

特集

P C 建築

高強度の合成 PC 版を用いた T 形梁の力学的性状試験について

中 野 清 司*
立 花 正 彦**
林 三 雄***
児 嶋 千 里†

1. はじめに

プレストレストコンクリート合成床（以下 PC 合成床と略称）は、近年の建設工業化に伴って発展したコンクリート系の合成床システム工法である。これは比較的大スパンのスラブ構造を効率的に構成できる工法としてよく知られている。この工法に供されるプレキャスト PC 板（以下合成 PC 版と略称）と呼ばれ、その構造性能が特殊であることから建築の分野で使用する場合、日本建築センターの評定もしくは評価の取得対象となっている。

一般に PC 合成床として把握が必要とされる基本的な構造性能は、概ね次の 3 つに大別することができる。

- 1) 合成 PC 版単体としての構造性能
- 2) PC 合成床板としての構造性能
- 3) PC 合成床板を用いた周辺の構造部材の性状

これら 3 つの主な構造性能に含まれている各項目の多くは、実験によりその性能・性状が確認され、設計法あるいは設計に必要な許容範囲が決められている。現在、主として実験により性能・性状の把握が行われている項目は表-1 のとおりである。

これら構造性能のうち、合成床自体（上記 1）、2）に相当）に関する研究は比較的多数行われており、その構造性能が明らかになりつつある。

例えば、PC 合成床の打継合成面の付着性能に関しては、コンクリートの調合・材令が大きく異なる積層型の構造であることから、クリープ・乾燥収縮の相違、粗面やシアーコッターの製作誤差、後打ちコンクリートの打設・養生法等が境界面に及ぼす影響を長期的にみて、打継合成面の許容せん断応力度が決められている。設計上、使用されるこのせん断応力度の数値は、合成 PC 版の打継部に粗面仕上げを行うか、あるいは凹凸のシアーコッターを設けることにより実験上は 10~25 kg/cm² 程度のせん断応力度を確保できるにもかかわらず、長期の

表-1 PC 合成床の主な検討事項

構 造 体	実 験 により 確認される項目	一 般 的 な 数 値 お よ び 範 囲
1. 合成 PC 版単体	・合成面付着性能 ・曲げ性状 ・支持部の性状 ・かかり代 等	2.5~4 kg/cm ² 30~40 mm
2. PC 合成床	・合成面付着性状 ・曲げ性状 ・支持部の性状 ・長期撓み性状 ・振動性状 等	2.5~4 kg/cm ² スパンの 1/250 以下
3. PC 合成床 周辺の構造材	・曲げ性状 ・せん断性状 等	PC 版の板部を合成

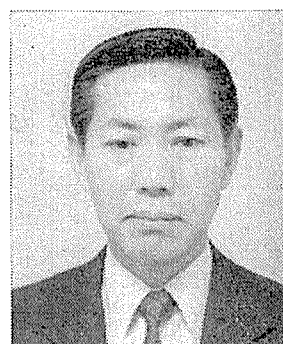
注) 一般的な数値および範囲は PC 系 6 工法の平均的数値を示す。



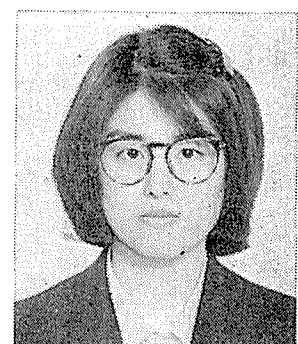
* Kiyoshi NAKANO
東京電機大学建築学科教授



** Masahiko TACHIBANA
東京電機大学建築学科助手



*** Mitsuo HAYASHI
ピー・エス・コンクリート(株) 技術部



† Chisato KOJIMA
東京電機大学院生

最大値として 2.5~4 kg/cm² 程度に設定され、比較的高い安全率がとられている。

また、合成床の長期的な性能の目安になるとみられるたわみの性能に関しては、一般的に合成 PC 版の下端に曲げひびわれが発生しない程度に応力度が制限されることから、たわみの進行は、表面端部に発生するであろう曲げひびわれに伴う剛性低下と合成床板自体のクリープ・乾燥収縮などにより起きるものと考えられる。このたわみ量を既に実用化されている合成 PC 版数種を例にみると、種類により若干の相違が認められるものの概ね載荷期間が 450 日程度で収束し、その値はスパンの 1/800~1/1000 に落ちついている。この数値は合成床の自重および載荷重による弾性たわみの約 2 倍弱に相当し、PC 構造の持つ良好な性状を示しているものと考えられる。

一方、第 3 番目の合成床板を用いた周辺の構造部材の性状に関する研究は、合成床自体の研究に比べて少なく不明確な点が多い、特に周辺の構造材である梁のせん断破壊性状に関するものは少ない。PC 合成床を用いた場合、梁の両サイドに合成床があり、異質の合成 PC 版がせん断力の多くを負担するとみられる梁の側面に食い込む状態で合成されており、これが梁のせん断耐力並びに性状に少なからず影響することが考えられる。

