

アンボンド PC 不静定梁の力学的性質に関する研究

六 車 熙*
 渡 辺 史 夫**
 西 山 峰 広***

1. はじめに

現在、アンボンド PC 工法は、スラブおよび小梁等の鉛直荷重のみをささえる部材に広く用いられており、過大たわみの防止および曲げひびわれ幅の制御に、その効果を発揮している。一方、耐震 1 次部材としての大梁においては、アンボンド PC 工法の使用が認められていない。その理由は、アンボンド PC 梁が、地震水平力による正負高曲げ応力を受ける際の鋼材の挙動が明らかでなく、定着部において破断の危険があるためとされている。しかし、アンボンド PC 梁が通常のボンド PC 梁に比べて、正負高曲げ応力下において危険であると結論することはできない。なぜならば、ボンド PC 梁においては、クリティカル断面（通常は梁端部）の PC 鋼材に伸びひずみの集中が生じるのに対して、アンボンド PC 梁の場合には、定着端間における全長にわたって PC 鋼材が一樣に伸びるため、局所における伸びひずみの集中が生じない。更に、ボンド PC 梁を含む架構が地震水平力を受ける場合について考えてみると、柱梁接合部を貫通して定着されている PC 鋼材の接合部内での付着作用は、地震時における数回の正負高曲げ応力の作用によって容易に失われ、定着部 PC 鋼材が大きな変動張力を受けることになり、アンボンド PC 梁においてと同様な破断の危険性が生じる。すなわち、アンボンド PC 梁が、ボンド PC 梁に比べ耐震性能上劣っているとは言えないのである。

アンボンド PC 梁を耐震架構に用いるために明らかにしなければならない最も重要な点は、PC 鋼材の張力変動の把握である。その理由の 1 つは、PC 鋼材張力の大きさが、梁端部に形成されるであろう塑性ヒンジの抵抗モーメントを変化させ、架構としての崩壊機構に影響を及ぼすからである。また、定着部における PC 鋼材破断に対する安全性を検討するうえでも、張力変動の把握は極めて重要である。

鉛直荷重のみを受けるアンボンド PC 梁が曲げ終局状

態に達した時の PC 鋼材張力に関しては、著者等が前に報告したように多くの研究があり、設計式の提案もなされている。一方、地震水平力を受ける架構中のアンボンド PC 梁に関する同種の研究²⁾は極めて少なく、このような状況下でのアンボンド PC 梁の挙動および PC 鋼材の張力変化に関する知見ははなはだしく乏しい。

本論は、不静定架構中に配置された耐震 1 次部材としてのアンボンド PC 梁が、架構が地震水平力を受ける際に示す力学的挙動を、実験および解析によって明らかにせんとするもので、特に梁端部に塑性ヒンジが生じて後の大変形状態をも含めて、PC 鋼材の張力変化に焦点を当てて論じた。また、解析によって PC 鋼材の配置形式、普通鉄筋量およびコンクリートの終局曲げ圧壊ひずみの大きさ等が、張力変化に及ぼす影響を調査し、アンボンド PC 梁を耐震 1 次部材として用いるための基礎的な知見を示した。

2. 逆対称モーメントを受ける梁の基本的力学挙動

地震水平力により、架構中の梁には中央部に反曲点を持つ線型モーメント分布が生じる。これと鉛直荷重によるモーメント分布が重なり合って、地震荷重時モーメント分布が生じる。ここでは、現実のモーメント分布を単純化し、断面の上端・下端に PC 鋼材を配置した対称断面を有する梁に、逆対称モーメント分布が生じた場合を考え、実験によりその基本的力学挙動を把握するとともに断面要素分割法による解析法を示し、その精度を確認した³⁾。

2.1 梁の載荷実験

(1) 供試体

用いた梁は、図-1 に示すような両端部に柱梁接合部を含む同一配筋のもの 2 体で、梁部断面が 16×21 cm、内法梁長さが 300 cm である。梁断面配筋として、上端・下端に異形鉄筋 D 10 ($f_y = 3940$ kgf/cm²) を各 2 本ずつ、また PC 鋼材として C 種 1 号 13 mm アンボンド PC 鋼棒 ($f_y = 12700$ kgf/cm²) を上端・下端各々梁断面核半径位置に配置した。梁試験時コンクリートの圧縮および引張強度は、それぞれ 473 kgf/cm² および 38.1

