

ALA CONCRETE

靱性能とせん断強度(続)

高強度人工軽量骨材コンクリート部材の靱性能とせん断強度の構造試験について

ご／あ／い／き／つ

当協会におきましては、人工軽量骨材コンクリートの特性をよりよく活用していただくために、技術資料を作成しておりますが、今回は「高強度人工軽量骨材コンクリート部材の靱性能とせん断強度の構造試験について」をとりまとめました。

近年、建築分野における構造物に関しては、超高層 RC 建築物にみられるように、コンクリートの高強度化が急速に進んでおります。

当協会では、これらの趨勢に対応するため、ここ数年来、関係機関のご協力を得て高強度軽量コンクリート（設計基準強度 360kgf/cm²）の構造試験を実施しておりますが、その研究成果の一部を技術資料としてとりまとめたいです。参考資料としてご利用いただければ幸甚であります。

今後とも人工軽量骨材業界およびコンクリート業界の発展のために、皆様方のご指導とご鞭撻をお願い申し上げます。

1990年10月

人工軽量骨材協会

1990年度 技術課題

1. 高強度軽量コンクリートの構造試験。
2. 高強度軽量コンクリートの構造性能に関する技術資料の作成。（日本建築学会）
3. 建設省通達による軽量コンクリート使用基準の改正。
4. 建設省通達による高強度軽量コンクリート(240kgf/cm², 270kgf/cm²)のポンプ施工の認定。
5. 建設省総合プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」に関する共同研究。
6. 軽量コンクリート技術資料の作成。

目 次

1. まえがき…………… 1
2. 靱性試験…………… 2
3. せん断試験…………… 6
4. 結 び……………14

■ 最近の軽量コンクリート施工例

軽量コンクリート技術資料発行内容

- No.1 床の遮音
- No.2 ポンプ施工
- No.3 耐 久 性
- No.4 力学的特性
- No.5 高強度コンクリート
- No.6 靱性能とせん断強度

(資料提供)

1. ま え が き

近年、ウォーターフロント開発や建築物の高層化に伴い、コンクリート系建物の軽量化ならびに高強度化が要求されてきている。

人工軽量骨材協会では、先に「高層鉄筋コンクリート壁式ラーメン構造(HFW構造)の研究開発」の一環として実施された人工軽量骨材コンクリートの構造実験の研究成果を抄録し、これを技術資料 No. 6 として発行した。

これら一連の実験では、コンクリート強度 240 kgf/cm²~270 kgf/cm²を対象とした軽量鉄筋コンクリート梁の靱性およびせん断の特性を解明した。

今回は、さらに高強度を志向し、設計基準強度 360 kgf/cm²の高強度軽量コンクリートを用いた、鉄筋コンクリート梁の靱性およびせん断の実験を行ったので、その研究成果を抄録した。

なお、靱性については、最近、主筋比の高い梁の付着割裂破壊が問題視され、とくに、二段配筋梁の検討が望まれているので、これに焦点を当てた試験となっている。

表1 試験体一覧

試験体名	$b \times D(d)$ (cm)	p_t (%)	主筋	p_w (%)	肋筋	コンクリート種類	共通事項
No. 1	17.5×27.0 (24.1)	1.35	一段 6-D10 二段 2-D10	0.56	3-D5 @60	軽量	<ul style="list-style-type: none"> ・H/QD=2.0 ・スラブ厚さ t=5cm ・スラブ片側 50cm ・スラブ筋 16-D4 (ダブル) ・スラブ配力筋 D4@135 (ダブル)
No. 2				0.75	3-D5 @45		
No. 3				1.37	3-D6 @40		
No. 4				0.43	3-D4 @50	普通	
No. 5				0.56	3-D5 @60		
No. 6				0.75	3-D5 @45		
No. 7	17.5×27.0 (23.8)	1.37	一段 5-D10 二段 3-D10	0.56	3-D5 @60	軽量	
No. 8	17.5×27.0 (23.5)	1.39	一段 4-D10 二段 4-D10	0.56	3-D5 @60		

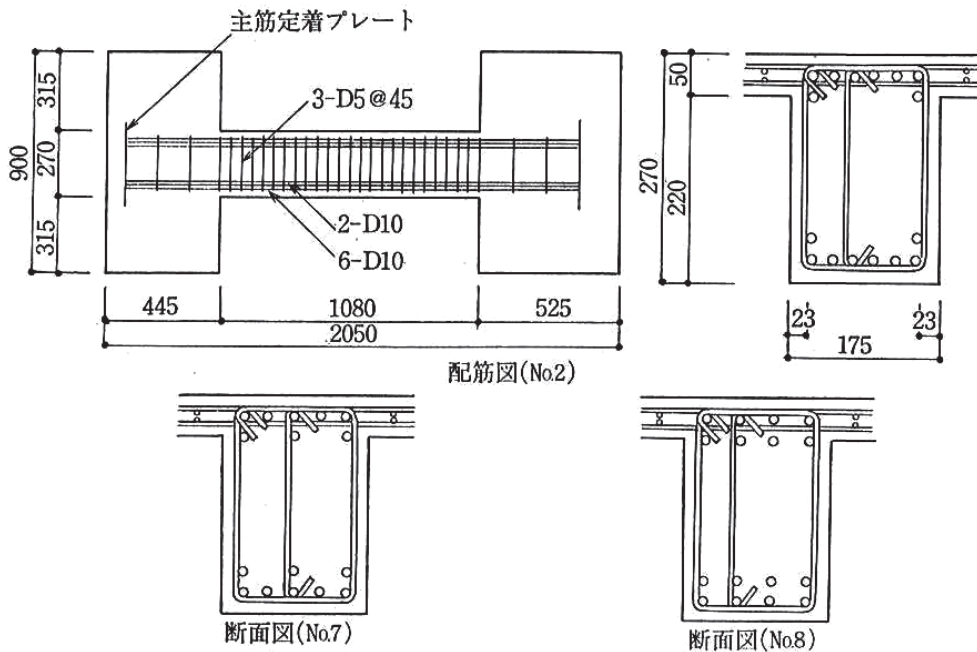


図1 試験体配筋図

2. 靱性試験

(1) 実験概要

試験体は8体で、その諸元を表1に、配筋例を図1に示す。試験体は、20階程度の建物の中下層階の梁を想定した1/3縮小モデルのT形梁とし、主筋の配筋方法と肋筋量を主なパラメータとした。断面は $b \times D = 17.5 \times 27.0$ cmスラブ幅は、梁片側50cm(実大で1.5m)、スラブ厚さは5cm、せん断スパン比2.0である。主筋は全試験体とも8-D10であるが、表1に示すように各試験体で、一段目と二段目の配筋量を変えている。No.1~No.3, No.7, No.8には軽量コンクリートを、No.4~No.6には普通コンクリートを用いた。使用材料の機械的性質を表2および表3に示す。

軽量コンクリートは、軽量コンクリート1種とし、粗骨材には最大径10mmの人工軽量骨材を、普通コンクリートの粗骨材には、6号砕石を用いた。加力は、図2に示す建研式加力装置を用いて、正負繰返し載荷を行った。加力サイクルはNo.7を除き、部材角 $R = \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50, \pm 1/33$ で、それぞれ2回、 $\pm 1/20$ で1回繰り返した後、最後に、 $+1/15$ の加力を行った。No.7は、正側加力のみ $1/100$ の加力の後に

$1/33$ の加力を1回行い、その後、 $1/50$ および $1/33$ の2回目の加力を行った。計測は、はり上下端間の相対たわみ量、軸方向変位および主筋とおもな肋筋の歪について行った。

(2) 実験結果の概要

① 諸強度の実験値と計算値

実験で得られた降伏強度、最大強度と諸強度の計算値を表4に示す。ここで、付着割裂強度を求めるにあたり、割裂係数 b_i を求める際の主筋本数には一段目の本数を、 n には全本数を用いた。表よりスラブ幅を実大で片側1.0m有効としたときの曲げ強度計算値に対して、降伏強度の実験値は平均して21%程上回っており、主筋の配筋方法やコンクリートの違いによる差は特にみられなかった。

② 破壊経過と履歴特性

各試験体の荷重変形曲線を図3に、包絡線の一例を図4に、最終ひびわれ図の一例を図5に示す。各試験体とも $R=1/200$ で主筋が降伏し、No.3, No.6, No.8を除く試験体では、 $R=1/100$ においてスラブと梁の境界面に付着ひびわれが発生した。その後、No.1とNo.4は付着ひびわれが拡大して境界面のかぶりコンクリートが剝離し、耐力低下を起こした。肋筋量の

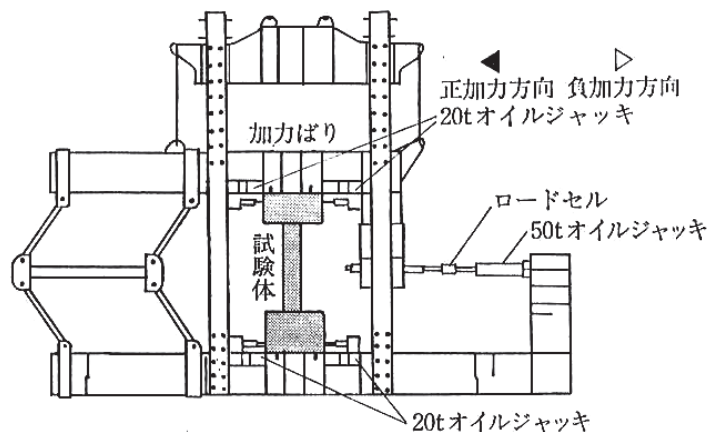


図2 加力装置図

表2 鋼材の機械的性質

鉄筋種別	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)	備考
D10	3 780	5 360	主筋
D6	3 500	5 390	肋筋
D5	3 860	4 330	〃
D4	3 460	4 600	〃
D3	3 070	4 210	〃
D4	2 730	4 540	スラブ筋

