

断面解析に基づく曲げ降伏先行型PC梁部材の性能評価

京都大学大学院
 京都大学大学院 正会員 Ph.D 河野 進
 近畿大学 正会員 工博 岸本 一蔵

Abstract : In order to design prestressed concrete structures based on the performance based design criteria, twenty-four beams with various section properties were analyzed with a section-analysis program. Damage to concrete and reinforcement, residual deformation and residual crack width were recorded and they were categorized into four performance levels to find the limiting drift angle for each level. It was confirmed that the damage state for different performance levels can be estimated by the rotation angle of beams for a simplified criteria or by mainly by strains of concrete and reinforcement for a sophisticated criteria.

Key words : Flexural deformation, Section analysis, Target performance level, Performance based design

1. はじめに

日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」¹⁾(以下、PC規準)は昭和36年に刊行されて以来、多くのPC建築物の設計に利用されてきたが、最後の改定からすでに10年以上経過しており、これまでの終局強度設計法から他の構造では既に取り入れられている性能設計法に移行すべく多くの検討が行われている。

性能設計において、考えるべき建築物の基本構造的な性能として、「使用性」、「安全性」に加えて、損傷の修復のしやすさの確保を目的とする「修復性」がある。しかし、「修復性」を判断する適切な工学的判断基準は未だに確立されていないのが現状であり、他の構造同様、PC構造においても修復性を含めた性能設計の考え方を取り入れた設計指針の作成が急務と考えられる。

そこで文献2)では、12体の梁断面について、断面解析プログラムを用いて骨格曲線を求め、要求される限界状態に留まるための材料レベル、残留変形、残留ひび割れ幅の判定条件を適用し、どのような判定条件で各限界状態に到達するのかを確認した。その結果、部材の性能評価において、鋼材のひずみ、残留変形角、残留ひび割れ幅などの条件でなく、コンクリートの圧縮強度時ひずみに基づく判定条件が支配的となった。そこで、本論文ではさらに12体の梁断面を追加し、コンクリート強度が限界状態決定に及ぼす影響をより詳細に確認し、実務設計で利用できる簡易な性能評価基準を示した。なお、文献2)では各限界状態に達する材端回転角とプレストレス率 λ_t の関係から性能評価基準を導いたが、本論文では各限界状態に達する材端回転角とPC鋼材のみの鋼材係数(以下、 q_{sp})の関係からそれらを導き、限界状態を支配する要因が限界材端回転角に与える影響をより明確に判断できるよう工夫した。

2. 解析の手法

本論文では、解析プログラム(2.2節)、および曲げ部材の限界状態に関する条件(2.3節)については文献2)と同じ手法を用いた。解析対象とした試験体は、新たに解析した梁断面(12体)に文献2)での12体も加えた24体とした。

2.1 解析部材諸元

表-1に解析梁断面諸元、図-1に梁の断面図を示す。ここで、No.1~5およびNo.6'~12'は文献2)で使

用したものと同一断面で、その他は今回追加した断面である。以下、No.1~5をPCaPC60群、No.1'~5'をPCaPC30群、No.6~12をPRC60群、No.6'~12'をPRC30群と呼ぶこととする。PCaPC30群はPCaPC60群のコンクリート強度を60N/mm²から30N/mm²に変更した。圧縮力をコンクリートのみで負担するために、コンクリートの損傷が生じやすくなるPCa部材で、コンクリート強度の低下によって部材の変形性能に与える影響を確認する。PRC60群はPRC30群のコンクリート強度を30N/mm²から60N/mm²に変更し、コンクリート強度を上昇させ圧縮力負担能力を高めることで、コンクリートが早期に限界に達することを回避し、部材の変形性能を高めることができることを確認する。なお、コンクリート強度を60N/mm²と30N/mm²としたのは、文献3)で高強度コンクリートの上限値が60N/mm²、PC規準¹⁾におけるポストテンション部材の下限値が30N/mm²となっているためである。

