論文　主桁間に補強鋼管を有する PRC 桁の曲げ剛性向上効果に関する実験的検討

伊藤　隼人 *1・小林　薫 *2

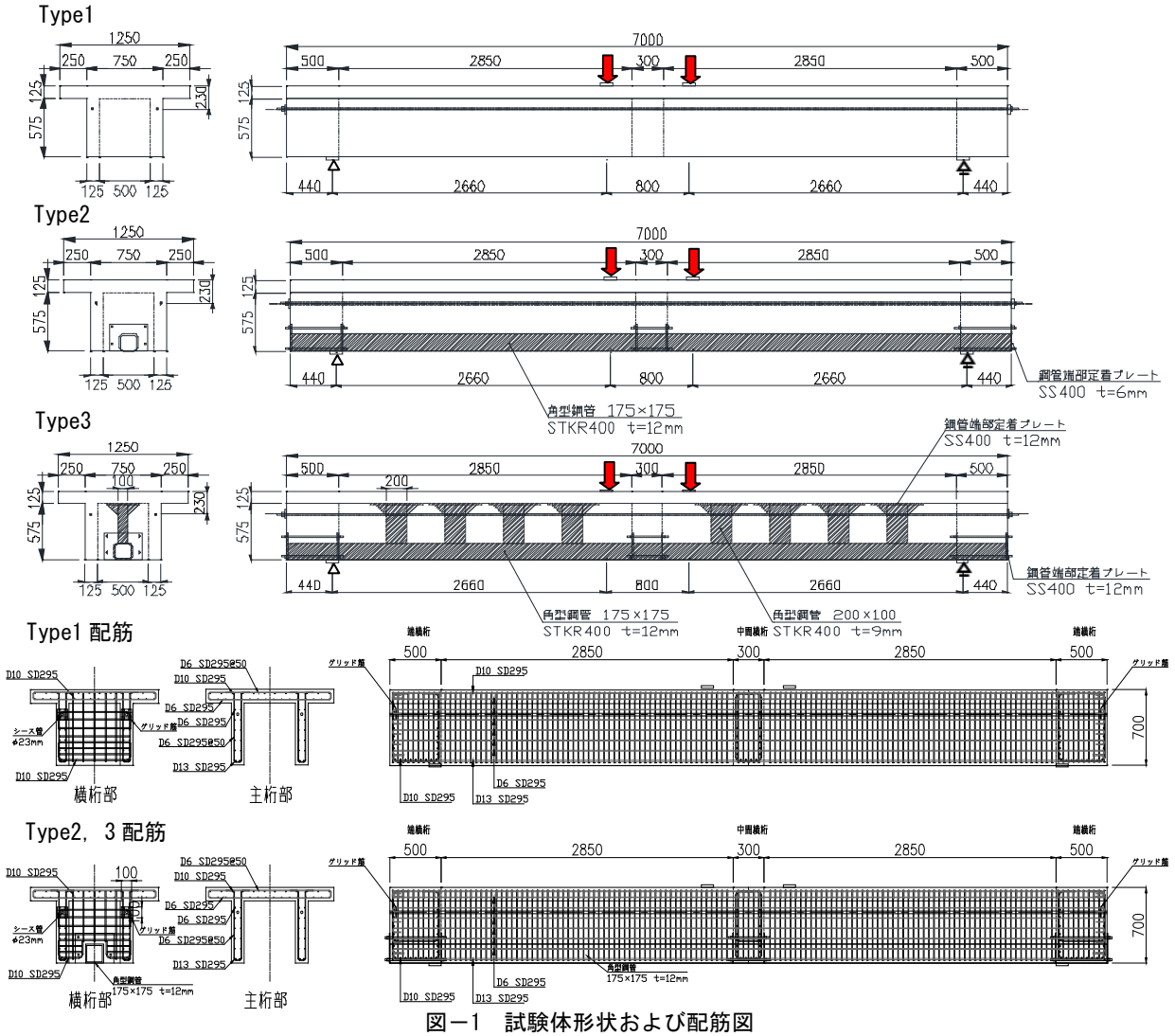
要旨：新幹線高架橋の PRC 単純 T 型 4 主桁において，新幹線走行に伴い，その通過速度によっては共振傾向を示す桁が報告されている。曲げ剛性を向上させ，共振を回避するため，主桁間に補強角型鋼管を配置する構造を考えた。上記構造の縮小模型試験体を製作し，静的曲げ載荷試験を実施した。その結果，無補強の基本試験体に対して，補強鋼管を配置した場合は曲げ剛性が 1.39 倍，さらに上フランジと補強鋼管の間に応力伝達用鋼材を設けた場合は，1.72 倍向上した。この構造を当該の PRC 単純 T 型 4 主桁に適用し，350×350 ㎜，t=22 ㎜の角型鋼管を主桁下面に合わせて配置した場合，共振速度が約 38.7km/h 向上する可能性がある。

