

# ALA CONCRETE

## 鉄筋コンクリート部材の設計法

高強度 ( $F_c=360\text{kgf/cm}^2$ ) の人工軽量骨材コンクリート  
を用いた鉄筋コンクリート部材の構造性能とその設計  
法について

金久保利之 (筑波大学大学院)

園部 泰寿 (筑波大学構造工学系教授)

広沢 雅也 (工学院大学建築学科教授)

# ご／あ／い／さ／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良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、今回は金久保利之氏（筑波大学大学院）、園部泰寿氏（筑波大学構造工学系教授）、広沢雅也氏（工学院大学建築学科教授）のご協力をいただき「高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の構造性能とその設計法について」を作成しました。

近年、建築物の高層化に伴い、コンクリートの高強度化の研究が進んでいますが、当協会ではこの趨勢に対応して、1986年から建設省建築研究所をはじめ大学研究室など公的研究機関に委託して、設計基準強度  $360\text{kgf/cm}^2$  クラスの高強度人工軽量骨材コンクリートの材料および構造に関する実験を行い、多くの研究成果を得ることができました。

本資料は、昨年12月に日本建築学会から出版された「高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた建築物の設計と施工」の構造に関する主要点について、特に設計実務に応用できるように解説したものであります。

ここに上記三氏に厚く謝意を表するとともに、本資料が建築の構造設計ならびに研究開発に携わる皆様方の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あげます。

1993年10月

人工軽量骨材協会

## 目 次

1.	まえがき .....	1
2.	線材・面材の構造性能 .....	1
3.	柱・梁接合部の構造性能 .....	9
4.	あとがき .....	10
(付表) 検討に用いた試験体の実験値と計算値の比較値一覧		
(付図) $F_c=360\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いた梁・柱の断面計算図表		

### — 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 鞣性能とせん断強度
- No. 7 鞣性能とせん断強度(続)
- No. 8 ポンプ施工(続)
- No. 9 高性能 AE 減水剤
- No.10 鉄筋コンクリート部材の設計法

(資料提供)

### ■最近の軽量コンクリート施工例

## 1. まえがき

近年、都市部への人口集中の傾向は著しく、これにともない商業用や居住用の建物はますます高層化しつつある。さらには新たな土地開発のため、数多くのウォーターフロントプロジェクトが企画され、軟弱な地盤条件のもとに計画される構造物の例が次第に増えてきている。こうした中で、コストの割には耐火性や遮音性が優れている鉄筋コンクリート造について、特にその耐震安全性の検討を中心に高層化が図られ、すでに共同住宅や事務所として20階建以上の鉄筋コンクリート造高層建物が建設されるようになってきた。

これらの高層建築物では、設計基準強度が420～480 kgf/cm<sup>2</sup>クラスの普通コンクリートを用いて計画されることが多いとなっているが、これに見合うような高強度の人工軽量骨材コンクリートを高層建築物に使用すれば、その“軽量”さが最も端的に生かされることになる。しかしながら、人工軽量骨材コンクリートを用いた構造部材についての技術資料が十分でなく、また、各規基準に設計に必要な技術情報の記載がないことが少なくない。現在、高強度の人工軽量骨材コンクリートを構造部材に使用した高層建築物の例はほとんどないのが現状である。

こうした中で、最近約5か年の間に、潜在的な需要が見込まれる、設計基準強度が360kgf/cm<sup>2</sup>クラスの高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の構造実験が多数実施された。また昨年12月に、これらの構造実験および材料・施工の資料を取りまとめた「高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた建築物の設計と施工」(以下、「設計と施工」と略する)が日本建築学会から出版された。

本稿はこの「設計と施工」の構造に関する主要点を再考したものであり、特に実務設計に役立つよう部材の強度、剛性、韌性とそれらの諸提案式に対する適合性、および具体的な部材の設計法に絞って解説したものである。本稿が、人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造建物の実設計への参考となれば幸甚である。

## 2. 線材・面材の構造性能

「設計と施工」には、第3章に線材として梁76体および柱60体、面材としてI型断面の耐震壁10体、計

146体の人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート部材(以下、軽量コンクリート部材と略する)の構造性能が記載されている。これらの試験体のうち、コンクリート圧縮強度が300kgf/cm<sup>2</sup>以上の試験体は98体であり、360kgf/cm<sup>2</sup>以上の試験体も44体含まれている。「設計と施工」では、軽量コンクリート部材の構造性能の、各種提案式に対する適合性が数多く解説されている。本稿では、ひび割れ強度、曲げおよびせん断強度、剛性および韌性に対して再考するとともに、「設計と施工」では触れられていない具体的な部材の設計法について解説する。

### (1) ひび割れ強度

人工軽量骨材コンクリートの割裂強度が同程度の圧縮強度を有する普通コンクリートと比較して小さいことから、軽量コンクリート部材のひび割れ強度は、普通コンクリート部材より小さいと思われる。特に曲げひび割れ強度に関しては、コンクリートの曲げに対する引張強度を  $\sigma_t = 1.8\sqrt{\sigma_B}$  ( $\sigma_B$ はコンクリートの圧縮強度) と評価できるかが問題となろう。

#### ① 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度について、(1)式による計算結果と実験値との対応を図1に示す(以降、式番号は混乱を避けるため、同一の項目に対する評価式には同一の番号を振り、梁、柱、壁に対する式にはそれぞれ番号の後にB、C、Wを付するものとする。また記号については「設計と施工」を参照されたい)。(a)は鉄筋を考慮した断面係数を算出するにあたり、コンクリートと鉄筋のヤング係数をテストピースの試験結果による実測値としたもの、(b)はコンクリートのヤング係数を(2)式<sup>1)</sup>、鉄筋のヤング係数を  $2.1 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>とした場合を示す。スラブ付きの梁試験体については実験値は梁側の値とし、計算にあたってはスラブ幅の全幅を有効とした。なお図1(a)は、「設計と施工」の図3.1.1(a)、図3.2.1(a)、図3.3.1(a)を、同図(b)は図3.1.1(c)、図3.2.1(c)を統合したものである。

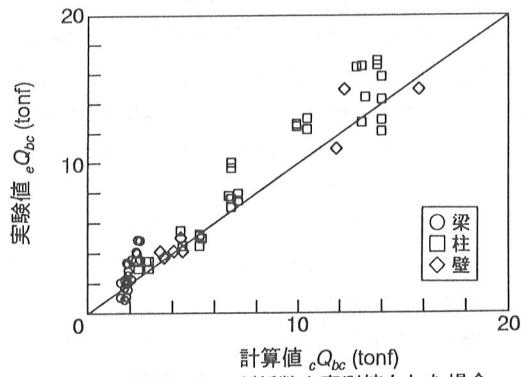
$$cQ_{bc} = 1.8\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e / L_B \quad (1B)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} cQ_{bc} = (1.8\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6) / (L / 2) \\ cQ_{bc} = (1.8\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6) / (h) \end{array} \right. \quad (1C)$$

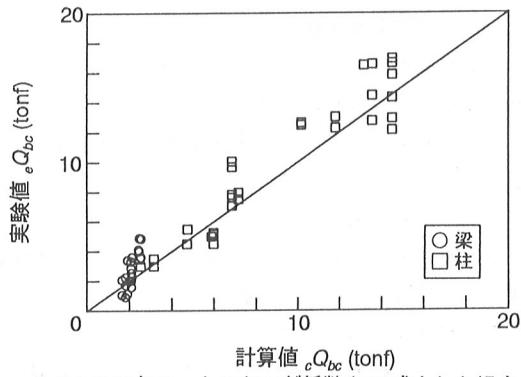
$$(1W)$$

$$cE = 12100 \sigma_B^{0.456} \quad (2)$$

(1B)式は「設計と施工」(3.1.1)式と、(1C)式は(3.2.1)式と、(1W)式は(3.3.1)式と同一である。



(a) 材料のヤング係数を実測値とした場合



(b) コンクリートのヤング係数を(2)式とした場合

図1 曲げひび割れ強度の実験値と計算値の比較

図1(a)および(b)における、実験値の計算値に対する比の平均値（標準偏差）はそれぞれ1.20(0.31)および1.15(0.32)であり、実験値が計算値を上回っている。ばらつきは大きいが、コンクリートのような材料では避けられない要因であり、割裂強度の相違による差は、ばらつきの中に含まれてしまう程度であると思われる。また同時にコンクリートのヤング係数による差もほとんど現れておらず、軽量コンクリート部材の曲げひび割れ強度は、特に補正を行わずに(1)式により評価できる。

## ②せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度について、(3)式による計算結果と実験値との対応を図2に示す。なお図2は、「設計と施工」の図3.1.2(a)、図3.2.2(a)、図3.3.2(c)を統合したものである。

$$\left\{ \begin{array}{l} {}^cQ_{sc} = \frac{0.085 k_c (500 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 1.7} \left( 1 + \frac{\sigma_0}{150} \right) b \cdot j \\ {}^cQ_{sc} = (0.043 p_g + 0.0514) \sigma_B \cdot t \cdot l \end{array} \right. \quad (3BC) \quad (3W)$$

(3BC)式は「設計と施工」(3.1.2)式および(3.2.2)

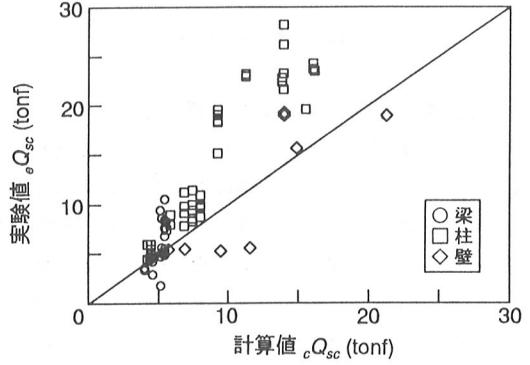


図2 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

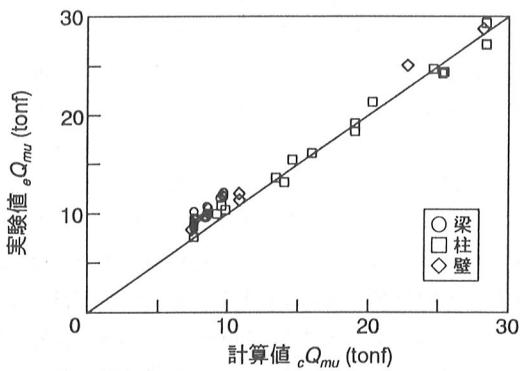


図3 曲げ強度の実験値と計算値の比較

式と、(3W)式は(3.3.3)式と同一である。

図2における実験値の計算値に対する比の平均値（標準偏差）は1.31(0.38)であり、実験値が計算値を上回っている。壁試験体(△)で実験値が計算値を下回っているものが見られるが、コンクリートの乾燥収縮による内部応力の影響と考えられる。曲げひび割れ強度と同様、コンクリートの違いによる差はばらつきの中に含まれてしまう程度であり、軽量コンクリート部材のせん断ひび割れ強度は、特に補正を行わずに(3)式により評価できる。

## (2) 終局強度

曲げおよびせん断強度について、軽量コンクリート部材と普通コンクリート部材とで差が現れる性能としては、コンクリート自体の性能に大きく影響される項目であり、鉄筋の挙動が支配的な項目については大きな差はないと考えられる。たとえば、梁および軸力の小さい柱、壁の曲げ強度や、最終的にせん断補強筋の降伏で耐力の決まる、いわゆるせん断引張破壊時のせん断強度には、大きな差はないであろう。ただし、強

度には差がなくても、強度発生後の挙動には差が出る可能性がある。

### ① 曲げ強度

曲げ強度について、(4)式による計算結果と実験値との対応を図3に示す。スラブ付きの梁試験体の計算にあたってはスラブ幅の全幅を有効とした。なお図3は、「設計と施工」の図3.1.4(a), 図3.2.4, 図3.3.4(c)を統合したものであり、柱および壁試験体の軸力比(軸応力度のコンクリート圧縮強度に対する比)の範囲は0.06~0.32である。

$$cQ_{mu} = 0.9 \sum (a_t \cdot \sigma_y \cdot d) / L_B \quad (4B)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} cQ_{mu} = \left\{ 0.5 a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 N \cdot D \right. \\ \times \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right) \end{array} \right\} / (L/2) \quad (4C)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} cQ_{mu} = \{ a_t \cdot \sigma_y \cdot l + 0.5 \sum (a_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot l \\ + 0.5 N \cdot l \} / h \end{array} \right\} \quad (4W)$$

(4B)式は「設計と施工」(3.1.4)式と、(4C)式は(3.2.4)式と、(4W)式は(3.3.5)式と同一である。

図3における実験値の計算値に対する比の平均値(標準偏差)は1.12(0.10)であり、適合性はよくばらつきも少ない。しかし、柱試験体(□)で実験値が計算値を下回っているものが見られ、これらの試験体では比較的大きな軸力下(軸力比0.3程度)で加力が行われているものが多い。曲げ強度は、ひび割れ強度やせん断強度とは異なり、実験値と計算値がよく一致することは周知であり、また(4)式による計算値より1割程度実験値が大きくなるのが通常である。軸力が大きい場合はコンクリートの圧縮域が広くなり、コンクリート自体の圧縮性状に軽量コンクリートと普通コンクリートとで差があるものと考えられる。

