

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

昆 悠 介 ^{*1} 今 西 秀 公 ^{*2}
米 田 大 樹 ^{*3}

要 旨

本研究では、実物大の橋脚模型に対して正負交番載荷実験を行い、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を検証した。実験結果から、試験体は突起付きH形鋼の降伏後も高い荷重を維持し、従来の設計上の終局変位を超えても降伏時の荷重を維持することが確認された。道路橋示方書から算出される塑性ヒンジ長と本実験結果は概ね一致しており、設計における上限鉄筋径を上回る範囲においても、塑性ヒンジ長が拡大することが確認された。主鋼材の破断面は柱基部より上ではなく、基部より下に100～150mm程度で観察された。

キーワード 橋脚／急速施工法／プレキャスト／鉄骨／ストライプH／REED工法

目 次

- | | |
|---------|---------|
| 1. はじめに | 3. 実験結果 |
| 2. 実験概要 | 4. まとめ |

VERIFICATION OF DEFORMATION PERFORMANCE IMPROVEMENT FOR STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGE PIER BY UPSIZING EMBOSSED H-SECTION STEEL

Yusuke KON
Taiju YONEDA

Hidekimi IMANISHI

Synopsis:

In this study, cyclic loading tests were conducted on full-scale pier specimens to verify the improvement in deformation performance resulting from upsizing embossed H-section steel members. The experimental results showed that the specimens maintained high load capacity even after the embossed H-section steel yielded, and sustained the yield load even beyond the conventional ultimate displacement specified in design standards. The plastic hinge length calculated from the Specifications for Highway Bridges generally agreed with the experimental results, and it was confirmed that the plastic hinge length increased even in the range exceeding the maximum reinforcing bar diameter specified in the design. Fracture surfaces of the main steel members were observed approximately 100 to 150 mm below the base of the column, rather than above it.

* 1 本店 土木事業本部 土木設計部 構造設計グループ
* 3 本店 I C I テクノロジーセンター 土木構造グループ

* 2 本店 土木事業本部 土木設計部

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）橋脚の主鉄筋を突起付き H 形鋼「ストライプ H」に置き換え、プレキャスト埋設型枠「SEED フォーム」を使用した「REED 工法（以下、本工法）」は、鉄骨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。

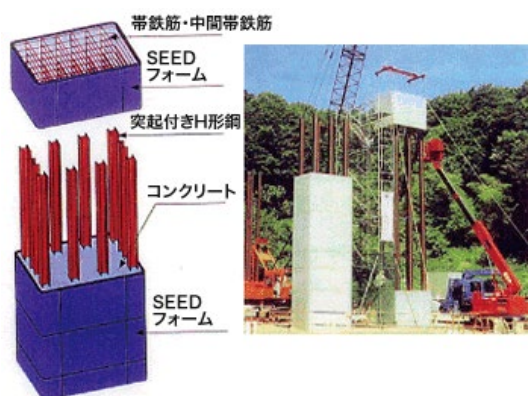


図-1 本研究の対象とする REED 工法の概要

平成 24 年（2012 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 100×100mm までの実験のみであったため、200×200mm 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 100×100mm 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、著者らは、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 175×175mm を 4 本使用した場合と、100×100mm 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、縮小模型と実大模型で、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、200×200mm 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。

2. 実験概要

2.1 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 200×200mm 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、鉄骨コンクリート複合構造（以下、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。突起付き H 形鋼は、市販されている呼称寸法 200×200mm のストライプ H 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 H212×208×12×18 である。フーチング高さは主鋼材の必要定着長⁴⁾から算出し、2.3m 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 (m)	SEED フォーム	主鋼 材比 (%)	ρ_s ^{*1} (%)
200 ×200	SC	矩形 中実	幅 2.4 奥行 2.4	無	1.03	0.32