* 京都大学工学部教授，工博

** 京都大学工学部助教授，京大工博

*** 京都大学工学部大学院生

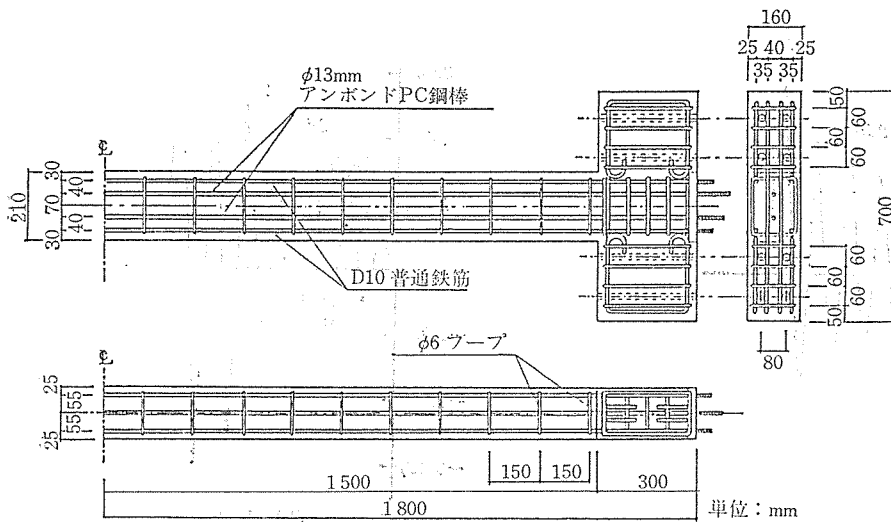


図-1 供 試 体

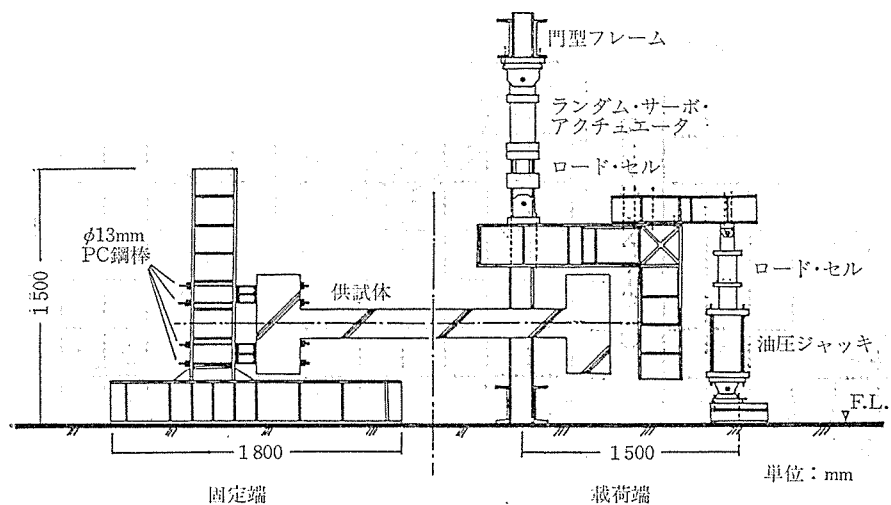


図-2 載 荷 装 置

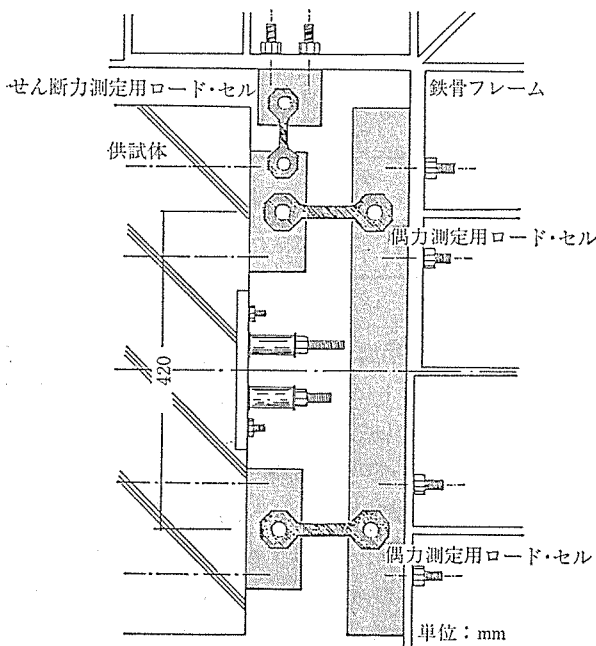


図-3 梁端荷重計測装置

kgf/cm² であり、導入プレストレス力は、PC 鋼棒 1 本当たり 8.4 t であった。

(2) 載荷装置

装置の概略を 図-2 に示すが、供試体の一端を固定し、他端に曲げモーメントとせん断力を 2 本の油圧ジャッキで加え、両端部柱型の平行度を保ちながら（反曲点位置が梁中央部となる）部材角を与えた。また、載荷端での曲げモーメントとせん断力は、図-3 に示す荷重計測システムにより検出された。

(3) 載荷履歴

同じ諸元を持つ No. 1 および No. 2 供試体には、図-4 に示すように異なった載荷履歴を与えた。No. 1 には、変位振幅漸増形式を与え、No. 2 には若干の非定常性を含む履歴を設定した。

(4) 実験結果と考察

図-5 に梁端モーメント-たわみ曲線を示す。図中 C は曲げひびわれ発生時を、Y は断面曲げ降伏時を表わしている。図より明らかなように、部材角にして 1/30 程度の大変形を受けた

後においても、残留変形は最大変形の 20% 程度にすぎず、PC 部材特有の高復元性が示されている。また、実験より得られた各限界状態時に対する梁端モーメント、端部断面曲率および梁端たわみ等が表-1 にまとめて示されている。ただし同表中最大たわみとあるのは、油圧ジャッキストロークの限界によるもので、梁の崩壊を意味していない。

図-6 に No. 1, No. 2 の上端緊張材張力変化とたわみの関係を示した。張力増加は、たわみの変化に対してほぼ直線状で殆んどループを示さない。最大時応力増分は降伏応力の約 16% を示し、本実験においては PC 鋼材の破断は生じなかった。なお、下端緊張材の張力変化もほぼ同一であった。

図-7 に No. 1 供試体のひびわれ状態、および各変位振幅における最大変位時曲率分布を示した。なお、曲率は梁両端部の 8 区間で計測され、各区間長さは 10 cm であった（最外端区間は、梁部分 5 cm、接合部内 5 cm