図4は、角柱の中心圧縮実験における、横補強筋量( $p_w$ )と軸強度( $\sigma_m$ )の関係を示したものである。軸強度はコンクリートの圧縮強度( $\sigma_B$ )で基準化している。実験の詳細は「設計と施工」pp. 248~257を参照されたい。軽量コンクリートの拘束効果による軸強度の上昇の度合いは、普通コンクリートの50%程度である。このことはまた、普通コンクリート部材と全く同等の軸圧縮性状を得るために、軽量コンクリート部材の横補強筋量は普通コンクリート部材と比較して、 $p_w$ の係数の比0.37/0.19=2倍の量を配筋しなければならないことを示している。しかしながら、圧縮域が比較的小さいような部材では、コンクリートの圧縮強度による部材の強度への影響は小さいので、一律に横補強筋の量を倍増させることにあまり意味はない。詳

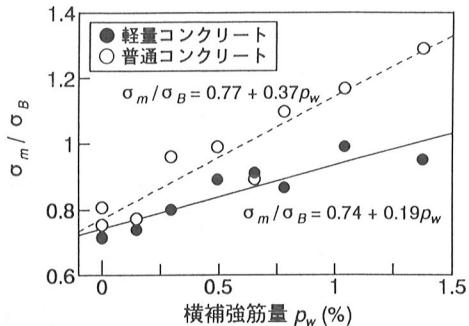


図4 中心圧縮実験における軸強度の比較

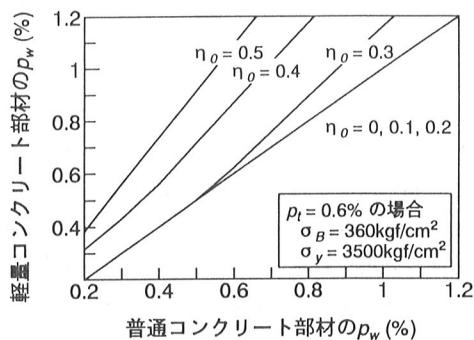


図5 適度な拘束効果を発揮させるせん断補強筋量

細には軽量コンクリートの応力一ひずみ関係の履歴を適当に定め、断面解析によりその性状を予測することになろう。しかし本稿では実設計に寄与するために、図4に示される関係式により、軽量コンクリートの拘束効果による圧縮強度の上昇分を普通コンクリートより小さく評価し、簡単にe関数法により曲げ最大強度の評価を試みた。図5は、同一の断面を有する普通および軽量コンクリート部材において、普通コンクリート部材の曲げ強度の95%を発揮するために必要なコンクリート圧縮強度を計算し、これから算出される軽量コンクリート部材の必要横補強筋量を示したものである。横軸は普通コンクリート部材の横補強筋量(すなわち図4の関係式による軸圧縮強度である)、縦軸は軽量コンクリート部材に必要とされる横補強筋量を示す。例として、引張主筋比  $p_t = 0.6\%$ 、コンクリート圧縮強度  $\sigma_B = 360\text{kgf/cm}^2$ 、主筋降伏強度  $\sigma_y = 3500\text{kgf/cm}^2$  の場合を示す。直線は軸力比  $\eta_0$ (軸応力度のコンクリート圧縮強度に対する比)の違いにより示されている。なお、圧縮側の鉄筋の量は引張側と同量とした。同図より軸力比が0, 0.1, 0.2の場合には、軽量コンクリート部材の曲げ強度は、普通コンクリート

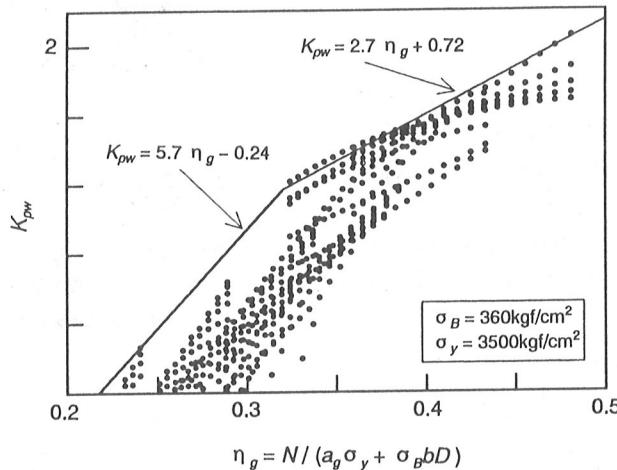


図 6 せん断強筋量に対する割増し係数

部材と同じ量の横補強筋で普通コンクリート部材の曲げ強度の95%以上を有している。軸力比が0.3の場合は、 $\rho_w=0.8\%$ の普通コンクリート部材に対して95%以上の曲げ強度を軽量コンクリート部材に期待するためには $\rho_w=0.9\%$ 以上の横補強筋量が必要である。軸力比が0.4, 0.5の場合も同様である。直線が途中折れているのは、圧縮側鉄筋の降伏の有無による。この図を用いれば、軽量コンクリート部材の横補強筋量の必要量(普通コンクリートと同等として設計され、すでにその場合の横補強筋量が定まっている場合の、その量に対する割り増し量)が定まるが、この関係は軸力比はもちろんのこと、主筋の量、主筋の強度によって変化する。そこで、主筋の降伏強度を $\sigma_y=3500 \text{ kgf/cm}^2$ と固定し、主筋の量を種々変化させて同様の評価を行った。全ての引張主筋比について図5と同様の図が得られるが、ここでは簡単のために、主筋の量も考慮した軸力比により整理した。図6は、横軸に $\eta_g=N/(a_g \cdot \sigma_y + \sigma_B \cdot b \cdot D)$  ( $N$ :軸力,  $a_g$ :全主筋断面積,  $\sigma_y$ :主筋降伏強度,  $\sigma_B$ :コンクリート圧縮強度,  $b$ :部材幅,  $D$ :部材せい)を、縦軸に95%の曲げ強度に必要な軽量コンクリート部材の横補強筋量の普通コンクリート部材の横補強筋量に対する比( $K_{pw}$ =図5のY軸の値/X軸の値)をとり、解析結果の例をプロットしたものである。プロット点の上限を以下の2本の直線で示した。なお、 $K_{pw}$ が1より小さくなる場合は1とする。

$$\begin{cases} K_{pw}=1 & (\eta_g \leq 0.22) \\ K_{pw}=5.7 \eta_g - 0.24 & (0.22 < \eta_g \leq 0.32) \\ K_{pw}=2.7 \eta_g + 0.72 & (\eta_g > 0.32) \end{cases} \quad (5)$$

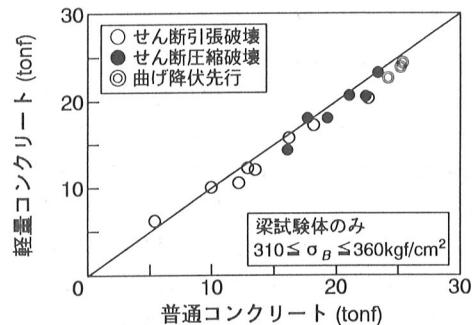


図 7 コンクリート種類による実験値の比較

普通コンクリートと同等として断面および横補強筋に対する設計が終了していれば、(5)式を用いて横補強筋量を $K_{pw}$ 倍配筋することにより、普通コンクリート部材とほぼ同等の曲げ強度を有する軽量コンクリート部材を期待できる。

## ② せん断強度

つぎに、せん断強度について考察する。梁部材の実験では、同一の配筋でコンクリートの種類のみが変動因子とされた試験体が計画された。詳細は「設計と施工」pp. 160~196を参照されたい。これらの試験体の最大強度を、横軸に普通コンクリート試験体の、縦軸に軽量コンクリート試験体の実験結果をとり、図7に示す。図7は「設計と施工」の図3.1.5(b)と同一のものであるが、記号は破壊形式により分けてある。普通コンクリート試験体の最大値に対する、軽量コンクリート試験体の最大値の平均は0.96、標準偏差は0.07である。ばらつきは少ない。破壊形式別に見ると、同平均

は、せん断引張破壊、せん断圧縮破壊、曲げ降伏先行の順に、0.97, 0.96, 0.95である。若干ではあるが、後者の破壊形式になるほど値が小さくなっている。

せん断強度の(6)式および(7)式による計算結果( $cQ_{su}$ )と実験値( $eQ_{max}$ )との対応を図8に示す。両値とも(4)式による曲げ強度計算値( $cQ_{mu}$ )で除してあり、以下、横軸の計算値をせん断余裕度、縦軸の実験値を最大荷重比と称する。せん断強度の適合性を見るには、せん断余裕度が1以下の部分で1:1の直線が基準となる。なお図8(a)は、「設計と施工」の図3.1.6(b), 図3.2.7(a), 図3.3.4(b)の、同図(b)は図3.1.6(c), 図3.2.7(b), 図3.3.4(c)の縦軸、横軸の値を再計算し、統合したものである。

$$\left\{ \begin{array}{l} cQ_{su} = \left\{ \frac{0.12 k_u \cdot k_p (180 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \\ cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (180 + \sigma_B)}{M/Q \cdot d + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \end{array} \right. \quad (6B)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (180 + \sigma_B)}{\sqrt{M/Q \cdot d + 0.12}} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j \end{array} \right. \quad (6C)$$

$$(6W)$$

(6B)式は「設計と施工」(3.1.6)式と、(6C)式は(3.2.5)式と、(6W)式は(3.3.6)式と同一である。

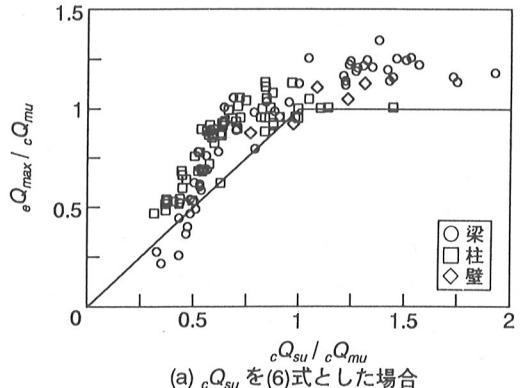
$$\left\{ \begin{array}{l} cQ_{su} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi \\ + \tan \theta (1 - \beta) b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \end{array} \right. \quad (7BC)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} cQ_{su} = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi \\ + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \end{array} \right. \quad (7W)$$

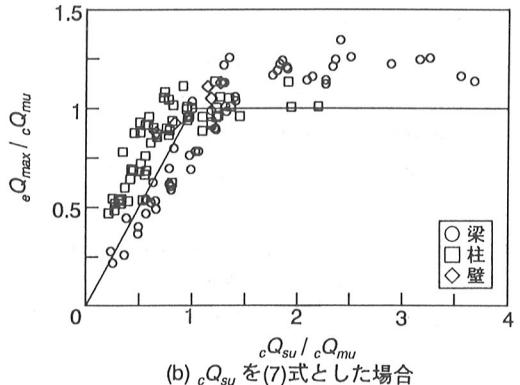
(7BC)式は「設計と施工」(3.1.7)式および(3.2.6)式と、(7W)式は(3.3.7)式と同一である。

図8(a)において、せん断余裕度が1以下の範囲で、せん断余裕度に対する最大荷重比の比の平均値は1.25、標準偏差は0.22である。同様に図8(b)において平均値は1.25、標準偏差は0.38である。また同様にせん断余裕度が1以下の範囲で、最大荷重比がせん断余裕度の値を下回る試験体の割合は、(a)において12.2%、(b)においては31.3%である。

図8(a)について考察すると、1:1の直線を下回っているプロット点は主に梁試験体であり、特に実験値が小さい範囲、つまりせん断補強筋量のない、または小さい範囲である。これらの試験体はせん断斜張力破壊



(a)  $cQ_{su}$  を(6)式とした場合



(b)  $cQ_{su}$  を(7)式とした場合

図8 せん断強度の実験値と計算値の比較

と報告されている試験体が多く、(6)式の適用性については疑問の残る試験体である。

図8(b)についても、1:1の直線を下回っている点のほとんどは梁試験体であり、その割合は梁試験体について85%で、せん断余裕度に対する最大荷重比の比の平均値は0.86と小さい。しかし、図7に見られるように普通コンクリート試験体との直接比較において96%の強度を有していることから、普通コンクリート梁試験体について同様にプロットしても実験値が計算値を下回る試験体が多く見られる(「設計と施工」図3.1.6(c)参照)。普通コンクリート部材に対しても(7)式のような塑性理論によるせん断強度算定は発展段階であり、今後の更なる研究が待たれる分野である。

以上の考察から、軽量コンクリート部材のせん断強度は普通コンクリート部材とほぼ同等の強度を有しており、その値は(6)式により安全側に評価できると考えられる。しかし、せん断補強筋量がごく小さい範囲ではせん断斜張力破壊を起こす可能性があり、その場

合は軽量コンクリート部材の強度は普通コンクリート部材より小さくなる可能性があるので注意が必要である。なお本稿では触れなかったが、「設計と施工」では(7)式の $\nu$ を $0.7\nu$ として適合性を検討したもの(図3.1.6(d))も紹介されているので参照されたい。