キーワード：共振，振動，剛性向上

1. はじめに

近年の列車の高速化に伴い，鉄道構造物の動的応答が増大する場合があることが報告 [1) 2)] されている。

複数車両による構造物上の列車走行は，構造物を規則的な周期で加振する。列車走行の軸距と走行速度により，構造物に作用する加振周波数が異なる。構造物に作用する加振周波数が高架橋・橋りょうの固有振動数に近づけば，動的応答が急激に増大し，加振周波数と構造物の固



図－1　試験体形状および配筋図

*1 東日本旅客鉄道㈱ JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 研究員 修士（工学） (正会員)
*2 東日本旅客鉄道㈱ JR 東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 主幹研究員 博士（工学） (正会員)

表－1　材料強度試験結果

試験体	コンクリート(42-8-13N)			主鉄筋(D13, SD295)				鋼管(STKR400, □175×175, t=12)			
	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)	降伏強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm²)	降伏強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm²)
Type1	45.0	2.7	31.6	348.0	186.0	1890	482.0	–	–	–	–
Type2	47.2	3.5	32.5					432.0	206.0	4040	479.0
Type3	45.6	3.4	29.0	353.0	181.0	2040	490.0	422.0	210.0	4010	491.0

表－2　各段階での荷重

試験体	ひび割れ発生荷重Pc (kN)		鋼材降伏荷重Py(kN)			最大荷重Pm (kN)	
			鉄筋	鋼管	鋼材(鉄筋＋鋼管)		
	実験値	計算値	実験値		計算値	実験値	計算値
Type1	69.3	85.8	153.8	–	121.0	264.2	163.4
Type2	64.0	131.3	306.9	572.6	527.5	669.8	588.0
Type3	117.8	128.9	401.1	1036.3	1095.3	1062.0	1510.4

有振動数が一致すると共振現象が発生することになる。

これまで，新幹線高架橋の PRC 桁の一部で新幹線の通過による加振の周期と桁の固有周期が一致した場合に共振状態を示すことが報告されている。通常の設計においては，列車通過時の輪重による加振振動数と桁の固有振動数が接近して共振することが無いような剛性を持つよう設計されているが，低い固有振動数を示す要因として，第一に桁の剛性不足が考えられる。

今回，曲げ剛性を向上させることで，共振を回避する方法として，主桁間に鋼管を配置する方法を考えた。桁下の空間的制約がある場合を想定し，補強鋼管の配置位置は主桁間の空間内とした。効果的に曲げ剛性を向上させるため，補強鋼管の形状は角型鋼管とし，配置位置は，主桁下面に合わせて配置することとした。

