

論文

[2083] RC内柱・梁接合部パネルのひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数

正会員 ○寺岡 勝 (フジタ技術研究所)

正会員 狩野芳一 (明治大学建築学科)

1. はじめに

鉄筋コンクリート(略号:RC)部材のせん断挙動を評価するためには、圧縮・引張の2軸応力下でひび割れを生じた後の圧縮特性を把握することが重要な課題の1つであろう。特に、力の伝達機構を考慮したモデルに基づく極限解析を行う場合、耐力推定式を確立するためには不可欠である。このような観点から、2軸応力下でのひび割れたコンクリートの圧縮特性を調べる研究が、平板実験を中心に数多く実施され、圧縮強度の低下に関する強度低減係数を求めるための式がいくつか提案されている(例えば[1]~[3])。これらの研究は、いずれも普通コンクリートを対象とし、軽量コンクリートについての研究は無い。

柱・梁接合部に関しても、終局せん断強度をより合理的に評価することを目的として、せん断抵抗機構に基づいた検討が行われてきている。基礎的な抵抗機構としては、小倉・関根の解説に分類されているように、①トラス機構、②コンクリート圧縮ストラット機構、③せん断摩擦機構、の3つに大別される[4]。Paulayらを始めとして、多くの研究者は、①と②との組合せで抵抗機構を考え、接合部での力の伝達を検討している[5]~[8]。しかし、現時点では、接合部周りの実応力、ひび割れたコンクリートの圧縮強度などが特定出来ないなどの理由により、説得力のある終局せん断強度推定式は得られていない。

以上の諸点を考慮し、本研究では普通コンクリート(圧縮強度 $\sigma_{bc} \approx 120 \sim 1200 \text{ kg/cm}^2$)、又は軽量コンクリート($\sigma_{bc} \approx 180 \sim 450 \text{ kg/cm}^2$)を用いた内部柱・梁接合部を対象とし、接合部パネルの終局せん断強度の合理的な評価法を確立するための基礎資料を得ることを目的とし、従来検討されていない接合部パネルのひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数について検討を行い、その評価式を提案すると共に、既往の梁及び平板のそれと比較した。

2. 終局せん断強度に与える諸要因とせん断抵抗機構

接合部パネルの平均せん断応力度の算定方法は、各研究者によって異なる場合がある。筆者らの検討によれば、部分架構構成部材各部のスケルトンカーブは、接合部パネルを柱、梁の応力中心間距離で囲まれた部分として算出することによって、実験値と良好に対応した[9]、[10]。従って本研究では、接合部パネルの平均せん断応力度を応力中心間距離を用いて以下のように算出した(図-1参照)。

$$\tau_p = \frac{\sum Q_b (\ell_b / j_b - L / (2H))}{(t_p \cdot j_c)}$$

$$= Q_p / (t_p \cdot j_c) \quad \text{--- (1)}$$

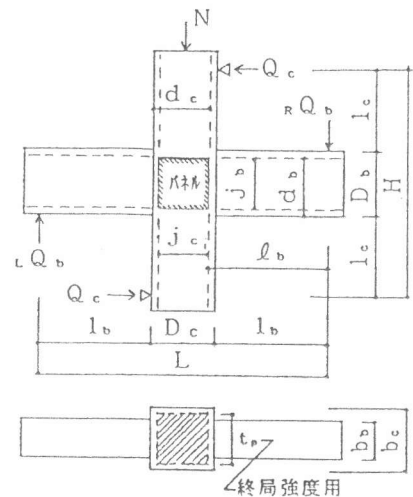


図-1 接合部有効体積の仮定

ここで、 ΣQ_b :終局強度時の左、右の梁荷重の和、 l_b :梁荷重点から柱主筋迄の距離、 L :スパン、 H :階高、 t_p :パネル有効厚さ(=(柱幅(b_c))+梁幅(b_b))/2)、 j_b, j_c :梁及び柱断面の応力中心間距離($j=7/8 \cdot d$, d :有効成)、である。