### (3) 剛 性

「設計と施工」には、曲げひび割れ発生時までの弾性剛性および降伏時の剛性低下率が解説されている。弾性剛性にはコンクリートのヤング係数が直接影響すると考えられる。

#### ① 弾性剛性

弾性剛性について、(8)式による計算結果と実験値との対応を図9に示す。(a)はコンクリートと鉄筋のヤング係数をテストピースの試験結果による実測値としたもの、(b)はコンクリートのヤング係数を(2)式、鉄筋のヤング係数を $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とした場合を示す。スラブ付きの梁試験体の計算にあたってはスラブ幅の $0.1l$  ( $l$ は梁長) を有効とした。なお図9(a)は、「設計と施工」の図3.1.7(d), 図3.2.8(a), 図3.3.5(b)を、同図(b)は図3.1.7(f), 図3.2.8(c)を統合したものである。

$$\left\{ \begin{array}{l} {}_c K_e = Q / (Q \cdot l'^3 / 12 {}_c E \cdot I_e \\ \quad + \kappa \cdot Q \cdot l' / {}_c G \cdot A_c) \end{array} \right. \quad (8BC)$$

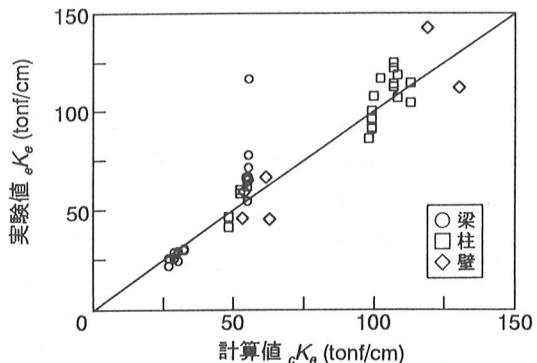
$$\left\{ \begin{array}{l} {}_c K_e = Q / (Q \cdot h^3 / 3 {}_c E \cdot I_e \\ \quad + \kappa_w \cdot Q \cdot h / {}_c G \cdot A_w) \end{array} \right. \quad (8W)$$

(8BC)式は「設計と施工」(3.1.10)式および(3.2.7)式と、(8W)式は(3.3.9)式と同一である。

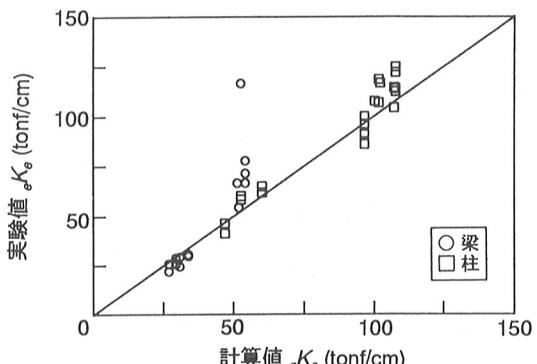
図9(a)および(b)における、実験値の計算値に対する比の平均値(標準偏差)はそれぞれ $1.02(0.22)$ および $1.04(0.24)$ であり、適合性はよい。「設計と施工」には、コンクリートのヤング係数を、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に紹介されている、コンクリートの比重を用いてヤング係数を算出した場合の適合性が解説されており(たとえば図3.2.8(b)), その場合には実験値が計算値を下回っている。したがって、コンクリートのヤング係数を(2)式等により適宜に算出すれば、軽量コンクリート部材の弾性剛性は(8)式により評価可能である。

#### ② 降伏時の剛性低下率

降伏時の剛性低下率について、(9)式による計算結果と実験値との対応を図10に示す。計算の際には、材料のヤング係数は実測値とした。なお図10は、「設計と施工」の図3.1.8(a), 図3.2.9(b), 図3.3.6を統合したものである。



(a) 材料のヤング係数を実測値とした場合



(b) コンクリートのヤング係数を(2)式とした場合

図9 弾性剛性の実験値と計算値の比較

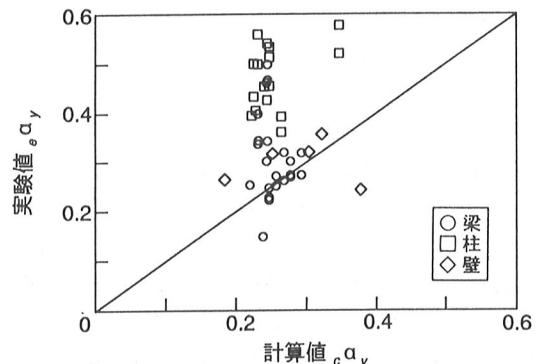


図10 剛性低下率の実験値と計算値の比較

$$\left. \begin{aligned} {}_c \alpha_y &= (0.043 + 1.65 n \cdot p_t + 0.043 M / QD \\ &\quad + 0.33 \eta_0) (d/D)^2 \end{aligned} \right\} \quad (9BC)$$

$${}_c \alpha_{y1} = 0.417 - 0.309 p_w - 0.139 t_w / B \\ \quad + 0.0318 h_0 / l \quad (S_{ef} \geq 1.16)$$

$${}_c \alpha_{y2} = 0.032 - 0.040 h_0 / l + 0.160 p_w \\ \quad + 0.350 \sigma_0 / \sigma_B \quad (0.95 \leq S_{ef} < 1.16)$$

$${}_c \alpha_{y3} = -0.0037 + 0.0846 p_g$$

$$\left. \begin{aligned} & +0.0788 p_w - 0.0210 h_0 / l \\ & + 0.1827 \sigma_0 / \sigma_B \quad (S_{ef} < 0.95) \end{aligned} \right]$$

(9BC)式は「設計と施工」(3.1.11)式および(3.2.9)式と、(9W)式は(3.3.10)式と同一である。

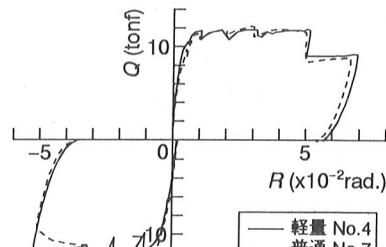
図10における、実験値の計算値に対する比の平均値は1.46、標準偏差は0.47であり、実験値が計算値に対して大きく、ばらつきがみられる。普通コンクリート部材についても(9)式の適合性は、資料の90%が±30%の範囲に含まれる程度である。軽量コンクリート部材に関する限り、安全側に評価されていることを考慮すれば、(9)式により十分評価可能である。

#### (4) 鞣性

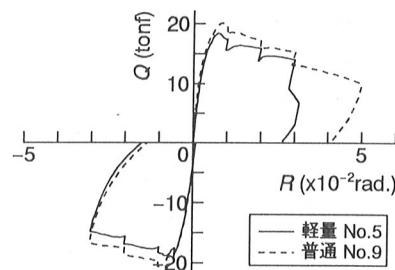
韌性を評価することは、部材の最大荷重後の荷重—変形関係を特定することに他ならないが、普通コンクリート部材についても確立された方法はない。「設計と施工」では、限界変形角（定義も確立されてはいないが、荷重が最大荷重の80%に低下した時点の変形角をとること多い）に着目し、梁および柱ではせん断余裕度（せん断強度計算値の曲げ強度計算値に対する比）との、壁では日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の塑性理論による保証変形角との関係が紹介されている。いずれも普通コンクリート部材との定量的な差は不明である。本稿ではこのような現状をふまえ、韌性能について、曲げ系の破壊が卓越する場合およびせん断系の破壊の場合に分け、両者について考察する。なお、曲げ降伏の有無は特に考慮しないが、以降の考察のバックデータとなつた試験体は曲げ降伏後に破壊に至つたものが多い。

##### ① 曲げ系破壊の場合

曲げ性状が卓越した試験体の荷重( $Q$ )—変形角( $R$ )曲線の包絡線の例を、梁および柱について普通コンクリート試験体と比較したグラフを図11に示す。図11(a)は梁、(b)は柱の場合で、試験体の詳細はそれぞれ「設計と施工」pp. 197~207、pp. 222~237を参照されたい。梁の場合、軽量コンクリート部材の包絡線は普通コンクリート部材のそれと同等の性状を示している。一方柱の場合、軽量コンクリート部材の包絡線は普通コンクリート部材に包まれるような形になっている。これらの柱試験体は比較的大きな軸力下（軸力比0.32）で加力が行われており、荷重が普通コンクリート部材より小さい理由は、本稿（2）節の曲げ強度に対する考察による。また、変形能は大変形時に変形角 $R=0.03$ rad. から差が現れている。「設計と施工」では、角柱



(a) 梁部材



(b) 柱部材

図11 曲げ破壊を起こした試験体の包絡線の比較

の中心圧縮実験結果に基づく、断面解析の結果が紹介されている(pp. 248~257)。この検討によると、変形能の差も曲げ強度と同様、横補強筋による拘束効果の差によるものと考えられる。したがって、曲げ性状が卓越する場合の軽量コンクリート部材の韌性能は、曲げ強度の節で行った横補強筋に対する割り増し係数を用いて同様な補強を行えば、普通コンクリート部材とほぼ同等の性状を示すと思われる。

##### ② せん断系破壊の場合

せん断引張破壊、せん断圧縮破壊等の破壊形式の場合、現在、トラス・アーチ（梁）機構に基づく方法が変形を推測する代表的な方法に挙げられる。軽量コンクリート部材に対しても同様のアプローチは当然考えられるが、普通コンクリート部材に限ってもバックデータの数は決して多くない。また、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の解説6.12、6.13等にみられるように、推測精度にはばらつきが大きく、これらの方法で軽量コンクリート部材との定量的な差を比較することは困難である。今後の更なる研究が待たれるが、本稿では、せん断余裕度的な考えに基づく限界変形の推測に関する研究<sup>2)</sup>があるので、それを紹介する。

文献2)では、まず過去に実験が行われた普通コン

クリート部材(梁および柱)330体に対して、せん断余裕度およびその他の構造因子を用いて、限界塑性率 $\mu$ (限界変形の曲げ降伏時変形に対する比)についての重回帰分析を行い、せん断引張破壊、せん断圧縮破壊について(10)式を得ている。

#### せん断引張破壊

$$\left. \begin{array}{l} \mu = 5.90 cQ_{su}/cQ_{mu} + 0.00302 \sigma_B \\ + 2.86 M/QD + 3.00 p_w \\ + 0.000510 \sigma_{wy} - 9.69 \end{array} \right\} \quad (10)$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu = 3.51 cQ_{su}/cQ_{mu} + 0.0209 \sigma_B \\ + 1.36 M/QD + 0.935 p_w \\ + 0.0000307 \sigma_{wy} - 6.81 \end{array} \right\}$$

ここで、

$cQ_{su}$  : (6)式によるせん断強度計算値

$cQ_{mu}$  : 曲げ強度の節で解説した方法による、

e関数法による曲げ最大強度計算値

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$M/QD$  : せん断スパン比

$p_w$  : せん断補強筋比 (%)

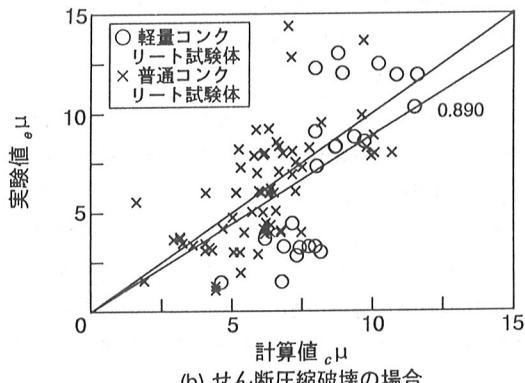
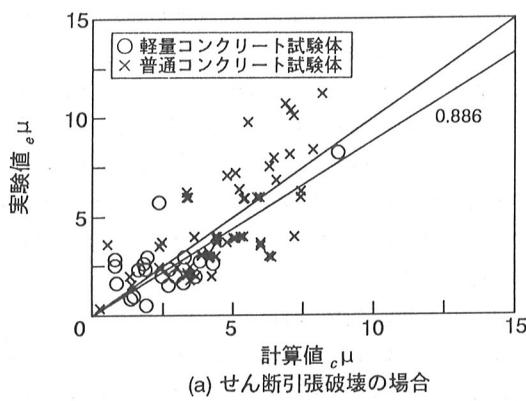


図12 限界塑性率の実験値と計算値の比較

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

文献2)で検討に用いられた普通コンクリート試験体および「設計と施工」に紹介されている梁・柱の軽量コンクリート試験体について、(10)式による計算結果と限界塑性率 $\mu$ の実験値を比較して、図12に示す。

解析の方法より、普通コンクリート試験体については実験値と計算値の比の平均は1になる。ばらつきは決して小さくないが、軽量コンクリート試験体について実験値と計算値の比の平均は、せん断引張破壊の場合0.886、せん断圧縮破壊の場合0.890となり、軽量コンクリート部材の変形能は同一諸元の普通コンクリート部材の9割程度とみることができる。つまり、(10)式により限界塑性率について1割程度の割増しをすれば、軽量コンクリート部材は普通コンクリート部材と同等の変形能を有することになる。

ここで簡単に、(10)式について、せん断補強筋量による限界塑性率の割増しを行う。(10)式でせん断補強筋量( $p_w$ )の含まれる項は第1項および第4項である。そこで(10)式を $p_w$ で微分すると、せん断引張破壊の場合(11)式が得られる。

$$\frac{d\mu}{dp_w} = \frac{5.90 \cdot 2.7 \sqrt{\sigma_{wy}/100}}{2\sqrt{p_w}} \cdot \frac{1}{c\tau_{mu}} + 3.00 \quad (11)$$

