

鉄骨コンクリート複合構造橋脚における鉄骨のサイズアップによるコスト低減効果の検証

前田建設工業（株） 正会員 ○昆 悠介
前田建設工業（株） 正会員 今西 秀公
前田建設工業（株） 正会員 米田 大樹

1. はじめに

少子高齢化による担い手不足および収税減の中で、省人化および工期短縮に寄与する急速施工法が社会から求められている。鉄筋コンクリート（RC 構造）橋脚の主鉄筋を突起付き H 形鋼に置き換え、プレキャスト埋設型枠を使用した「鉄骨コンクリート複合構造（SC 構造）橋脚工法（以下、本工法）」は、SC 構造による高い変形性能、耐久性、鉄筋・型枠工の省人化、プレキャスト化による工期短縮に寄与する工法である。本工法は、1995 年以降 78 件の施工実績がある。本工法は、突起付き H 形鋼およびプレキャスト埋設型枠を使用することから（図-1）、従来工法よりも高コストとなる。

平成 24 年改訂以降の道路橋示方書¹⁾（以下、道示）は、橋脚の主鉄筋径が大きくなるほど塑性ヒンジ長および終局変位も拡大する設計式となった。本工法においては、従来、突起付き H 形鋼のサイズが 100×100 までの実験のみであったため、200×200 を使用しても塑性ヒンジ長の算出に用いる設計上の上限鉄筋径を 100×100 に制限されていた。突起付き H 形鋼のサイズアップは、本工法の従来の鋼材量を削減した場合でも、耐震性能上要求される変形性能を確保できる可能性がある。

これまでに、突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証を目的として、縮小模型による橋脚の正負交番載荷実験を行っている²⁾。主鋼材として 175×175 を 4 本使用した場合と、100×100 を 10 本使用した場合を比較した。両試験体とも、道示¹⁾の設計式で塑性ヒンジ長の拡大を考慮した終局変位を上回る結果が得られている。終局変位の設計式については、2. (4) 節にて詳述する。

星隈ら³⁾は、RC 橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響を検討し、縮小模型と大型模型で、終局時における履歴吸収エネルギーは縮小模型の方が相対的に大きくなることを示している。これまで本工法は、実物大試験体の実験例がなく、終局時の破壊性状が縮小模型と同様であるか不明であった。本稿では、200×200 の突起付き H 形鋼を使用した実物大規模の橋脚模型を製作し、正負交番載荷実験を実施した結果について報告する。また、本実験結果と、これまでの正負交番載荷実験の結果より、塑性ヒンジ長を算出する際の軸方向鉄筋径 $\phi \leq 40\text{mm}$ の制限を、実験を行った $\phi \leq 200\text{mm}$ に拡大できることを示した。さらに、設計適用範囲を拡大することによるコスト低減効果の検証を行った。

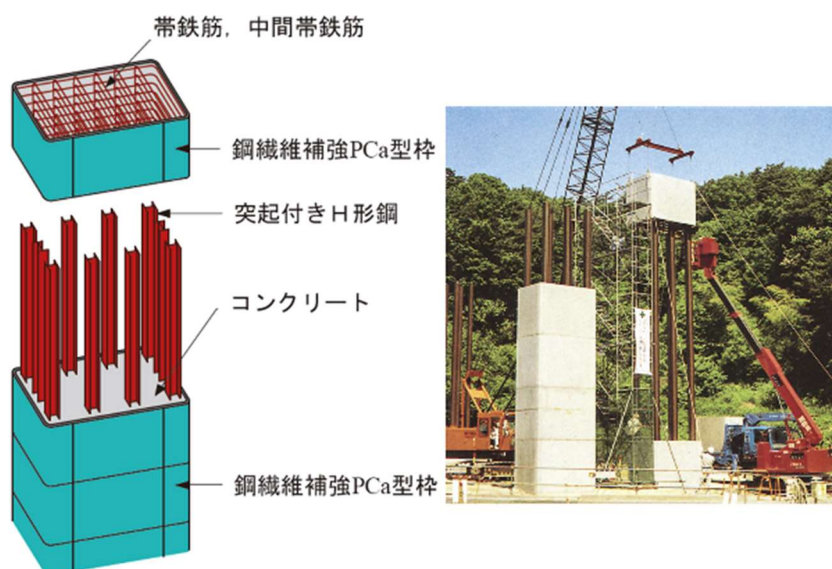


図-1 本研究の対象とする鉄骨コンクリート複合構造（SC 構造）橋脚工法の概要

2. 実験概要

(1)橋脚の実物大模型

実物大橋脚模型試験体 1 体の正負交番載荷実験を実施した。試験体概要を表－1 に、試験体図を図－2 に示す。突起付き H 形鋼は 200×200 を 6 本使用した。柱断面は幅 2.4m×奥行 2.4m の矩形中実である。プレキャスト埋設型枠は使用せず、SC 構造とした。主鋼材比は 1.03%，横拘束鉄筋（帯鉄筋）の体積比は 0.32%とした。載荷点高さは載荷ジャッキの性能により 7m とした。せん断支間比は 2.9 となる。