本報告は、この状態にある梁、すなわち梁の両サイドに高強度 ($F_c \geq 600 \text{ kg/cm}^2$) の PC 合成床を持つ鉄筋コンクリート造の T 形梁 (以下 T 形梁と略称) について、地震時水平力を想定した繰返し荷重の載荷試験により、せん断破壊性状を把握し、通常の一打 T 形梁と比較検討することを目的として行ったものである。

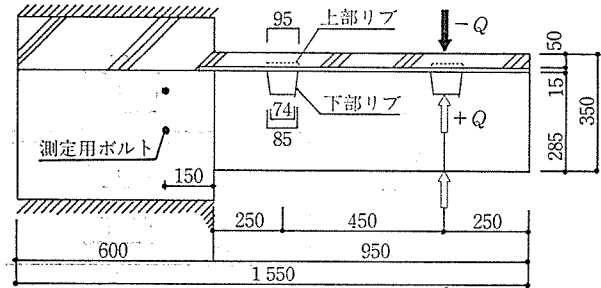
なお、本試験に使用した合成 PC 版自体の性状については、本誌 Vol. 29, No. 3, May, 1987 において報告した。

2. 試験方法の概要

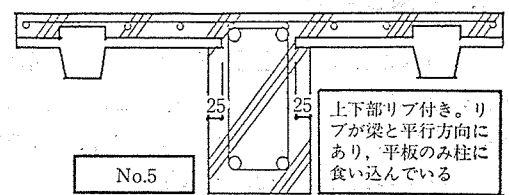
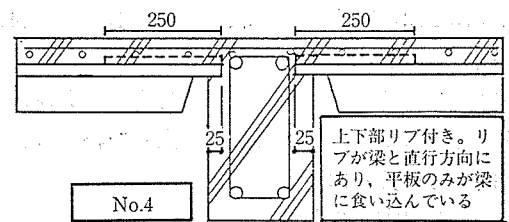
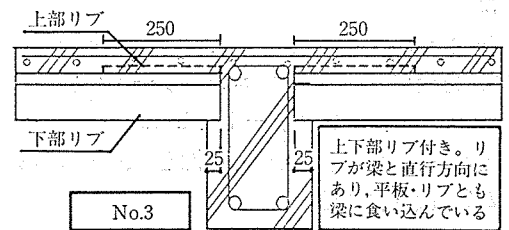
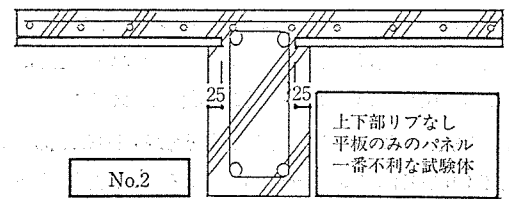
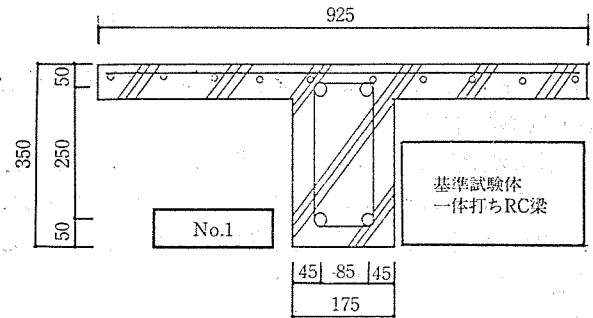
2.1 試験体

試験体は通常の建物に使用されている T 形梁の 1/2 縮小モデルとし、本誌に報告した略称: CS 版という高強度 ($F_c \geq 630 \text{ kg/cm}^2$) コンクリートの合成 PC 版をモデル化 (図-2 参照) したものである。また、本試験体は曲げ降伏に先立ち、せん断破壊が先行するよう計画した。

試験体の形状および寸法を 図-1 に示す。実験変数は合成 PC 版と T 形梁の取り付け方 (合成 PC 版の支持方法) とする。この合成 PC 版の梁への食込み長さ (a) はすべての試験体で共通とし、施工誤差の最大値をとり $a = 25 \text{ mm}$ (通常の梁では 50 mm , $2a/b = 0.28$, b : 梁幅)



側面図



断面図

図-1 試験体形状

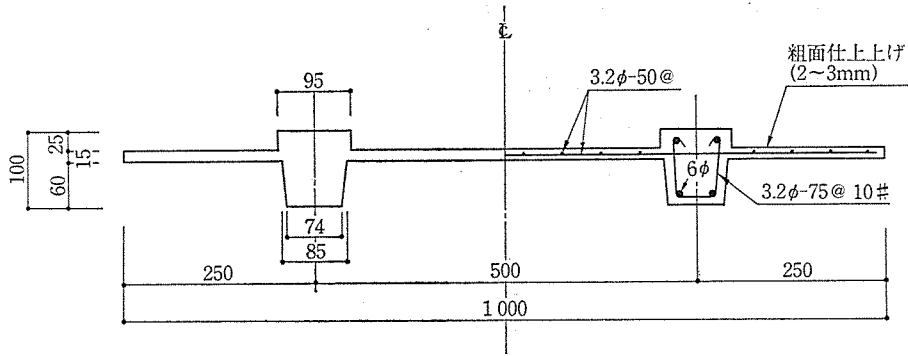


図-2 合成 PC 版モデルの断面

とした。試験体数は通常の一体打ち T 形梁試験体 1 体を含めて総数 5 体とした。

T 形梁の断面は $b \times D = 175 \times 350$ mm とし、スラブ厚は $t = 65$ mm、スラブ幅は合成 PC 版の形状を考慮して $b_a = 925$ mm とした。梁の主筋は鉄筋のかわりに異形 PC 鋼棒 2-23 ϕ ($P_t = 1.58\%$: ゲビンデスターブ) を使用し、スターラップは $6\phi @ 100$ ($P_w = 0.32\%$)、スラブの配筋は $6\phi @ 100$ のメッシュ筋とした。

