

高機能材料を用いた道路橋橋脚の耐震設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 14～平 18

担当チーム：耐震研究グループ（耐震）

研究担当者：運上茂樹、杉本健、西田秀明

【要旨】

構造合理化やコスト縮減等を目的として、高強度コンクリートや高機能鋼材の採用の検討が進みつつある。しかし、これらを用いた橋梁構造物の地震時の破壊特性や耐力、変形特性等に関する実験データは十分ではないことから、早急に耐震設計法の開発が必要とされる。本研究は、道路橋橋脚に対して、高強度コンクリート及び高強度鋼材を用いた鉄筋コンクリートや鋼製橋脚の破壊特性、耐力、変形性能を明らかにするとともに、これらの評価式を提案したものである。

キーワード：道路橋橋脚、高強度コンクリート、鋼製橋脚、高機能鋼材、変形性能、評価式

1. はじめに

道路橋示方書の性能照査型設計法への移行に伴い、構造合理化やコスト縮減等を目的に、従来一般に活用されてこなかった高強度コンクリートや高機能鋼材の採用の検討が進みつつある。しかし、これらを用いた橋梁構造物の地震時の破壊特性や耐力、変形特性は、実験データ等が十分ではないことから、一般的な耐震設計法として提案されるには至っていない。このような背景から、本研究では、都市内高架橋のような標準的な規模の道路橋橋脚に対して高強度コンクリート及び高強度鋼材を用いた鉄筋コンクリート(以下、RC)や鋼製橋脚の破壊特性、耐力、変形性能を明らかにするとともに、これに基づく耐力、変形性能の評価式を提案することを目的として検討を行ったものである。

2. 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能の評価に関する検討方法

2.1 検討対象とする材料強度等諸条件の設定

現行の道路橋示方書下部構造編¹⁾では、下部構造の使用材料強度の許容応力度として、コンクリート設計基準強度 30MPa、鉄筋 SD345(引張降伏強度 345MPa)までが規定されている。従って、これ以上の強度の材料を下部構造に用いるためには、別途検討を行い、要求性能を満足していることを検証する必要がある。このような検討を行い、道路橋示方書の許容応力度を上回る材料を道路橋橋脚に適用したのものとしては、七色高架橋²⁾³⁾や鷲見橋⁴⁾などの事例がある。これらの道路橋は、建設地点の地形的要因による基礎の規模の縮小化や、橋脚高が高いことによる自重の低減を図ることを

目的として高強度材料が用いられている。この他に高強度材料を用いる場合としては、高層建築物の柱部材などがあるが、一般に高軸力作用下で用いられることが多い。一方、都市内高架橋のような標準的な規模の道路橋橋脚は、軸応力度で 1～2MPa 程度と低い。高強度材料を用いて高軸力とすれば、前述の構造物のように、一層橋脚や基礎の規模縮小などが図れる可能性があるが、低軸力下でも鉄筋量の低減や変形性能の向上が見込めるのであれば高強度材料を用いる利点はあると考えられる。以上を踏まえ、本研究では、現行の標準的な道路橋橋脚と同程度の軸力作用下で、現行の道路橋示方書下部構造編で規定されている許容応力度の 2 倍程度の、コンクリート設計基準強度 60MPa、SD685(引張降伏強度 685MPa)までを検討対象として設定した。

2.2 正負交番載荷実験に基づく評価方法

高強度材料を用いた RC 橋脚の破壊特性や耐力変形性能を把握するために、RC 単柱の正負交番載荷実験を実施した。RC 単柱は柱基部から載荷点までの高さは 3,010mm であり、断面形状(正方形又は円形)、コンクリート及び鉄筋強度の組合せ、鉄筋量(軸方向、横拘束筋)、軸力をパラメータとして考慮した。実験ケースの一覧を表 - 1 に示す。ここで、比較として、過去に実施した標準的な材料強度を使用した実験の諸元も合わせて示している。高強度材料を対象とした実験では、標準的な材料強度である S-0 供試体の実験における載荷と同一になるように、基準変位 を 11mm として、この整数倍の変位で各 3 回の正負交番載荷を行った。なお、C-1 供試体のみ基準変位は 16mm と異なっている。

表 - 1 高強度 RC 橋脚実験供試体諸元

		単位(N/mm ²)												
試験体名		S-0	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	C-0	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	
断面形状		矩形600mm×600mm						円形 600mm						
構造諸元	コンクリート	設計強度	27	60	60	60	60	60	27	60	60	60	60	60
	軸方向鉄筋	強度	SD295	USD685	USD685	USD685	USD685	USD685	SD295	USD685	USD685	USD685	USD685	USD685
		配筋	D13*28本	D13*28本	D13*42本	D13*28本	D13*28本	D13*28本	D13*22本	D13*22本	D13*22本	D13*22本	D13*22本	D13*22本
		鉄筋比(%)	0.99	0.99	1.48	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
	横拘束筋	強度	SD295	SD295	SD295	USD685	USD685	USD685	SD295	USD685	SD295	USD685	SD295	USD685
		配筋	D6・ctc75	D6・ctc75	D6・ctc75	D6・ctc75	D6・ctc50	D6・ctc40	D6・ctc75	D6・ctc75	D6・ctc75	D6・ctc100	D6・ctc75	D6・ctc40
		中間帯鉄筋	無し	無し	無し	無し	有り	有り	無し	無し	無し	無し	無し	無し
		有効長	520	520	520	520	260	200	520	520	520	520	520	520
		体積比(%)	0.32	0.32	0.32	0.32	0.97	1.58	0.32	0.32	0.32	0.24	0.32	0.61
	実験時軸応力		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0	1.0

表 - 2 断面補正係数の比較

	道路橋示方書 耐震設計編		共同研究	
	矩形断面	円形断面	矩形断面	円形断面
	0.20	1.00	0.09	0.37
	0.40	1.00	0.06	0.57

以上の条件で計 10 体の正負交番載荷実験を行い、破壊特性や水平荷重 - 水平変位関係、履歴吸収エネルギーなどについて比較検討した。

2.3 地震時保有水平耐力法に基づく評価方法

道路橋示方書耐震設計編⁵⁾では、地震時保有水平耐力法に基づき曲げ破壊型 RC 橋脚の水平力 - 水平変位関係の評価方法が規定されている。この評価方法に基づいて、コンクリート設計基準強度 60MPa、SD685(引張鉄筋降伏強度 685MPa)まで適用できるようにするために必要な検討を行った。

最初に、基礎的な検討として、道路橋示方書の評価方法が高強度材料に対しても適用できるものと仮定し、正負交番載荷実験による水平力 - 水平変位と比較した。この結果を基本として、特に終局変位に着目して評価方法の検討を行った。

地震時保有水平耐力法に基づいて RC 橋脚の水平力 - 水平変位を算出する場合、拘束コンクリートや軸方向鉄筋の応力度 - ひずみ関係、終局ひずみや終局判定位置、塑性ヒンジ長などが評価精度に影響する。しかし、いずれの要因が評価精度に対して支配的かについては、標準的な強度の場合でも明確であるとはいえず、これらを明らかにするには更なる検証データが必要である。このことから、本研究では、比較的検討事例が多く、拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係に着目して見直しを行うこととした。

高強度材料まで適用できる拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係のモデルには、土木研究所耐震チームが実施した共同研究(以下、共同研究)⁶⁾や、建設省総合技術開発プロジェクト(以下、NewRC)⁷⁾、中澤ら⁸⁾、秋山ら⁹⁾などがあり、いずれも RC 柱の一軸圧縮試験を基に提案している。本研究では、このうち、共同研究及び NewRC のモデルを基本とした検討を行った。

共同研究では、一辺 500mm の正方形及び直径 500mm

の円形断面を有し、試験区間高さが 1,000mm で、コンクリート設計基準強度が 30MPa 又は 60MPa、横拘束筋に SD785(引張降伏強度 785MPa)を用いた RC 柱計 10 体に対する一軸圧縮試験を行った。この実験結果を基に、道路橋示方書耐震設計編の拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係を提案した際と同様の分析を行い、応力度 - ひずみ関係式を提案した。道路橋示方書の式と異なる点は、最大応力度 σ_c とその時のひずみ ϵ_{co} を算定する際の断面補正係数 K であり、その値は表 - 2 の通りである。

NewRC のモデルは式(1)のとおりであり、コンクリート設計基準強度 30 ~ 120MPa、横拘束筋に高強度鋼材を用いた場合も含めて適用可能である。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (1)$$