突起付き H 形鋼は、市販されている呼称寸法 200×200 の突起付き H 形鋼を使用した。突起の寸法および断面形状を図－3 に示す。ウェブ高さ-フランジ幅-ウェブ厚さ-非突起部フランジ厚さは H-212-208-12-18 である。フーチング高さは主鋼材の必要定着長⁵⁾から算出し、2.5m とした。

模型試験体に用いたコンクリート、鉄骨及び鉄筋の材料特性と材料強度は表－2～表－4 に示す通りである。

表－1 試験体概要

実験供試体名	構造形式	断面形状	断面寸法 (載荷位置 ^{*1})	PCa埋設型枠	主鋼材比 (%)	ρ_s^{*2} (%)
200×200	SC	矩形中実	幅 2.4m 奥行 2.4m (7.0m)	無	1.03	0.32

^{*1} 載荷位置の高さ ^{*2} 横拘束鉄筋の体積比

表－4 鉄骨および鉄筋強度

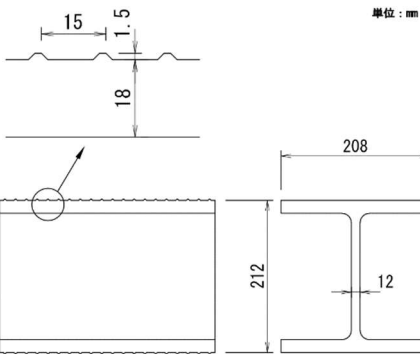
	規格	弾性係数 (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
突起付き H 形鋼	200×200	1.99×10 ⁵	401.4	518.3
帯鉄筋	D16	1.69×10 ⁵	396.5	575.9

表－2 コンクリートの配合

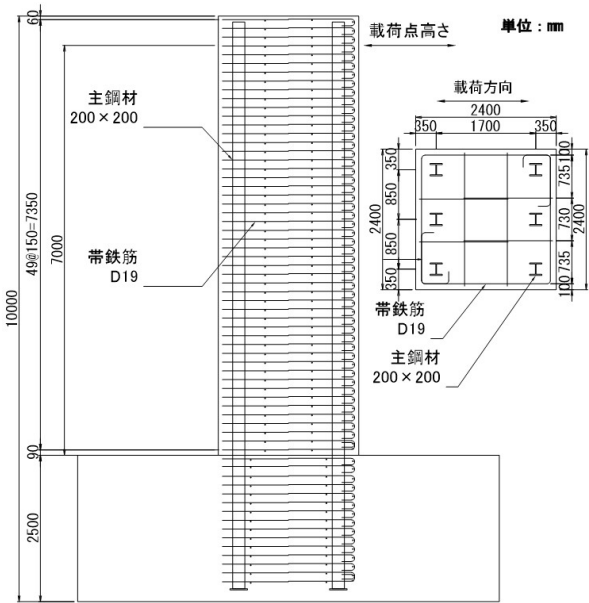
セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	W/C (%)	細骨材率 (%)
307	178	834	961	58.0	47.1

