

### 3. サンドルの水平安定性に関する実験的検討\*

大幢勝利\*\*, 高梨成次\*\*, 高橋弘樹\*\*

### 3. Experimental Study on Horizontal Stability of Saddle\*

by Katsutoshi OHDO\*\*, Seiji TAKANASHI\*\* and Hiroki TAKAHASHI\*\*

**Abstract;** When constructing or reconstructing bridge girders, a temporary structure called a saddle is often used as a support. The saddle is composed of many stacked steel H-beams, each with a width and height of 150 mm, in a double cross. The load on the saddle comprises the vertical load due to the weight of the bridge girders, and the horizontal load due to the launching erection. Although the strength against vertical loads is considered when designing the saddles, the horizontal stability against the horizontal load has largely been judged based on the experience of the construction workers.

In recent years, 2-edge girders have been widely used in steel bridges to reduce the cost, but fewer girders means not only a greater girder height but also higher saddles to support them. When saddles are higher than 5 m and conventional construction methods that rely on workers' experience are used, the horizontal stability of the saddles could constitute a risk as skilled workers are decreasing in number. However, few studies have focused on the horizontal stability of saddles through experiments and analyses. Therefore, in this study we conducted experiments which involved applying vertical and horizontal loads to actual saddles stacked in a basic arrangement to obtain fundamental data on the horizontal stability of the saddles. In the experiments, vertical and horizontal loads were applied to saddles measuring in height from 1 m to 4 m for a single saddle, and 3 m and 5 m for the twin saddles. The twin saddles were connected to each other by steel angles and braces. All of these conditions were decided based on the opinions of on-site engineers and considered to be similar to the conditions at actual construction sites. The vertical loads increased in increments of 500 kN from 500 kN to 3000 kN and the horizontal load, which was 5%, 10%, and 20% of each vertical load, was applied to the top of the saddle to examine the maximum vertical load that could be applied to the corresponding horizontal load.

The results are summarized as follows:

1) The 2-m single saddles could bear the horizontal load of 10% until the vertical load reached 3000 kN. However, the 3-m single saddles could not bear the horizontal load of 10% until the vertical load reached even 2000 kN, and the 4-m single saddles could not bear the horizontal load of 10% even before the vertical load reached 500 kN.

2) When considering seismic load, the 2-m saddle and 1000 kN vertical load appears to be the limit.

3) On the other hand, the twin saddles connected to each other were stable at the height of even 5 m against seismic load.

4) Therefore, it is concluded that single saddles should be connected to each other when the saddle height exceeds 2 m in consideration of the limits of the combination loads.

**Keywords;** Bridge girder, Erection, Horizontal stability, Saddle, H-beam.

---

\* The 4th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (2008)において一部発表

\*\* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

## 1. はじめに

橋桁の送り出し工法などにおいて、橋桁の仮受け台として小型のH形鋼などを井桁状に組み上げた、サンドルを使用するケースが多い。サンドルには、橋桁の自重などによる鉛直荷重と送り出し架設などによる水平荷重が作用するが、後者に対する水平安定性については、これまで作業員や技術員の経験や勘によって保たれてきた部分が多くある。このような状況の中、近年はコスト削減などの理由により少主桁が多用されているため、桁高が高くなる傾向にあり、必然的にそれを支えるサンドルの高さも高くなっている。サンドルの中には高さ5mを超えるものも使用されているが、熟練労働者の減少からこれまでの経験や勘に頼った架設では、サンドルの水平安定性が保てなくなる恐れがある。しかし、サンドルの水平安定性について、実験や解析によって検討した研究はほとんど見受けられない。

そこで本研究では、1列および2列の基本的な構造に組み上げたサンドルのタワーに対し鉛直-水平加力実験を行い、サンドルの水平安定性に関する基礎データを得ることを目的とした。

## 2. 実験方法

### 2.1 1列に組み上げたサンドル (シングルタワー)

サンドルの基本的な構造として、H-150×150×7×10のサンドル材を3本ずつ井桁状に1列に組み上げた、高さ1~4mのサンドル (以下、シングルタワーと呼ぶ) に対し、3000kN圧縮試験装置と2台の160kNアクチュエータの組み合わせにより、鉛直-水平加力実験を行った。写真1に、4mの場合における実験状況を示す。

サンドル材の種類としては、直下のサンドル材がリブの真下になるよう設置するもの (Aタイプ、写真2) と、両端で直下のサンドル材がリブの間になるよう設置するもの (Bタイプ、写真3) の2種類とした。サンドル材間の固定方法は、写真2、3に示すように上下のサンドル材間の2ヶ所のボルト孔のうち、両端のサンドル材では両端部の穴を、中央では左右どちらかの穴をボルトで固定した。また、サンドルの最上端のみ、サンドル材を写真1に示すように水平加力方向直角に2本とし、試験機と加力板との間には、写真3に示すように上端の2列のサンドル材の幅を一辺とする厚さ21mmの正方形の鋼製板を、橋桁受け材として挿入した。サンドル最下端は水平加力方向直角に長さ2mのH-400×400の鉄骨架台を、サンドルの敷桁として2本並べボルトで固定した。なお、サンドル最上端の鋼製板及び最下端の鉄骨架台は、試験機加力板及び耐力床がそれぞれ橋桁と橋脚に相当するため、両者とボルト等により固定しないものとした。これ

