

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1267 March 2013

地震動により損傷した栈橋 RC 上部工の残存性能評価

川端雄一郎
岩波 光保
加藤 絵万
西田 孝弘

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. 緒言	4
1.1 背景	4
1.2 本研究の目的	4
2. 実験概要	4
2.1 試験体概要	4
2.2 実験方法	7
3. 実験結果および考察	8
3.1 地震時の栈橋の損傷過程	9
3.2 損傷を受けた栈橋上部工の残存性能	12
3.3 上部工が破壊した栈橋の残存水平耐力	17
4. 地震後における栈橋の供用可否判断に関する考察	17
5. 結言	18
6. おわりに	18
謝辞	18
参考文献	18
付録	20

Residual Structural Performance Evaluation of RC Superstructure of Open-Type Pier Damaged by Earthquake Ground Motion

Yuichiro KAWABATA *
Mitsuyasu IWANAMI **
Ema KATO *
Takahiro NISHIDA ***

Synopsis

The port facilities have been recognized as emergent supply transporting base in order to provide assistance for rehabilitation of disaster-affected areas. A system to evaluate the residual structural performance of the damaged facilities is required to judge whether the facility can be used or not. However, the method to evaluate the residual performance of earthquake-damaged piers has not been developed.

This paper deals with damage process during earthquake and residual structural performance after earthquake of reinforced concrete (RC) superstructure of pier. Cyclic horizontal loading tests on the 1/4 scaled models of pier were carried out in order to clarify failure process of pier during earthquake. After cyclic loading tests, static loading tests on the RC beams of pier were conducted to clarify residual structural performance of the RC beams. The relationship between damaged level by earthquake and residual load carrying capacity was experimentally investigated.

From the cyclic loading tests simulating earthquake, it was clarified that significant cracking and steel bar yielding occurred near the RC beam-steel pile junction. The residual load carrying capacity of the RC beam damaged by earthquake was above 60% of calculated non-damaged one even when the maximum horizontal displacement of pier reached 4 times of the displacement where the steel pile was yielded.

Key Words: open-type pier, superstructure, earthquake ground motion,
residual structural performance

* Senior Researcher, Structural Mechanics Division

** Head, Structural Mechanics Division

*** Assistant Professor, Department of International Development Engineering, Tokyo Institute of Technology

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 e-mail: kawabata-y@pari.go.jp

地震動により損傷した栈橋 RC 上部工の残存性能評価

川端 雄一郎*・岩波 光保**・加藤 絵万*・西田 孝弘***

要 旨

地震後における被災地の迅速な復旧復興のため、港湾施設の重要性が東日本大震災によって再認識されてきた。一方、現行の栈橋の耐震設計では、より合理的な断面決定が可能となるよう鋼管杭および上部工に一定の損傷を許容している。しかしながら、地震動によって栈橋の構造部材が損傷した場合、供用の不可もしくは限定的な利用などの判断を行う方法は確立されていない。したがって、栈橋の供用可否判断のためには、地震動によって損傷を受けた栈橋の残存耐力評価方法の構築が不可欠である。

本論は、地震動による栈橋、特に上部工の損傷状態と残存性能を関連付けることを目的とし、実験的に栈橋の損傷度と栈橋の残存性能の関係について検討した。まず地震動を模擬した載荷試験により栈橋の損傷過程について検討した。その後上部工の載荷試験を行い、栈橋上部工の残存性能を評価した。さらに、上部工を破壊させた上で栈橋の水平載荷試験を行い、上部工が破壊した栈橋の水平耐力について検討した。

載荷試験の結果、栈橋の水平変位が大きくなると杭頭部近傍の回転変形が大きくなり、杭頭部に損傷が集中することが分かった。これにより、地震動によって RC はりそのものに損傷が少ない状態であっても、杭頭部周辺の損傷状態によって上部工の鉛直荷重に対する支持条件が変化することで、栈橋上部工の残存性能は大きく影響されることがわかった。また上部工の載荷試験の結果から、単純支持はりを仮定した健全な RC はりのせん断耐力の計算値に対して、 $4\delta_y$ の最大水平変位を受けた栈橋上部工の残存耐力は 65% となることを明らかにした。さらに隣接するスパンの上部工が破壊に至った場合、単純支持はりを仮定した RC はりのせん断耐力の 60% 程度となること、上部工が破壊した栈橋の残存水平耐力は無損傷の水平耐力とほぼ同等であることを示した。

キーワード：栈橋，上部工，地震動，残存性能

* 構造研究チーム主任研究官

** 構造研究チームリーダー

*** 前構造研究チーム特別研究員（現東京工業大学大学院理工学研究科 国際開発工学専攻）

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 e-mail: kawabata-y@pari.go.jp

1. 緒言

1.1 背景

港湾の係留施設のうち、栈橋構造は重力式等の他構造形式と比較して一般に耐震性に優れた構造である。軟弱地盤を多く有する地域では重力式構造は成立しない場合もあり、栈橋構造が多く採用されている。また、栈橋構造の被災事例として 1995 年の兵庫県南部地震の事例が挙げられるが¹⁾、地震動そのものによる損傷ではなく、海底地盤の液化化等に伴う地盤流動力によって鋼管杭が損傷したことが原因と考えられている²⁾。2011 年の東日本大震災においても栈橋に顕著な被災はなく³⁾、これまでの実績から考えても、栈橋構造が他構造形式の係留施設と比較して耐震性に優れているといえる。

ところで、地震後における被災地の迅速な復旧復興のため、港湾施設の重要性が東日本大震災によって再認識されてきた。港湾施設は被災後における緊急物資の輸送や被災地への人員派遣の拠点としても重要な役割を担うこととなる。現行の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(以下、港湾基準)⁴⁾によると、緊急物資輸送対応の耐震強化施設がこれに該当するが、迅速な被災地域の復旧復興の観点からは、通常施設の活用も望まれる。

現行の栈橋の耐震設計では、より合理的な断面決定が可能となるよう鋼管杭および RC 上部工(もしくは PC 上部工)に一定の損傷を許容している。港湾基準によると、L1 地震動に対しては杭の降伏や上部工の断面破壊が、L2 地震動に対しては杭の全塑性箇所の個数や上部工の断面破壊が照査される。設計では、上記の項目を基に施設の使用性や復旧性が照査される。一方、実際に地震動によって栈橋の構造部材が損傷した場合、供用の可否もしくは限定的な利用などの判断を行う方法は確立されていない。したがって、被災後に迅速な栈橋の供用可否判断を行うためには、地震動によって損傷を受けた栈橋の残存耐力評価方法の構築が不可欠である。

これまでの栈橋の耐震設計に関する研究は主に地震時水平耐力に関して検討されてきた^{例えば、5)}。一方、著者らの知る限り、地震動によって損傷を受けた栈橋、特に上部工の残存性能に関する研究はこれまでなされていない。また、地震時において何かしらの影響により上部工が破壊した場合、栈橋の限定的な供用が想定されるが、船舶による接岸力や牽引力に対する栈橋の水平耐力についても明確ではない。

1.2 本研究の目的

地震動により損傷した栈橋の残存性能を評価するため

には、現場における臨時点検診断の方法や点検診断結果を基にした性能評価技術などを構築する必要がある。そこで本論は、研究の第一段階として、地震動による栈橋上部工の損傷過程を明らかにし、また上部工の損傷状態と残存性能を関連付けることを目的とした。具体的には、まず地震動を模擬した載荷試験により栈橋、特に上部工の損傷過程について検討した。その後上部工の載荷試験を行い、栈橋上部工の残存性能を評価した。また、地震動による栈橋の損傷レベルを変化させることで、栈橋の損傷度と上部工の残存性能の関係について検討した。一部の試験体については、上部工を破壊させた後に船舶による牽引力および接岸力を模擬した載荷試験を実施し、上部工が破壊した栈橋の残存水平耐力について検討した。

2. 実験概要

地震動を受けた栈橋上部工の残存鉛直耐力を明らかにするため、正負交番載荷による地震動を模擬した水平力を作用させ、その後栈橋上部工の鉛直方向に3点曲げ載荷試験を行った。また上部工が破壊した栈橋の残存水平耐力を評価するため、上部工の曲げ載荷試験終了後に水平方向への単調載荷試験を行った。以下に実験の概要を記載する。

2.1 試験体概要

図-2.1 に試験体の形状および寸法を示す。試験体は、ある実際の栈橋を対象施設として、その法線直角方向の杭 1 列分を約 1/4 の縮尺でモデル化したものである。図-2.1 における A 杭側が海側、C 杭側が陸側となっている。上部工のスパンは杭中心間で 1250mm である。試験体の鋼管杭には、鋼種 STK400、外径 216.3mm、厚さ 4.5mm のものを使用した。上部工は RC とし、幅 300mm、高さ 300mm とした。また、鋼管杭と上部工の接合部にはハンチを設けた。上部工への鋼管杭の埋込長は、対象施設を参考に 250mm に設定した。

各試験体の基部を反力壁に強固に固定するため、鋼板に鋼管杭を溶接した。また、鋼管杭に軸力を導入することを目的として、鋼板内部を切削し、内部に PC 鋼棒やボルトおよび球座を設置できるように加工した(図-2.1)。PC 鋼棒を容易に挿入できるように鋼管杭下縁から上部工上縁まで塩ビパイプを配置した。栈橋の構造設計では、仮想地表面から $1/\beta$ (β : 杭の諸元と横方向地盤反力係数で決定される特性値) の位置を仮想固定点とすることを

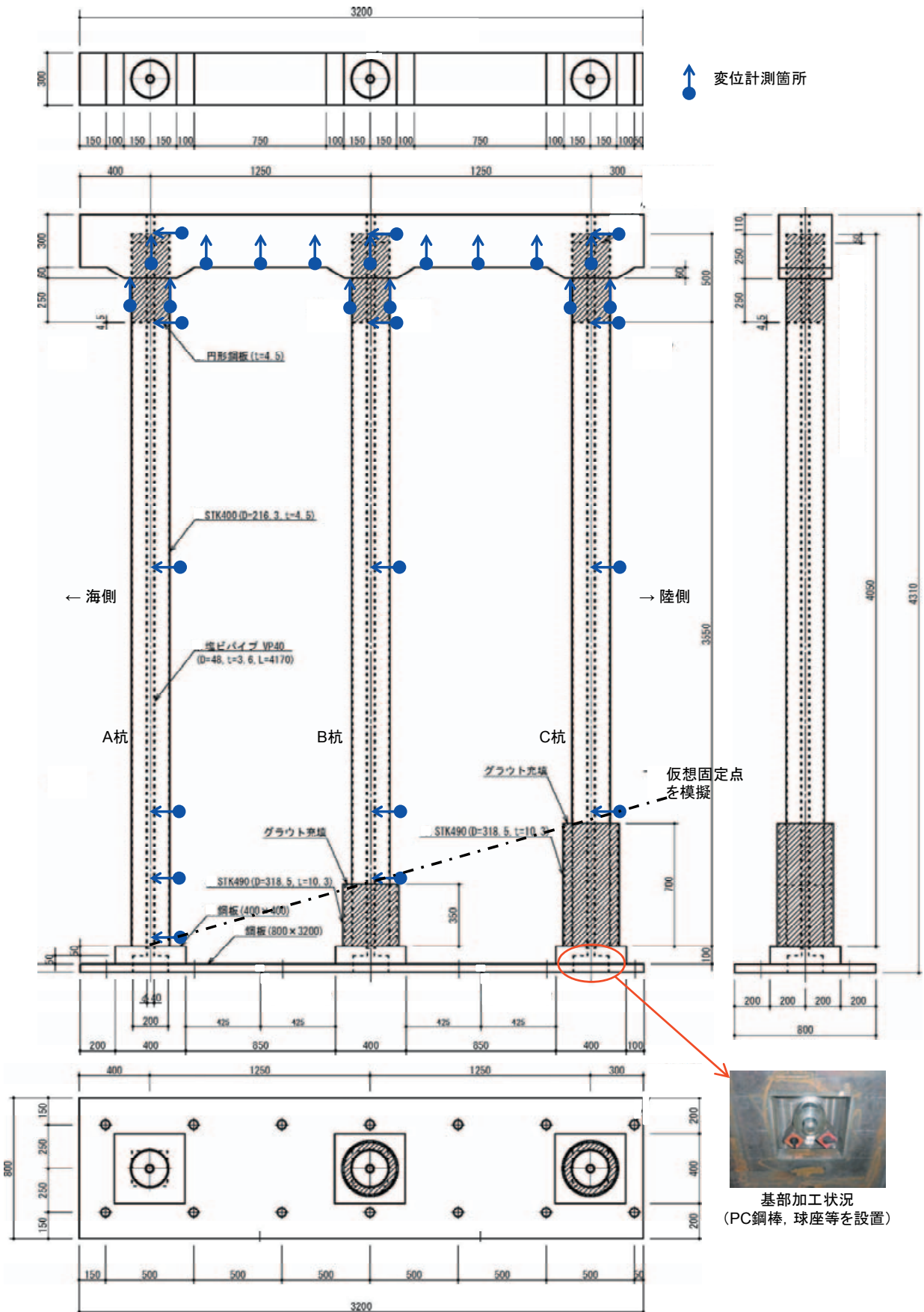


図-2.1 試験体の形状・寸法および変位計測箇所 (単位: mm)