表－3 コンクリート強度

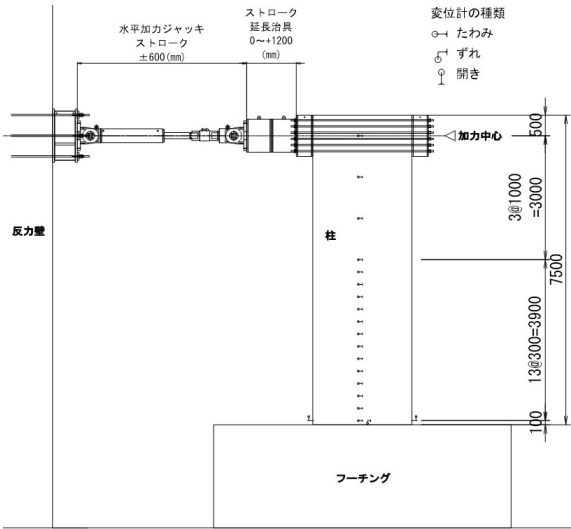
柱部 (N/mm ²)	フーチング (N/mm ²)
35.8	35.0



図－3 本実験で使⽤した突起付き H 形鋼



図－2 試験体図



図－4 載荷装置および変位計側面図

(2) 載荷方法

載荷装置および変位計側面図を図-4 に示す。載荷方法は、柱上部に取り付けた水平加力ジャッキ（最大荷重±2500kN、ストローク±600mm）を 2 台並列に設置して正負交番載荷を行った。終局まで載荷できるストロークを確保するため、着脱可能なストローク延長治具を水平ジャッキ先端に取り付けた。これにより、ジャッキとストローク延長治具分を合わせて±1200mm のストロークを確保している。なお、軸力は、載荷装置の都合上、導入が困難であったため、載荷していない。

載荷サイクルは、土木研究所ガイドライン⁴⁾に記載の内陸直下型地震による地震動に対する検証を対象とした載荷パターンとした。降伏耐力までは予備載荷として、実物大橋脚模型試験体に用いた材料の強度試験結果の値を用いて求めた橋脚の初降伏耐力以下の範囲内で、荷重制御により水平力を漸増させた。降伏以降は変位制御により、降伏変位の整数倍毎に正負交番に載荷した。降伏変位は、最外縁鋼材のひずみが降伏ひずみに達する時の載荷点水平変位とした。実験は、1 サイクル目の載荷で水平力が最大水平荷重の 80%以下に低下するまで載荷を行った。

(3) 計測方法

ひずみゲージは、主鋼材及び横拘束鉄筋の各所に貼付け、塑性化範囲を確認した。変位計は図-4 に示すように、載荷点以外に柱コンクリートの載荷方向に対して両側面に 300mm ピッチで設置した。柱基部にずれ及び伸び出し変位を計測するための変位計についても設置した。

(4) 道示における終局変位の計算式について

平成 29 年道示¹⁾では、塑性ヒンジ長 L_p は軸方向鉄筋径 ϕ' をパラメータとする関数で表現される。

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi'$$

$$\text{ただし, } L_p \leq 0.15h \quad (1)$$

ここに、

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

ϕ' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径 (mm)

h : 橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ

塑性ヒンジ長を求めるための鉄筋径は、実験で確認された範囲として 40mm に限定されている。しかし、SC 構造橋脚は、それ自身が剛性の大きい突起付き H 形鋼であり、さらなる「極太の軸方向鉄筋」に相当するものと考えられる。ここで、鋼材（軸方向鉄筋）の座屈はその断面二次モーメントに依存するので、突起付き H 形鋼を「断面二次モーメントが等価な断面を有する軸方向鉄筋」に置換して、道示¹⁾の考え方と同様に実験の範囲で上限が設けられている。このことは、これまでの、梁の曲げ試験や模型試験体の正負交番載荷実験結果より、SC 構造の鋼材降伏以降の挙動は、RC 構造として計算した値と一致することが確かめられている⁶⁾。

$$\phi' = \phi_{eq} \quad (2)$$

$$\pi \cdot \phi_{eq}^4 / 64 = I_{SH} \quad (3)$$

ここに、

ϕ' : 塑性ヒンジ長の算出に用いる軸方向鉄筋径 (mm)

ϕ_{eq} : 等価鉄筋径 (mm) (ただし $\phi_{eq} \leq 100$)

I_{SH} : 突起付き H 形鋼の断面二次モーメント (mm⁴)

式(1)～式(3)で算出した塑性ヒンジ長を用いて、実験供試体の限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する変位 δ_{ls3}

を計算し、これを実験値の終局変位（降伏を下回らない限界の変位と定義）と対比させた．なお，限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する変位 δ_{ls3} の計算は以下の方法によった¹⁾．終局変位は塑性ヒンジ長と比例関係にある．

$$\delta_{ls3} = k_3 \{ \delta_y + (\phi_{ls3} - \phi_y) L_p (h - L_p/2) \} \tag{4}$$

ここに、

k_3 ：補正係数 1.3

δ_{ls3} ：限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する変位(計算値)

δ_y ：降伏変位(実験値)

ϕ_{ls3} ：基部断面における限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する曲率(計算値)^{*}

h ：柱状体の基部から載荷中心までの距離

※最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが RC 橋脚の限界状態 2 又は限界状態 3 に相当する引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの曲率

本実験の柱断面について、材料試験の物性を用いて、道示¹⁾に基づき、降伏耐力、降伏変位及び終局変位を算出した結果を表－5 に示す．あわせて、上限鉄筋径の制限を設けず、H200 相当の等価鉄筋径 ϕ_{H200} を適用した場合の算出結果も示す．また、塑性ヒンジ長は橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ h の 0.15 倍が上限であるが、どちらの上限鉄筋径の場合もこの上限は考慮していない．

