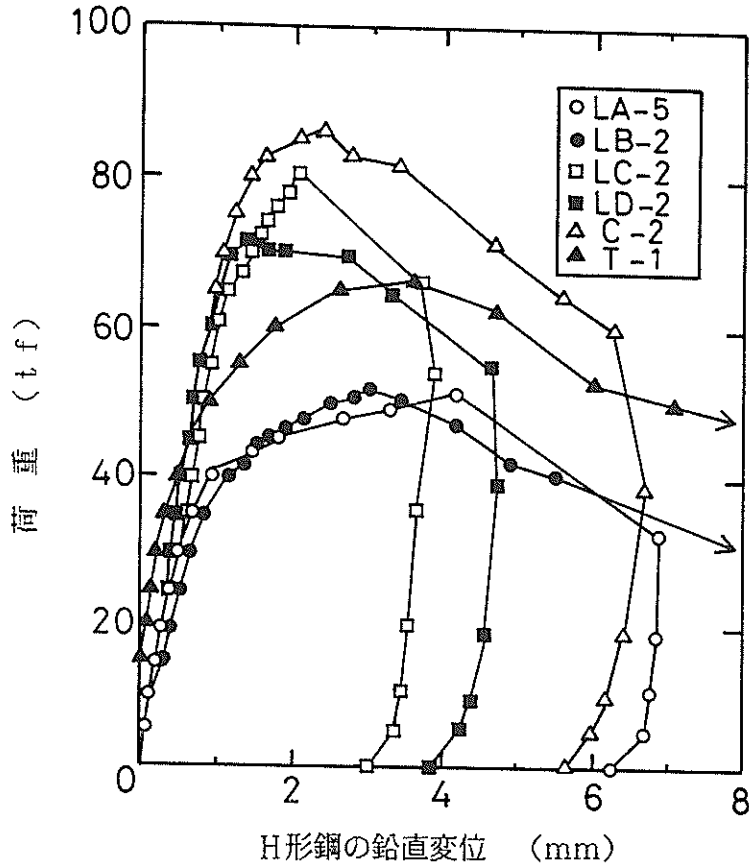


図-10 荷重とH形鋼の鉛直変位との関係

れなかった。図に示す関係では 明瞭な直線区間がほとんどなく、荷重の増加とともに曲線の勾配が徐々に緩やかになった。さらに載荷を続けると、急激にH形鋼の鉛直変位量が大きくなり、試験体の破壊に至った。

せん断破壊を示した試験体では、一般的に最大荷重付近になっても、H形鋼の鉛直変位量の伸びがあまり大きくならないうちに突然破壊が生じた。すなわち、荷重-変位関係に明瞭なピークが認められた。一方、コンクリートの圧縮破壊を示した試験体では、最大荷重付近になってもH形鋼の鉛直変位量がかなり進行した。

4.3 コンクリートのひびわれ発生状況

試験体で観察されたコンクリートのひびわれ発生状況の代表的な例を図-11に示す。これらを整理すると、破壊時に観察されたコンクリートのひびわれ性状は、コンクリート強度にほとんど関係なく、図-12に示すように、ずれ止めの種類別にほぼ同一の形状となった。

LA, LCおよびLDタイプについては、ずれ止めの

高さ l と肉厚 t との比 l/t の値によって、ひびわれ発生状況が異なった。すなわち、 $l/t < 10$ の場合ではずれ止め端部から下側に向かって、 $l/t \geq 10$ の場合ではずれ止めの折れ曲がり部から上側に向かって斜めひびわれが発生した。

LBタイプでは、ずれ止めから上下両方向にほぼ同時にひびわれが発生した。ずれ止めの上側方向のひびわれは、ずれ止めの変形に伴うものであるが、下側方向のひびわれは、コンクリートの圧縮破壊に伴うひびわれであった。

Cタイプでは、ずれ止めの下側でのコンクリートの圧縮破壊に伴うひびわれの発生あるいはずれ止めからコンクリートブロックの下端にまで達した斜めひびわれが観察されたものもあった。