らの条件は、全て現場技術者の意見を参考にしたものであり、実際の現場に近い状況とした。その状況を図1に示す。

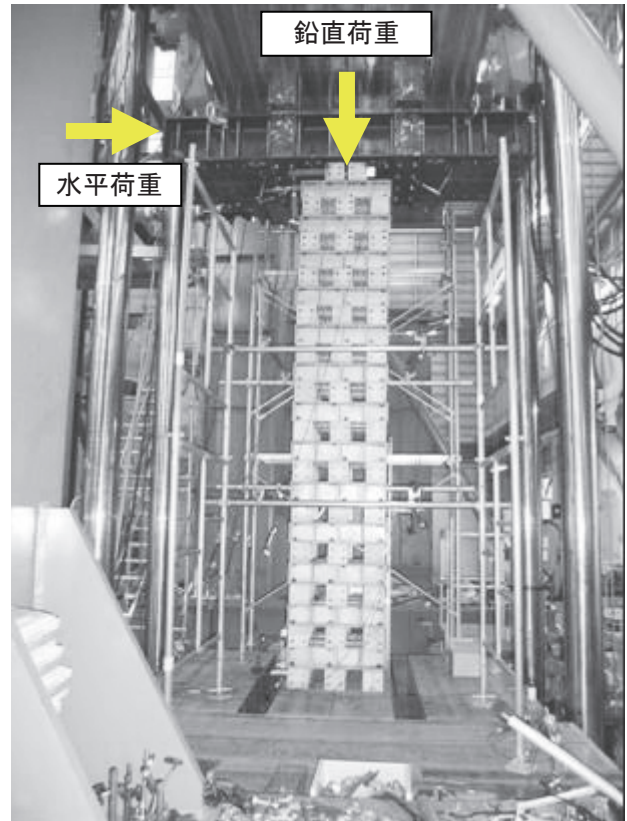


写真1 4mのシングルタワー

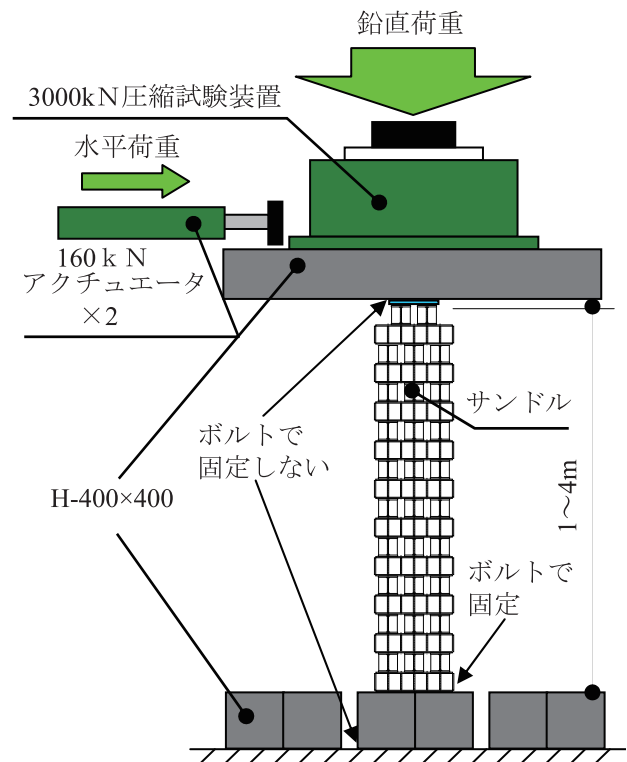


図1 実験状況 (シングルタワー, 3mの場合)

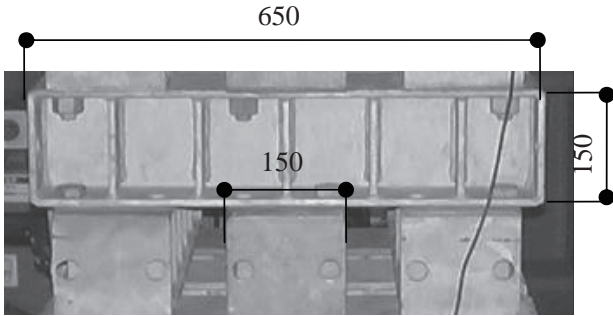


写真2 サンドル材Aタイプ

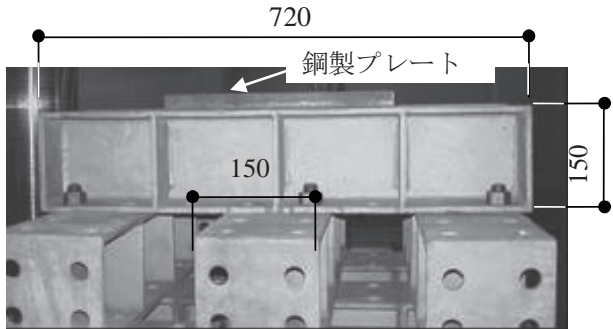


写真3 サンドル材Bタイプ

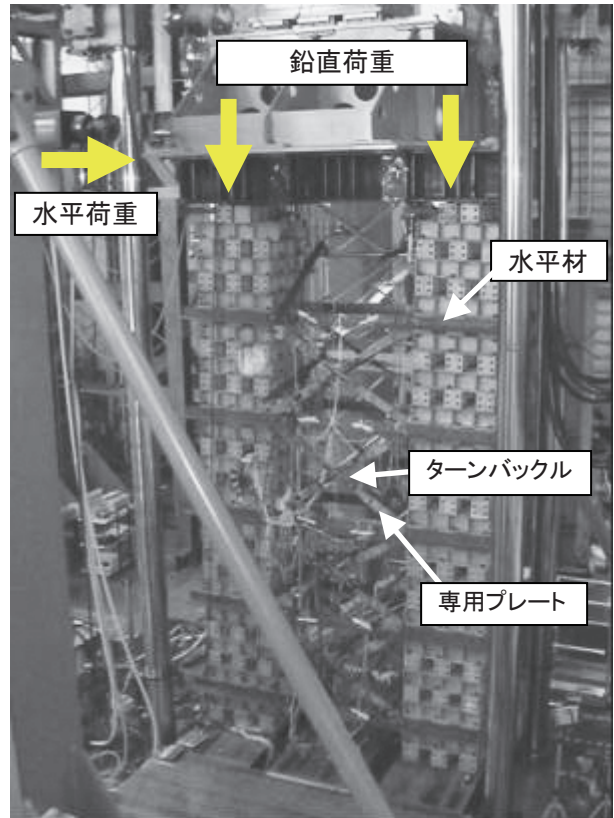


写真4 5mのツインタワー

## 2.2 2列に組み上げたサンドル (ツインタワー)

前節と同様の構造に組み上げた2列のシングルタワー同士を、水平材(L-100×100×10)とブレース(専用プレートとターンバックル)で連けいた構造のサンドル(以下、ツインタワーと呼ぶ)に対し、鉛直-水平加力実験を行った。実験では、ツインタワーの高さを3mと5mとし、5mの場合における鉛直-水平加力実験の状況を写真4に示す。また、サンドル材の種類としては、シングルタワーの実験と同様に、直下のサンドル材がリブの真下になるよう設置するもの(Aタイプ)と、両端で直下のサンドル材がリブの間になるよう設置するもの(Bタイプ)の2種類とした。その他、サンドルの上端および下端の条件等については、全てシングルタワーの実験と同様にし、全て現場技術者の意見を参考にして実際の現場に近い状況とした。その状況を図2に示す。

## 2.3 水平加力方法

実験では、図1および図2に示すように、サンドルの上端から鉛直荷重を500kNから500kNずつ3000kNまで増加させながら載荷し、それぞれの荷重ごとに鉛直荷重の5%、10%、20%の水平荷重(以下、単にそれぞれ水平荷重5%、10%、20%とする)をサンドル上端に与えることにより、水平加力ができなくなる限界の鉛直荷重を調べた。また、水平加力は、写真1および写真4に示すように、左から右への一方向単調載荷とした。

なお、試験機の能力の制約により、水平荷重5%、10%、20%の場合の最大鉛直荷重は、それぞれ3000、3000、1500kNとした。

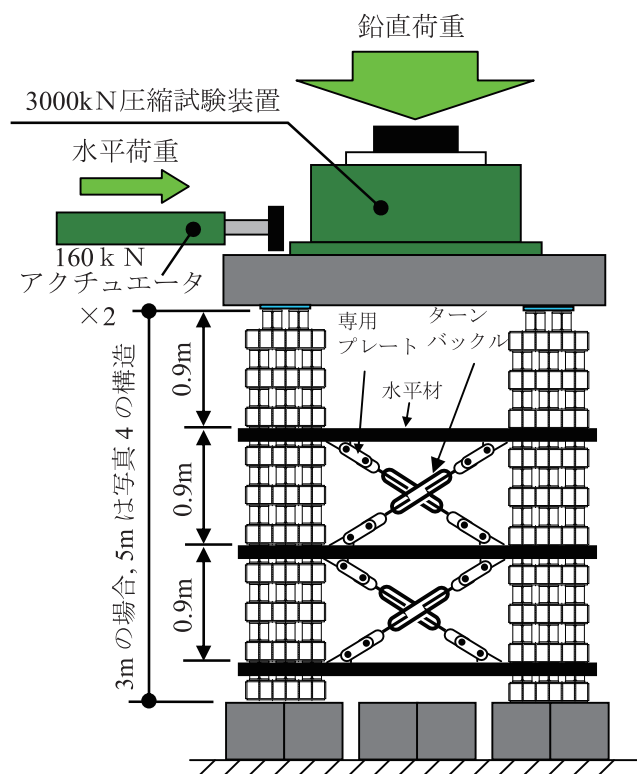


図2 実験状況 (ツインタワー, 3mの場合)