表－5 降伏耐力、降伏変位及び終局変位

	$\phi_{eq} = \phi_{H100} = 100\text{mm}$		$\phi_{eq} = \phi_{H200} = 153\text{mm}$	
塑性ヒンジ長(mm)	1189.0		1819.1	
	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)
降伏時	40.0	3700.1	40.0	3700.1
終局時	299.1	3700.1	411.5	3700.1

3. 実験結果

(1) 荷重－変位関係

図－5 に試験体の水平荷重と載荷点における水平変位の関係を示す．正側は、 $2\delta_y$ の 1 回目に最大荷重の 3700kN 程度に達した．この試験体における、道示¹⁾に基づく斜引張破壊に対するせん断力の制限値は 7409.1kN と、最大荷重の約 2 倍であり、曲げ破壊型であると言える． $2\delta_y$ の 2 回目以降は、3300～3500kN の間で荷重を維持し、 $16\delta_y$ 載荷時に数回の大きな音がして荷重が 1200kN 程度まで低下した．大きな音の原因は突起付き H 形鋼が破断したことによるものと考えられる．負側については、降伏から $12\delta_y$ まで荷重を維持し続けた． $14\delta_y$ 載荷時に大きな音とともに、荷重が 2900kN 程度まで低下した．水平変位が上限鉄筋径を H200 相当の太径鉄筋とした見なした場合の道示式の計算上の終局変位を超えても、降伏時の耐力の 80%以上を維持し続けた．また、履歴曲線は紡錘形となっており、塑性変形によるエネルギー吸収能力が発揮されていることが示されている．

図－6 に水平荷重と載荷点水平変位の包絡線を示す．実線は包絡線を、点線は道示式の計算値である．最大荷重は、実験値と計算値で概ね一致した．水平変位について、正側は実験値が計算値を上回り、負側は実験値と計算値は同程度となった．

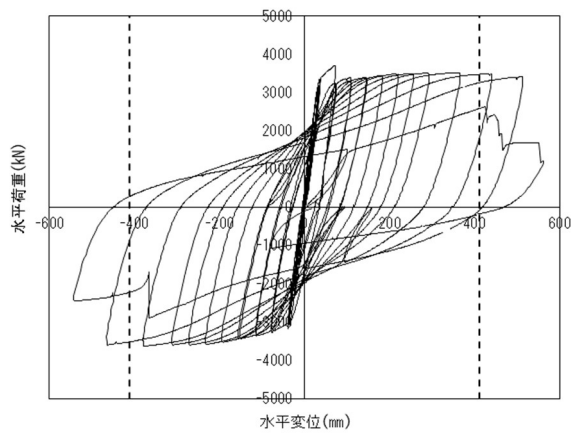


図-5 水平荷重－載荷点水平変位の履歴曲線

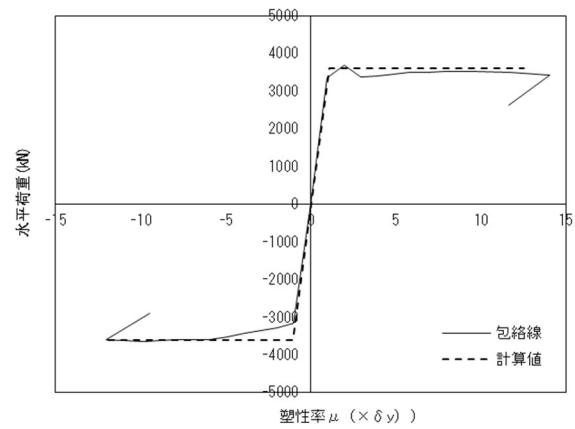


図-6 水平荷重－載荷点水平変位の包絡線

(2) ひび割れ性状

図-7 に柱正面のひび割れの進展状況を示す。1 δ_y 時に 1d 程度（d は柱断面の有効高さ）までの範囲を中心に水平ひび割れが発生した。また、柱高さ 3～5m の範囲にも微細な水平ひび割れが発生した。ひび割れ間隔は 200～400mm 程度であった。

図-8 に柱側面のひび割れの進展状況を示す。柱側面のコンクリートには、基部から 5m 程度まで斜めひび割れが進展した。4 δ_y 以降は柱正面及び柱側面ともに、ひび割れ範囲は拡大しているものの、1d 以下の範囲に集中してひび割れの発生及び進展が見られた。