全ての断面で、PC鋼材により線を用いた。No.1~5は14階建てプレキャスト(以下、PCa)PC造の事務所ビルを想定しており、負担面積は15m×7mである。PCa部材では、普通鉄筋が目地部で不連続となるために、普通鉄筋が無いものとして解析した。No.6'~8'は7階建てPC造の事務所ビルを想定しており、負担面積は15m×6mである。また、No.9'~12'は現行PC規準¹⁾設計例の梁断面である。

表-1 解析部材断面諸元

No	コンクリート			PC鋼材										普通鉄筋(SD345A)		せん断補強筋(SD295A)	λ _t	q	σ _{gp} /F _c
	b	D	f _c	配置			f _{py}	dp ₁	dp ₂	dp ₃	q _{sp}	P _e	配筋		配筋				
				1段目	2段目	3段目							N/mm ²	上端筋		下端筋			
1	600	1000	60	24-φ15.2	10-φ15.2	24-φ15.2	1600	150	500	850	0.358	7658	—	—	2-D13@100	1.00	0.358	0.213	
30			0.715																0.425
60			0.271																0.161
2	600	1000	60	22-φ15.2	—	22-φ15.2	1600	150	—	850	0.542	5810	—	—	2-D13@100	1.00	0.542	0.323	
30			0.271																0.161
60			0.542																0.323
3	600	1000	60	22-φ15.2	—	22-φ15.2	1600	250	—	750	0.271	5810	—	—	2-D13@100	1.00	0.271	0.161	
30			0.542																0.323
60			0.271																0.161
4	600	1000	60	14-φ15.2	—	14-φ15.2	1600	250	—	750	0.173	3697	—	—	2-D13@100	1.00	0.173	0.103	
30			0.345																0.205
60			0.123																0.073
5	600	1000	60	10-φ15.2	—	10-φ15.2	1600	250	—	750	0.123	2641	—	—	2-D13@100	1.00	0.123	0.073	
30			0.247																0.147
60			0.162																0.117
6	700	1100	60	24-φ12.7	24-φ12.7	—	1580	420	710	—	0.162	5408	7-D25	7-D25	3-D13@100	0.86	0.189	0.117	
30			0.324																0.234
60			0.162																0.117
7	700	1100	60	24-φ12.7	24-φ12.7	—	1580	650	850	—	0.162	5408	7-D25	7-D25	3-D13@100	0.86	0.189	0.117	
30			0.324																0.234
60			0.112																0.081
8	650	1000	60	14-φ12.7	14-φ12.7	—	1580	430	660	—	0.112	3155	5-D25	5-D25	2-D13@100	0.83	0.134	0.081	
30			0.224																0.162
60			0.132																0.096
9	550	1000	60	14-φ12.7	14-φ12.7	—	1580	320	680	—	0.132	3155	4-D25	4-D25	2-D13@100	0.86	0.154	0.096	
30			0.265																0.191
60			0.066																0.048
10	550	1000	60	7-φ12.7	7-φ12.7	—	1580	320	680	—	0.132	1577	4-D25	4-D25	2-D13@100	0.76	0.087	0.048	
30			0.132																0.096
60			0.033																0.024
11	550	1000	60	7-φ12.7	—	—	1580	680	—	—	0.033	789	4-D25	4-D25	2-D13@100	0.61	0.054	0.024	
30			0.066																0.048
60			0.095																0.068
12	550	1000	60	10-φ12.7	10-φ12.7	—	1580	320	680	—	0.095	2253	2-D22	2-D22	2-D13@100	0.91	0.103	0.068	
30			0.189																0.137
60			0.189																0.137

b: 部材断面の幅, D: 部材断面の全せい, f_c: コンクリートの圧縮強度, f_{py}: PC鋼材降伏応力, dp₁, dp₂, dp₃: それぞれ1~3段目PC鋼材の梁上縁からの距離, q_{sp}: = ΣA_pf_{py} / (bDf_c) ただしA_pはPC鋼材の各段の断面積, P_e: 有効プレストレス力, λ_t: プレストレス率(全PC鋼材と引張側普通鉄筋を降伏とした引張力の和に対する全PC鋼材降伏時引張力の比率), q: 鋼材係数(部材断面に作用する力のうちPC鋼材と普通鉄筋が負担する力の割合), σ_{gp}/F_c: 緊張材によって生じる軸応力度をコンクリート圧縮強度F_cで除した値
*1 PC鋼材配置において、例として「24-φ15.2」は、7本よりPC鋼より線φ15.2を24本を使用することを示す。