Tタイプでは、ずれ止めの上側に斜めひびわれが発生した。また、ずれ止めの下側にコンクリートの圧縮破壊に伴うひびわれが生じた。さらに、ずれ止めの下側では

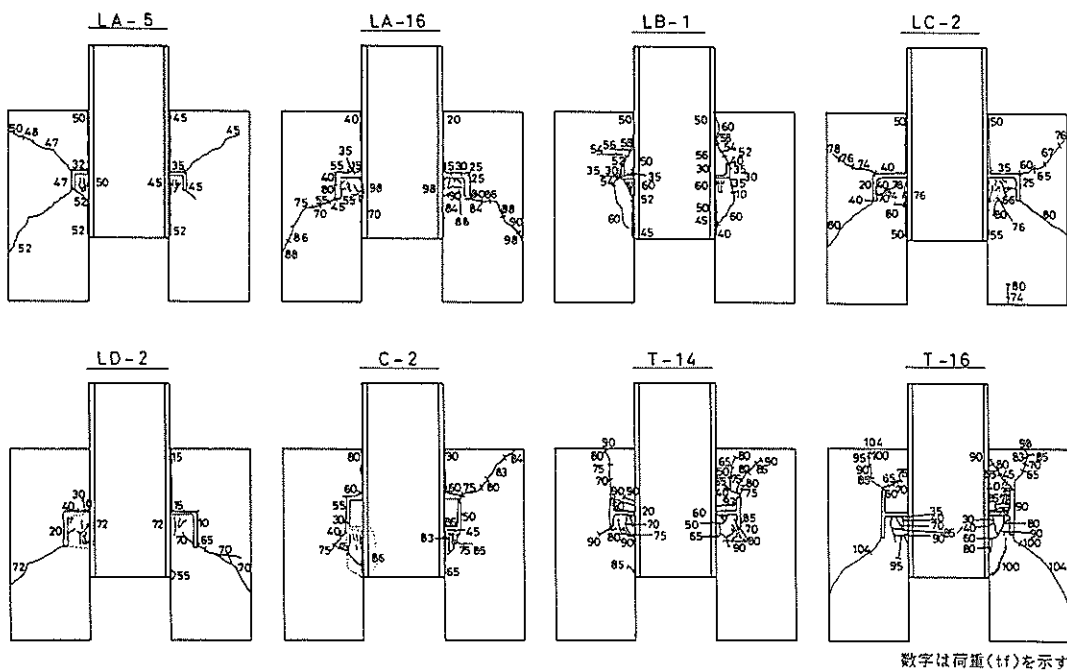


図-11 ひびわれ発生状況

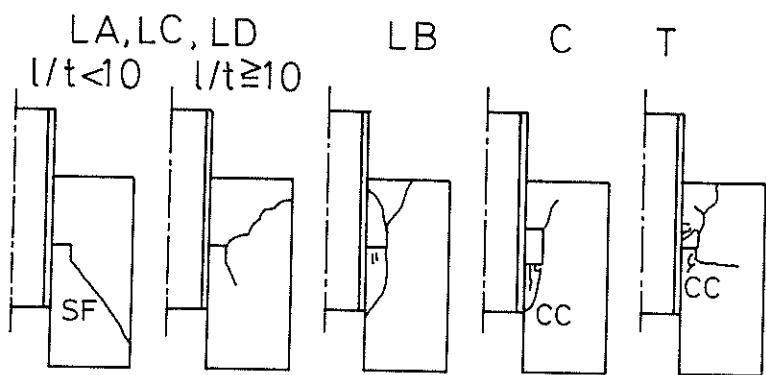


図-12 ひびわれの発生パターン

とんど水平方向に発生した斜めひびわれが観察された試験体もあった。

4.4 破壊後のずれ止めの変形

試験体破壊後に観察したずれ止めの変形状況をまとめると、図-13に示すように、ずれ止めの種類によって異なった。

LAタイプとLCタイプのずれ止めについては、溶接部近傍のみに変形が集中した。その際、溶接部が塑性ヒンジ状になったものと、溶接部は剛であるがそこから少し離れた位置で塑性ヒンジ状になったものとの2通りの変形状況が認められた。一般的に前者の変形状況は、形鋼の寸法が小さく、コンクリート強度が高い試験体、すなわち、相対的にずれ止めの剛性が低い場合に多く見られた。また、後者の変形状況は、ずれ止めの剛性が相対

的に高い場合に多くみられた。

LDタイプのずれ止めでは、溶接部が塑性ヒンジ状になる変形状況を示した。

LBタイプのずれ止めでは、溶接部あるいは溶接部近傍で塑性ヒンジ状の変形が認められた。また、荷重載荷方向のフランジ部分では、ほとんど変形が生じていなかった。

CタイプおよびTタイプのずれ止めでは、溶接部が剛で、形鋼自体が塑性変形をしている状態となっていた。また、Tタイプのずれ止めでは、ずれ止め中央より上側のフランジ部分では、ほとんど変形が生じていず、下側のフランジ部分で大きな変形が生じていた。

4.5 試験体のひずみ

荷重とずれ止めに生じたひずみ量との関係を図-14に

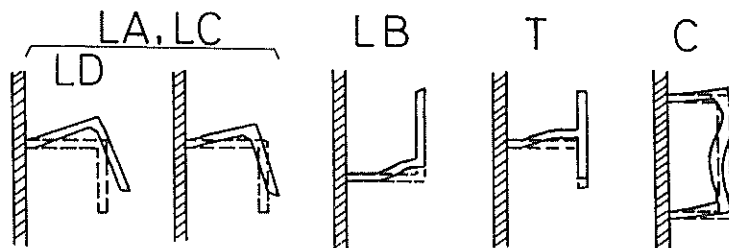


図-13 ずれ止めの変形状況

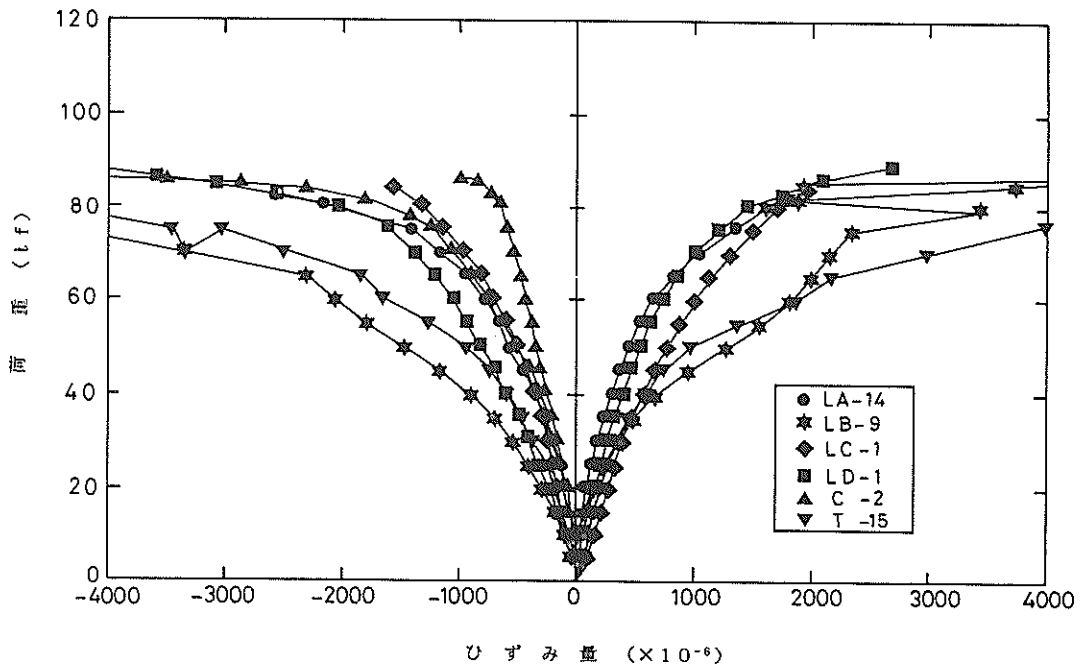


図-14 ずれ止めに生じたひずみ量

示す。ひずみの測定位置は、各形鋼のウェブの上・下縁である。Cタイプのずれ止めを除いて、ずれ止めに発生したひずみは、ずれ止めの上縁で圧縮ひずみ、下縁で引張りひずみとなり、両者の絶対値はほぼ同じであった。すなわち、曲げひずみが卓越していた。Cタイプのずれ止めでは、2段のウェブの上・下段でひずみの測定を行ったため、詳細な検討が行えなかった。