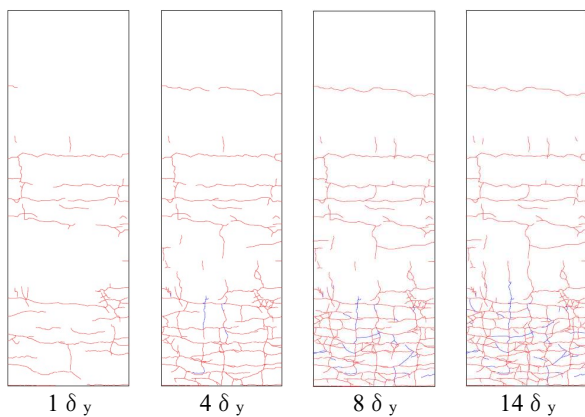


図-7 ひび割れ図（柱正面）

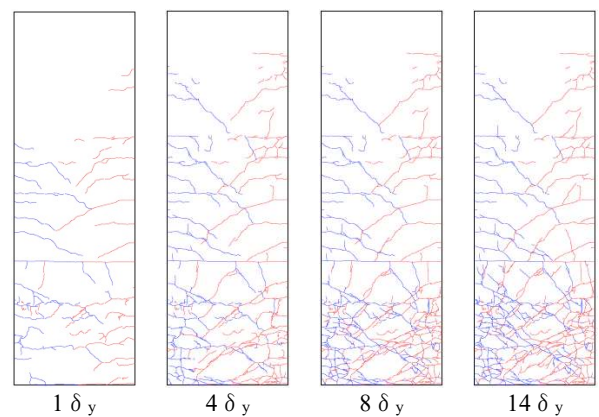


図-8 ひび割れ図（柱側面）

(3) 等価粘性減衰定数

図-9 に等価粘性減衰定数 h_{eq} とじん性率の関係を示す。ここで、 h_{eq} は図-10 に示すものを用いた。 ΔW は 1 サイクルの損失エネルギーを、 W は等価剛性による弾性ひずみエネルギーであり、図-10 に示すそれぞれの面積である等価粘性減衰定数は、構造物の履歴減衰（復元力－変位曲線の履歴により吸収されるエネルギー）を表す指標であり、地震エネルギーの吸収能力を示している。6 δ_y までは h_{eq} は徐々に増加し、6 δ_y から 14 δ_y までは横ばいとなり、16 δ_y 時には大きく低下した。

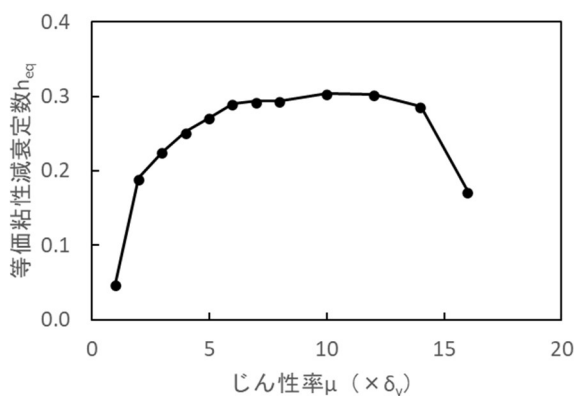


図-9 等価粘性減衰定数とじん性率の関係

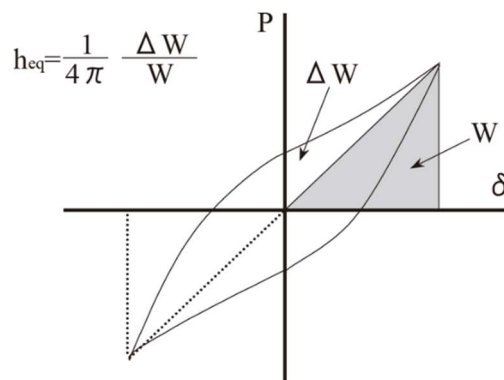


図-10 等価粘性減衰定数の定義

(4) 塑性ヒンジ長の評価

図-11 に 1, 4, 8, 14 δ_y の正側ピーク時の柱側面の各高さの水平変位を示す。1 δ_y ではほぼ弾性変形しており、4 δ_y では基部に 10mm~20mm 程度のずれや斜めのひび割れが確認された。8 δ_y では高さ 1m 以下の範囲で塑性変形がみられ、終局に至る直前の 14 δ_y では高さ 1.7m 以下は破壊の進行で変位計が外れて計測が不可能となった。表-5 において、道示りから算出される塑性ヒンジ長は上限鉄筋径を $\phi_{eq} = \phi_{H200}$ とした場合で 1819.1mm であり、本実験結果と概ね一致する結果と考えられる。