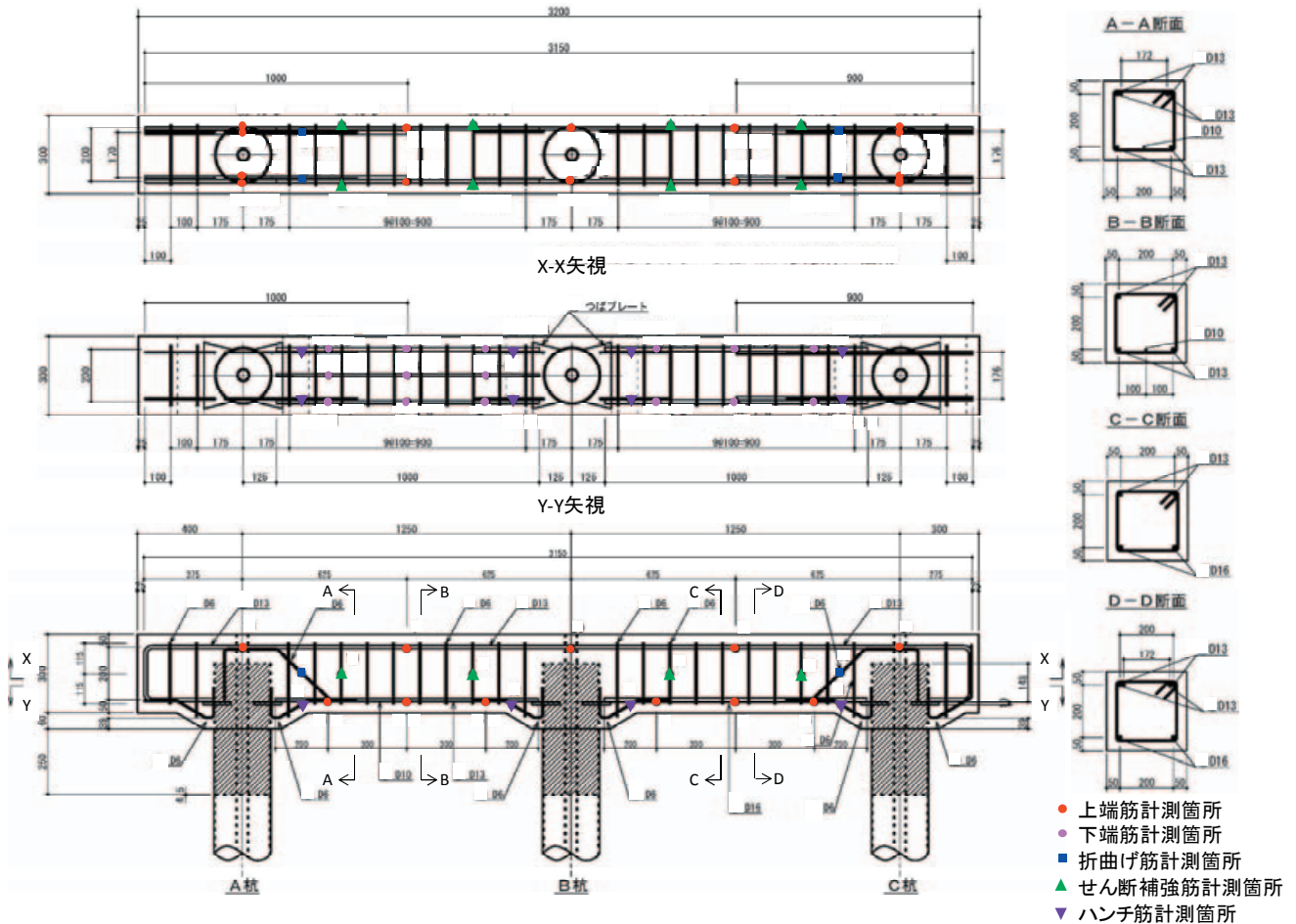


図-2.2 上部工の配筋図およびひずみ計測箇所（単位：mm）

考慮して、仮想固定点以深には鋼管杭よりも外径の大きな鋼管を配置し、鋼管杭との隙間にグラウトを充填することで補強することで仮想固定点を模擬した。また、一般に上部工下縁から鋼管杭外径分（1D）の位置までコンクリートの中詰めが行われるため、上部工の下縁から250mmの位置に鋼板を配置し、4箇所点溶接を行ったうえでコンクリートを充填した。

図-2.2 に上部工の配筋および杭頭部の接合状況を示す。配筋の設定方法について、まず対象施設の対象断面について構造計算を行い、鋼管杭の全塑性モーメント、正曲げ、負曲げ方向の上部工の曲げ耐力およびせん断耐力を求めた。次に、対象施設の部材の各耐力の比率にほぼ合致するよう試験体の配筋を決定した。主鉄筋は鋼管杭に溶接されたつばプレートに溶接した。ハンチ筋については、つばプレートの一部を削孔した後に鉄筋を挿入し、つばプレートと鉄筋の接触部を溶接した。杭頭近傍の折曲げ鉄筋については、鋼管との接触部を溶接し、下端筋側に曲げ下げて配置した。

図-2.1 および図-2.2 には変位および鉄筋ひずみの計

表-2.1 コンクリートおよびグラウトの物理的性質

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
上部工コンクリート	55.9	33.1
中詰めコンクリート	58.6	33.1
グラウト	69.5	-

表-2.2 鉄筋および鋼管の物理的性質

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D6	339	526	179
D10	375	521	179
D13	350	488	179
D16	383	559	180
STK400	407	493	-

測箇所を示している。また、鋼管ひずみについては、それぞれの鋼管に対して上部工下縁から 50, 150, 250, 300, 800, 1800, 2800, 350, 3400, 3700, 3750mm の距離の海側および陸側に貼付した。

表-2.1 にコンクリートおよびグラウトの物理的性質を、表-2.2 に鉄筋および鋼管の物理的性質を示す。本実験で用いたコンクリートは一般的な栈橋上部工のコンクリートと比較して強度が高くなっている。

2.2 実験方法

(1) 荷重方法

図-2.3 に正負交番荷重試験の方法を示す。試験体は寝かせた状態とし、基部を反力壁に PC 鋼棒で強固に固定した。上部工はローラー支承に載せ、上部工と支承間にはブリキ板を挟んで支承と上部工の間の摩擦を低減した。

上部工の自重や上載荷重により鋼管杭に導入される軸力を模擬するため、塩ビ管内に PC 鋼棒を挿入し、PC 鋼棒を緊張することで軸力を導入した。PC 鋼棒にはセンターホールジャッキとロードセルを挿入し、軸力を管理した。この時、正負交番荷重試験による水平変位が生じた際に軸力が均等に作用するよう上部工側および基部側に球座を設置した (図-2.1)。表-2.3 に各鋼管杭に導入した軸力を示す。対象施設の自重や上載荷重を参考に、A 杭および C 杭に 100kN、B 杭に 50kN それぞれ軸力を導入した。これは、降伏軸力に対して A 杭および C 杭で約 10%、B 杭で約 5% の荷重である。

上部工は、油圧両動ジャッキに連結するため、治具と PC 鋼棒で挟んだ。この時、PC 鋼棒により上部工の軸方向の変形が抑制されないよう PC 鋼棒のひずみが 50μ 以下となるよう管理した。また、両動油圧ジャッキは反力壁、上部工と治具を介して連結した。

(2) 正負交番荷重試験

地震時の栈橋の挙動では、主たる地震動が上部工の重心位置に作用すると考えられるため、本実験ではこれを模擬するために上部工の位置に繰返し水平荷重を作用させた。地震荷重に相当する水平荷重は、両動油圧ジャッキを用いて作用させた。

本実験では、図-2.3 に示すように、試験体について押し引きを繰り返す正負交番荷重試験を行った。まず、鋼管杭のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平変位を基準として繰返し荷重を行った。本実験では、押しは図-2.3 において右から左 (陸から海) に油圧ジャッキが押す方向とし、荷重を (+) とした。また、引きは左から右 (海から陸) に油圧ジャッキが引く方向であり、荷重を (-)

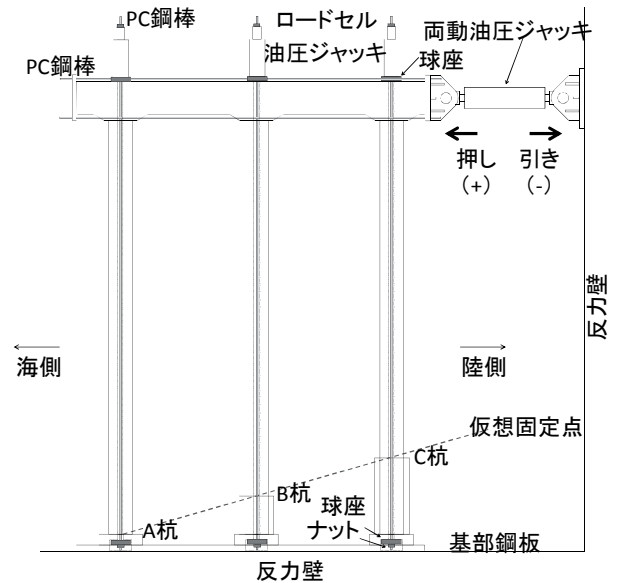


図-2.3 正負交番荷重試験

表-2.3 各杭への導入軸力 (kN)

A 杭	B 杭	C 杭
100	50	100

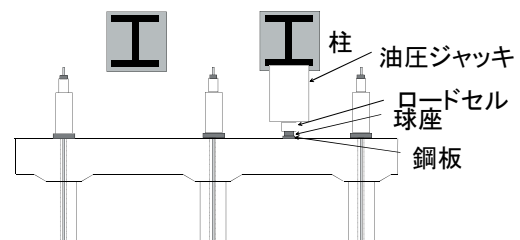


図-2.4 上部工の静的荷重試験

とした。また、各荷重ステップにおいて、荷重は押し側から開始した。

実験は以下に示す方法にて行った。まず、正負交番荷重試験にて試験体を変形させ、鋼管杭のひずみが降伏ひずみに達した時点の押し側の水平変位と引き側の水平変位を平均した値を基準の降伏変位 $1\delta_y$ とした。 $1\delta_y$ において3回繰返し押し引き荷重を実施した後、降伏変位を整数倍に増加させながら3回繰返し押し引き荷重を行った。以降、本論では、降伏変位の整数倍を荷重レベルとして記載する。また、荷重レベルと繰返し回数について、(荷重レベル) - (繰返し回数) として表す。例えば、 $+3\delta_y$ の繰返し回数3回目であれば、 $+3\delta_y-3$ と表記する。

実験では、試験体の最大耐力以後のポストピーク領域 (No.1, $4\delta_y$)、最大耐力のピーク時 (No.2, $3\delta_y$)、鋼管杭の降伏時 (No.3, $1\delta_y$)、の3水準の正負交番荷重試験 (2.2 (2)) を行った後に上部工の静的荷重試験 (2.2 (3)) を

行った。

No.1試験体では、 $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ まで押し引き荷重をそれぞれ3回繰り返した後、 $4\delta_y$ において1回のみ押し引き荷重を実施した。

No.2試験体では、No.1の荷重変位曲線において $+3\delta_y-1$ で最大荷重を示したため、 $3\delta_y$ における繰返し回数は1回とした。すなわち、 $1\delta_y$ および $2\delta_y$ までは繰返し回数を3回とし、その後 $3\delta_y$ では1回のみ押し引き荷重を実施した。