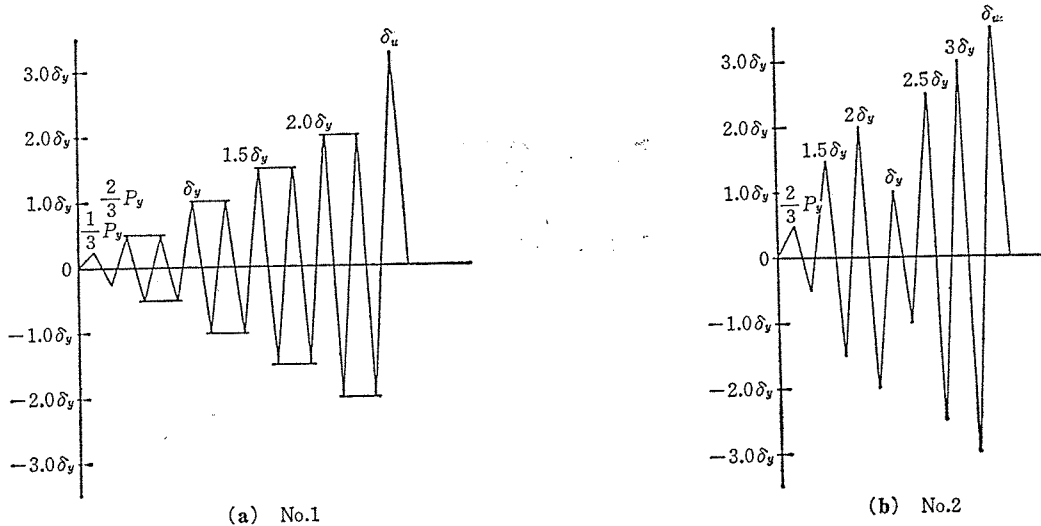


図-4 設定載荷履歴

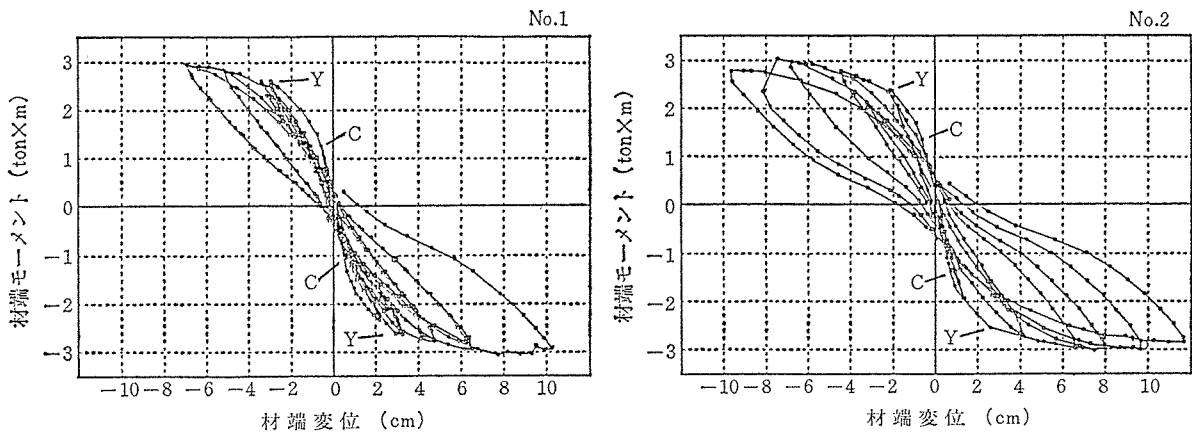


図-5 梁端モーメント-たわみ関係

表-1 実験結果一覧

供試体		ひびわれ時		梁端降伏時		最大荷重時		最大たわみ時*	
		M (t·m)	δ (cm)	M (t·m)	δ (cm)	M (t·m)	δ (cm)	M (t·m)	δ (cm)
No. 1	正載荷	-1.10	0.54	-2.63	3.22	-3.07	7.72	-2.94	10.26
	負載荷	1.26	-0.61	2.59	-3.39	2.94	-7.00	—	—
No. 2	正載荷	-1.42	0.69	-2.40	2.16	-3.15	8.04	-2.78	11.72
	負載荷	1.34	-0.64	2.56	-2.59	2.96	-7.47	—	—

* 油圧ジャッキのストローク最大位置

の計 10 cm が計測区間である)。同図より、0.5% 程度の普通鉄筋の存在により良好なひびわれ分散が得られていることがわかる。また、梁端部の曲率分布状態より、塑性ヒンジ域が約 15 cm であると推察される。

2.2 要素分割による解析

梁の断面を層分割し、更に軸方向にも要素分割し、部材全長にわたる緊張材配置位置でのコンクリート伸び量と緊張材伸び量を等置する変形の適合条件を用いて解析を行った。なお解析においては、コンクリートおよび普