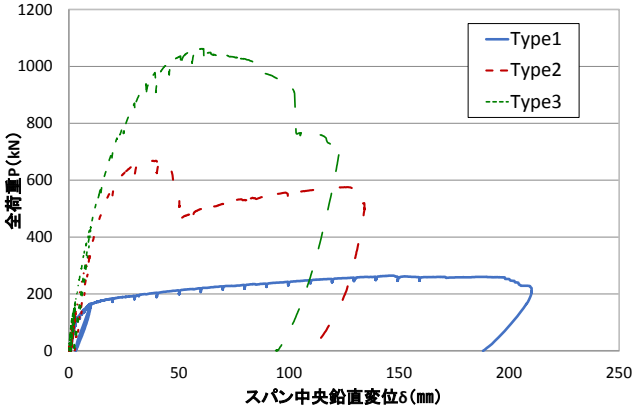
本検討では，実際に共振傾向にある PRC 単純 T 型桁を想定した縮小模型試験体および縮小模型に上記の補強を施した試験体を作製し，曲げ載荷試験を実施したので報告する。

2. 試験概要

2.1 試験体諸元

図－1 に，試験体形状および配筋図を，**写真－1** に主桁間の補強角型鋼管と応力伝達部材を示す。試験体は，共振傾向を示す PRC 単純 T 型桁 [1) 2)] の，支間を 1/4.77(6.12m/29.2m)，上フランジ幅を 1/1.44(1250 ㎜/1800 ㎜)上フランジ高さを 1/2 (125 ㎜/250 ㎜)，ウェブ幅を 1/1 (250 ㎜/250 ㎜)，ウェブ高さを 1/2.52 (575 ㎜/1450 ㎜) としたものである。試験体は Type1 を基本の試験体とし，フランジ断面を 1250 ㎜×125 ㎜，ウェブ断面を 125 ㎜×575 ㎜の 2 主桁，せん断スパンを 2660 ㎜とした。また，PC 鋼棒 φ17-B 種 1 号を上面から 230 ㎜の位置に 2 本配置し，100 k N/本のプレストレスを与えた。Type2 は，補強鋼材として，主桁間に 175×175，t=12 の角型鋼管 (STKR400) を主桁下面に合わせて配置，Type3 には Type2 に加えて，スラブと補強鋼管間の応力伝達部材として 200 ㎜×100 ㎜，t=9 ㎜の角型鋼管を 4 本配置した。

写真－1　主桁間の補強角型鋼管と応力伝達部材



図－2　荷重変位関係

2.2 載荷方法

門型フレームに取り付けた鉛直ジャッキ(1,500kN)により，載荷点間 800 ㎜の静的 2 点曲げ載荷試験を実施した。スパン中央の鉛直変位が 3 ㎜となるまで静的載荷を行い除荷した。ひび割れ剛性の確認を目的とし，これを 4 回繰り返し，その後，試験体中央の変位が 10 ㎜となるまで載荷し，再び除荷した。その後，破壊に至るまで載荷を行った。

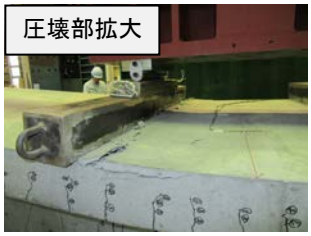
3. 試験結果

3.1 材料強度

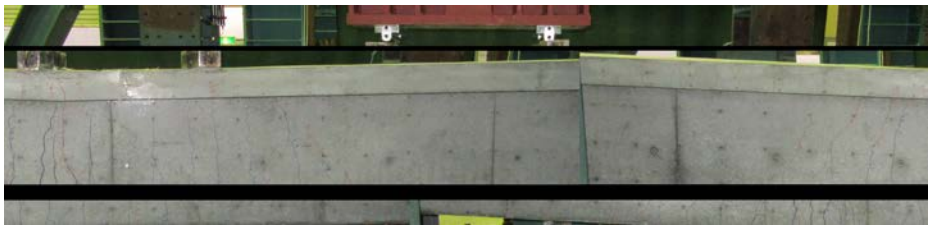
試験体に使用した材料で作製したテストピースの強度試験結果を**表－1** に示す。

3.2 荷重と変位の関係

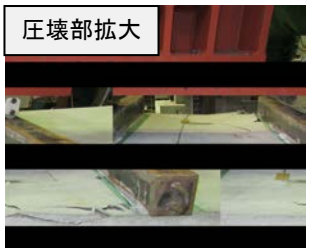
図－2 に荷重変位関係を，**表－2** にひび割れ発生荷重，鉄筋降伏荷重，鋼管降伏荷重，最大荷重の実験値と計算