No.3試験体では、 $1\delta_y$ において3回繰返し荷重を行い、正負交番荷重試験を終了した。

(3) 上部工の静的荷重試験

所定の正負交番荷重を終了した後に水平変位と水平荷重をゼロ（初期状態）とし、上部工の静的荷重試験を行った。静的荷重試験では、図-2.4に示すように反力床に固定した柱に油圧ジャッキを連結し、ロードセルおよび球座、鋼板を介して上部工に対して鋼管杭軸方向に荷重を与えた。荷重幅は100mmである。また、静的荷重試験時には水平方向を拘束しないよう、正負交番荷重用の両動油圧ジャッキ等は連結しなかった。正負交番荷重試験と同様、表-2.3に示す軸力を各杭に導入した。上部工の静的荷重試験はBC杭間、AB杭間の順に行った。本論では、静的荷重試験により最大荷重から荷重低下を生じた時点を破壊と定義した。したがって、AB杭間の荷重試験結果は、隣接スパンが破壊した場合の上部工の残存耐力を評価しているものと位置付けている。

(4) 栈橋の水平荷重試験

上部工の静的荷重試験が終了したNo.2、No.3について、鉛直荷重をゼロとし、再度栈橋の水平荷重試験を行った。水平荷重試験では押し引きによる正負交番荷重は実施せず、No.2では引き側への単調荷重（接岸力）とし、No.3では押し側への単調荷重（牽引力）とした。本実験は上部工が破壊した状態の栈橋の残存水平耐力を明らかにすることを目的としている。本実験で得られた水平荷重-水平変位関係については、上部工が破壊していない状態で正負交番荷重試験を実施したNo.1と比較した。正負交番荷重試験および上部工の静的荷重試験により損傷を受けた試験体の水平荷重試験（No.2、No.3）と無損傷の試験体の正負交番荷重試験（No.1）を単純には比較できないが、一般的な傾向を把握するため、実験を実施した。

3. 実験結果および考察

本章では、まず正負交番荷重試験および静的水平荷重試験の結果から、地震時における栈橋、特に上部工の損

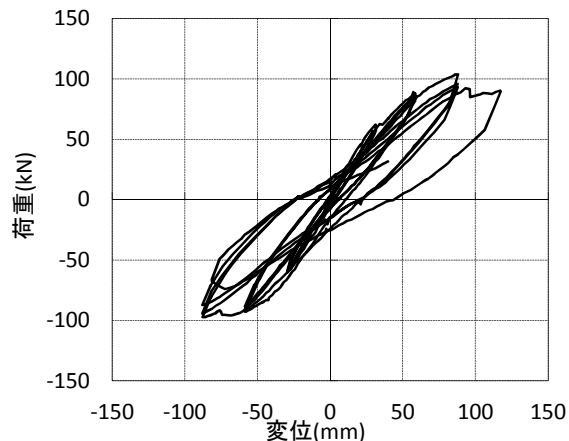


図-3.1 水平荷重-水平変位関係 (No.1)

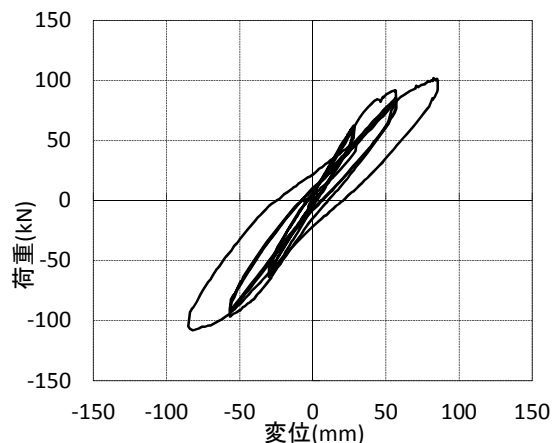


図-3.2 水平荷重-水平変位関係 (No.2)

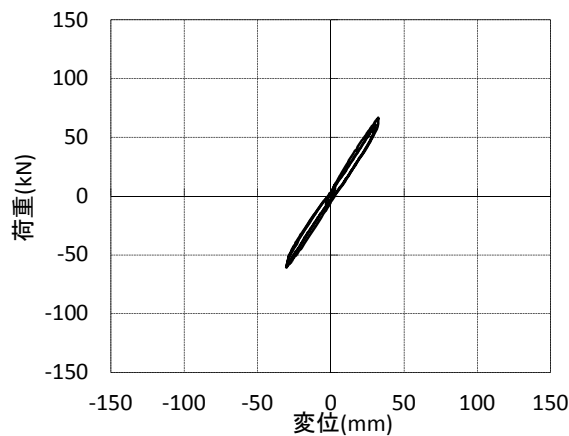


図-3.3 水平荷重-水平変位関係 (No.3)

傷過程について検討した。次に上部工の静的荷重試験、栈橋の水平荷重試験の結果から、地震動により損傷を受けた上部工の構造性能、上部工が破壊した栈橋の残存水平耐力について検討した。

3.1 地震時の栈橋の損傷過程

本節では、正負交番荷重試験により地震時における試験体の損傷過程について検討した。以下に全体系の挙動（荷重-変位関係）と各部材の損傷過程について示す。

(1) 荷重-変位関係

図-3.1～図-3.3にNo.1～No.3の水平荷重-水平変位関係を示す。降伏変位はそれぞれNo.1で29mm, No.2で28mm, No.3で30mmであった。

No.1 試験体では、 $+3\delta_y-1$ において水平荷重が最大となり、最大値は104kNであった。引き側も同様に $-3\delta_y$ において水平荷重が最大となり、最大値は-97kNであった。 $+3\delta_y$ を超過すると水平荷重は最大荷重よりも小さくなり、 $+4\delta_y-1$ の载荷途中である水平変位96mmにおいてA杭基部において溶接部の一部が破断した。その後 $-4\delta_y-1$ の载荷途中にてA杭基部の溶接部破断の進行が確認されたため、水平変位-81mmで载荷を終了した。

No.2 試験体は $+3\delta_y-1$ においてNo.1試験体と類似した値を示したが、 $-3\delta_y-1$ ではNo.1試験体よりも最大荷重が大きくなった。また、No.3試験体は押し引きともに $1\delta_y$ となった時点の水平変位および水平荷重がNo.1試験体、No.2試験体とほぼ同値であった。

それぞれの試験体においてピーク付近の挙動など、わずかに傾向が異なる箇所は認められた。これは試験体間の寸法精度に起因するものと考えられたが、それぞれの载荷ステップにおける上部工の損傷状況は類似していたため、基本的にはそれぞれの試験体を比較して問題ないものと考えた。

(2) 鋼管杭の損傷過程 (No.1試験体)

図-3.4にNo.1試験体の代表的な载荷ステップにおける鋼管のひずみ分布を示す。なお、鋼管杭のひずみは同一杭において海側と陸側を計測したため、凡例は【杭-計測箇所】として示している。また、初期の軸力の導入によってA杭、B杭、C杭には圧縮ひずみがそれぞれ約150 μ 、100 μ 、150 μ 導入されている。

$+1\delta_y-1$ では、A杭海側の上部工からの距離250mmの箇所（中詰コンクリートとの境界部）の引張ひずみが降伏ひずみに達した。 $-1\delta_y-1$ では、C杭陸側の上部工からの距離250mmの中詰コンクリートとの境界部において圧縮ひずみが降伏ひずみに達した。この時点では、その他の箇所に塑性化の傾向は認められなかった。 $+2\delta_y-1$ では、A杭およびB杭で上部工との接合部付近と基部が降伏ひずみに達した。C杭では基部から50mmの箇所が降伏ひずみに達した。その後、各箇所が降伏に達し、 $+3\delta_y-1$ では、A杭B杭ともに接合部および基部において塑性化が進行したが、C杭陸側の接合部付近ではひずみが降伏ひ

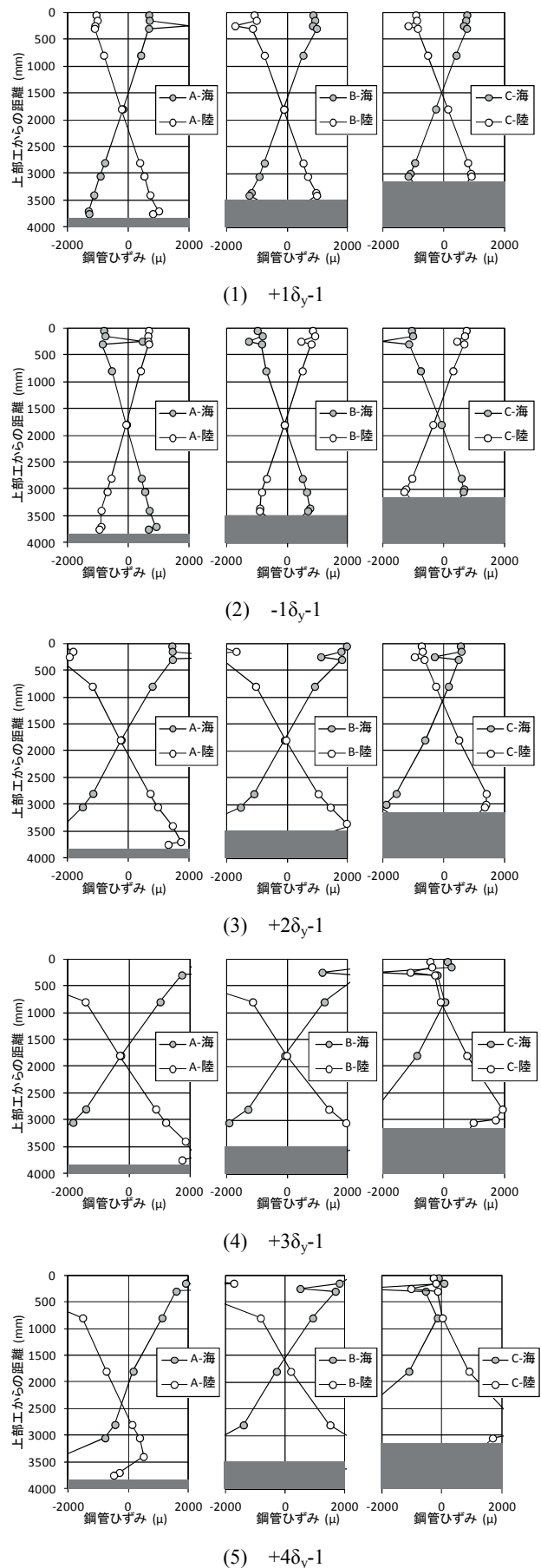


図-3.4 鋼管のひずみ分布 (No.1)

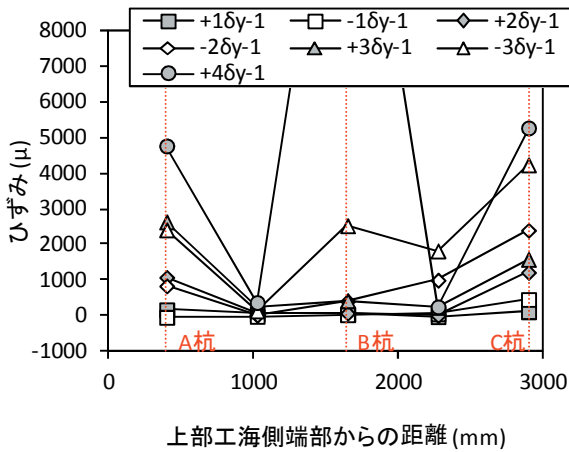


図-3.5 上端筋のひずみ分布 (No.1)

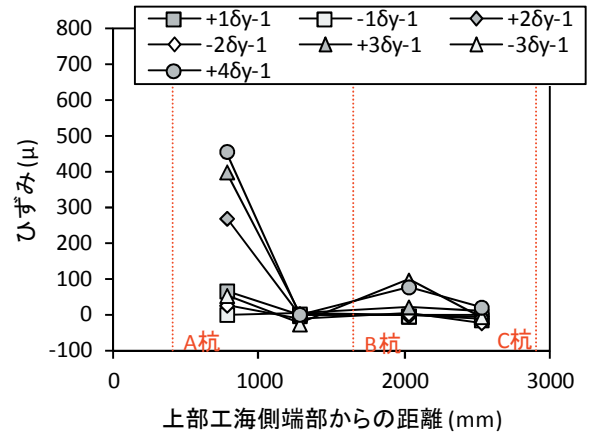


図-3.7 せん断補強筋のひずみ分布 (No.1)