ここで、

$$\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa \rho_h \sigma_{hy}$$

$$\sigma_p = \mu_c \sigma_B = \begin{cases} 0.8_c \sigma_{cB} & \text{円形断面} \\ 1.0_c \sigma_{cB} & \text{正方形断面} \end{cases}$$

$$K = \begin{cases} k_c \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2 & k_c = 2.09 \quad \text{円形断面} \\ k_s \left(\frac{d''}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2d_c}\right) & k_s = 11.5 \quad \text{正方形断面} \end{cases}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}, \quad A = \frac{E_c \epsilon_{co}}{\sigma_{cB}}, \quad K = \frac{\sigma_{cB}}{\sigma_p}$$

$$\epsilon_{co} = \epsilon_o \begin{cases} 1 + 4.7(K-1) & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5) & K > 1.5 \end{cases}$$

表 - 3 実験における主要イベント発生状況

(1) 正方形断面

供試体名	S-0	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5
軸方向鉄筋降伏	1 -1	3 -1	4 -1	3 -1	3 -1	4 -1
最大荷重Pmaxの発生 (正負平均)	4 -1	6 -1	6 -2	6 -1	6 -1	7 -1
かぶりコンクリートの剥落 (軸方向鉄筋が確認出来た時)	10	9	11	9	10	11
最大変位時の荷重が 初めてPmaxの80%以下となる	11 -1	11 -1	12 -2	10 -3	11 -3	12 -2
終局変位と定義する 荷重ステップ	10	10	12	10	11	12
最終の荷重	12 -3	12 -1	13 -3	12 -3	12 -3	13 -1
実験終了時の 鉄筋破断状況等	軸方向鉄筋 2本破断 帯鉄筋 -	軸方向鉄筋 4本破断 1本フックはずれ	軸方向鉄筋 5本破断 -	軸方向鉄筋 2本破断 1本フックはずれ	軸方向鉄筋 13本破断 1本フックはずれ	軸方向鉄筋 12本破断 -

(2) 円形断面

供試体名	C-0	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
軸方向鉄筋降伏	1 -1	4 -1	4 -1	4 -1	4 -1	4 -1
最大荷重Pmaxの発生 (正負平均)	2 -1	6 -1	6 -1	6 -1	6 -1	7 -1
かぶりコンクリートの剥落 (軸方向鉄筋が確認出来た時)	7	11	10	11	11	11
最大変位時の荷重が 初めてPmaxの80%以下となる	8 -1	12 -2	11 -1	12 -1	11 -3	13 -2
終局変位と定義する 荷重ステップ	7	12	10	11	11	13
最終の荷重	10 -3	13 -1	12 -1	12 -3	12 -1	14 -1
実験終了時の 鉄筋破断状況等	軸方向鉄筋 10本破断 帯鉄筋 1本破断	軸方向鉄筋 8本破断 -	軸方向鉄筋 6本破断 -	軸方向鉄筋 9本破断 -	軸方向鉄筋 4本破断 -	軸方向鉄筋 7本破断 -

$$\varepsilon_o = 0.93(\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$E_c = 4.1k(\sigma_B/100)^{1/3} \times 10^4 \times (\gamma/24)^2$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{一般} \\ 1.2 & \text{高弾性(石炭岩)} \\ 0.9 & \text{低弾性(石英片岩、安山岩、軽量骨材)} \end{cases}$$

$$D = \alpha + \beta_c \sigma_B + \gamma \sqrt{(K-1)_c \sigma_B / 23}$$

$$\alpha = 1.50 \quad \beta = -1.71 \times 10^{-2}$$

$$\gamma = \begin{cases} 2.4 & \text{正方形鋼管} \\ 1.6 & \text{帯筋} \end{cases}$$

- σ_c : コンクリートの軸方向応力及びひずみ
- σ_B : コンクリートのシリンダー強度
- σ_p : プレーンコンクリートの強度
- σ_{cB} 、 σ_{co} : 拘束コンクリートの強度及び強度時のひずみ
- d'' : 横補強筋の公称直径(鋼管の場合、管厚)
- C, s : 横補強筋の有効横支持長さ(鋼管の場合、内幅)および間隔
- σ_{hy} 、 σ_h : 横補強筋の降伏点応力および体積比(ただし直線型補強筋の場合、 σ_{hy} 700MPa)

この式は、応力度 - ひずみ関係を応力の上昇域から下降域まで一つの連続関数で表している点が特徴である。

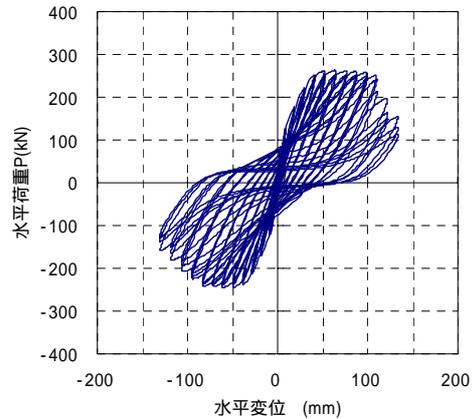


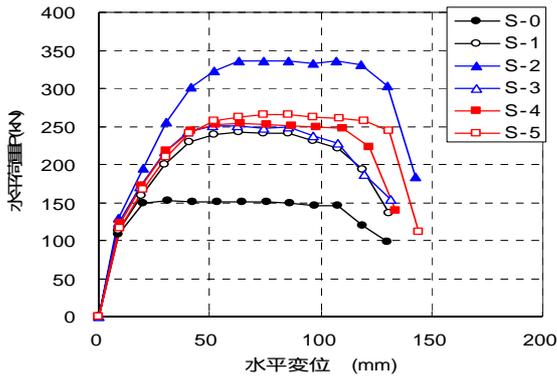
図 - 1 水平荷重 - 水平変位関係 (S - 3 供試体)

以上、2つの拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係をを用いた場合の水平力 - 水平変位関係を求め、実験結果と比較した。

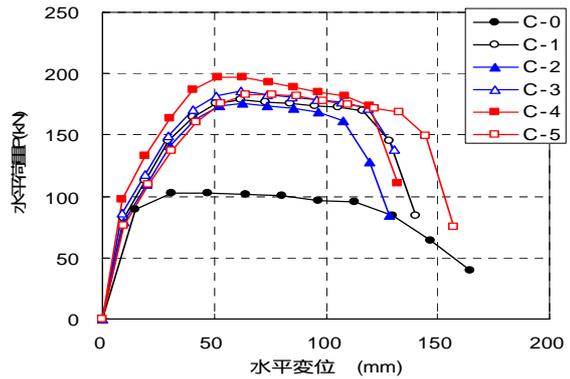
3. 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能の評価に関する検討結果

3.1 正負交番荷重実験の結果

各供試体の損傷状況の進展を表 - 3、水平荷重 - 水平変位関係として S-3 供試体の場合の例を図 - 1、さらに水平荷重 - 水平変位関係の包絡線(各荷重ステップ 1 波目の正側と負側の最大変位時の平均から算出)の

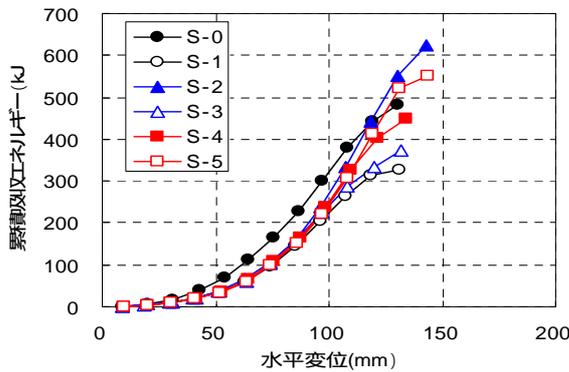


(1) 正方形断面

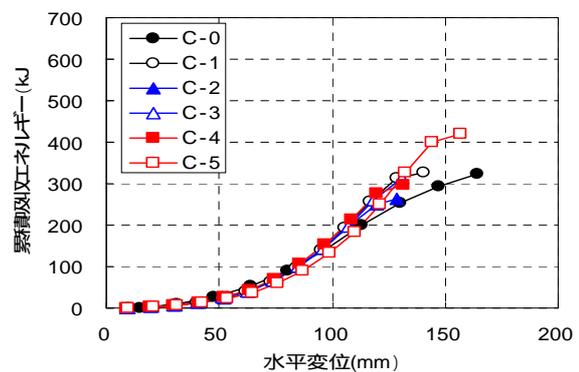


(2) 円形断面

図 - 2 正負交番載荷実験により得られた水平荷重 - 水平変位関係の包絡線の比較



(1) 正方形断面



(2) 円形断面

図 - 3 累積履歴吸収エネルギーの比較

比較を図 - 2 にそれぞれ示す。ここで、表 - 3 における終局変位は、 n (n は載荷ステップ) の 1 波目の荷重が最大荷重の 80% を下回る場合は $(n-1)$ 、 n の 2 波目以降の加振で最初に 80% を下回る場合は n として定義したものである。高強度材料を用いた実験では、いずれも曲げ破壊型の損傷形態となり、3~4 で軸方向鉄筋の降伏、6~7 で最大荷重となり、その後、9~11