表3 コンクリートの機械的性質

コンクリート種別	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
軽量コンクリート No. 1~No. 3	376	30.7
軽量コンクリート No. 7, No. 8	359	33.6
普通コンクリート No. 4~No. 6	346	30.5

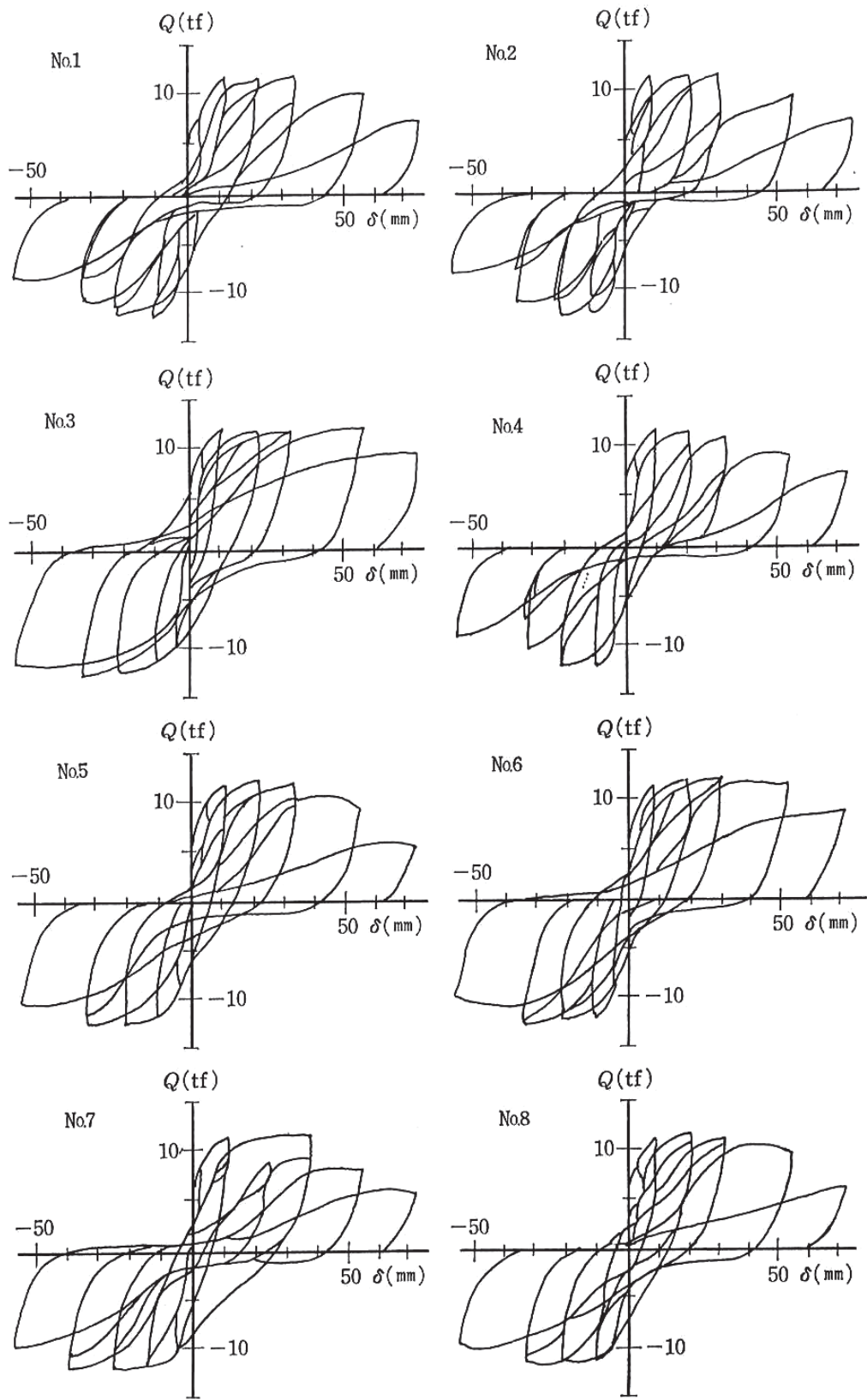


圖3 荷重变形曲線

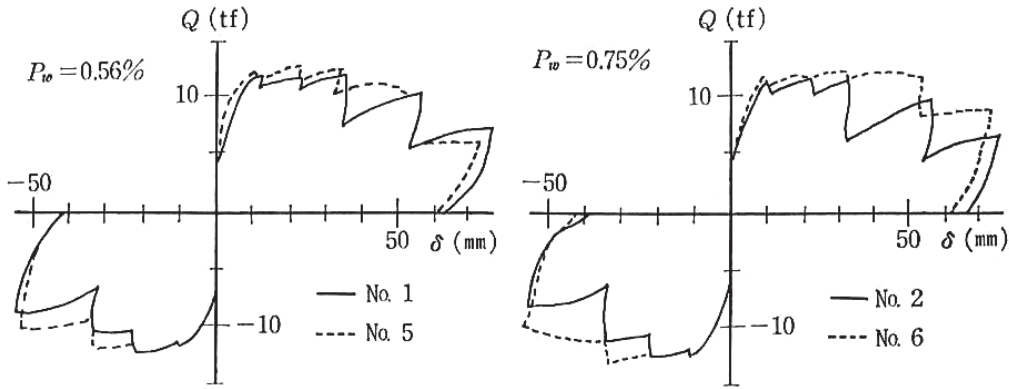


図4 包絡線

表4 実験結果の一覧

試験体名	降伏荷重 cQ_y (tf)	最大荷重 cQ_{max} (tf)	曲げ強度 cQ_{mu} (tf)	せん断強度 cQ_{su} (tf)	$\frac{cQ_{su}}{cQ_{mu}}$	付着強度 $c\tau_b$ (kgf/cm ²)	平均付着 応力度 $c\tau_u$ (kgf/cm ²)	$\frac{c\tau_b}{c\tau_u}$	$\frac{cQ_y}{cQ_{mu}}$	$\frac{cQ_{max}}{cQ_{mu}}$	破壊形式
No. 1	11.11	11.55	9.48	10.76	1.14	25.62	22.17	1.16	1.17	1.22	F→BO _u
No. 2	11.43	11.63	9.48	11.55	1.22	27.60	22.17	1.25	1.21	1.23	F→ST
No. 3	11.31	11.98	9.48	13.24	1.40	34.17	22.17	1.54	1.19	1.26	F→SC
No. 4	11.44	12.00	9.48	9.61	1.01	23.29	22.17	1.05	1.21	1.27	F→BO _u
No. 5	11.59	12.33	9.48	10.46	1.10	24.58	22.17	1.11	1.22	1.30	F→SC
No. 6	11.33	12.24	9.48	11.24	1.19	26.48	22.17	1.19	1.19	1.29	F→SC
No. 7	11.23	12.20	9.36	10.41	1.11	28.43	22.17	1.28	1.20	1.30	F→SC
No. 8	11.37	11.76	9.25	10.23	1.11	33.52	22.17	1.51	1.23	1.27	F→SC

注) 降伏荷重, 最大荷重は正加力時に得られた値。

cQ_{mu} : HFW 指針式 $[\Sigma(0.9at \cdot \sigma_y \cdot d)/L_0]$ (実大で 1.0m のスラブ筋を有効)

cQ_{su} : HFW 指針式 $[(0.053 pt_c^{0.23}(\sigma_B + 180)/(k/Qd + 0.12) + 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}}) \cdot bc \cdot j]$

$c\tau_b$: 森田・藤井式 $[(0.307 bi + 0.427)\sqrt{\sigma_B} + 24.9 \cdot k \cdot Ast/(x \cdot n \cdot db)\sqrt{\sigma_B}]$

$c\tau_u$: $[2.0 \Sigma at \cdot \sigma_y / (L - D) \cdot \Sigma \phi]$

破壊形式 F: 曲げ降伏 SC: 端部でのせん断圧縮破壊 ST: せん断引張破壊

BO_u: スラブと梁の境界面での付着割裂破壊

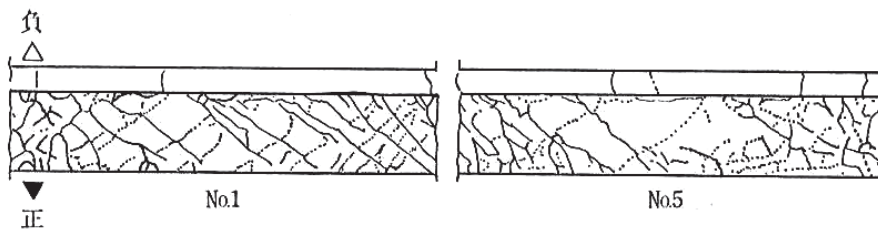


図5 最終ひびわれ図

多いNo. 3, No. 6は最後まで顕著な耐力低下はなく安定した履歴を示し, 最終的には端部のコンクリートが圧壊した。コンクリート種類のみが異なるNo. 1とNo. 5, No. 2とNo. 6を比較すると, $R=1/20$ から包絡線に差がみられ, 軽量コンクリート試験体の方が大変形での靱性能が幾分下がる傾向があるようである。