図-12 に 1, 4, 8, 14 δ_y の正側ピーク時の引張側主鋼材の各高さにおけるひずみを示す。1 δ_y で基部のひずみが降伏に達し、4, 8 δ_y と载荷が進むにつれて降伏ひずみを超える範囲が拡大した。14 δ_y では基部から 1.8m の高さで約 18000 μ のひずみが確認された。表-5 において、道示りの式(1)から算出される塑性ヒンジ長は上限鉄筋径を $\phi_{eq} = \phi_{H200}$ とした場合で 1819.1mm であり、主鋼材ひずみの計測結果からも、計算上の塑性化範囲と概ね一致すると考えられる。

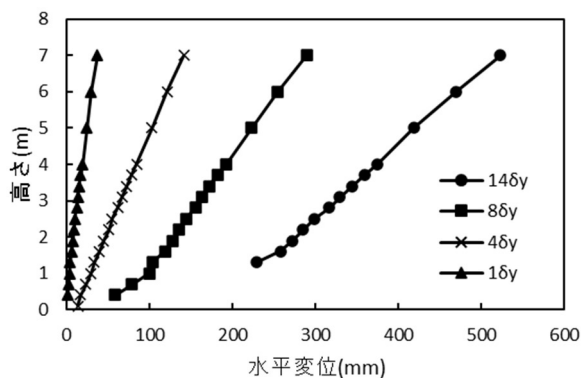


図-11 正側ピーク時の各高さの水平変位

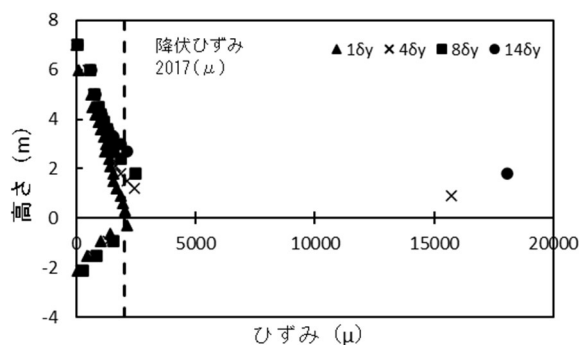


図-12 正側ピーク時の引張主鋼材の各高さのひずみ

4. SC 構造橋脚の設計適用性

表-6 に、これまでの実験結果⁶⁾に著者らの実験結果^{2),7)}を追加した一覧表を示す。図-13 に、変位 δ_{ls3} と実験の終局変位（降伏荷重を下回らない限界の変位と定義）を対比した分布を示す。変位 δ_{ls3} は、2 章で述べた手法で算出した塑性ヒンジ長およびストライプHの許容引張ひずみを用いて計算した、実験供試体の限界状態3に相当する変位である。

これによれば、等価鉄筋径 ϕ_{eq} を用いて限界状態3に相当する変位 δ_{ls3} を算出した場合、(実験値/計算値)はRC 構造橋脚の6 供試体については 0.98 以上かつ 2.22 以下、SC 構造橋脚の15 供試体については 0.90 以上かつ 1.93 以下となる。平均値はRC 構造橋脚の場合 1.32、SC 構造橋脚の場合 1.34 とほぼ等しく、いずれの平

均値も特性値による δ_{ls3} に対して 1.00 以上の比となる。個々のケースでみた場合、1.00 を下回っているケースがあるが、部分係数を考慮した制限値 δ_{ls3d} は、部分係数を乗じることから特性値に対して 0.65 倍となり、RC 構造橋脚および SC 構造橋脚の全ケースで 0.65 を超える。変動係数は RC 構造で 32.3%、SC 構造で 25.3% と、SC 構造が RC 構造より変動係数が小さい。

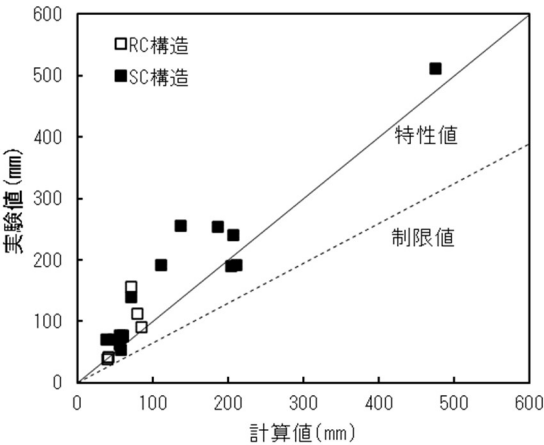
このことから、SC 構造橋脚に対して等価鉄筋径 ϕ_{eq} を用いる場合、(1)変形性能は RC 構造橋脚と SC 構造橋脚で同等であると評価できる。(2)道示での $\phi \leq 40\text{mm}$ の制限値を拡大することにより正確に変形性能を表現できる、という判断が可能である。

