

論文 鋼管ブラケット構造の実大性能試験

岩本 直晃*1・武田 篤史*2・川西 貴士*3・原 良輔*4

要旨：新幹線高架橋のアンダーピニングにおける鋼管ブラケット構造の性能を確認するために、実大の試験体を鉛直一方向載荷する実大性能試験を実施した。その結果、設計で想定したせん断耐力を有すること、設計で見込んだ安全率を有すること、せん断耐力を期待するために必要な RC 柱表面の凹凸形状の違いによるせん断耐力への影響がないことなどを確認した。

キーワード：アンダーピニング, 鋼管ブラケット方式, ケミカルプレストレス, 膨張モルタル

1. はじめに

中央新幹線名古屋駅は、東海道新幹線名古屋駅の高架橋直下に開削工法で新設する。その際、アンダーピニング工法で東海道新幹線高架橋を受替える計画である。アンダーピニングの受替え方式は、杭直受方式、下受桁方式など様々あるが、当工事では既設構造物改築の施工性、過去の工事実績^{1,2)}から添えぱり方式とし、鋼管ブラケット構造によるケミカルプレストレス締結方法を選定した。鋼管ブラケット構造は、アンダーピニング設計施工の手引き³⁾(以下、「手引き」と呼称)に基づき設計を行っているが、手引きに記載の耐力算定式は過去の工事実績を基に定められたものであり、性能を試験により確認することが前提とされている。また、使用する膨張モルタルは、過去の工事で使用された配合と同様とすることを予定していた。しかし対象製品の製造中止に伴い、施工時に実績配合を再現できないことが分かったことから、配合の検討が必要となった。そこで本検討においては、2つの試験を行った。1つ目は膨張モルタルの基礎物性を確認するとともに、鋼管の中に膨張モルタルを充填し、鋼管のひずみから膨張圧を算出することで、鋼管の形状や養生温度などの各種要因が膨張圧に及ぼす影響について検討した(以下、「膨張圧試験」と呼称)。検討結果については、別報で報告する予定である。2つ目は実大性能試験として実大の試験体を鉛直一方向載荷することで鋼管ブラケット構造の性能を確認した。

本報では、実大性能試験の結果について報告する。

2. 実大性能試験の概要

2.1 鋼管ブラケット構造概要

鋼管ブラケットの構造を図-1に示す。鉄筋コンクリート柱(以下、「RC柱」と呼称)の外側に円筒形の鋼管を設置し、その中に膨張モルタルを充填して、その膨張圧で既設構造物を支持する構造である。当工事の鋼管ブ

ラケットの諸元を表-1に示す。既設高架橋は3種類のRC柱サイズがあり、式(1)~(3)に示される手引きに基づく鋼管ブラケット耐力の算定式により鋼管ブラケットの鋼管長を設定した。

$$P_d / P_a \leq 1.0 \quad (1)$$

$$P_a = S_a \cdot (2a + 2b) \cdot h \quad (2)$$

$$S_a = \frac{0.16\lambda \cdot f'_c + \{1.12\lambda + (1 - \lambda) \cdot \mu\} \cdot \sigma_M}{F_s} \quad (3)$$

P_d : 設計荷重

P_a : 許容せん断耐力

S_a : 打継面の許容せん断応力

a, b : 柱の辺長

h : 膨張モルタル高さ

λ : 打継面の形状・寸法による実験定数 (0.45)

f'_c : 柱及び膨張モルタルの圧縮強度の小さい値

μ : 打継面の摩擦係数 (0.8)

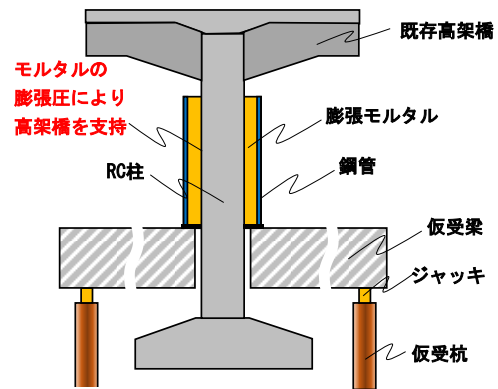


図-1 鋼管ブラケット構造の概要

表-1 鋼管ブラケット諸元

RC柱サイズ	850×850mm	800×700mm	700×700mm
鋼管長	2600mm	2900mm	3000mm
膨張モルタル高さ	2500mm	2800mm	2900mm
鋼管外径	1500mm		
鋼管板厚	18mm		