で軸方向鉄筋が見える程度までかぶりコンクリートの剥落が生じ、11~13 で最大荷重の 80% 程度まで荷重が低下した。かぶりコンクリートの剥落までは最大荷重程度の荷重を保持しているが、それ以降は急激に荷重低下し、多くの軸方向鉄筋が破断するケースも多かった。この要因としては、軸方向鉄筋の伸び性能が標準的な強度の場合に比べて小さいことが考えられる。

変形特性に着目すると、帯鉄筋量が多い場合や、横拘束筋に高強度鉄筋を用いた円形断面の場合は、各イベントが発生する載荷ステップが大きくなっているがその差はあまり大きくない。しかし、正方形断面の場合は、横拘束筋に高強度材料を用いても標準的な強度の場合とほぼ同じであり変形性能の向上は見られなかった。これらの結果から、本研究で対象としている

材料強度や軸力等の条件の範囲では、横拘束筋に高強度鉄筋を用いても変形性能の向上はほとんど期待できないといえる。

累積履歴吸収エネルギーの比較を図 - 3 に示す。いずれも終局変位付近までほぼ同様となっている。標準的な強度の場合 (S-0 及び C-0) と比べると、正方形断面の場合は、高強度材料を用いた場合の累積履歴吸収エネルギーが若干小さくなっているが、円形の場合はほぼ同様である。しかし、等価減衰及び等価剛性で評価すると、高強度材料を用いた場合は標準的な強度の場合より水平荷重が大きくなっていることから、等価減衰は小さく、逆に等価剛性は大きくなる結果となった。

3.2 地震時保有水平耐力法に基づく鉄筋コンクリート橋脚の評価方法の検討結果

高強度材料に対する道路橋示方書の評価法の適用性について前述の実験による水平力 - 水平変位と比較した結果を表 - 4 に示す。なお、後述の異なる拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係を用いた場合 (提案式を含む) の比較を合わせて示している。実験において最大荷重付近から荷重低下が顕著になるまでの水平力

表 - 4 拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係の評価に用いる断面補正係数と下降勾配の上限値

(1) 正方形断面

供試体	モデル	最大荷重(kN)	終局変位(mm)
S-0	実験	152	108
	道示	137 (0.90)	55 (0.50)
	NewRC	137 (1.00)	82 (0.76)
S-1	実験	242	108
	道示	233 (0.96)	51 (0.48)
	共同研究	231 (0.96)	48 (0.44)
	NewRC	238 (0.98)	86 (0.80)
S-2	実験	336	130
	道示	319 (0.95)	46 (0.35)
	共同研究	317 (0.94)	43 (0.33)
	NewRC	327 (0.97)	72 (0.55)
S-3	実験	251	108
	道示	247 (0.98)	67 (0.62)
	共同研究	245 (0.98)	57 (0.53)
	NewRC	249 (0.99)	90 (0.84)
S-4	実験	254	122
	道示	251 (0.99)	122 (1.00)
	共同研究	250 (0.98)	95 (0.78)
	NewRC	250 (0.98)	112 (0.92)
S-5	実験	265	131
	道示	254 (0.96)	176 (1.35)
	共同研究	253 (0.96)	127 (0.97)
	NewRC	254 (0.96)	140 (1.07)

(2) 円形断面

供試体	モデル	最大荷重(kN)	終局変位(mm)
C-0	実験	103	113
	道示	99 (0.96)	54 (0.48)
	NewRC	97 (0.94)	97 (0.85)
C-1	実験	179	128
	道示	178 (1.00)	68 (0.53)
	共同研究	175 (0.98)	58 (0.45)
	NewRC	176 (0.98)	114 (0.89)
C-2	実験	176	108
	道示	174 (0.99)	51 (0.47)
	共同研究	172 (0.98)	47 (0.44)
	NewRC	175 (1.00)	87 (0.80)
C-3	実験	186	118
	道示	181 (0.97)	59 (0.50)
	共同研究	178 (0.96)	52 (0.44)
	NewRC	180 (0.97)	98 (0.82)
C-4	実験	197	120
	道示	196 (1.00)	47 (0.39)
	共同研究	194 (0.98)	43 (0.36)
	NewRC	198 (1.00)	78 (0.65)
C-5	実験	183	145
	道示	186 (1.02)	99 (0.68)
	共同研究	184 (1.00)	77 (0.53)
	NewRC	184 (1.01)	171 (1.18)

1 道示：道路橋示方書耐震設計編

2 () は実験値に対する計算値の比

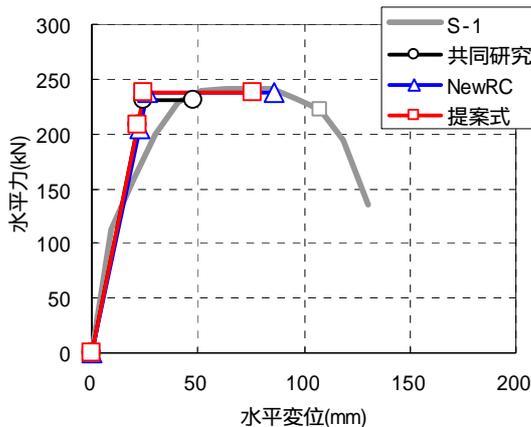


図 - 4 異なる拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係を用いた場合の水平力 - 水平変位の比較の比較例 (S - 1 供試体)

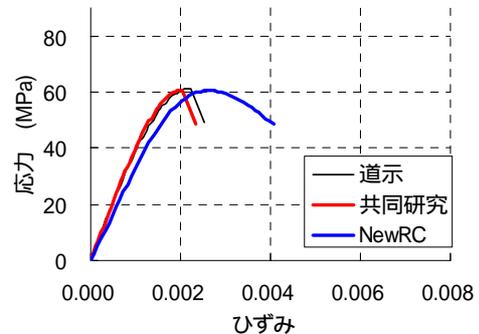


図 - 5 拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係 (S - 1 供試体)

は、いずれも実験と計算値はほぼ一致している。しかし、終局変位は、正方形断面の場合、実験値より計算値の方が、横拘束筋量が多い場合は大きく、逆に少ない場合は小さく評価している。また、円形断面の場合はいずれの供試体に対しても実験値より計算値が小さく評価されている。円形断面の場合は、標準強度でも終局変位を小さめに評価することが指摘されており¹⁰⁾、C-0 供試体でもそれが見て取れる。以上の結果より、道路橋示方書の評価法を単純に高強度材料にまで適用

した場合、特に変形性能の評価が適切に行うことができない可能性があるといえる。

次に、拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係に共同研究及び NewRC の提案式を用い、地震時保有水平耐力法に基づいて RC 橋脚の水平力 - 水平変位を算出した場合の結果の例を図 - 4 に示す。ここで、終局時のひずみは、簡便化するために、道路橋示方書耐震設計編の拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係におけるタイプ II 地震動に対する場合と同様、最大応力時の

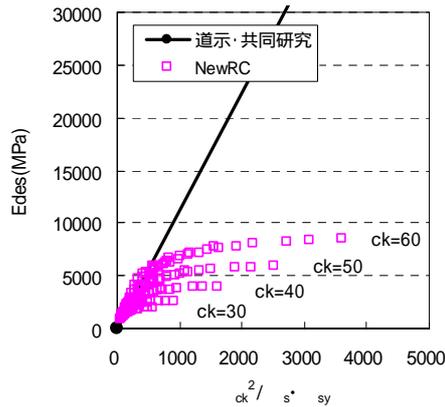


図 - 6 拘束コンクリートの下降勾配 E_{des} と $\frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}}$ の関係(正方形断面)

80%にまで応力が低下した時のひずみと仮定した。
 実験と各拘束コンクリートのモデルを用いて計算した最大荷重及び終局変位の比較を表 - 4 に示す。最大荷重についてはいずれも同程度である。終局変位は、ばらつきがあるが、実験値と比べて、全般的に、NewRC の式を用いた場合は比較的实验値に近く、共同研究の式を用いた場合はそれより小さく評価している。

この要因を分析するために、各拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係モデルの比較を行った例を図 - 5 に示す。最も特徴的な違いとしては、NewRC のモデルでは最大応力以降の下降域の勾配が他のモデルより総じて小さいことがある。このため、終局ひずみを最大応力時の 80%まで応力が低下した時のひずみと一律に定義した場合、下降勾配が小さいほど終局変位を大きめに評価することとなる。従って、終局変位の推定精度を向上させるためには、下降勾配を見直すことが有効と考えられる。

道路橋示方書や共同研究における下降勾配 E_{des} は、拘束コンクリートの一軸圧縮試験に基づき式(2)により求めている。

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (2)$$

ここで、

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(MPa)
- ρ_s : 横拘束筋体積比
- σ_{sy} : 横拘束筋の降伏点(MPa)

