

論文

[2169] プレートコンクリート構造の十字型柱の解析的研究

米澤健次*1・吉川秀章*2・大矢俊樹*3・野口 博*4

1. はじめに

プレートコンクリート構造（以下PLRC構造）は、鉄筋コンクリート構造の曲げ、及びせん断補強筋の代わりに、スパイラル筋で囲まれたプレートをを用いた構造である。本構造は、耐震壁の無い純ラーメン構造であり、プレートをを用いることにより鉄筋工事の省力化を図り、十字型柱にすることで梁幅と柱幅が同じになり、仮枠工事が簡略化されることを特徴としている。また、プレートとコンクリートをスパイラル筋を用いて一体化することにより、プレートが引張鉄筋とせん断補強筋の役割をはたし、じん性に富んだ構造となることが実験 [1] から確認されている。これまで、本構造のせん断耐力に対する実験が数多く行われてきたが、せん断耐力を定量的に把握するためには、内部応力状態の考察を基にしたせん断抵抗機構の解析的な説明が必要である。しかし、プレートとコンクリートの不連続な相互作用を数値的に解析するには不明な点が多く、解析的研究はほとんどないのが現状である。

本研究では、コンクリートとプレートの摩擦効果をバネ要素を用いて考慮し、既往の十字型柱の実験試験体を対象として二次元非線形有限要素解析（以下FEM解析）を行い、応力伝達機構を考察しせん断耐力の評価を行う。

2. 解析対象試験体

解析対象として、芝浦工大及び新日本製鐵により行われた実験 [1] の中から、せん断スパン比(a/D)をパラメータとした片持ち柱形式3体 (a/D=0.5~1.0)、逆対称加力形式4体 (a/D=0.5~1.75)、計7体の実験試験体を選んだ。図-1に試験体の形状と配筋状況を、解析試験体の概要を表-1に示す。7体ともに断面形状は長方形の壁柱を組み合わせた十字型である。試験体では、十字型コンクリート断面にプレートを四辺端部に入れ、中央部分には十字型プレートを入れた。各プレートの周囲を4φのスパイラル筋を20mmピッチで巻いてある。加力は片持ち形式柱には55tf、逆対称加力形式柱には72tfの定軸

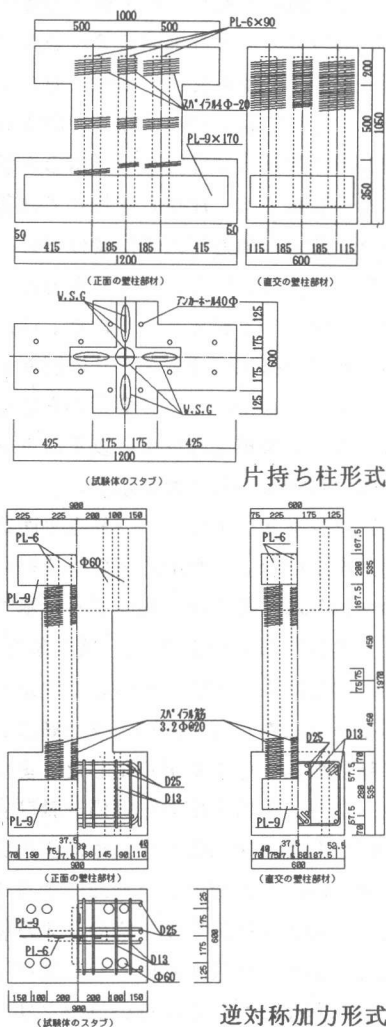


図-1 試験体形状

は長方形の壁柱を組み合わせた十字型である。試験体では、十字型コンクリート断面にプレートを四辺端部に入れ、中央部分には十字型プレートを入れた。各プレートの周囲を4φのスパイラル筋を20mmピッチで巻いてある。加力は片持ち形式柱には55tf、逆対称加力形式柱には72tfの定軸

*1 千葉大学大学院生 自然科学研究科、工修（正会員）
 *2 新日本製鐵建築事業部、工修
 *3 新日本製鐵建築事業部、工修、（正会員）
 *4 千葉大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）