通鉄筋に対しては平面保持を仮定し、緊張材に対しては、周辺コンクリートに対する付着作用および摩擦力が生じないものと仮定した。以下解析の詳細を述べる。

(1) 材料の応力-ひずみ関係

図-8 の上から順にコンクリート、普通鉄筋および緊張材に対して仮定した応力-ひずみ関係を示した。

コンクリートの応力-ひずみ関係は、Kent and Park³⁾の提案によるもので、包絡線の各部は次式で与えられる(本解析では、引張を正、圧縮を負とする)。

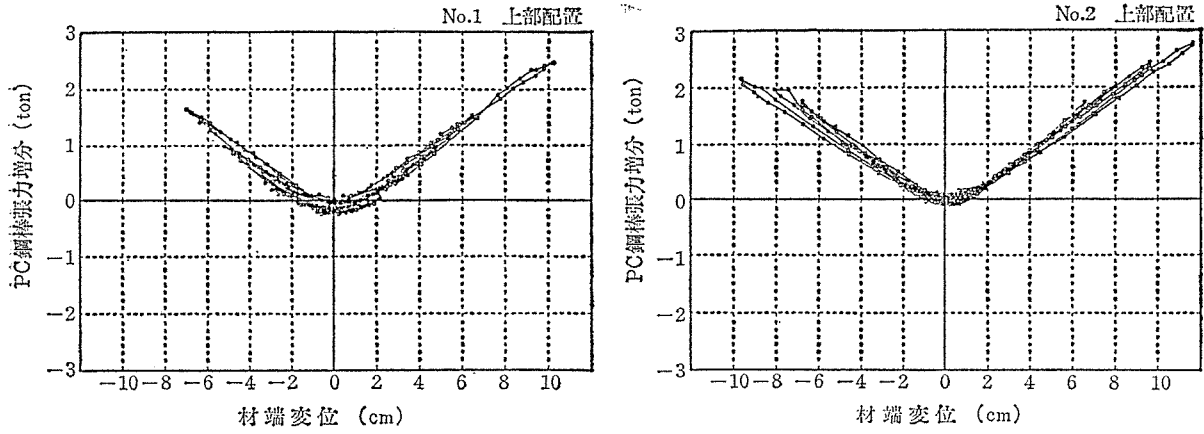


図-6 PC 鋼材張力増分-梁端たわみ関係

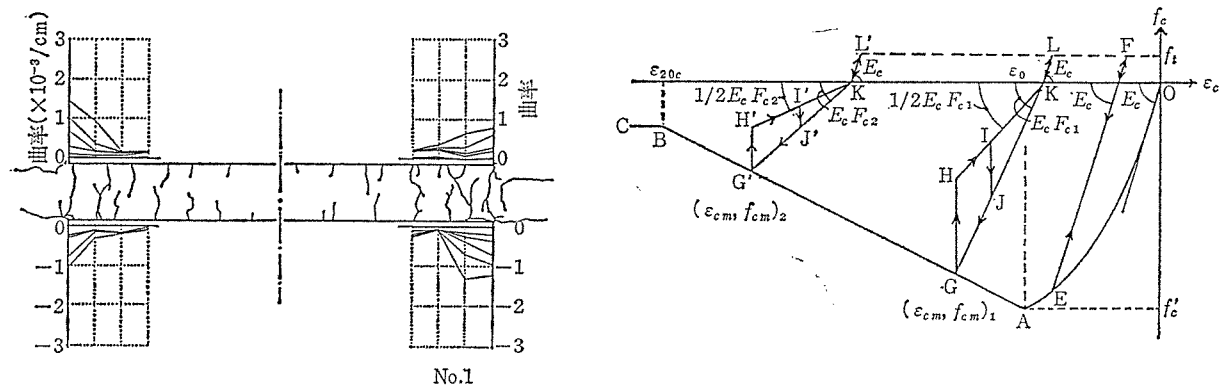


図-7 ひびわれ状態および曲率分布

OA 間

$$\sigma_c = f_c' \left[-\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (1)$$

AB 間

$$\sigma_c = f_c' [-1 - z(\epsilon_c - \epsilon_0)] \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $z = 0.5 / (\epsilon_{s0c} + \epsilon_0)$

$$\epsilon_{s0c} = (0.21 - 0.002 f_c') / (f_c' + 70) - 0.75 \rho'' \sqrt{b''} / s$$

BC 間

$$\sigma_c = 0.2 f_c' \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 f_c' : コンクリート圧縮強度

ϵ_0 : f_c' 時ひずみ

ρ'' : フープとコンクリートコアの体積比

b'' : コンクリートコアの幅

s : フープ間隔

引張に対しては、下式で与えられる引張強度を持つ完全弾性とした。ただし、ひびわれの発生を経験した後は、引張強度は零となる。

$$f_t' = 1.99 \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (4)$$

包絡線の内側での履歴ルートは図中に示すように、最大経験ひずみが ϵ_0 を超えていない場合には、除荷およ

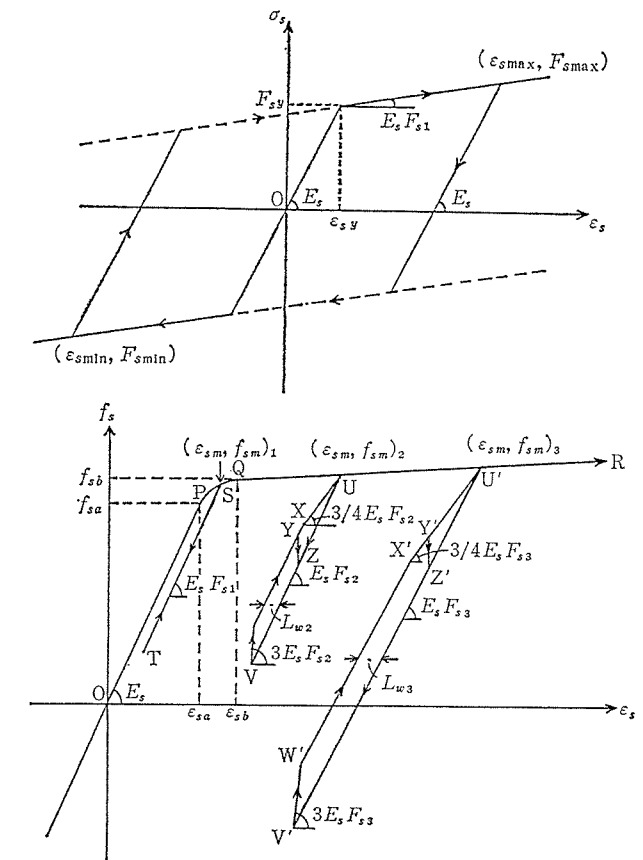


図-8 各構成材料の応力-ひずみ関係

◇報 告◇

び再載荷ともに同一の直線となり、その勾配は初期弾性係数 E_c に等しい。 ϵ_0 を超えている場合には、除荷および再載荷直線の勾配を、 E_c に下に示す低減係数 F_{ci} を乗ずることにより表現する。

$$F_{ci} = 0.8 - \left(\frac{\epsilon_0 - \epsilon_{cm}}{\epsilon_0 - \epsilon_{20c}} \right) \times 0.7 \geq 0.1 \quad \dots\dots (5)$$