一方、NewRC モデルでは、このような直線の下降勾配は無いことから、最大応力時と、最大応力時の 80%まで低下した点を結んだものを下降勾配と定義した。

正方形断面の場合の下降勾配と $\frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}}$ の関係を図 - 6 に示す。ここで、NewRC モデルの場合は、コン

表 - 5 拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係の評価に用いる断面補正係数と下降勾配の上限值

(1) 断面補正係数

	道路橋示方書 耐震設計編		提案式	
	矩形断面	円形断面	矩形断面	円形断面
	0.20	1.00	0.10	0.40
	0.40	1.00	0.05	0.60

(2) 下降勾配の上限值

コンクリート設計 基準強度(MPa)	E_{des} の上限値 (MPa)
40	4000
50	6000
60	8000

クリート強度を 24 ~ 60MPa、横拘束筋強度を 295 ~ 685MPa、横拘束筋体積比を 0.34 ~ 1.8%とパラメトリックに変化させた場合の関係を示している。

正方形断面の場合は、 $\frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}}$ が 500 程度まででは、いずれも同程度の下降勾配となっているが、それ以上では NewRC モデルの下降勾配が他より小さくなっている。また、NewRC モデルの下降勾配の分布をみると、下降勾配にはコンクリートの材料強度に応じて上限値があるように見て取れる。円形断面の場合は、コンクリート強度による差は少ないが、下降勾配は NewRC モデルの場合が正方形と同様の小さい傾向がある。これらの結果から、 $\frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}}$ が大きくなる、つまりコンクリート強度が大きい場合や、横拘束筋体積比或いは横拘束筋の降伏強度が小さい場合については下降勾配に上限値を設けるのが適切であると考えられる。下降勾配の上限值は、一軸圧縮試験データに基づいて設定するのが適切と考えられるが、ここでは、NewRC モデルに対する下降勾配のパラメトリック解析をもとに定めた。下降勾配の上限值は、共同研究のモデルを用いて評価した場合に横拘束筋体積比が 1%の前後で終局変位評価の精度に差が生じたことも考慮し、コンクリートの設計基準強度が 60MPa の場合は 8,000MPa、50MPa の場合は 6,000MPa、40MPa の場合は 4,000MPa 程度としてそれぞれ設定した。

以上より、コンクリートの設計基準強度が 40MPa 以上 60MPa 以下の拘束コンクリートの応力度 - ひずみ関係は、現行の道路橋示方書耐震設計編の式のうち、断面補正係数及び下降勾配の上限值を表 - 5 とすることで評価できると考えられる。この応力度 - ひずみ関係を用いて水平力-水平変位関係を求めた結果を表 - 4 に示す。提案式を用いた場合の終局変位は、NewRC モ

デルを用いた場合より小さめの評価となっているが、横拘束筋量が多い場合でも実験における終局変位より小さめの評価をしており、実務設計への適用の観点からは適切な評価ができるものになっているといえる。

なお、横拘束筋量が多い実験では、実験の終局変位を過ぎると急激に損傷の進展と荷重低下が生じた。この要因としては、拘束が大きいほど損傷領域が局所化し、発生ひずみも大きくなること、高強度鉄筋は伸び性能に乏しいことがあげられる。このうち、後者については、NewRCにおいて行われたSD685鉄筋の引張圧縮繰返し試験(基準ひずみが2%である変位漸増1回繰返し载荷)でひずみが6%で破断しているが⁷⁾、この値は地震時保有水平耐力法の計算上の軸方向鉄筋に生じるひずみと近くなっている。このことから、実務設計上の配慮としては、終局変位の評価精度とは別に、急激な損傷の進展と荷重低下を防止する観点から、軸方向鉄筋ひずみや、横拘束筋体積比に上限を設けることが良いと考えられる。具体的にどの程度が望ましいかは十分に示すことはできないが、本研究の実験対象範囲から、横拘束筋体積比で1.5%程度、軸方向鉄筋ひずみで4~6%程度と考えられる。

4. 高強度鋼材を用いた鋼製橋脚の耐力・変形性能に関する検討

4.1 検討対象とする材料強度

近年の製鉄・製鋼技術の進展により、構造合理化や建設コスト縮減を目的として、降伏強度や引張強度のみならず、破壊靱性、溶接性、耐候性に優れた橋梁用高性能鋼材(BHS500, BHS700)が開発されており、それら鋼材をプレートガーダー橋の主桁に適用した場合、大きなコストメリットがあることが示されている¹¹⁾。これらの鋼材を道路橋橋脚に適用することにより、断面のコンパクト化・軽量化が図られ、コスト縮減につながる可能性があると考えられるが、道路橋示方書における鋼製橋脚の耐震設計に必要な地震時終局状態に関する規定は、現時点では非調質鋼(SS400, SM490, SM490Y)に限られており、道路橋橋脚に高張力鋼材を適用する場合は、鋼製橋脚の弾塑性挙動を適切に表現でき、実験結果との比較により解析手法や解析モデルの精度が確認された解析結果に基づいて許容変位等を設定する必要がある。

この様な背景から、本研究では高張力鋼材(SM570, HT780, HT950)を用いた鋼製橋脚の耐震設計法の開発を目的として、高張力鋼材を用いた矩形橋脚の載荷実験を実施し解析モデルの検証を行うとともに、検証さ

れた解析モデルを用いて高張力鋼材を用いた矩形および円形断面橋脚の変形性能や耐荷力性能に関する解析的検討を実施した。

4.2 高張力鋼材の応力 - ひずみ関係の設定

鋼製橋脚の耐震性能、特に終局状態の変形性能を評価するために数値解析による検討が行われているが、解析により鋼製橋脚の耐荷力や変形性能を評価する場合は、材料の応力 - ひずみ関係を適切に設定する必要がある。普通鋼材の鋼製橋脚の耐震性能に関する解析的検討では、1%のひずみ硬化を有するバイリニア応力 - ひずみ関係と移動硬化則を用いる場合が多い。しかし、高強度鋼材の場合には、ひずみ硬化の度合いを示す応力 - ひずみ曲線の二次勾配が普通鋼材と比較して小さくなり、1%のひずみ硬化を有する応力 - ひずみ関係を用いた解析では耐荷力及び終局変位等を大きめに評価する可能性がある。

このため、材質SM570を用いた鋼製橋脚の実験結果¹²⁾を対象に、弾塑性有限変位解析により高強度鋼材の応力 - ひずみ関係が解析結果に与える影響について検討を行い、高張力鋼材の解析において適用すべき応力 - ひずみ関係について検討を行った。弾塑性有限変位解析は、材料非線形性と幾何学的非線形性をともに考慮した複合非線形解析とし、橋脚天端に鉛直圧縮力(一定)を作用させた状態で漸増水平変位を与えた。解析モデルは、局部座屈を再現するため基部付近にはシェル要素を用い、それより上部にはTimoshenkoはり要素を用いた。

表-6に解析結果と実験結果の比較を示す。最大荷重は、ひずみ硬化の差による影響は小さく、何れの解析値も実験値とほぼ一致したが、最大荷重時の変位は、完全弾塑性型の応力 - ひずみ関係を用いた解析値が1割程度小さくなり、実験値は両者の中間に位置した。

なお、表-6中の実験による最大荷重時の変位は、弾塑性有限変位解析による初期剛性と実験初期剛性の違いを考慮して、実験で得られた降伏時の変位と解析で計算した降伏変位の差により補正している¹³⁾。一般的に高張力鋼材は、強度が上がるにつれて降伏比が高くなり、応力 - ひずみ曲線の2次勾配が小さくなるこ

表 - 6 解析結果と実験結果の比較 (SM570)

		最大荷重 Pu (kN)	最大荷重時の 変位 δ (mm)
実験		1068	65.65 (補正前: 73)
1%ひずみ 硬化	解析結果	1142	70.16
	実験との比	1.069	1.069
完全 弾塑性	解析結果	1115	61.41
	実験との比	1.044	0.935

とから、以下の弾塑性有限変位解析では完全弾塑性型の応力 - ひずみ関係を適用することとした。

4.3 荷重実験および再現解析

解析結果に基づいて許容変位等の鋼製橋脚の弾塑性挙動を表す諸数値を定める場合は、実験結果との比較により、適用する解析手法や解析モデルを検証する必要がある。ここでは、高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚について正負交番荷重実験を実施するとともに、再現解析を実施し解析手法や解析モデルの検証を行った。

実験供試体の諸元及び断面図をそれぞれ表 - 7、図 - 7 に示す。実験は、供試体を反力壁に固定し、降伏軸力の15% (=1,618kN、公称降伏値 685N/mm²より算出)程度の軸力を作用させた状態で供試体基部から1500mmの位置に水平荷重を正負交番荷重した。なお水平変位は、文献¹²⁾に示される手法と同様に、実験供試体基部の回転・水平移動の影響を取り除いた形で算出している。