写真－2　Type1 破壊状況



写真－3　Type2 破壊状況



写真－4　Type3 破壊状況

値を示す。計算値については，平面保持を仮定し算出している。なお, Type2 鋼管降伏荷重の計算値については，最大荷重後に鋼管が降伏したことから，実験時の最大荷重時に鋼管に発生した応力度を加味して算出している。

Type1 は，69.3kN，2.3 ㎜で載荷点付近の主桁下面にからひび割れが発生した。その後，周囲にひび割れ本数が増え, ひび割れが伸び 153.8kN, 8.2 ㎜で主筋が降伏, 264.2 ㎜，145.3 ㎜で最大荷重となり，載荷点付近のひび割れが大きく開いた。さらに載荷を続けると 220 kN，211 ㎜で載荷点の付近の上フランジが圧壊し, 曲げ破壊となった。破壊時の状況を**写真－2** に示す。

Type2 は，64.0 kN，1.0 ㎜で等曲げ区間内の主桁下面からひび割れが発生し，その後，周囲にひび割れ本数が増え，ひび割れが伸び,306.9 kN，7.9 ㎜で主鉄筋が降伏，669.8 kN，35.1 ㎜で最大荷重に達したが，ひび割れはほとんど開いていない状況であった。その後，徐々にひび割れが開いていき，544 kN，99.2 ㎜で載荷点の付近の上フランジが圧壊し，曲げ破壊となった。さらに載荷を続けると 572.6 kN，121.5 ㎜で鋼管が降伏した。破壊時の状況を**写真－3** に示す。

Type3 は，117.8kN，1.4 ㎜で等曲げ区間内の主桁下面からひび割れが発生し，その後，周囲にひび割れ本数が増え，ひび割れが伸び,401.1kN，8.6 ㎜で主鉄筋が降伏，1036.kN，50.5 ㎜で鋼管が降伏し，ひび割れが大きく開いて 1062.0kN，60.2 ㎜で最大荷重に達した。破壊時の状況を**写真－4** に示す。

4. 考察

4.1 部材の一体性

図－3，**4**，**5** に Type1,2,3 のそれぞれのスパン中央位置でのひずみ分布，**表－3** に各状況におけるひずみの一覧を示す。高さ 0 ㎜は，試験体上面のコンクリート，-36 ㎜は，上フランジ軸方向鉄筋，-525 ㎜は角型鋼管上面，-662.6 ㎜は軸方向鉄筋，-700 ㎜は角型鋼管下面のひずみを示している。なお，Type1 では，最大荷重時にひずみゲージが計測不能となり，Type2 では，載荷初期段階から角型鋼管上面の測定がひずみゲージが計測不能となっている。

図－3 より，Type 1 のひずみの分布は，圧縮側，引張側ともに中立軸からの距離に比例し, ほぼ直線的である。このことから，少なくとも主鉄筋が降伏するまでは平面保持の仮定が成り立っていることがわかる。また，ひび割れ発生前後（荷重 20～100kN）にかけて，中立軸は約 -303 ㎜から-252 ㎜へと少しずつ上方へ移動した。鉄筋降伏時（降伏位置は別断面）には，中立軸は，約-140 ㎜とさらに上方へ移動している。

図－4 より，Type2 では，鉄筋降伏時まで，角型鋼管下面（-700mm）のひずみが主鉄筋よりも小さくなっている。つまり，鋼管を除いて平面保持の仮定は成立しており，この段階では，鋼管は十分剛性に寄与していないと考えられる。これは，中立軸位置が鉄筋降伏時より，最大荷重時のほうが下方になっていることからも明らかである。その後，最大荷重時には角型鋼管下面（-700 ㎜）のひず