ここに、 ϵ_{cm} : 除荷最大ひずみ

ϵ_{20c} : 包絡線の応力減少部分において、応力が $0.2 f'_c$ に到達した時のひずみ

除荷再載荷経路 GHKG で説明すれば、経路 GH では応力のみが半分に減少し、経路 HK および KG は $0.5 E_c F_{c1}$ および $E_c F_{c1}$ の勾配を持つ。

普通鉄筋には、図に示すような Bi-linear な応力-ひずみ関係を与えた。

緊張材の応力-ひずみ関係の包絡線は下式で示す3本の直線および曲線で与えた。これは、Park 等³⁾により提案されたものである。

OP 間

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad \dots\dots (6)$$

PQ 間

$$f_s = \frac{f_{sb} \cdot \epsilon_{sb} - f_{sa} \cdot \epsilon_{sa}}{\epsilon_{sb} - \epsilon_{sa}} + \frac{\epsilon_{sa} \cdot \epsilon_{sb} (f_{sa} - f_{sb})}{\epsilon_s (\epsilon_{sb} - \epsilon_{sa})} \quad \dots\dots (7)$$

QR 間

$$f_s = f_{sb} + \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sb}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sb}} (f_{su} - f_{sb}) \quad \dots\dots (8)$$

ここに、 ϵ_{sa} : 比例限界ひずみ

ϵ_{sb} : 0.2% オフセットひずみ

ϵ_{su} : 最大応力時ひずみ

f_{sa} : ϵ_{sa} 時応力

f_{sb} : ϵ_{sb} 時ひずみ

f_{su} : 最大応力

E_s : 弾性係数

包絡線内での履歴はすべて直線で表わし、ループ幅および直線の勾配を決定する係数 L_{wi} と F_{si} を下式で与える。

$$L_{wi} = \begin{cases} 0 & \epsilon_{sm} \leq 0.009 \\ 0.045 \epsilon_{sm} & \epsilon_{sm} > 0.009 \end{cases} \quad \dots\dots (9)$$

ここに、 ϵ_{sm} : 包絡線より除荷を行った時の最大経験ひずみ

$$F_{si} = \begin{cases} 1.0 & \epsilon_{sm} \leq 0.012 \\ 1.0 - (\epsilon_{sm} - 0.012) \times 7.7 & \epsilon_{sm} > 0.012 \end{cases} \quad \dots\dots (10)$$

除荷再載荷経路 UVWXU で説明すると、UV および XU の勾配は、 $E_s F_{s2}$ および $0.75 E_s F_{s2}$ で、UV と WX はひずみ軸方向の幅が L_{w2} の平行な直線である。また、経路 VW では応力のみが変化する。

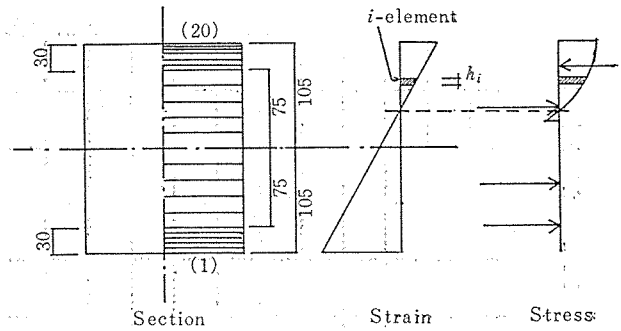


図-9 断面の層要素分割

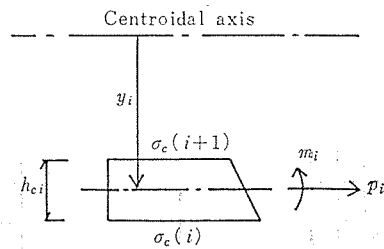


図-10 i 層要素の応力分布

(2) 断面の層要素への分割

梁断面の層要素分割を図-9に示す。上下縁より3cm以内を5要素、それ以外を10要素の計20要素に分割した。 i 要素の境界位置ひずみ $\epsilon_{c(i)}$ 、 $\epsilon_{c(i+1)}$ は下式で得られる。

$$\epsilon_{c(i)} = (y_{c(i)} + 0.5 h_{c(i)}) \cdot \phi + \epsilon_g \quad \dots\dots (11)$$

$$\epsilon_{c(i+1)} = (y_{c(i)} - 0.5 h_{c(i)}) \cdot \phi + \epsilon_g \quad \dots\dots (12)$$

ここに、 $h_{c(i)}$: i 要素の高さ

$y_{c(i)}$: 断面重心軸と i 要素中心軸間距離

ϕ : 断面位置での曲率

ϵ_g : 重心軸位置ひずみ

これらのひずみの値と先に与えたコンクリートの応力-ひずみ法則を用いて、そこでの応力 $\sigma_{c(i)}$ および $\sigma_{c(i+1)}$ が求まる。 i 要素内応力分布を図-10のように直線分布と仮定すれば、コンクリートによる全断面軸方向内力 N_c と内力のモーメント M_c は下式で与えられる。

$$N_c = \sum_{i=1}^{20} p_{ci} \quad \dots\dots (13)$$

$$M_c = \sum_{i=1}^{20} (p_{ci} \cdot y_{c(i)} + m_{ci}) \quad \dots\dots (14)$$

ここで、

$$p_{ci} = b \cdot h_{c(i)} \cdot (\sigma_{c(i)} + \sigma_{c(i+1)}) / 2 \quad \dots\dots (15)$$

$$m_{ci} = \int_0^{h_{c(i)}} b \left(\frac{h_{c(i)}}{2} - x \right) \left\{ \sigma_{c(i)} - \frac{x}{h_{c(i)}} \cdot (\sigma_{c(i)} - \sigma_{c(i+1)}) \right\} dx \\ = I_{ci} \cdot (\sigma_{c(i)} - \sigma_{c(i+1)}) / h_{c(i)} \quad \dots\dots (16)$$