*1 横拘束鉄筋の体積比

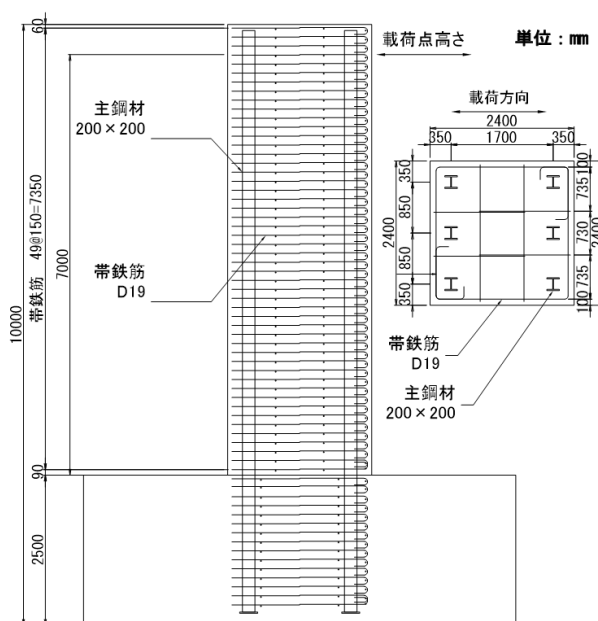


図-2 試験体図

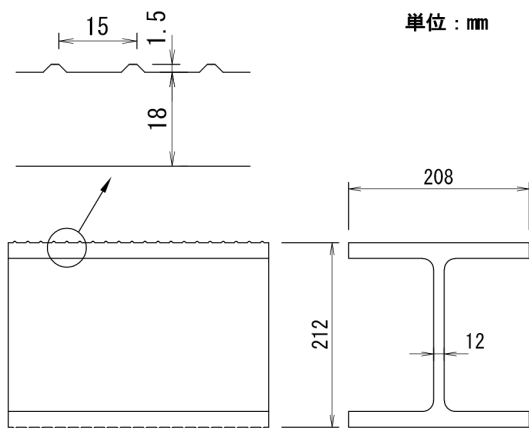


図-3 本実験で使用した突起付き H 形鋼

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

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

2.2 荷重方法

荷重装置図を図-4 に示す。荷重点高さは荷重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。荷重点高さはジャッキの性能から決定したが、試験体の破壊形態は曲げ破壊となることから実験結果には問題ないと考えられる。

荷重方法は、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荷重を行った。終局まで荷重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、荷重装置の都合上、導入が困難であったため、荷重していない。

荷重サイクルは、土木研究所ガイドライン⁵⁾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荷重パターンとした。初降伏（実験値）までは予備荷重

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荷重した。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荷重点水平変位とした。実験は、1 サイクル目の荷重で水平力が最大水平荷重の 80%以下に低下するまで荷重を行った。

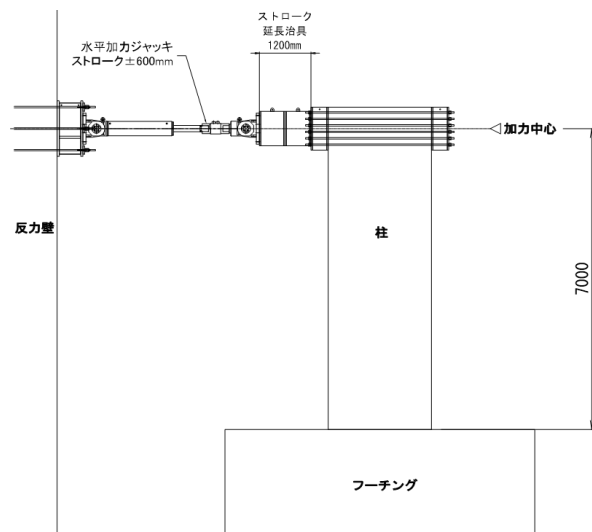


図-4 荷重装置図

2.3 計測方法

変位計側面図を図-5 に示す。変位計は、荷重点以外に柱コンクリートの荷重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。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。