表－3　各状況におけるひずみ一覧

試験体	状況	荷重(kN)	ひずみ（μ）					ひずみから想定される中立軸位置(mm)
			0mm	−36mm	−525mm	−662.5mm	−700mm	
Type1	ひび割れ発生前	20	−94	−81	−	112	−	−303
	ひび割れ発生時	69	−141	−123	−	208	−	−268
	ひび割れ発生後	100	−173	−149	−	284	−	−252
	鉄筋降伏時	154	−272	−220	−	1039	−	−146
Type2	ひび割れ発生前	20	−39	−40	−	6	−2	−585
	ひび割れ発生時	64	−95	−86	−	81	47	−359
	ひび割れ発生後	150	−192	−162	−	387	217	−221
	鉄筋降伏時	307	−365	−298	−	1120	524	−168
	最大荷重時	670	−1125	−770	−	1331	2063	−266
	鋼管降伏時	573	−992	−663	−	3792	4040	−129
Type3	ひび割れ発生前	50	−55	−54	−4	60	22	−533
	ひび割れ発生時	118	−122	−110	10	186	125	−483
	ひび割れ発生後	200	−205	−177	24	367	271	−473
	鉄筋降伏時	401	−431	−348	110	935	623	−407
	鋼管降伏時	1062	−1611	−1155	−31	1099	4017	−529
	最大荷重時	1036	−1683	−1255	−147	1141	4894	−541

みが大きくなっていることから，鋼管の性能を発揮し始め，中立軸位置が下がっている。

図－5 より，Type3 では，Type2 と比較すると，中立軸が上方に移動する傾向が小さくなっている。また，Type2,3 の各段階の鋼管のひずみに着目すると，Type2 に比べ，Type3 では，鉄筋のひずみが小さく，補強鋼管のひずみが大きくなっている。これは応力伝達部材を設けたことにより，部材の一体性が高まったためだと考えられる。

4.2 剛性評価

図－6 に，3.6 ㎜までの荷重変位関係を示す。これは，参考文献 [1] に本論文で対象としている PRC 桁の列車走行時の測定結果が掲載されており，実橋では，列車走行時のたわみ値とスパンの比が 1/1700 程度であったことから，模型試験体においては剛性評価の着目点を，模型試験体のスパンの 1/1700 程度のたわみ値となる 3.6 ㎜程度を対象としたためである。なお模型試験体での 1/1700 程度のたわみ値 3.6 ㎜は，ひび割れが発生している状況であった。計算値については，曲げひび割れによる剛性低下を考慮して，下記に示す**式 (1)** により求めた。[3]

$$I_e = \left(\frac{M_{crd}}{M_d}\right)^4 \cdot I_g + \left\{1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_d}\right)^4\right\} \cdot I_{cr} \leq I_g \qquad (1)$$