なお、仕口部においてスラブの変形拘束を行うため、桁行方向の梁に相当する厚板 (160 mm) を柱型 ($B \times D = 550 \times 650$ mm) の両側に配置し、スラブ筋の仕口側端部を定着した。また梁主筋の付着の不足を補うため、試験体の両端にアンカープレートを取り付けナットで固定した。

合成 PC 版は高強度無収縮モルタル (MCR アーマ 100) を使用し、後打ちコンクリートは骨材の最大寸法 10 mm の早強コンクリートとした。

これら使用材料の機械的特性を表-2 に示す。

2.2 試験方法

試験方法は片持梁形式とし、スラブ面全幅荷重できるようにした。荷重条件は荷重点の変形量 (部材角) により制御し、繰返しの条件は、部材角 $R = \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 2\%$ を各 2 サイクル、 $\pm 3\%$ を 1 サイクル行った後、正加力 (スラブが圧縮となる方向) で終局に至るまで一方向加力を行った。

この試験方法を図-3 に示す。

3. 試験結果と検討

各試験体の履歴曲線を図-4 (a)~(e) に示す。なお、同図の縦軸は作用せん断力 (Q_{tf}) を、横軸は梁の曲げせん断力による部材角 ($R = \delta/L$, δ : 荷重点の変形量, L : T 形梁の長さ) をそれぞれ示す。

また本項で検討に用いた強度式は以下のとおりである。なお、T 形梁の長期および短期のせん断強度式は、日本建築学会 RC 規準式による。

表-2 使用材料の機械的性質

コンクリート	σ (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	鋼材	σ_y (kg/mm ²)	σ_u (kg/mm ²)
豆砂利	343.0	207.2	$\phi 6$	34.37	42.55
C S 版	610.3	270.2	ケビンデ	95.00	110.0

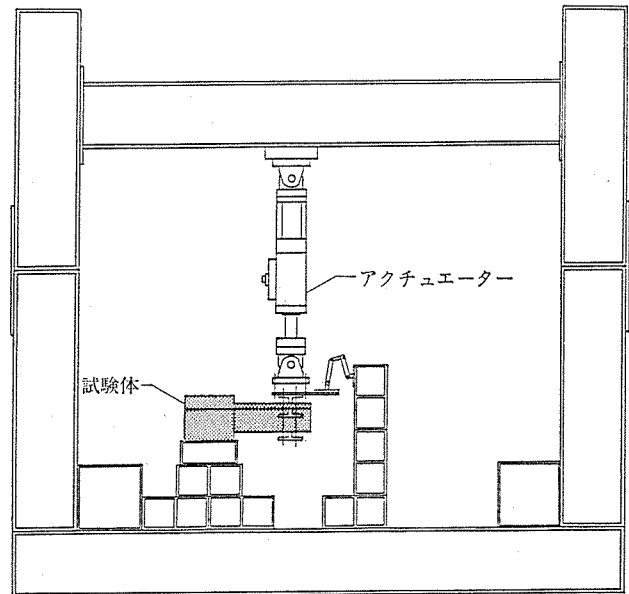


図-3 試験方法

(1) 曲げひびわれ強度

曲げひびわれ荷重 (bQ_{cr}) は T 形梁のスラブ全幅を有効断面として、主筋および床筋を考慮した等価断面係数 (Z_e) を用いた (1) 式により求める。なお、曲げ引張強度は日本建築学会 RC 規準式によった。

$$bQ_{cr} = M_{cr}/L = 1.8\sqrt{F_c} \cdot Z_e \frac{1}{L} \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 F_c : コンクリートの圧縮強度

Z_e : T 形梁の等価断面係数

L : 荷重点から柱型表面までの梁の長さ

(2) せん断ひびわれ強度

せん断ひびわれ荷重 (sQ_{cr}) は、スラブを無視した矩形梁 ($B \times D = 175 \times 350$ mm) として、大野・荒川式 (2 a) 式および平面保持の条件で図心より始まるせん断ひ