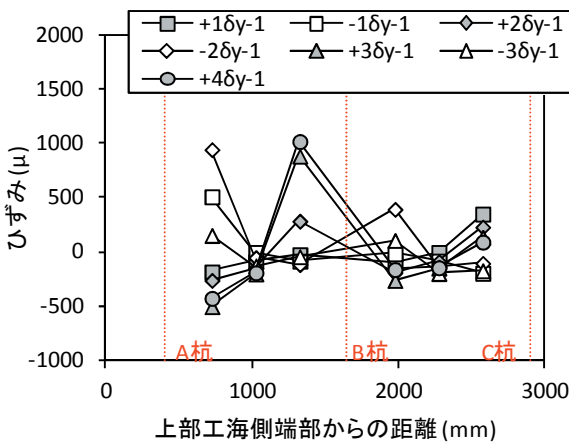


図-3.6 下端筋のひずみ分布 (No.1)

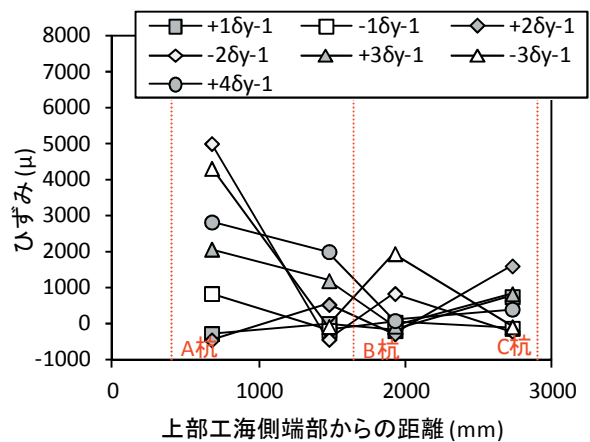


図-3.8 ハンチ筋のひずみ分布 (No.1)

ずみに達していなかった。-3δ_y-1においてもC杭陸側の接合部付近は塑性化しなかったが、C杭海側のひずみは非常に大きくなった。さらに+4δ_y-1となると、C杭基部において鋼管の膨らみが生じており、局部座屈の兆候が認められた。しかしながら最終的には、上述した通りA杭海側の基部の溶接部が破断した。このため、A杭陸側の引張ひずみが開放され、残留ひずみのみが計測され、A杭陸側の+4δ_y-1における引張ひずみが+3δ_y-1の時点よりも小さくなったものと考えられた。

(3) 上部工の損傷過程 (No. 1試験体)

図-3.5および図-3.6にNo.1試験体の代表的な載荷ステップにおける上端筋および下端筋のひずみ分布を示す。図-3.5より、載荷ステップの進行に伴ってA杭とC杭の直上の上端筋ひずみが増加した。-3δ_y-1まで、押し載荷時にはA杭直上のひずみが増加し、引き載荷時にはC杭直上のひずみが大きくなった。B杭直上の上端筋は+3δ_y-1まではA杭、C杭よりも小さかったが、-3δ_y-1において降伏し、A杭直上のひずみとほぼ同値となった。

+4δ_y-1では、B杭直上のひずみが急激に増加し、A杭およびC杭のひずみも増加の傾向を示した。なお、BC杭間スパン中央の上端筋は-3δ_y-3にて降伏に至った。一方、図-3.6より、下端筋のひずみは全て弾性範囲内であった。ひずみの発生傾向として、押し載荷時にはAB杭間のB杭近傍のひずみとBC杭間のC杭近傍のひずみが大きくなり、引き載荷時にはAB杭間のA杭近傍のひずみとBC杭間のB杭近傍のひずみが大きくなった。

図-3.7および図-3.8にNo.1試験体の代表的な載荷ステップにおけるせん断補強筋およびハンチ筋のひずみ分布を示す。せん断補強筋についても下端筋同様、ひずみは弾性範囲内であった。特徴的な点として、押し載荷時においてA杭近傍のせん断補強筋の引張ひずみが大きくなる点が挙げられる。また、-2δ_y-1においてAB杭間のA杭のハンチ筋が降伏した。また、-3δ_y-1においてBC杭間のB杭側、+4δ_y-1においてBC杭間のB杭側のハンチ筋も降伏した。

(4) 上部工の損傷状況

図-3.9に正負交番載荷試験終了後のNo.1およびNo.2試

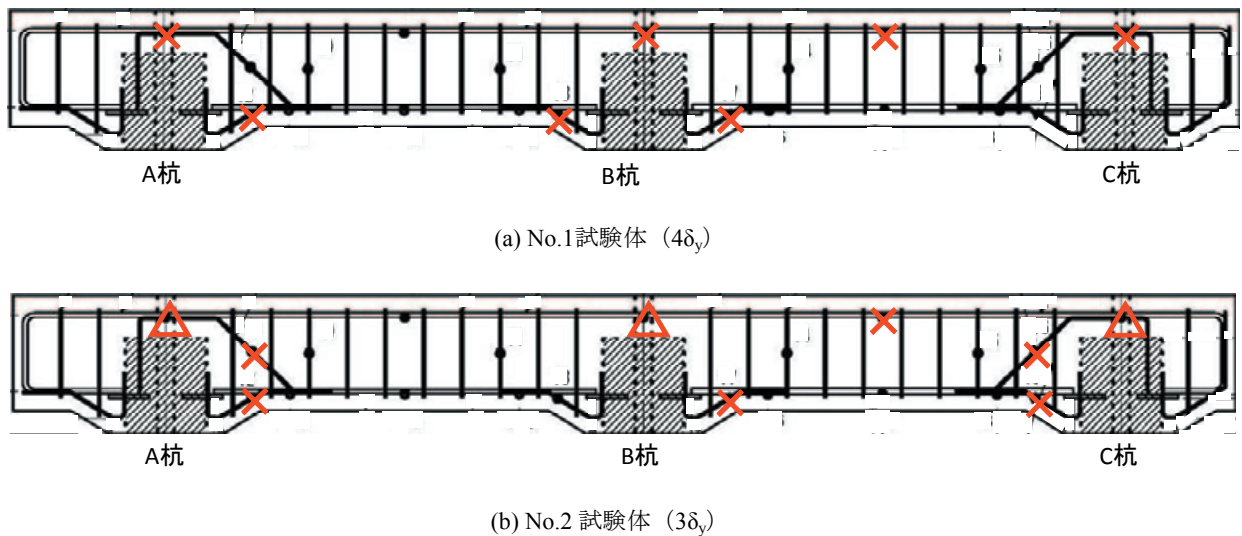


図-3.9 鉄筋降伏箇所 (正負交番載荷終了後)

験体のひずみ計測箇所のうちの降伏箇所を×印で示す。なお、図中の三角印(△)は、ひずみを計測していないものの、コンクリート表面に発生したひび割れ幅から降伏に至っていることが推測された箇所である。また、No.3試験体では、計測箇所における鉄筋の降伏は認められなかったため、図示していない。図より、No.1では折曲げ鉄筋が降伏していないのに対して、No.2では降伏した。また、No.1ではC杭近傍のハンチ筋が降伏していない(最大値1682 μ)のに対して、No.2では降伏した(最大値2251 μ)。このような損傷状況の差は、試験体間の寸法誤差等に起因するものと考えられるが、地震動を受けた栈橋上部工の損傷箇所として、杭頭部近傍に鉄筋の降伏が集中することは共通している。これは、杭頭部の回転変形によるものと考えられる。代表例として、図-3.10にNo.1試験体B杭の荷重-回転角関係を示す。図より、荷重-変位関係と同様、荷重の増加に伴って杭頭部の回転変形が非線形的に大きくなっていることがわかる。これらの結果から、1 δ_y 程度の最大水平変位では上部工の鉄筋は降伏しないが、3 δ_y (最大荷重)以上の水平変位が作用すると杭頭部近傍の回転変形が大きくなり、ハンチ筋や上端筋、折曲げ鉄筋等が降伏するといえる。

図-3.11に、正負交番載荷試験終了後の各試験体の側面および下面のひび割れ状況を示す。はり部におけるひび割れは少なく、またひび割れ幅も小さかった。ひび割れは杭頭部周辺に集中しており、No.1、No.2試験体ではかぶりの剥落も認められた。No.1とNo.2を比較すると、No.1の方がB杭にひび割れが多数発生している。これは、3 δ_y の1サイクル目においてB杭周辺の上端筋やハンチ筋が降伏し、その後の2サイクルによって損傷

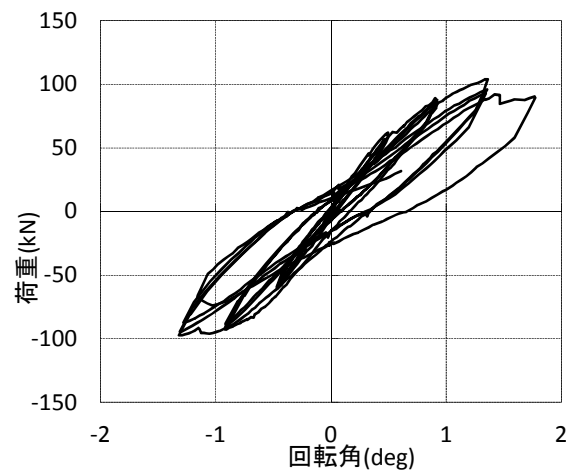


図-3.10 荷重-回転角関係 (No.1, B杭)

が進展したためと考えられ、鉄筋の損傷過程と整合している。また、No.3試験体に着目すると、1 δ_y ではC杭に最も多くひび割れが発生している。これは、他の試験体においても同様の傾向を示した。ひび割れの発生・進展という観点から上部工の損傷過程を整理すると、陸側杭頭部、海側杭頭部、中間杭頭部という順に、より多数のひび割れが発生するといえる。横田らが実施した類似の実験⁹⁾のうち軸力管理した実験の結果では、海側と陸側の杭頭部からひび割れが発生しており、本実験成果と概ね整合している(付録3)。

これらの結果から、地震の臨時点検診断において、杭頭部のひび割れ発生状況を確認することで、上部工の損傷状態を定性的に評価することができると考えられる。すなわち、陸側など、一部の杭頭部にのみひび割れが集中しているのであれば、地震動による上部工の損傷はさ

ほど大きくないと判断され、全ての杭頭部にひび割れが発生している場合には、上部工は大きな損傷を受けている可能性を疑う必要がある。実際の栈橋上部工は鉄筋腐食等が生じている場合が多々あり、これらによって上部工の損傷過程が変化する可能性を指摘できる。また、実際には水平力のみでなく、地盤流動力による杭の引込みに伴う鉛直力の作用も生じる。これらの点については今後の検討課題としたい。

3.2 損傷を受けた栈橋上部工の残存性能

本節では、正負交番載荷試験が終了した試験体の上部工の静的載荷試験を行い、損傷した栈橋上部工の構造性能について検討した。表-3.1に各試験体の主要な荷重および変位の実験値を示す。なお、上部工の静的載荷試験では、上部工の支持条件が明確ではなく、鋼管杭による鉛直荷重への抵抗分が含まれることが容易に想定できるが、この点については検討しなかった。以下に、杭間スパンごとの上部工の静的載荷試験結果を示す。

(1) BC 杭間

図-3.12～図-3.14にBC杭間の静的載荷試験における各試験体の鉛直荷重-鉛直変位関係を示す。なお、本図における鉛直変位は、スパン中央の変位を不動点から求めた絶対変位であり、支点部の変形を含めた相対変位ではない。

No.1試験体では、鉛直荷重175kNで部材が降伏し、鉛直荷重255kNでC杭から載荷点に向かって斜めひび割れが発生した。その後、荷重の増加に伴って斜めひび割れが開口し、鉛直荷重277kNをピークとして荷重が低下した。図-3.15に各鉄筋ひずみと荷重の関係を示す。鉛直荷重175kNにおいてスパン中央の下端筋が降伏した。最大荷重に近い荷重レベルでは、C杭近傍のハンチ筋や折曲げ鉄筋、せん断補強筋のひずみが急激に増加しており、斜めひび割れが発生・進展したと整合した。