ここで、

$c\tau_{mu}$  : 曲げ強度時せん断力 =  $cQ_{mu}/b \cdot j$

(11)式は $p_w$ 、 $\sigma_{wy}$ および $c\tau_{mu}$ の関数となる( $cQ_{mu}$ も曲げ強度の節の方法で求めると $p_w$ の関数となるが、ここでは無視する)。なお、せん断圧縮破壊の場合は(11)式の定数5.90、3.00がそれぞれ3.51、0.935となる。限界塑性率の目標値を5とすると(曲げ降伏時変形角を1/150~1/100rad.とすると、限界変形角で1/30~1/20rad.程度)、軽量コンクリート部材に対しては限界塑性率を1割増しの5.5を有するようにせん断補強筋量を決定すればよい。そこで、(11)式において、 $d\mu=0.5$ と固定し、 $p_w$ と $d p_w$ の関係を求めたものが図13である。曲線は $c\tau_{mu}$ ごとに描かれている。横軸を普通コンクリート部材と同等として設計した場合のせん断補強筋量とし、 $c\tau_{mu}$ で該当する曲線と交わった点の $d p_w$ の値が、その普通コンクリート部材と同程度の変形能を有するための軽量コンクリート部材に対するせん断補強筋量の割増し量と考えられる。なお、図13は $\sigma_{wy}=3000\text{kgf/cm}^2$ の場合の関係図であるが、 $3000\text{kgf/cm}^2$ 以上の場合は $d p_w$ の値はこれより小さくなるので、この関係図を用いれば安全側に評価される。

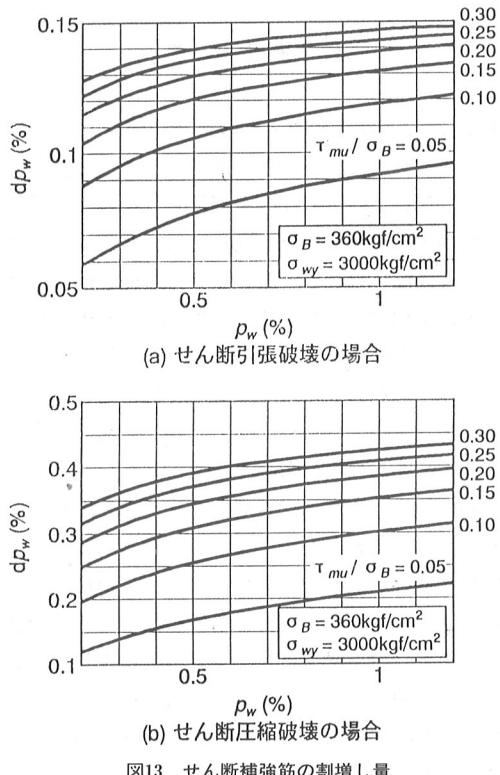


図13 せん断補強筋の割増し量

### (5) まとめ

人工軽量骨材コンクリートを用いた線材、面材の曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、降伏時の剛性低下率およびせん断強度は、普通コンクリート部材に対して適合される既存の評価式を用いて評価が可能である。弾性剛性はコンクリートのヤング係数を適宜に算出すれば既存の算定式で評価できる。曲げ強度はコンクリートの横補強による拘束効果の違いにより普通コンクリート部材より小さく、変形能はせん断引張破壊、せん断圧縮破壊の場合ともに普通コンクリート部材の9割程度である。両者に対してせん断補強筋による補強増を検討し、普通コンクリート部材と同程度の性能を有するためのせん断補強筋量に対する割増し量を示した。この検討によれば、普通コンクリート部材に対して、せん断補強筋量を0.1~0.4%程度多く配筋すればよいことになる。

## 3. 柱・梁接合部の構造性能

「設計と施工」には、第3章に内柱・梁接合部24体、外柱・梁接合部18体の構造性能が解説されている。本稿ではこのうち、特に接合部せん断強度と韌性に着目した横補強筋量について考察する。

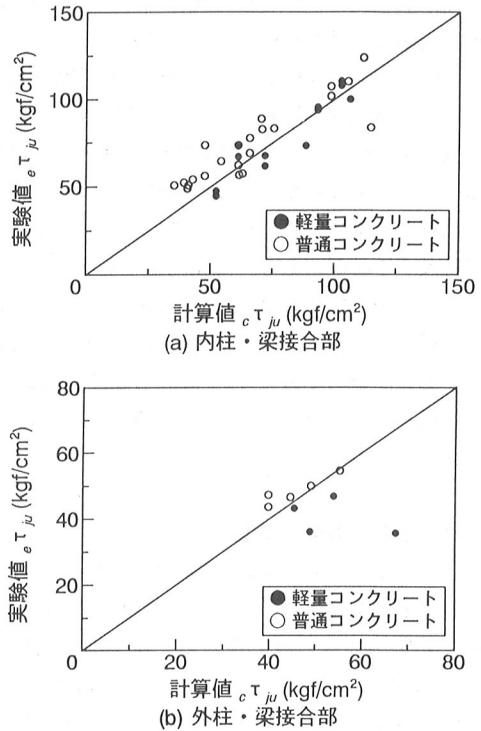


図14 せん断強度の実験値と計算値の比較

### (1) せん断強度

接合部の横補強筋によるせん断強度への効果は、近年の研究ではあまり大きくなきものと考えられており、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」においても、せん断強度はコンクリート圧縮強度と接合部の形状のみにより与えられている。せん断強度にコンクリートの性状が直接影響すると思われ、軽量コンクリートを用いたときにその影響がどの程度か問題となろう。

せん断強度の(12)式による計算結果と実験値との対応を図14に示す。試験体はすべて接合部せん断破壊が先行した試験体であり、(a)は内柱・梁接合部、(b)は外柱・梁接合部試験体を示す。図中の普通コンクリート試験体は前記指針に掲載されている接合部せん断破壊型の試験体であり、実験値は(13)式により求めている。なお、図14(a)は「設計と施工」の図3.4.3、同図(b)は図3.4.4と同一のものである。

$$c\tau_{ju} = \kappa \cdot \sigma_B \quad (12)$$

$$e\tau_{ju} = [\sum(M_b/j_b) - Q_c]/(b_j \cdot D_j) \quad (13)$$

(12)式は「設計と施工」(3.4.3)式と、(13)式は(3.4.4)式と同一である。

図14(a)における、軽量コンクリート試験体、普通コンクリート試験体の計算値に対する実験値の比の平均

値（標準偏差）はそれぞれ0.99(0.10), 1.15(0.17)である。同図(b)ではそれぞれ0.77(0.16), 1.07(0.07)である。軽量コンクリート試験体のせん断強度は普通コンクリート試験体と比較して低下する傾向がみられ、その割合は内柱・梁接合部で14%, 外柱・梁接合部で28%である。前述したように、横補強による改善はあまり期待できないと思われる所以、(12)式による値を適宜低減する必要がある。現在内柱・梁接合部に対しては $\kappa=0.30$ , 外柱・梁接合部では0.18とされているが、軽量コンクリートの場合はそれぞれ0.25, 0.15に低減するのが適当であろう。「設計と施工」には、 $\kappa$ の値を低減した場合の適合性が図3.4.5および図3.4.6に紹介されているので参考されたい。

### (2) 接合部横補強筋量

前述指針では、接合部横補強筋を、せん断ひび割れ発生後の剛性を確保し、ヒンジ部の変形能力を高めるために効果があるものと考えて、最小横補強筋量を0.2%と定めている。軽量コンクリート試験体の場合、下限値を規定するのに十分な数のデータはないが、「設計と施工」pp. 274~283に記載されている軽量コンクリート試験体HLCをみると、横補強筋比が0.36%と比較的小さいが、最終的に接合部のせん断引張破壊は生じなかった。また「設計と施工」では、接合部入力せん断応力度が $0.25\sigma_B$ 以下であれば、横補強筋比を0.4%以上にすれば層間変形角 $1/50\text{rad}$ 程度まで耐力が低下しないことが確認されている。これらのことから、軽量コンクリートを用いた場合、最小横補強筋量を0.4%と規定すれば妥当と思われる。

### (3) まとめ

柱・梁接合部のデータ数は、梁や柱と比較するとまだ少なく、普通コンクリート部材との差を定量的に把握することは難しい。しかし、 $\kappa$ の値の低減、最小横補強筋量の見直しを行えば、十分な性能が得られると考えられる。

## 4. あとがき

本稿では、「設計と施工」の構造に関する項目について、諸提案式との適合性を再考し、さらに普通コンクリート部材と同等の性能を期待するための設計法について述べた。線・面材に関しては、普通コンクリート部材と同様に設計し、後からせん断補強筋量に対して図6, 図13に示したような補強増を行えば、普通コンクリート部材と同程度の性能を有する部材が期待できる。また、そうすることによって最終的にはせん断強度、また本稿では触れなかったが付着割裂強度も大きくなり、ある程度の余裕を持つことができる。

本稿で触れた項目は、普通コンクリート部材についても研究途上にあるものが多く、1割とか2割とか言われる普通コンクリート部材との差を、同様な方法で明確にすることは難しい。特に韌性に関しては、最近の研究成果とは全く異なるアプローチにより考察した。しかし、普通コンクリート部材に対する設計法が時事変化しても、本稿で示した対処法は柔軟に対応できると考えられる。

本稿では触れなかったが、「設計と施工」にはそのほかに、鉄筋コンクリート線材の付着性能、鉄骨筋コンクリート柱のせん断性状、鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断性能、柱型の付いていない壁板の性状、あと施工アンカーの引抜強度、および連続繊維補強コンクリート部材の付着性能が紹介されている。内容を簡単に紹介すると、普通コンクリートと差がみられた性能は付着性能およびアンカーの引抜強度で、そのほかの性能には大きな差はみられなかった。両者はコンクリートの割裂強度が大きく関係しており、ゆえに普通コンクリートより性能が劣ると考えられ、強度は普通コンクリートの80~90%であった。

最後に、言うまでもなく本稿の資料はその大部分を「設計と施工」に依っている。日本建築学会高強度人工軽量骨材小委員会および同ワーキンググループの委員に厚く謝意を表するものである。

## 参考文献

- 1) 友澤史紀・野口貴文・小野山貴造：高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学的特性に関する調査、日本建築学会大会学術講演梗概集、A材料・施工、pp. 497~498, 1990.10.
- 2) 金久保利之・園部泰寿：高強度人工軽量骨材コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の耐震性能に関する研究—破壊形式と韌性—、日本建築学会構造系論文報告集、No. 453, 1993.11.

(付表) 検討に用いた試験体の実験値と計算値の比較値一覧

以下に、「設計と施工」に記載されている梁および柱試験体の中で、本稿の検討で用いた軽量コンクリート試験体の実験値と、実験値の計算値に対する比較値の一覧を示す。「設計と施工」には付.3として、部材実験基礎資料集(pp.152～)が掲載されているが、本表はこの中の実験番号1)～9)までの梁および柱に対する実験で行われた軽量コンクリート試験体を対象にしている。これらの比較値は「設計と施工」中には記されていない。なお、本稿本文中の図中にはこれらの試験体とあわせて、壁試験体(「設計と施工」付.3実験番号11))および柱・壁試験体の過去の研究による軽量コンクリート試験体の実験結果が記されているので注意されたい。それらについては「設計と施工」第3章中の該当する項目を参照していただきたい。