力を加えた状態で、正負繰り返し水平加力を行った。

3. 解析方法及び解析モデル

図-2に要素分割を示す。本解析では、十字型断面柱の直交壁の影響を考慮するために図-3のような展開モデルを用いた。このモデルでは直交壁が壁柱に対してフランジとして縦方向の伸縮を抑制するが、横方向に対しては抵抗しないものと仮定した。解析では、片持ち柱形式では荷重増分、逆対称加力形式では変位増分により行い不釣り合い力は等価節点力として次のステップで解放した。また、逆対称加力形式では上部加力スタブの回転を防ぐために、5つのフープ要素からなる平行クランク機構を設けた。以下に本解析での材料モデルの特徴を示す。

3.1 コンクリート要素：8節点平面応力要素を用いた。2軸応力下の構成則には、Darwin等による等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルを用い、破壊条件はKupfer等による実験に基づいて決定した。プレートに巻かれたスパイラル筋は、RC積層要素としてモデル化した。また、コンクリートの主応力-等価一軸ひずみ関係として、図-4に示すように圧縮側の最大圧縮応力までは、Saenzによる式を用い、最大圧縮応力度以降のひずみ軟化による応力下降域も考慮した。スパイラル

筋で巻かれている部分のコンクリートには、拘束効果を考慮して、修正 Kent-Parkモデルを用いて耐力上昇及び靱性の向上をモデル化した。(上記のモデルは、文献 [5] [6] に基づく)

3.2 プレート要素：8節点平面応力要素を用いMisesの降伏条件に基づく弾塑性モデルを用いた。

3.3 摩擦リンク：コンクリートに埋め込まれたプレートの付着強度は、周囲のコンクリートとの粘着力及びプレートとの間に生じる摩擦力とからなる。この粘着力も周辺の拘束効果の影響を受けるために、プレート本来の付着力は摩擦作用に依存する。本解析では、プレートとコンクリートの相互作用を表現するために、リンク要素を用いた(以下摩擦リンク)。

4. 摩擦リンクの特性

図-5に摩擦リンクの概念図を示す。

表-1 試験体概要一覧

材料定義	片持ち柱			逆対称柱			
試験体名称	CW100	CW75	CW50	C175S	C100S	C75S	C50S
シアスパン比	1.0	0.75	0.5	1.75	1.0	0.75	0.5
軸力(kgf)	55000			72000			
コンクリート強度(kgf/cm ²)	231.0	264.9	264.9	290			
コンクリートヤング率(kgf/cm ²)	1.55x5	1.74x5		2.89x5			
プレート強度 t=6.0mm, (kgf/cm ²)	$\sigma_y=3680$ $E_s=2.05E6$			$\sigma_y=4246$ $E_s=2.13E6$			
スクリュー筋強度 4Φ-20, (kgf/cm ²)	$\sigma_y=2100$ $E_s=2.10E6$			$\sigma_y=2100$ $E_s=2.10E6$			

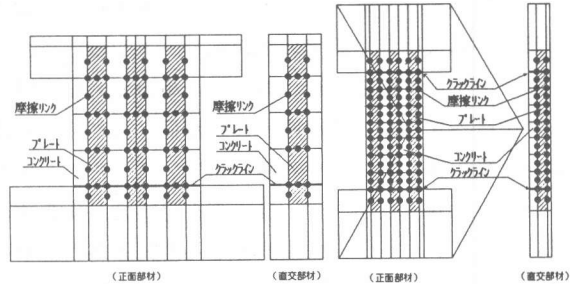


図-2 要素分割

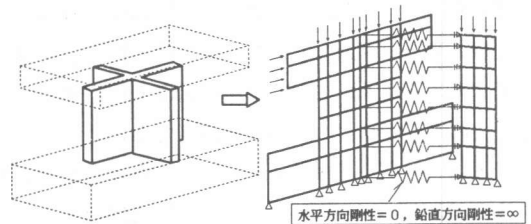


図-3 展開モデル

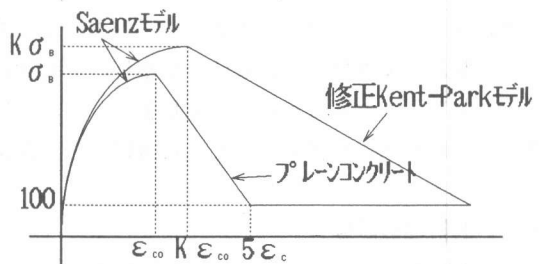


図-4 修正Kent-Parkモデル

プレート厚さ方向の摩擦リンク：プレートに対して垂直方向のバネは、圧縮を受ける場合と引張を受ける場合に分け、引張を受ける場合は、その引張力がコンクリートとプレートの最大粘着力を越えたら、剛性及びバネ力を0とし解放した。また、圧縮を受ける場合、プレート垂直方向バネはパラメータ解析により得られた剛性値を用い、線形を仮定した。