No.2試験体では、鉛直荷重175kNでB杭から載荷点に向かって斜めひび割れが発生し、部材剛性の低下が緩やかに生じた。最大荷重は263kNであった。最大荷重時の変位は9mmであり、No.1の14mmと比較して小さくなった。図-3.16に各鉄筋ひずみと荷重の関係を示す。B杭側に着目すると、鉛直荷重175kNにおいてせん断補強筋のひずみが急激に増加した。また、この時、ハンチ筋も800 μ 程度増加した。一方、C杭側ではハンチ筋のひずみにはほとんど変化が無く、せん断補強筋のひずみ増加もB杭側と比較して小さかった。折曲げ鉄筋については鉛直荷重96kNにてひずみの増加傾向に変化が認められたが、その後、最大荷重までほぼ同じ勾配でひずみが増

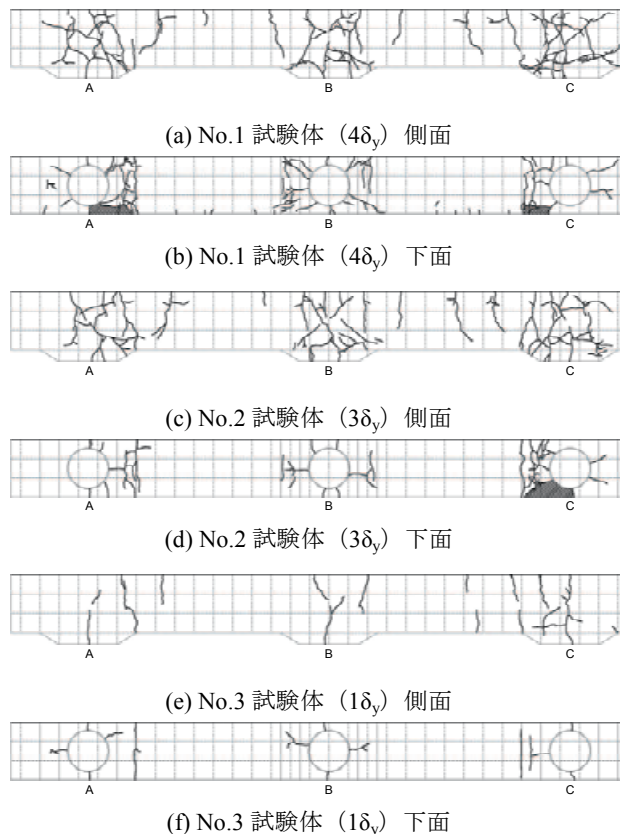


図-3.11 上部工のひび割れ図（正負交番載荷終了後）

表-3.1 試験体の主要な荷重および変位の実験値

		降伏荷重 (kN)	降伏荷重時変位 (mm)	最大荷重 (kN)	最大荷重時変位 (mm)
BC 杭 間	No.1	175	4	277	14
	No.2	177	4	263	9
	No.3	196	2	431	26
AB 杭 間	No.1	150	3	234	12
	No.2	150	3	307	16
	No.3	150	2	320	14

加した。

No.3試験体について、鉛直荷重196kN付近から徐々に部材剛性の低下が認められた。最大荷重は431kNであり、他の試験体よりも60%程度高かった。最大荷重時には、B杭側せん断スパンにおいて、つばプレート先端付近からせん断スパン中央上縁に向かって斜めひび割れが発生・進展していた。最大荷重時の変位は26mmであり、他の試験体よりも大きな変形性能を示した。図-3.17に各鉄筋ひずみと荷重の関係を示す。鉛直荷重70kN程度からスパン中央の下端筋の引張ひずみが増加し、196kN程度で降伏ひずみに達した。その後約300kNでひずみが急激に増加した。No.3試験体は他試験体と同様、せん断

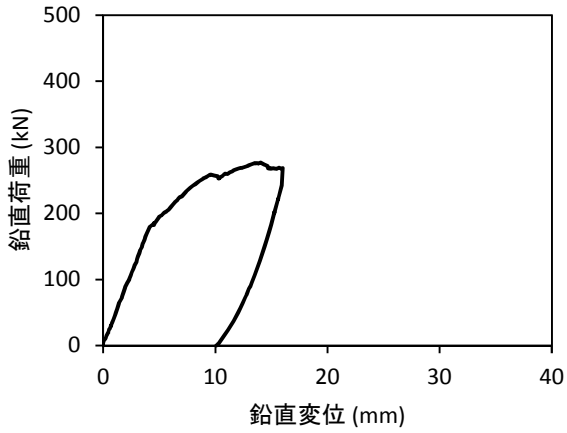


図-3.12 荷重-変位関係 (No.1, BC 杭間)

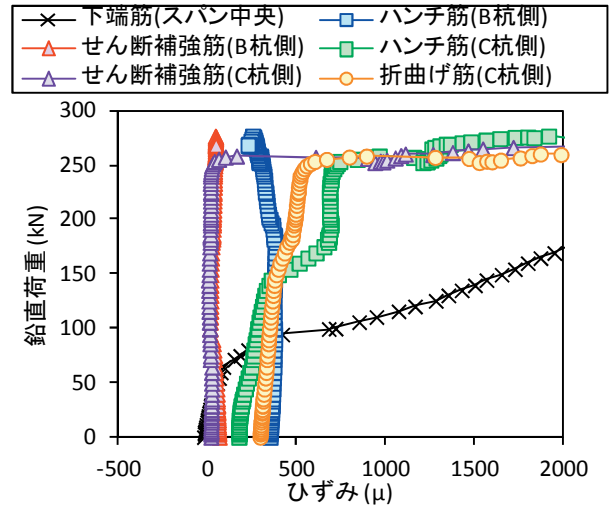


図-3.15 荷重-ひずみ関係 (No.1, BC 杭間)

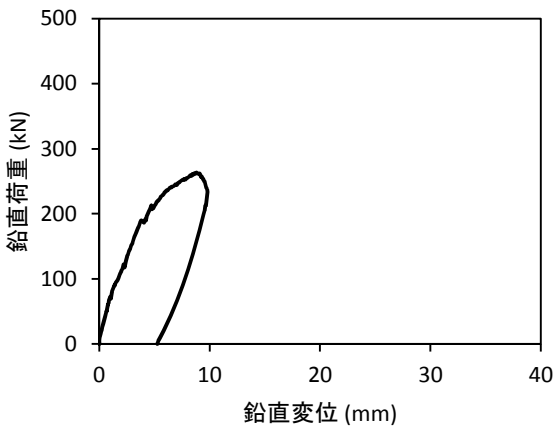


図-3.13 荷重-変位関係 (No.2, BC 杭間)

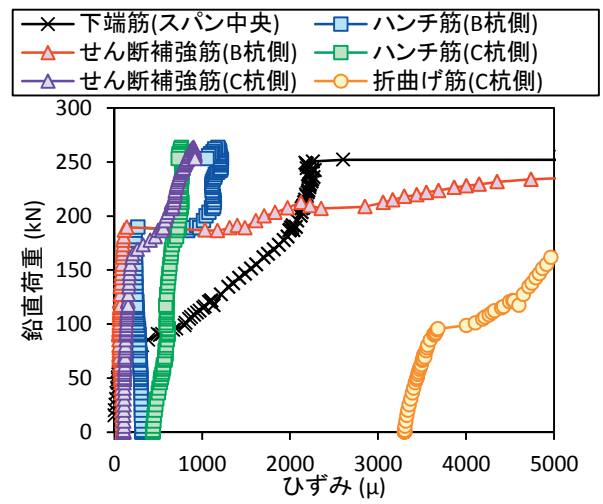


図-3.16 荷重-ひずみ関係 (No.2, BC 杭間)

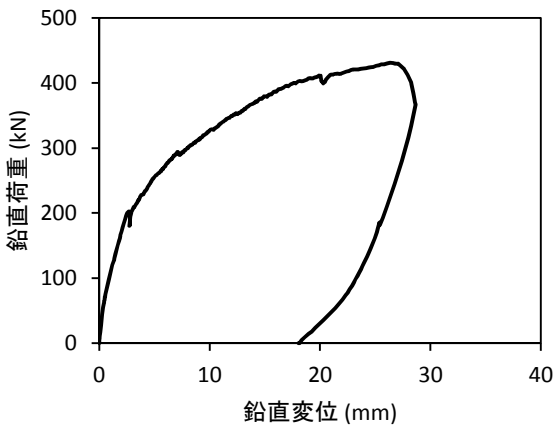


図-3.14 荷重-変位関係 (No.3, BC 杭間)

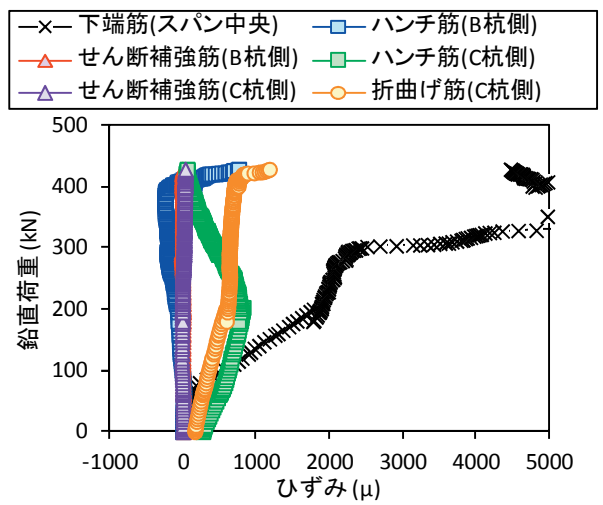


図-3.17 荷重-ひずみ関係 (No.3, BC 杭間)

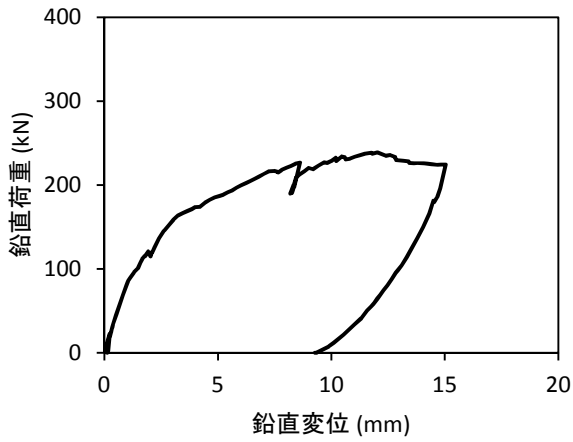


図-3.18 荷重-変位関係 (No.1, AB 杭間)

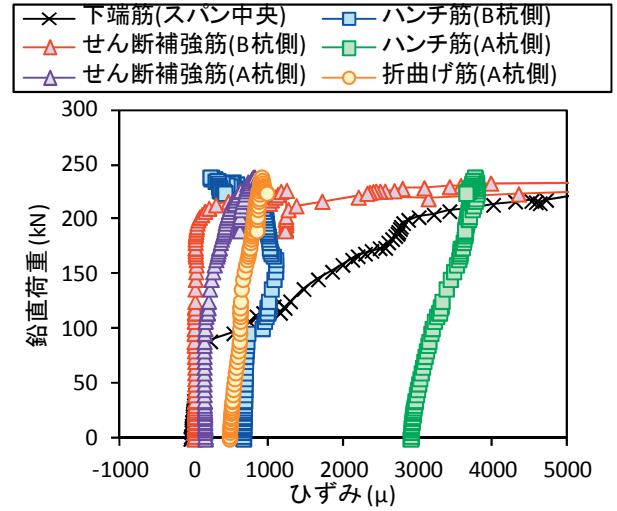


図-3.21 荷重-ひずみ関係 (No.1, AB 杭間)

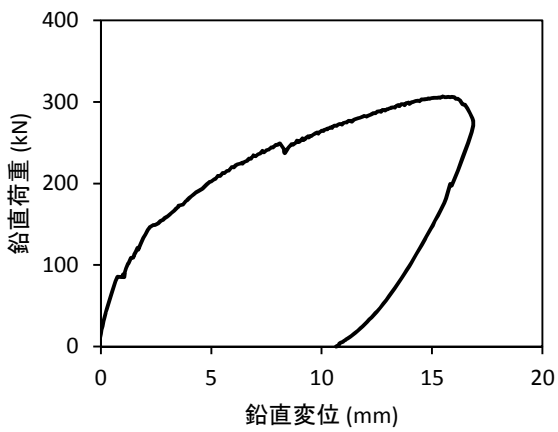


図-3.19 荷重-変位関係 (No.2, AB 杭間)