*1 東海旅客鉄道(株) 中央新幹線推進本部中央新幹線建設部名古屋建設部 (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所構造技術研究部 博士(工学)(正会員)

*3 (株)大林組 技術研究所生産技術研究部 博士(工学)(正会員)

*4 (株)大林組 生産技術本部 修士(工学)

σ_M : 膨張圧

F_s : 安全率 (6)

2.2 試験概要

鋼管ブラケット諸元, 設計荷重を踏まえ, 「必要なせん断耐力を有するか」を試験により確認することとした。ここで, 設計荷重は, 新幹線高架橋の設計から定まる柱に作用する最大軸力である。試験方法は 1000t 試験機による鉛直方向荷重試験とした (図-2)。荷重ステップは, 設計荷重 P_d に対して 0.25 倍, 0.5 倍, 1.0 倍, 1.5 倍, 2.0 倍に達した点で除荷し残留変形を確認し, その後 PushOver 荷重とした。

表-2 に試験体一覧, 写真-1 に試験体を示す。試験体 No.1, 4 は, 設計荷重に対する安全性の検証を行うケースとして, 実物と同様の形状とした。対象構造は表-1 に示す通り 3 種類あるが, 設計荷重の最も大きい柱及び柱形状が正方形でない柱を実験対象とした。実大を想定した試験体 No.1 と試験体 No.4 は, 試験装置の荷重能力 10,000kN に対して, 安全率 2.87~3.42 が確認できる。しかし, 本構造の設計においては手引きに従って安全率 $F_s=6$ を設定しているため, 設計の補償範囲を確認することができない。そこで, 安全率 F_s を 6 以上確認することを目的に膨張モルタル高さを低くしたケース (試験体 No.2, 3) の試験も行った。なお, RC 柱のコンクリート強度および膨張モルタルの膨張圧が設計条件より大きくなり, せん断耐力が荷重能力を超えたため, 試験体 No.2,

3 も破壊に至らない試験条件となった。

手引きには, 「デフォメーション」として, 写真-2 に示す規則的な水平方向の溝により橋脚と膨張モルタルのせん断力伝達を図る方法が記載されている。しかし, このようなデフォメーションを既設高架橋柱側面に施そうとしても割れが発生して適切な成型とならないことが強く懸念される。そこで, 実工事においてはデフォメーションの代わりに, 写真-3 に示す全面目荒らしを行うこととした。本実験においては, デフォメーションを施工した試験体と全面目荒らしを施工した試験体を比較し, その影響を考察することとした。また硬質ゴムは過去の工事実績に倣い設置することとし, σ_m の計測方法は 3.1 膨張圧測定結果にて述べる。