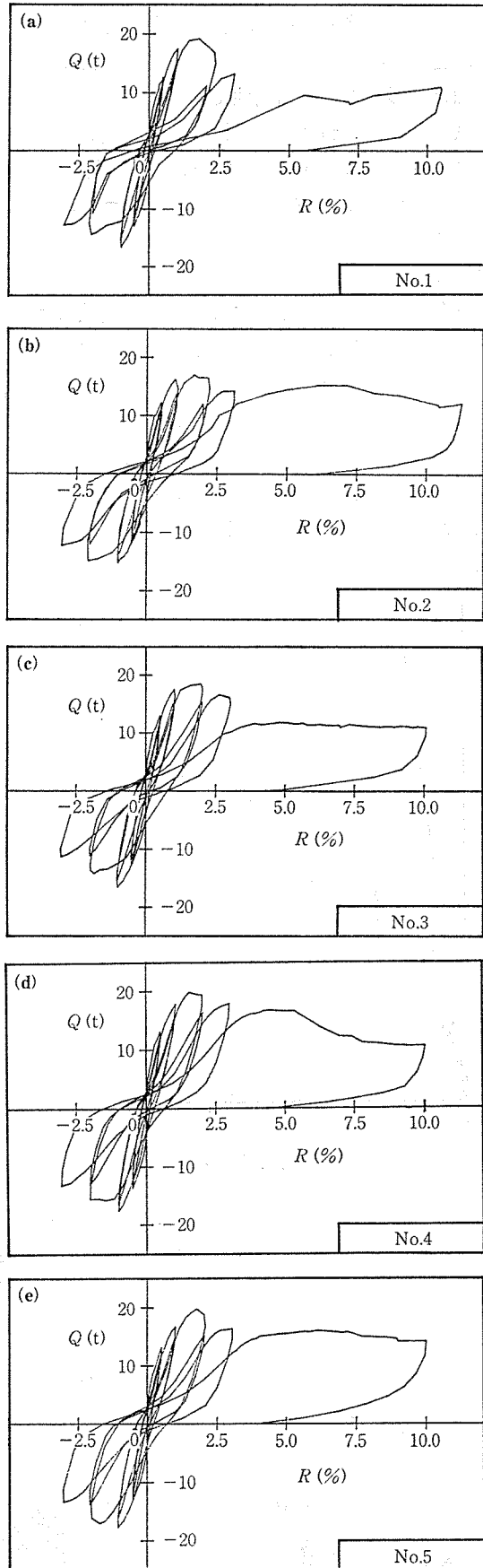


図-4 履歴曲線

びわれ荷重 (2b) 式により求めた。

$$sQ_{cr1} = \left\{ \frac{0.085 K_c (500 + F_c)}{M/Qd + 1.7} \right\} bj \dots\dots\dots (2a)$$

ただし, K_c : 梁の有効成 (d) より決まる係数

b : T形梁の梁幅

j : 梁断面の曲げ応力中心間距離 ($7/8 \cdot d$)

M : 部材にかかる最大モーメント

$$sQ_{cr2} = \frac{bI_c}{S_c} \cdot \tau_{cr} \dots\dots\dots (2b)$$

ただし, I_c : T形梁の図心位置断面二次モーメント

S_c : T形梁の図心位置断面一次モーメント

τ_{cr} : $1.1\sqrt{F_c}$, 曲げ強度の0.6倍とした

なお, I_c, S_c はコンクリート断面の鉄筋を無視して求めた。

(3) 最大せん断強度

最大せん断強度 (sQ_m) は, スラブを無視した矩形梁とした大野・荒川式 (3a) 式, T形梁の影響を含む (3b) 式 (壁式 RC 造設計施工指針・同解説), アーチ効果を取り入れた (3c) 式 (RC 造建物の終局強度型耐震設計指針案) および M/Qd が小さいことから ACI code の Shear-Friction に基づく想定ひびわれ (図-5 参照) による (3d) 式 (PCI Design Handbook 3rd EDITION) により求めた。

$$sQ_{m1} = \left\{ K_u \cdot K_p (180 + F_c) \cdot \frac{0.12}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \cdot s\sigma_y} \right\} bj \dots\dots\dots (3a)$$

ただし, K_u : 梁の有効成 (d) により決まる係数

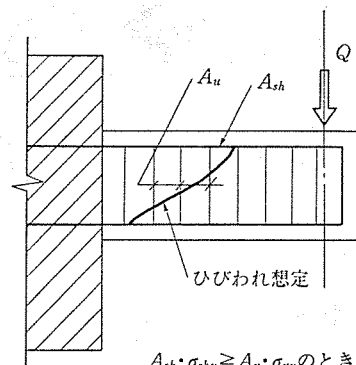
K_p : 主筋比 (%) により決まる係数

P_w : スターラップ筋比

$s\sigma_y$: スターラップ筋の降伏強度

$$sQ_{m2} = \left\{ \frac{0.053 P_{te}^{0.23} (180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{P_{we} \cdot s\sigma_y} \right\} b_e \cdot j \dots\dots\dots (3b)$$

ただし, P_{te} : 主筋比 (%) による係数 ($A_t/b_e \cdot d$)



$A_{sh} \cdot \sigma_{shy} \geq A_u \cdot \sigma_{uy}$ のとき
 $2A_u \cdot \sigma_{uy}$ を上限の鉄筋量とする。

図-5 想定ひびわれ図 (shear friction)

P_{we} : スターラップ筋比 ($A_w/b_e \cdot x$)

b_e : 等価梁幅 (1.2b)

$$sQ_{ms} = b j_t \cdot P_{we} \cdot s \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D u f_c / 2 \dots \dots \dots (3c)$$