ここに、 b : 断面幅

I_{ci} : i 要素の中心軸に関する断面 2 次モーメント

(3) 梁軸方向要素分割

図-11 に示すように、梁半スパンを 8 要素に分割した。ただし、梁最外端要素に関しては、柱梁接合部内での変形による端部断面の回転を考慮し境界を接合部内に設定した。

(4) 数値計算手順

図-12 に数値計算に用いたフローチャートを示す。始めにプレストレス導入時の各分割要素ひずみを求めておき、梁破壊端（ここでは逆対称モーメント分布を対象としているので梁両端どちら側でもよい）での曲率および緊張材ひずみ増分 $\Delta\epsilon_{psa}$ を仮定し、軸方向内力の釣合いより断面重心軸位置ひずみ ϵ_g およびそこでの内力のモーメントを計算する。次に梁他端での曲率を仮定し、先に述べたと同様に断面重心軸位置ひずみ ϵ_g とそこで

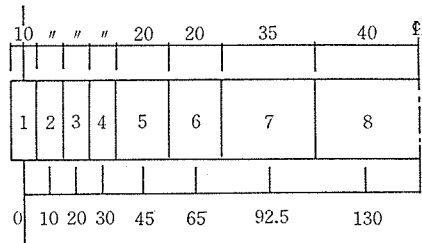


図-11 梁軸方向要素分割

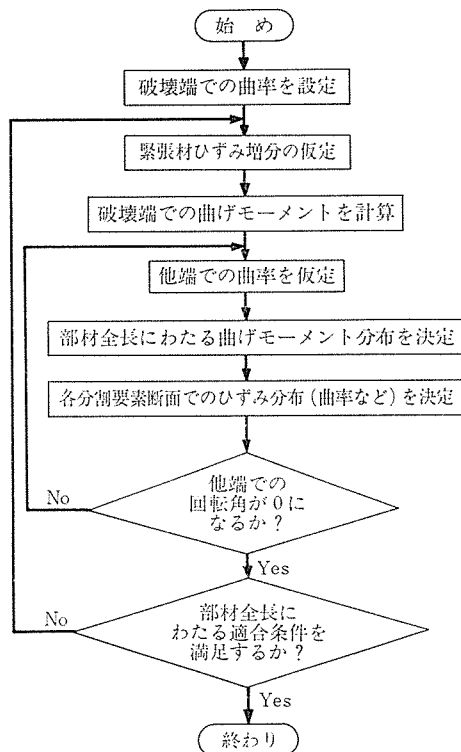


図-12 数値計算の流れ図

の内力のモーメントを求める。得られたモーメント分布に対応する各梁軸方向要素のひずみ状態（曲率）を軸方向内力およびモーメントの釣合いより求め、梁破壊端から梁他端までの曲率の積分により梁他端での回転角を求め、これが零ならば次へ進み、零でなければ梁他端の曲率を再仮定し、同じ手順を繰り返す。次に部材全長にわたる変形の適合条件（緊張材位置コンクリート伸びと緊張材伸びが等しい）をチェックし、満足していれば次のステップへ進み梁破壊端での曲率を漸増する。もし、満足していなければ、緊張材ひずみ増分を再仮定する。以上が手順の概略であるが、本方法によれば緊張材が任意形状に配置されている場合の解析も可能である。

(5) 数値計算結果

No. 2 供試体に対する解析結果を、実験結果と併せて図-13~図-15 に示す。梁材端モーメント-変位関係

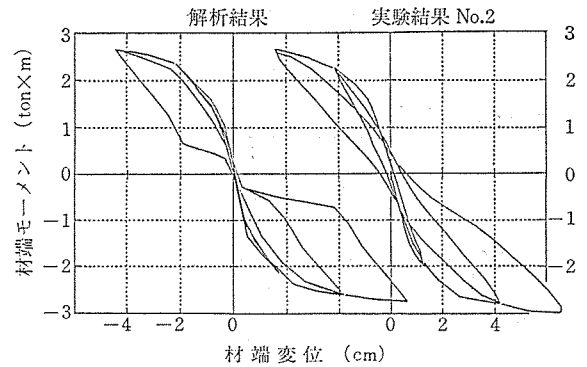


図-13 梁材端モーメント-変位関係

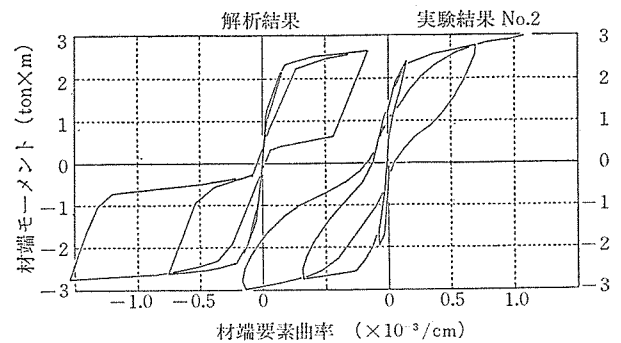


図-14 梁材端モーメント-曲率関係

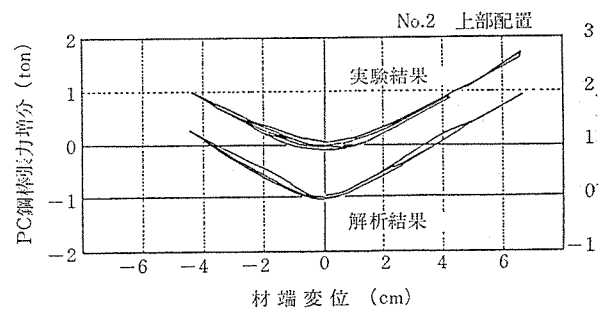


図-15 緊張材張力増分-梁材端変位関係

よび緊張材張力増分に関しては、解析曲線と実験曲線は極めてよく一致しており、本解析法の精度の高さを示していると言える。ただし、梁材端モーメント-曲率関係に若干の不一致が見られる。これは、梁端部における塑性ヒンジの形成状態と軸方向要素分割をうまく対応させる必要性を示している。