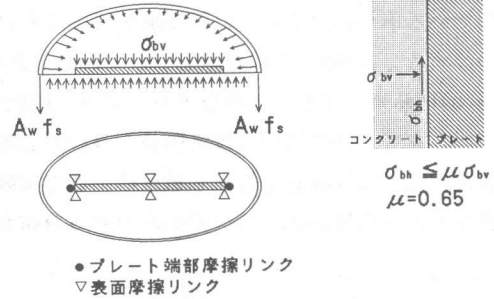


図-5 摩擦リンク概念図

プレートに対して水平方向のバネは、一定の粘着剛性を与え、摩擦係数を0.65とし、 $\sigma_{bh} > 0.65 \cdot \sigma_{bv}$ (σ_{bh} ：プレート垂直方向のバネ力、 σ_{bv} ：プレート水平方向のバネ力) となったら、 $\sigma_{bh} = 0.65 \cdot \sigma_{bv}$ として残差力を解放した。

$$\sigma_{bv} = \frac{k \cdot P_w \cdot f_s}{s \cdot D} \quad (1) \text{式}$$

k=4.1、 P_w :補強筋の容積率、 f_s :補強筋応力
s:スパイラル筋のピッチ、D:長辺方向の半径

表-2 摩擦リンク材料定数

試験体	粘着剛性 (Kgf/cm ³)	最大粘着力 (Kgf)	摩擦係数
CW100	1848	4.6	0.65
CW75.50	2120	5.3	0.65
逆対称加力	2320	5.8	0.65

プレート表面方向の摩擦リンク：要素がせん断変形し、及び圧縮力を受け体積が膨張する際に、スパイラル筋は引張力を受ける。その反力として、スパイラルで巻かれたコンクリートに拘束力が生じる(図-5参照)。プレートとコンクリートの最大粘着力までは線形を仮定した。その後は、各ステップごとに式(1)により求めた拘束力を基に摩擦力を計算し、バネ力がその時の摩擦力を越えたら、バネ力=摩擦力とし余剰応力を解放した。また、最大粘着力、摩擦力係数及び粘着剛性は、文献[2]を参考にし、プレートとコンクリートの両引き試験等¹⁾の結果を考慮した上で、数多くのパラメータ解析を行い、決定した。表-2に摩擦リンクの材料定数を示す。

プレート表面方向の摩擦リンク：要素がせん断変形し、及び圧縮力を受け体積が膨張する際に、スパイラル筋は引張力を受ける。その反力として、スパイラルで巻かれたコンクリートに拘束力が生じる(図-5参照)。プレートとコンクリートの最大粘着力までは線形を仮定した。その後は、各ステップごとに式(1)により求めた拘束力を基に摩擦力を計算し、バネ力がその時の摩擦力を越えたら、バネ力=摩擦力とし余剰応力を解放した。また、最大粘着力、摩擦力係数及び粘着剛性は、文献[2]を参考にし、プレートとコンクリートの両引き試験等¹⁾の結果を考慮した上で、数多くのパラメータ解析を行い、決定した。表-2に摩擦リンクの材料定数を示す。

表-3(a) 解析結果(片持ち柱形式)

試験体	曲げひび割れ発生時			斜めひび割れ発生時			プレート降伏開始時			最大耐力時		
	解析荷重 (tf)	実験荷重 (tf)	解析/実験値の比	解析荷重 (tf)	実験荷重 (tf)	解析/実験値の比	解析荷重 (tf)	実験荷重 (tf)	解析/実験値の比	解析荷重 (tf)	実験荷重 (tf)	解析/実験値の比
CW100	6.0	+7.8 -5.0	0.77 1.20	14.0	+14.0 -15.1	1.00 0.93	23.0	+23.0 -20.9	1.00 1.10	27.5	+25.6 -24.2	1.07 1.14
CW75	9.0	+6.0 -11.2	1.50 0.80	17.0	+19.1 -19.1	0.89 0.89	32.0	+23.5 -34.1	1.36 0.94	37.0	+37.5 -39.2	0.99 0.94
CW50	12.0	+17.9 -20.1	0.67 0.60	20.0	+24.1 -20.0	0.83 1.00	42.0	+39.0 -32.0	1.08 1.31	45.8	+50.8 -51.1	0.90 0.90