ここに，

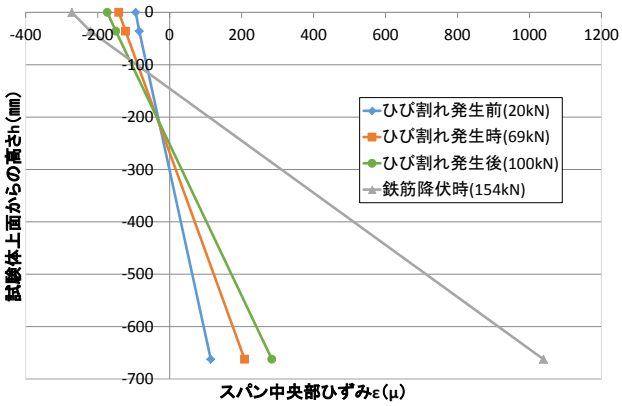
Ie:曲げひび割れ部材の断面二次モーメント

Mcrd：曲げひび割れが発生する限界の曲げモーメント

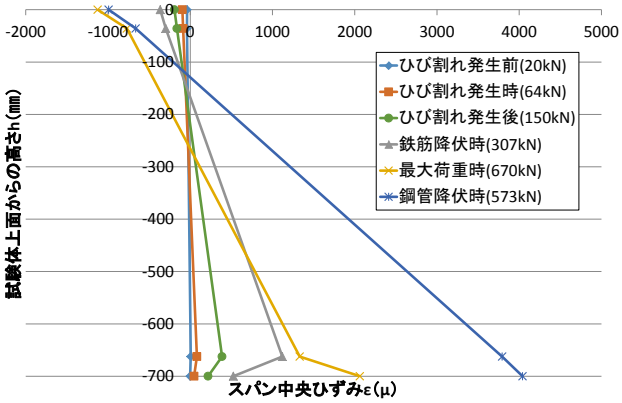
Md:変位・変形量計算時の設計曲げモーメント

Ig:全断面有効の断面二次モーメント

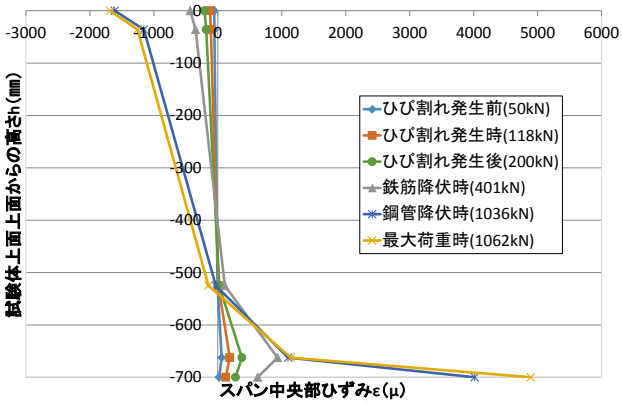
Icr:中立軸以下のコンクリート部分を除した断面二次モーメント



図－3　スパン中央部のひずみ分布（Type1）



図－4　スパン中央部のひずみ分布（Type2）



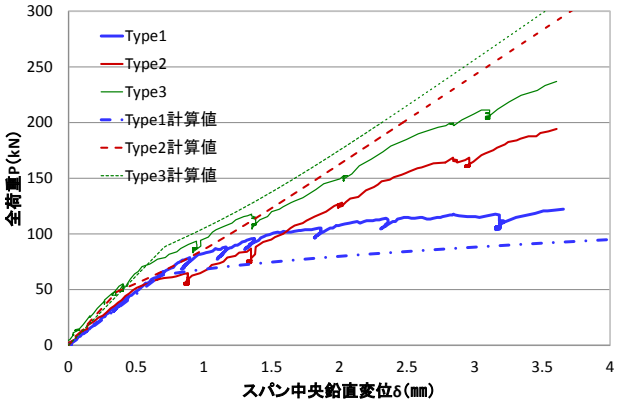
図－5　スパン中央部のひずみ分布（Type3）

表－4　スパン中央鉛直変位 3.6 ㎜時の計算値および実験値から求められた曲げ剛性

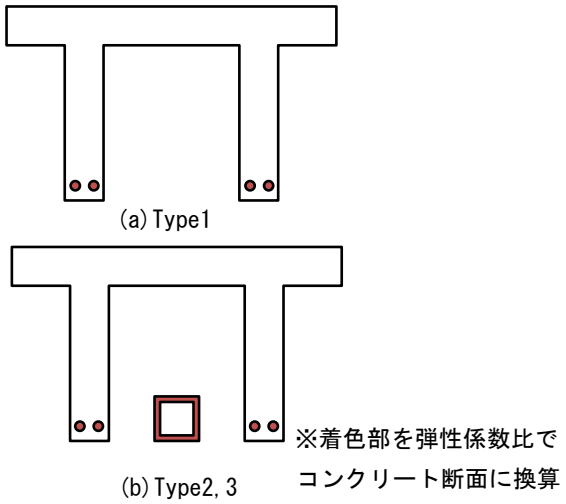
試験体	試験値	計算値(全断面有効)		計算値(ひび割れ考慮)		試験値			計算値EI/試験値EI（全断面有効）	計算値EI/試験値EI（ひび割れ考慮）
	弾性係数 E(N/m2)	断面二次モーメント I(m4)	曲げ剛性 EI(N・m2)	断面二次モーメント I(m4)	曲げ剛性 EI(N・m2)	逆算 I(m4)	曲げ剛性 EI(N・m2)	Type1に対する EIの向上率		
Type1	3.16×10^{10}	0.0147	4.64×10^{8}	0.0022	6.92×10^{7}	0.0048	1.51×10^{8}	－	3.07	0.46
Type2	3.25×10^{10}	0.0197	6.41×10^{8}	0.0126	4.09×10^{8}	0.0065	2.10×10^{8}	1.39	3.05	1.94
Type3	2.90×10^{10}	0.0205	6.94×10^{8}	0.0140	4.07×10^{8}	0.0089	2.60×10^{8}	1.72	2.29	1.57