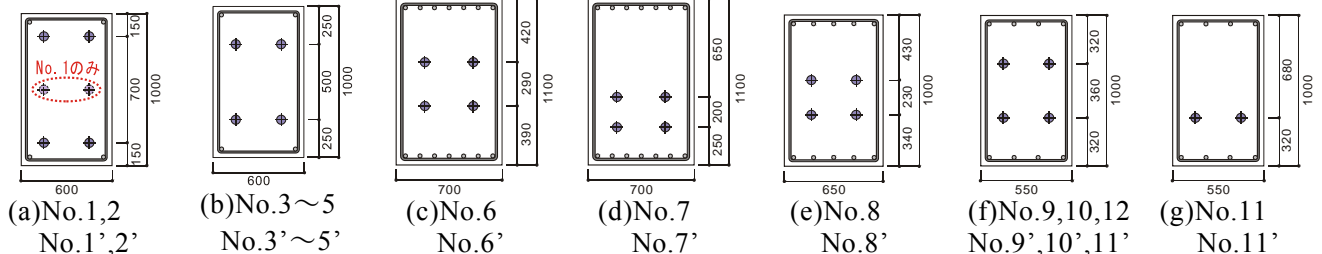


図-1 解析対象の梁断面図(単位: mm)

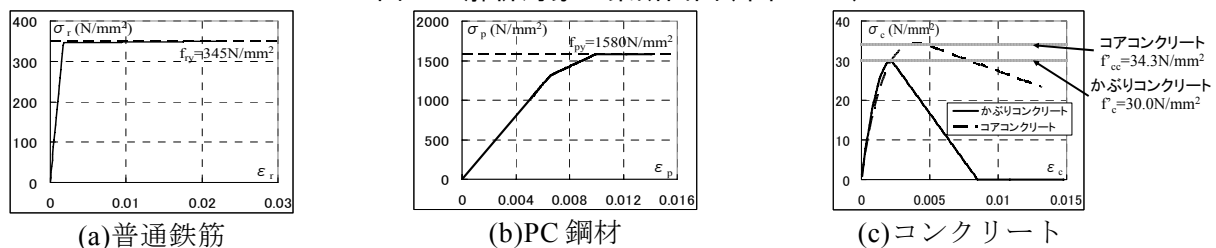


図-2 材料の応力 - ひずみ関係 (No. 6' の例)

2.2 解析プログラム

文献2)と同様、岸本ら⁴⁾によって開発された平面保持を仮定した断面解析プログラムを使用し、下端引張として解析した。ただし、PC 鋼材は完全付着ではなく、鈴木ら⁵⁾によるひずみ適合係数 F 値を用いて付着の度合いを表現しており、緊張材には平面保持が成立しない。今回の解析では、F 値を 0.8 と固定した。普通鉄筋、PC 鋼材、コンクリートの材料の応力 - ひずみ関係は文献6)および7)に示された式を用いた。例として図-2に、No.6'で用いた各材料の応力 - ひずみ関係を示す。無拘束コンクリートの圧縮強度 f_c が 30N/mm^2 のとき、コアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} は文献7)の中塚らの鉄筋によるコンクリート拘束評価モデルを用いて 34.3N/mm^2 となった。