ずれ止めが降伏した際の荷重を表-6に示したが、LA、LCおよびLDタイプのずれ止めでは、一般的にずれ止めの降伏は終局時付近になって生じた。一方、他のタイプのずれ止めでは、ほとんどのものが最大荷重の4~6割程度の荷重でずれ止めの降伏が生じた。

試験体内のひずみの分布状況の一例を図-15に示す。同図では、コンクリートひびわれ発生前、発生後およびずれ止めの降伏時の各荷重状態でのひずみの値と分布形状を示している。H形鋼でのひずみ分布は、ずれ止めより上側ではほぼ一定となり、ずれ止めより下側では小さな値となった。逆に、コンクリートブロックでのひずみ分布は、ずれ止めより上側で小さく、下側で大きな値を示していた。したがって、いずれの荷重状態でも、H形鋼上端から試験体に作用させた荷重は、ほとんどずれ止めを介してコンクリートブロックに伝達されていたと言える。

5. ずれ止めの耐荷力の算定

5.1 耐荷力に及ぼす形状の影響

ずれ止めの単位重量当りの荷重とひずみとの関係を図-16に示す。この図では、 $f_c=350\text{kgf/cm}^2$ の試験体の中で、ずれ止めの各タイプごとに、ずれ止めの降伏時の荷

重をずれ止めの重量で除した値が最大のものを示している。

鋼材重量を減らして、できる限り経済的に部材を製作するためには、ずれ止めの総重量を小さくするのが望ましい。この観点からすると、LB、CおよびTタイプのずれ止めは、降伏時の(荷重/ずれ止めの重量)の値が比較的高く、耐荷力を得るためには有利である。逆に、LA、LCおよびLDタイプのずれ止めでは、ずれ止めの重量の割にはあまり耐荷力を期待できない。しかし、同一タイプのずれ止め間でも、この関係はばらつきが大きく、一概にずれ止めの断面形状だけで耐荷力に対する有利性を判断できなかった。

ずれ止めの形状を表現するもう1つの指標として、ずれ止めの高さ(l)と肉厚(t)との比 l/t を考える(図-5参照)。図-17はずれ止めの重量と耐荷力との関係を l/t の値によって分類したものである。この図より、同一重量のずれ止めを用いる場合、 $l/t < 10$ のずれ止めが $l/t \geq 10$ のずれ止めよりも高い耐荷力を示していたことがわかる。すなわち、ずれ止めの重量が同じであっても、 $l/t < 10$ の形鋼を用いる場合の方が、 $l/t \geq 10$ の形鋼を用いる場合よりも大きな耐荷力を期待できる。

5.2 コンクリート強度の影響

コンクリートのひびわれが発生したときの荷重、ひびわれ幅が0.1mmに達したときの荷重および終局時の荷重とコンクリート強度との関係を図-18および図-19に示す。CタイプおよびTタイプのずれ止めを除くと、コンクリート強度が高ければ、各々の荷重も大きくなる傾向があった。CタイプおよびTタイプのずれ止めでは、コ