本実験における、シングルタワーおよびツインタワーに対する各種条件を、一覧表として表1に示す。

表1 実験における各種条件

サンドルの構造	サンドルの高さ	鉛直荷重の大きさ		
		水平荷重5%の時	水平荷重10%の時	水平荷重20%の時
シングルタワー	1m			
	2m	500kN～	500kN～	500kN～
	3m	3000kN	3000kN	1500kN
	4m			
ツインタワー	3m	500kN～	500kN～	500kN～
	5m	3000kN	3000kN	1500kN

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 サンドルの限界荷重

図3に、水平加力ができなくなる限界の鉛直荷重とサンドルの高さとの関係を示す。各荷重は、試験装置の荷重計より検出した。図3では、シングルタワーの結果を点線、ツインタワーの結果を実線で示すが、サンドルのタイプの違いが実験結果にそれほど大きな影響を及ぼしていない。

シングルタワーでは、サンドルの高さ2mまでは両タイプのサンドルとも、試験機の能力の限界である鉛直荷重3000kNまで水平荷重10%の加力が可能であった。3mの場合には両タイプのサンドルとも、鉛直荷重1500kNまで水平荷重10%の加力が可能であった。しかし、4mの場合には両タイプのサンドルとも、鉛直荷重が500kNであっても水平荷重10%の加力が不可能であった。以上より、サンドルの高さが4mの場合には非

常に不安定となるため、この高さでは使用すべきではないと考えられる。

水平荷重20%は地震荷重を考慮した場合であるが、2mの場合には両タイプのサンドルとも、鉛直荷重1000kNまで水平加力が可能であった。しかし、3m以上の場合には両タイプのサンドルとも水平加力が不可能であった。ただし、地震荷重を見込むかどうかは、サンドルの供用期間などにより決めるべきである。また、地震荷重による水平荷重を鉛直荷重の20%とすることが妥当かどうかについても、更なる検討を要する。

一方、ツインタワーの場合には、高さ5mで水平荷重が10%、20%の時でさえ、鉛直荷重がそれぞれ試験機の限界となる3000kN、1500kNまで載荷可能であった。シングルタワーの場合には、高さ4mで鉛直荷重が500kNの時でも、水平荷重10%の加力が不可能であったことから、ツインタワーの場合にはサンドルの高い連け効果が確認できた。

#### 3.2 サンドルの破壊形態

本実験ではサンドルの破壊形態として、写真5および写真6に示す2つの形態が表れた。写真5は、サンドル上端に挿入した鋼製板により、最上端のサンドル材が変形する形態である。この破壊形態は、サンドルの高さが低く、鉛直荷重が大きい場合に先行して現れる傾向があった。

一方、写真6は、最下端の鉄骨架台が浮き上がりサンドル全体が横倒れする形態である。この破壊形態は、サンドルの高さが高い場合に先行して表れる傾向があったが、鉛直荷重が小さい場合、例えばサンドルの高さ4m、鉛直荷重が500kNの場合において、水平荷重10%に達する前に横倒れが発生していた。このため、次節ではサ

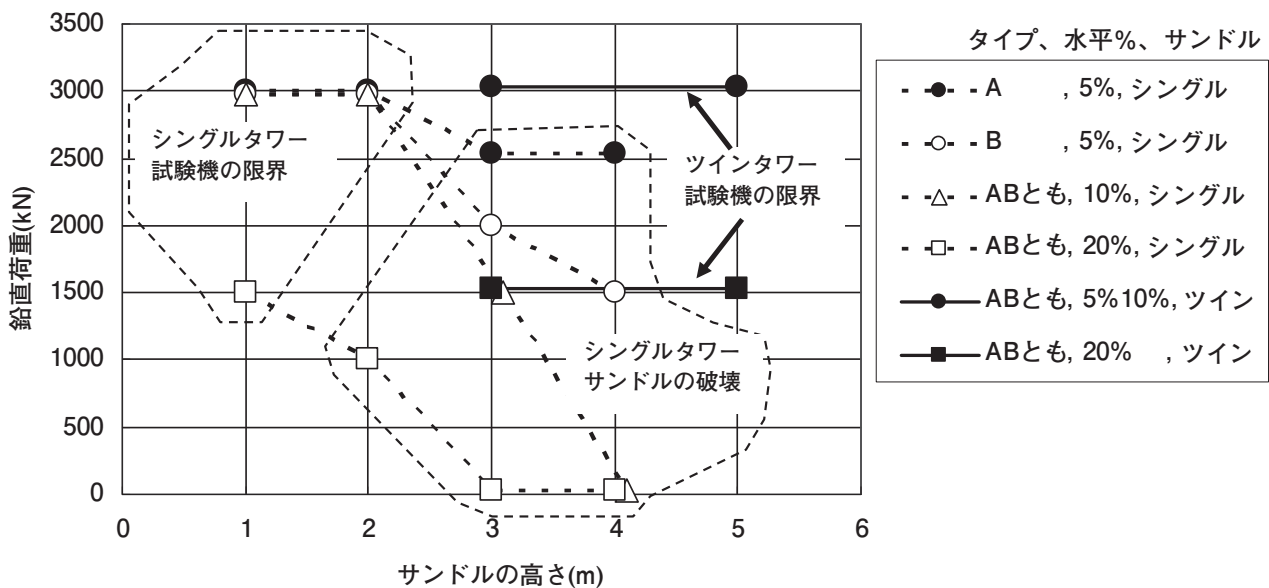


図3 水平加力ができなくなる限界の鉛直荷重とサンドルの高さとの関係

ンドルの横倒れの前兆として、サンドル最上端の水平変形について考察する。

### 3.3 鉛直荷重とサンドル最上端の水平変形の関係

図4および図5は、水平荷重の割合(5%, 10%, 20%)毎に、鉛直荷重とその時のサンドル最上端における水平加力方向の水平変形量の関係を示したものである。水平変形量は、ひずみ式変位変換器により検出した。図中の○で囲まれた点は、水平荷重がその時の割合に達する前にサンドルが破壊に至った場合であり、破壊時における水平変形量として示した。サンドルの高さが高くなるにつれ、水平変形量が大きくなっており、それに伴い鉛直荷重による転倒モーメントが増大するため、写真6に示すような横倒れによる破壊が発生しやすくなることがわかる。