2.3 曲げ部材の限界状態に関する条件

現在日本建築学会では、既に鉄筋コンクリート(以下、RC)建築物の梁部材で一般的と考えられる判断基準を PC 梁部材にも適用できるように修正を加えた性能判定基準を検討している。その基準では普通鉄筋および PC 鋼材の基準に「僅かな降伏を許容」、残留ひび割れ幅に「0.2~1mm 程度以下」など、判断基準に幅を持たせた部分があり、実際に性能設計をする場合には、設計者自身の判断に委ねられる条件がある。そこで、本論文では、その基準を参考に表-2に示す特定の条件を性能評価の基準として解析を行った。なお、残留変形 R の計算は、浜原らの提案式⁹⁾を用いた。残留ひび割れ幅 W_{cr} の計算は、文献9)および10)*1を参考にした。

3. 解析結果

3.1 モーメント-部材角関係

図-3に解析結果の代表例を示す。なお、横軸の材端回転角 R は等価塑性ヒンジ長さを 1.0D と仮定して、曲率 ϕ に乗じた値である。凡例において、「かぶり使用限界」はかぶりコンクリートが使用限界に達すること、「かぶり f_c 」はかぶりコンクリートが修復限界 I に達すること、「コアコンクリート f_{cc} 」はコアコンクリートが修復限界 II に達することとし、R()の値は残留材端回転角(単位: radian)の値、 $W_{cr}()$ の値は残留ひび割れ幅の値(単位: mm)を示す。また、4本の縦点線は4つの限界状態(使用限界、修復限界 I、修復限界 II、安全限界)に最初に到達したときの材端回転角を示す。

24体の試験体全てについて、PCaPC か PRC かによらず、同じ断面形状であればコンクリート強度が 60N/mm^2 の試験体は 30N/mm^2 に比べ、各限界状態に達する材端回転角が大きくなった。これは、コンクリート強度が高く、かつ断面に作用する引張力が変わらない条件であれば、圧縮力を負担するコンクリート面積は少なく、つまり中立軸深さが浅くなる。その結果、コンクリートの圧縮限界に対する条件が同じであっても、断面曲率は大きくなり、つまり部材としての変形性能が大きくなるためこのような結果となる。

3.2 限界状態を決定する要因

部材が4つの限界状態に至る最初の要因を表-3にまとめて示す。表中で、2つ以上の要因を示したも

表-2 本論文における曲げ部材の限界状態

限界状態	具体的な損傷の状態(以下のすべてを満足)				
	普通鉄筋	PC 鋼材 (付着が悪い)	コンクリート	残留変形	残留ひび割れ幅
使用限界	弾性範囲	弾性範囲	$\lambda_1 > 0.75$ では、 $0.9\sigma_B$ 以下 $0.75 > \lambda_1 > 0.5$ では、 $(14/15\lambda + 0.2)\sigma_B$ 以下 $0.5 > \lambda_1$ では、 $2/3\sigma_B$ 以下	1/2000 以下	0.2 mm 以下
修復限界 I	降伏を許容	弾性範囲	かぶりコンクリートの圧縮強度時 ひずみを超えないこと	1/400 以下	1.0 mm 以下
修復限界 II	主筋が座屈しないこと	降伏を許容	コアコンクリートの圧縮強度時 ひずみを超えないこと	1/200 以下	2.0 mm 以下
安全限界	ひずみが 10%以下	ひずみが 5%以下	コアコンクリートの k_1k_3 が最大 となるひずみを超えないこと		—

k_1k_3 : コンクリート圧縮縁ひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} に到達したときの平均応力を表す係数 k_1 と標準シリンダー試験で得られた圧縮強度と部材内圧縮強度の違いを表す係数 k_3 の積