また，**図－7** に曲げ剛性計算時の想定断面を示す。Type1 では主筋を，Type2,3 では，主筋及び鋼管をコンクリート断面に換算して断面二次モーメントを計算した。

表－4 にスパン中央鉛直変位 3.6 ㎜時の計算値および実験値から求められた曲げ剛性を示す。ひび割れによる曲げ剛性低下を考慮した場合，Type1 では，0.45 倍と過小に評価し，Type2 では，1.94 倍，Type3 では 1.57 倍と過大に評価してしまうこととなった。**図－6** より，ひび割れ発生までの弾性領域においては，概ね各試験体の傾向をとらえており，Type2,3 については，ひび割れ発生後，荷重が大きくなり，たわみが大きくなるにつれ，計算値が実験値と乖離していくことがわかる。これは，Type2 より，Type3 の計算結果のほうが実験値に近いことから，主桁部材と補強鋼管の一体性が影響していると考えられる。全断面を有効として計算した場合では，2.29 倍～3.07 倍となり，曲げ剛性を過大に評価してしまうこととなった。これは，ひび割れ発生に伴い，曲げ剛性が低下するためである。



図－6　荷重変位関係



図－7　断面二次モーメント計算時の想定断面

5. 実橋りょうへの適用検討

実橋りょうへ鋼管補強を行った場合について検討を行う。**図－8** に，実際に共振傾向を示している PRC 単純 T 型 4 主桁に，350×350 ㎜，t=22 ㎜の角型鋼管を各主桁間の主桁下面に合わせて配置した場合の断面を示す。

桁が共振傾向を示す際には，桁の固有振動数と，列車が桁上を通過する際に輪重により桁を強制加振する振動数とが接近した状態になる。その卓越振動数は，列車速度と列車の輪重が作用する間隔，つまり軸距により，**式 (2)** により算出した。[4)]

$$f = \frac{v}{3.6L} \qquad (2)$$

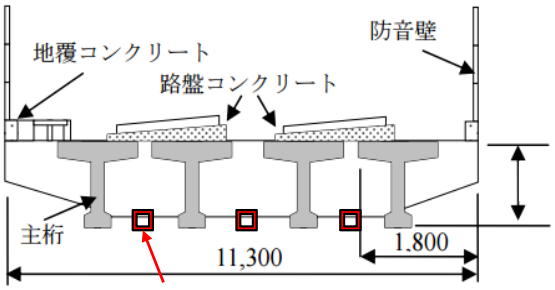
ここに，

f ：卓越振動数（Hz）

L：軸距（m）

v：列車速度（km/h）

なお，本検討においては，軸距 L として車両長を仮定し，一般的な新幹線の車両長である 25m を用い，列車走行による振動の卓越振動数を算出した。これにより算出した列車速度毎の卓越振動数を**図－8** に示す。対象箇所付近を走行する列車は 200km/h～260km/h 程度で走行していることから卓越振動数は，2.2Hz～2.9Hz 程度であることがわかる。



図－8　共振傾向のある橋りょうおよび補強断面 [6)]

一方，桁の固有振動数 n は，ベルヌーイ・オイラー梁

の弾性理論より**式(3)**で求めた。

$$n = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EI}{\mathrm{M}}} \qquad (3)$$