シングルタワーで高さ1mの場合には、水平変形量が非常に小さく、今回実験した範囲の荷重においては高い安定性が保たれていたと考えられる。高さ2mの場合には、水平荷重10%までは安定していたが、水平荷重20%の時に水平変形量が極端に大きくなっていった。このような地震荷重を見込むかどうかは、前述したようにサンドルの供用期間などにより決めるべきである。

高さ3mおよび4mの場合には、水平荷重10%を超えると、鉛直荷重が小さい場合でも急激に変水平形量が大きくなるため、もはやこの高さでは使用すべきではない。

一方、ツインタワーで高さ3mの場合には、今回実験した範囲の荷重において水平変形量が小さく安定していた。高さ5mの場合には、水平荷重10%で鉛直荷重2000kNを超えると水平変形量が増大しており、さらに水平荷重20%では鉛直荷重1500kNで水平変形量が極端に大きくなっていった。しかし、シングルタワーを連けい

したツインタワーは非常に粘り強く、破壊には至らなかったため、その限界荷重は明らかにできなかった。

本来なら、水平変形量を高さで除した回転角で評価すべきであるが、水平変形量が100mmを超えると、シングルタワーは高さによらず全て横倒れによる破壊をしていた。このため、この値は高さによらずサンドルの水平安定性を保つ限界値の目安であると考えられる。また、シングルタワー、ツインタワーの構造によらず、どの高さでも水平変形量が50mmを超えると、次のステップの鉛直荷重から急激に水平変形量が増大するため、水平変形量50mmが管理値としての一つの目安になると考えられる。

### 3.4 水平荷重とサンドル最上端の水平変形の関係

図6および図7は、鉛直荷重(1000kN, 2000kN, 3000kN)毎に、水平荷重とその時のサンドル最上端の水平変形量の関係を示したものである。図中の○で囲まれた点は、前節と同様に、水平荷重がその値に達する前にサンドルが破壊に至った場合であり、破壊時における水平変形量として示した。

シングルタワーの場合には、水平荷重が同じ場合、鉛直荷重が大きいほど水平変形量が小さくなる傾向にあり、安定側になることがわかった。高さ2mで水平荷重が200kNを超えると、水平変形量が急激に増大して50mmを大きく超える場合があり、この値が限界値であると考えられる。また、高さ3mの場合には、水平荷重100kNで水平変形量が50mmを超える場合もあった。

ツインタワーの場合には、鉛直荷重によらず水平荷重の大きさに水平変形量が決まる傾向にあった。高さ5mで水平荷重が200kNを超えると、水平変形量が50mm程度となるため、この値が限界値であると考えられる。

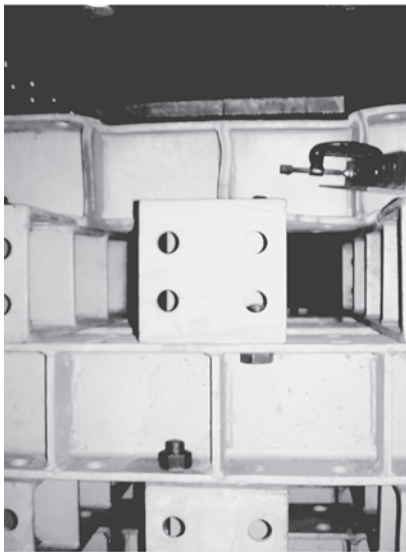


写真5 サンドル材の変形



写真6 サンドルの横倒れ

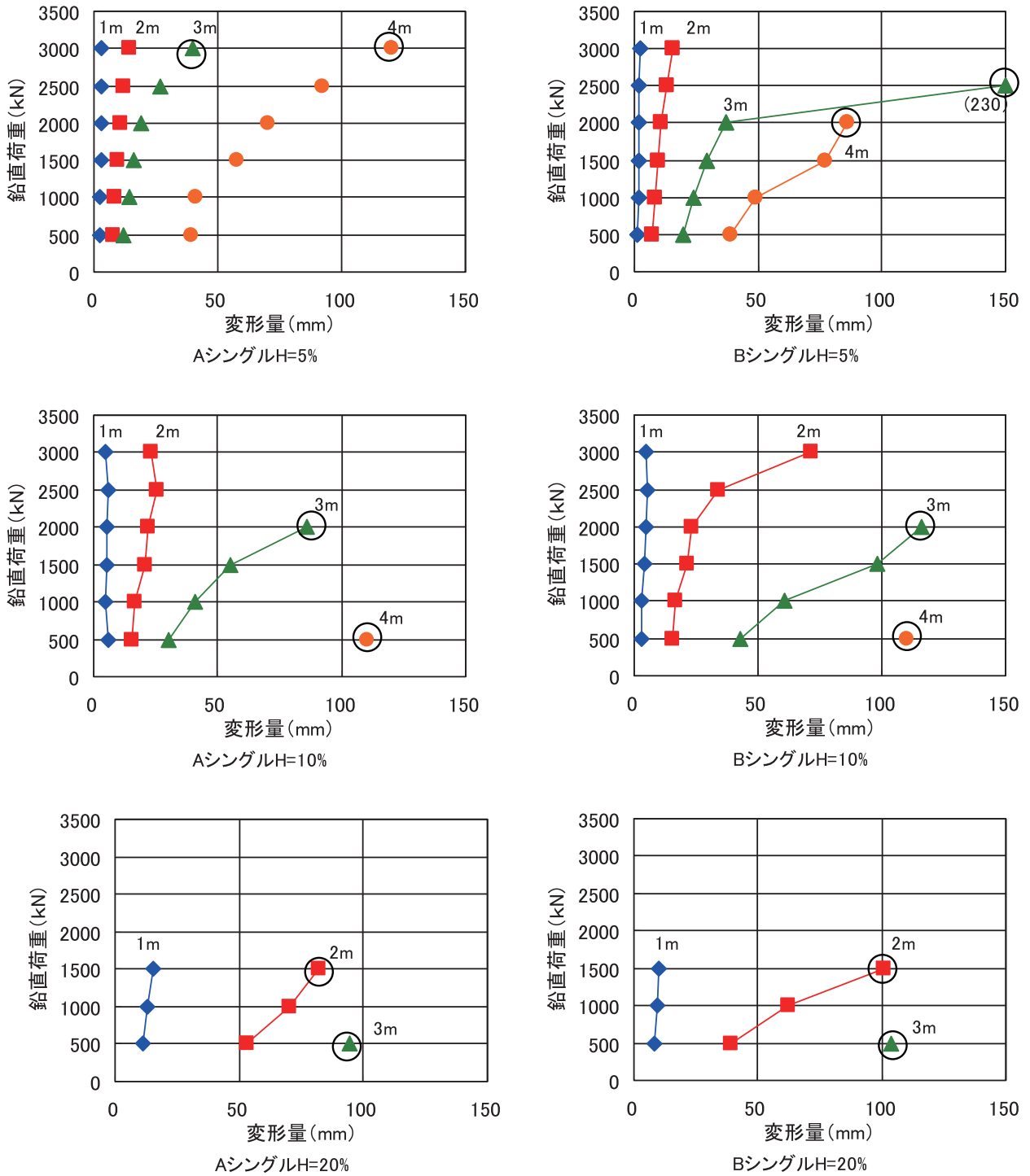


図4 水平荷重の割合 (H=5%, 10%, 20%) 毎の、鉛直荷重とその時のサンドル最上端の水平変形量の関係 (シングルタワーの場合)