5. 解析結果

表-3(a),(b)に曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、最大耐力の実験値とFEM解析値を示す。

5.1 片持ち柱形式：CW100, CW75, CW50の実験とFEM解析による荷重-変形曲線を図-6に示す。

せん断スパン比 1.0のCW100の解析で得られた変形、及びせん断スパン比0.5のCW50の解析で得られた耐力が実験結果に比べ若干小さいが、解析結果は層間部材角1/100rad程度まで三体ともに実験結果と良く一致している。また、表-3中の諸事象の発生状況も実験結果とほぼ同様な傾向を示している。各試験体の圧縮主応力分布及び、一例としてCW50の最大耐力時の変形状態を図-7(a),(b)に示す。三体ともにひび割れ状況も実験とほぼ同様な傾向を示し、試験区間の対角方向にそ

表-3(b) 解析結果(逆対称加力形式)

試験体	せん断ひび割れ発生時			最大耐力時		
	解析荷重 (tf)	実験荷重 (tf)	解析/実験値の比	解析荷重 (tf)	実験荷重 (tf)	解析/実験値の比
C50S	16.5	+22.0	0.75	29.4	+30.5	0.96
C75S	16.4	+18.5	0.89	21.9	+20.6	1.06
C100S	15.7	+17.0	0.92	17.2	+17.0	1.01
C175S	12.2	+14.3	0.85	12.2	+14.3	0.85

って圧縮主応力度が大きく、実験のひび割れ方向と対応している事がわかる。CW100の解析で得られたプレートのひずみ分布を図-8(a)に示し、ひずみの計算位置を図-8(b)に示す。プレートのひずみ分布は、層間部材角 $1/250\text{rad}$ まで、ほぼ解析値は実験値と良い対応を示し、層間部材角 $1/120\text{rad}$ から繰返し载荷の影響で実験値とやや異なるが、実験結果とほぼ同様のひずみ分布が得られた。

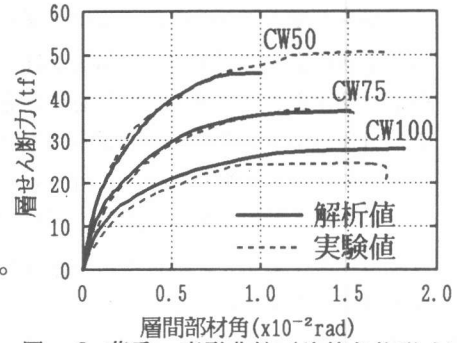


図-6 荷重-変形曲線 (片持ち柱形式)