筆者らは先に、内部柱・梁接合部パネルについて、せん断挙動を実験的に検討すると共に、終局せん断強度実験値(τ_{pm})に与える諸要因として、①コンクリート圧縮強度(σ_B)、②せん断補強筋、③梁及び柱の引張鉄筋比、④柱軸力、などについて実験的、統計的に検討した[9]~[12]。

その結果、普通及び軽量の両コンクリートの場合において、 τ_{pm} は主として σ_B に依存し、又、梁及び柱引張鉄筋比の影響を若干受けることが知れた。しかし、 τ_{pm} へのせん断補強筋の影響は小さく、又、軸圧比の影響は無視できるほど小さかった。

引張鉄筋比が τ_{pm} に影響する原因としては、接合部のせん断破壊先行型(S型)の試験体では主筋の付着面積を増し、又、梁曲げ降伏後に接合部がせん断破壊(FS型)する試験体では接合部への入力せん断力を増すという外的要因と、接合部パネルのせん断ひび割れによる体積膨張を拘束し、コンクリートの斜め圧縮ストラットの拘束を高める内的要因が考えられた。

せん断補強筋は、コンクリートのせん断ひび割れ発生直後には、その解放力を負担し、トラス的作用を荷う。その後接合部は、せん断入力が増大及び繰返し荷重により、主筋の付着劣化の進行で、引張主筋の付着を通しての入力が圧縮コンクリートからの入力に転化して行き、圧縮ストラットへの入力が大きくなると共に、部材端部引張側の目開きの進行によるストラットへの部材端部からの拘束の減少とストラット幅の減少、更にはひび割れたコンクリートの圧縮強度の劣化とにより、圧縮ストラットのコンクリートが圧壊して行く。その進行過程で、せん断補強筋は、圧縮ストラットへの拘束が主になり、せん断強度への効果は小さくなる。 τ_{pm} 時では、その効果は $0.25p_w \cdot w\sigma_y$ (p_w :せん断補強筋比、 $w\sigma_y$:同左降伏点)程度であり、しかも $p_w \cdot w\sigma_y \geq 40\text{kg/cm}^2$ で頭打ちの傾向にある。

以上のことなどより、接合部パネルの終局強度時の主たるせん断抵抗機構は、コンクリートの斜め圧縮ストラット機構であると考えられた。

3. コンクリート圧縮強度のみを考慮した終局せん断強度推定式

筆者らは先に、普通、又は軽量コンクリートを用いた接合部パネルについて、終局時の主たるせん断抵抗機構は斜め圧縮ストラット機構であると考え、 σ_B のみを考慮した簡易な終局せん断強度推定式として次式を得た[11]、[12]。

(1) 普通コンクリート ($120 \leq \sigma_B \leq 1200\text{kg/cm}^2$)

$$\text{S型} \quad n_s \tau_{pu} = 1.52 \sigma_B^{0.775}, \quad 120 \leq \sigma_B \leq 450\text{kg/cm}^2 \quad \text{--- (2a)}$$

$$n_s \tau_{pu} = 0.20 \sigma_B + 83, \quad 450 \leq \sigma_B \leq 1200\text{kg/cm}^2 \quad \text{--- (2b)}$$

$$\text{S\&FS型} \quad n_s \tau_{pu} = 1.88 \sigma_B^{0.718}, \quad 120 \leq \sigma_B \leq 1200\text{kg/cm}^2 \quad \text{--- (3)}$$

$120 \leq \sigma_B \leq 450\text{kg/cm}^2$ の実験値と(2a)、(3)式による計算値との適合性を調べた結果を表-1に示す。S型のデータに対し、(2a)式は、Meinheit・Jirsa式[13]、Zhang(張)・Jirsa式[14]と同等程度の適合性であり、又、S&FS型のデータに対し、(3)式は、張・Jirsa式に比べ、適合性が良好に

表-1 終局せん断強度推定式の実験値との適合性[11], [12]

式名	コンクリート	対応破壊モード	相関係数 r^*	平均値 m_x^*	標準偏差 σ^*	95% 信頼区間 **
(2a)	普通	S	0.898	0.991	0.128	0.733~1.249
(3)		S & F S	0.776	1.018	0.177	0.666~1.370
Meinheitらの式[13]		S	0.893	0.958	0.129	0.698~1.218
張らの式[14]		S	0.928	1.144	0.124	0.894~1.394
		S & F S	0.753	1.271	0.253	0.769~1.773
(4)	軽量	S	0.899	1.000	0.146	0.682~1.318
(5)		S & F S	0.566	1.000	0.214	0.560~1.440