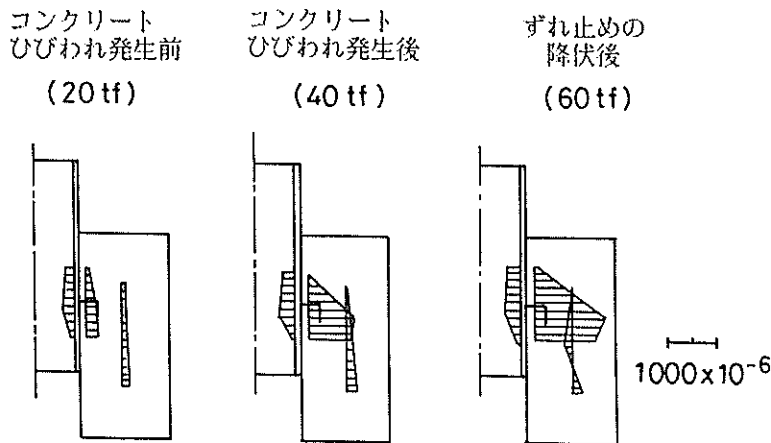


図-15 試験体でのひずみ分布状況

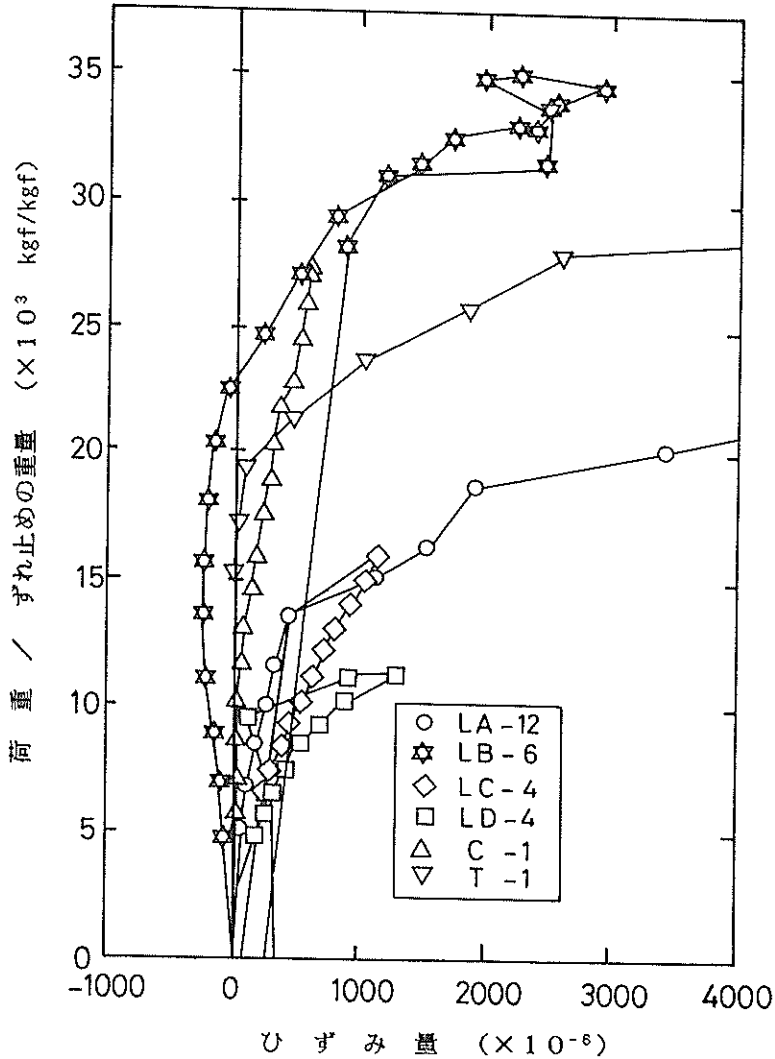


図-16 単位重量当りの荷重とひずみ量との関係

ンクリート強度が450kgf/cm のものは他のものよりも各荷重が下回る傾向があった。コンクリート強度と耐荷力との間には、一般的にコンクリート強度が高ければ耐荷力も大きいという定性的な関係が言えるだけで、今回の試験の範囲では、定量的な関係式を求めることは困難であった。

耐荷力以外のずれ止めの力学性状にコンクリート強度の影響があるものは、前述のように、破壊後のずれ止めの変形状と試験体の破壊形式(ずれ止めの破断)であった。

なお今回の試験で、コンクリート強度の影響がほとんど認められなかった項目は、荷重とH形鋼の鉛直変位との関係、試験体内のひずみ分布およびコンクリートのひ

びわれ性状の3項目であった。

5.3 コンクリート打設方向の影響

上面からコンクリート打設を行った試験体の終局荷重と、側面から行ったものとを比較すると、LAタイプのずれ止めでは、0.89倍および0.61倍と側面から打設したものが小さくなり、予想に反する結果となった。また、LBタイプおよびTタイプのずれ止めでは、両者はほとんど同じであるが、上面から打設した試験体の方がやや終局荷重が大きかった。今回の試験では、打設方向の相違による耐荷力の有意な差を求めるには至らなかった。

5.4 耐荷力の算定式

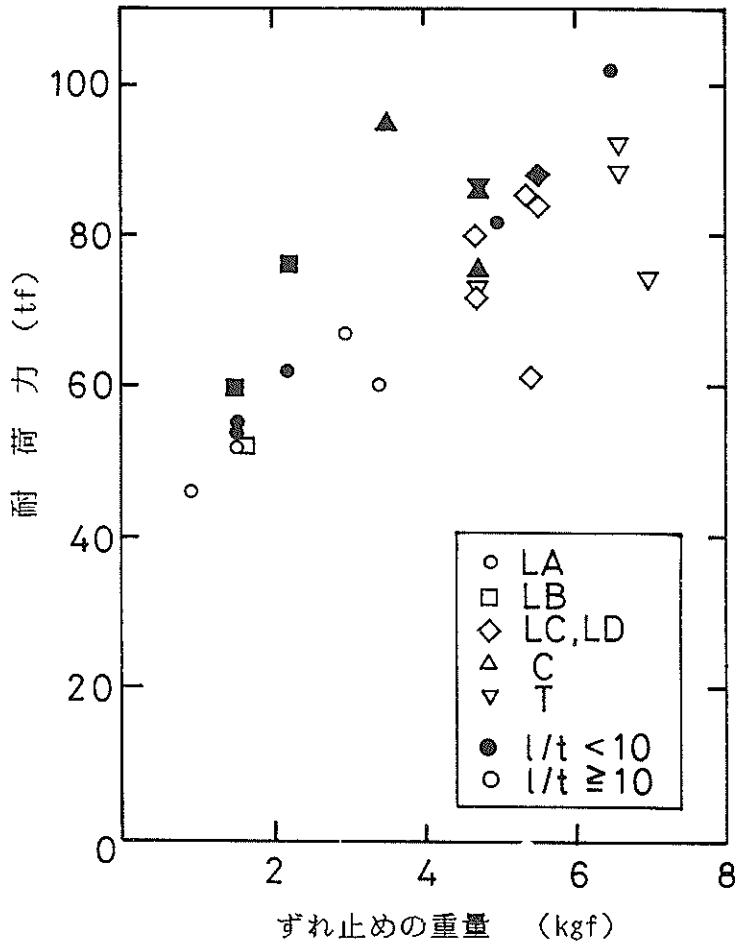


図-17 ずれ止めの重量と耐荷力

2. で述べた2種類の耐荷力の設計式が今回の試験結果とどの程度説明できるか検討し、形鋼のずれ止めの耐荷力を算定する実験式を求める。

式(1)により求めたずれ止めの耐荷力の計算結果と試験結果を図-20に示す。今回の計算では、輪形筋の断面積を0と置いて求めた。計算結果は試験結果をほとんどの場合下回り、安全側の結果となった。この式では、耐荷力に及ぼすずれ止め自体の影響は、ずれ止めの高さのみであり、断面形状などには無関係である。すなわち、みぞ形鋼あるいはブロックのみを対象としているので、フランジなどのついている形鋼の耐荷力を算定した場合には、過小の値になったものと思われる。

式(2)により求めたずれ止めの耐荷力の計算結果と試験結果を図-21に示す。この式では、計算結果は試験結果をいずれも上回っており、両者の対応はあまりよく

なかった。

以上のようなことから、今回のずれ止めの耐荷力をこれら2種類の算定式によって精度良く推定することが困難である。そこで、これらの既往の2式を参考にして、今回のずれ止めの耐荷力を求める計算式を導くこととする。まず、耐荷力に影響を与えると思われるずれ止めの要因をいくつか取り上げ、それらのうちのどの要因が支配的か調べてみる。