記号は本稿本文中と同一であるが、本表後に再掲した。

実験番号	$cQ_{su}/cQ_{mu}$		$eQ_{max}$	$\frac{eQ_{max}}{cQ_{mu}}$	$eQ_{bc}$	$\frac{eQ_{bc}}{cQ_{bc}}$	$eQ_{sc}$	$\frac{eQ_{sc}}{cQ_{sc}}$	$eK_e$	$\frac{eK_e}{cK_e}$	$e\alpha_y$	$\frac{e\alpha_y}{c\alpha_y}$
	(6)式	(7)式										
1)	1	0.74	0.78	29.90	0.72	12.00	1.50	22.00	1.21	—	—	—
	2	0.82	1.08	36.90	0.89	11.00	1.38	—	—	—	—	—
	3	0.85	0.90	35.90	0.87	9.00	0.98	18.40	0.91	—	—	—
	4	0.93	1.21	42.20	1.02	5.00	0.55	25.30	1.25	—	—	—
	5	0.89	0.95	38.70	0.93	10.50	1.13	22.30	1.06	—	—	—
	6	0.97	1.25	46.90	1.13	8.10	0.87	27.80	1.32	—	—	—
2)	1	0.29	0.25	6.20	0.22	1.30	0.52	3.70	0.55	—	—	—
	2	0.37	0.36	7.30	0.26	2.00	0.80	3.70	0.55	—	—	—
	3	0.41	0.50	11.30	0.40	2.00	0.80	5.70	0.84	—	—	—
	4	0.44	0.66	13.80	0.49	1.70	0.68	5.70	0.84	—	—	—
	5	0.47	0.80	16.50	0.59	1.70	0.68	5.00	0.74	—	—	—
	6	0.50	0.99	19.40	0.69	2.30	0.92	6.00	0.89	—	—	—
	7	0.29	0.25	6.30	0.29	2.00	1.07	4.70	0.81	—	—	—
	8	0.39	0.41	10.10	0.47	2.30	1.23	5.00	0.86	—	—	—
	9	0.44	0.59	12.30	0.57	2.60	1.39	5.00	0.86	—	—	—
	10	0.49	0.82	15.80	0.73	2.70	1.44	5.00	0.86	—	—	—
	11	0.52	1.02	17.30	0.80	2.00	1.07	6.30	1.09	—	—	—
	12	0.56	1.28	20.40	0.95	2.00	1.07	6.30	1.09	—	—	—
	13	0.44	0.59	10.60	0.49	2.00	1.07	5.70	0.98	—	—	—
	14	0.49	0.82	14.00	0.65	2.00	1.07	5.70	0.98	—	—	—
	15	0.40	0.49	10.30	0.37	2.00	0.81	5.00	0.75	—	—	—
	16	0.44	0.66	14.90	0.53	3.10	1.26	5.70	0.85	—	—	—
	17	0.46	0.80	17.00	0.61	2.30	0.93	6.00	0.90	—	—	—
3)	1	0.44	0.62	12.10	0.52	3.50	1.76	6.00	1.07	—	—	—
	2	0.52	1.03	18.10	0.79	2.50	1.26	5.50	0.98	—	—	—
	3	0.58	1.21	20.70	0.90	2.00	1.01	6.50	1.16	—	—	—
	4	0.64	1.32	23.30	1.01	2.30	1.16	6.00	1.07	—	—	—
	5	0.69	1.41	24.40	1.06	2.10	1.02	4.60	0.80	—	—	—

実験番号	$cQ_{su}/cQ_{mu}$		$eQ_{max}$	$\frac{eQ_{max}}{cQ_{mu}}$	$eQ_{bc}$	$\frac{eQ_{bc}}{cQ_{bc}}$	$eQ_{sc}$	$\frac{eQ_{sc}}{cQ_{sc}}$	$eK_e$	$\frac{eK_e}{cK_e}$	$e\alpha_y$	$\frac{e\alpha_y}{c\alpha_y}$
	(6)式	(7)式										
4)	1	0.50	0.64	14.40	0.62	2.00	1.01	6.50	1.16	—	—	—
	2	0.62	1.06	18.10	0.79	2.10	1.06	5.50	0.98	—	—	—
	3	0.70	1.23	20.60	0.89	2.50	1.26	6.00	1.07	—	—	—
	4	0.79	1.33	22.70	0.98	2.50	1.26	7.00	1.25	—	—	—
	5	0.84	1.41	23.90	1.04	2.10	1.02	6.50	1.12	—	—	—
5)	1	1.26	1.47	9.60	1.38	3.40	1.90	8.36	1.40	66.7	1.22	0.253
	2	1.23	2.07	11.55	1.29	2.42	1.25	7.69	1.32	66.7	1.20	0.228
	3	1.31	2.55	11.63	1.30	2.59	1.34	8.45	1.44	71.4	1.29	0.223
	4	1.52	3.56	11.98	1.34	2.29	1.19	10.60	1.81	77.8	1.40	0.248
	8	1.20	2.02	12.20	1.38	2.29	1.24	8.65	1.54	116.7	2.10	0.149
	9	1.19	1.99	11.76	1.35	1.11	0.61	9.48	1.72	54.5	0.99	0.338
	10	1.27	2.14	9.89	1.14	3.36	1.75	5.55	0.94	34.5	0.77	0.463
	11	1.39	2.88	10.34	1.20	2.78	1.44	5.26	0.90	44.7	1.00	0.302
	12	1.26	2.08	9.30	1.10	2.29	1.23	5.68	1.01	33.3	0.77	0.400
	6)	4	1.25	2.04	8.89	1.35	2.27	1.64	4.46	0.94	25.9	0.89
	5	1.37	2.74	9.48	1.44	1.76	1.27	4.75	1.00	28.8	0.99	0.274
	6	1.54	3.78	9.54	1.45	0.93	0.67	4.40	0.93	28.8	0.99	0.270
	7	1.30	2.10	9.05	1.37	1.15	0.79	2.91	0.59	29.3	0.96	0.263
	8	1.43	2.79	10.23	1.55	1.70	1.17	4.26	0.86	24.5	0.81	0.321
	9	1.44	2.21	9.11	1.38	2.29	1.42	1.79	0.32	30.6	0.94	0.252
	10	1.57	2.91	9.58	1.45	3.60	2.23	4.78	0.86	29.9	0.92	0.272
	11	1.28	2.64	8.69	1.32	2.09	1.66	3.40	0.79	25.9	0.96	0.274
	12	1.28	2.64	8.54	1.30	1.05	0.84	3.61	0.83	21.9	0.81	0.320
7)	1	1.57	3.12	9.69	1.14	2.57	1.34	4.90	0.84	39.8	0.91	0.344
	2	1.75	3.71	10.08	1.18	1.60	0.83	6.84	1.17	33.2	0.75	0.468
	3	1.97	4.10	10.73	1.26	2.04	1.06	4.98	0.85	27.1	0.62	0.499
	4	1.55	3.02	9.66	1.16	2.00	1.08	5.18	0.92	42.8	1.00	0.345
8)	1	0.68	0.56	24.27	0.91	16.55	1.27	23.77	1.48	106.9	0.99	0.501
	2	0.77	0.92	24.29	0.91	12.78	0.98	23.23	1.45	118.7	1.09	0.435
	3	0.86	1.37	24.43	0.91	14.47	1.10	22.07	1.36	116.8	1.14	0.407
	4	0.93	1.18	18.37	0.91	12.51	1.26	—	—	58.4	1.11	0.428
	5	1.04	1.83	19.22	0.95	12.68	1.28	—	—	60.3	1.15	0.542
	7	0.60	0.46	24.79	0.88	16.95	1.23	22.48	1.62	104.4	0.92	—
	8	0.64	0.56	25.91	0.92	11.72	0.85	22.07	1.59	114.5	1.01	0.455
	10	0.84	1.10	25.20	0.89	15.85	1.13	21.34	1.53	122.2	1.14	0.535
	11	0.84	1.10	27.24	0.96	12.94	0.92	25.74	1.85	112.6	1.05	0.514
	12	1.00	1.23	27.16	0.96	14.32	1.02	22.72	1.63	124.9	1.17	0.456
	13	1.00	1.23	29.37	1.03	12.15	0.87	27.61	1.98	114.0	1.06	0.500
	14	0.78	0.94	24.74	0.95	16.50	1.29	19.15	1.23	107.7	1.08	0.560
	17	0.88	1.19	22.85	0.91	12.31	1.06	22.54	1.98	65.1	1.18	0.521
	18	0.88	1.19	23.18	0.92	13.03	1.13	22.37	1.97	61.9	1.13	0.578

実験番号	$cQ_{su}/cQ_{mu}$		$eQ_{max}$	$\frac{eQ_{max}}{cQ_{mu}}$	$eQ_{bc}$	$\frac{eQ_{bc}}{cQ_{bc}}$	$eQ_{sc}$	$\frac{eQ_{sc}}{cQ_{sc}}$	$eK_e$	$\frac{eK_e}{cK_e}$	$e\alpha_y$	$\frac{e\alpha_y}{c\alpha_y}$
	(6)式	(7)式										
9) S1	0.37	0.34	18.33	0.54	10.06	1.26	18.33	1.98	90.9	0.92	—	—
S2	0.45	0.56	22.50	0.67	9.68	1.21	19.58	2.11	91.7	0.92	—	—
S3	0.50	0.54	18.18	0.54	7.63	0.95	15.18	1.64	96.3	0.97	—	—
S4	0.63	0.81	21.17	0.63	7.08	0.89	19.05	2.05	100.1	1.01	—	—
D1	1.06	1.28	16.15	0.94	7.52	0.92	—	—	46.6	0.96	0.363	1.38
D2	1.35	2.05	16.17	0.94	7.95	0.98	—	—	41.4	0.86	0.394	1.49
D3	1.05	1.35	21.37	1.05	7.82	1.00	18.45	1.99	86.1	0.88	0.396	1.78

### 【記号の説明】

$cQ_{su}$  : (6)式または(7)式によるせん断強度計算値

$cQ_{mu}$  : (4)式による曲げ強度計算値 (スラブ付きの梁の場合は全スラブ幅有効とした)

$eQ_{max}$  : 最大強度実験値 (tonf)

$eQ_{bc}$  : 曲げひび割れ強度実験値 (tonf)

$eQ_{bc}$  : (1)式による曲げひび割れ強度計算値 (材料のヤング係数は実測値, スラブ付きの梁の場合は全スラブ幅有効とした)

$eQ_{sc}$  : せん断ひび割れ強度実験値 (tonf)

$eQ_{sc}$  : (3)式によるせん断ひび割れ強度計算値

$eK_e$  : 弹性剛性実験値 (tonf/cm)

$eK_e$  : (8)式による弾性剛性計算値 (材料のヤング係数は実測値, スラブ付きの梁の場合はスラブ幅の 0.1 l を有効とした)

$e\alpha_y$  : 降伏時の剛性低下率実験値

$e\alpha_y$  : (9)式による降伏時の剛性低下率計算値 (材料のヤング係数は実測値とした)

### (付図) $F_c=360\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートを用いた梁・柱の断面計算図表

現行の日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以下, RC 規準と略する)では, 設計基準強度  $F_c=360\text{kgf/cm}^2$  の人工軽量骨材コンクリート(軽量コンクリート 1 種)は適用範囲外とされており, 断面計算図表も示されていない。

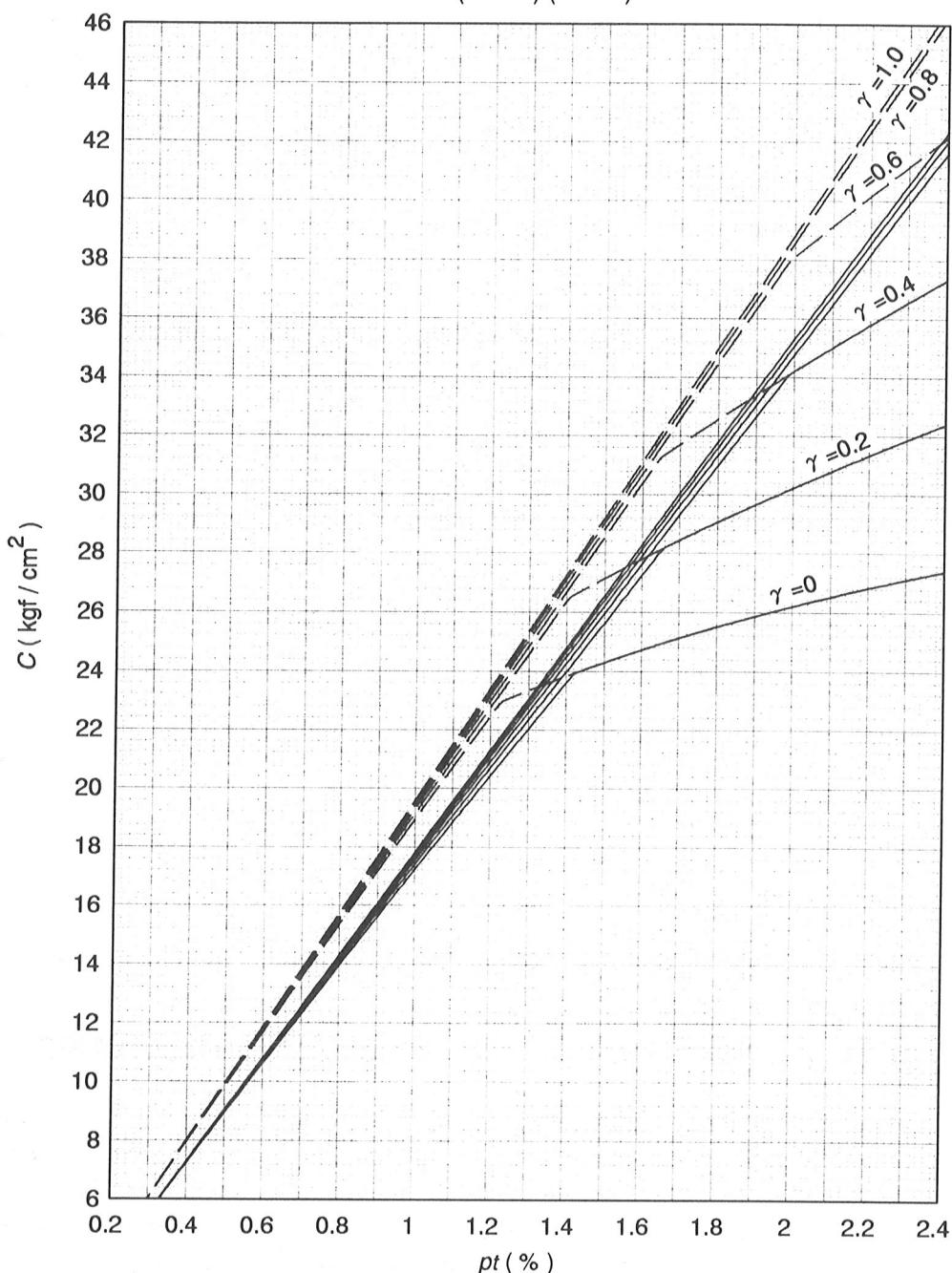
このために, ここでは実務設計に供するため,  $F_c=360\text{kgf/cm}^2$  のコンクリートに対して, 鉄筋としては SD 345 および SD 390 を組み合わせ, 梁と柱の断面計算図表を掲載した。図中の記号は RC 規準を参照されたい。