3. 梁の力学的挙動に及ぼす諸要因の影響

前節においては、普通鉄筋および緊張材と

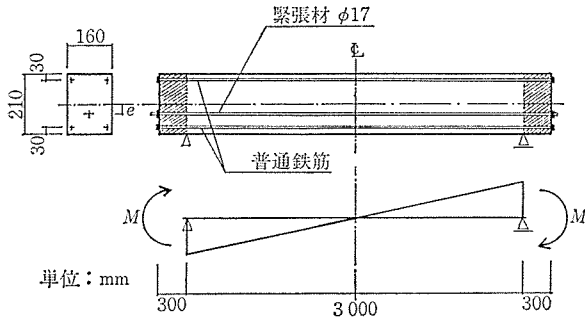


図-16 解析対象梁

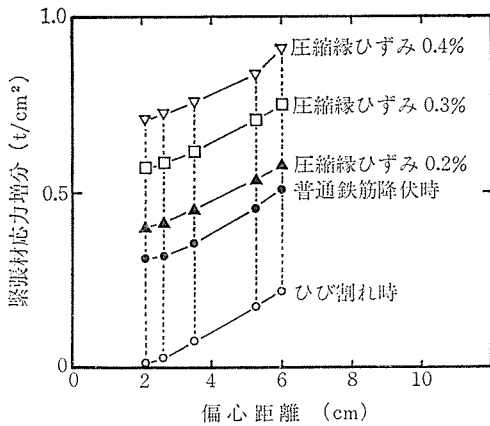


図-17 偏心距離-緊張材応力増分関係

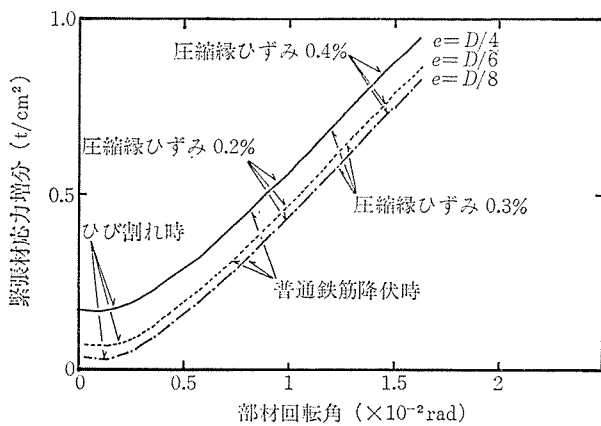


図-18 部材回転角-緊張材応力増分関係

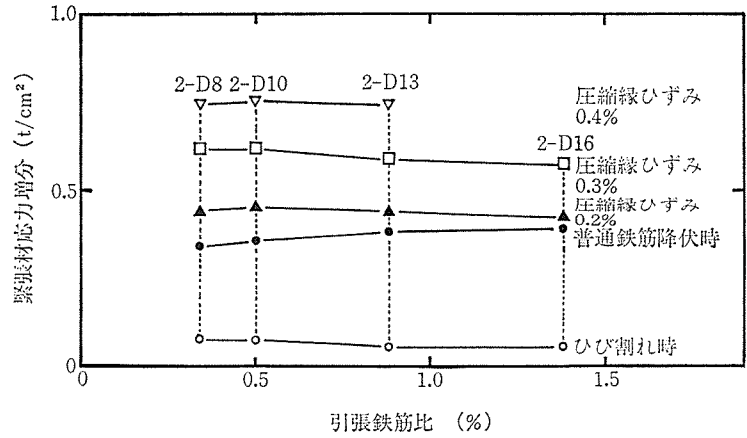


図-19 引張鉄筋比-緊張材応力増分関係

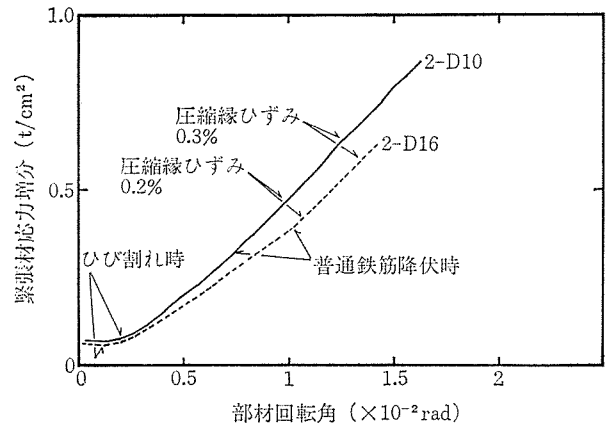
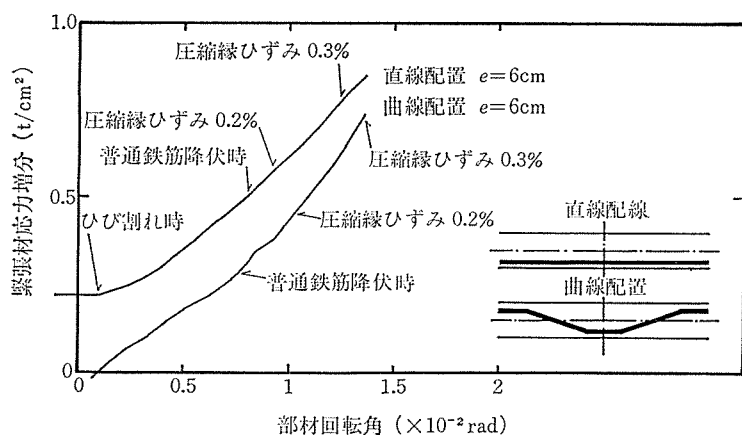