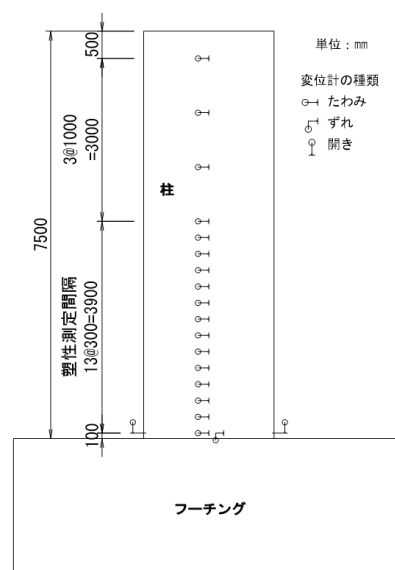


図-5 変位計側面図

2.4 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。

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

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

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) で、道示 V 式 (8.5.5) より算出する。

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 ：橋脚基部から水平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⁹⁾。

$$\phi' = \phi_{eq} \quad [2]$$

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

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（降伏時荷重を下回らない限界の変位と定義）と対比させた。なお、 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。

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

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主鋼材位置において軸方向主鋼

材の引張りずみ RC 橋脚の限界状態 2 又は限界状態 3 に相当する引張りずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮主鋼材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時の曲率

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。H100 相当の等価鉄筋径を ϕ_{H100} とした。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水平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		1819	
	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)
降伏時	40.00	3700	40.00	3700
終局時	299.1	3700	411.5	3700

3. 実験結果

3.1 荷重－変位関係

図－6 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 3700kN 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計算値は 7409kN 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、 $14\delta_y$ (511.2mm) に至るまで 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。3.5 節で詳述するが、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。 $2\delta_y$ の 1 回目の正側載荷とその後の負側載荷で耐力低下した理由については、塑性変形をともなう繰り返し載荷によって、コンクリート面の負担圧縮力の減少および、ひび割れ面のせん断剛性も低下することが知られており、このことが影響したものと考えられる。負側については、降伏から $12\delta_y$ (462.8mm) 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－7 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。

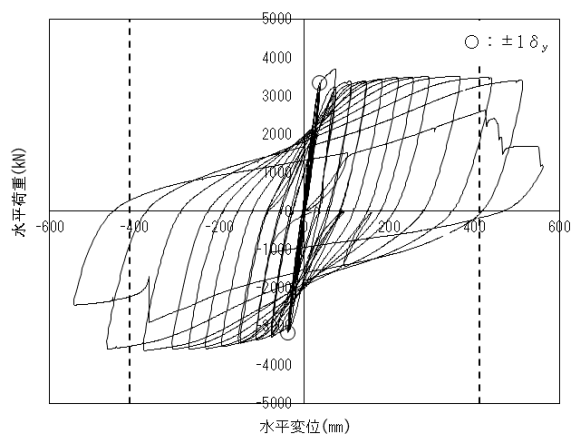


図-6 水平荷重一載荷点水平変位の履歴曲線

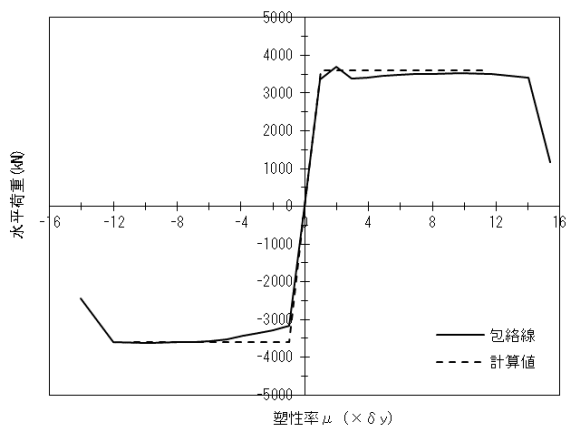


図-7 水平荷重一載荷点水平変位の包絡線

3.2 ひび割れ性状

図-8 に柱正面のひび割れの進展状況を示す。柱正面とは、反力壁側と反対側の面を表す。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-9 に柱側面のひび割れの進展状況を示す。柱側面から見て右側が柱正面側にあたる。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。