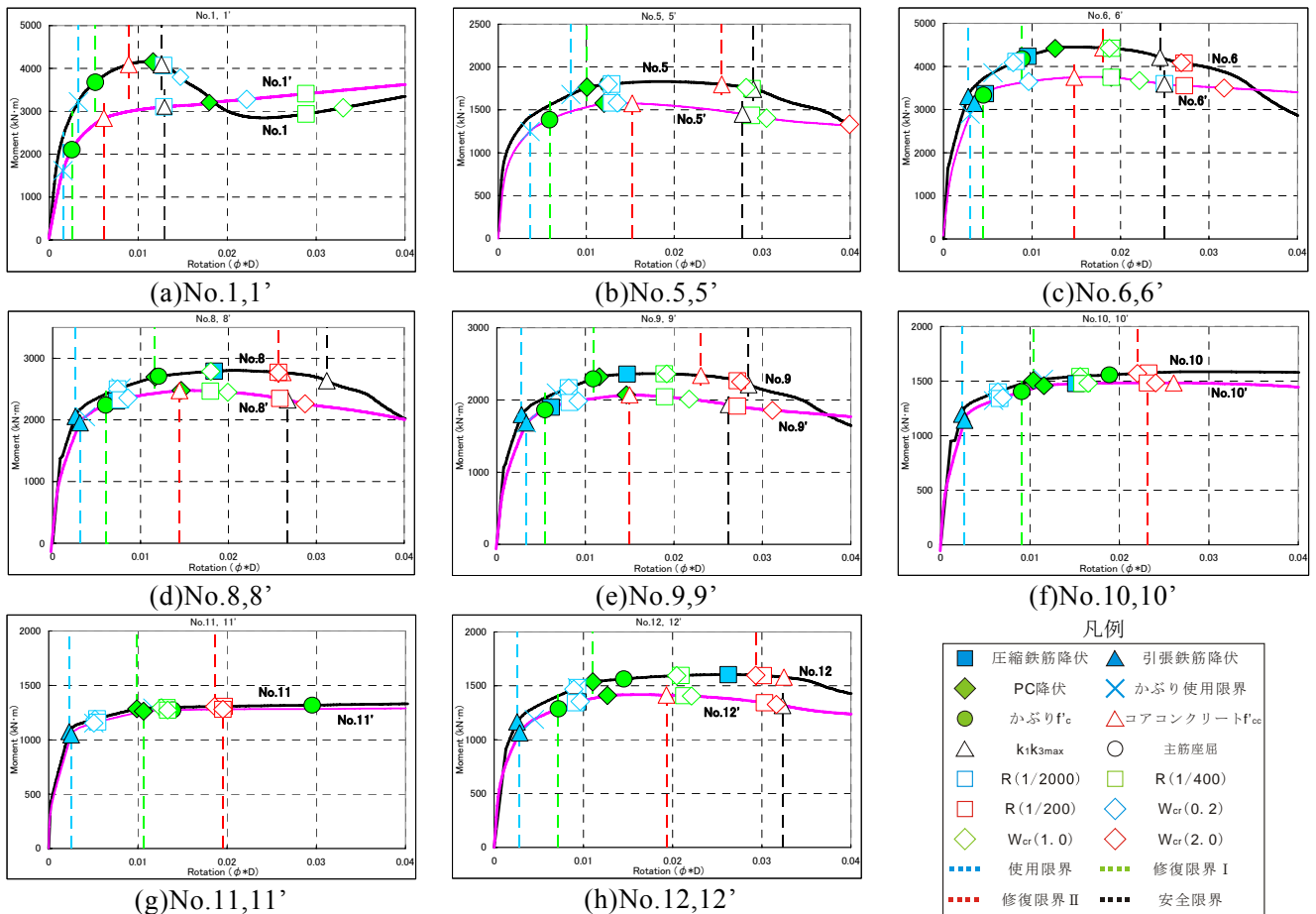


図-3 モーメントー材端回転角関係

のはほぼ同じ変形角で2つ以上の条件に達したことを示す。PCaPC60 群および PCaPC30 群では、「かぶり使用限界」で使用限界状態となった。PRC60 群および PRC30 群では、おおむね「引張鉄筋降伏」で使用限界となった。また、コンクリート強度が 60 N/mm² の部材では前述(3.1 節)の理由より、

「かぶり使用限界」となる変形が大きくなった。修復限界 I は、おおむね「かぶり f_c 」で修復限界 I に達したが、 q_{sp} の小さいものでは、「PC 鋼材降伏」によって修復限界 I に達した。修復限界 II については、おおむね「コアコンクリート f_{cc} 」で修復限界 II となった。 q_{sp} が小さいものは、「R(1/200)」または「 $W_{cr}(2.0)$ 」で修復限界 II となった。安全限界については、使用した判断基準は、「普通鉄筋のひずみが 10%以下」、「PC 鋼材のひずみが 5%以下」および「 k_1k_{3max} 」の3つである。安全限界は、すべての部材で「 k_1k_{3max} 」の条件が支配した。

