

報告 材料強度の超過が柱の破壊モードに及ぼす影響の検討

船越博行^{*1}・酒井博士^{*2}・服部篤史^{*3}・井上晋^{*4}

要旨：RC構造物の耐震設計においては材料強度の超過の影響については特に考慮されていない。しかし柱部材の耐震設計において重要になるせん断耐力比は、材料強度の超過によって低下することもあり、耐震性の低下につながることも十分考えられる。

本検討では円形の単柱橋脚に着目し、使用材料の強度超過が部材の耐力及び破壊モードにどのような影響を与えるか検討を行った。その結果、鉄筋の降伏強度が超過する場合にはせん断耐力比が小さくなる傾向にあるが、せん断耐力に余裕がある場合には特に問題にならないという結論を得た。

キーワード：RC構造物、材料強度、耐震設計、曲げ耐力、せん断耐力

1. はじめに

現状の設計では材料強度のバラツキを考慮して各種の安全率を設定している。しかしながらこれらは材料強度の下限値を考慮してのものであり、上限値についてはほとんど規定がなされていないのが現状である。

材料強度、特に鉄筋の強度が設計で想定した値以上の場合、部材の耐力の増加に及ぼす影響はせん断耐力よりも曲げ耐力に対する方が大きい。そのため、せん断と曲げに対する安全率が同程度の場合には破壊モードが曲げからせん断に移行する可能性が考えられる。このことはせん断に対する安全度が比較的小さい我国の諸基準に関しては重要な問題となり得る。

したがって、本検討においては材料強度の超過が部材の曲げ耐力及びせん断耐力に及ぼす影響を算定し、その結果部材の破壊モードに与える影響を考察した。

なお、せん断耐力は繰返し载荷により徐々に低下し、破壊モードが曲げからせん断へ移行する場合が多いことが従来より指摘されており、地震後に改訂された各種示方書においてもそのことが考慮されている。したがって、本報告のような検討においても本来であれば繰返し载荷による影響を考慮することが望ましいと言える。しかしながら、改訂前の基準で設計された部材については、曲げ耐力とせん断耐力の比が1に近いものが比較的多く、そのような場合には、破壊モードの変化に及ぼす材料強度の超過の影響が特に大きいと考えられる。したがって、本報告では、材料強度の超過に的を絞って以下の検討を進めることとした。

*1 株式会社オリエンタルコンサルタンツ東京事業本部総合技術部副主幹、工修（正会員）

*2 株式会社ピー・エス大阪支店技術部開発課課長（正会員）

*3 京都大学工学部土木工学科助手、工修（正会員）

*4 大阪工業大学工学部土木工学科助教授、工博（正会員）

2. 検討方針

2. 1 検討モデル

検討を行うモデルは以下の基準で選定した。

- ①一般的な構造物であり設計・施工例が豊富である。
- ②耐震性の照査方法が基準化されている。

その結果、設計・施工例が豊富で復旧仕様（参考文献[1]）により耐震性の照査方法が基準化されている円形の単柱橋脚を検討モデルに選定した。

モデルは図-1に示すものであり、参考文献[2]の中で各国の基準によって試設計を行ったものの内、コンクリート標準示方書によるものを基本として、帯鉄筋の量による影響を見るために帯鉄筋比を0.2%~0.6%まで変化させた。

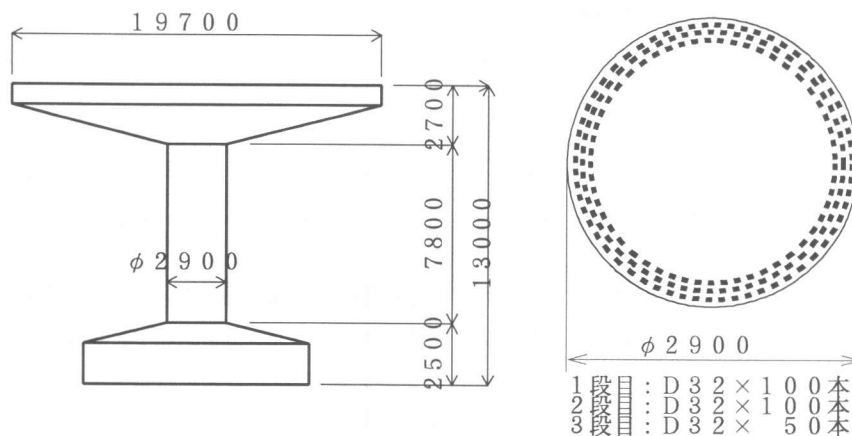


図-1 モデル橋脚

2. 2 検討要因

コンクリート構造物の諸元と材料強度に関して、設計上の仮定と実構造物における差を以下の方法で検討した。

- ①影響するパラメータ：鉄筋の降伏強度、コンクリートの圧縮強度、部材寸法
- ②対象構造物：円形単柱橋脚（主鉄筋比 3%, 帯鉄筋比 0.2%~0.6%）
- ③計算方法：復旧仕様による