注) *: 実験値/計算値による, **: t分布による

なっている(表-1 参照)。(2b)式は、 $\sigma_B \geq 450 \text{ kg/cm}^2$ のデータのうち、S型のデータ(2体)とFS型のうちで極めてS型に近いデータ(6体)とを用いて評価したものである。図-2に、全データについて τ_{pm} と σ_B との関係を示す。図中には、(2a)~(3)式による計算値と、(3)式の0.7倍、1.3倍の範囲とを示す。尚、(3)式は、 $\sigma_B \leq 450 \text{ kg/cm}^2$ のデータと、それ以上の強度のデータとに対し、同等程度の適合性がある。

(2) 軽量コンクリート ($180 \leq \sigma_B \leq 450 \text{ kg/cm}^2$)

$$S \text{ 型} \quad 1.5 \tau_{pu} = 1.42 \sigma_B^{0.775} \quad \text{--- (4)}$$

$$S \& F S \text{ 型} \quad 1.5 \tau_{pu} = 1.67 \sigma_B^{0.718} \quad \text{--- (5)}$$

(4)式、(5)式の計算値と実験値との適合性を検討した結果を表-1に示す。計算値と実験値との対応は、概ね良好である。

4. 接合部パネルのひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数

ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数(λ)は、主ひずみ度による評価式[1]、及び σ_B による評価式などがある。 σ_B による評価式では、梁を対象にしたNielsen式[2]、平板を対象とした長沼らの式[3]、などがある。しかし、いずれの場合も普通コンクリートを対象としており、軽量コンクリートを対象とした評価式は無い。

ここでは、先に検討した普通及び軽量コンクリートについて、 σ_B のみで評価した接合部パネルの終局強度に基づいた λ を検討する。

斜め圧縮ストラットの断面積(A_B)を、図-3に基づきブレース置換と同様に考えて求めれば次式が得られる[6]。

$$A_B = (j_b^2 + j_c^2)^{3/2} \cdot G_c \cdot t_p / (j_b \cdot j_c \cdot E_c)$$

$$= D_p \cdot t_p \quad \text{--- (6)}$$

ここで、 G_c : 接合部コンクリートのせん断剛性、 E_c : 圧

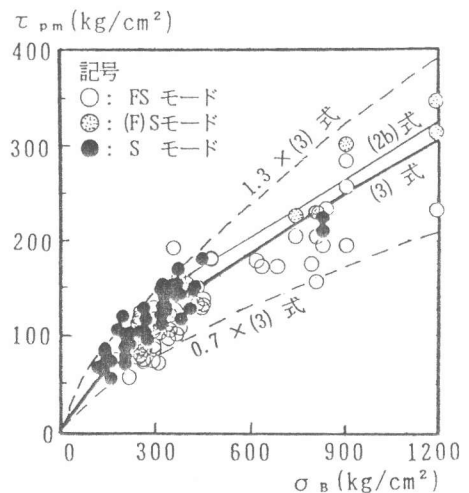


図-2 τ_{pm} - σ_B 関係[12] (普通コンクリート)

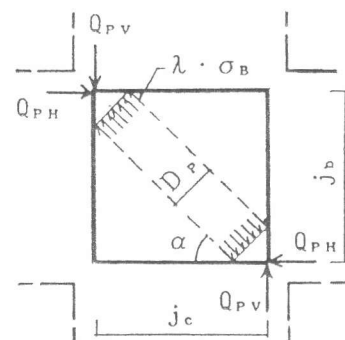


図-3 斜め圧縮ストラット機構

縮ストラットの圧縮剛性、 D_p :ストラット幅である。

ストラットの圧縮強度を $\lambda \cdot \sigma_B$ とすれば、接合部の終局せん断強度は次式で得られる。

$$Q_{PH} = A_B \cdot \lambda \cdot \sigma_B \cdot j_c / \sqrt{j_b^2 + j_c^2} = (j_b^2 + j_c^2) G_c \cdot t_p \cdot \lambda \cdot \sigma_B / (j_b \cdot E_c) \quad \text{--- (7a)}$$

$$\tau_{pu} = Q_{PH} / (t_p \cdot j_c) = (j_b^2 + j_c^2) \lambda \cdot \sigma_B / (2(1+\nu) \cdot (j_b \cdot j_c)) \quad \text{--- (7b)}$$