4. 考察

4 つの限界状態について、表-2に示す条件に達する材端回転角 R と q_{sp} の関係を図-4および図-5に示す。なお、図中の灰色部分は、 $q_{sp} > 0.33$ の部分で、長期軸力が高く実設計の対象になりにくいと考えられるため考察から除外した。

表-3 部材が各限界状態に至る要因

No	使用限界	修復限界 I	修復限界 II	安全限界					
1	か使用限	か f_c	コア f_{cc}	k_1k_{3max}					
1'									
2									
2'									
3									
3'									
4									
4'									
5									
5'									
6					引鉄降				
6'					か使用限				
7	引鉄降								
7'	か使用限								
8	引鉄降	PC降	R(1/200), $W_{cr}(2.0)$	—					
8'	引鉄降, か使用限	か f_c	コア f_{cc}						
9	引鉄降								
9'	引鉄降, か使用限								
10	引鉄降				PC降	$W_{cr}(2.0)$			
10'							か f_c		
11							コア f_{cc} , R(1/200)		
11'							コア f_{cc} , R(1/200)		
12							コア f_{cc} , R(1/200)		
12'							か f_c	コア f_{cc}	k_1k_{3max}

か使用限: かぶりコンクリートが使用限界に達すること, 引鉄降: 引張鉄筋が降伏ひずみに達すること, か f_c : かぶりコンクリートが圧縮強度時ひずみに達すること, PC降: PC 鋼材が降伏ひずみに達すること, コア f_{cc} : コアコンクリートが圧縮強度時ひずみに達すること, R(1/200): 残留変形が 1/200 に達すること, $W_{cr}(2.0)$: 残留変ひび割れ幅が 2.0mm に達すること, k_1k_{3max} : コアコンクリートの k_1k_3 が最大となるひずみに達すること

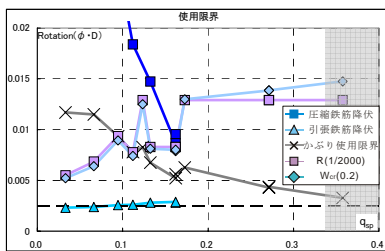
q_{sp} が高いほど、コンクリートがより大きな圧縮力を負担することになり、コンクリートが各限界状態に達する材端回転角が小さくなる。そのため、各限界状態は、基本的にコンクリートまたは鋼材(普通鉄筋, PC 鋼材)に関する条件が支配するが、修復限界Ⅱにおける q_{sp} が 0.1 程度を下回る範囲では、残留変形または残留ひび割れ幅が支配的となった。

以上の結果から、表-4に経験最大材端回転角で評価する場合の判断基準 A を示す。4 つの限界状態について各要因を満足するような材端回転角の区切りの良い値を考えると、使用限界は $R=0.0025$ 、修復限界Ⅰは $R=0.005$ 、修復限界Ⅱは $R=0.01$ 、安全限界は $R=0.015$ となった。図-4および図-5中の点線はこの表-4に示す経験最大材端回転角の値である。図-4および図-5から分かるように、実設計の対象と考えられる $q_{sp} < 0.33$ に限ると、各材料の各限界状態における材端回転角は、おおむねこの点線の安全側となる。つまり、表-4の経験最大材端回転角による簡易な評価基準によって部材の性能設計が可能であると考えられる。