表-1 検討要因

	鉄筋降伏強度 (kgf/cm ²)		コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)		有効高 (mm)	
	T d	T t	C d	C t	D	D d
設計値	3000	T d	270	C d	D	D d
検討値	3800	T t	270 × 1.2 = 325	C t	D+20	D t

検討値の決定は以下のとおり考えた。

(1) 鉄筋降伏強度

実際に流通している鉄筋SD295の降伏応力は、参考文献[3]では以下のとおり報告されている。

表-2 鉄筋の降伏応力度 (単位: kgf/cm²)

試料数	平均値 m	標準偏差 s	m ± 3 s
219	3459~3480	122~143	3051~3909

上記値より、本検討では鉄筋の降伏強度には m + 3 s を考えて3800kgf/cm²を用いた。

また、最も厳しい場合として主鉄筋は f_{sy} = 3800kgf/cm²、帯鉄筋は f_{sy} = 3000kgf/cm²の場合についても検討した。

(2) コンクリート圧縮強度

JISの認定のあるレディーミクストコンクリート工場では、コンクリート強度の管理のための変動係数は9%~10%が一般的である。

その場合、コンクリートの配合強度は設計基準強度に対して20%程度高い値とするため、本検討においては平均的に20%増しの強度が出ているとした。

(3) 有効高

鉄筋コンクリート橋脚の規格値は、「土木工事施工管理基準・建設省」では-20mmと小さくなることは制限されているものの大きくなる場合には特に制限が設けられていない。

規格値を満足するために実際にはやや大きめに作る事が多いため、本検討では設計値に対して+20mmと考えた。

(4) 検討要因の組み合わせ

表-1に示す3つの検討要因に対して、表-3に示す6ケースの組み合わせを考えて検討を行った。

表-3 要因の組み合わせ

Case-1	T d + C d + D d	設計用基本タイプ
Case-2	<u>T</u> t + C d + D d	鉄筋の降伏強度の影響 (主鉄筋、帯鉄筋に強度超過)
Case-3	<u>T</u> t + C d + D d	鉄筋の降伏強度の影響 (主鉄筋のみ強度超過)
Case-4	T d + <u>C</u> t + D d	コンクリートの圧縮強度の影響
Case-5	T d + C d + <u>D</u> t	有効高の影響
Case-6	<u>T</u> t + <u>C</u> t + <u>D</u> t	3要因の組み合わせ

注) 下線のある T t、C t、D t の部分が影響箇所

3. 検討結果

図-2にCase-1の帯鉄筋比と耐力の関係を、また図-3～5および表-4～6に各帯鉄筋比における検討結果を示す。

3.1 帯鉄筋比と柱耐力の関係

設計用基本タイプ(Case-1)に帯鉄筋比を0.2%～0.6%に変化させて計算した結果、図-2に示すとおり約0.4%でせん断耐力が曲げ耐力を上回るという結果を得た。

参考として「コンクリート標準示方書・平成3年版」「道路橋示方書・平成2年版」を用いて設計した場合の帯鉄筋比(それぞれ0.35%、0.57%)を図中に示す。

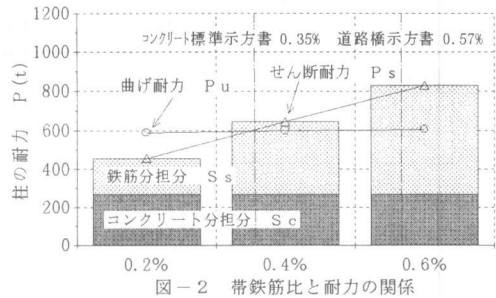


図-2 帯鉄筋比と耐力の関係

3.2 鉄筋の降伏強度の影響(Case-2, 3)

鉄筋の降伏強度が超過した場合(Case-2)には、終局耐力 P_u が大きくなると同時にせん断耐力 P_s も大きくなるが、耐力増は曲げの方が大きく、その結果せん断耐力比 P_s/P_u は5%程度小さくなる。