但し、 $G_c = E_c / (2(1+\nu))$ 、 ν はポアソン比である。

(7b)式と、先に示した(2a)~(5)式を等置すると、 λ が次式の如く得られる。

(1)普通コンクリート ($120 \leq \sigma_B \leq 1200 \text{ kg/cm}^2$)

$$S \text{型} \quad s \lambda_N = 3.04(1+\nu) j_b \cdot j_c \cdot \sigma_B^{-0.225} / (j_b^2 + j_c^2), \quad 120 \leq \sigma_B \leq 450 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{--- (8a)}$$

$$s \lambda_N = (0.4 + 166/\sigma_B)(1+\nu) j_b \cdot j_c / (j_b^2 + j_c^2), \quad 450 \leq \sigma_B \leq 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{--- (8b)}$$

$$S\&FS \text{型} \quad s_{FS} \lambda_N = 3.76(1+\nu) j_b \cdot j_c \cdot \sigma_B^{-0.282} / (j_b^2 + j_c^2), \quad 120 \leq \sigma_B \leq 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{--- (9)}$$

(2)軽量コンクリート ($180 \leq \sigma_B \leq 450 \text{ kg/cm}^2$)

$$S \text{型} \quad l \lambda_N = 2.84(1+\nu) j_b \cdot j_c \cdot \sigma_B^{-0.225} / (j_b^2 + j_c^2) \quad \text{--- (10)}$$

$$S\&FS \text{型} \quad l_{SFS} \lambda_N = 3.34(1+\nu) j_b \cdot j_c \cdot \sigma_B^{-0.282} / (j_b^2 + j_c^2) \quad \text{--- (11)}$$

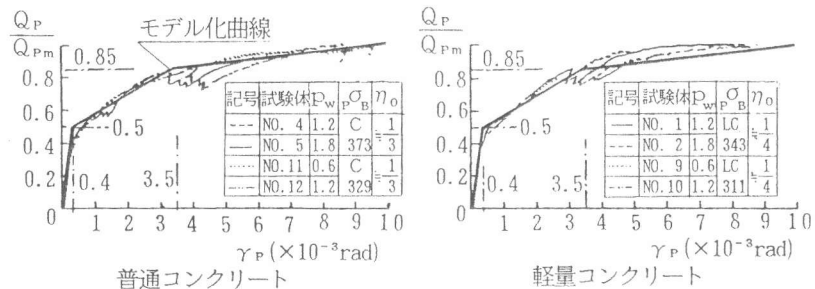
図-4に、高強度コンクリートの場合も含め、接合部パネルのスケルトンカーブについて示す。

S型の試験体では、 $\gamma \approx 3.5$

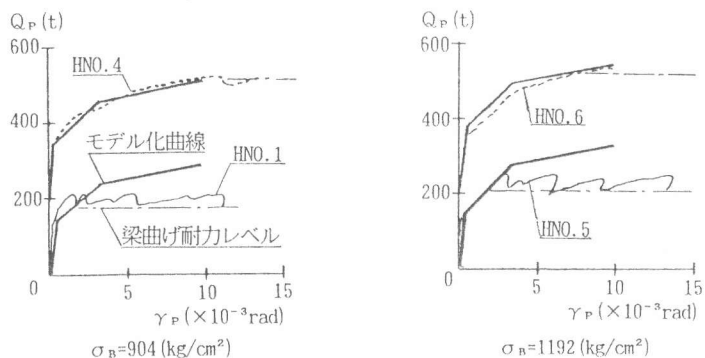
$\times 10^{-3} \text{ rad}$ 、 $Q_p \approx 0.85$

Q_{pm} (Q_{pm} :接合部最大せん断力)