また, No. 7, No. 8はNo. 1と筋筋量が等しく主筋のあきを大きくした試験体であるが, No. 1が付着割

裂破壊を起こしたのに対して, No. 7, No. 8は付着ひびわれが拡大または発生することなく, 最終的には端部のコンクリートが圧壊して耐力低下した。

(3) 靱性能の検討

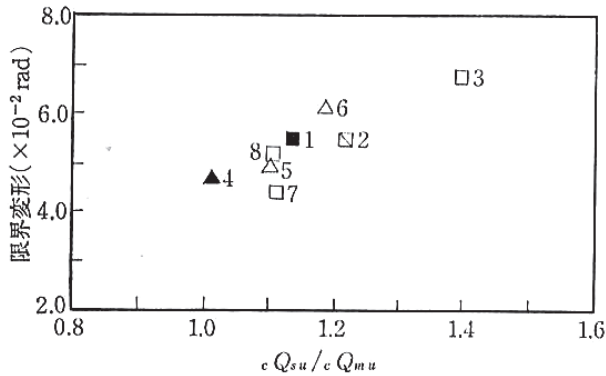
① せん断余裕度 (cQ_{su}/cQ_{mu}) と限界変形

図6に, cQ_{su}/cQ_{mu} と限界変形の関係を示す。ここで, 限界変形とは荷重変形曲線の正側の包絡線上で荷

重が最大耐力の80%に低下したときの部材角と定義した。この図をみると、すべての試験体の限界変形は $R=1/25$ をこえている。また、 cQ_{su}/cQ_{mu} が同程度の試験体を比較すると、軽量コンクリートと普通コンクリートの差および主筋の配筋方法の違いによる差はあまりみられない。しかし、荷重変形曲線のループをみると差があり、限界変形だけでは、靱性能の評価としては不十分である。そこで、次に累積エネルギー吸収量と耐力維持率について検討を行う。

② 累積エネルギー吸収量

図7に、各部材角までの累積エネルギー吸収量（荷重変形曲線上のループ面積の総和）を示す。この図をみると、累積エネルギー吸収量は、主筋の配筋方法が同じで筋量も等しい軽量コンクリート試験体と普通コンクリート試験体（No.1とNo.5, No.2とNo.6）を比べると、 $R=1/50$ まではあまり差がみられない。



注) 破壊形式
 普通コンクリート試験体
 △ 端部でのせん断圧縮破壊
 ▲ 付着割裂破壊
 軽量コンクリート試験体
 □ 端部でのせん断圧縮破壊
 ■ 付着割裂破壊
 ▣ せん断引張破壊

図6 cQ_{su}/cQ_{mu} と限界変形

しかし、それ以後大変形になるにつれて、軽量コンクリート試験体の方が普通コンクリート試験体に対して小さくなり、 $R=1/15$ で前者では1:1.2, 後者では1:1.4となっている。また、筋量が同じで主筋の配筋方法が異なる試験体（No.1とNo.8）を比較すると、主筋のあきを大きくしたNo.8の方が累積エネルギー吸収量が大きく $R=1/15$ で1:1.1となっている。

③ 耐力維持率

図8に、 cQ_{su}/cQ_{mu} と耐力維持率の関係を示す。ここで耐力維持率とは正側加力時（No.7は負側加力時）の $R=1/33$ の2回目の荷重の最大耐力に対する比と定義した。この図を見ると、 cQ_{su}/cQ_{mu} の値が同程度でも、梁端部でせん断圧縮破壊を起こした試験体に比べて、付着割裂破壊を起こした試験体（No.1とNo.4）と、せん断引張破壊を起こした試験体（No.2）は耐力維持率が小さいことがわかる。

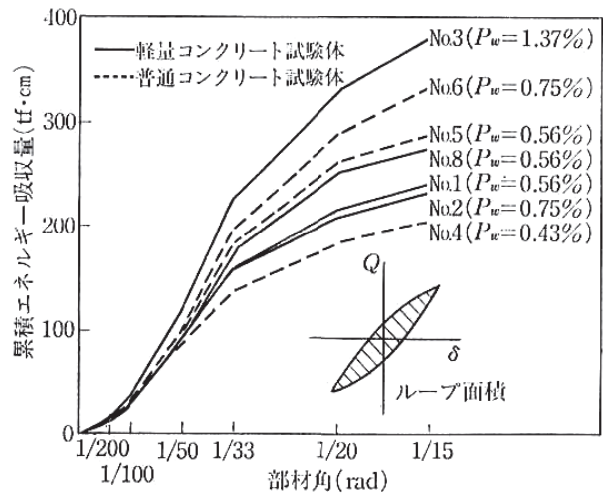
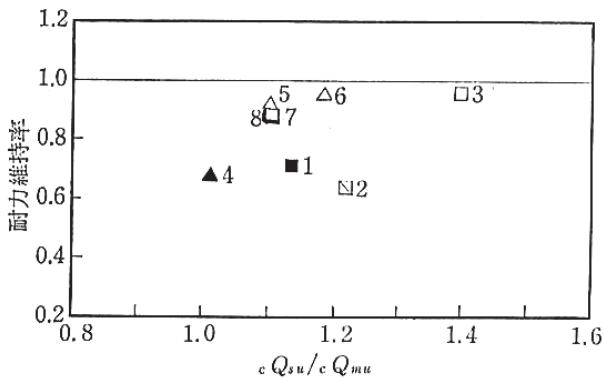
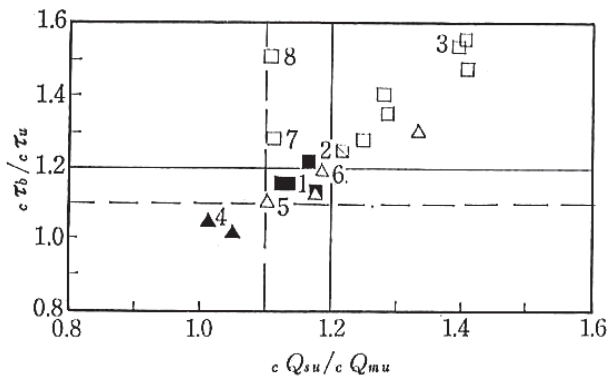


図7 累積エネルギー吸収量



注) 破壊形式
 普通コンクリート試験体
 △ 端部でのせん断圧縮破壊
 ▲ 付着割裂破壊
 軽量コンクリート試験体
 □ 端部でのせん断圧縮破壊
 ■ 付着割裂破壊
 ▣ せん断引張破壊

図8 cQ_{su}/cQ_{mu} と耐力維持率



注) 破壊形式
 普通コンクリート試験体
 △ 端部でのせん断圧縮破壊
 ▲ 付着割裂破壊
 軽量コンクリート試験体
 □ 端部でのせん断圧縮破壊
 ■ 付着割裂破壊
 ▣ せん断引張破壊

図9 cQ_{su}/cQ_{mu} と $c\tau_b/c\tau_u$

④ 既往の付着割裂強度算定式の適用性について

図9に cQ_{su}/cQ_{mu} と付着余裕度 ($c\tau_b/c\tau_u$) の関係を示す。なお、図9には、既往の実験結果（すべて一段配筋、番号表記無し）も併せて記してある。図を見ると軽量コンクリート試験体では cQ_{su}/cQ_{mu} , $c\tau_b/c\tau_u$ とともに1.2以下で付着割裂破壊を起こし、普通コンクリート試験体では cQ_{su}/cQ_{mu} , $c\tau_b/c\tau_u$ とともに、1.1以下で付着割裂破壊を起こしている。

(4) ま と め

- ① 高強度の軽量コンクリートを用いた梁において、せん断系の破壊および付着割裂破壊を起こさないような限界の筋筋量は、同じ強度を用いた梁に比べて若干多くなる。しかし、その限界筋筋量（本実験の範囲では、せん断補強量にして0.8%程度）を多少こえた補強をすれば十分な靱性が得られる。
- ② 付着割裂破壊型の試験体の定量的な靱性能の評価方法としては、限界変形ではなく累積エネルギー吸収量でみるのがよい。
- ③ 軽量コンクリート試験体では、 cQ_{su}/cQ_{mu} , $c\tau_b/c\tau_u$ とともに1.2以下で付着割裂破壊を起こし、普通コンクリート試験体では、 cQ_{su}/cQ_{mu} , $c\tau_b/c\tau_u$ とともに1.1以下で付着割裂破壊を起こした。このことから、軽量コンクリートの付着割裂破壊の判別には、普通コンクリートの1割増しの値を用いた方がよい。
- ④ 主筋を多段配筋する場合、その並べ方を変えることにより付着割裂破壊を防止できるだけでなく、累積エネルギー吸収量が増加する。また、一段配筋を含めた付着割裂破壊の有無の判定にあたっては、付着割裂強度のみでなく cQ_{su}/cQ_{mu} の検討も併せて判定を行うことにより、定性的な傾向を把握することができる。

3. せん断試験

(1) 実験概要

① 試験体

試験体一覧を表5に示す。試験体は、全部で24体でその形状を図10に示す。基準とした矩形梁の断面は、 $b \times D = 17.5 \times 27.0 \text{ cm}$ で、これは実大の1/3縮小模型とした。T形梁は、スラブ厚さ $t = 5.0 \text{ cm}$ 、片側スラブ幅 $b_a = 30.0 \text{ cm}$ ($6t$) とした。

主筋は上端・下端とも4-D13でせん断破壊を先行させるため、高強度鉄筋 ($s\sigma_y = 8000 \text{ kgf/cm}^2$) を用いた。せん断補強筋比 (p_w) は 0.00%, 0.18%, 0.41%, 0.68%, 0.91%, 1.22% の6種とした。T形梁のスラブ筋には、梁の直行方向にD6(SD 30)を@200 mmで、材軸方向にも D6(SD 30) を配した。

使用したコンクリートは、軽量コンクリート1種、並びにこれと比較のための普通コンクリートであり、粗骨材の種類を変動要因とし、試験体No. 1~14は軽量骨材-I、試験体No. 15~17は軽量骨材-IIとし、試験体No. 18~24は普通骨材を用いた。また、コンクリー