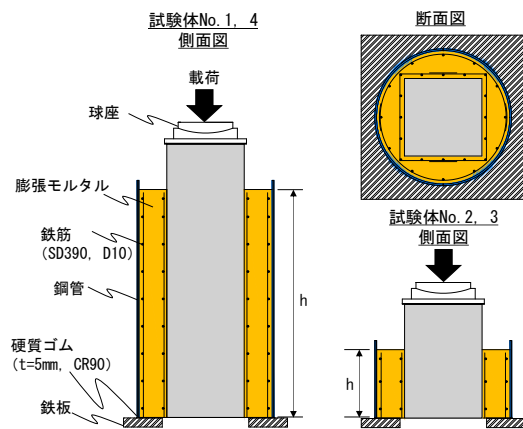


図-2 試験体

表-2 試験体一覧

試験体 No	RC 柱 サイズ (mm)	柱表面 処理方法	膨張モルタル高さ h (mm)	RC 柱コンクリート強度 f'_c (N/mm ²)	外管膨張圧 σ_M (N/mm ²)	設計荷重 P_d (kN)	せん断耐力の計算値 P_a^{cal} (kN)	試験装置の荷重能力時安全率 $10,000\text{kN}/P_d$
No.1	850×850	目荒らし	2,500	28.0	2.37	3,481	36,153	2.87
No.2	850×850	目荒らし	750	27.7	2.12	1,044	10,045	9.57
No.3	850×850	デフォメーション	750	30.6	2.02	1,044	10,481	9.57
No.4	800×700	目荒らし	2,500	31.2	2.38	2,923	37,742	3.42



試験体 No.1

試験体 No.2

試験体 No.3

試験体 No.4

写真-1 試験体



写真-2 デフォメーション状況

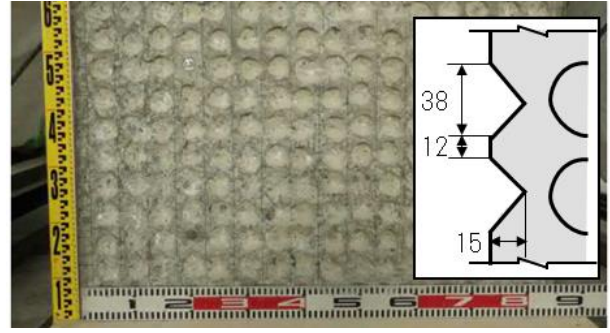


写真-3 目荒らし状況

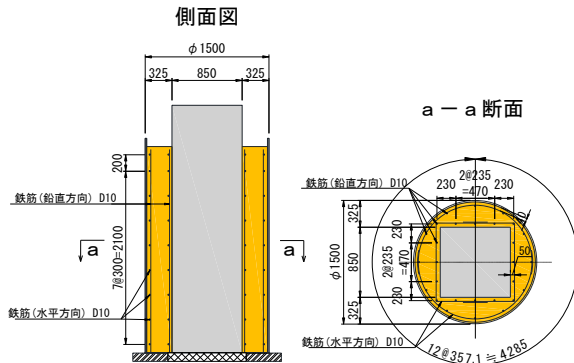


図-3 膨張モルタル内の配筋図

表-3 膨張モルタルの配合

打設	打設対象	材料温度 (°C)	水 (kg)	粉体 (kg)	練混ぜ量 (L)	圧縮強度 (N/mm ²)	荷日の材令 (日)	ヤング係数 (N/mm ²)
1回目	No.1	13.3	46.0	250	133	73.4	36.0	26000
	No.2					77.0	32.0	25700
	No.3					77.4	38.0	26400
	No.4					80.2	51.0	26800
2回目	No.1	12.0	46.5	250	133	71.5	35.0	26600
	No.2					71.1	31.0	25500
	No.3					72.2	37.0	26400
	No.4					75.5	50.0	27100

表-4 RC柱の圧縮強度

打設対象	呼び強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	荷日の材令 (日)	ヤング係数 (N/mm ²)
No.1	21.0	28.0	68.0	21700
No.2		27.7	64.0	20500
No.3		30.6	70.0	21500
No.4		31.2	83.0	21900

表-5 鋼管の物性値および寸法

試験体	ヤング係数 Es (N/mm ²)	ポアソン比 vs	鋼管厚さ t (mm)	鋼管内径 r (mm)
No.1	206000	0.282	18.55	1462.9
No.2			18.70	1462.6
No.3			18.70	1462.6
No.4			18.55	1462.9

2.3 試験体作成

(1) RC柱

RC柱の配筋はひび割れ防止程度とし、コンクリート強度は実物の設計基準強度 (24N/mm²) を目標とした配合とした。RC柱表面には、デフォメーションまたは目荒

らしを施し、吸水防止のためプライマーを塗布した。デフォメーションは、凸凹形状を付けた型枠を用いてコンクリート打設を行うとともに、凹部には遅延テープを添付し、若材令で水圧により表面を洗うことで形成した。なお、デフォメーションは幅 25mm、深さ 5mm の凹を 30mm 間隔で 14 列配置した。また、目荒らしは、鉛直・水平とも 50mm 間隔とし、Φ6mm の錐で下穴を削孔後、Φ38mm のハンマードリルを用いて人力で深さ 15mm 削孔することで形成した。