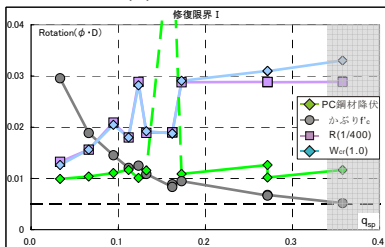
ここで、文献10)*2 に示されている RC 建物の各種限界状態における限界層間変形角を表-5に示す。表-4に示す簡易な評価基準で用いている梁の材端回転角は表-5の値より小さい値となっている。梁両端に塑性ヒンジを仮定して、層間変形角と梁の材端回転角を同義に捉えたと、PC 建物であっても、RC 建物より小さい層間変形角で限界状態を規定することになる。これは、同じ地震荷重に対して RC

建物よりも変形が大きくなりがちな PC 建物が、RC 建物より小さい層間変形角で限界状態が規定され、PC 構造の持つ高い復元性が設計で十分に反映されないことになる。

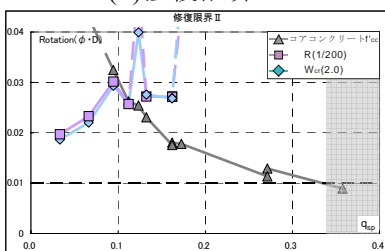
しかし、図-4および図-5では、判断基準 A に比べてより大きな変形性能を有する 경우가多々あり、部材の持つ変形性能をより精度よく評価するためには、前述した材端回転角による判断基準 A ではなく、表-2のように材料レベルなどの精査を行うことが必要となる。しかし、表-2のような煩雑な基準は実際の設計を行うにあたって適さないと考えられるため、本論文の結果から、表-2に比べて簡易な判断基準 B を表-4にあわせて示す。各限界状態に達する要因を考えると、使用限界は「かぶり使用限界」または「引張鉄筋降伏」、修復限界Ⅰは「かぶり f_c 」または「PC 鋼材降伏」、修復限界Ⅱは「コアコンクリート f_{cc} 」(ただし、 $q_{sp} < 0.1$ 程度のものは「R(1/200)」または「 $W_{cr}(2.0)$ 」)、安全限界は「 k_1k_{3max} 」となる。これ以外の条件が各限界状態に達するには十分余裕があること



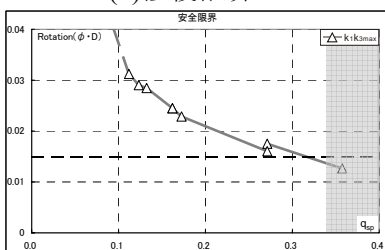
(a)使用限界



(b)修復限界Ⅰ

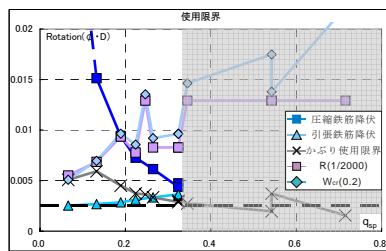


(c)修復限界Ⅱ

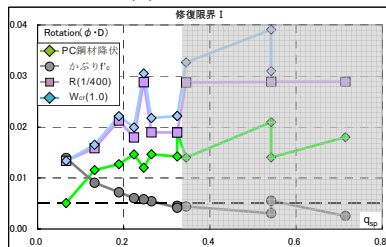


(d)安全限界

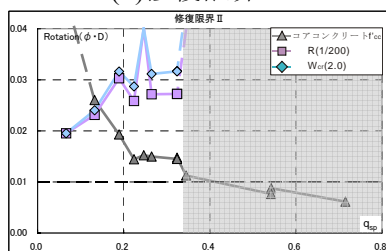
図-4 梁部材の各限界状態($f_c=60N/mm^2$)



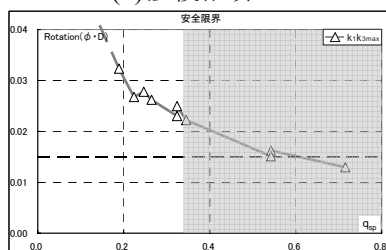
(a)使用限界



(b)修復限界Ⅰ



(c)修復限界Ⅱ



(d)安全限界

図-5 梁部材の各限界状態($f_c=30N/mm^2$)