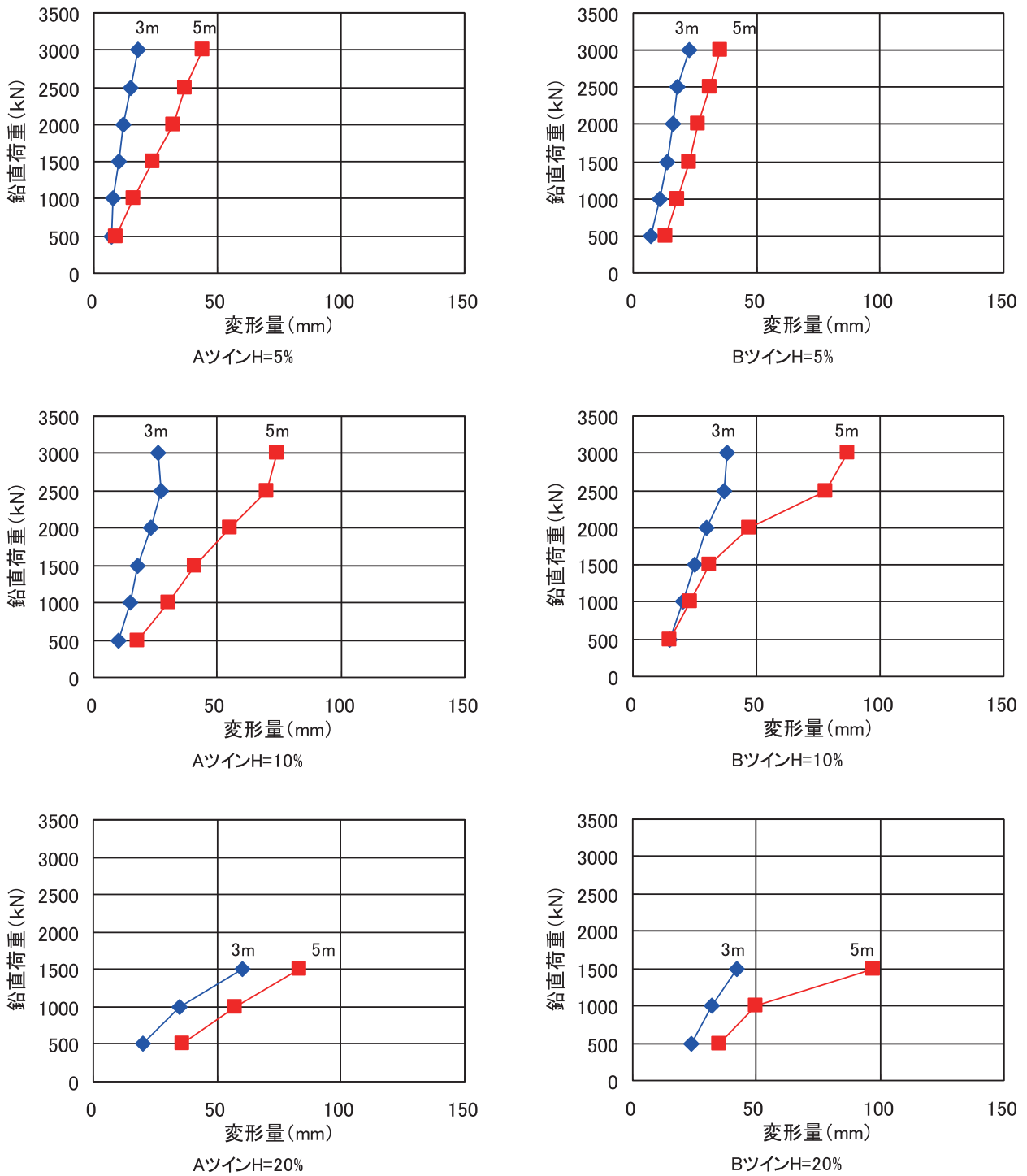


図5 水平荷重の割合 (H=5%, 10%, 20%) 毎の, 鉛直荷重とその時のサンドル最上端の水平変形量の関係 (ツインタワーの場合)