ただし, j_t : 上下の主筋間距離

ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮材の角度 ($\cot \phi \leq 2.0$)

β : スターラップ筋によるトラス機構で受け持つコンクリート有効圧縮強度比 ($(1 + \cot^2 \phi P_{we} \cdot s \sigma_y / u f_c)$)

$\tan \theta$: コンクリートのアーチ効果 ($(\sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D)$)

u : コンクリート強度の有効係数 ($(0.7 - f_c / 2000)$)

f_c : コンクリートの圧縮強度

L : 梁のスパン

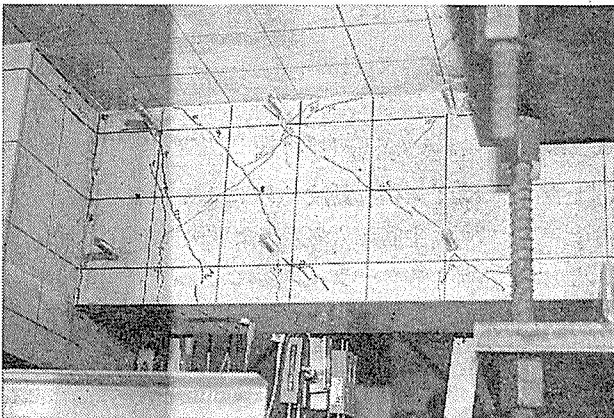
D : コンクリート梁成

$$sQ_{ms} = 2 A_u \cdot s \sigma_y + 0.53 \sqrt{f_c} \cdot b d \dots \dots \dots (3d)$$

ただし, A_u : 想定ひびわれ内のスターラップ筋量

3.1 弾性域の性状

(1) ひびわれと初期変形状



写真—1 No. 1 試験体



写真—2 No. 4 試験体

代表的な初期ひびわれを 写真—1~3 に, また, $R=0.5\%$ までの荷重~変形曲線を 図—6 にそれぞれ示す。なお, 図—6 中の点線は, 全断面有効としたT形梁として, 曲げ変形のための初期剛性である。

各試験体のひびわれ発生状況は, 実験変数にかかわらずほぼ一定であり, 曲げひびわれは部材角 $R=0.03\sim 0.04\%$ で発生し, せん断ひびわれは $R=0.2\%$ 程度で発生する。

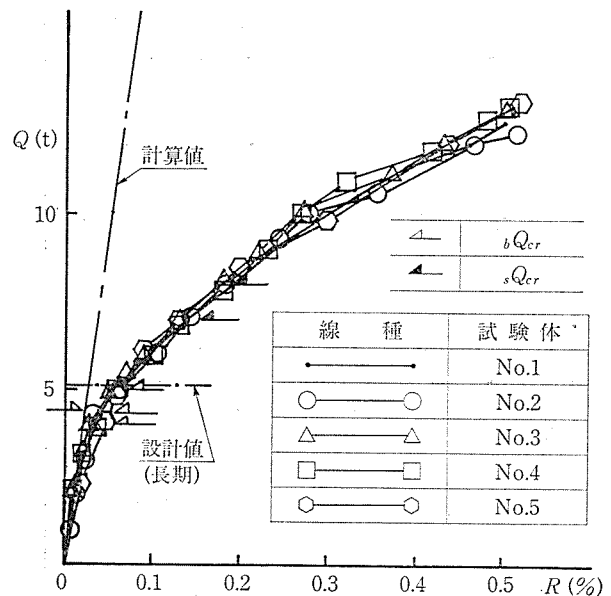
さらに $R=0.3\%$ 前後より付着ひびわれが生じた。

部材角 $R=0.5\%$ までの性状は, 実験変数による大きな相違は認められず, また曲げひびわれ発生までの初期剛性は計算値と概ね一致している。

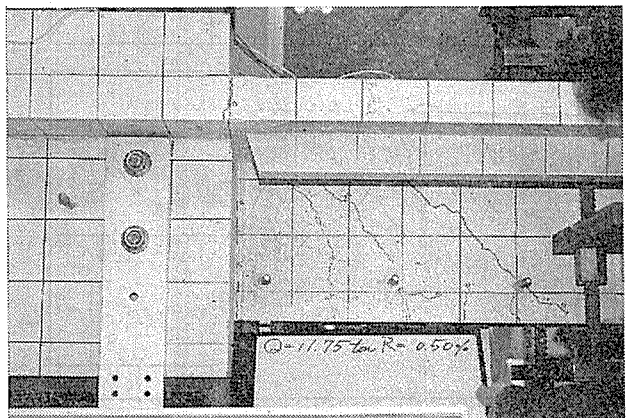
(2) ひびわれ発生強度

各試験体の曲げひびわれ (bQ_{cr}) およびせん断ひびわれ (sQ_{cr}) の実験値および (1) 式, (2a), (2b) 式により求めた計算値との比較を表—3 に示す。