特に主鉄筋のみ降伏強度が超過している場合(Case-3)には、Case-2よりさらにせん断耐力比の低下が大きく、影響は20%近くにもなることが分る。

帯鉄筋比が大きい場合(0.6%)には、せん断耐力比に余裕があるため特に問題は生じないが、帯鉄筋比が小さい場合(0.4%以下)にはせん断耐力比が1以下となり破壊モードがせん断破壊先行型に移行する恐れがある。

十分な帯鉄筋比が確保できておらず、せん断耐力比に余裕のない場合には注意が必要である。

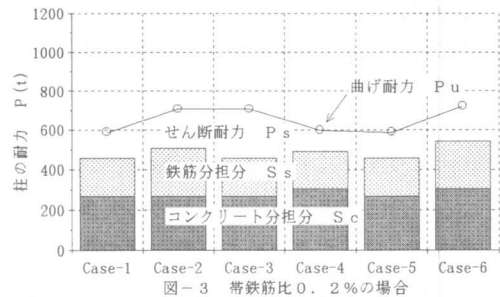


図-3 帯鉄筋比0.2%の場合

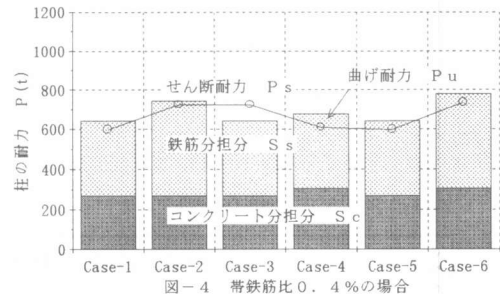


図-4 帯鉄筋比0.4%の場合

3.3 コンクリートの圧縮強度の影響(Case-4)

コンクリートの圧縮強度が超過した場合(Case-4)には、曲げ耐力の増加よりもせん断耐力の増加が顕著であるため、せん断耐力比は4%程度の増加となる。

そのためコンクリートの圧縮強度の増加は悪影響を与えないといえる。

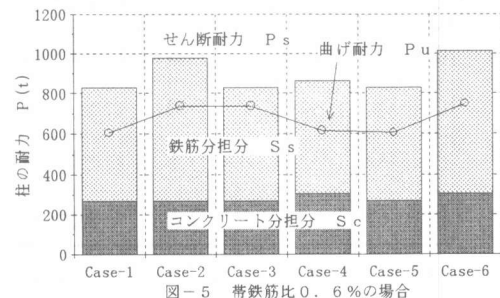


図-5 帯鉄筋比0.6%の場合

表-4 帯鉄筋比 0.2%

検討ケース		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case-6
コンクリート	ε_{cc}	2.76E-03	2.96E-03	2.96E-03	2.63E-03	2.76E-03	2.80E-03
	ε_{cu}	3.21E-03	3.54E-03	3.54E-03	3.00E-03	3.21E-03	3.27E-03
	f cc	293.7	300.0	300.0	348.7	293.7	355.0
	Edes	1.31E+05	1.03E+05	1.03E+05	1.90E+05	1.31E+05	1.50E+05
P- δ 曲線	M u	7,351	8,842	8,842	7,494	7,351	9,013
	P u	588.1	707.4	707.4	599.5	588.1	721.1
	P s	456.8	506.6	456.7	490.8	456.8	541.9
	S c	269.9	269.9	269.9	303.9	269.9	305.2
	S s	186.9	236.7	186.8	186.9	186.9	236.7
	P y	403.4	491.4	491.4	410.2	403.4	499.8
	δu	12.6	13.7	13.7	12.5	12.6	13.4
	δy	4.2	5.3	5.3	4.1	4.2	5.2
	μ	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
耐力比 P s / P u	0.78	0.72	0.65	0.82	0.78	0.75	