ここに，EI：桁の曲げ剛性
g：重力加速度
M：単位長さあたりの死荷重

藤江ら[1]によれば，実橋りょうでの固有振動数は，2.83Hz となり，これが共振の原因となっているとしている。**図－8** に示したように 350×350，t=22 の角型鋼管を主桁下面に合わせて配置した場合，弾性領域と仮定し，主桁部のみを全断面有効として算出すれば，無補強に対して，鋼管補強すると 1.32 倍程度剛性が向上し，卓越振動数は 3.26Hz 程度になると見込まれる。

上記で算出した卓越振動数の差から，**式(4)**により，共振速度 v がどの程度向上するかを算出した。[4]

$$v = f \cdot L_v \qquad (4)$$

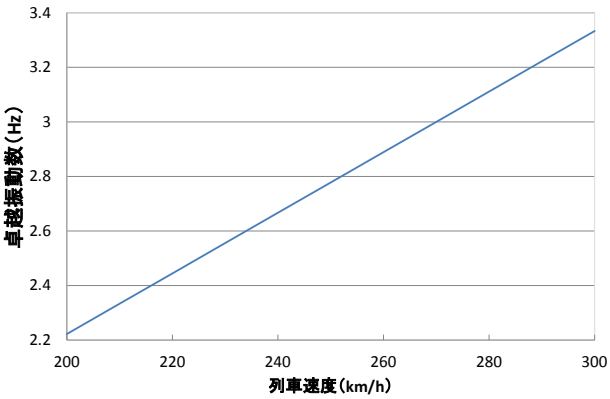
ここに，
v：共振速度(m/s)
f：固有振動数（Hz）
Lv：荷重間隔（m）

なお，荷重間隔 Lv は，**式(3)**と同様に一般的な新幹線の車両長である 25m を用いた。これにより，共振速度は約 38.7km/h 向上すると考えられ，補強した桁の固有振動数が 3.26Hz，列車走行による卓越振動数 2.2～2.9Hz 程度であることから共振をある程度抑制できる可能性がある。

6 まとめ

既設高架橋の共振を防ぐ方法として，主桁間に補強鋼管を配置し，曲げ剛性を向上させ，共振速度を向上させることで，共振を回避する方法を考えた。上記構造について，縮小模型を製作し，曲げ載荷試験を実施した結果，以下の知見を得た。

(1) 実験の範囲内において，Type1 の無補強試験体に対して，Type2 の補強鋼管を配置した試験体は曲げ剛性が 1.39 倍程度，Type3 のスラブと補強鋼管間に応力伝達部材を配置した試験体では 1.72 倍程度向上することを確認した。



図－9　列車走行の卓越振動数

(2) Type-3 のスラブと補強鋼管間に応力伝達部材を配置した試験体では，Type2 と比較して部材の一体性が高まり，曲げ剛性が向上した。

(3) 実橋りょうで，350×350，t =22 の角型鋼管を主桁下面に合わせて配置した場合，曲げ剛性の向上に伴って，列車走行による卓越振動数より，桁の固有振動数が大きくなり，共振をある程度抑制できる可能性がある。

参考文献

1) 藤江幸人，井口重信，松田芳範，小林薫：報告　新幹線の走行に伴う PRC 単純桁の振動について，コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp1081-1086, 2008

2) 隈部佳，原田悟，岩田道敏，大久保孝昭：報告　高橋脚を有する橋梁の新幹線走行に伴う振動について，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp919-924，2012

3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004.4

4) 曽我部正道，吉田幸司，松本信行，涌井一：共振する橋桁の疲労振幅と等価繰り返し回数に関する検討，土木学会第 56 回年次学術講演会，pp578-579，2001.10

5) 曽我部正道，松本信行，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究，土木学会論文集，No.724/Ⅰ-62,83-102,2003.1

6) 藤江幸人，井口重信：列車走行に伴う PRC 単純桁の振動について，土木学会第 63 回年次学術講演会，pp5-582，2008.9