(2) 鋼管

実施工において鋼管は 4 分割したものを溶接により一体化して用いるが、試験体では分割せずに使用した。溶接部の裏当てが膨張モルタルを拘束し、膨張圧が高くなると推測されるため、試験体では裏当てがない状態で安全側の結果が得られると考えたためである。また、膨張圧試験により、鋼管内面に剥離剤を塗布することで膨張圧の低下傾向が認められたため、安全側の結果を得るための配慮として鋼管内面に剥離剤を塗布した。

(3) 膨張モルタル

膨張モルタルの養生方法は、膨張圧試験を踏まえ湛水養生とし、材齢 28 日以降で試験を実施した。図-3 に示す通り膨張モルタル内の配筋は、用心鉄筋の位置付けで過去の工事実績に倣い SD345、D10 を配置した。膨張モルタルの打設は、鋼板・硬質ゴム上で行うことにより、膨張面下面を平滑とし実験に影響がないようにした。

2.4 使用材料、配合

膨張モルタルの配合を表-3 に示す。膨張モルタルは、鋼管下端からの漏れ出しを防ぐため、初日に下端から 10cm のみ、翌日に天端までと 2 回に分けて打設した。RC柱の圧縮強度を表-4 に、鋼管の物性値および寸法を表-5 に示す。なお、鋼管のヤング係数とポアソン比は鋼管試験片の引張試験により測定した。硬質ゴムは、硬質クロロプレンゴムシート CR90 を用いた。

2.5 計測項目

試験体には図-4 のとおり計測器を設置し、荷重時における試験体の状態を把握できるようにした。計測項目は、ジャッキ荷重、RC柱・鋼管・膨張モルタル天端・鉄

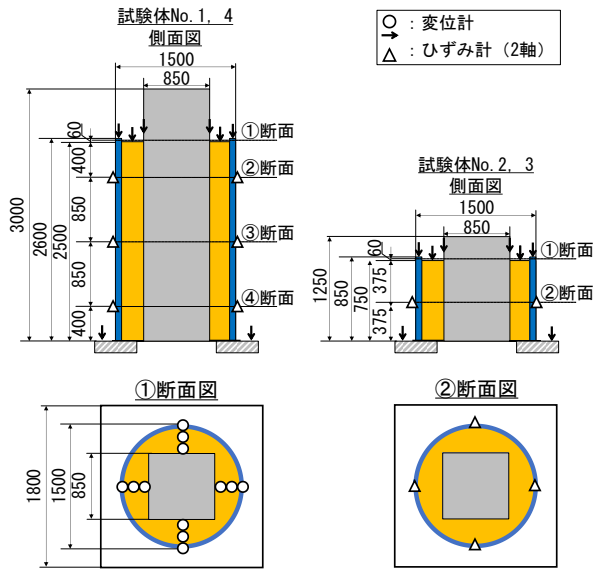


図-4 計測器配置

板の鉛直変位，鋼管ひずみ（鉛直方向・円周方向の2軸）とした。RC柱の天端変位測定位置は，膨張モルタル天端より100mm上とした。なお，本論文中において，RC柱・鋼管・膨張モルタルの天端変位と示す値は，鉄板との相対変位とするとともに，4方向を平均したものである。

3. 荷重試験

3.1 膨張圧測定結果

図-5 に膨張モルタルの打ち込みから荷重までの膨張圧経時変化を示す。参考のため，膨張圧試験と同様のφ100，t1.2の鋼管を用いて，試験体と同じ養生条件としたφ100 供試体の膨張圧も併記する。膨張圧は，二軸で計測した鋼管の膨張ひずみから式(4)により算出した。その際，No. 1, 4の膨張圧については上段，中段，下段の平均値を用いた。各試験体の荷重試験日における膨張圧は，表-2に示すとおり，2.0～2.4N/mm²であった。

$$\sigma_M = \frac{E_s \cdot t(\varepsilon_\theta + \nu_s \cdot \varepsilon_z)}{r(1 - \nu_s^2)} \quad (4)$$