以降にコンクリートの圧壊が進行して大きく剛性低下を生じ Q_{pm} に至る。又、FS型の試験体では、梁の降伏曲げ耐力以降の繰返し载荷によりコンクリートの圧壊が進行する。その間で接合部は恰も塑性流動しているが如き挙動を示している。前川らは、平板の2軸応力下(圧縮・引張)における実験を行い、引張応力一定下での



(a) 接合部パネルのスケルトンカーブとモデル化 [9]



(b) 高強度コンクリート [10]

図-4 接合部パネルのスケルトンカーブ [9], [10]

圧縮特性を調べた[15]。それによると、圧縮強度時のひずみ度の0.6倍(圧縮強度の約0.8倍)程度より塑性進行が顕著になり、0.85倍のひずみ度でのポアソン比は0.5前後となっている。これは、前記のS型の試験体での接合部パネルのコンクリートの圧壊挙動とほぼ対応していると考えられる。これらのことを考慮して、ここでは、(8a)～(11)式のポアソン比を $\nu=0.5$ と仮定する。

図-5に、 $j_b=j_c$ の場合について λ を求め、Nielsenの梁、及び長沼らの平板の場合のそれと比較して示す。破壊モードがS型で普通コンクリートを用いた接合部パネルの λ は、 $\sigma_B=200、600、1200\text{kg/cm}^2$ で、それぞれ $\lambda=0.69、0.51、0.40$ となっており、 $200<\sigma_B<500\text{kg/cm}^2$ で梁のそれとほぼ同じ値となり、平板の

場合より若干低い値となっている。なお、接合部の場合、普通コンクリートでFS型の λ は、 σ_B が低い範囲では、S型のそれに比べて若干低いが、 σ_B が高くなるにつれてS型のそれに近似していく傾向が見られる。又、軽量コンクリートの λ は、普通コンクリートのそれに比べ若干小さい。

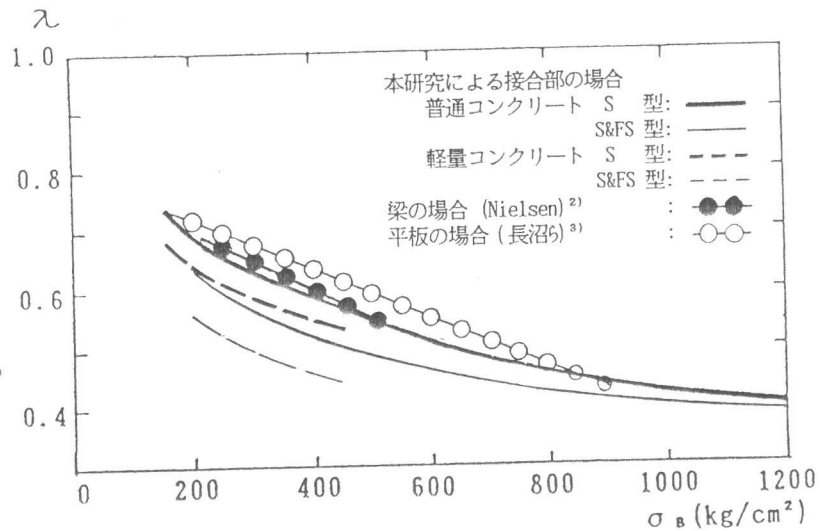


図-5 圧縮強度低減係数

5. まとめ

以上の検討結果を要約すると以下のようなになる。

- (1) 普通コンクリート ($120 \leq \sigma_B \leq 1200\text{kg/cm}^2$)、又は軽量コンクリート ($180 \leq \sigma_B \leq 450\text{kg/cm}^2$) を用い、破壊モードがS型及びFS型の内部柱・梁接合部について、終局時のせん断抵抗機構をコンクリートの斜め圧縮ストラット機構と仮定し、終局せん断強度を σ_B のみで評価し、それとブレース置換により求めたストラット断面の圧縮終局耐力とを等置することで、接合部パネルのひび割れたコンクリートの圧縮強度低減係数(λ)の評価式を求めた。
- (2) 普通コンクリートを用い、S型の接合部の λ は、 $\sigma_B=200、600、1200\text{kg/cm}^2$ でそれぞれ $\lambda=0.69、0.51、0.40$ となり、 $200<\sigma_B<500\text{kg/cm}^2$ の範囲ではNielsenが提案する梁のそれとほぼ等しい値となり、又、長沼らの提案する平板のそれより若干低い値であった。
- (3) 軽量コンクリートを用いた接合部の λ は、普通コンクリートを用いたそれに比べ、若干小さい値であった。