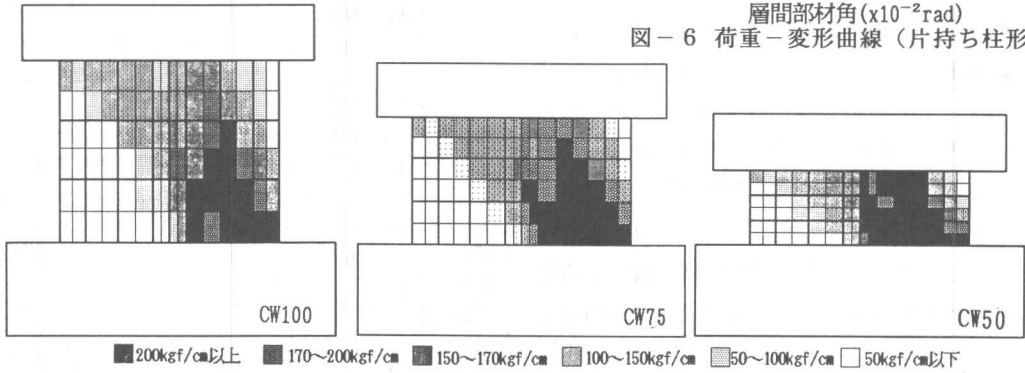


図-7(a) 最小主応力度分布図

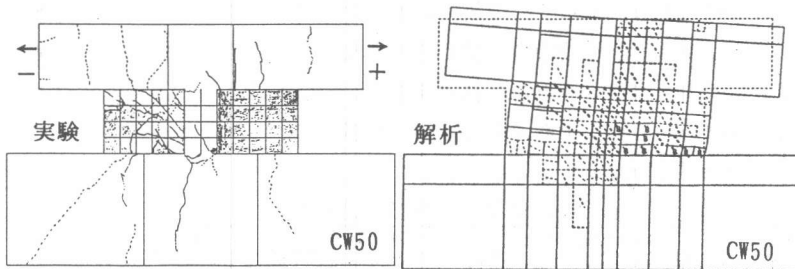


図-7(b) 最終ひび割れ状況図

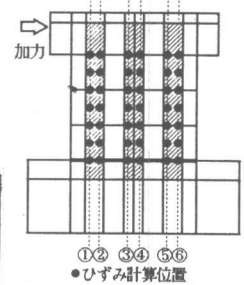


図-8(b) ひずみ計算位置

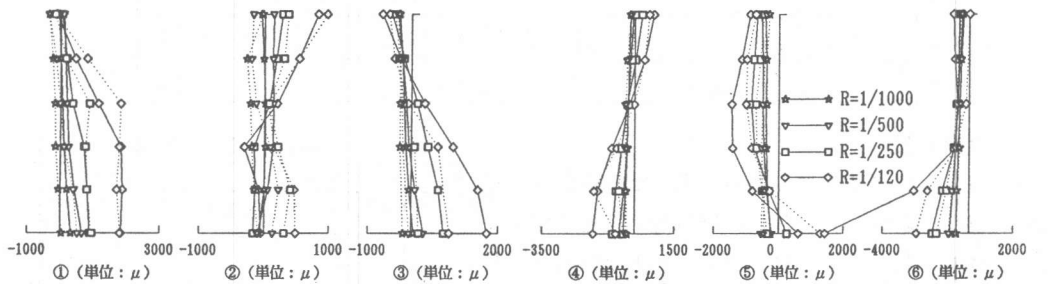


図-8(a) プレートひずみ分布 (..... 実験値, —— 解析値, R: 層間部材角)

5.2 逆対称加力試験体: C175S, C100S, C75S, C50Sの実験とFEM解析による荷重-変形曲線を 図-9に示し、図-10にC50SとC175Sの最終ひび割れ変形図、及び圧縮主応力分布図を示す。4体ともにせん断ひび割れが生じるまで、解析値と実験値は良い対応を示している。しかし、解析では、せん断スパンの長いC175S、及びC100Sは、せん断ひび割れが生じてから急激に耐力が低下し、その後、徐々に耐力が再び上昇している。実験では、せん断スパンの長い試験体は、せん断ひび割れが生じると同時に中央部プレート端部付近で縦ひび割れが生じ、三枚におろされた状態になり急

激な耐力の低下が観察され、その後の耐力の上昇は観測されなかった。C175S, C100S, C75Sの解析結果は、実験値に比べせん断ひび割れ後の耐力を大きく評価している。この原因として、本解析ではコンクリート要素に分布ひび割れモデルを用いてひび割れを表現しているの、実験で観察された縦ひび割れのような離散的なひび割れの影響を如実に評価し得なかったことが挙げられる。せん断スパンの短いC50Sについては、C175S, 100S, C75S に比べ、せん断ひび割れの影響は顕著でなく、解析結果は実験結果を良好に追跡している。また、実験でも縦ひび割れの影響は顕著ではなかった。図-10 の主応力度分布図

からわかるようにC50Sは、試験区間の対角線に沿ってコンクリートのアーチが形成されている。C50Sのようにせん断スパンの短い試験体では、アーチ機構の角度が材軸に対して大きくなる。そのために、縦ひび割れ方向に対して直交方向の応力成分が大きくなり、縦ひび割れを介して応力の伝達がなされたことが推察される。一方、C175S ではせん断ひび割れ後、応力のアーチが乱れ、局所的な圧壊が生じているのがわかる。解析及び実験からせん断ひび割れ、または縦ひび割れの影響は、せん断スパンが短くなるにつれ小さくなるということが考察される。