図-22は、コンクリート強度が350kgf/cm²の試験体について、ずれ止めの断面積A(ずれ止めの重量に比例するもの)、 $(h+0.5t)w$ (式(2)に用いられている)、ずれ止めのウェブ高さ l (式(1)に近い考え方)および肉厚 t と耐荷力との関係をそれぞれプロットしたものである。この図より、Aと l は耐荷力との関係においてそのばらつきが他の2つの要因よりも小さく、耐荷力を

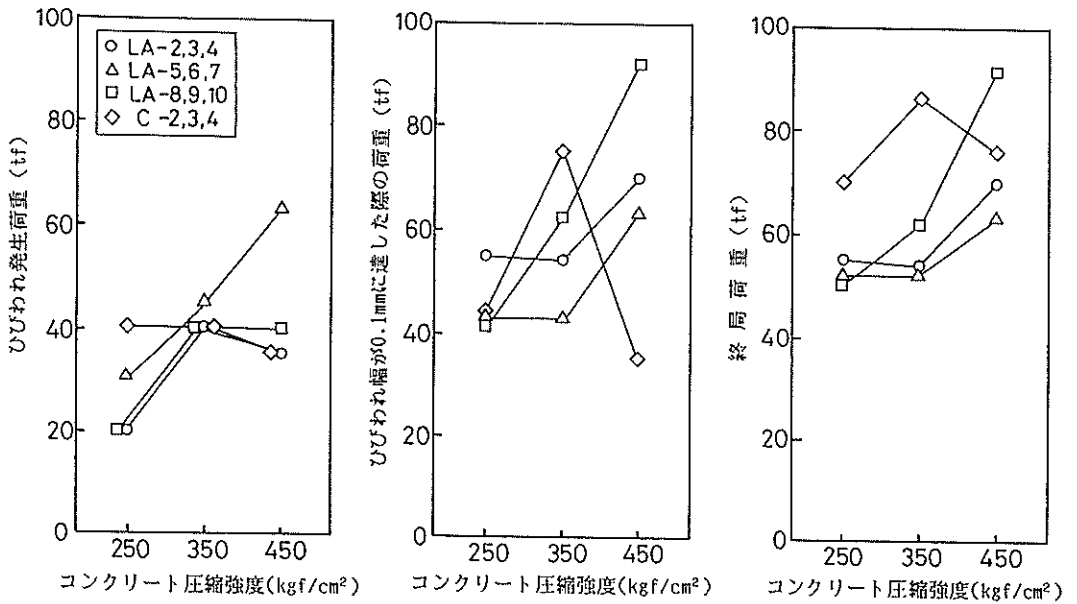


図-18 各荷重とコンクリート強度との関係①

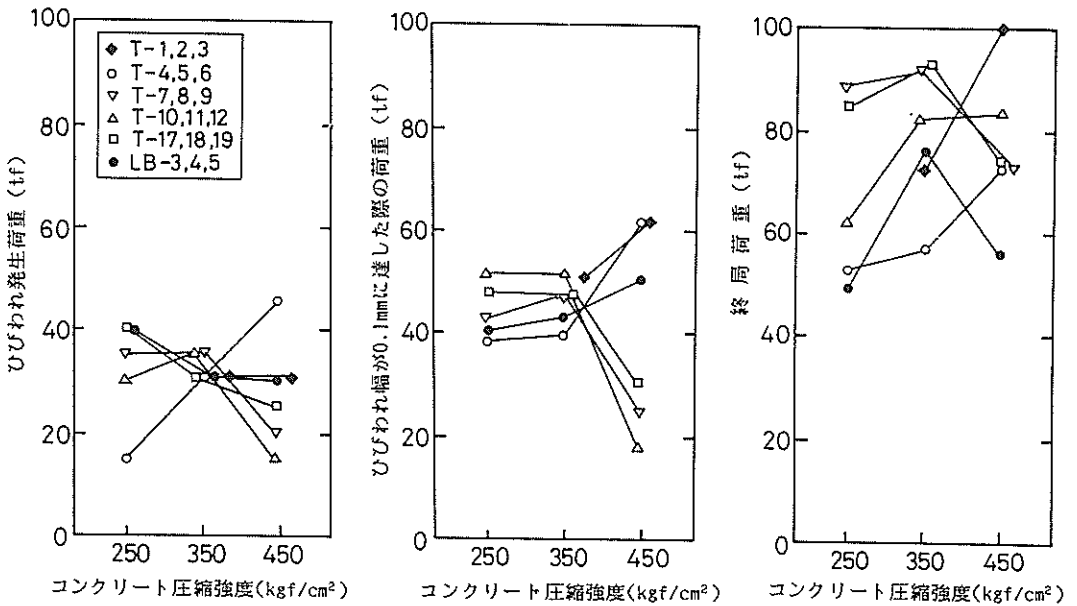


図-19 各荷重とコンクリート強度との関係②

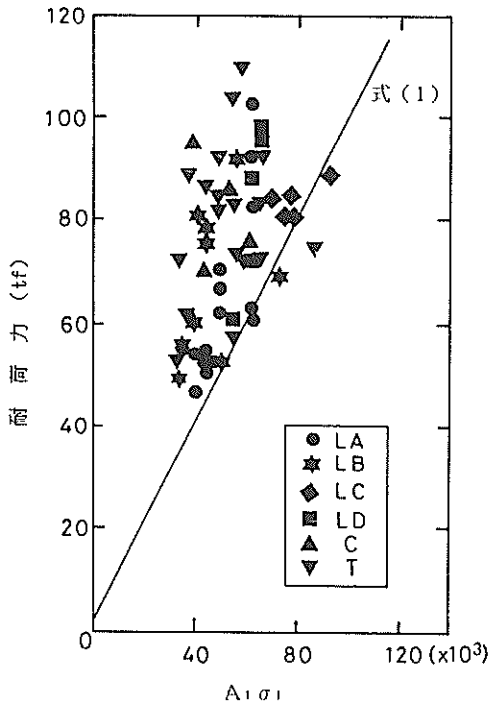


図-20 式(1)によるずれ止めの耐荷力

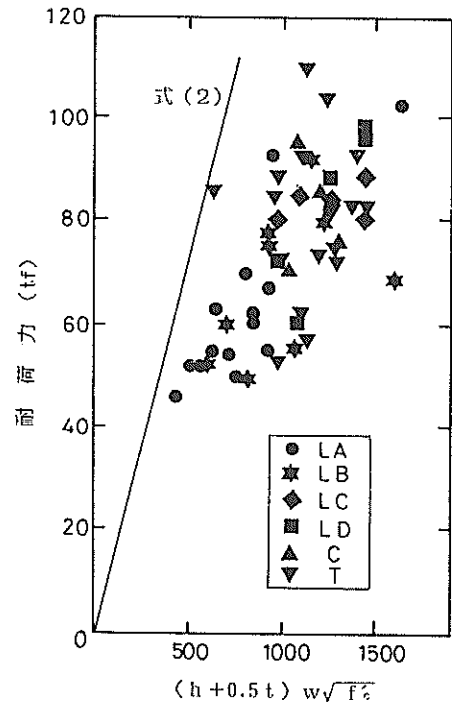


図-21 式(2)によるずれ止めの耐荷力

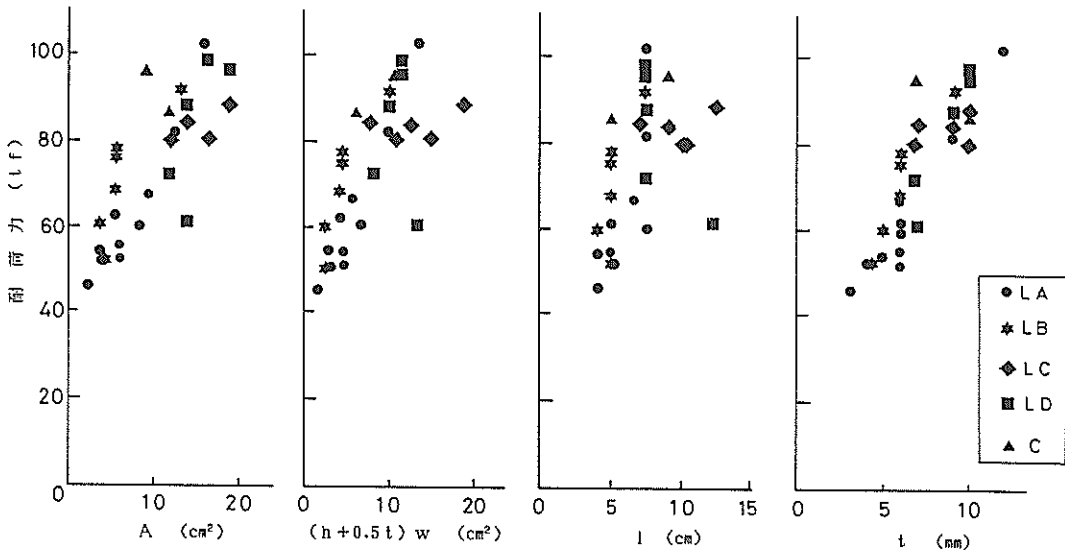


図-22 耐荷力とずれ止めの断面諸量との関係

決定する1つの要因となり得るものと考えられる。

さらに、このAとtについて、各々の平方根と耐荷力との関係をプロットすると、図-23のようになる。この図より、 \sqrt{t} は耐荷力とほぼ原点を通る直線関係にあることが分かる。したがって、ずれ止めの耐荷力に及ぼす主要因として \sqrt{t} を用いる。

また、T形鋼のずれ止めは、肉厚の等しい山形鋼のずれ止めよりも一般的に耐荷力が高く、上下両方向に伸びたフランジが耐荷力の増大に寄与しているものと考えられる。そこで今回は、T形鋼の形状を考慮するパラメータとして、T形鋼のウェブの肉厚とフランジの肉厚との比を取り入れる。