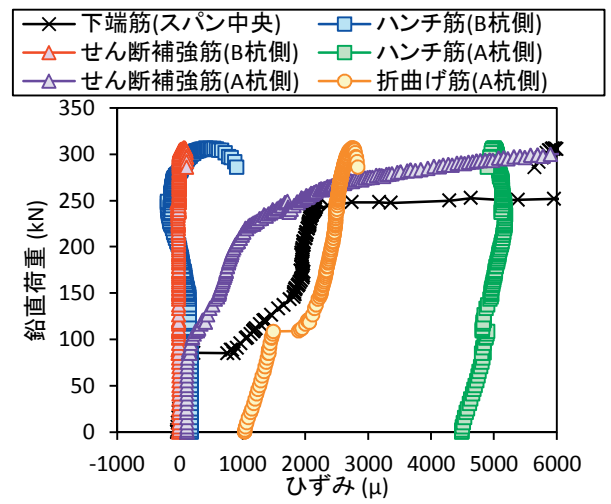


図-3.22 荷重-ひずみ関係 (No.2, AB 杭間)

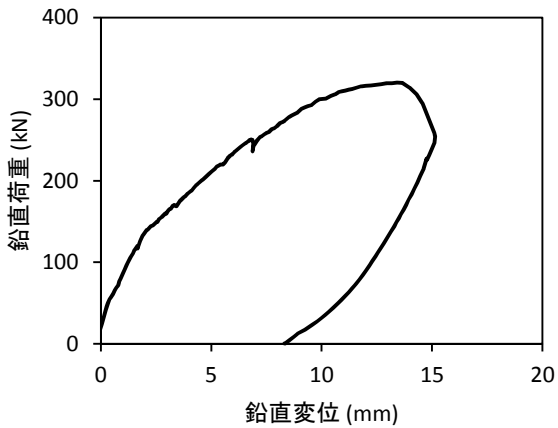


図-3.20 荷重-変位関係 (No.3, AB 杭間)

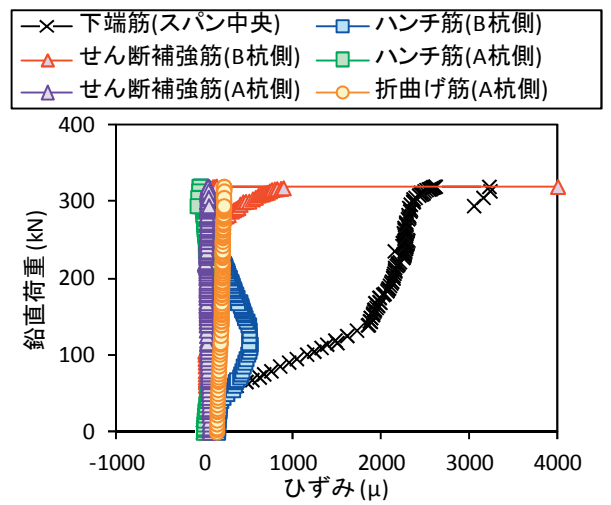


図-3.23 荷重-ひずみ関係 (No.3, AB 杭間)

破壊により終局となったものの、B 杭側せん断スパンにおいてつばプレートからせん断スパン中央の上縁に斜めひび割れが発生したため、ひずみ計測位置のせん断補強筋やハンチ筋、折曲げ鉄筋は降伏していなかった。

(2) AB 杭間

図-3.18～図-3.20 に AB 杭間の静的載荷試験における各試験体の鉛直荷重-鉛直変位関係を示す。上述した通り、BC 杭間スパン破壊後に AB 杭間スパンの載荷試験を行ったため、本試験は隣接スパンが破壊した場合の残存耐力を想定している。

図より、いずれの試験体も鉛直荷重 150kN 程度までは同様の荷重-変位関係を示したが、降伏後の剛性と最大荷重に差が認められた。No.2 試験体および No.3 試験体の最大荷重は、それぞれ No.1 試験体よりも約 31%、37%大きかった。BC 杭間とは鉄筋比等が異なるため純粋な比較はできないが、BC 杭間と比較して先行載荷による損傷度の差が小さくなった。これは BC 杭間スパンが破壊したことによって B 杭近傍の鉄筋およびコンクリートの損傷が進行したことが要因の一つと考えられる。以下に各試験体の損傷過程を示す。

No.1 試験体では最大荷重 234kN で斜めひび割れが B 杭から載荷点に向かって発生し、荷重低下を生じた。最大荷重時の変位は 12mm であった。図-3.21 に各鉄筋ひずみと荷重の関係を示す。スパン中央の下端筋の引張ひずみが鉛直荷重 150kN で降伏し、その後も荷重の増大に伴ってひずみも増加した。荷重が最大荷重に近くなると、B 杭側のせん断補強筋が降伏した。なお、A 杭および B 杭のハンチ筋は正負交番載荷試験において既に降伏している。

No.2 試験体では降伏剛性が No.1 試験体よりも高く、最大荷重は 307kN であった。最大荷重時において B 杭のつばプレート先端からせん断スパン中央に向かって斜めひび割れが大きく開口したため荷重が低下した。図-3.22 に各鉄筋ひずみと荷重の関係を示す。鉛直荷重 240kN でスパン中央の下端筋が降伏した。A 杭側のハンチ筋および折曲げ鉄筋は既に正負交番載荷試験で降伏しているが、A 杭側のせん断補強筋も鉛直荷重 240kN で新たに降伏した。B 杭側のハンチ筋およびせん断補強筋は弾性範囲のひずみを示した。これは、No.3 試験体の BC 杭間の載荷試験結果と同様、ひび割れの発生箇所が計測位置と異なったためである。

No.3 試験体は降伏剛性が最も高く、最大荷重は 320kN、最大荷重時の変位は 14mm であり、B 杭側のせん断スパンに生じた斜めひび割れの開口により荷重低下に至った。図-3.23 に各鉄筋ひずみと荷重の関係を示す。鉛直

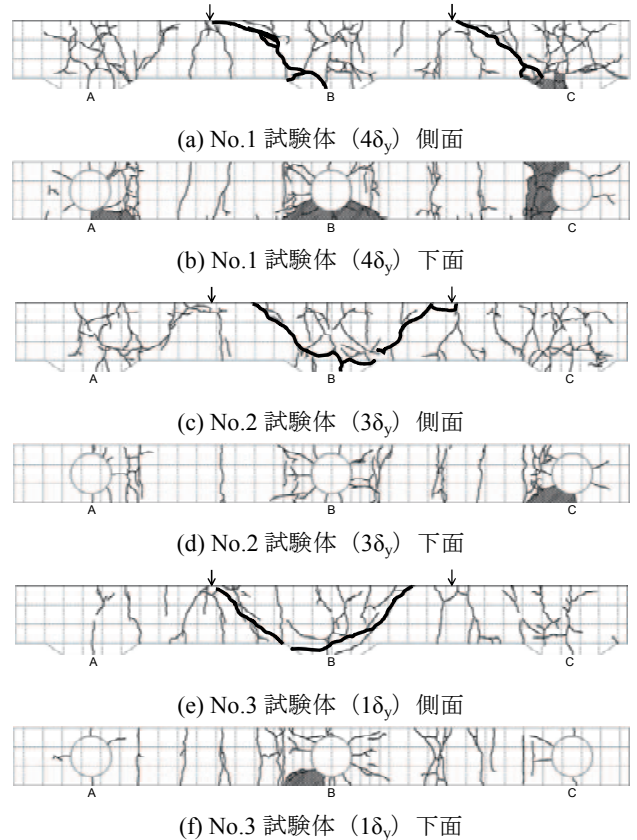


図-3.24 上部工のひび割れ図（静的載荷終了後）

荷重約 150kN で下端筋が降伏し、最大荷重時には B 杭側せん断スパンの斜めひび割れによりせん断補強筋が降伏した。一方、A 杭側のハンチ筋やせん断補強筋、折曲げ鉄筋はいずれも数百 μ と弾性範囲内で挙動した。

図-3.24 に上部工の静的載荷試験を終了した各試験体の側面および下面のひび割れ状況を示す。なお、図中には、各スパンの破壊に寄与したと考えられる斜めひび割れを太線で示している。図より、曲げひび割れはいずれの試験体も数本であった。また、正負交番載荷試験で大きな損傷を受けた試験体ほど、静的載荷による杭頭部のひび割れ発生本数は少なかった。また、正負交番載荷試験で大きな損傷を受けた試験体ほど、静的載荷による最大ひび割れ幅は大きく、いずれの試験体においても杭頭部にかぶりの剥落が認められた。

(3)破壊機構に関する考察

上述した通り、残存耐力の観点では、正負交番載荷による損傷をほとんど受けていない No.3 の上部工の最大荷重が最も大きく、水平荷重によって受けた栈橋の最大変位が大きいほど上部工の最大荷重が小さくなる傾向が認められた。また、変形性能の観点では、明確な傾向は認められなかった。

図-3.24 からわかるように、BC 杭間において、No.1

試験体では C 杭側せん断スパンで破壊に至ったのに対して、他の試験体はいずれも B 杭側であった。BC 杭間スパンでは、主鉄筋比や曲折げ鉄筋等の存在によって C 側のせん断スパンのせん断耐力が B 側のせん断スパン側よりもわずかながら大きい。しかしながら、No.1 試験体では正負交番載荷試験終了時点で C 杭側の杭頭部近傍の鉄筋が降伏していなかったため、C 杭側の接合条件が鉛直荷重に対して B 杭よりも比較的剛になっており、より大きなせん断力を受け持ったものと推定される。一方、No.2 試験体では B 杭 C 杭ともに杭頭部近傍にハンチ筋の降伏が生じており、B 杭 C 杭ともに類似した接合条件になったと考えられる。したがって、B 側のせん断スパンにおいて破壊に至ったものと考えられることができる。No.3 試験体は、正負交番載荷試験においてほとんど損傷を受けていないため、B 杭側せん断スパンに斜めひび割れが発生・進展したと考えられる。

一方、AB 杭間では、全ての試験体が B 杭側せん断スパンで破壊に至った。AB 杭間では、B 側せん断スパンのせん断耐力の方が A 側よりも小さい。No.1 試験体は A 杭 B 杭ともに杭頭部近傍の鉄筋が降伏しているため、せん断耐力の小さなスパンである B 側で破壊に至った。また、No.2 試験体では、正負交番載荷試験終了時点で A 杭側のハンチ筋等が降伏していた。したがって、せん断耐力が小さく、かつ接合条件が剛な B 杭側せん断スパンで破壊したものと考えることができる。No.3 試験体もほとんど損傷がないため、B 杭側せん断スパンで破壊したと考えられる。

このように、地震動によって RC はりそのものに損傷が少ない状態であっても、生じた杭頭部周辺の損傷状態によって上部工の鉛直荷重に対する接合条件が変化し、複雑な破壊挙動を示すといえる。すなわち、損傷状況によっては、配筋上せん断耐力が小さなせん断スパン側が必ずしも破壊に至るわけではない。したがって、上述した通り杭頭部のひび割れ発生状況から上部工の損傷状態を定性的に評価する上では、ひび割れ幅などを指標としてコンクリート内部の鉄筋降伏の可能性も疑う必要があるといえる。

(4) 地震動を受けた栈橋上部工の残存耐力

上述した通り、栈橋上部工の残存耐力は杭頭部の損傷に伴う接合条件の変化等に影響される。しかしながら、損傷の有無によらず、栈橋上部工の接合条件は明確でない。本研究において示された実験値と無損傷を仮定した計算値を比較するため、本論では各スパンにおけるはりを健全な単純支持はりと仮定してせん断耐力を計算した。ここで、せん断耐力の算出はコンクリート負担分および

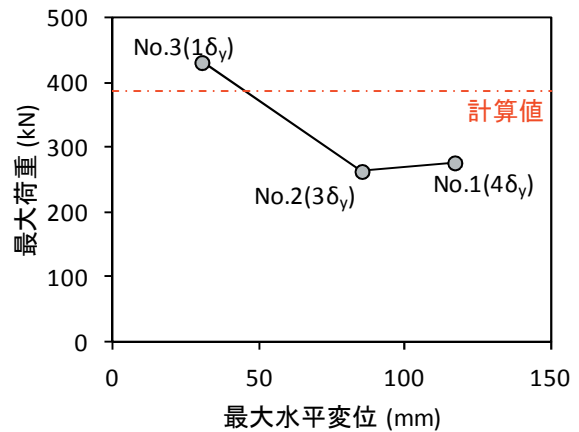


図-3.25 最大水平変位と最大荷重の関係 (BC 杭間)