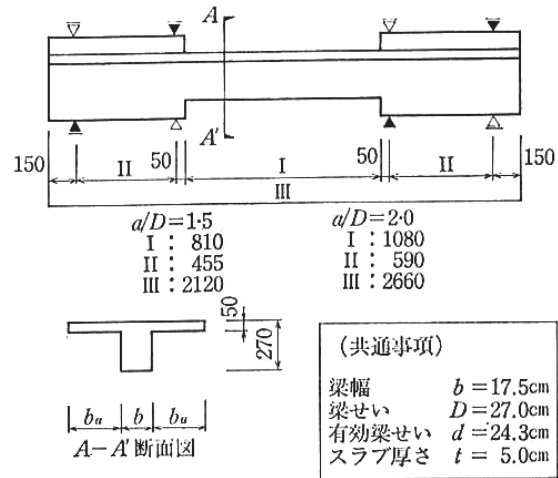


図10 試験体形状図

表6 コンクリート材料試験結果一覧

コンクリートの種類	粗骨材の種類	養生方法	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 $\times 10^9$ (kgf/cm ²)
軽量コンクリート1種	人工軽量骨材-I	気中標準	356 350	29.6 —	2.13 —
	人工軽量骨材-II	気中標準	346 340	31.3 —	1.98 —
普通コンクリート	普通骨材 (豆砂利)	気中標準	336 331	22.6 —	3.11 —

表7 鉄筋材料試験結果一覧

鉄筋の種類	降伏応力度 (kgf/cm ²)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 $\times 10^9$ (kgf/cm ²)
主筋 D13	10200	5970	12500	1.80
補強筋 D 6	2980	1650	3920	1.84
スラブ筋 D 6	3980	2310	5420	1.75

表5 試験体一覧

No.	試験体名	せん断 スパン比 a/D	コンクリート 設計基準強度 F_c (kgf/cm ²)	スラブ幅 b_s (cm)	スラブ筋量 (材軸方向)	せん断 補強筋比 p_w (%)	載荷履歴	《共通事項》		
1	R0-M-1.5-36-0-I	1.5	360	—	—	0.00	一方向	梁幅 $b = 17.5$ cm 梁せい $D = 27.0$ cm 有効梁せい $d = 24.3$ cm スラブ厚さ $t = 5.0$ cm 引張鉄筋断面積 (4-D13) $a_t = 5.08$ cm ² 引張鉄筋比 $p_t = 1.20$ % 引張鉄筋降伏応力度 $\sigma_y = 8000$ kgf/cm ² せん断補強筋降伏応力度 $w\sigma_y = 3000$ kgf/cm ²		
2	R0-M-1.5-36-18-I					0.18				
3	R0-M-1.5-36-41-I					0.41				
4	R0-M-1.5-36-68-I					0.68				
5	R0-M-1.5-36-91-I					0.91				
6	R0-M-1.5-36-122-I					1.22				
7	T6-M-2.0-36-0-I	2.0		360	30.0	3-D6			0.00	一方向
8	T6-M-2.0-36-18-I								0.18	
9	T6-M-2.0-36-41-I								0.41	
10	T6-M-2.0-36-68-I								0.68	
11	T6-M-2.0-36-91-I								0.91	
12	T6-M-2.0-36-122-I								1.22	
13	T6-C-2.0-36-41-I	—	360		—	—	0.41	正負		
14	T6-C-2.0-36-68-I						0.68			
15	R0-M-1.5-36-41-II	1.5			360	—	—	0.41	一方向	
16	R0-M-1.5-36-68-II							0.68		
17	R0-M-1.5-36-91-II							0.91		
18	T6-M-2.0-36-0	2.0				360	30.0	3-D6	0.00	
19	T6-M-2.0-36-18			0.18						
20	T6-M-2.0-36-41			0.41						
21	T6-M-2.0-36-68			0.68						
22	T6-M-2.0-36-91			0.91						
23	T6-M-2.0-36-122			1.22						
24	T6-C-2.0-36-41	—		360			—	—	0.41	正負

試験体の説明

T6-M-2.0-36-68-I

(1)(2) (3) (4) (5) (6) (7)

(1) 断面形状

R: 矩形

T: T形

(2) スラブ幅

0: 0cm

6: 30cm

(3) 載荷方法

M: 一方向単調

C: 正負交番繰返し

(4) せん断スパン比 (a/D)

1.5

2.0

(5) コンクリート設計基準強度

36: 360 kgf/cm²

(6) せん断補強筋比 (p_w)

$p_w(\%) \times 100 = 0, 18, 41, 68, 91, 122$

(7) 骨材の種類

I: 軽量骨材 I II: 軽量骨材 II 無: 豆砂利

トの設計基準強度 (F_c) は 360 kgf/cm^2 とし、粗骨材の最大骨材径は 10 mm とした。

表 6、表 7 に使用したコンクリートおよび鉄筋の力学的性状を示す。

② 加力方法

加力は、加力フレーム内に試験体を設置し、加力ビームを介して 100 t 油圧ジャッキを用いて逆対称モーメントが生じるようにし、一方向および正負交番繰返し载荷とする。正負交番繰返し载荷においては、一方向加力の試験体の最大加力の 80% で正負 5 回繰返し、 6 回目の正载荷で最大耐力を確認する。

③ 測定方法

梁のせん断力、および支点間相対変位を計測した。また、主筋のひずみ度分布と主なせん断補強筋およびスラブ筋のひずみ度を測定した。

(2) 実験結果

この実験においては、全ての試験体において、曲げ降伏したものはなく、せん断補強筋が降伏した後にせん断終局耐力を迎えた。

諸耐力一覧を表 8 に、実験結果および材料強度に基づいた計算値の一覧を表 9 に示す。以下各項目につき検討する。

① 普通コンクリートとの比較

表 10 ならびに図 11 に軽量コンクリートと普通コンクリートのせん断終局耐力の比較を掲げた。ここでみられるように、両者の間には、ほとんど差のないことがわかった。またひびわれ性状、破壊性状についても、同様な様相を示した。

② せん断終局耐力

図 12~14 にそれぞれ、せん断終局耐力と大野・荒川 mean 式、大野・荒川 min 式、HFW 設計指針式による計算値との比較を示す。

これらを見ると、せん断補強筋比 p_w が小さく、斜張力破壊を起こした試験体が比較値で 1.0 を下回ったが、ほとんどの試験体で比較値 1.0 を上回っており、これら 3 式については安全側に評価できるものと思われる。

図 15 に日本建築学会より提案された、終局強度型耐震設計指針における、せん断終局耐力式との比較を示す。

ここにおいては、 $p_w \cdot w \cdot \sigma_v$ が大きくなるにつれて、実験値は計算値を下回る傾向を示した。

③ 変形性状

図 16、17 にせん断力 (Q) 一点間相対変位 (δ) 曲線の一部を示す。せん断スパン比 (a/D)、せん断補

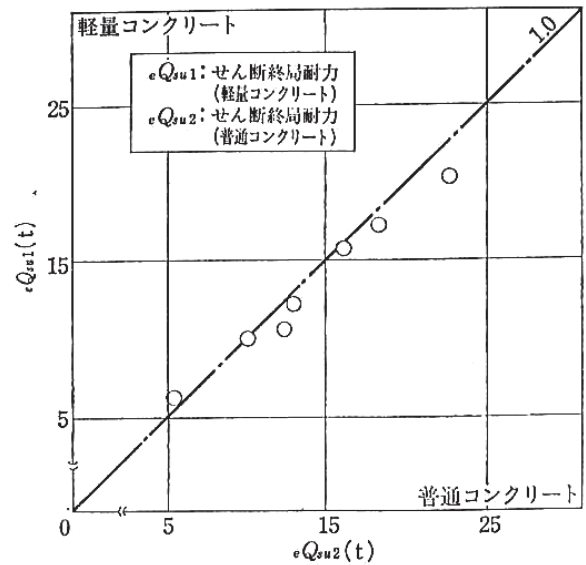


図 11 軽量コンクリートの実験値と普通コンクリートの実験値との比較

表 10 軽量コンクリートと普通コンクリートとの比較一覧

No.	試験体名	実験値		比較値 軽 Q_{su} / 普 Q_{su}
		Q_{su} (t)	σ_{su} (kgf/cm^2)	
7	T6-M-2.0-36-0-I	6.3	16.9	1.17
18	T6-M-2.0-36-0	5.4	14.5	
8	T6-M-2.0-36-18-I	10.1	27.1	1.01
19	T6-M-2.0-36-18	10.0	26.8	
9	T6-M-2.0-36-41-I	12.3	33.0	0.95
20	T6-M-2.0-36-41	12.9	34.6	
10	T6-M-2.0-36-68-I	15.8	42.4	0.98
21	T6-M-2.0-36-68	16.2	43.5	
11	T6-M-2.0-36-91-I	17.3	46.4	0.95
22	T6-M-2.0-36-91	18.2	48.8	
12	T6-M-2.0-36-122-I	20.4	54.7	0.90
23	T6-M-2.0-36-122	22.6	60.6	

☆: 記号の説明

$Q_{su}(= \sigma_{su} \cdot b \cdot j)$: せん断終局耐力 (実験値)

b : 梁幅

j : 応力中心間距離

普 Q_{su} : せん断終局耐力 (普通コンクリート)

軽 Q_{su} : せん断終局耐力 (軽量コンクリート)