- σ_M : 膨張圧
- ε_θ : 円周方向の鋼管のひずみ
- ε_z : 鉛直方向の鋼管のひずみ
- t : 鋼管の厚さ
- r : 鋼管の内径
- E_s : 鋼管のヤング係数
- ν_s : 鋼管のポアソン比

3.2 荷重試験結果

図-6～9に試験体 No.1～4 の設計荷重により無次元化した荷重とRC柱・鋼管・膨張モルタルの天端変位の測定結果を示す。試験体 No.1～4のいずれも荷重中に荷重が急激に低下することはなく，RC柱天端変位の増加に応じて荷重が増加したことから，せん断耐力の低下は

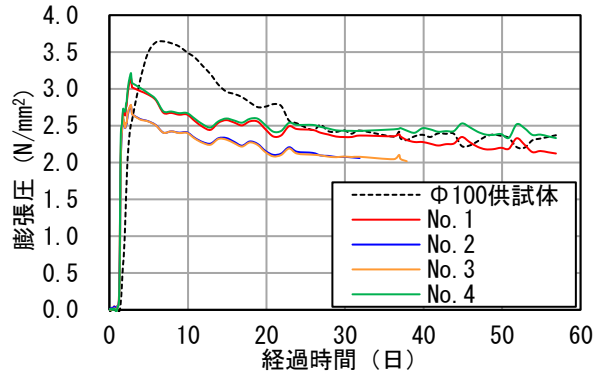


図-5 膨張圧の経時変化

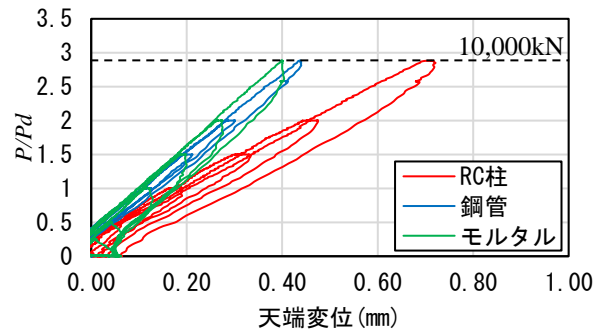


図-6 荷重試験結果（試験体 No. 1）

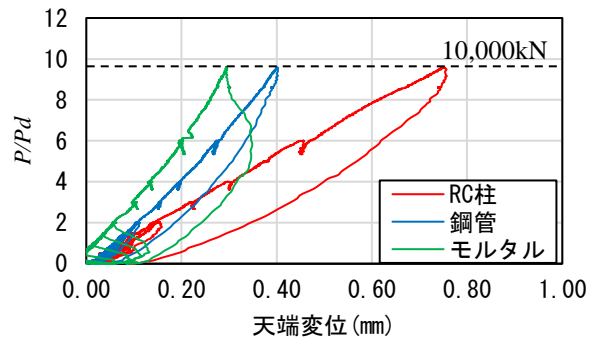


図-7 荷重試験結果（試験体 No. 2）

生じていないといえる。試験中の異音等は確認されず，膨張モルタル表面においても荷重によるクラックの発生等は確認されなかった。試験体 No.1, 4については実物大において必要なせん断耐力を有することを確認できた。試験体 No.2, 3については，本構造により9.57以上の安全率を確保できることが確認できた。

RC柱天端変位は鋼管天端変位や膨張モルタル天端変位に比べて，グラフの傾きが小さく，RC柱が鋼管，膨張モルタルに比べ0.4mm程度大きな変位が発生した。これは，RC柱と膨張モルタル面のずれによる変位であると考えられる。

3.3 柱表面処理方法の影響

RC柱の表面処理として目荒らしを行った試験体 No.2とデフォメーションを行った試験体 No.3の結果を比較し，表面処理の違いによる影響について考察する。図-7, 8より，荷重荷重10,000kN時のRC柱天端変位は目荒らしとした試験体 No.2が約0.75mm，デフォメーション