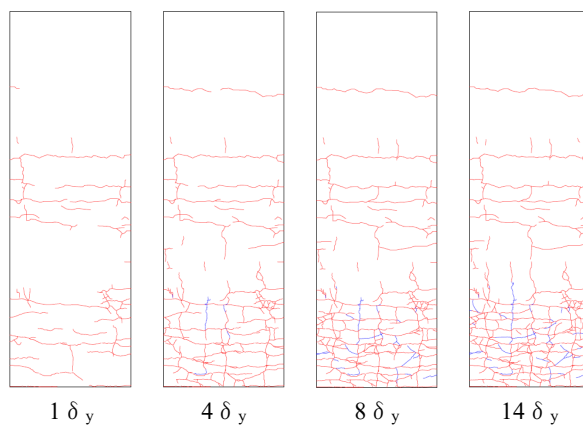


図-8 ひび割れ図 (柱正面)

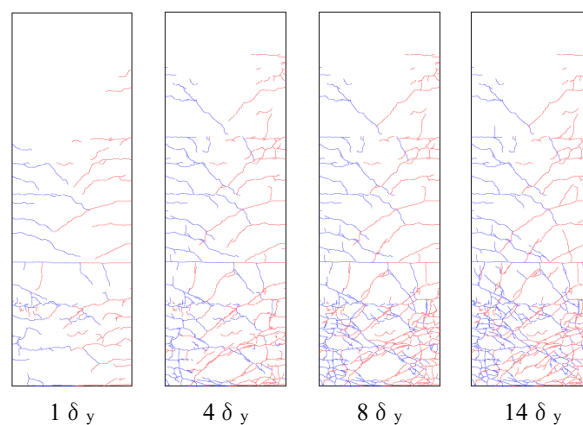


図-9 ひび割れ図 (柱側面)

3.3 等価粘性減衰定数

図-10 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-11 に示す通り算定した。 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-11 に示す $1/4 \cdot \pi \cdot \Delta W / W$ として求める等価粘性減衰定数は、構造物の履歴減衰 (復元力一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の指標として用いられる。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。

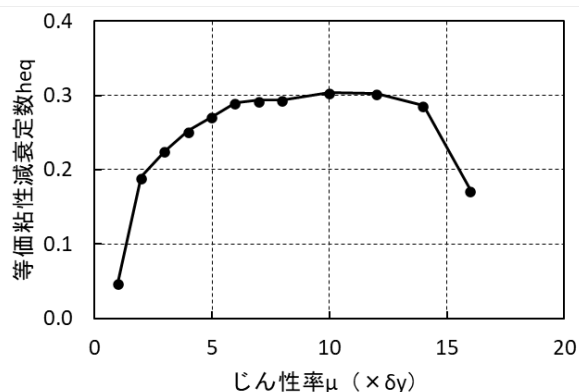


図-10 等価粘性減衰定数とじん性率の関係

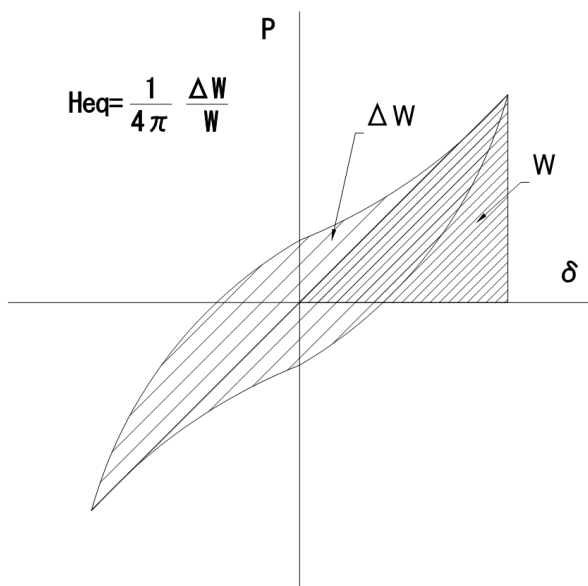


図-11 等価粘性減衰定数の定義

3.4 塑性ヒンジ長の評価

図-12 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 ではほぼ直線に変形しており、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 では図中の点線で示した高さ 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。変位計が外れた区間は破壊が進行しているため、塑性ヒンジ区間とみなすことができる。表-5 において、道示 [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 1819mm であり、本実験結果と概ね一致する結果と考えられる。