表 - 7 実験供試体諸元

断面外形寸法	400 × 400 mm
縦り寸法	50 × 8 mm
ウェブ・フランジ厚	8 mm
ダイヤフラム間隔	250 mm
載荷点高さ	1500 mm
幅厚比パラメータR _F	0.302
幅厚比パラメータR _W	0.513
幅厚比パラメータR _{FB}	0.587

公称降伏値より算出

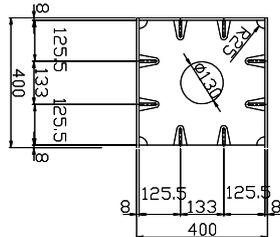


図 - 7 供試体断面図

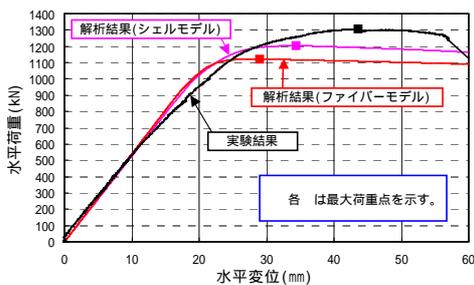


図 - 8 荷重 - 変位包絡線

表 - 8 最大荷重および最大変位

ファイバーモデル		
	最大荷重Pu(kN)	Pu時変位(mm)
実験結果	1304.7	40.9 (43.6)
解析結果	1120.9	29.0
解析/実験	0.86	0.71
シェルモデル		
	最大荷重Pu(kN)	Pu時変位(mm)
実験結果	1304.7	41.6 (43.6)
解析結果	1202.8	34.4
解析/実験	0.92	0.83

実験結果のPu時変位は、文献¹²⁾に示される手法により、実験と解析の初期剛性の違いを取り除いた形で補正している。()内は補正前変位。

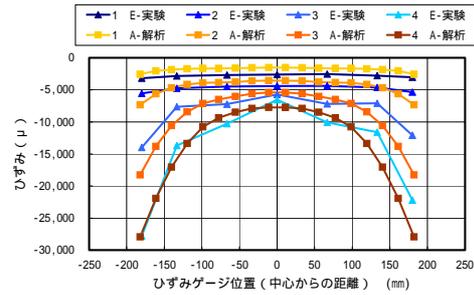


図 - 9 圧縮フランジ基部付近水平方向ひずみ分布図

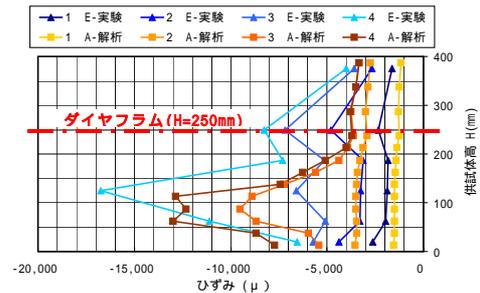


図 - 10 圧縮フランジ中央高さ方向ひずみ分布図

再現解析では、シェル要素モデル及びファイバー要素モデルを用いて弾塑性有限変位解析(繰返し及び単調荷重)を行った。なお、ファイバー要素モデルにはせん断変形を考慮できる Timoshenko 梁を用いている。解析は材料非線形性と幾何学的非線形性を共に考慮した複合非線形解析とし、前述 4.2 の検討結果を踏まえて、応力 - ひずみ関係は材料試験結果により設定した完全弾塑性型とした。

荷重 - 変位関係の包絡線を図 - 8、最大荷重、最大荷重時変位の比較を表 - 8 に示す。なお解析結果の包絡線は、これまでの解析的な検討により最大荷重までの範囲であれば繰返し荷重による局部座屈等の影響は小さいことが分かっており¹⁴⁾、単調荷重による結果としている。これより、ファイバーモデルによる解析が14%程度、シェルモデルによる解析結果が8%程度、実験結果の最大荷重を小さく評価することが分かった。また、シェルモデルによる解析結果がファイバーモデルによる解析結果を7%程度上回る結果となった。これは、ファイバーモデルが一軸応力(軸方向)に基づき降伏の判定を行っているのに対し、シェルモデルが二軸応力状態を考慮した von Mises の降伏条件に基づいた判定をしていることの差と考えられる。

図 - 9、図 - 10 にシェルモデルの解析結果である圧縮フランジ基部付近(基部より約20mmの位置、水平方向)及び圧縮フランジ中央(高さ方向)の軸ひずみ分布を示す。いずれの方向においても、シェルモデルに

よる解析により実験結果が概ね再現できるものと考えられる。

4.4 高張力鋼材を用いた鋼製橋脚の耐力・変形性能

高張力鋼材を用いた矩形及び円形断面橋脚の変形性能と耐力性能を把握することを目的として、シェル要素を用いた解析モデルによる弾塑性有限変位解析を実施し、座屈パラメータと耐力、終局変位および平均ひずみの関係について検討を行った。解析モデルは4.3の再現解析により検証された解析モデルを使用するが、初期不整（残留応力、初期たわみ）については考慮しない。

4.4.1 矩形断面

解析対象橋脚は、正負交番載荷試験供試体¹²⁾を参考に、弾性座屈を防ぐとともに十分なじん性を付与するために、以下の座屈パラメータを満足させることとした。

$$R_R=0.5 \text{ 程度、} R_{rib}<0.7、\quad l/l_{req}>1$$

橋脚の材質および断面形状は、設定した幅厚比パラメータ R_F 3種類(0.3, 0.4, 0.5)と材質3種類(SM570, HT780, HT950)を組み合わせた9ケースとした。表-9に橋脚断面の諸元、表-10に橋脚断面の座屈パラメータを示す。解析ケース数は、前述の9断面と軸力比(N/N_y)2種類(10%、20%)を組み合わせた18ケースとした。

耐力と幅厚比パラメータの関係を図-11、塑性率

と幅厚比パラメータの関係を図-12に示す。いずれも幅厚比パラメータの増加に伴い小さくなる傾向がある。軸力比が与える影響については、耐力では最大で8%程度と小さいが、塑性率では最大で22%程度と耐力と比較して大きくなった。

最大荷重時の橋脚基部付近圧縮フランジの高さ方向の平均ひずみ分布を図-13に示す。平均ひずみ ε_{a1} 、 ε_{a2} の定義は文献¹⁴⁾と同様である。平均ひずみ(ε_{a2})の分布は、高さ方向に滑らかに変化するのに対し、平均ひずみ(ε_a)の分布は、塔基部から1つ目のダイヤフラム間に集中し、強度が高い鋼材ほどひずみが局所化する傾向がみられた。最大ひずみが生じた箇所より上方のひずみは急速に低減し、材質による差は小さくなっている。また、軸力比による影響については、軸力比が大きいほど平均ひずみ(ε_a 、 ε_{a2})の値が大きくなった。

終局ひずみと幅厚比パラメータの関係を図-14に示す。普通鋼材の鋼製橋脚($N/N_y=10\% \sim 15\%$)の終局ひずみと幅厚比パラメータの関係については、1つの回帰式で与えられていた¹⁵⁾が、高強度鋼材の場合には軸力比10%と20%における終局ひずみに若干差が見受けられるため、それぞれに対して下記のとおり終局ひずみ評価式を提案した。任意の軸力比に対しては、軸力比10%と20%の終局ひずみの値を線形補間¹⁶⁾することとした。

表-9 矩形断面橋脚の諸元 (寸法単位: mm)

断面	材質	断面幅 B	板厚 t	補剛板の パネル数	補剛材 寸法	ダイヤフラ ム間隔 a	断面積 A(cm ²)	断面二次 モーメント I(cm ⁴)
$R_F=0.3$	SM570	900	11	5	80×13	500	557.56	681.922
	HT780	900	12	5	80×16	450	631.04	764.530
	HT950	900	13	5	85×19	450	719.64	859.163
$R_F=0.4$	SM570	900	11	5	75×11	550	523.16	648.755
	HT780	900	12	5	75×13	500	582.24	717.363
	HT950	900	13	5	75×14	450	629.24	773.437
$R_F=0.5$	SM570	900	11	5	65×10	550	495.16	622.489
	HT780	900	12	5	70×12	550	560.64	696.921
	HT950	900	13	5	70×13	500	606.84	752.385

表-10 矩形断面橋脚の座屈パラメータ

断面	材質	幅厚比 R_F	幅厚比 R_R	R_{rib}	細長比	剛比 l/l_i	剛比 l/l_{req}	降伏応力 σ_y (MPa)
$R_F=0.3$	SM570	0.324	0.481	0.551	0.336	2.246	4.187	624
	HT780	0.319	0.501	0.509	0.382	2.525	5.150	807
	HT950	0.316	0.510	0.502	0.426	2.659	5.789	980
$R_F=0.4$	SM570	0.409	0.481	0.611	0.334	1.392	2.594	624
	HT780	0.412	0.501	0.588	0.381	1.501	3.058	807
	HT950	0.409	0.510	0.602	0.420	1.58	3.467	980
$R_F=0.5$	SM570	0.511	0.481	0.582	0.331	0.881	1.645	624
	HT780	0.508	0.501	0.594	0.379	0.971	1.974	807
	HT950	0.509	0.510	0.605	0.418	1.005	2.194	980