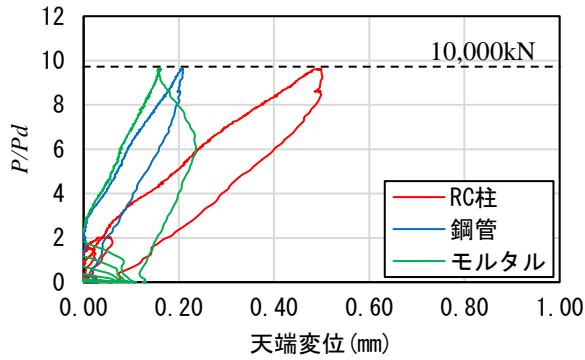


図-8 荷重試験結果 (試験体 No. 3)

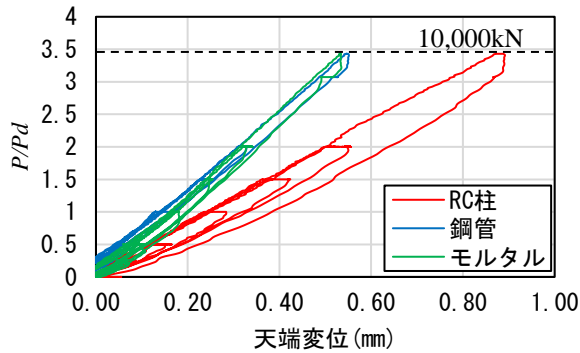


図-9 荷重試験結果 (試験体 No. 4)

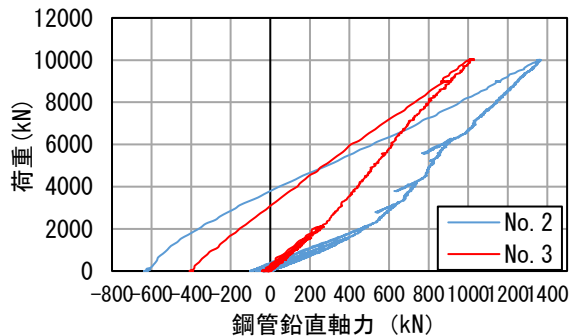


図-10 鋼管に発生した鉛直軸力 (No. 2, 3)

ンとした試験体 No.3 が約 0.5mm と 0.25mm 程度の差があることわかる。しかし、いずれも 1mm 以下と非常に小さいため、構造性能や供用性に影響を与える大きさではない。また、荷重試験時のせん断耐力の計算値は試験体 No.3 の方が大きい値となっており(表-2)、この影響により変位が小さくなったことも考えられる。

鋼管の鉛直軸力は、荷重荷重 10,000kN に対して試験体 No.2 で 1,367kN、試験体 No.3 で 1,029kN であった(図-10)。鋼管の鉛直軸力を、式(5)、(6)により算出した。

$$\sigma'_{vs} = \frac{-E_s(\varepsilon_z + \nu_s \cdot \varepsilon_\theta)}{(1 - \nu_s^2)} \quad (5)$$

$$N'_s = \sigma'_{vs} \cdot A_s \quad (6)$$

σ'_{vs} : 鋼管の鉛直圧縮応力

ε_z : 鋼管におけるひずみ計測値 (鉛直方向)

ε_θ : 鋼管におけるひずみ計測値 (水平方向)

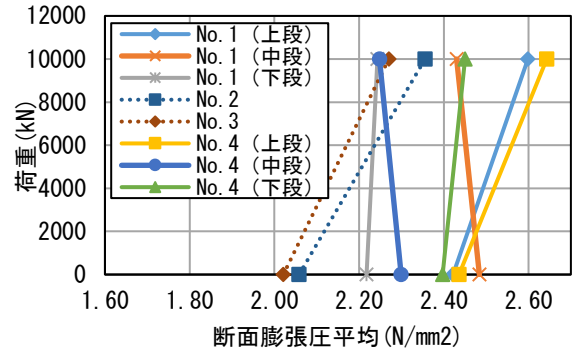


図-11 荷重と膨張圧の関係

N'_s : 鋼管鉛直軸力

A_s : 鋼管の断面積

両者に差は生じているが、これは柱表面処理方法に起因するのではなく、図-11 に示す通り荷重により増加する膨張圧が大きい No.2 の方が、膨張モルタルと鋼管の摩擦が増加したことが原因と考えられる。