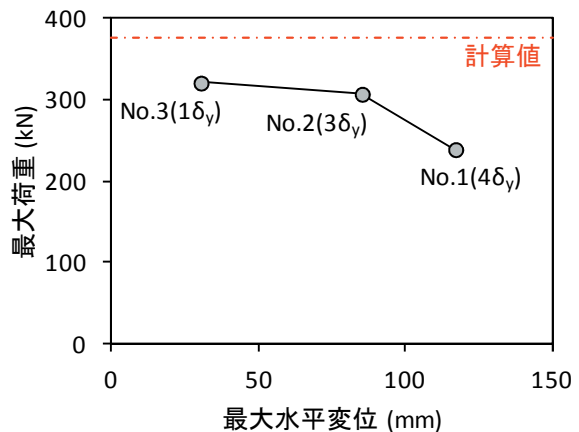


図-3.26 最大水平変位と最大荷重の関係 (AB 杭間)

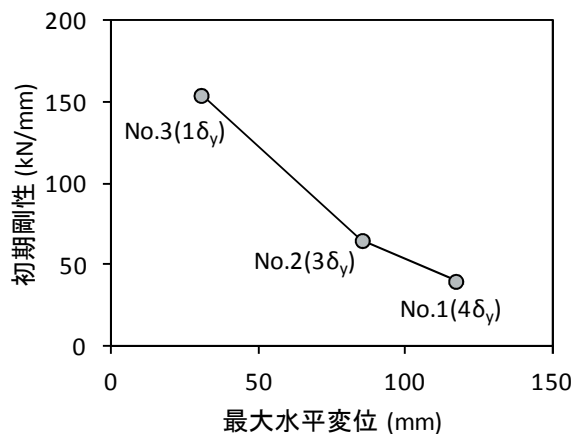


図-3.27 最大水平変位と初期剛性の関係 (BC 杭間)

鉄筋負担分の累加方式とし、コンクリート負担分のせん断耐力 V_c は式(1)で求めた⁶⁾。

$$V_c = 0.244 f'_c \left(1 + \sqrt{100 p_v}\right) \cdot \left(1 + \frac{3.33r}{d}\right) bd \sqrt{1 + \left(\frac{a}{d}\right)^2} \quad (1)$$

ここに、 p_v : 鉄筋比
 r : 支圧板の長さ (100mm)
 d : 有効高さ
 b : 上部工の幅
 a : せん断スパン長 (625mm)
 f_c : コンクリートの圧縮強度 (55.9N/mm²)

鉄筋負担分のせん断耐力 V_s との和から、AB 杭間の B 杭側せん断スパンで 376kN、BC 杭間の B 杭側せん断スパンで 388kN と算出された。

図-3.25 および図-3.26 に試験体の最大水平変位と各スパンの最大荷重の関係を示す。なお、最大水平変位とは、正負交番荷重試験によって試験体が受けた最大の水平変位を示している。図より、BC 間では $3\delta_y$ と $4\delta_y$ の最大荷重はほぼ同じであり、計算値の約 65%であった。一方、AB 間では $4\delta_y$ の最大荷重は $3\delta_y$ のそれよりも 20%程度低下しており、杭間スパンによって傾向が異なった。

BC 間では $1\delta_y$ の残存耐力は計算値とほぼ同じであった。また、栈橋が $4\delta_y$ 程度の水平変位を受けても、上部工の残存耐力は計算値の 65%程度であった。ただし、本実験では $5\delta_y$ 以上の水平履歴は与えていないため、 $5\delta_y$ を超える水平変位を受けた栈橋上部工の残存耐力については今後の検討が必要である。AB 間では、 $1\delta_y$ においても計算値よりも小さくなった。これは、AB 間の荷重試験の前に BC 間の上部工の荷重試験を実施しており、これにより B 杭の損傷が進行したことで、AB 間の残存耐力が低下したことが原因と考えられる。しかしながら、隣接するスパンの上部工が破壊に至ったとしても、単純支持はりを仮定した RC はりのせん断耐力の 60%程度以上有していた。

また、損傷を受けた上部工に鉛直荷重を与えると、供用時において変形が問題となる可能性がある。そこで、荷重-変位関係のうち鉛直荷重 5~50kN を直線近似して傾きを求め、これを初期剛性とした。図-3.27 に栈橋の最大水平変位と BC 杭間の上部工の初期剛性の関係を示す。図より、最大水平変位が大きいほど上部工の初期剛性が顕著に低下する傾向が認められる。地震で損傷した RC はりに上載荷重が作用した場合、変形が大きくなるため、変位・変形の観点から限界値が決定される場合には、初期剛性を適切に評価する必要がある。

3.3 上部工が破壊した栈橋の残存水平耐力

図-3.28 に上部工の静的荷重試験終了後（上部工が破壊した状態）の No.2、No.3 試験体の水平荷重試験から求めた水平変位-水平荷重関係の包絡線を示す。図には、正負交番荷重試験より求めた No.1 試験体の包絡線もあわ

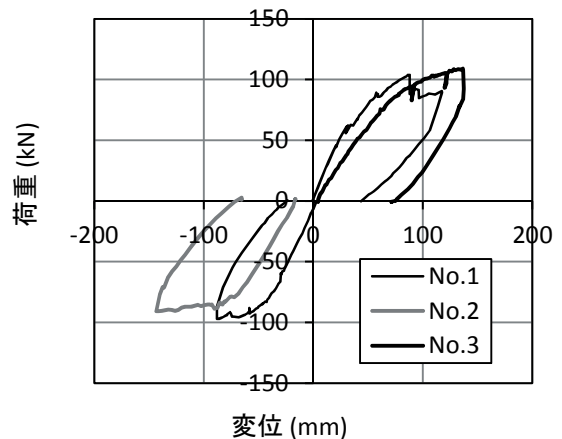


図-3.28 水平荷重-水平変位関係（水平荷重試験）

せて示す。No.1 試験体は図-3.1 の包絡線であり、上部工が無損傷の状態の水平耐力を表している。

図より、上部工が破壊した状態の No.2、No.3 試験体の最大荷重はそれぞれ 91kN、109kN であり、無損傷の No.1 試験体の最大荷重 97kN、104kN と概ね同程度の値を示した。一方、初期剛性に着目すると、No.2 試験体および No.3 試験体はそれぞれ No.1 試験体の 80%、65%に低下していた。したがって、上部工が破壊した栈橋を供用する場合、水平荷重に対する抵抗力は損傷前とほぼ同等であるが、初期剛性の低下により水平変位が大きくなるといえる。現状の港湾基準では牽引力および接岸力に対しては耐力ベースで照査がなされており、変形については照査されていない。しかしながら、栈橋の剛性低下によって、船舶の荷役作業等にも影響を及ぼす可能性がある点に注意を要する。また、大きな損傷を受けた鋼管杭に対して牽引力および接岸力が繰り返し作用した場合の鋼管杭の低サイクル疲労特性などは明確でなく、今後の検討課題である。

4. 地震後における栈橋の供用可否判断に関する考察

前章の実験結果から、地震動による損傷を受けた栈橋上部工の残存耐力は、最大水平変位が $4\delta_y$ 以下であれば、単純支持はりを仮定した場合のせん断耐力の 60%程度の残存耐力を有していると考えられる。本論では、コンクリートの実強度を用いてせん断耐力を計算したが、実際の栈橋の供用可否判断においては、コンクリート強度に設計基準強度を用いて計算することで、安全側の評価にすることができる。また、本論で実施した実験では

栈橋の法線直角方向の RC はりのみをモデル化したが、実際の栈橋では床版も抵抗することを考えると、RC はり単体のせん断耐力よりも大きな耐力になることが予想できる。

しかしながら、最大水平変位が $4\delta_y$ 以下であることを現地で簡易に確認することは困難である。また、地震時の最大変形量が大きい場合であっても、それ以降の地震動特性によっては復元して残留変形量が見かけ上小さくなる場合も想定され、残留変形量だけでは明確に判断できない。したがって、栈橋本体の残存性能を評価する上では、栈橋杭頭部の損傷状態を把握することが重要となる。例えば、前章において記載した通り、杭頭部の損傷状態（ひび割れ、かぶり剥落）の損傷状況によって、地震動による栈橋の損傷度を定性的に把握することができる。陸側の杭頭部のみが損傷している状態であれば栈橋の受けた変位履歴は小さいことが想定され、また全ての杭頭部において損傷を受けているのであれば、大きな変位履歴を受けたことを想定できる。全ての杭頭部の損傷度が大きな場合には、残留水平変位の測定のみでは変位が復元した可能性を否定できないため、最大水平変位履歴が大きかった可能性を疑う必要がある。このような場合には、上部工や鋼管杭について詳細点検診断を実施し、杭頭部の損傷状態（鉄筋の破断、座屈等）や杭の残留変形量を把握した上で、数値解析等を用いて損傷状態や残存性能を推定するなど、高度な技術が必要である。

5. 結言

本論は、地震動による栈橋上部工の損傷状態と残存性能を関連付けることを目的とし、実際の栈橋の法線直角方向の杭1列分を約1/4の縮尺でモデル化した試験体に対して正負交番荷重試験により損傷を与え、その後静的荷重試験によって上部工の残存性能について評価を行った。以下に本論により得られた知見を示す。

- (1) ひび割れの発生・進展の観点から地震時における栈橋上部工の損傷過程を整理すると、陸側の杭頭部、海側の杭頭部、中間の杭頭部の順に損傷が進行する。
- (2) $1\delta_y$ 程度の最大水平変位では上部工の鉄筋は降伏していないが、 $3\delta_y$ (最大荷重) 以上の水平変位が作用すると、杭頭部近傍の回転変形が大きくなり、ハンチ筋や上端筋、折曲げ鉄筋等が降伏する。
- (3) 地震動によって RC はりそのものに損傷が少ない状態であっても、生じた杭頭部周辺の損傷状態によって上部工の鉛直荷重に対する接合条件が変化することで、栈橋上部工の残存性能は大きく影響される。

- (4) 単純支持はりを仮定した健全な RC はりのせん断耐力の計算値に対して、 $4\delta_y$ の最大水平変位を受けた栈橋上部工の残存耐力は 65% 程度となる。また、隣接するスパンの上部工が破壊に至った場合、単純支持はりを仮定した RC はりのせん断耐力の 60% 程度となる。
- (5) 地震動によって損傷を受けた栈橋上部工の初期剛性は栈橋の受けた最大水平変位の増大に伴って顕著に低下する。
- (6) 上部工が破壊した栈橋の残存水平耐力は損傷前の水平耐力と概ね同等であるが、初期剛性は低下する。

6. おわりに

本論では、地震後における栈橋上部工の残存性能、特に耐荷性能について検討を行った。本研究成果は、地震後において暫定的に栈橋の供用可否を判断するための有益な判断材料になると考える。

本研究成果の適用は適切な維持管理の下、栈橋が所定の性能を有していることが前提となっている。定期点検診断が適切に行われず、鉄筋腐食などの劣化が顕在化した状況では、臨時点検診断において誤った判断を行う場合もある。被災後において栈橋の供用可否、復旧の必要性などを適切に判断するためにも、定期的な点検診断の実施が不可欠である。

今後、栈橋の供用可否判断に資する臨時点検診断手法を確立するとともに、判断指標の一般化を提案するべく、研究を進めていく所存である。

謝辞

本実験を実施するにあたり、中部地方整備局名古屋港湾空港技術調査事務所にも多大なる協力を得ました。また本成果の一部は、日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究(B)：23360192）によって実施いたしました。ここに記して謝意を表します。

(2012年11月8日受付)

参考文献

- 1) 稲富隆昌ほか：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告、港湾技研資料、No.857、1997
- 2) 南兼一郎ほか：神戸港における横栈橋の被害調査と動的相互作用解析、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp.693-696、1997
- 3) 高橋重雄ほか：2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報、港湾

空港技術研究所資料, No.1231, 2011

- 4) 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007
- 5) 横田弘ほか:鋼直杭式栈橋の地震時保有耐力に関する実験および解析, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, pp.223-255, 1999
- 6) 二羽淳一郎:FEM解析を用いたディープビームのせん断耐力算定式, 第2回RC構造のせん断問題に関するコロキウム論文集, pp.119-128, 1983
- 7) 小泉哲也, 山本修司, 竹地晃一郎, 門脇陽治:被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発, 港湾技研資料, No.912, 1998