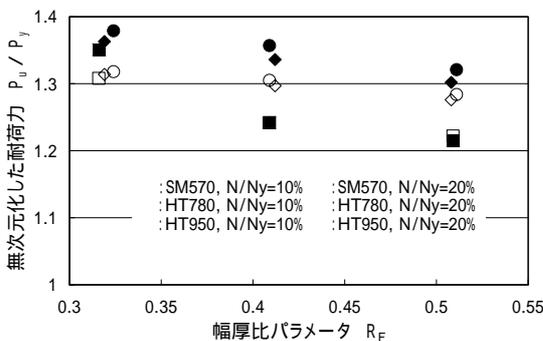


図-11 耐力と幅厚比パラメータの関係

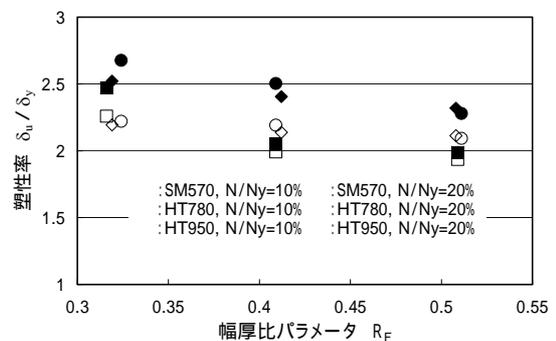


図-12 塑性率と幅厚比パラメータの関係

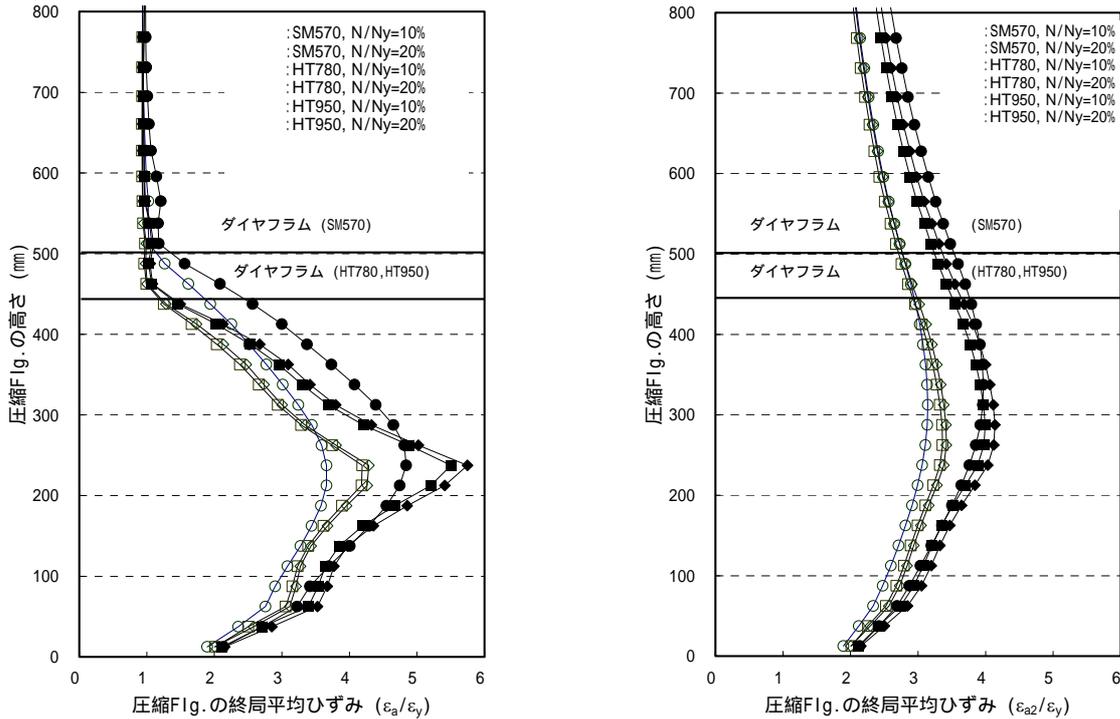


図 - 13 圧縮フランジの高さと終局平均ひずみ分布の関係 (RF =0.3)

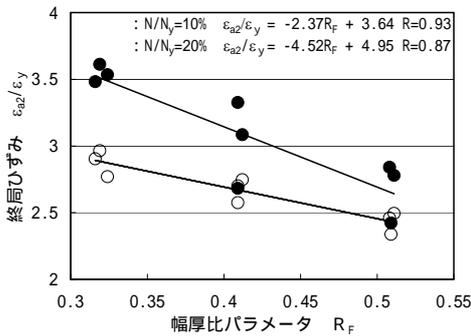


図 - 14 終局ひずみと幅厚比パラメータの関係

$$\frac{\varepsilon_{a2}}{\varepsilon_y} = 3.64 - 2.37R_f \quad \frac{N}{N_y} = 10\%$$

$$\frac{\varepsilon_{a2}}{\varepsilon_y} = 4.95 - 4.52R_f \quad \frac{N}{N_y} = 20\%$$

4.4.2 円形断面

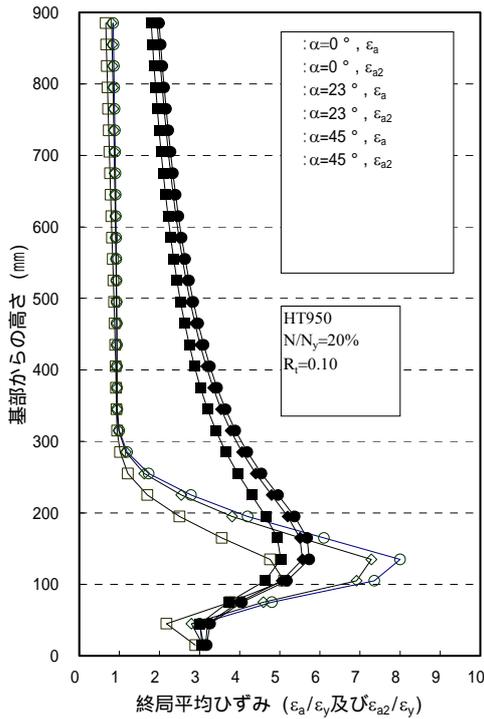
橋脚の材質および断面形状は、正負交番載荷試験供試体¹²⁾を参考に、全体座屈の影響が試験供試体と同程度となるよう細長比パラメータ $0.2 < \lambda < 0.5$ 程度とするため、直径 $D=600\text{mm}$ 、橋脚高さ $h=2\text{m}$ とした。橋脚断面

の諸元は、径厚比パラメータ (R_t) 3 種類 (0.06, 0.08, 0.10) と材質 3 種類 (SM570, HT780, HT950) を組み合わせた 9 ケースを設定した。表 - 11 に橋脚断面の諸元及び座屈パラメータを示す。解析ケース数は、前述の 9 断面と軸力比 (N/N_y) 2 種類 (10%、20%) を組み合わせた 18 ケースとした。

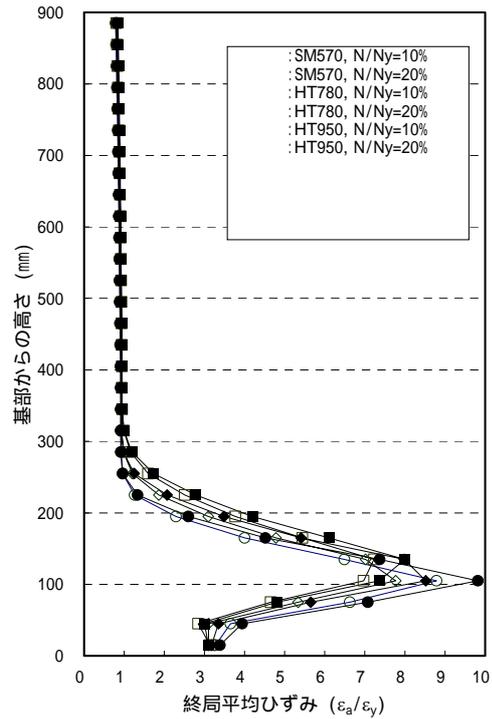
最大荷重時の橋脚基部付近の高さ方向の終局平均ひずみ分布を図 - 15 に示す。終局平均ひずみ ε_a 、 ε_{a2} の定義は文献¹⁷⁾と同様である。終局平均ひずみ ε_{a2} の分布は、高さ方向の変化が滑らかとなったのに対し、終局平均ひずみ ε_a の分布は、塔基部から高さ 300mm 間に集中し、それより上方のひずみは急速に低減してほぼ一定となる。円周方向領域の載荷方向に対する角度 () の違いによる影響は、 R_t が大きくなるに従い終局平均ひずみは小さくなる傾向にあるが、高さ 300 ~ 400mm 以上では R_t による差は小さくなっている。このため、終局平均ひずみを評価する損傷領域は $\theta = 0^\circ$ とする。なお、軸力比及び鋼材強度による影響は、軸力比が大きい 20% が 10% より、鋼材強度が小さい SM570 が HT950 より平均ひずみ (ε_a 、 ε_{a2}) が局所的に大きくなったが、全体的にそれらの影響は小さい。