3.4 膨張圧の分布

図-11 に、試験体 No.1, 4 における荷重と上中下段における膨張圧の関係を示す。荷重中に上段の膨張圧が上昇し、中段の膨張圧が減少する傾向が確認された。この傾向について試験体に発生する軸力及び各部材の水平方向のひずみにより考察を行った。RC 柱と膨張モルタルの軸力分担を明らかにすることが困難であるため、鋼管以外の鉛直軸力は全て膨張モルタルで負担すると仮定し、膨張モルタルに発生する軸力は式(7)より、鋼管の鉛直応力による水平ひずみは式(8)、(9)より算出した。

$$N'_m = P - N'_s \quad (7)$$

N'_m : 膨張モルタルの鉛直軸力

P : 荷重荷重

$$\sigma'_{vs} = \frac{N'_s}{A_s} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{hs} = \frac{\nu_s \sigma'_{vs}}{E_s} \quad (9)$$

ε_{hs} : 鋼管の鉛直応力による水平ひずみ

荷重荷重 10,000kN 時の鋼管及び膨張モルタルの鉛直軸力分布について図-12 に、鉛直応力による鋼管と膨張モルタルの水平ひずみの一覧について表-6 に示す。膨張モルタルの鉛直応力による水平ひずみは式(10)、(11)より算出した。

$$\sigma'_{vm} = \frac{N'_m}{A_m} \quad (10)$$

$$\varepsilon_{hm} = \frac{\nu_m \sigma'_{vm}}{E_m} \quad (11)$$

σ'_{vm} : 膨張モルタルの鉛直圧縮応力

A_m : 膨張モルタルの断面積

ε_{hm} : 膨張モルタルの鉛直応力による

水平ひずみ

ν_m : 膨張モルタルのポアソン比

E_m : 膨張モルタルのヤング係数

試験体 No.1, 4 とも、鋼管に発生する軸力は 1,000~3,000kN 程度であり、上段、下段、中段の順に大きくなっていった。軸力の伝達は RC 柱、膨張モルタル、鋼管の順に伝達していくため、載荷地点に近い上段での値が最も小さくなっている。すなわち RC 柱と膨張モルタルに発生している軸力が 3 段の中で上段が最も大きく、その分水平方向に鋼管を押し広げ、膨張圧が上昇しているものと考えられる。そこで各計測位置 (②~④断面) における鋼管と膨張モルタルそれぞれの鉛直応力による水平ひずみを比較し、その膨張傾向の確認を行った。膨張圧の上昇が確認された上段における鉛直応力による水平ひずみは、膨張モルタルに比べて鋼管の方が小さいため、無荷重時に比べて拘束が大きくなる方向に挙動し、膨張圧が上昇したと考えられる。

一方、膨張圧が減少していた中段については鉛直応力による水平ひずみの関係性は逆転し、水平ひずみが膨張モルタルに比べて鋼管の方が大きいため、無荷重時に比

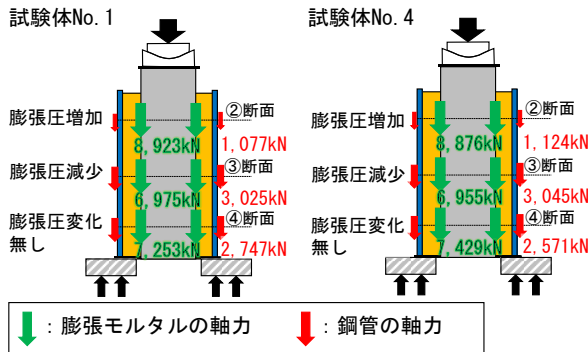


図-12 鋼管に発生した軸力分布

表-6 鉛直応力による水平ひずみ一覧 (No. 1, 4)