したがって、SC 構造を RC 構造として設計する設計手法は妥当であると考えられる。等価鉄筋径 ϕ_{eq} の設定については、実験に用いた最大の H 形鋼が H-212×208×12×8 であり、強軸使いとした場合、等価鉄筋径 ϕ_{eq} は 199mm となることから、200mm を上限とすることとした。

表－6 橋脚模型試験体一覧

試験体名 *1	主鋼材 種類 *2	主鋼材 降伏点 f _{sy} (N/mm ²)	主鋼材 比 ρ	コンクリート 強度 f _c (N/mm ²)	横筋 体積比 ρ _s	せん断 補強筋 比 ρ _s	曲げ終 局耐力 P _{cal} (kN)	せん断 耐力 Y _{cal} (kN)	最大 荷重 P _{max} (kN)	降伏 変位 δ _y (mm)	終局 変位 δ _u (mm)	塑性率 δ _u /δ _y
D-RC-1	鉄筋	402	0.025	31.2	0.0163	0.0048	467	1437	813	13.0	144.5	11.1
D-SC-1	SH	285	0.030	34.8	0.0178	0.0048	601	1473	701	10.0	190.3	19.0
D-SC-2	SH強	285	0.030	36.4	0.0178	0.0048	609	1482	752	10.0	190.0	19.0
D-SC-3	NH	285	0.037	34.3	0.0178	0.0048	693	1508	760	12.0	240.2	20.0
D-SC-4	NH	285	0.037	34.2	0.0089	0.0024	693	1031	759	10.0	159.0	15.9
S-RC-1	鉄筋	394	0.024	31.7	0.0095	0.0038	409	602	4547	6.9	38.2	5.5
S-SC-1	NH	363	0.037	30.6	0.0095	0.0038	446	557	468	7.1	56.0	7.9
S-SC-2	SH	363	0.030	31.8	0.0095	0.0038	381	542	438	7.1	61.5	8.7
S-SC-3F	SH	367	0.030	30.6	0.0095	0.0038	381	550	418	7.0	75.5	10.8
S-SC-4F	SH	367	0.030	26.2	0.0063	0.0026	369	437	406	7.0	60.4	8.6
SH-RC-1	鉄筋	394	0.024	49.8	0.0076	0.0031	424	518	458	6.3	35.3	5.6
SH-SC-1F	SH	367	0.030	49.4	0.0076	0.0031	424	477	418	6.6	66.5	10.1
CH-RC-1	鉄筋	416	0.016	34.0	0.0041	0.0021	517	684	529	17.2	112.1	6.5
CH-SC-1F	SH	334	0.025	37.7	0.0041	0.0021	536	673	599	15.8	138.9	8.8
RH-RC-1	鉄筋	346	0.008	30.4	0.0067	0.0024	356	868	355	5.1	67.8	13.3
RH-SC-1F	SH	356	0.007	35.2	0.0018	0.0012	349	584	356	6.1	53.1	8.7
RH-RC-2	鉄筋	329	0.011	47.9	0.0079	0.0028	491	1026	520	7.0	91.0	13.0
RH-SC-2F	SH	390	0.012	39.8	0.0026	0.0018	543	773	578	7.0	71.9	10.3
H-100×100	SH	319	0.019	35.7	0.0192	0.0038	1024	1892	1162	15.6	253.6	16.2
H-175×175	SH	351	0.019	36.2	0.0192	0.0038	813	1785	969	14.2	255.2	18.0
H-200×200	SH	401	0.010	35.8	0.0032	0.0013	2635	7409	3522	35.5	511.3	14.4

*1: SH-SC-1F シリーズ名 (D、S (SH)、CH、RH)
 構造形式 (RC、SC)
 *2: NHは通常のH形鋼を、SHは突起付きH形鋼を、SH強は強軸 (載荷方向に対してH形鋼の断面係数が大となる方向) 向きの突起付きH形鋼を表す。
 Dシリーズ: 矩形充実断面、寸法120×60cm、軸応力12kgf/cm² CHシリーズ: 円形中空断面、寸法φ=90/20cm、軸応力8.8kgf/cm²
 Sシリーズ: 矩形充実断面、寸法55×55cm、軸応力なし RHシリーズ: 矩形中空断面、寸法120×80 (中空70×30)cm、軸応力なし
 SHシリーズ: 矩形中空断面、寸法55×55 (中空15×15)cm、軸応力なし