図-20 部材回転角-緊張材応力増分関係

もに断面内に対称に配置された梁が、逆対称モーメントを受ける場合について考察を加えた。しかし、一般のPC部材では、緊張材は断面内に対称には配置されていない。そこで、ここでは非対称断面を有する梁が両材端で等しい材端強制回転角を受ける場合に対して、いくつかのパラメーターに対して、2節で述べた方法による解析計算を行い、それらの影響を調査した。解析対象としたのは、図-16に示すような単純梁で、両材端に同一の強制回転角を加えることにより、架構中における梁が地震水平力を受けた際に示す変形状態を模擬した。なお解析において用いた各材料特性は、コンクリート圧縮強度 300 kgf/cm²、普通鉄筋降伏強度 4000 kgf/cm² および緊張材降伏強度 11000 kgf/cm² であった。また、導入プレストレスは、コンクリート断面 1cm² 当り 50 kgfとした。

(1) 偏心距離の影響

断面上端および下端に各々普通鉄筋 2-D10 を持つ梁に対して、偏心距離をパラメーターとした解析結果を、図-17 および 図-18 に示す。緊張材の応力増分は、偏心距離の増大に伴って直線に増大することが 図-17 よりわかる。また、図-18 によれば、偏心距離が異なる



図—21 緊張材配置の影響

っていても、部材回転角増大に対する緊張材応力増大曲線は出発点が異なるのみで、ほぼ同一の形状を示す。出発点での差は、プレストレス導入時の変形を梁両端部での回転角が等しくなるよう矯正する際に生じる。

(2) 引張鉄筋比の影響

図—19 および 図—20 に引張鉄筋量をパラメーターとした解析結果を示す。ただし、ここでは複筋比は 1.0 とした。図—19 より明らかなように、梁破壊端コンクリート圧縮縁ひずみが同じ時の緊張材応力増分は、普通鉄筋量により殆んど影響されない。一方、部材回転角と緊張材応力増分関係に関しては、普通鉄筋量の少ない方が若干大きな緊張材応力増分を与えることが 図—20 よりわかる。

(3) 直線配置と曲線配置の比較

ここまでは、緊張材配置はすべて直線の場合を取り扱ってきたが、実際の架構では殆んどの場合曲線配置が用いられている。そこで、図—21 中に示すような擬曲線配置(梁両端部では緊張材偏心距離 6 cm の上端配線、梁中央部では同一偏心距離の下端配線)をした梁の解析を行い、同一偏心距離の直線配置梁との比較を行った。ただし、擬曲線配置梁においては、コンクリート断面平均プレストレスとして 30 kgf/cm^2 を $2-\phi 9.2$ PC 鋼棒により導入した。なお、両梁ともに普通鉄筋として、上端、下端ともに $2-D 10$ が配置されている。図—21 に、解析より得られた部材回転角-緊張材応力増分関係を示す。出発点のずれを除けばほぼ同じ形状を示すが、曲線配置の場合の方が増大曲線の勾配が若干大きい。

4. 結 論

本研究により得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 逆対称モーメントを受ける対称配筋アンボンド PC 梁における緊張材応力増分は、梁たわみに対してほぼ直線関係を保つ。
- 2) 要素分割、および梁全長にわたっての緊張材位置コンクリート伸びと緊張材伸びを等置する、変形の適合条件に基づいた解析法は、繰り返し高応力を受ける梁に対しても十分な精度を有する。
- 3) 偏心距離の増大は、緊張材応力増分を増大させる。
- 4) 普通引張鉄筋量の増大は、緊張材応力増分に殆んど影響しない。
- 5) 緊張材を曲線配置した場合の緊張材応力増分は、直線配置梁に比べて、梁たわみの小さい低応力域では小さいが以後の梁たわみ増大に対しては、ほぼ同一形状で増大を示す。

以上のように、不静定架構中のアンボンド PC 梁の基本的性質の幾つかが明らかにされたわけであるが、今後はこれらの知見を基にして、緊張材応力の更に適確な把握を行うとともに、定着端での緊張材低サイクル疲労破断現象を解明しなければならない。また、実用的見地から言えば、竹本²⁾が行っているように繰り返し高応力下での緊張材張力変化を求める簡便な方法が必要であろう。

参 考 文 献

- 1) 六車, 渡辺, 西山: “アンボンド PC 部材の曲げ終局耐力に関する研究”, プレストレストコンクリート, Vol. 26, No. 1, Jan. 1984, pp. 10~16
- 2) 竹本: “アンボンド PRC 部材の曲げ終局時テンドン応力について”, 大林組技術研究所報, No. 28, 1984, pp. 49~54
- 3) Roger W.G. Blakely and Robert Park: “Prestressed Concrete Sections with Cyclic Flexure”, J. of ASCE, STD, Aug. 1973, pp. 1717~1742
- 4) 西山峰広: “アンボンド PC 構造の弾塑性力学性質に関する研究”, 京都大学工学研究科修士論文, 昭和 59 年 3 月

【昭和 60 年 1 月 8 日受付】