表 - 11 円形断面橋脚の諸元及び座屈パラメータ

材質と断面		直径D (mm)	板厚t (mm)	断面積A (cm ²)	断面2次 モーメントI(cm ⁴)	断面2次 半径r(cm)	L/r		R/t	Rt
SM570	Rt=0.06	600	25	451.6	186,992	20.3	32.5	0.35	12	0.059
	Rt=0.08	600	19	346.8	146,489	20.6	32.1	0.346	15.8	0.079
	Rt=0.10	600	15	275.7	118,006	20.7	31.9	0.344	20	0.101
HT780	Rt=0.06	600	31	554.1	224,929	20.1	32.8	0.401	9.7	0.061
	Rt=0.08	600	24	434.3	180,423	20.4	32.4	0.397	12.5	0.08
	Rt=0.10	600	19	346.8	146,489	20.6	32.1	0.394	15.8	0.102
HT950	Rt=0.06	600	38	670.9	266,093	19.9	33.2	0.448	7.9	0.06
	Rt=0.08	600	29	520.2	212,562	20.2	32.7	0.441	10.3	0.08
	Rt=0.10	600	23	416.9	173,782	20.4	32.4	0.437	13	0.102



(αの違いによる影響)



(軸力比・鋼材強度の違いによる影響)

図 - 15 橋脚高さ最終平均ひずみ分布の関係

4.5 梁モデルとの比較

設計実務への適用とシェル要素による解析との比較のため、矩形断面橋脚および円形断面橋脚に対してファイバーモデルのはり要素を用いたプッシュオーバー解析を実施した。解析では、せん断変形を考慮できる Timoshenko はり要素で鋼製橋脚をモデル化し、シェル要素と同様に完全弾塑性型の応力 - ひずみ関係を用いた。載荷方法は、橋脚天端に一定の圧縮力を作用させ、水平変位を漸増させた。この際、幾何学的非線形の影響 (P-δ効果) も考慮した。なお、最終平均ひずみを評価する損傷領域長 L については、鄭らの提案式 $L = \min\{0.7B, a\}$ (B: 断面幅、a: ダイヤフラム間隔)¹⁸⁾を用いている。

矩形断面橋脚について、シェル要素とはり要素の終

局ひずみ分布を比較した結果を図 - 16 に示す。平均ひずみ $\epsilon_b, \epsilon_{ba}$ の定義は文献¹⁴⁾と同様である。両者は、橋脚基部付近では差違が大きいがある範囲を超えると局所ひずみ ϵ_a, ϵ_b や、平均ひずみ $\epsilon_{a2}, \epsilon_{ba}$ はよく一致していた。橋脚基部付近の両者の違いは、局部座屈の影響の考慮の有無によるものと考えられる。図 - 17 に終局変位におけるシェル要素とはり要素を用いた解析の耐荷力の比較を示す。はり要素を用いた解析の耐荷力は、シェル要素を用いた解析で得られた最大荷重時の水平変位を終局変位として算出した。橋脚 1 基 (HT950, $R_t=0.4, N/N_y=20\%$) を除けば、全ての橋脚においてその差が 5% 以内となり、最大荷重に達するまでの領域では局部座屈の影響は小さいと考えられる。

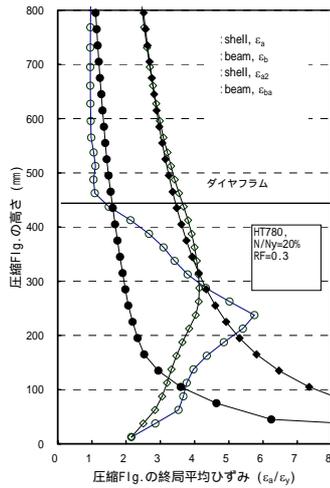


図 - 16 シェル要素とはり要素の終局ひずみの比較 (矩形断面)

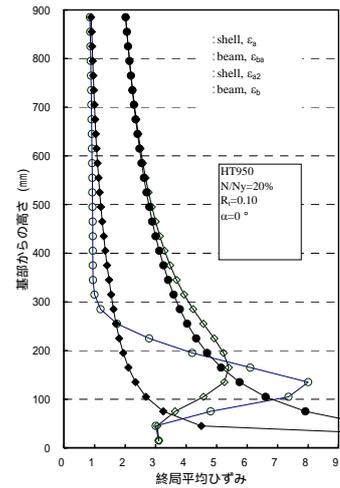


図 - 18 シェル要素とはり要素の終局ひずみの比 (円形断面)

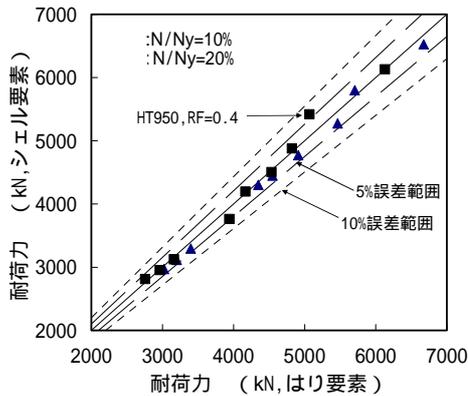


図 - 17 シェル要素とはり要素を用いた解析の耐力力の比較 (矩形断面)

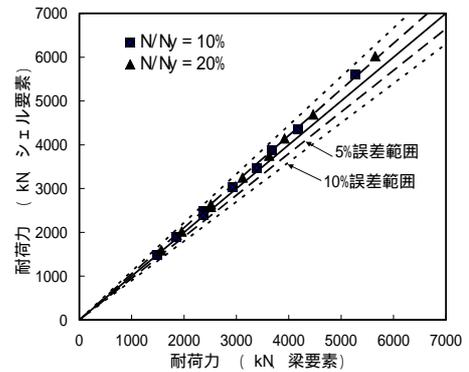


図 - 19 シェル要素とはり要素を用いた解析の耐力力の比較 (円形断面)

円形断面橋脚について、シェル要素とはり要素の終局ひずみ分布を比較した結果を図 - 18 に示す。平均ひずみ $\varepsilon_b, \varepsilon_{ba}$ の定義は文献¹⁷⁾と同様である。矩形断面における結果と同様、両者は橋脚基部付近では差が大きい、ある範囲を超えると局所ひずみ同士 ($\varepsilon_a, \varepsilon_b$) や、平均ひずみ同士 ($\varepsilon_{a2}, \varepsilon_{ba}$) はよく一致している。図 - 19 に終局変位におけるシェル要素とはり要素による解析の耐力力の比較を示す。全ての橋脚において両者の差がほぼ 5%以内となったことから、最大荷重に達するまでの領域では矩形断面と同様に局部座屈の影響は小さいと考えられる。

4.6 普通鋼材を用いた鋼製橋脚との比較

矩形断面橋脚の終局ひずみと幅厚比パラメータの関係について普通鋼材と高張力鋼材とを比較した結果を図 - 20 に示す。高強度鋼材の鋼製橋脚の終局ひずみ

は幅厚比パラメータが小さくなるに従い大きくなるが、普通鋼材の鋼製橋脚ほど大きくなっておらず、幅厚比パラメータを小さくしても高強度鋼材の場合には普通鋼材ほどの変形性能の向上が期待できないという結果となった。矩形断面橋脚の耐力力と幅厚比パラメータの関係及び塑性率と幅厚比パラメータの関係について普通鋼材と高張力鋼材とを比較した結果を図 - 21、図 - 22 に示す。幅厚比パラメータが大きくなるに従い両鋼材とも耐力力が小さくなっているが、鋼材強度による差異は小さい。一方、塑性率は、終局ひずみと同様に、幅厚比パラメータを小さくすれば普通鋼材の場合には鋼製橋脚の塑性率が大きく上昇するが、高強度鋼材の場合には塑性率の上昇があまり期待できない。