次に、コンクリート強度の要因であるが、5.2で述べたように今回の試験では定量的な関係を得られなかった。したがって、式(1)と式(2)の両方で用いられている考え方を取り入れて検討する。すなわち、コンクリート強度そのものとコンクリート強度の平方根の両者を用い、どちらの方が耐荷力に関する相関度が高いかを評価する。

以上のことから、ずれ止めの耐荷力を表す式として、

以下の2式を取り上げる。

$$P = \alpha \cdot r \sqrt{t} \cdot w \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (3)$$

$$P = \beta \cdot r \sqrt{t} \cdot w \cdot f'_c \dots \dots \dots (4)$$

ここで、

P : ずれ止めの耐荷力 (kgf)

t : ずれ止めの肉厚 (cm)

w : ずれ止めの幅 (cm)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

r : T形鋼 = フランジの肉厚/ウェブの肉厚
その他 = 1とする

α, β : 比例係数

式(3)および式(4)によって試験結果をプロットすると図-24のようになる。この図では、両者ともある程度の直線関係になっている。そこで、最小自乗法により比例係数 α および β を求め、同時に相関係数(r)を計算する。式(3)では、 $\alpha=88, r=0.84$ 、式(4)では、 $\beta=4.5, r=0.79$ となった。両者の相関係数は