表-4 梁部材の簡易評価基準

限界状態	判断基準 A	判断基準 B
使用限界	$R=0.0025$ 以下	「かぶり使用限界」および「引張鉄筋降伏」評価
修復限界 I	$R=0.005$ 以下	「かぶり f_c 」および「PC 鋼材降伏」を評価
修復限界 II	$R=0.01$ 以下	「コアコンクリート f_{cc} 」を評価 ($q_{sp} < 0.1$ 程度の場合は、 「 $R(1/200)$ 」および「 $W_{cr}(2.0)$ 」も評価)
安全限界	$R=0.015$ 以下	「 $k_1 k_{3max}$ 」を評価

表-5 層の限界状態と限界層間変形角の標準値

限界状態	限界層間変形角
使用限界	1/400
修復限界 I	1/100
修復限界 II	1/75
安全限界	1/50

から、判断基準 B を確認することで、表-2 に比べれば簡易に設計できる。

5. まとめ

曲げ変形が卓越する 12 種類の PC 断面について、2 種類のコンクリート強度を用いた 24 体の断面解析を行い、文献2)では各限

界状態に達する材端回転角とプレストレス率 λ_t の関係から性能評価基準を導いたが、本論文では各限界状態に達する材端回転角と q_{sp} の関係から導き、限界状態を支配する要因が限界材端回転角に与える影響をより明確に判断できるよう工夫した。さらに、日本建築学会で検討されている材料レベル、残留変形、残留ひび割れ幅の限界状態決定条件を適用し、解析対象断面に対して、以下の知見を得た。

- ・ q_{sp} が大きい梁では、コンクリートの圧縮力負担が大きくなり、PC 鋼材や普通鉄筋に先んじて、コンクリートに関する条件で各限界状態に達した。一方、 q_{sp} が小さい梁では、鋼材(普通鉄筋、PC 鋼材)または残留変形、残留ひび割れ幅に関する条件で各限界状態に達した。
- ・ 煩雑な材料レベルの限界状態決定条件を使わずに、経験最大材端回転角で限界状態が決定できる方法(判断基準 A)と材料レベルではあるが、チェック項目を絞った方法(判断基準 B)を提案した。判断基準 A では安全すぎる場合があること、判断基準 B では材料レベルに加え、 q_{sp} が小さいものの一部では、残留変形および残留ひび割れ幅も検討する必要があることが今後の課題である。

謝辞

本研究は、文部科学省 科学研究費基盤研究 (B) (課題番号: 20360252, 研究代表者: 河野進) を用いて行われました。

参考文献

- 1) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 1998 年改定
- 2) 狩野芳規, 河野進, 岸本一蔵: 曲げ変形が卓越する PC 部材の断面解析による性能評価, コンクリート工学年次論文集, 33 巻, 出版予定, 2011
- 3) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事, 2009
- 4) 岸本一蔵, 大野義照: 断面解析を用いたプレストレストコンクリート梁部材のエネルギー吸収能に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, 24 巻, 2 号, pp.643-648, 2002.6
- 5) 鈴木計夫, 中塚佑: 繰り返し載荷をうける高靱性 PC はりの曲げモーメント-曲率関係についての解析的研究, 日本建築学会近畿支部梗概集, pp.153-156, 1979.6
- 6) 日本建築学会: コンクリート構造(PC, PRC)部材の靱性設計手法と耐震架構への応用, 2.3.7 項 図 2.3-10 pp.72-80, 1997.9
- 7) 日本建築学会: プレストレスト(鉄筋)コンクリート構造部材の設計法-現状と将来-, 1.2.1 項 表 1.2.1 pp.10, 2000.4
- 8) 日本建築学会 PC 部材性能設計法小委員会: PC 部材の構造性能評価指針(案)・同解説(2010 年 8 月版)6 章 各種限界状態, 委員会資料, 2010.8
- 9) 日本建築学会: プレストレスト(鉄筋)コンクリート部材の終局性能評価法 -考え方の基礎から最前線まで-, 式(3.2.5), p.59, 2005.1
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, *1 は(解 5.12 式) p.156, *2 は表 7.2.1 p.63, 2004