表-5 帯鉄筋比 0.4%

検討ケース		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case-6
コンクリート	ε_{cc}	3.52E-03	3.93E-03	3.93E-03	3.26E-03	3.52E-03	3.60E-03
	ε_{cu}	4.49E-03	5.20E-03	5.20E-03	4.05E-03	4.49E-03	4.63E-03
	f cc	317.3	330.0	330.0	372.3	317.3	385.0
	Edes	6.55E+04	5.17E+04	5.17E+04	9.50E+04	6.55E+04	7.50E+04
P- δ 曲線	M u	7,482	9,048	9,048	7,619	7,482	9,205
	P u	598.6	723.9	723.9	609.5	598.6	736.4
	P s	643.6	743.3	643.6	678.9	643.6	778.6
	S c	269.9	269.9	269.9	305.2	269.9	305.2
	S s	373.7	473.4	373.7	373.7	373.7	473.4
	P y	401.1	488.3	488.3	408.0	401.1	496.8
	δu	17.4	19.7	19.7	16.7	17.4	18.6
	δy	4.2	5.4	5.4	4.1	4.2	5.2
	μ	3.1	2.8	2.8	3.1	3.1	2.7
耐力比 P s / P u	1.08	1.03	0.89	1.11	1.08	1.06	

表-6 帯鉄筋比 0.6%

検討ケース		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case-6
コンクリート	ε_{cc}	4.27E-03	4.88E-03	4.88E-03	3.89E-03	4.27E-03	4.39E-03
	ε_{cu}	5.82E-03	6.95E-03	6.95E-03	5.13E-03	5.82E-03	6.04E-03
	f cc	340.7	359.5	359.5	395.7	340.7	414.5
	Edes	4.39E+04	3.47E+04	3.47E+04	6.36E+04	4.39E+04	5.02E+04
P- δ 曲線	M u	7,566	9,190	9,190	7,691	7,566	9,329
	P u	605.3	735.2	735.2	615.3	605.3	746.3
	P s	827.7	976.4	827.7	861.7	827.7	1011.7
	S c	269.9	269.9	269.9	303.9	269.9	305.2
	S s	557.8	706.5	557.8	557.8	557.8	706.5
	P y	399.5	486.4	486.4	406.4	399.5	494.7
	δu	22.9	26.4	26.4	21.5	22.9	24.4
	δy	4.2	5.4	5.4	4.1	4.2	5.3
	μ	3.9	3.6	3.6	3.8	3.9	3.4
耐力比 P s / P u	1.37	1.33	1.13	1.40	1.37	1.36	

注) 表-3~5の表中の記号は以下に示すもの以外は復旧仕様に準じる。

S c : コンクリート分担せん断耐力、S s : 鉄筋分担せん断耐力

3.4 有効高の影響 (Case-5)

部材寸法の超過、つまり有効高が大きくなることによる曲げ及びせん断耐力への影響はほとんどない。その結果、せん断耐力比に影響はない。

そのため本検討程度の有効高の増加（部材高さの0.7%程度）による影響については無視できるといえる。

3.5 3要因の組合せ (case-6)

実際の構造物では上記3要因が組み合わさった状態が多く存在すると考えられるが、せん断耐力比が2%程度低下する程度でほとんど影響のない範囲であるといえる。

4. おわりに

鉄筋の降伏強度、コンクリートの圧縮強度、有効高と3要因に着目して、強度超過の影響を検討した結果以下のことが分った。

- ・鉄筋の降伏強度が超過するとせん断耐力比が低下する。
- ・特に主鉄筋のみ超過するとせん断耐力比の低下が著しい。
- ・コンクリート強度が超過した場合にはせん断耐力比が高くなる。
- ・部材寸法の超過は影響がない。
- ・帯鉄筋比が0.6%程度ある場合には破壊モードには影響しない。

阪神・淡路大震災以後改訂された基準を用いて設計した場合には、靱性を高めることに主眼をおいた設計となっており、その結果せん断耐力に余裕があり多少せん断耐力の低下があっても問題がないといえる。

それに対して改訂前の基準を用いて設計された場合には、せん断耐力比が1程度とほとんど余裕がない場合がある。その場合には材料強度の超過によってせん断耐力比が低下し、その結果せん断破壊が先行する可能性もあるため注意が必要と思われる。

なお、本報告では対象とした橋脚モデルが1つであることから、その高さの影響（すなわちh/dの影響）が必ずしも明らかにされていない。したがって、今後はその影響について検討するとともに、繰返し载荷による影響についても別途検討が必要であると考えられる。

最後に、本検討は「土木学会関西支部 阪神大震災調査研究委員会コンクリート分科会」及び「JCI近畿支部 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会」のWG2の検討業務の一つとして行われたものであり、本検討を進めるに当り指導を賜った委員の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- [1]「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）
（平成7年6月 （社）日本道路協会）
- [2]「土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会・中間報告書」
（1995年12月25日 日本コンクリート工学協会近畿支部）
- [3]「鉄筋の機械的性質に関する調査報告」（GBRC 77 1995-1 塩川ら）