なお, 図表の作成においてヤング係数比  $n$  としては, RC 規準12条(pp.114~115)に記されている解説により,  $n=15$  を用いた。また, 柱の断面算定図表において, 短期  $f_c=240$ ,  $f_t=3500\text{kgf/cm}^2$  の場合, 図中表記範囲外で  $x_m \geq 3.6$  のとき, 圧縮鉄筋が許容応力度に達する。この場合は RC 規準15条の計算図表を参照されたい。

$F_c = 360$  長期

$f_c = 120 \quad f_t = 2000, 2200 \quad n = 15$

(—) (----)

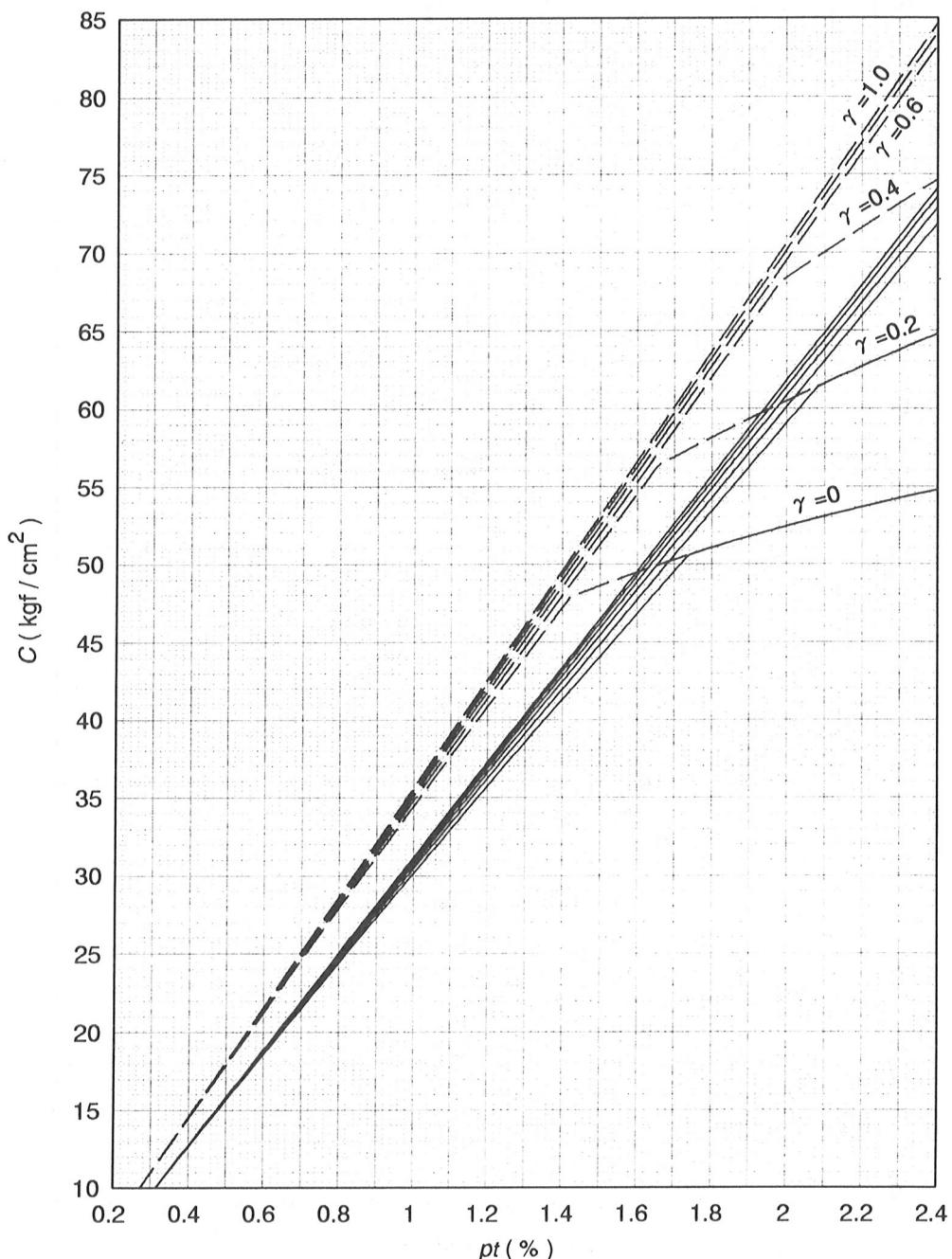


付図(a) 長方形梁およびT形梁の断面計算図表

$F_c = 360$  短期

$f_c = 240 \quad f_t = 3500, 4000 \quad n = 15$

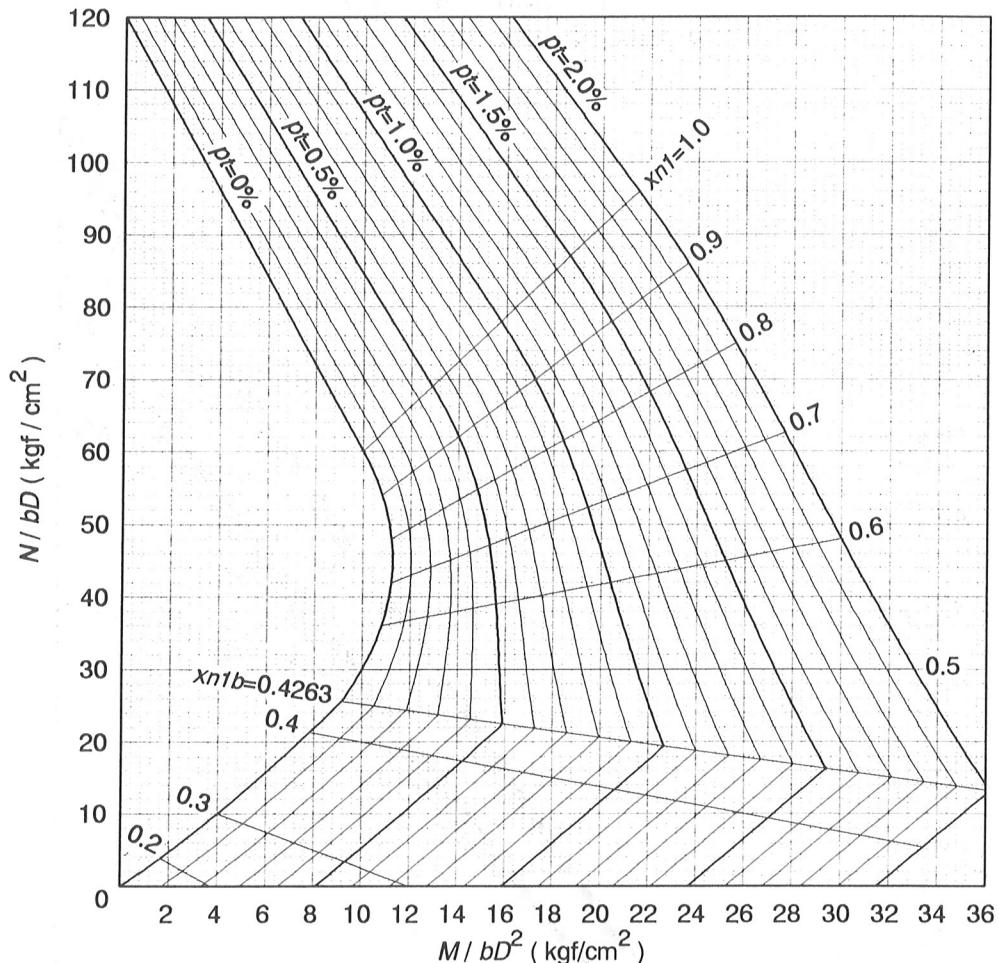
(—) (----)



付図(b) 長方形梁およびT形梁の断面計算図表

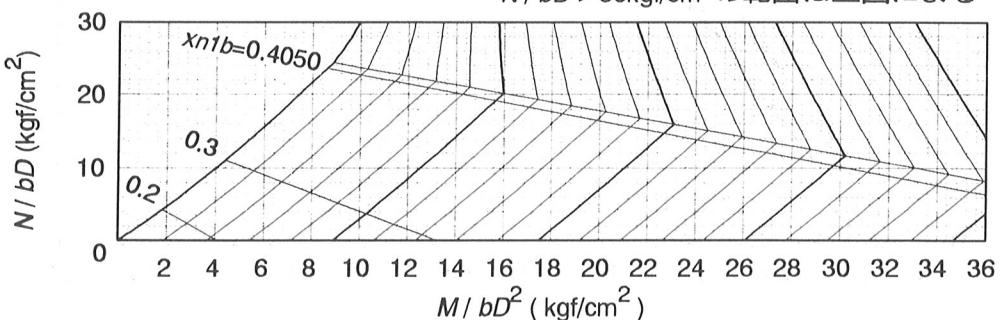
$F_c = 360$  長期

$f_c = 120 \text{ ft} = 2000 \quad n = 15$



$f_c = 120 \text{ ft} = 2200 \quad n = 15$

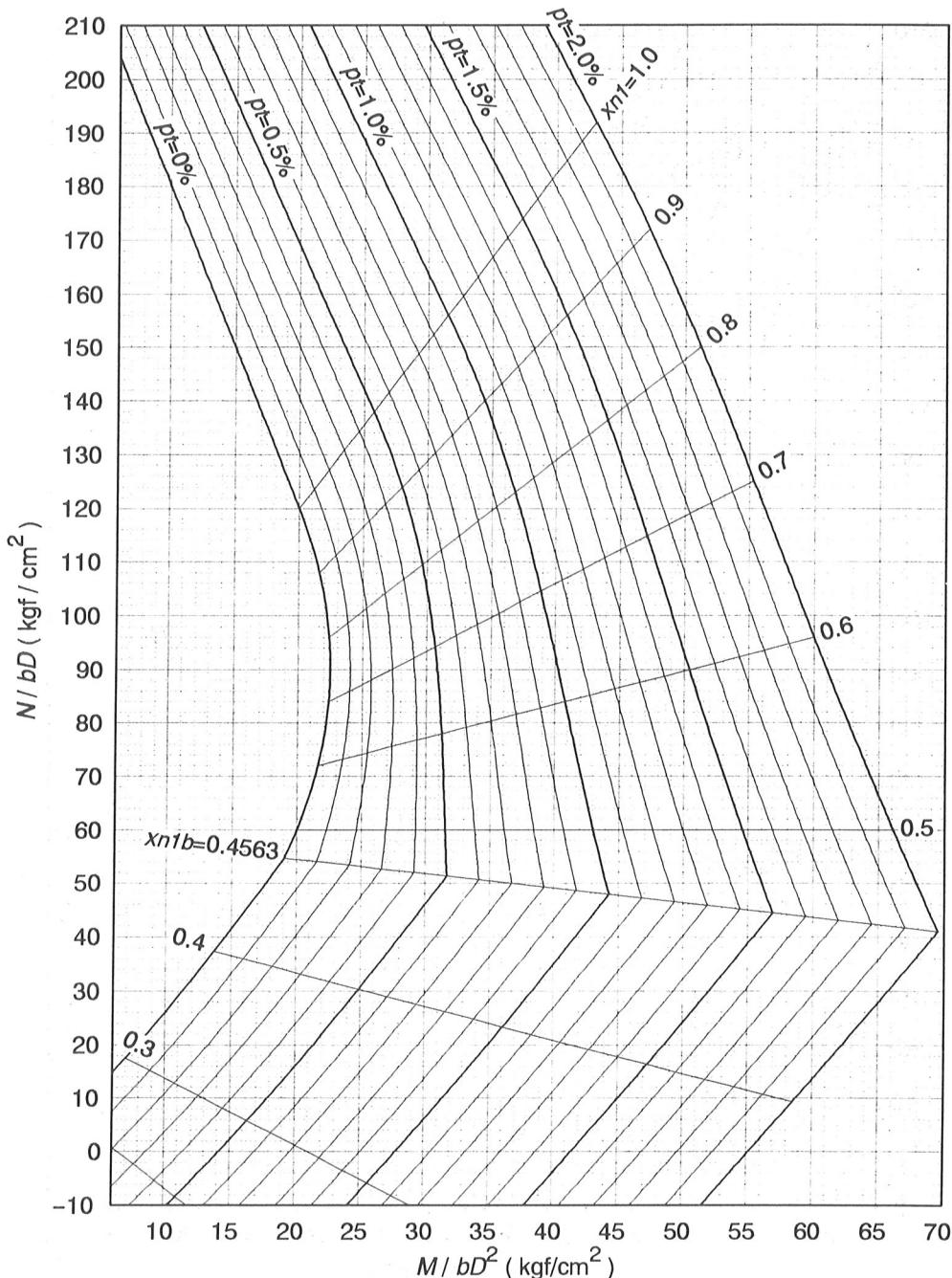
$N/bD > 30 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲は上図による