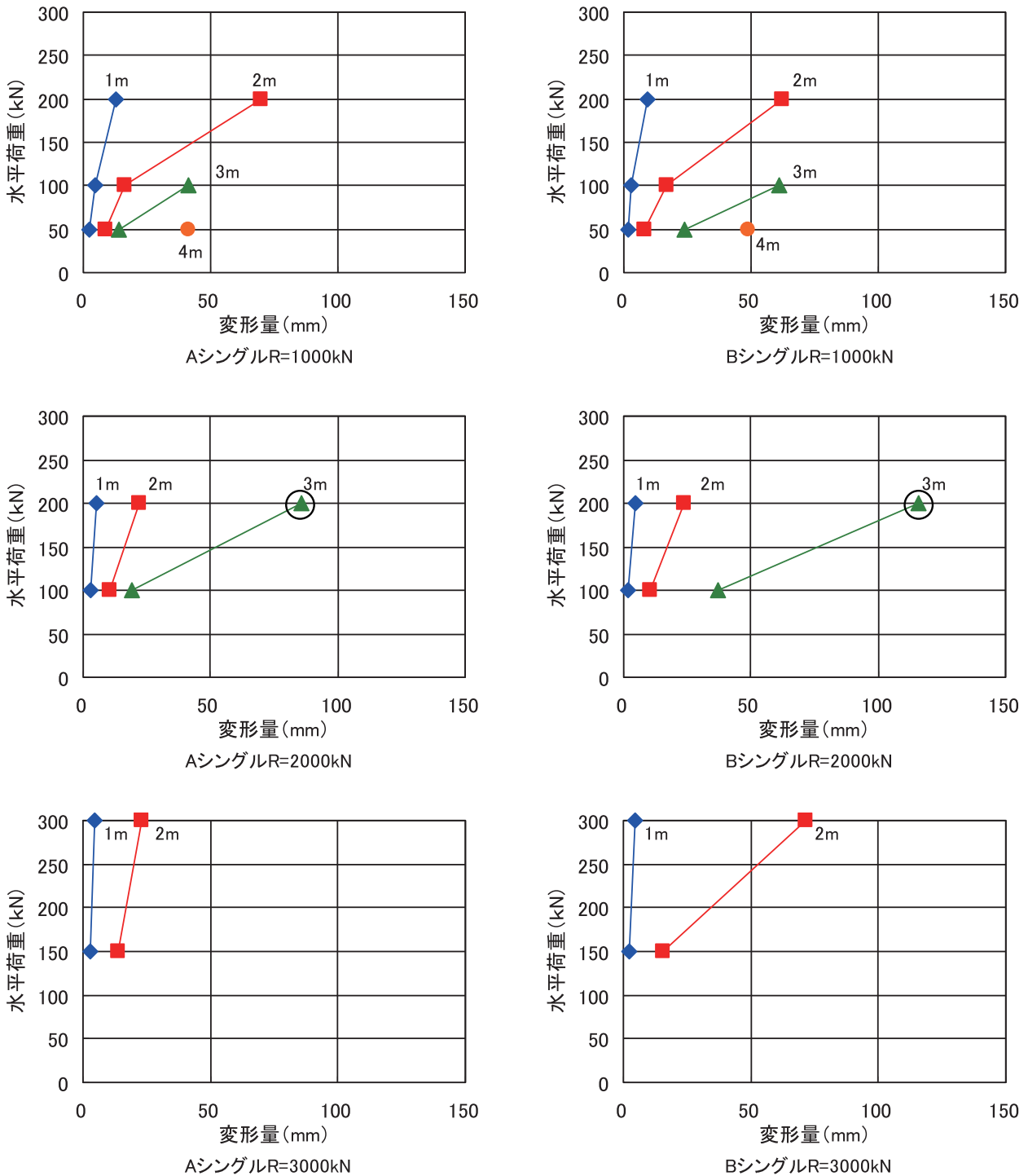


図6 鉛直荷重 (R=1000kN, 2000kN, 3000kN) 毎の、水平荷重とその時のサンドル最上端の水平変形量の関係 (シングルタワーの場合)



サンドルの水平安定性に関する実験的検討

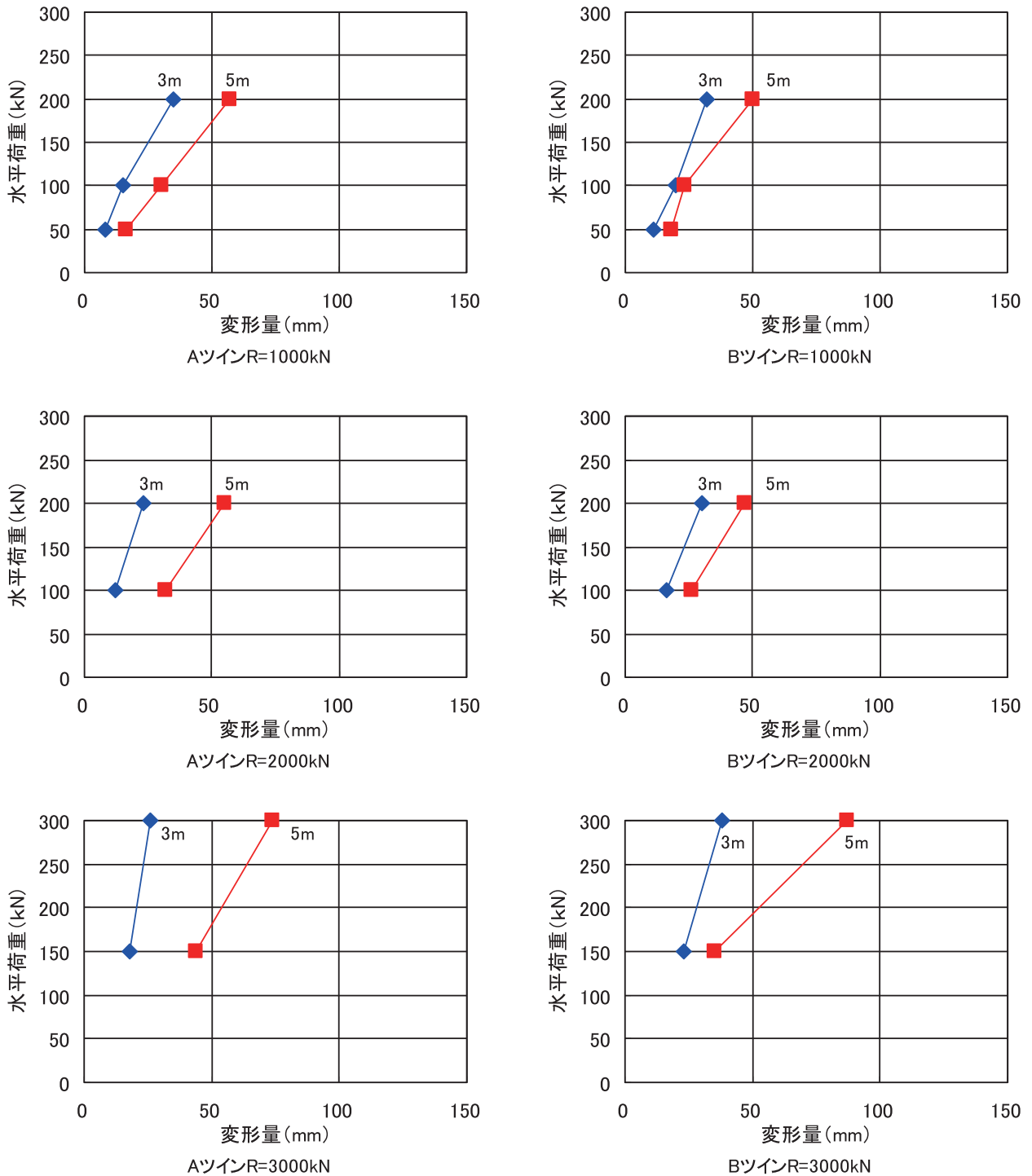


図7 鉛直荷重 (R=1000kN, 2000kN, 3000kN) 毎の、水平荷重とその時のサンドル最上端の水平変形量の関係 (ツインタワーの場合)

### 3.5 ツインタワーの連けい効果

図8は、Aタイプのシングルタワーとツインタワーについて、高さ3mの場合における、サンドル1列あたりに作用する鉛直荷重とサンドル最上端の水平変形量の関係を示したものである。すなわち、ツインタワーの場合は、試験機による全体の鉛直荷重を2で除して、サンドル1列（シングルタワー）あたりに換算して表したものである。これは、橋脚上においてシングルタワーを2列に並べて立て場合と、それを水平材とブレースで連けいしてツインタワーとした場合の効果を、サンドル1列あたりに換算して比較するためである。

図8より、水平荷重10%および20%の場合には、同一の鉛直荷重での水平変形量が、明らかにツインタワーの方が小さく、水平材とブレースによる連けい効果を確認することができた。

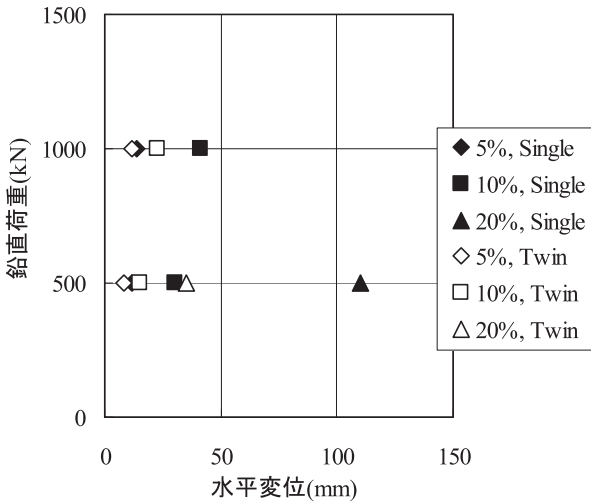
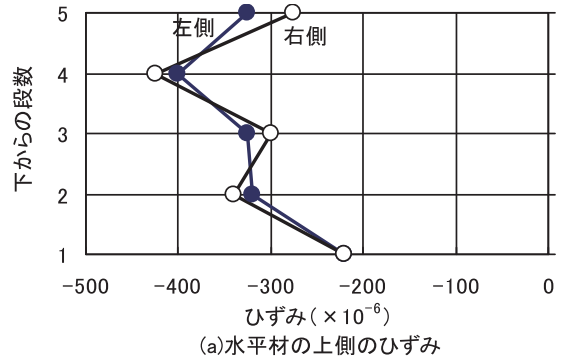