曲げひびわれ発生強度は, 正加力時では計算値の 1.32



図—6 初期履歴 $R \leq 0.5\%$

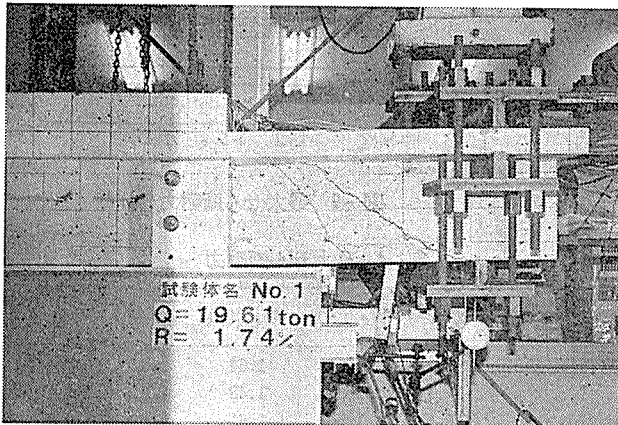


写真—3 No. 5 試験体

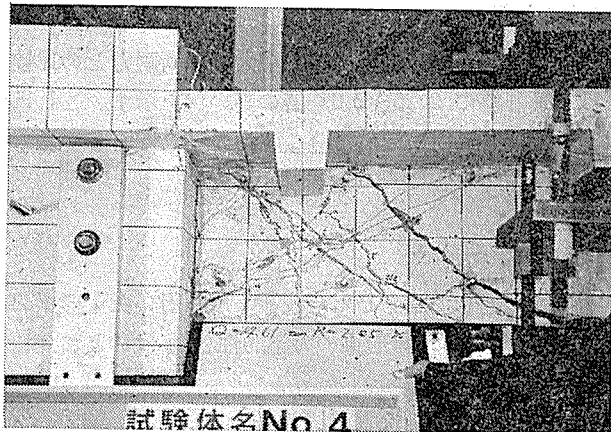
表—3 各ひびわれ耐力と計算値

試験体番号	bQ_{cr} (ton)		実/計算 1		sQ_{cr} (ton)		実/計算 2		実/計算 3	
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
No. 1	5.0	4.1	1.53	0.64	8.0	8.4	1.33	1.40	0.95	1.00
No. 2	4.3	4.3	1.32	0.67	7.0	8.0	1.17	1.17	0.83	0.95
No. 3	4.4	3.8	1.35	0.60	8.0	7.4	1.33	1.23	0.95	0.88
No. 4	5.0	4.0	1.53	0.63	7.0	9.0	1.17	1.50	0.83	1.07
No. 5	4.0	4.0	1.23	0.63	7.0	9.8	1.17	1.63	0.83	1.16

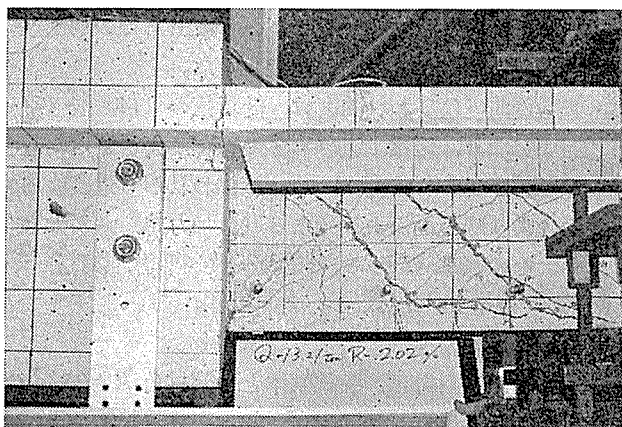
計算 1, 2, 3 は式 (1), (2a), (2b) の計算値を示す。



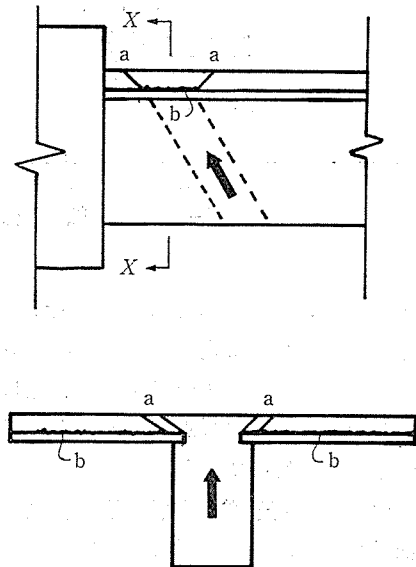
写真—4 No. 1 試験体



写真—5 No. 4 試験体



写真—6 No. 5 試験体



X-X断面

図—7 崩壊状態

~1.53 倍の大きな値を示すが、負加力時では 0.60~0.67 倍といずれの試験体においても計算値を下回っている。これは正加力時に $R=0.5\%$ まで載荷したときに生じたせん断ひびわれの発生により、負加力時に平面保持が成立しなくなったものと考えられる。

せん断ひびわれ発生強度は、正・負加力時とも概ね同程度の耐力を示し、(2a) 式と実験値との比は 1.17~1.63 倍を示し、この実験式の上限值 1.65 倍 ($0.77 \sim 1.65 \tau_u$) の範囲に入っている。(2b) 式との比較では、正加力時で 0.83~0.95 倍を、負加力時では 0.83~1.16 倍を示す。これらの結果より、せん断ひびわれ発生強度は (2b) 式にて説明することができる。