試験体No.1		上段 ②	中段 ③	下段 ④	
鋼管	N_s	kN	1,077	3,025	2,747
	σ'_{vs}	N/mm ²	12.5	35.0	31.8
	ϵ_{hs}	μ	17.1	47.9	43.5
膨張モルタル	N_m	kN	8,923	6,975	7,253
	σ'_{vm}	N/mm ²	5.3	4.1	4.3
	ϵ_{hm}	μ	39.8	30.8	32.3
鉛直応力による水平ひずみの比較		$\epsilon_{hs} < \epsilon_{hm}$ 差分: -22.7 μ	$\epsilon_{hs} > \epsilon_{hm}$ 差分: +17.1 μ	$\epsilon_{hs} > \epsilon_{hm}$ 差分: +11.2 μ	

試験体No.4		上段 ②	中段 ③	下段 ④	
鋼管	N_s	kN	1,124	3,045	2,571
	σ'_{vs}	N/mm ²	12.5	35.3	29.8
	ϵ_{hs}	μ	17.8	48.4	40.8
膨張モルタル	N_m	kN	8,876	6,955	7,429
	σ'_{vm}	N/mm ²	5.3	4.1	4.3
	ϵ_{hm}	μ	39.1	30.3	32.5
鉛直応力による水平ひずみの比較		$\epsilon_{hs} < \epsilon_{hm}$ 差分: -21.3 μ	$\epsilon_{hs} > \epsilon_{hm}$ 差分: +18.1 μ	$\epsilon_{hs} > \epsilon_{hm}$ 差分: +8.3 μ	

べて拘束が小さくなる方向に挙動し、膨張圧が減少した。また下段は鉛直応力による水平ひずみの差分が小さいため、膨張圧の変化も小さくなったものと考えられる。この傾向は試験体 No.1, 4 ともに同様の傾向を示していた。以上より、鉛直荷重の増加と共に上段において膨張圧が増大しており、中段において膨張圧が減少する理由としては、鋼管と膨張モルタルに発生する軸力が鉛直方向に変化することに伴い、ポアソン効果で鉛直ひずみ・水平ひずみも鉛直方向で変化することが原因であると考えられる。実際には RC 柱も軸力を負担するため鉛直応力による膨張モルタルの水平ひずみ ϵ_{hm} は表-6 よりも小さい値となるが、RC 柱と膨張モルタルが同様の鉛直ひずみになると仮定し計算しても同様の傾向は得られる。

4. まとめ

鋼管ブラケット構造の安全性を確認するために、実大の試験体を用いた鉛直一方向載荷試験を行った。実験の結果以下の知見を得た。

- (1) 手引きに従って設計した実大の試験体 No.1, 4 に関して、実構造において必要なせん断耐力を有していることが確認された。
- (2) 膨張モルタル高さを低くした試験体 No.2, 3 に関しても、載荷による耐力低下が確認されず、安全率 $F_s=9.57$ 以上を有していることが確認された。
- (3) RC 柱の表面処理として目荒らしを行った試験体 No.2 とデフォメーションを行った試験体 No.3 を比較したところ、デフォメーションを行った No.3 のほうが変形は小さくなったが、いずれの天端変位も 1mm 以下であり構造上問題とならないことが確認された。
- (4) 載荷荷重の増加と共に、上段では膨張圧が増大し、中下段では膨張圧が減少する傾向となった。これは、鋼管及び膨張モルタルの軸力が鉛直方向に変化することに伴い、軸力による水平方向ひずみ (ポアソン効果) の大小関係が変化することに起因すると考えられる。

謝辞

本実験の実施にあたり、公益財団法人鉄道総合技術研究所ならびにデンカ株式会社にご協力いただきました。関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 東海旅客鉄道：名古屋駅地下鉄 6 号線建設工事誌, 1990,3
- 2) 日本国有鉄道：地下鉄博多駅建設工事誌, 1986,4
- 3) (公財) 鉄道総合技術研究所：アンダー・ピニング設計・施工の手引き, 1987,9