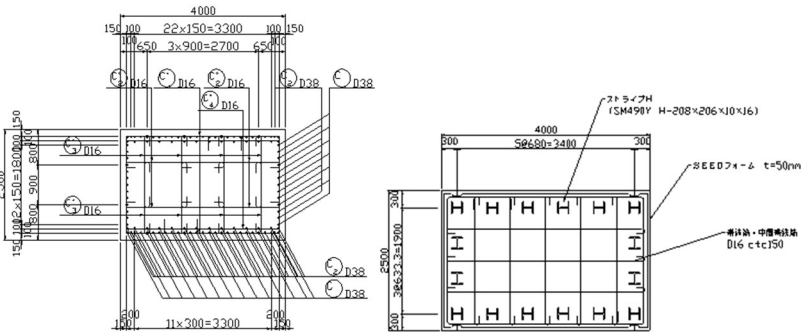
図－13 実験値と計算値（等価鉄筋径から算出した終局変位）の比較

5. コスト低減効果の検証

過去に掲載していた NETIS での工費・工期算出根拠に準じて試設計を実施した。検討ケースは表－7 および図－14 に示す 3 ケースとした。H14 道示においては、対 RC 比 1.67 という直接工事費の比率であったが、H29 道示 ($\phi \leq 100$) であれば 1.43, H29 道示 ($\phi \leq 200$) であれば 1.37 という比率に低下すると試算された。

表－7 検討ケース一覧

ケース	構造形式	Φ_{eq} の上限 (mm)	備考
1	RC構造	40	すべてH29道示適用
2	SC構造 (H-200)	100	
3	SC構造 (H-200)	200	



図－14 検討対象橋脚の断面仕様 (RC 構造および SC 構造)

6. まとめ

本研究では、突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証を目的に、200×200 の突起付き H 形鋼を使用した実物大規模の橋脚模型を製作し、正負交番載荷実験を実施した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 水平荷重一載荷点水平変位履歴曲線から、試験体は最大荷重を超えた後も高い耐力を維持し、計算上の終局変位を超えても降伏時の耐力の 80%以上を保持することが確認された。履歴曲線は紡錘形を示しており、塑性変形によるエネルギー吸収能力が発揮されていることが示された。
- 2) 柱のひび割れ進展状況から、 $1\delta_y$ 時点で水平ひび割れが発生し、その間隔は 200~400mm 程度であった。また、側面のコンクリートには基部から 2d 程度まで斜めひび割れが進展した。 $4\delta_y$ 以降、ひび割れ範囲は拡大したが、1d 以下の範囲に集中して発生及び進展が見られた。ひび割れは基部から 1d 以下の範囲に集中していた。
- 3) 等価粘性減衰定数は、 $6\delta_y$ までは h_{eq} は徐々に増加し、 $6\delta_y$ から $14\delta_y$ までは横ばいとなり、 $16\delta_y$ 時には大きく低下した。
- 4) 塑性ヒンジ区間の評価について、1, 4, 8, $14\delta_y$ の正側ピーク時の柱側面の各高さの水平変位と、主鋼材のひずみ分布から、載荷が進むにつれて降伏ひずみを超える範囲が拡大し、終局時には基部から上に 1.8m 程度の高さまで塑性化が確認された。実験で計測された塑性化範囲と、計算上の塑性化範囲は概ね一致する結果となった。
- 5) 本実験結果と、これまでの正負交番載荷実験の結果より、塑性ヒンジ長を算出する際の軸方向鉄筋径 $\phi \leq 40\text{mm}$ の制限を、実験を行った $\phi \leq 200\text{mm}$ に拡大できることを示した。
- 6) 設計適用範囲拡大により、直接工事費の比率は RC 構造に対して SC 構造は 1.43 から 1.37 に低下する試算結果となった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.11
- 2) 昆悠介, 今西秀公, 米田大樹：突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証, 土木学会全国大会 第 79 回年次学術講演会, 2024.9
- 3) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.215-232, 2001.2
- 4) 独立行政法人土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験及び振動台実験方法), 2006.8
- 5) 公益社団法人土木学会：コンクリートライブラリー90 複合構造物設計・施工指針(案), 1997.10
- 6) 原夏生, 河野一徳, 篠田佳男, 横沢和夫, 町田篤彦：突起付き H 形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究, 土木学会論文集, No.662/V-49, 2000.11
- 7) 昆悠介, 今西秀公, 米田大樹：実物大橋脚模型実験による突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.47, No.2, 2025