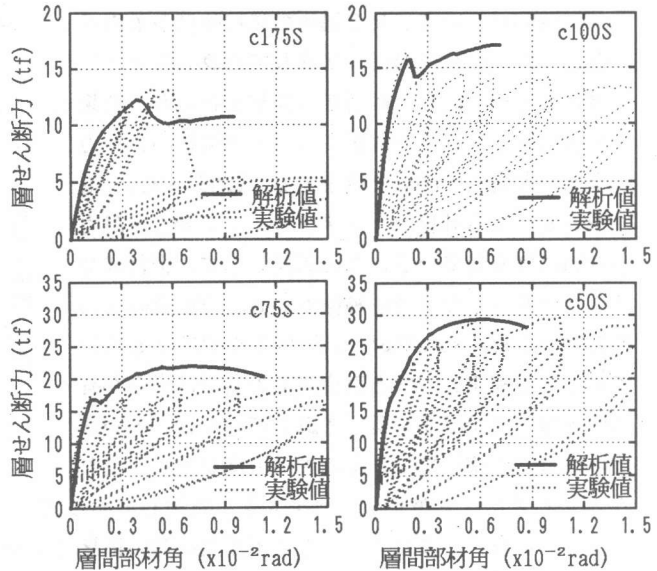


図-9 荷重-変形曲線 (逆対称加力形式)

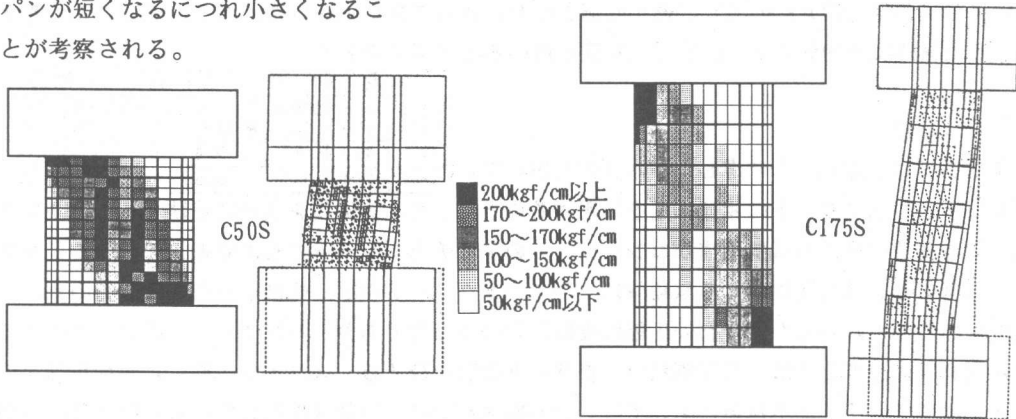


図-10 最終ひび割れ状況及び主応力度分布

6. せん断耐力の検討

本構造のせん断抵抗機構としてコンクリートのアーチ機構とプレートのせん断抵抗を考える。解析値よりプレートの負担せん断力を求め、コンクリートのアーチ機構について検討を行う。図-11に一例として C50S (逆対称加力形式) について、最大耐力時のプレートの各積分点におけるせん断応力度分布を示す。両端のプレートは、主に曲げ圧縮領域でせん断を負担し、曲げ引張領域では主にアーチ機構による引張材として作用し、ほとんどせん断力は受け持たないことがわかる。図-12にC50Sの各層(LEVEL-1~6、図-11参照)における、プレートのせん断負担力の全層せん

断力に占める割合と層間部材角の関係を示す。ここでプレートのせん断力負担力は各層における各積分点のせん断応力にプレートの水平断面積を乗じて求めた。せん断で耐力が決まった試験体では、全層せん断力の約20%を負担しており、コンクリートのアーチは約80%のせん断力を負担している。ここで、C50S, CW50について、RC建物の終局強度型耐震設計指針 [3] (以下指針) に準じて計算したアーチ機構の負担せん断力と解析値の比較を行った。結果を表-4に示す。ここで解析でのアーチ機構の負担力を全層せん断力の80%と仮定する。C50S, CW50ともに指針式による計算値は、アーチによるせん断耐力を低めに評価している。この原因として、指針式ではコンクリートの有効圧縮強度 ν_0 に、T型梁のせん断断実験から得られたNielsen等 [4] の提案式を用いており、圧縮主応力度と直交方向の引張ひずみが有効圧縮強度に及ぼす影響を考慮していないことが挙げられる。本構造では、圧縮主応力度が大きく流れる部分でプレートがせん断力を大きく負担しており (図-11 参照)、またプレートの支圧効果等の影響により、ひび割れ後の引張ひずみがRC部材に比べ伸びが小さくなる。そのため、本構造のアーチ機構のせん断耐力を求める際には、Nielsen等の提案式では (約 $\nu_0=0.57$)、過小評価となり、さらにスパイラル筋による拘束効果等も考慮すると圧縮強度有効係数は、0.7~0.9程度を用いるのが適当である。