注) 上段: 軽量コンクリート

下段: 普通コンクリート

表8 諸 耐 力 一 覧

No.	試 験 体 名	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		せん断降伏		最 大 耐 力	
		${}^e Q_{mc}$ (t)	${}^e \tau_{mc}$ (kgf/cm ²)	${}^e Q_{sc}$ (t)	${}^e \tau_{sc}$ (kgf/cm ²)	${}^e Q_{sy}$ (t)	${}^e \tau_{sy}^*$ (kgf/cm ²)	${}^e Q_{su}$ (t)	${}^e \tau_{su}$ (kgf/cm ²)
1	R0-M-1.5-36-0-I	1.3	3.5	3.7	9.9	—	—	6.2	16.6
2	R0-M-1.5-36-18-I	2.0	5.4	3.7	9.9	7.0	18.8	7.3	19.6
3	R0-M-1.5-36-41-I	2.0	5.4	5.7	15.3	9.3	24.9	11.3	30.3
4	R0-M-1.5-36-68-I	1.7	4.6	5.7	15.3	11.7	31.4	13.8	37.0
5	R0-M-1.5-36-91-I	1.7	4.6	5.0	13.4	10.7	28.7	16.5	44.3
6	R0-M-1.5-36-122-I	2.3	6.2	6.0	16.1	16.3	43.7	19.4	52.0
7	T6-M-2.0-36-0-I	2.0	5.4	4.7	12.6	—	—	6.3	16.9
8	T6-M-2.0-36-18-I	2.3	6.2	5.0	13.4	7.0	18.8	10.1	27.1
9	T6-M-2.0-36-41-I	2.6	7.0	5.0	13.4	8.0	21.5	12.3	33.0
10	T6-M-2.0-36-68-I	2.7	7.2	5.0	13.4	12.3	33.0	15.8	42.4
11	T6-M-2.0-36-91-I	2.0	5.4	6.3	16.9	13.7	36.8	17.3	46.4
12	T6-M-2.0-36-122-I	2.0	5.4	6.3	16.9	18.0	48.3	20.4	54.7
13	T6-C-2.0-36-41-I	2.0	5.4	5.7	15.3	8.7	23.3	10.6	28.4
14	T6-C-2.0-36-68-I	2.0	5.4	5.7	15.3	12.0	32.2	14.0	37.6
15	R0-M-1.5-36-41-II	2.0	5.4	5.0	13.4	7.7	20.7	10.3	27.5
16	R0-M-1.5-36-68-II	3.1	8.3	5.7	15.3	12.7	34.1	14.9	40.0
17	R0-M-1.5-36-91-II	2.3	6.2	6.0	16.1	14.3	38.4	17.0	45.6
18	T6-M-2.0-36-0	2.4	6.4	5.3	14.2	—	—	5.4	14.5
19	T6-M-2.0-36-18	1.7	4.6	5.3	14.2	7.3	19.6	10.0	26.8
20	T6-M-2.0-36-41	2.0	5.4	6.0	16.1	8.7	23.3	12.9	34.6
21	T6-M-2.0-36-68	2.0	5.4	5.3	14.2	11.0	29.5	16.2	43.5
22	T6-M-2.0-36-91	1.7	4.6	5.3	14.2	13.0	34.9	18.2	48.8
23	T6-M-2.0-36-122	2.0	5.4	4.3	11.5	16.7	44.8	22.6	60.6
24	T6-C-2.0-36-41	2.0	5.4	5.7	15.3	10.0	20.8	12.2	32.7

表9 実験結果および計算値一覧

No.	試験体名	実験値		計算値				比較値			
		Q_{su} (t)	Q_{su1} (t)	Q_{su2} (t)	Q_{su3} (t)	Q_{su4} (t)	Q_{su1}/Q_{su}	Q_{su2}/Q_{su}	Q_{su3}/Q_{su}	Q_{su4}/Q_{su}	
1	R0-M-1.5-36-0-I	6.2	10.0	6.2	6.2	7.1	0.62	1.00	1.00	1.00	0.87
2	R0-M-1.5-36-18-I	7.3	12.3	8.5	8.5	10.1	0.59	0.86	0.86	0.86	0.72
3	R0-M-1.5-36-41-I	11.3	13.5	9.7	9.7	13.9	0.84	1.16	1.16	1.16	0.81
4	R0-M-1.5-36-68-I	13.8	14.5	10.7	10.7	18.4	0.95	1.29	1.29	1.29	0.75
5	R0-M-1.5-36-91-I	16.5	15.2	11.4	11.4	22.2	1.08	1.45	1.45	1.45	0.74
6	R0-M-1.5-36-122-I	19.4	16.1	12.2	12.2	27.4	1.21	1.59	1.59	1.59	0.71
7	T6-M-2.0-36-0-I	6.3	7.6	4.7	5.7	5.4	0.82	1.34	1.11	1.11	1.17
8	T6-M-2.0-36-18-I	10.1	10.0	7.0	8.0	8.6	1.01	1.44	1.26	1.26	1.17
9	T6-M-2.0-36-41-I	12.3	11.2	8.2	9.3	12.8	1.10	1.50	1.32	1.32	0.96
10	T6-M-2.0-36-68-I	15.8	12.2	9.2	10.4	17.6	1.30	1.72	1.52	1.52	0.90
11	T6-M-2.0-36-91-I	17.3	12.9	9.9	11.2	21.8	1.34	1.74	1.54	1.54	0.79
12	T6-M-2.0-36-122-I	20.4	13.7	10.8	12.1	27.4	1.49	1.89	1.69	1.69	0.74
13	T6-C-2.0-36-41-I	10.6	11.2	8.2	9.3	12.8	0.95	1.29	1.14	1.14	0.83
14	T6-C-2.0-36-68-I	14.0	12.2	9.2	10.4	17.6	1.15	1.52	1.35	1.35	0.80
15	R0-M-1.5-36-41-II	10.3	13.3	9.6	9.6	13.8	0.77	1.07	1.07	1.07	0.75
16	R0-M-1.5-36-68-II	14.9	14.3	10.6	10.6	18.3	1.04	1.41	1.41	1.41	0.81
17	R0-M-1.5-36-91-II	17.0	15.0	11.3	11.3	22.1	1.13	1.50	1.50	1.50	0.77
18	T6-M-2.0-36-0	5.4	7.4	4.5	5.2	5.0	0.73	1.20	1.04	1.04	1.08
19	T6-M-2.0-36-18	10.0	9.7	6.9	7.8	8.4	1.03	1.45	1.28	1.28	1.19
20	T6-M-2.0-36-41	12.9	10.9	8.1	9.1	12.6	1.18	1.59	1.42	1.42	1.02
21	T6-M-2.0-36-68	16.2	11.9	9.1	10.2	17.6	1.36	1.78	1.59	1.59	0.92
22	T6-M-2.0-36-91	18.2	12.6	9.8	11.0	21.8	1.44	1.86	1.65	1.65	0.83
23	T6-M-2.0-36-122	22.6	13.4	10.6	11.9	27.4	1.69	2.13	1.90	1.90	0.82
24	T6-C-2.0-36-41	12.2	10.9	8.1	9.1	12.6	1.12	1.51	1.34	1.34	0.97

記号の説明

Q_{su} : せん断終局耐力 (実験値)

Q_{su1} : せん断終局耐力 (大野・荒川 mean 式による計算値; $k_u=0.87, \omega\sigma_y=2980 \text{ kgf/cm}^2$)

Q_{su2} : せん断終局耐力 (大野・荒川 min 式による計算値; $k_u=0.72, \omega\sigma_y=2980 \text{ kgf/cm}^2$)

Q_{su3} : せん断終局耐力 (HFW 設計指針式による計算値; $k_u=0.72, \omega\sigma_y=3000 \text{ kgf/cm}^2$)

Q_{su4} : せん断終局耐力 (学会提案式による計算値; $\omega\sigma_y=3000 \text{ kgf/cm}^2$)

$Q_{su1} = \{0.086 p_t^{0.23} (180 + F_c) / (M/Q_d + 0.12) + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \omega \sigma_y}\} b \cdot j$

$Q_{su2} = \{0.053 p_t^{0.23} (180 + F_c) / (M/Q_d + 0.12) + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \omega \sigma_y}\} b \cdot j$

$Q_{su3} = \{0.53 p_t^{0.23} (180 + F_c) / (M/Q_d + 0.12) + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \omega \sigma_y}\} b \cdot j$

$Q_{su4} = b \cdot j \cdot p_w \cdot \omega \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$

強筋比 (p_w), 骨材を変えても初期剛性には, ほとんど影響はなかった。

矩形梁についてみると, p_w にかかわらず, 最大耐力時の変形が10~15 mmではほぼ一定であったが, T形梁については $p_w=0, 0.18\%$ の試験体で10 mmと矩形梁と変わらないものの $p_w=0.41\sim 1.22\%$ の試験体では約25 mmとなり顕著な差がみられた。また, p_w が0.18%以下で, 斜張力破壊を起こした試験体以外は, 断面形状に関係なく最大耐力後の耐力低下はほとんどみられなかった。

① 破壊性状

図18, 19にT形梁における最終ひび割れ状況を示す。 $a/D=2.0$ のT形梁については, $p_w=0, 0.18\%$ の

試験体で下端主筋に沿った割裂ひび割れが, 下端圧縮側のコンクリートを貫通した直後に斜張力破壊を起こしたが, それ以外の試験体ではせん断引張破壊を起こし, 普通強度($F_c=240 \text{ kgf/cm}^2$)でみられたようなスラブ付け根のひび割れや, 下端主筋に沿うひび割れはみられなかった。ただし, 繰返しの試験体では, 下端主筋に沿ったひび割れが著しく, スラブ付け根のひび割れも数多くみられた。

一方, $a/D=1.5$ の矩形梁では, $p_w=0, 0.18\%$ の試験体は, T形梁の $p_w=0, 0.18\%$ の試験体と同様であったが, $p_w=0.41, 0.68\%$ の試験体では, 加力点から伸びた斜めひび割れが, 上・下端の主筋に沿ったひび割れに伸展した後に最大耐力を迎え, $p_w=0.91, 1.22$