長期設計用せん断耐力 ($Q_w=5.07$ ton) との比較では、せん断ひびわれ発生強度は 1.46~1.93 倍を示し、長期設計荷重時にはせん断ひびわれが発生しない範囲と考えられる。

(3) 履歴性状

各試験体の履歴曲線は図—4 に示したとおりである。これら履歴曲線の包絡線を図—8 に示す。同図中の \blacktriangledown および \blacktriangleright 印は上記の破壊性状で述べた最大せん断耐力および終局時(崩壊現象が起きた時点)のポイントを示

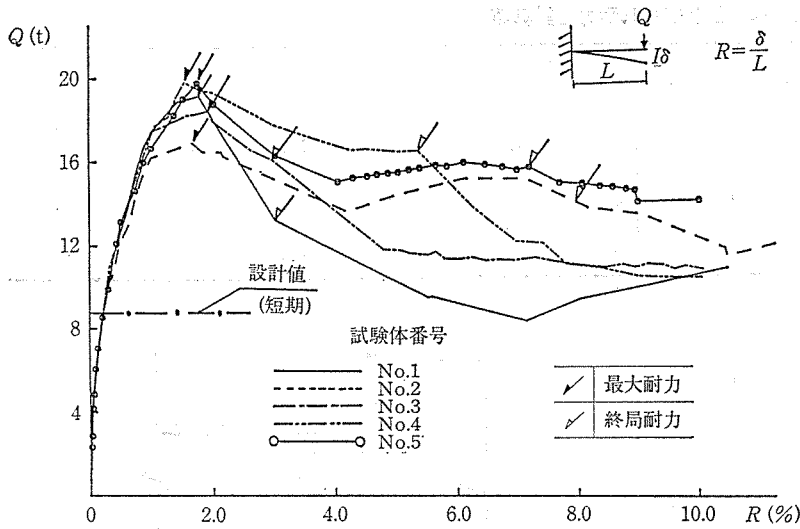


図-8 包絡線

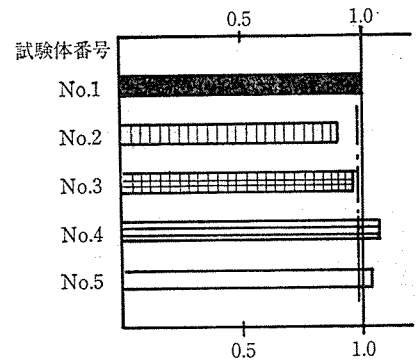


図-9 最大せん断耐力の比較

す。

部材角 $R = \pm 0.5\%$ の範囲では、各試験体とも繰返しによる耐力低下は少なく安定した履歴曲線を示す。それ以降の $R = \pm 1.0\%$ では第1サイクルは安定した履歴を示すが、第2サイクルでは繰返し加力による影響がみられ、第1サイクルに比べ約15%の耐力低下がある。また、その履歴曲線は若干逆S字形を示す。さらに、 $R = 2\%$ でほぼ最大せん断耐力を示し、履歴曲線はエネルギー吸収の少ない逆S字形を示す。第1サイクルに比べ第2サイクルの耐力低下は約25%となる。また最大せん断耐力時以降崩壊時までの履歴は、合成PC版を用いた試験体が一体打ちした試験体 (No. 1) より耐力低下が少ない。これは崩壊に至るまで合成PC版がコンクリートの圧縮域で有効に働いているものと考えられる。

(4) 最大せん断強度

各試験体の最大せん断耐力の実験値および(3a)~(3d)式にて得られた計算値との比較を表-4に示す。また、PC合成床を持つT形梁の各試験体の最大せん断耐力と一体打ちした試験体 (No. 1) の最大せん断耐力との比較を図-9に示す。

この図より、No. 2は、合成PC版に上部リブを設けず細かい粗面仕上げを行い最も不利な条件を想定した試験体であるが、一体打ちの試験体に比べ約10%の耐力低下がある。実際に使用されるNo. 3~5の試験体では、No. 1に比べ同等かあるいは数%上回っている。

最大せん断耐力と計算値との比較では、大野・荒川式(3a)式では1.38~1.65倍を示し、同式の上限值1.39倍 ($2.1\tau_u$) を同等か上回る結果を示した。また、(3c)、(3d)式との比較では0.91~1.09 (平均1.01倍)、1.02~1.22倍 (平均1.13倍) をそれぞれ示し、同等かあるいは比較的によく一致する結果を示した。

短期設計用せん断耐力 ($Q_{us} = 7.6 \text{ ton}$) は、各試験体

表-4 最大せん断耐力

試験体番号	Q_m (ton)	実/計算1	実/計算2	実/計算3	実/計算4
No. 1	19.2	1.54	1.64	1.02	1.14
No. 2	17.1	1.38	1.48	0.91	1.02
No. 3	18.6	1.50	1.61	0.99	1.10
No. 4	20.5	1.65	1.77	1.09	1.22
No. 5	19.8	1.60	1.71	1.05	1.17