付図(c) 長方形断面柱の断面計算図表

$F_c = 360$  短期

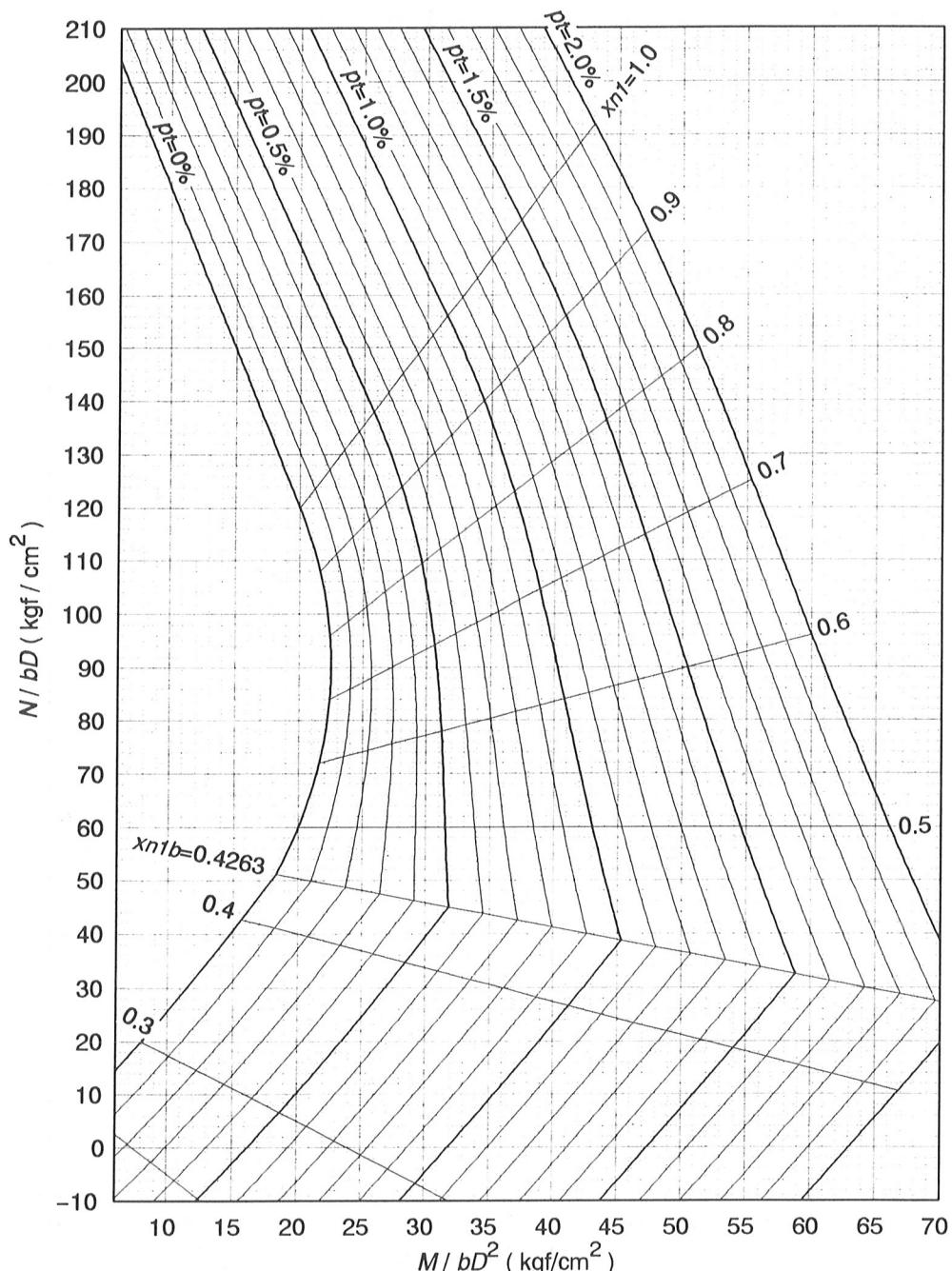
$f_c = 240 \text{ ft} = 3500$        $n = 15$



付図(d) 長方形断面柱の断面計算図表

$F_c = 360$  短期

$f_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$   $f_t = 4000 \text{ kgf/cm}^2$   $n = 15$



付図(e) 長方形断面柱の断面計算図表

## 最近の軽量コンクリート施工例 (平 5. 3. 31)

工事件名	構造・階数	設計事務所	建設会社	設計強度 kgf/cm <sup>2</sup>	コンクリート比重 t/m <sup>3</sup>	スランプ cm	工期 年/月	地区
<b>(建築関係)</b>								
用賀市街地再開発	S・SRC 29F	東急コンサルタント	東急建設	210	1.85	18	3/4 ~3/10	東京
エスティック街区	S・SRC 29F	日本設計	清水建設	210	1.75	18	3/9 ~4/5	〃
順天堂病院本館	S・SRC 17F	清水建設	清水建設	210	1.85	18	3/10~4/6	〃
六本木一丁目東ビル	S・SRC 20F	森ビル設計	清水建設	210	1.65	18	3/10~5/3	〃
茗荷谷共同ビル	S・SRC 10F	三和ビル建設	三和ビル建設	210	1.85	18	3/11~4/4	〃
シナネン東品川ビル	S 11F	安宅エンジニアリング	大成建設	210	1.70	18	4/1 ~4/9	〃
朝日新聞社A-2	S・SRC 17F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.85	18	4/1 ~4/8	〃
日本長期信用銀行	S・SRC 21F	日建設計	竹中工務店	210	1.65	21	4/1 ~5/3	〃
祥平館	S R C 8 F	清水建設	清水建設	225	1.85	18	4/1 ~5/3	〃
東京書籍本社ビル	S・SRC 8 F	安藤建設	安藤建設	210	1.85	18	4/1 ~4/6	〃
東陽町NTビル	S・SRC 17F	日本設計	大林組	210	1.65	18	4/2 ~4/11	〃
ライオンズ河辺	S・SRC 11F	構造設計社	日新工業	240, 270	1.65, 1.85	18	4/2 ~4/8	〃
中川特殊鋼天王洲ビル	S・SRC 26F	日本設計	前田建設工業	210	1.85	18	4/2 ~5/2	〃
神谷町ビル	S R C 20F	森ビル設計	竹中工務店	210	1.90	18	4/3 ~5/2	〃
Y.K.K東京ビル	S・SRC 8 F	横総合計画	竹中工務店	210	1.85	18	4/3 ~5/2	〃
YS勝どき6丁目ビル	S・SRC 20F	類設計室	大林組	210	1.65	18, 20	4/3 ~4/10	〃
警視庁新宿警察署	S・SRC 14F	警視庁, 安井建築設計	大成建設	210	1.90	18	4/4 ~4/9	〃
本駒込2丁目ビル	S R C 6 F	鹿島建設	鹿島建設	210	1.85	18	4/4 ~4/7	〃
東京都健康プラザ								
(健康施設棟)	S・SRC 18F	日本設計	戸田建設	210	1.85	18	4/4 ~5/3	〃
〃 (病院棟)	S・SRC 18F	日本設計	戸田建設	210	1.85	18	4/4 ~5/3	〃
高輪住宅(都住)	RC・SRC 14F	東京都住宅局	戸田建設	210	1.85	18	4/5 ~4/8	〃
兼松ビルA	S・SRC 12F	清水建設	清水建設	180	1.65	18	4/5 ~4/9	〃
新星観光ビル	S・SRC 16F	清水建設	清水建設	210	1.85	18	4/5 ~4/10	〃
信濃町ビル	S・SRC 6 F	J R 東日本	飛島建設	210	1.85	18	4/6 ~5/2	〃
上野H Sビル	S・SRC 9 F	山下設計	安藤建設	210	1.85	18	4/6 ~4/8	〃
花小金井寮	S R C 4 F	木島設計	大春建設	210	1.85	18	4/6 ~4/8	〃
西早稻田市街地再開発	S・SRC 12F	日建設計	佐藤工業, 大成建設, 鹿島建設J V.	210	1.85	18	4/7 ~4/9	〃
府中東芝ビル	S・SRC 11F	日本設計	竹中工務店	210	1.85	18	4/7 ~4/10	〃
豊ビル	S・SRC 9 F	第一設計	勝村建設	210	1.85	18	4/8 ~5/	〃
関水地区市街地再開発	S・SRC 14F	I.N.A新建築研究所	大林組	180, 210	1.85	18	4/8 ~4/12	〃
福武書店東京ビル	S・SRC 21F	石本建築事務所	大林組, 飛島建設J V.	210	1.85	18	4/8 ~5/3	〃
ロビービル	R C 10 F	東建コンサルタント	松村組	210	1.85	18	4/9 ~5/1	〃
都住 02 H -1101	S・SRC 14F	東京都住宅局	浅沼組	210	1.85	18	4/9 ~5/3	〃
〃 02 H -1001	S・SRC 14F	〃	日産建設	210	1.85	18	4/9 ~5/3	〃
〃 02 H -1102	S・SRC 14F	〃	村本建設	210	1.85	18	4/9 ~5/3	〃
メゾン大島	S R C 10 F	岡田建築事務所	安藤建設	240	1.85	18	4/10~5/2	〃
山本ビル	S R C 7 F	木島設計	山本建設	270	1.85	12→18	4/10~5/2	〃
東信倉庫事務棟	S 10 F	三井建設	三井建設	210	1.85	18	4/10~4/12	〃
グランドメゾン王子	S R C 6 F	橋本龍建築研究所	大日本土木	210	1.70	18	4/12~5/3	〃
ランドマークタワー	S・SRC 70F	三菱地所	大成建設, 他25社J V.	210	1.85	18	3/2 ~5/3	神奈川
センチュリープラザ	S R C 16 F	熊谷組	熊谷組	210	1.65	18	4/2 ~4/8	〃
横浜合同第2 庁舎	S 23 F	関東地方建設局, 安井建築設計	大林組, 前田建設工業, 三井建設J V.	210	1.65	18	4/3 ~4/10	〃
常和興産, 新横浜ビル	S 20 F	日本設計	大成建設	210	1.85	18	4/3 ~4/8	〃
第一生命藤沢ビル	S 14 F	三菱地所	竹中工務店	210	1.85	18	4/3 ~4/8	〃
川崎市第3 庁舎	S・SRC 18F	神谷・莊司計画設計	ハザマ 他J V.	210	1.65	18	4/4 ~4/9	〃
今井町ハイツ	S R C 13 F	大林組	大林組	210	1.85	18	4/6 ~4/10	〃
横浜銀行本店	S・SRC 30 F	三菱地所	鹿島建設他14社J V.	210	1.85	18	4/6 ~4/12	〃
藤和阪東橋ビル	S・SRC 15 F	大林組	大林組	210	1.65	18	4/6 ~4/12	〃
金沢ハイテクセンター	S・SRC 25 F	日建設計	竹中工務店 他J V.	210	1.65	18	4/7 ~5/3	〃
横浜台町マンション	S R C 11 F	鹿島建設	鹿島建設	210	1.85	18	4/7 ~4/11	〃
浜田ビル	S R C 11 F	ハザマ	ハザマ	210	1.85	18	4/7 ~4/12	〃
横浜ポートサイド	S・SRC 20 F	大建設計	フジタ 他J V.	210	1.85	18	4/7 ~4/10	〃
T.S プラザ	S R C 20 F	三菱地所	大林組	210	1.85	18	4/8 ~4/12	〃
日新商事本社ビル	S・SRC 10 F	三井建設	三井建設	210	1.85	18	4/8 ~4/10	〃
八景島ベイ・マーケット	S・SRC 11 F	大成建設	大成建設	210	1.85	18	4/10~5/2	〃
ダイネス勝浦	R C 14 F	BEEBOX	佐藤工業	210	1.85	18	3/6 ~4/12	千葉
幕張プリンスホテル	S・SRC 49 F	丹下健三都市・建築設計	西武建設, 熊谷組J V.	180, 210	1.85	18	3/10~5/3	〃
千葉市総合体育馆	S・SRC 29 F	川鉄, ハザマ, 清水建設, 大林組	ハザマ, 清水建設, 大林組	180, 210	1.85	18	4/2 ~5/3	〃