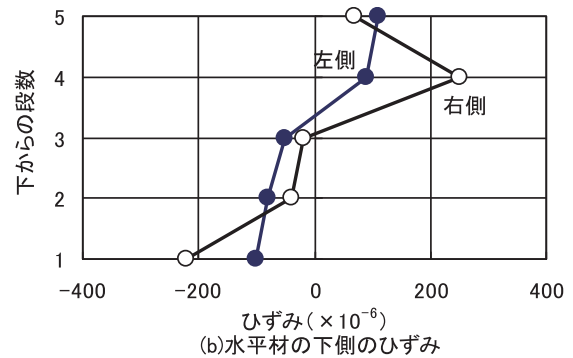
図8 サンドル1列あたりに作用する鉛直荷重と水平変形量の関係

高さ5mのAタイプのツインタワーについて、鉛直荷重1500kN、水平荷重20%の場合における、水平材中央に発生していたひずみを各段ごとに表すと、図9に示すようになる。図9では、写真7の手前側が水平加力方向の右側、奥側が左側となることから、単に右側、左側として示した。本研究における一連の実験では、この場合において水平材のひずみが最も大きくなった。

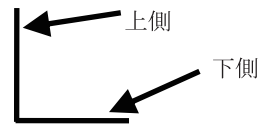
図9より、水平材の上側では、左右の全段とも比較的大きな圧縮側のひずみが発生しており、左右片寄りなく全体にわたって水平荷重を受け持つ効果があったと考えられる。一方、下側では下から4段目より上では引張側のひずみが発生しており、水平材には何らかの曲げ応力が発生していたと考えられる。しかし、ひずみの大きさ自体は許容されるものであり、本実験の範囲では水平材は十分安全であったと考えられる。



(a)水平材の上側のひずみ



(b)水平材の下側のひずみ



(c)水平材 (L-100×100×10) のひずみ測定位置

図9 高さ5mで鉛直荷重1500kN、水平荷重20%の場合における水平材に発生していたひずみ

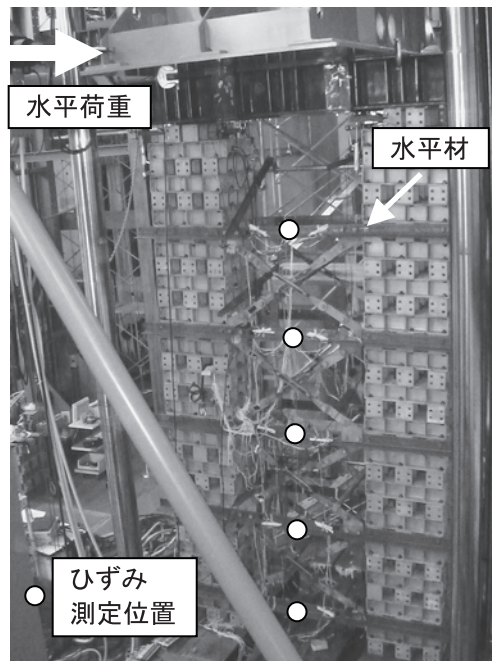


写真7 水平材のひずみ測定位置 (水平荷重に対して右側のみ)

次に、高さ5mのAB両タイプのツインタワーについて、水平荷重20%の場合におけるブレースに発生した軸力を、水平荷重100kN、200kN、300kN（試験機の限界）の場合ごとに表すと、図10に示すようになる。ブレースに発生した軸力は、写真8に示す専用プレートのひずみの測定結果より換算したものである。また、図10では、図9と同様に水平加力方向の右側および左側のブレースの軸力として示した。

圧縮側のブレースは、圧縮力が逃げるヒンジ構造となっているため、両タイプともそれほど大きな軸力は作用していなかった。一方、引張側のブレースは、両タイプとも上段側ほど軸力が大きくなる傾向にあるものの、左右それほど大きな片寄りはなく、全体にわたって水平荷重を受け持つ効果があったと考えられる。ただし、水平荷重が200kNを超えると軸力が100kNを超える場合があるため、ブレースの部材（ターンバックル、プレート、ボルトなど）の設計時には注意を要すると考えられる。

なお、引張側のブレース8本の軸力を合計すると水平荷重の3倍程度となるが、鉛直荷重と水平変形のP- $\delta$ 効果により発生した転倒モーメントを押しさえるため、水平荷重の分力以上にブレースの軸力が増加したと推定される。