以上の(2)、(3)は、(8a)～(11)に式で、ポアソン比 $\nu=0.5$ を仮定し、 $j_b=j_c$ とした場合の算定値に基づいている。今後、ポアソン比も含め接合部の破壊挙動をより詳細に検討し、接合部パネルの終局せん断強度について、主筋の付着劣化などを考慮したより合理的な評価法を検討して行く必要があると考えている。

【謝辞】

本研究を行うにあたり、多くの研究者の貴重な実験データを引用させて頂きました。ここに深く感謝致します。又、(株)フジタ技術研究所 三瓶昭彦氏には有益な御意見を、又、同構造研究

室諸氏には多大の御協力を戴きました。ここに感謝致します。

【参考文献】

- 1) Vecchio, F. J., and Collins, M. P. : The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress, Pub. NO.82-03, Dept. of Civil Eng., Univ. of Tronto, 1982.3
- 2) Nielsen, M. P., Jensen, B. C., and Bach, F. : Concrete Plasticity - Beam Shear - Shear in Joints Punching Shear : Tech. Univ. of Denmark, Lyngby, St. Research Lab., Oct. 1978
- 3) 長沼一洋、山口恒雄 : ひび割れたコンクリートの圧縮特性に関する研究, JCIコロキウム「RC構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集, PP.23~30, 1989.10
- 4) 小倉引一郎、関根正考 : 鉄筋コンクリート柱・はり接合部に関する研究の動向, コンクリート工学、Vol.19, PP.3~15, 1981.9
- 5) Paulay, T., Park, R., and Priestly, M. J. N. : Reinforced Concrete Beam Column Joint under Seismic Actions, ACI Journal, Vol.75, NO.11, PP.585~593, Nov. 1978
- 6) 上村智彦 : 鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の終局強度に関する研究, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, PP.637~640, 1986.6
- 7) 市之瀬敏勝 : 付着良好な梁降伏型 RC内部接合部の必要せん断補強量, 日本建築学会構造系論文報告集, 第383号, PP.88~97, 1988.1
- 8) 藤井栄、森田司郎 : 鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構, 日本建築学会構造系論文報告集, 第398号, PP.61~71, 1989.4
- 9) 寺岡勝、狩野芳一、林和也、小林勝巳、他 : 鉄筋コンクリート造十字型柱・はり接合部の力学性状に関する研究, (その1)~(その7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, PP.115~120, 1986年8月, PP.615~618, 1987.10, PP.415~418, 1988.10
- 10) 寺岡勝、狩野芳一、田中清、林和也 : 高強度コンクリートを用いたRC内柱・梁接合部の強度と変形性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12-2, PP.633~638, 1990.6
- 11) 寺岡勝、狩野芳一、小林勝巳 : 鉄筋コンクリート内柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討 - 普通コンクリートを用い、直交梁の無い場合 -, 構造工学論文集, Vol. 37 B, 日本建築学会, 1991.3
- 12) 寺岡勝、狩野芳一、佐々木聡、藤原敏夫、林和也 : 鉄筋コンクリート内柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討 - コンクリート種類などを変えた場合 -, 構造工学論文集, Vol.37B, 日本建築学会, 1991.3
- 13) Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O. : The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, CESRL REPORT NO.77-1, Jan. 1977
- 14) Zhang, Liande, and Jirsa, J. O. : A Study of Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, PMFSEL REPORT NO.82-1, Feb.1982
- 15) 前川宏一、岡村甫 : 2軸応力下(圧縮-引張領域)にあるコンクリートの変形特性, コンクリート工学論文集 NO.83.3-2, コンクリート工学, Vol.21, NO.3, PP.111~121, 1983.3