工事件名	構造・階数	設計事務所	建設会社	設計強度 kgf/cm <sup>2</sup>	コンクリート比重 t/m <sup>3</sup>	スランプ cm	工期 年/月	地区
キャノン販売幕張ビル	S・SRC 26F	アル・アイ・エー	大林組 他J.V.	180, 210	1.85	18	4/3 ~5/2	千葉
住友ケミカルエンジニアリング	S・SRC 27F	日建設計	鹿島建設	180, 210	1.85	18	4/3 ~5/2	〃
野田市庁舎	S・SRC 7 F	類設計室	竹中工務店	210	1.65	18	4/4 ~4/10	〃
ホテルニューオータニ幕張	S・SRC 25F	日建設計	大成建設、フジタJ.V.	180, 210	1.85	18	4/4 ~5/3	〃
朝日・日刊船橋ステーション	R C 5 F	竹中工務店	竹中工務店、清水建設	210	1.85	18	4/5 ~4/11	〃
セイコー電子工業	S・SRC 25F	ネステ、竹中工務店	竹中工務店、清水建設 J.V.	180, 210	1.85	18	4/5 ~5/3	〃
富士通幕張ラボラトリーシステム	S・SRC 20F	日本設計	清水建設	180, 210	1.85	18	4/5 ~5/2	〃
鉤角システム	S・SRC 15 F	山下設計	清水建設、住友建設 J.V.	210	1.85	18	4/6 ~5/3	〃
浦安長谷工ビル	S・SRC 20 F	日建設計	鹿島建設	180	1.65	18	4/6 ~5/1	〃
シャープ幕張ビル	S・SRC 21 F	清水建設	清水建設	180, 210	1.85	18	4/6 ~5/3	〃
ロボットF Aセンタービル	S・SRC 15 F	松田平田	三井建設	180~240	1.85	18	4/7 ~5/2	〃
鴨川東町マンション	R C 14 F	硯川	佐藤工業	210	1.85	18	4/7 ~5/2	〃
リーガロイヤル成田ホテル	S・SRC 14 F	観光企画設計、現代建築研究所	鹿島建設、竹中工務店、清水建設 J.V.	210	1.85	18	4/9 ~5/1	〃
水戸駅北口地区再開発	S・SRC 10 F	石本建築事務所	竹中工務店、戸田建設、他J.V.	210	1.85	18	4/1 ~4/8	茨城
南町共同ビル	S・SRC 13 F	清水建設	清水建設	180	1.85	15	4/6 ~4/10	〃
大阪市立大学附属病院	S R C 18 F	日建設計	竹中工務店、東急建設、奥村組 J.V.	180	1.85	18	3/4 ~4/7	大阪
新梅田シティ	S 40 F	竹中工務店	竹中工務店、大林組、鹿島建設、青木建設 J.V.	180	1.85	15	3/4 ~4/9	〃
〃	S 28 F	アトリエ・ファイ建築研究所	青木建設	180, 210	1.85	15	3/4 ~4/6	〃
弁天町駅前開発A-2	S 50 F	O R C 200設計	清水建設、長谷工、鴻池組 J.V.	180, 210	1.85	18, 21	3/4 ~4/6	〃
阪急茶屋町ビル	S 32 F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.85	18	3/6 ~4/10	〃
阿部野市街地再開発	S R C 16 F	赤松菅野建築設計	三井建設	210	1.85	18	3/9 ~4/6	〃
大阪市立総合医療センター	S 19 F	大阪市、東畠建築事務所	大林組、佐藤工業、不動建設 J.V.	210	1.65, 1.85	18	3/11~4/10	〃
大阪中央卸売市場	S 17 F	安井建築設計他J.V.	大成建設、錢高組、戸田建設 J.V.	210, 225	1.85	18	4/11~4/6	〃
堺駅西口市街地再開発	S・SRC 27 F	昭和設計	竹中工務店、鹿島建設、新井組、鴻池組 J.V.	180	1.65	18	3/11~5/5	〃
上村日生ビル	S 20 F	大林組	大林組	180	1.85	18	4/2 ~4/8	〃
O Sビル	S 19 F	竹中工務店	竹中工務店	210	1.85	18	4/5 ~5/1	〃
住友生命国際交流センター	S・SRC 21 F	日建設計	竹中工務店、大林組、鹿島建設 J.V.	180	1.85	18	4/5 ~4/12	〃
関西国際空港ターミナルビル ウイング棟(北棟)	S 2 F	日建設計	大林組、清水建設、フルーワダニエル J.V.	210	1.90	15	4/9 ~5/3	〃
〃(南棟)	S 2 F	〃	竹中工務店、鹿島建設、大成建設 J.V.	210	1.90	15	4/9 ~5/3	〃
A/L棟(北棟)	S 5 F	〃	大林組、清水建設、フルーワダニエル J.V.	210	1.90	15	4/9 ~5/3	〃
〃(南棟)	S 5 F	〃	竹中工務店、鹿島建設、大成建設 J.V.	210	1.90	15	4/9 ~5/3	〃
KIAC棟(北棟)	S 7 F	〃	大林組、清水建設、フルーワダニエル J.V.	210	1.90	15	4/9 ~5/3	〃
C I Q棟(南棟)	S 7 F	〃	竹中工務店、鹿島建設、大成建設 J.V.	210	1.90	15	4/9 ~5/3	〃
日航貨物ターミナル	S R C 1 F	川崎重工	大林組、フジタ、住友建設、日航 J.V.	180	1.90	18	4/9 ~5/3	〃
国際貨物ターミナル	S R C 1 F	松田平田	奥村組、村本建設、大末建設 J.V.	180	1.85	18	5/1 ~	〃
服部セイコービル ハイアットリージェント大阪 ホテル	S 24 F	清水建設	清水建設	210	1.65	18	4/10~5/3	〃
大阪ワールドトレーディング センター	S・SRC 28 F	日建設計	大林組	225	1.85	18	4/10~	〃
新大阪第2森ビル	S 52 F	日建設計	大林組、鹿島建設、三井建設、鴻池組 J.V.	210	1.85	18	5/1 ~	〃
神戸ハーバーランドビル	S 21 F	清水建設	清水建設	240	1.85	18	5/1 ~	兵庫
クリスタルタワー	S 18 F	安井建築設計	竹中工務店	180~225	1.85	18	3/4 ~4/5	兵庫
岩屋北高層住宅	S 32 F	日建設計、鹿島建設	鹿島建設、竹中工務店、大林組 他J.V.	210, 225	1.85	18	4/5 ~5/3	兵庫
西神南ニュータウン	S R C 14 F	神戸市住宅公社	松村組	210~240	1.85	18, 21	4/8 ~4/12	〃
神戸朝日ビル	S・SRC 30 F	日建設計	大日本土木 他J.V.	180~240	1.85	18	4/8 ~5/3	〃
京都ホテル	S R C 26 F	竹中工務店	竹中工務店	210, 240	1.85	18	4/11~	〃
京都山三ビル	S 16 F	日建設計	清水建設、西松建設 J.V.	210, 240	1.85	18, 21	4/11~	京都
	R C 14 F	大建設計	竹中工務店 他J.V.	240, 270	1.85	18	4/12~5/6	〃

工事件名	構造・階数	設計事務所	建設会社	設計強度 kgf/cm <sup>2</sup>	コンクリート比重 t/m <sup>3</sup>	スランプ cm	工期 年/月	地区
東急リゾートマンション 和歌山MIDビル	S 19F S 12F	日建設計 出江寛建築事務所	東急建設、熊谷組 熊谷組	210, 240 210	1.85 1.85	18 18	4/5 ~4/11 4/10~4/12	和歌山 〃
大和八木マンション 津共同ビル	SRC 9F S・SRC 10F	東畑建築事務所 日建設計	中和開発 日本土建	210, 240 210	1.85 1.80	18 18	4/11~5/3 4/12	奈良 三重
中電松ヶ枝ビル 近鉄ビル	SRC 15F SRC 18F	日建設計	鹿島建設 他JV. 鹿島建設 他JV.	210 210	1.90 1.85	18 18	4/1 ~4/9 4/2 ~4/12	愛知
中部テクノビル 中部人材開発センター ふれあいセンター第1期	RC 8F S 3F SRC 14F	中電設計 中部電力 日建設計、岬建築事務所	鹿島建設 他JV. 竹中工務店 大日本土木、鴻池組 他JV.	210 210 240	1.85 1.80 1.85	18 18 18	4/11~5/3 4/11 4/10~5/4	〃 〃 岐阜
長良川スポーツプラザ 森のリゾート高原ランドホテル	SRC 8F SRC 17F	岬建築事務所 竹中工務店	戸田建設、岐南興業JV. 竹中工務店、飛島建設 JV.	210 210	1.85 1.80	18 18	4/11~5/4 5/1	〃 〃
ホテルプリモ金沢 金沢駅前第一地区市街地再開発	SRC 12F SRC 33F	松田平田	ハザマ 竹中工務店、三井建設、真柄建設 他JV.	210, 225 210	1.90 1.85	18 18	4/3 ~4/6 4/4 ~5/3	石川 〃
ライオンシティ新潟 上大川ライオンズマンション 三井ガーデンホテル 県営柳町住宅 静岡銀行呉服町支店	SRC 15F SRC 11F SRC 12F SRC 14F SRC 9F	都設計 都設計 東海興業 山内設計室 三菱地所	福田組 他JV. 鉄建建設 他JV. 東海興業 北野、大久保JV. 住友建設、木内建設、五光建設 他JV.	210 210 210, 270 240, 270 210	1.85 1.85 1.80 1.80 1.90	18 18 18 21 18	4/5 ~4/10 4/7 ~4/10 3/11~4/10 4/12~5/5 4/4 ~4/8	新潟 〃 長野 〃 静岡
毎日・江崎共同ビル TOKAIビル 浜松トキワ町共同ビル アクシティ 15-2街区	SRC 9F SRC 12F SRC 11F S・SRC 45F	安藤建設、木内建設 針谷建築事務所 三井建設 日本設計	安藤建設、木内建設JV. 住友建設、木内建設JV. 三井建設 鹿島建設、清水建設、竹中工務店他JV.	210 210 210 180~240	1.90 1.80, 1.90 1.85 1.85	18 18 18 19	4/4 ~4/7 4/4 ~4/8 4/8 ~4/12 4/9 ~	〃 〃 〃 〃
同和火災共同ビル 福島銀行本店ビル 郡山市庁舎 大和レツツ高原ホテル 札幌第3合同庁舎 釧路ブリュンスホテル 広島県立病院 岩岡ビル NTT基町ビル 広島ロイヤルワシントンホテル 広島県立体育館 四国新聞・西日本放送会館 徳島プリンスホテル 小倉興産16号館	SRC 8F SRC 12F SRC 10F SRC 23F SRC 12F S 17F SRC 9F RC 5F S 36F SRC 23F RC 2F RC 2F S・SRC 16F S・SRC 30F	T & K総合計画研究所 日建設計 山下設計 大林組 北海道開発局 竹中工務店 村田相互設計 起昇設計 NTT都市開発 佐藤工業 日建設計 清水建設 西武建設 日建設計	東海興業 大林組 ハザマ 他JV. 大林組 鹿島建設 竹中工務店 フジタ 他JV. 門出工務店 大林組 他JV. 佐藤工業 三井建設 他JV. 清水建設 西武建設 他JV. 鹿島建設、奥村組、大成建設JV.	210 210 210 210 210 210 210 210 210~240 210 150 210 210, 240 180, 210	1.60 1.65 1.85 1.85 1.85 1.85 1.80 1.70 1.65 1.65 1.85 1.85 1.85 1.85	21 18 18 18 18 18 18 18 18 18 15 18 18 21	5/1 ~5/3 4/10~ 4/11~ 3/11~4/12 4/6 ~4/11 4/6 4/5 ~4/9 4/7 ~4/10 4/8 ~5/3 4/9 ~4/12 5/1 4/12~5/4 4/9 ~4/5 3/12~4/5	宮城 福島 〃 北海道 〃 〃 広島 〃 〃 〃 香川 〃 德島 福岡
東芝福岡ビル 信金・安田ビル 2期	S・SRC 17F SRC 14F	東芝設計部 日本設計	鹿島建設 大成建設、清水建設、竹中工務店 他JV.	180 210	1.85 1.85	21 15→20	4/8 ~5/1 4/12~5/4	〃 〃
福岡県食糧ビル	S・SRC 14F	日本設計	竹中工務店、戸田建設、九州興建JV.	210	1.85	18	4/12~5/3	〃
九州電力熊本支店	SRC 10F	西日本技術開発	大成建設、戸田建設、増永組JV.	210	1.85	15→21	4/4 ~4/11	熊本
大分共同庁舎	SRC 16F	山下設計	梅村組、高山総合工業 JV.	210	1.85	20	4/9 ~5/5	大分
(土木関係)								
補助第305号線橋梁	床板	東京都財務局	久保田建設、坪井工業 JV.	240	1.55	18	4/8 ~5/3	東京
羽田中央南北連絡橋 リレントカントリークラブ連絡橋	床板 床板	東京都財務局 清水建設	大成建設 清水建設	240 400	1.55 1.85	※	4/10~5/2 4/4 ~4/7	東京 栃木
青森ベイブリッジ	橋梁、舗道	JR東日本	鹿島建設、鉄建建設、大林組、住友建設JV.	240	1.85	4/5		青森
主要地方道長崎空港線 〃	橋梁床板 〃	長崎県 〃	ショーボンド建設 佐世保重工業	240 240	1.85 1.85		4/7 ~5/3 4/10~4/12	長崎 〃

※高流動コンクリート

---

**宇部興産(株)**

東京都品川区東品川2-3-11 UBEビル ☎03-5460-3302

**住友大阪セメント(株)**

東京都千代田区神田美土代町1番地 ☎03-3296-9555

**日本セメント(株)**

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)**

千葉県船橋市西浦3-9-2 ☎0474-31-8138

**三菱マテリアル(株)**

東京都千代田区丸の内1-5-1 新丸ビル ☎03-5252-5482

---

---

**人工軽量骨材コンクリート技術資料 No.10**

---

発行 1995年3月31日

発行人 人工軽量骨材協会 (発行責任者 高羽 登)  
(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