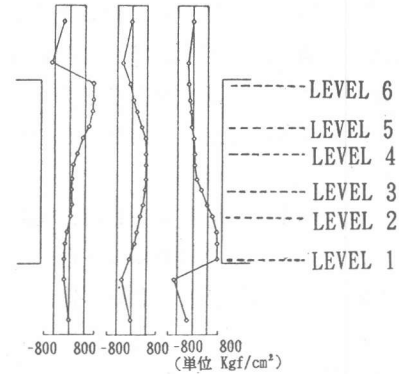


図-1 1 せん断応力度分布

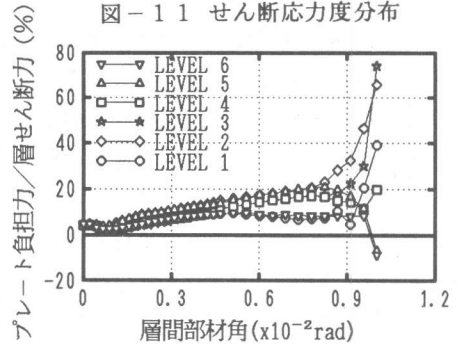


図-1 2 プレート負担力-層間部材角

(図-11 参照)、またプレートの支圧効果等の影響により、ひび割れ後の引張ひずみがRC部材に比べ伸びが小さくなる。そのため、本構造のアーチ機構のせん断耐力を求める際には、Nielsen等の提案式では (約 $\nu_0=0.57$)、過小評価となり、さらにスパイラル筋による拘束効果等も考慮すると圧縮強度有効係数は、0.7~0.9程度を用いるのが適当である。

表-4 アーチ機構負担せん断力

結果 試験	解析値 (tf)	実験値 (tf)	アーチ負担力 解析値 V_a (tf)	指針計算値 V_a' (tf)	V_a V_a'
CW50	45.8	50.8	36.6	32.5	1.13
C50S	29.4	30.5	23.5	15.0	1.57

7. まとめ

- ①本解析では、摩擦力を考慮したバネ要素を用いて、プレートとコンクリートの相互作用を表現することにより、実験値を良好に追跡することができた。
- ②本構造のせん断抵抗機構がコンクリートのアーチとプレートのせん断抵抗であることを解析的に考察し、せん断破壊する試験体についてコンクリートのアーチは、全層せん断力の約80%程度であることがわかった。有効圧縮強度は0.7~0.9程度であり、コンクリートのアーチによるせん断負担力の算定では、ひび割れコンクリートの引張ひずみ、スパイラル筋による拘束効果の考慮が必要である。
- ③本構造においては、せん断スパンの長い部材に対して、縦ひび割れの問題がある。この対策として、柱中央部にタイプレートを設けると縦ひび割れが発生後も、じん性に富んだ構造になることが実験により確認されている。今後、タイプレートの有無及びプレートの厚さについて解析し、せん断耐力の評価式について検討しなければならない。

【謝辞】山本泰念教授 (芝浦工大教授) には、貴重な実験データを御送り下さり、ここに深く感謝いたします。また、李康仙氏 (千葉大学卒論生、現山下設計) には、研究を進める際に御協力頂きここに深く感謝致します。

- 【参考文献】 [1] 大矢俊樹、古田智基、清田清司、山本泰念：「プレートコンクリート構法の開発研究 その5~10」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月、pp. 457-568
- [2] 社団法人 日本コンクリート：「工学協会の混合構造研究委員会報告書」1992年3月pp. 115-130
- [3] 青山博之編著：「鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法」、技報堂出版、pp. 348-364
- [4] Nielsen, M. P.: Limit Analysis and Concrete Plasticity Hall, 1984.
- [5] 強 愛暉：「鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析」、千葉大学学位論文、1991年
- [6] 飯塚 崇文、野口 博：「普通強度から高強度コンクリートまでを対象とした圧縮特性の定式化」日本建築学会構造工学論文集 VOL37B, 1991年3月、pp. 329-338