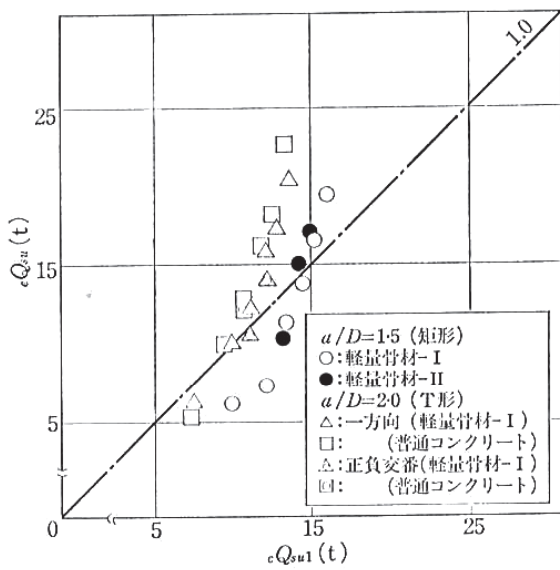


図12 せん断終局耐力の実験値と大野・荒川 mean 式による計算値との比較

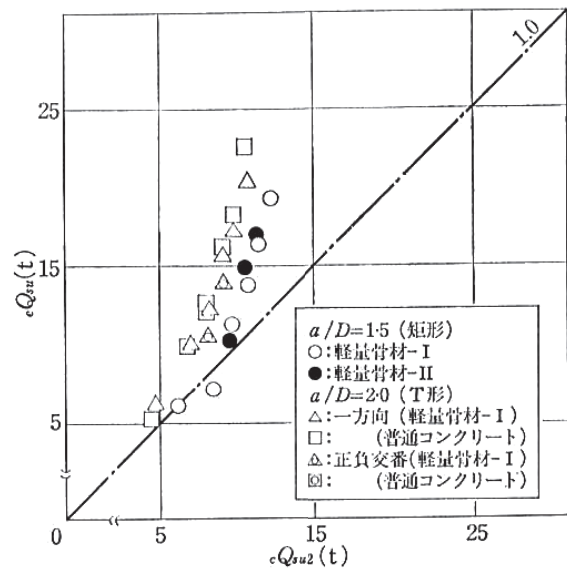


図13 せん断終局耐力の実験値と大野・荒川 min 式による計算値との比較

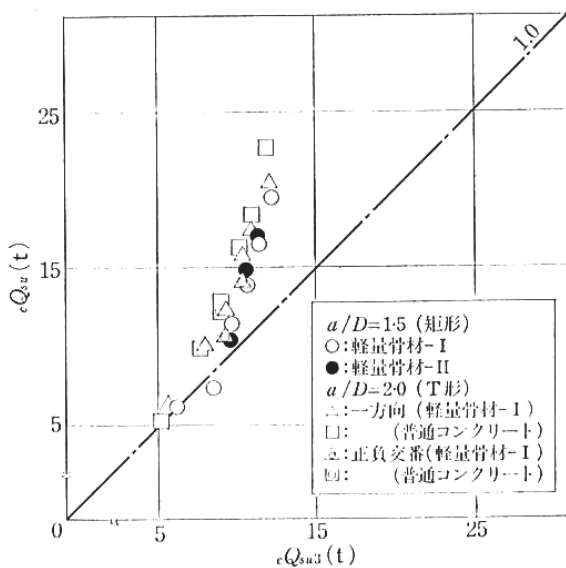


図14 せん断終局耐力の実験値と HFW 指針式による計算値との比較

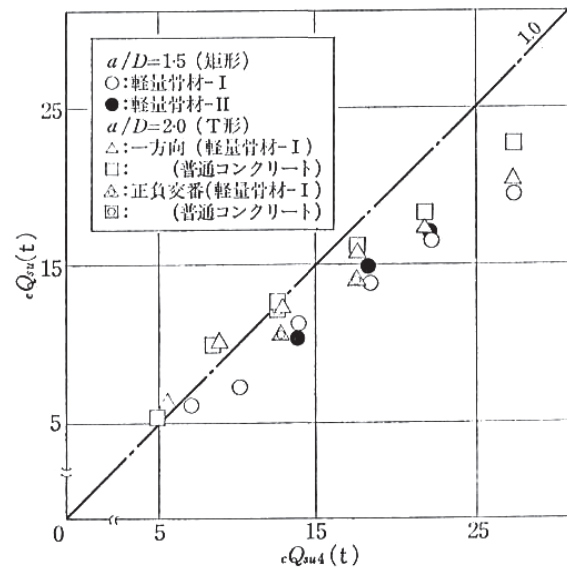


図15 せん断終局耐力の実験値と学会提案式による計算値との比較

%の試験体では、ひび割れが多数入り、そのうち局部的にせん断補強筋が降伏し、最大耐力を迎えた。このように、 a/D の違いによって、あきらかに破壊性状が異なっており、破壊性状に即したせん断耐力評価が必要であると思われる。

(3) ま と め

① せん断終局耐力

せん断終局耐力について、軽量コンクリートと普通コンクリートとの間には差はみられなかった。また、大野・荒川 mean 式、大野・荒川 min 式、HFW 設計式において、両者同じグループゾーンにあり十分安全側に評価でき、高強度軽量コンクリート ($F_c=360\text{kgf/}$

cm^2)を用いた場合でも、普通コンクリートと同等なせん断耐力評価を行ってよいものと思われる。つぎに、せん断終局耐力 (Q_{su})とせん断補強筋量 ($p_w \cdot w \cdot \sigma_y$)の関係であるが、せん断補強筋量の増加とともに、せん断終局耐力は比例的に増加する傾向がみられた。また、せん断スパン比 (a/D)、断面形状、骨材差によるせん断終局耐力への影響は見られなかった。

② 変形性状

初期剛性においては、せん断スパン比 (a/D)、せん断補強筋比 (p_w)、骨材の違いによる影響はみられず、ほぼ同様な性状を示した。また、せん断破壊以後の変形能力は、 p_w が0.41%以上では大きいものの、 p_w が

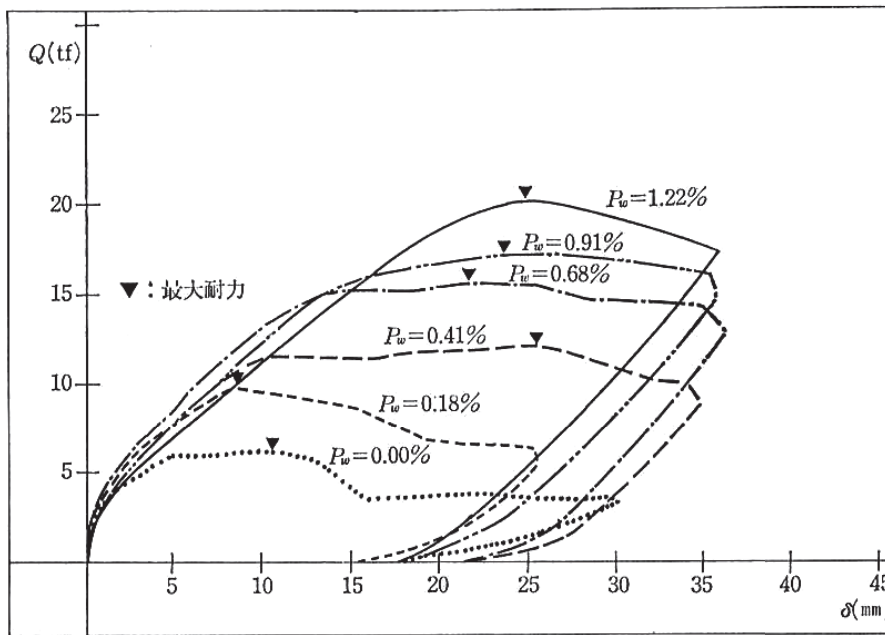


図16 せん断力-支点間相対変位関係 (T形梁-軽量コンクリート)

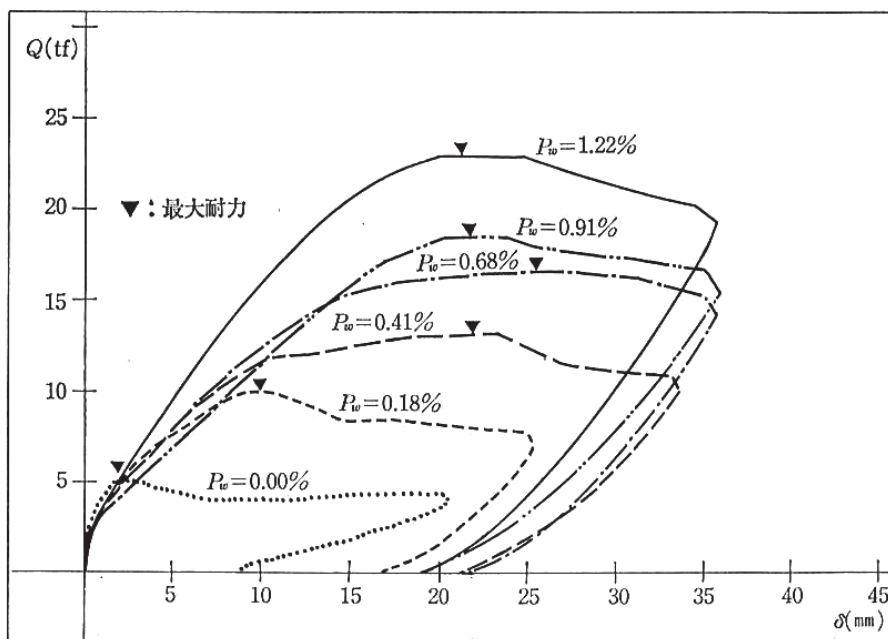


図17 せん断力-支点間相対変位関係 (T形梁-普通コンクリート)