計算1, 2, 3, 4は式(3a), (3b), (3c), (3d)の計算値を示す。

のひびわれ強度の近傍にあり、最大せん断耐力との比較では、設計値の2.25~2.69倍の高い値を示す。これは本部材を設計に用いても十分な耐力と安全性を有するものと判断できる。

4. まとめ

本試験を通して確認した合成PC版を用いたT形梁および一体打ちRC T形梁の力学的性状は次のとおりであった。

(1) 弾性域の性状 (部材角 $R \leq 0.5\%$)

- 曲げひびわれに至る初期剛性は、合成PC版を一体として計算した値と概ね一致した。
- 曲げひびわれ以降せん断ひびわれ発生までの剛性低下は各試験体とも概ね一定であった。
- 初期の曲げひびわれ強度は、計算値の1.40倍 (平均) となり、矩梁 ($L/D=2$) の影響が大きかった。
- せん断ひびわれ強度は、曲げひびわれから進展する場合より図心近傍より始まる (負加力時) 方が大きく、その値は(2b)式と概ね一致 (平均、実/計=1.01) した。

(2) 塑性域の性状

- 最大せん断耐力は、各試験体とも部材角 $R \approx 2\%$ で示した。
- 合成PC版に上部リブを持たない試験体は、リブを

持つ試験体の平均耐力より約 10% の低下があった。

- 最大せん断耐力以降の履歴は、合成 PC 版を用いた試験体は一体打ちに比べ耐力低下が少なかった。

以上の結果から、高強度の合成 PC 版を用いた T 形梁のひびわれおよび破壊性状、履歴性状、曲げ・せん断ひびわれおよび最大せん断強度等の力学的特性は、一体打ちした通常の RC T 形梁と同等あるいはそれ以上の性能を有することが確認された。

参 考 文 献

- 1) 池田, 林, 浜戸: プレストレストコンクリート合成床版 (CS 版) の開発試験と設計施工について, プレストレストコンクリート, Vol. 29, No. 3
- 2) 藤原, 狩野 ほか: 鉄筋コンクリート造合成ばりに関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, S.62.10
- 3) 中野, 立花 ほか: 高強度プレキャストプレストレストコンクリートパネル合成床用 T 型ばりの力学的挙動 その 1, その 2, 日本建築学会学術講演梗概集, S.63.10
- 4) PCI design handbook, Precast prestressed concrete EDITION 3

【1989 年 2 月 27 日受付】

◀刊行物案内▶

第 28 回 研究発表会講演概要

体 裁 : B 5 判 130 頁

頒布価格 : 3 000 円 (送料 350 円)

内 容 : (1) プレストレッシングストランドの 3% NaCl 環境における腐食疲労強度, (2) アフターボンド工法用 PC 鋼材について, (3) U 型断面をした PC 小梁の載荷実験, (4) 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した PRC はりの持続荷重下における曲げ性状, (5) 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した型枠兼用プレキャスト板に関する実験的研究, (6) JIS PC 波形矢板の載荷試験, (7) 架設工法を考慮した PC 斜張橋の斜材張力及び主桁プレストレスの最適化, (8) PC 斜張橋の精度管理における斜材張力調整法に関する研究, (9) 目地を有する PC 部材のねじり強度, (10) 箱抜き部を有するプレキャスト PC 版の載荷試験, (11) PC—鋼合成構造の鋼桁の座屈による崩壊, (12) バージ用 PC スラブの集中面外荷重に対する強度, (13) 横方向 PC ケーブルと鋼板接着で補強された PC 橋の実橋載荷試験, (14) 実桁定着部のプレストレス導入時のひずみについて, (15) 15 年間交通供用された PC 橋の撤去工事に伴う施工法の検討および材料強度試験—広島市・工兵橋—, (16) プレストレス導入における摩擦係数の再検討, (17) 呼子大橋 (PC 斜張橋) の風洞実験, (18) PC 斜版橋の設計について, (19) PC 斜版橋の構造解析モデルの検討, (20) 急曲線形 PC 下路桁の三次元解析, (21) 新素材による PC 橋—新宮橋の建設, (22) プレキャスト PC 床版を用いた鋼合成桁橋の設計と施工—大根田橋の床版打替え工事—, (23) 水面下にある中路式 PC 桁の設計と施工—水辺の散歩道 (新高橋連絡通路) 新設工事—, (24) 池間大橋の設計と施工 (プレキャストブロック工法長大橋), (25) 「合成アーチ巻き立て工法」による旭橋の設計と施工, (26) 布施田浦橋 (仮称) の設計と施工, (27) PC 吊床版橋の設計と施工, (28) 人工軽量骨材コンクリートを用いた PC 連続桁について—日豊本線・汐見川橋梁—, (29) 筒石川橋の施工, (30) ロアリング工法によるコンクリートアーチ橋の施工—内の倉橋—, (31) クレーン船の衝突によって損傷した PC 橋 (青海大橋) の復旧工事, (32) シンガポール MRT 202 工区上部工の施工, (33) PC 大型矢板の砂礫層での施工