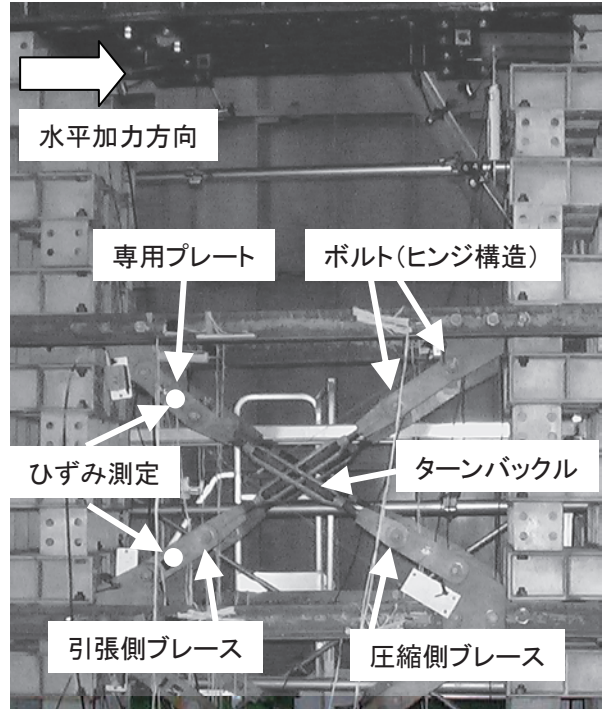


写真8 ブレースの構造とひずみ測定位置

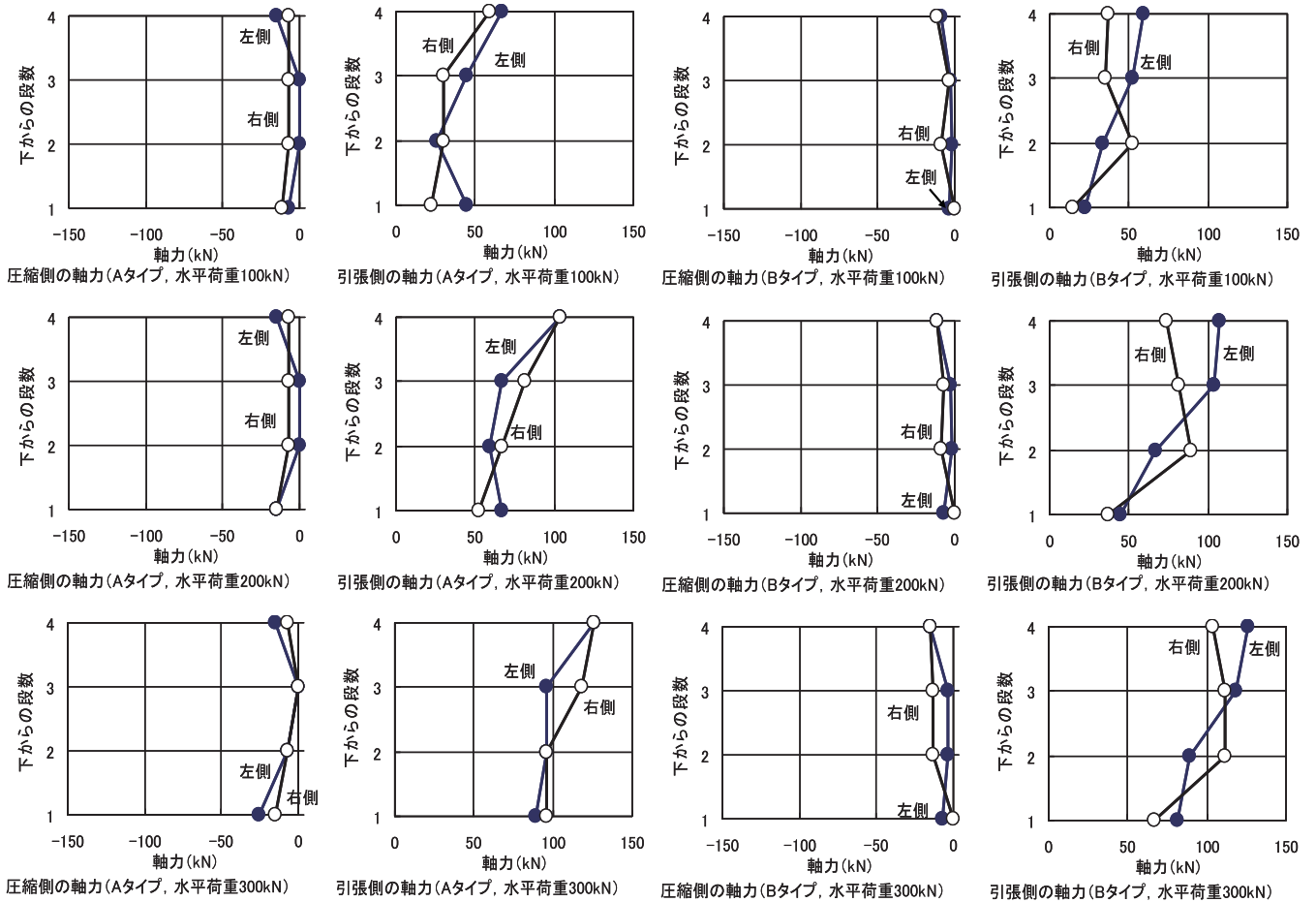


図10 高さ5mで水平荷重20%の場合におけるブレースに発生していた軸力

#### 4. まとめ

本研究の結果より、今回対象としたサンドルについて、サンドルの高さ、サンドルが受け持つ荷重、サンドル最上端の水平変形量の限界値をまとめると次のようになる。

①サンドルの高さの限界値

シングルタワーの高さの限界値は2mであり、それ以上はツインタワーとする必要があると考えられる。

②サンドルが受け持つ荷重の限界値

シングルタワーの高さの限界値を2mとして、サンドルの高さごとに鉛直荷重の限界値をまとめると、図11のようになる。ただし、水平荷重10%を基準として、ツインタワーは1列のシングルタワーあたりに換算して、実験で載荷した荷重を2分の1にした値である。

次に、シングルタワーの高さの限界値を2mとして、サンドルの高さごとに水平荷重の限界値をまとめると、図12のようになる。ただし、ツインタワーは1列のシングルタワーあたりに換算して、実験で載荷した荷重を2分の1にした値である。

③サンドル最上端の水平変形量の限界値

サンドル最上端の水平変形量の限界値は100mmが一つの目安である。また、水平変形量が50mmを超えると、次のステップの鉛直荷重から急激に水平変形量が増大するため、水平変形量50mmが管理値としての一つの目安になると考えられる。

#### 謝辞

本研究は、社団法人日本橋梁建設協会のご協力により行われたものであり、貴重な御意見と御助言をいただきました。感謝の意を表したいと思います。

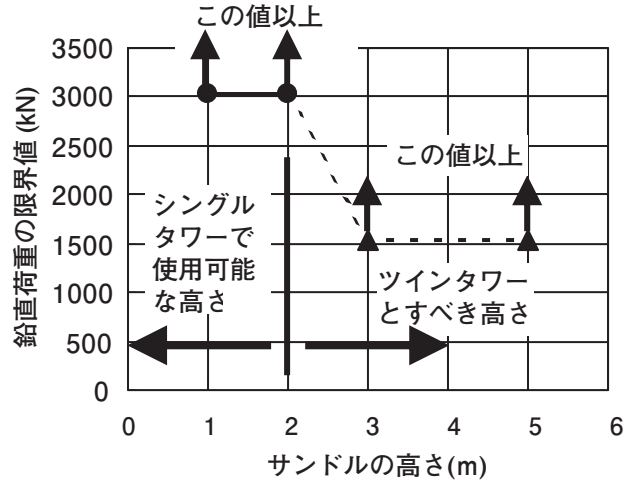


図11 サンドルの高さごとの鉛直荷重の限界値 (ツインタワーは1列のシングルタワーあたりに換算)

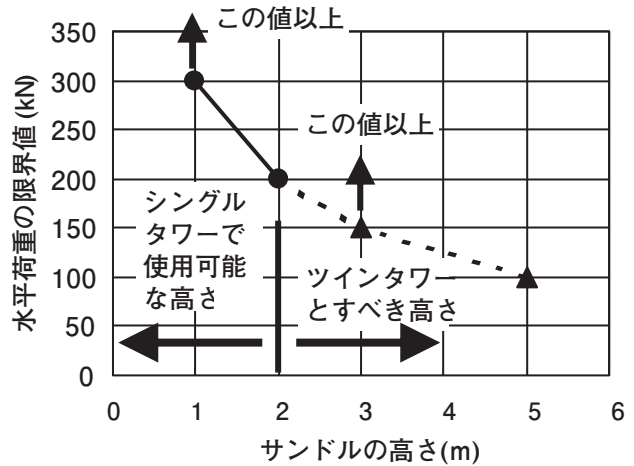


図12 サンドルの高さごとの水平荷重の限界値 (ツインタワーは1列のシングルタワーあたりに換算)

(平成20年12月21日受理)