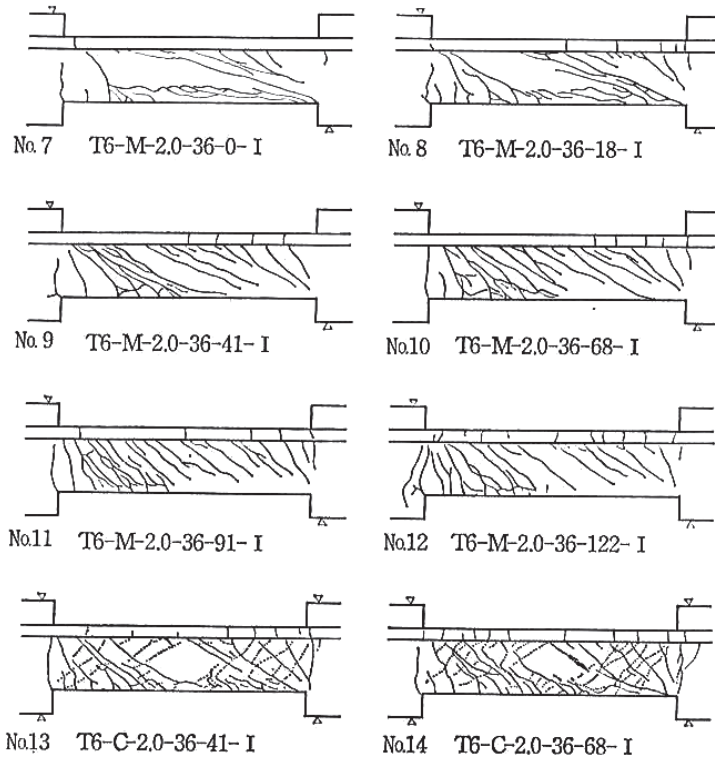


図18 最終破壊状況 (T形梁—軽量コンクリート)

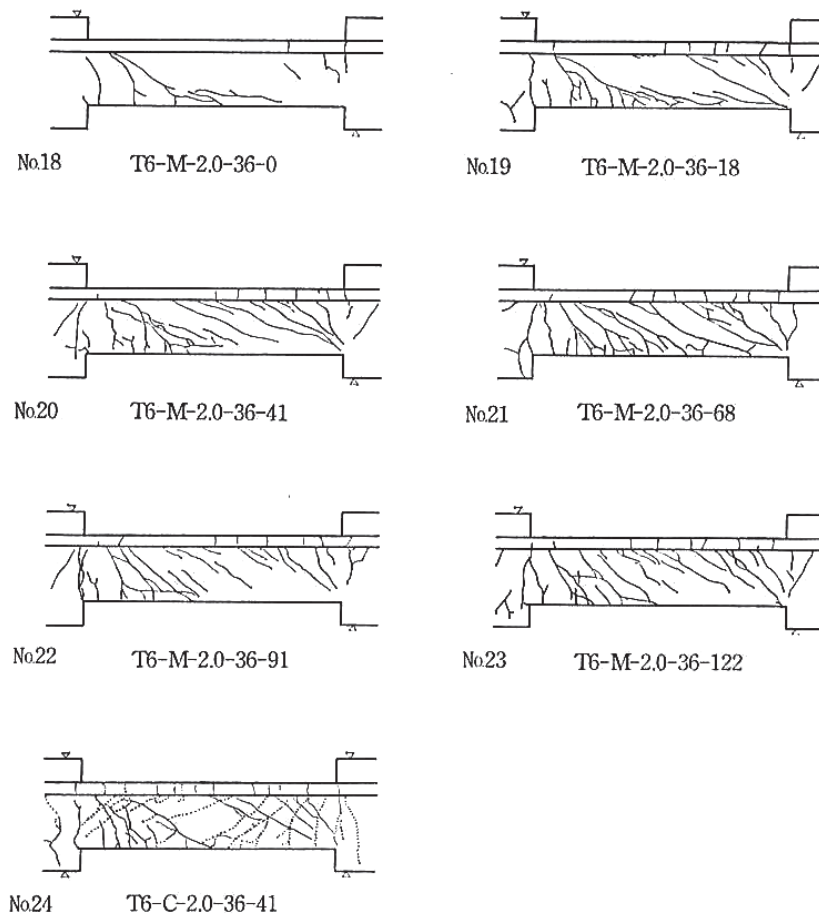


図19 最終破壊状況 (T形梁—普通コンクリート)

0.18%以下の試験体では、変形能力がやや劣る傾向がみられた。

③ 破壊性状

$p_w=0.00\%$ の試験体において、普通コンクリートの試験体は、せん断引張破壊でせん断終局耐力を迎えたのに対し、軽量コンクリートは加力点と支点間を結ぶひび割れによって、せん断終局耐力を迎える斜張力破壊を起こした。それ以外の試験体は、すべてせん断引張破壊によってせん断終局耐力を迎え、軽量コンクリートのひび割れ性状および破壊性状は、普通コンクリートとほぼ同様な様相を示した。

4. 結 び

人工軽量骨材協会では、引き続き、高強度軽量コンクリート（設計基準強度 360 kgf/cm^2 ）を用いた柱の耐震性能試験、柱・梁の接合部試験、SRC柱のせん断耐力試験および耐震壁の曲げとせん断性能試験をそれぞれの研究機関に委託しており、現在、関係機関において実施中である。

これら、高強度軽量コンクリートに関する一連の構造試験の成果は、平成3年度末までに、日本建築学会において、技術資料集として取りまとめることになっており、目下作業中である。

一方、軽量コンクリートの各種実験により把握された構造特性に基づき、今後、建設省通達、学会規準、設計施工指針など軽量コンクリートの設計数値の見直し、あるいは整備がなされていくものと期待される。

なお、本稿の資料は、園部・広沢・藤沢・折原・金久保共著の「高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた構造部材の耐震性能に関する研究、多段配筋を有するT形ばりの靱性——その1,その2」、松崎・中野・稲永・磯共著の「人工軽量骨材を用いたRC梁のせん断性状に関する研究——その1」（日本建築学会大会学術講演梗概集1989年10月）、ならびに東京理科大学松崎研究室「人工軽量骨材を用いたRC梁のせん断性状に関する実験研究（ $F_c=360\text{ kgf/cm}^2$ シリーズ）」より参照させていただいた。各氏に厚く謝意を表すものである。

最近の軽量コンクリート施工例 (平 2. 3. 31)

(※ スランプ→印は流動化コンクリート)

工 事 件 名	構造・階数	設 計 事 務 所	建 設 会 社	設計強度 kgf/cm ²	コンクリート比重 t/m ³	スランプ cm ※	工 期 年/月	地 区
(建築関係)								
日本電気本社ビル	S・SRC 39F	日建設計	鹿島建設, 大林組 J V	210	1.60	21	63/4	東 京
住友入船ビル	S・SRC 14F	大林組	大林組	210	1.85	18	63/4	〃
渡辺ビル	S・SRC 8 F	総合計画研究所	日本国土開発	210	1.65	18	1/2	〃
大島町住宅(都住)	S R C 14F	東京都住宅局	熊谷組, 岡本工業 J V	210	1.85	18	1/3	〃
芝アメリックス	S・SRC 10F	クリエート建築設計	三井建設	210	1.85	18	1/3	〃
三菱倉庫ダイヤビル	S・SRC 16F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.90	18→21	1/3	〃
金剛ビル	R C 9 F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.85	20	1/3	〃
小松川グリーンタウン(B)	S R C 15F	住宅都市整備公団	戸田建設, 松村組 J V	210	1.85	18	1/4	〃
佃島住宅(都住)	S R C 14F	東京都住宅局	清水建設	210	1.85	15→18	1/4	〃
日本倉庫勝どき3丁目ビル	S・SRC 18F	竹中工務店, 横河建築事務所	竹中工務店, 戸田建設 J V	210	1.85	18	1/4	〃
HOビル	S・SRC 8 F	三和建物	三和建物, 五洋建設 J V	210	1.85	18	1/4	〃
峯岸渋谷共同ビル	S・SRC 11F	勝村建設	勝村建設	240	1.90	21	1/5	〃
舎人町住宅(都住)	S R C 14F	東京都住宅局	松村組	210	1.90	21	1/5	〃
ウイング錦糸町	S・SRC 8 F	竹中工務店	竹中工務店	180	1.85	18	1/5	〃
代官山プロバティ計画	S・SRC 15F	松田平田坂本設計事務所	東急建設	210	1.85	18	1/6	〃
ステーションプラザ大島	S・SRC 12F	モス設計事務所	三井建設	240	1.60	18	1/6	〃
長田マンション	S R C 11F	熊井竹夫建築事務所	三井建設	225	1.85	18, 21	1/6	〃
清新町住宅(都住)	S R C 14F	東京都住宅局	松井建設, 東海興業 J V	210	1.90	18	1/6	〃
大島町住宅(都住)	S R C 13F	東京都住宅局	戸田建設, 不動建設, 佐藤工業 J V	210	1.85	18	1/7	〃
南大沢住宅(都住)	S R C 14F	東京都住宅局	羽沢建設, 砂原組 J V	210	1.90	21	1/7	〃
信託ビル	S・SRC 30F	日本設計	間組他 J V	240	1.90	21	1/7	〃
大川端リバーシティ21(A棟)	S・SRC 37F	三井建設	三井建設, 鹿島建設 J V	270	1.90	10→15	1/7	〃
滝田人形町ビル	S・SRC 11F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.90	18	1/9	〃
新川共同ビル	S・SRC 14F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.85	18	1/9	〃
保授マンション	R C 11F	山下建築企画研究所	鴻池組	210	1.70	15	1/10	〃
北区産業文化会館	S・SRC 18F	梓設計	熊谷組, 東急建設, 鉄建建設 J V	210	1.60	18	1/10	〃
東神田1丁目ビル	S・SRC 9 F	英建築設計	戸田建設	180, 225	1.85	18	1/11	〃
KNビル	S・SRC 7 F	関戸建築設計	スターツ	210	1.85	18	1/11	〃
能登ビル	S・SRC 7 F	レイモンド	三井建設	210	1.60	18	1/12	〃
永代アメリックスビル	S・SRC 10F	クリエート建築設計	三井建設	225	1.85	18	2/2	〃
新川崎ツインタワー	S・SRC 31F	日本設計	鹿島建設, 三井建設 J V	210	1.85	18	63/4	神奈川
横浜ビジネスパーク	S・SRC 21F	大林組	大林組	210	1.85	18	1/2	〃
新横浜交通ビル	S R C 8 F	横浜市	フジタ工業, 紅梅組 J V	210	1.85	18	1/4	〃
テクノエイブ	S・SRC 18F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.85	18	1/4	〃
川崎定徳	S R C 8 F	清水建設	清水建設	210	1.85	18	1/10	〃
日栄建設本社ビル	S R C 10F	日栄建設	日栄建設	210	1.85	18	1/10	〃
ワリオ上尾一番館	S R C 11F	福家設計	森建設	225, 240	1.75	21	1/7	埼 玉
カーサ・フローラ	S・SRC 14F	誠近設計	前田建設	210	1.85	18	1/3	千 葉
白浜リゾートマンション	S R C 12F	東洋建設	東洋建設	210	1.85	18	1/4	〃
幕張テクノガーデン	S・SRC 25F	MTG設計共同企業体	清水建設他 J V	210	1.85	18, 21	1/4	〃
東京ガス幕張システムビル	S・SRC 12F	日建設計	清水建設他 J V	210	1.85	18	1/4	〃
海外職業訓練センター	S・SRC 20F	梓設計	大成建設, 鉄建建設, 日産建設 J V	210	1.65	18	1/5	〃
丸豊倉庫	S・SRC 5 F	新日本製鉄	日東工営	210	1.85	18	1/5	〃
塩浜パッキング配送センター	S・SRC 4 F	浅間建築設計	大和ハウス	210	1.85	18	1/11	〃
ホテルスプリングス	S・SRC 13F	竹中工務店	竹中工務店, 熊谷組 J V	240	1.85	18→21	1/12	〃
成田空港設備棟	R C 2 F	鉄道建設公団	飛鳥建設	210	1.85	18	2/2	〃
つくば三井ビル	S・SRC 19F	清水建設	清水建設他 J V	210	1.85	18	63/7	茨 城
凸版印刷	S・SRC 2 F	安藤建設	安藤建設	210	1.65	18	1/11	群 馬
日建ハウス宇都宮ビル	S・SRC 12F	馬上設計	埼玉建興	210	1.85	21	1/4	栃 木
宇都宮D. T. F共同ビル	S R C 11F	東電設計	鹿島建設, 清水建設 J V	210	1.95	18	2/2	〃
南海サウスタワーホテル	S 36F	日建設計	大林組, 竹中工務店, 南海建設 J V	180~225	1.65	18	63/7	大 阪
ライカビル(南港)	S・SRC 7F	安藤忠雄	大林組	210	1.85	18	1/3	〃
日本IBM大阪南港ビル	S・SRC 8F	安井建築設計	大林組, 前田建設工業 J V	210	1.85	18	1/3	〃
日本火災海上大阪ビル	S・SRC 18F	日建設計	大林組, 熊谷組, 清水建設 J V	195	1.85	18	1/4	〃
OBP松下IMPビル	S・SRC 26F	日建設計	鹿島建設, 大林組他 J V	195	1.85	18	1/4	〃
OBPクリスタルタワー	S・SRC 38F	竹中工務店	竹中工務店	240	1.85	15	1/4	〃