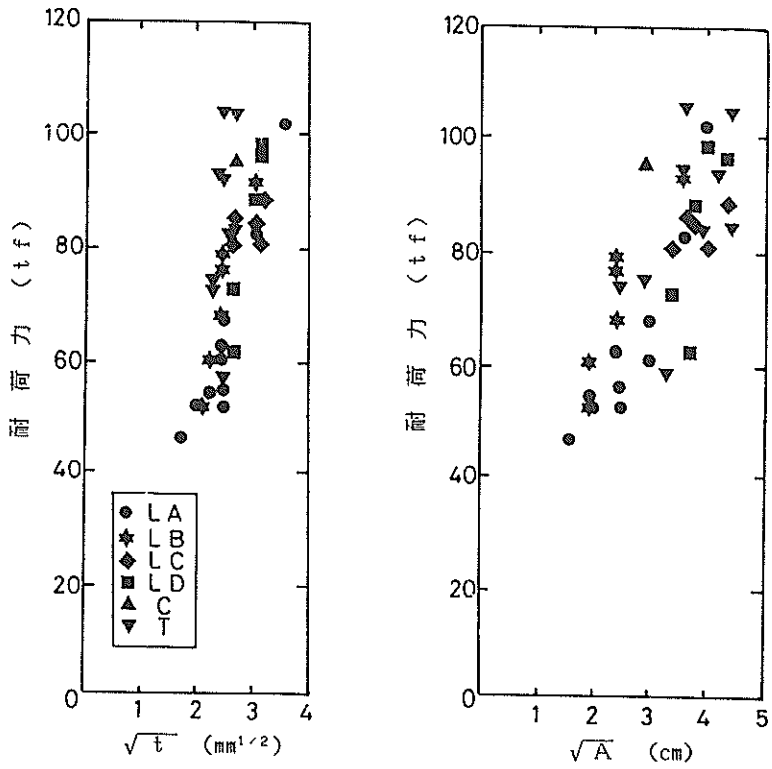


図-23 \sqrt{A} および \sqrt{t} と耐荷力との関係

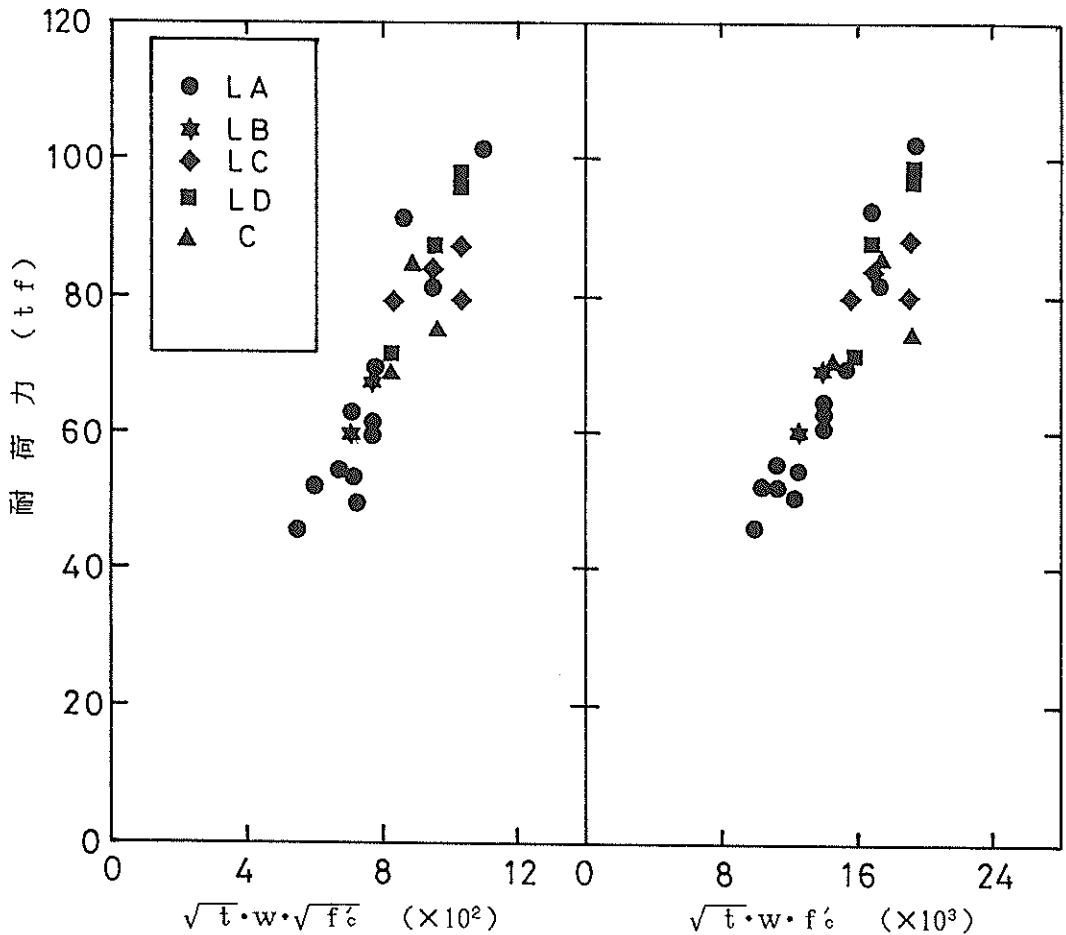


図-24 コンクリート強度と耐荷力との関係

ほとんど差がないが、一応小さい方を採用し、今回の実験式では、コンクリート圧縮強度の平方根を用いる。

したがって、今回の試験により得られたずれ止めの耐荷力を表す式は、以下ようになる。

$$P = 88r \sqrt{t \cdot w} \sqrt{f_c} \dots\dots\dots (5)$$

しかし、この式は試験結果の平均的な結果を示しており、そのまま設計に用いることはできない。試験結果を安全側に算定する式として、試験結果の下限を包絡する直線は、式(6)のように表される。

$$P = 65r \sqrt{t \cdot w} \sqrt{f_c} \dots\dots\dots (6)$$

式(5)および式(6)で求めたずれ止めの耐荷力の

計算結果と試験結果を図-25に示す。今回の検討では、これらの式に示すように、ずれ止めの形状に関しては、 t の関数という単純な形で耐荷力を表現できた。これは、ずれ止めに市販の標準形鋼を用いているので、断面性能が t のみである程度一義的に決まるためと考えられる。