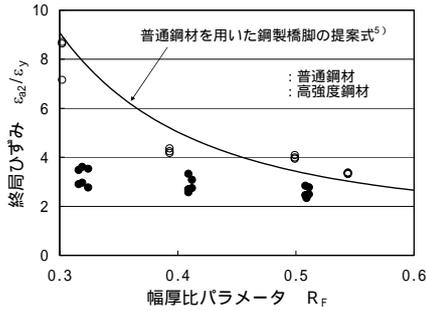


図 - 20 終局ひずみ - 幅厚比パラメータ関係の比較

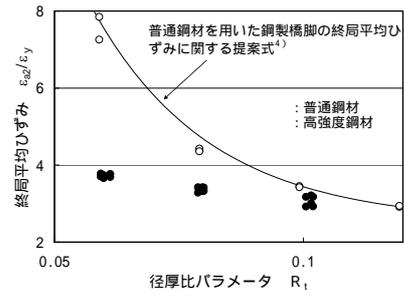


図 - 23 終局平均ひずみ - 径厚比パラメータ関係の比較

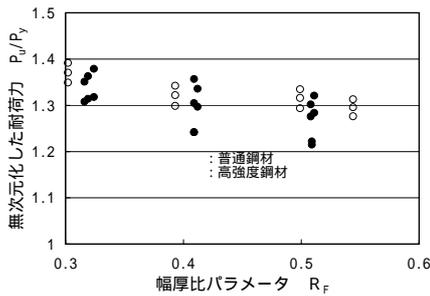


図 - 21 耐力 - 幅厚比パラメータ関係の比較

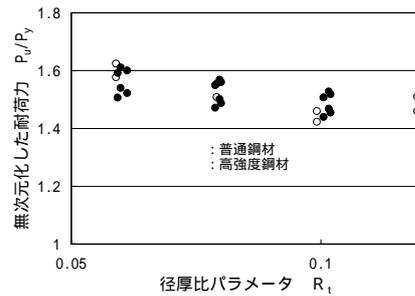


図 - 24 耐力 - 径厚比パラメータ関係の比較

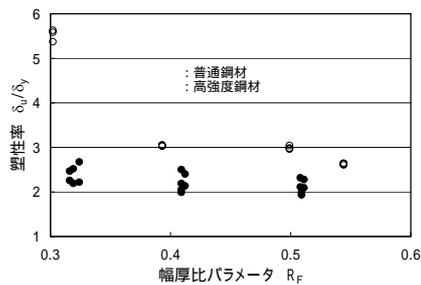


図 - 22 塑性率 - 幅厚比パラメータ関係の比較

円形断面橋脚の終局ひずみと幅厚比パラメータの関係について普通鋼材と高張力鋼材とを比較した結果を図 - 23 に示す。高強度鋼材を用いた鋼製橋脚の終局平均ひずみは径厚比パラメータが小さくなるに従い大きくなるが、普通鋼材の鋼製橋脚ほどではないことがわかった。円形断面橋脚の耐力と径厚比パラメータ R_t の関係について普通鋼材と高張力鋼材とを比較した結果を図 - 24 に示す。径厚比パラメータが大きくなるに従い両鋼材とも耐力が小さくなっているが、鋼材強度による影響は小さい。円形断面橋脚においても矩形断面橋脚と同様に鋼材強度の違いが円形断面鋼製橋脚の耐力に及ぼす影響は小さいが、変形性能を表す終局ひずみに与える影響は径厚比パラメータが小さい領域で大きいことが明らかとなった。

5. まとめ

標準的な規模の道路橋橋脚に対して高強度コンクリート及び高強度鋼材を用いた鉄筋コンクリートや、鋼製橋脚の破壊特性、耐力、変形性能を明らかにするとともに、評価方法を検討した。

本研究により得られた成果をまとめると以下の通りである。

- 1) 標準的な道路橋橋脚における軸力作用状態を想定した高強度材料を用いた RC 単柱の正負交番載荷実験を実施した。この結果、変形性能は横拘束筋量を増やした場合や、円形断面で横拘束筋に高強度鋼材を用いると標準的な材料強度の場合に比べて向上するが、その程度はわずかである。また、正方形断面の場合は横拘束筋に高強度鋼材を用いてもほとんど変形性能は向上しない。
- 2) 道路橋示方書耐震設計編に規定されているコンクリートの応力度 - ひずみ関係の断面補正係数 α を変更するとともに下降勾配 E_{des} に上限値を設けることで、高強度材料を用いた RC 橋脚の耐力・変形性能を地震時保有水平耐力法に基づいて評価できる方法を提案した。
- 3) 高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚について正負交番載荷実験を実施するとともに再現解析を実施し、解析手法や解析モデルの検証を行った。そ

の結果、シェルモデルの解析により圧縮フランジ基部付近（水平方向）及び圧縮フランジ中央（高さ方向）の軸ひずみ分布について実験結果を概ね再現することができた。

- 4) 高張力鋼材を用いた矩形及び円形断面橋脚についてシェル要素及びファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析を実施した。矩形及び円形断面橋脚について座屈パラメータと耐荷力、塑性率、終局ひずみの関係を明らかにするとともに、矩形橋脚について終局ひずみ評価式を提案した。また、シェル要素とはり要素による解析結果の差はほぼ5%以内であり、最大荷重に達するまでの領域では局部座屈の影響は小さいと考えられる。

なお、本研究では具体的な検討を行っていないが、今後実用化に際しては高強度コンクリートを現場打ちする場合、発熱により生じる温度応力によるひびわれや、自己収縮、充填不良などの影響等の施工管理についても標準的な材料強度の場合以上に十分な配慮が必要とされる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 下部構造編」、2002.3
- 2) 仲谷邦博、木村祐司、上田喜史、山脇正史：「高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計(上)」、橋梁と基礎、99-11、pp.11-17、1999.11
- 3) 仲谷邦博、木村祐司、上田喜史、山脇正史：「高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計(下)」、橋梁と基礎、99-12、pp.41-49、1999.12
- 4) 水口和之、芦塚憲一郎：「高強度材料を用いたコンクリート高橋脚 - 東海北陸自動車道 鷲見橋 - 」、土木技術、53巻、9号、pp.46-53、1998.9
- 5) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」、2002.3
- 6) 独立行政法人土木研究所：「高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書(その2)」、2005.2
- 7) (財)国土開発技術センター：「建設省総合開発プロジェクト・鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」、平成4年度NewRC研究開発概要報告書、1993.3
- 8) 中澤宣貴、川島一彦、渡邊学歩、堺淳一：「円形断面高強度コンクリートの横拘束モデルの開発」、土木学会論文集、No.787/I-71、pp.117-136、2005.4
- 9) 秋山充良、渡邊正俊、阿部諭史、崔松涛、前田直己、鈴木基行：「一軸圧縮を受ける高強度RC柱の破壊性状および力学的特性に関する研究」、土木学会論文集E、Vol.62、No.3、pp.477-496、2006.8
- 10) 堺淳一、運上茂樹：「円形断面コンクリート橋脚の変形性能評価法の高度化」、土木技術資料、Vol.48、No.8、pp.54-59、2006.8
- 11) 三木千壽、市川篤司、楠隆、川端文丸：「橋梁用高性能鋼材(BHS500、BHS700)の提案」、土木学会論文集No.738、I-64、2003.7
- 12) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会：「道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書()～()」、1997.4
- 13) 深谷茂広、小野潔、沈赤、村越潤、西川和廣：「矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ-曲率関係の検討」、構造工学論文集、Vol.46A、pp1365～1376、2000.3
- 14) 遠藤和男、河藤千尋、運上茂樹：「高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の変形・耐荷力性能に関する解析的研究」、第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2004.1
- 15) 運上茂樹、林昌弘、河藤千尋：「鋼製橋脚の座屈パラメータと終局ひずみの関係式に関する一研究」、第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp323～328、2000.12
- 16) 遠藤和男、杉本健、運上茂樹：高張力鋼材の道路橋脚への適用性に関する検討、P239-242、第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム、2007.2
- 17) 遠藤和男、運上茂樹：「高強度鋼材を用いた円形断面鋼製橋脚の変形・耐荷力性能に関する解析的検討」、第1回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集、pp1～4、2004.5
- 18) 鄭沂、葛漢彬、宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形性能の統一の評価法、第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp25～32、2000.1

A RESEARCH ON SEISMIC DESIGN METHOD FOR BRIDGE PIER USING HIGH PERFORMANCE MATERIALS

The objective of this study is to propose the standard seismic design methods of bridge structure with high performance materials. Main results of this study are summarized as follows; 1) Total 10 RC pier specimens with high strength materials were tested. These results shows that ductility performance of RC pier specimens under low axial force condition has not been improved even if high strength materials (SD685, $\sigma_{ck}= 60\text{N/mm}^2$) have been used. 2) Strength and ductility performance evaluation method based on seismic ductility design method was proposed by improved current stress-strain relationship model for confined concrete, 3) Ultimate strength/strain of high-strength steel piers were studied with different buckling parameter, and it is concluded that deformation performance of high-strength steel piers is inferior to that of ordinary steel piers.

Key words : bridge pier, high strength concrete, high performance steel, ductility performance