工 事 件 名	構造・階数	設 計 事 務 所	建 設 公 社	設計強度 kgf/cm ²	コンクリート比重 t/m ³	スランブ cm ※	工 期 年/月	地 区
伊藤喜ビル	S・SRC 12F	清水建設	清水建設, 大林組 J V	225	1.85	18	1/4	大 阪
御堂筋グランドビル	S・SRC 12F	鴻池組	鴻池組, 大林組他 J V	180	1.85	18	1/4	"
O B P 住友生命ビル	S・SRC 24F	日建設計	竹中工務店, 鹿島建設他 J V	180	1.85	18	1/5	"
科学技術館	S・SRC 7F	環境開発研究所	竹中工務店, 大林組他 J V	225~270	1.85	15→18	1/5	"
三菱倉庫	S・SRC 5F	竹中工務店	竹中工務店, 鹿島建設他 J V	240	1.85	15→18	1/6	"
ホテルアルパ大阪	S・SRC 16F	東加建築事務所	不二建設	240	1.85	15→18	1/7	"
小寺興産ビル	S・SRC 14F	日建設計	大林組	210	1.85	18	1/8	"
スミトウビル	S・SRC 14F	長谷工	長谷工	240	1.85	18	1/9	"
K S コンピュータビル	S・SRC 8F	竹中工務店	竹中工務店	315	1.85	18	1/12	"
第一生命大阪駅前ビル	S・SRC 19F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.75	19	1/12	"
住友海上火災ビル	S・SRC 19F	日建設計	竹中工務店他 J V	210	1.85	18	2/3	"
大阪東京海上ビル	S 27F	鹿島建設	鹿島建設	210	1.85	18	2/3	"
枚方岡本町再開発ビル	SRC 15F	アール・アイ・エー	間組他 J V	210	1.85	12→18	2/3	"
兵庫県庁第3庁舎	S 14F	都市整備局	鹿島建設, 竹中工務店他 J V	210	1.85	18	1/9	兵 庫
雲井通6丁目再開発ビル	S 12F	吉田・武藤	竹中工務店	180~270	1.85	18	1/9	"
西神百貨店	S・SRC 7F	昭和設計	大林組他 J V	225, 240	1.85	15	1/11	"
イースト・コースト四番街	SRC 14F	日建設計	竹中工務店	285, 300	1.85	12→18	2/1	"
亀岡市庁舎	SRC 10F	佐藤総合計画	フジタ工業, 青木建設, 大日本土木 J V	225	1.85	12→18	2/4	京 都
東邦栄ガスビル	S 18F	日本設計	竹中工務店, 鹿島建設 J V	240, 270	1.90	15→18	1/3	愛 知
安田火災名古屋ビル	S 18F	黒川紀章都市設計	清水建設, 大成建設他 J V	210	1.90	21		"
金沢駅前第2地区再開発ビル	S・SRC 7F	日建設計	清水建設, 真柄建設 J V	210	1.85	18	1/3	石 川
浜松キャッスルマンション	S・SRC 12F	鴻池組	鴻池組	210	1.85	18	1/2	静 岡
早稲田システム研究所情報センター	R C 8F		不動産建設	210	1.85	18	1/5	北 海 道
郡山市総合福祉センター	SRC 5F	郡山市建築課	鴻池組, 村木建設 J V	240	1.70	18	1/9	福 島
山形県総合体育館	SRC 2F	山形県建築課	佐藤工業, 高松木材建設 J V	180	1.80	18	2/3	山 形
多賀城ロジュマンF棟	SRC 15F	松下興産	佐藤工業, 銭高組 J V	210	1.80	18	2/2	宮 城
広島インデス	SRC 14F	竹中工務店	竹中工務店	240	2.00	18	1/3	広 島
ニッセイ平和公園ビル	SRC 12F	フジタ工業	フジタ工業	180	1.80	18	1/4	"
パブリコーポ坂	SRC 13F	広島県住宅供給公社	五洋建設	240	1.80	18	1/4	"
中国財務局出汐住宅(第2期)	R C 12F	中国地方建設局	奥村組他 J V	180	1.80	18	1/7	"
第一生命複合ビル	SRC 14F	日建設計	鹿島建設, 大林組 J V	210	1.80	18	1/9	"
広島市民病院	R C 12F	村田相互設計	清水建設	210	1.80	18	1/10	"
徳島文理大学 21号館	SRC 10F	教育施設研究所	西松建設	210	1.80	18	2/2	徳 島
富士火災海上保険 高松ビル	R C 8F	第一設計	清水建設	210	1.80	18	1/6	香 川
グランフィル天山	SRC 13F	鹿島建設	鹿島建設	210	1.80	18	1/7	愛 媛
グランフィル久米	SRC 13F	鹿島建設	鹿島建設	210	1.80	18	1/11	"
ライオンズマンション桜井町	SRC 14F	現代建築設計	戸田建設	210	1.80	18	1/9	高 知
信金・安田ビル(第1期)	SRC 14F	日本設計	大成建設, 清水建設, 竹中工務店他 J V	210	1.85	20	1/11	福 岡
福岡市改良住宅千代地区(第5期)	R C 14F	福岡市住宅建築課	竹中工務店, 鹿島建設他 J V	210, 240	1.85	21	1/12	"
佐賀県庁舎 行政棟	SRC 11F	安井建築設計, 佐藤総合計画他 J V	清水建設, 松尾建設, 中野組他 J V	210	1.85	12→18	1/11	佐 賀

宇部興産(株)

本社／東京都品川区東品川2-3-11 UBEビル ☎03-5460-3302

大阪セメント(株)

本社／大阪市大正区南恩加島7-1-55 ☎06-556-2244

日本セメント(株)

本社／東京都千代田区大手町1-6-1 大手町ビル6階 ☎03-3214-1596

日本メサライト工業(株)

本社／千葉県船橋市西浦3-9-2 ☎0474-31-8138

三菱マテリアル(株)

本社／東京都千代田区大手町1-6-1 大手町ビル3階 ☎03-5252-5482

人工軽量骨材コンクリート技術資料 No.7

発行 1994年4月30日

発行人 人工軽量骨材協会 (発行責任者 高木克也)
(ALA; Artificial Light-Weight Aggregate Association)

〒110 東京都台東区上野1-12-2 亀田ビル

☎03-3837-0445