図-13 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。高さ 2.7m においても降伏ひずみを若干超えており、塑性化範囲は 2m 超まで達している可能性がある。表-5 において、道示 [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、塑性化範囲は計算値を上回る結果となった。

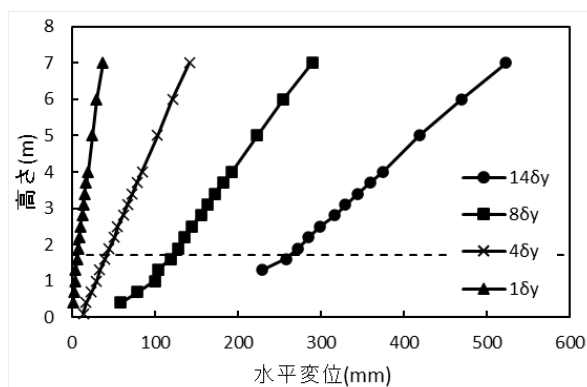


図-12 正側ピーク時の各高さの水平変位

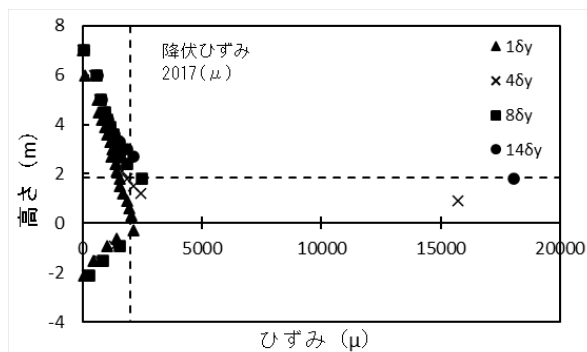


図-13 正側ピーク時の引張主鋼材の各高さのひずみ

3.5 破断箇所について

実験後、柱基部をワイヤーソーにて切断し、破断箇所の観察を行った。写真-1 に主鋼材の基部より上の変形状況を、写真-2 に主鋼材の破断面を示す。基部から上では破断は確認されず、基部より下に 100~150mm の位置で鋼材に破断が確認された。基部から上においては、塑性ヒンジ区間において座屈による変形が見られた。同様の位置での破断は、6 本のうち 3 本の鋼材において確認された。基部から下で破断した理由については、以下のように推察される。正負交番载荷によって、基部付近の横拘束鉄筋の内部のコンクリートが次第に破壊する。その後、基部より下の底版内の横拘束鉄筋内部のコンクリートも底版上面から 100~150mm 程度まで破壊に至る。このことにより、柱の固定端が底版内に 100~150mm 程度移動したものと考えられる。ただし、破断位置の詳細なメカニズムの検討については、今後の課題としたい。

また、载荷の最終局面で大きな音がした回数と、破断した箇所数及び荷重が急激な低下した箇所数一致しており、耐荷力も負側 14 δ_y 载荷時には最大荷重の 2/3 程度に、正側 16 δ_y 载荷時には 1/3 程度まで低下したことから、本試験体は主鋼材の曲げ引張破壊により終局に至ったものと考えられる。



写真-1 主鋼材の基部より上の変形状況



写真-2 主鋼材の破断面（基部のワイヤーソー切断面より 100～150mm 下の破断面）

4. まとめ

本研究では、実物大試験による突起付き H 形鋼のサイズアップによる変形性能向上効果の検証を目的に、200×200mm 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－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。また、終局変位まで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 2m 超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) 主鋼材の破断面の観察結果から、基部より下に 100～150mm 程度のところで破断面が観察された。破断が見つかった主鋼材の本数と、実験時に破壊音および荷重の急激な低下が観察された回数は一致していた。破断位置の詳細なメカニズムの検討については、今後の課題としたい。

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) 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
- 5) 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
- 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，pp.149-168，2000.11
- 7) 三島徹也，原夏生，前川宏一：交番載荷による RC ひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集，No.442/V-16，pp.191-200，1992.2