また、式ではT形鋼に関してのみ r を用いてフランジの耐荷力への影響を考慮した。しかし、山形鋼では、フランジの向きが耐荷力に及ぼす有意な影響は認められず、今後フランジの向きに関しては、さらに検討が必要である。

今回の提案式は、ずれ止めの高さが50~100mm程度のものを対象としており、これより大型のずれ止めを用いる場合や他の種類のコンクリートを用いる場合などは、式の適用範囲に十分注意する必要がある。

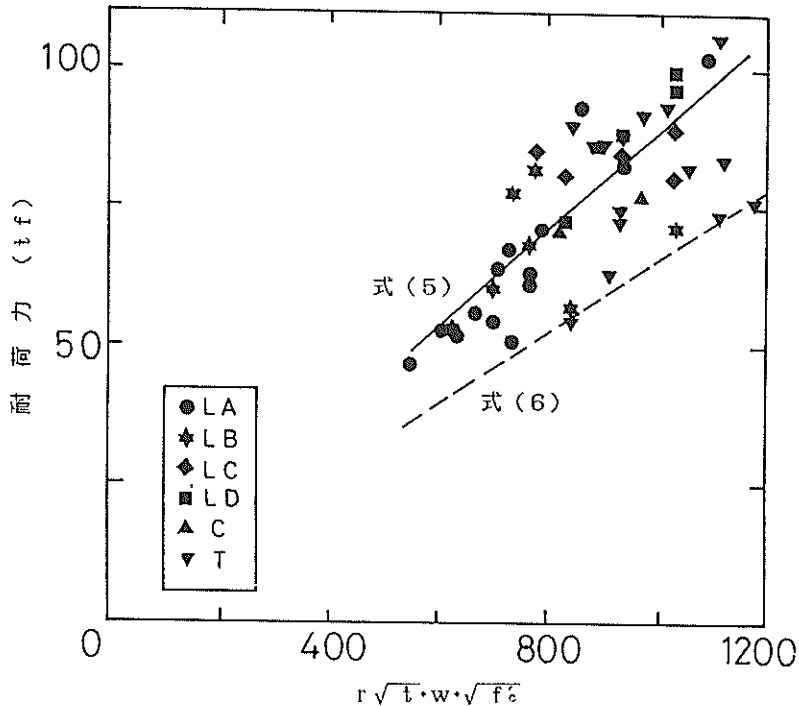


図-25 式(5)および式(6)によるずれ止めの耐荷力

6. 結論

形鋼によるずれ止めの基本的な力学性状として、今回の試験の範囲で得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 破壊形式は、ずれ止めの破断、コンクリートのせん断破壊およびコンクリートの圧縮破壊の3種類に分類できた。このうち、山形鋼ではコンクリートのせん断破壊が、T形鋼とみぞ形鋼ではコンクリートの圧縮破壊が主であった。
- 2) 荷重開始後まず、ずれ止めとコンクリートとの間にすき間が生じ、その後コンクリートにひびわれが発生したが、耐荷力は平均的にはひびわれ発生荷重の約2倍であった。
- 3) ずれ止めの耐荷力に関して、各形鋼間で有意な差異は認められなかった。しかし、同一重量のずれ止めを用いた場合には、ずれ止めのウェブ高さとの比が10以下のもので大きな耐荷力が得られた。
- 4) 今回の試験に用いた形鋼によるずれ止めの耐荷力は、形鋼の肉厚、幅およびコンクリートの圧縮強度の関数として、計算することができた。

7. あとがき

形鋼によるずれ止めの力学性状に関しては、今回の試験でほぼ明らかにできた。しかし、合成部材の設計法の整備には、部材および構造物を対象とした荷重試験などがさらに必要であり、今後も継続して研究を行う予定である^{11, 12)}。なお、本研究は、特別研究「ハイブリッド海洋構造物の設計等に関する研究」の一環として実施されたものである。

本資料を取りまとめるに当たり、構造部沈埋構造研究室・千葉照男技官、昭和60年度研修生・鈴木 操氏(現・日本鋼管㈱鉄鋼研究所)ならびに昭和61年度研修生・飯田典生氏(現・㈱日本港湾コンサルタント第三技術部)には、押し抜き試験の実施ならびに結果の整理に多大のご協力を賜りました。また、図面の作成に当たり、構造部沈埋構造研究室・松浦 淳君の手を煩わせました。ここに記して、深甚なる感謝の意を表します。

(1987年6月30日 受付)

参考文献

- 1) Rojansky, M. and Hsu, Y. : An Icy Challenge, Concrete and Steel are Combined in Arctic Offshore Structures, *Concrete International*, ACI, Aug. 1985, pp.38~44.
- 2) 田村 徹, 鈴木智郎 : 水海石油掘削人工島, コンクリート工学, Vol.24, No. 3, 1986年3月, pp.85~88.
- 3) 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 日本道路協会, 1980年2月, pp.249~257.
- 4) 国鉄建造物設計標準解説, 鋼とコンクリートの合成鉄道橋, 土木学会, 1983年, pp.349~356.
- 5) 各種合成構造設計指針・同解説, 日本建築学会, 1985年2月, 255p.
- 6) 阿部英彦 : 鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験的研究, 鉄道技術研究報告, No.961, 222p.
- 7) Slutter, R. G. and Driscoll, G. C. : Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams, Proceedings, *Journal of Structural Engineering, Proc. of ASCE*, ST2, April 1965, pp.71-79.
- 8) ASCE-ACI Committee on Composite Section, Tentative Recommendations for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings, *Journal of Structural Division, Proc. of ASCE*, No.ST12, Dec. 1960, pp.73-92.
- 9) *Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, 1961.
- 10) Viest, I.M. : Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams, *Journal of ACI*, Apr. 1956, pp.875~891.
- 11) 清宮 理他3名 : 合成構造におけるシアークネクターの基本的な力学性状, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 1986年6月, pp.609~612.
- 12) 清宮 理, 横田 弘 : 形鋼によるずれ止めの耐力評価, 合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 1986年9月, pp.113~118.

港湾技研資料 No.595

1987・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 新宿総合印刷センター協業組合

Published by the port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.