付録

付録-1 正負交番載荷試験における鋼管のひずみ分布

付図-1.1～付図-1.3に正負交番載荷試験における各試験体の鋼管のひずみ分布を示す。図より、降伏箇所の順番は若干異なるものの、いずれの試験体においても概ね同様の傾向を示している。

付録-2 上部工および鋼管杭の耐力

本実験で作製した試験体について、スパン中央に1点集中荷重を与えたときの上部工の断面耐力を付表-2.1に示す。鋼管杭の降伏モーメント M_y および全塑性モーメント M_{p0} （軸力考慮無し）はそれぞれ以下の式で計算できる。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) Z_e$$

ここに、

N ：鋼管杭に作用する軸力（kN）

σ_y ：鋼管杭の降伏強度（kN/m²）

A ：鋼管杭の断面積（m²）

鋼管杭の全塑性曲げモーメント M_p は以下の式による。

$$M_p = M_{p0} \cos \left(\frac{\alpha\pi}{2} \right)$$

$$\alpha = \frac{N}{N_{y0}}$$

$$N_{y0} = \sigma_y A$$

$$M_{p0} = \sigma_y Z_p$$

$$Z_p = \frac{4}{3} \left\{ R^3 - (R - t)^3 \right\}$$

ここに、

M_{p0} ：軸力が無い時の鋼管杭の全塑性曲げモーメント（kNm）

N_{y0} ：鋼管杭の降伏軸力（kN）

Z_p ：鋼管杭の塑性断面係数（m³）

R ：鋼管杭の半径（m）

t ：鋼管杭の板厚（m）

計算から、本実験で用いた鋼管杭の降伏軸力は94.3 kN、降伏モーメントおよび全塑性モーメント（軸力考慮無し）はそれぞれ43.7 kNm、63.6 kNmとなる。なお、はりに伝達できる曲げモーメント M_{ud} は鉄筋連結プレートや必要に応じて設けられる縦リブを無視して、以下の式により算出する。

$$M_{ud} = \frac{DL^2 f'_c}{6}$$

鋼管杭の降伏モーメントと付表-2.1の上部工の耐力を比較すると、上部工の終局曲げ耐力は降伏モーメントよりも小さく、本論で製作した栈橋試験体は杭の降伏時において上部工が破壊することが想定できる。しかしながら、図-3.11にて示したように、栈橋の最大水平変位が $1\delta_y$ 程度であっても上部工に損傷はほとんど生じず、残存耐力は計算値と同等であった。これは、図-3.10で示したように、杭頭部の回転変形によって、伝達モーメントが低減されているためと考えることができる。

杭頭部における回転変形のモデル化手法については横田らの実験および解析^(付1)に詳しく記載されている。現行の設計では鋼管杭と上部工の接合条件を剛結としている場合が多いが、設計時において杭頭部の回転変形を考慮することで、必要鉄筋量の減少等、経済的な断面決定に寄与することができると考えられる。

付録-3 既往の研究との比較

本論と同様の研究として、横田らの研究^(付2)が挙げられる。横田らの研究では、5種類の試験体の地震時水平耐力が検討されている。このうち、軸力管理がなされているNo.5試験体（付図-3.1）と本実験結果の比較を行う。

No.5試験体の鋼管杭には、鋼種STK400、外径267.4mm、厚径比 $t/D=1.50\%$ のものが使用されている。軸力が無い条件の全塑性モーメントは87kNmである。RC上部工には主鉄筋としてD16が6本配筋されており、終局曲げ耐力は229kNmである。この値は鋼管杭の全塑性モーメントよりもはるかに大きい。上部工の耐力が非常に大きな試験体の正負交番載荷試験では杭頭部周辺にひび割れが発生するものの、鋼管杭の座屈が進行し、荷重低下にいたっている（付図-3.2）。この時、上部工にはほとんど損傷は認められない（付図-3.3）。

一方、本実験では上部工の終局曲げ耐力が鋼管杭の降伏モーメントよりも小さいため、鋼管杭よりも上部工の損傷が進行した。ただし、杭の降伏モーメントよりも小さな曲げ耐力の栈橋上部工であっても地震後の残存耐力は60%程度であったことから、鋼管杭に対する上部工の耐力が大きな栈橋ではより高い残存耐力を期待できる可能性がある。しかしながら、杭頭部の接合条件などにも依存するため、定量的な評価のためには今後の実験および解析が必要である。

付録-4 正負交番載荷試験における上部工のひび割れ発生進展過程

付図-4.1～付図-4.3 に正負交番載荷試験における上部工のひび割れの発生進展過程を示す。

付録-5 上部工の静的載荷試験における上部工のひび割れ発生進展過程

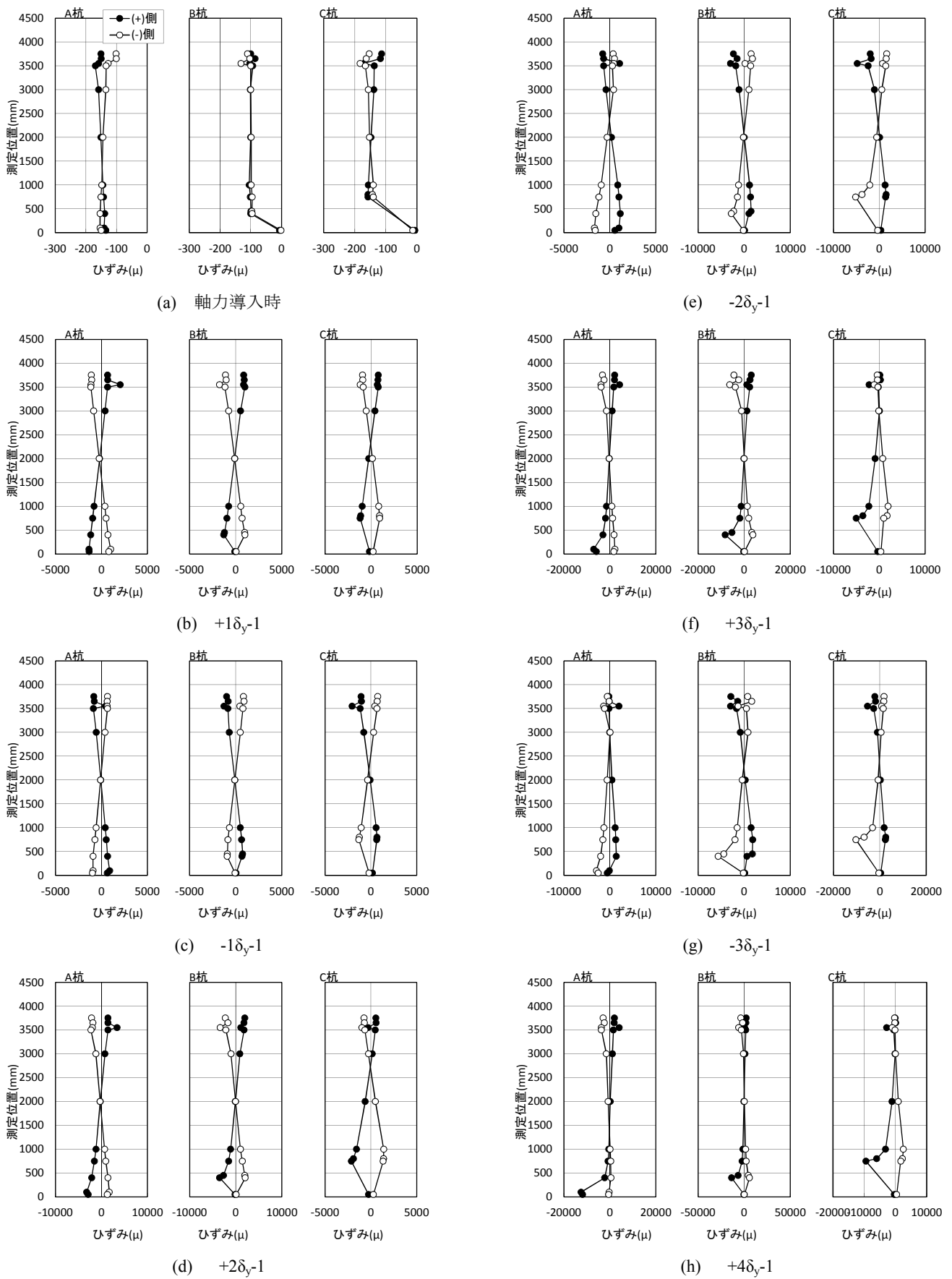
付図-5.1～付図-5.3 に上部工の静的載荷試験における上部工のひび割れの発生進展過程を示す。

付録-6 水平載荷試験における上部工のひび割れ発生進展過程

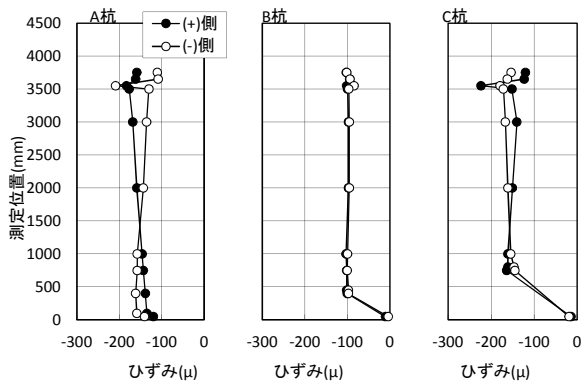
付図-6.1～付図-6.2 に栈橋の水平載荷試験における上部工のひび割れの発生進展過程を示す。

参考文献

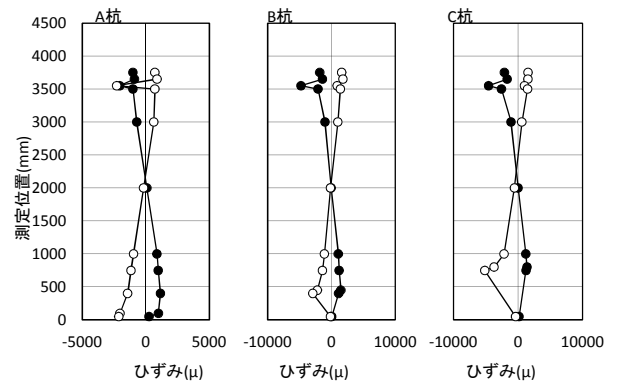
- 付1) 横田弘, 片岡保人, 菅原亮, Hazem El-Bakry, 川端規之: 栈橋の鋼管杭と上部工接合部の力学的挙動に関する実験および解析, 港湾技研資料, No.977, 2000
- 付2) 横田弘ほか: 鋼直杭式栈橋の地震時保有耐力に関する実験および解析, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, pp.223-255, 1999



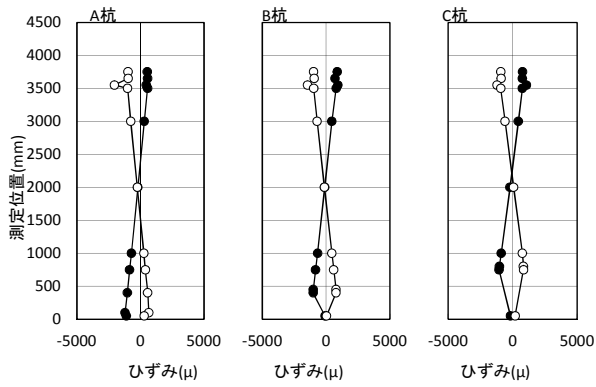
付図-1.1 正負交番試験時の鋼管杭のひずみ分布 (No.1)



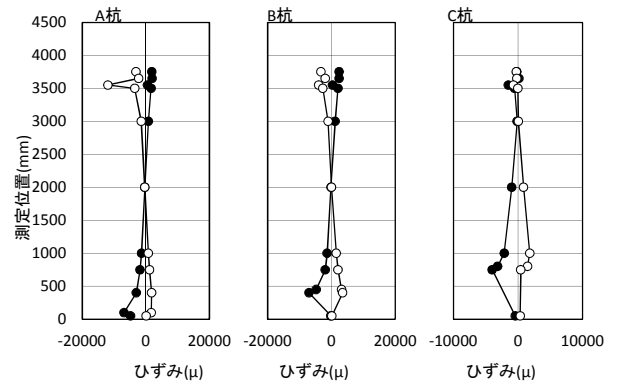
(a) 軸力導入時



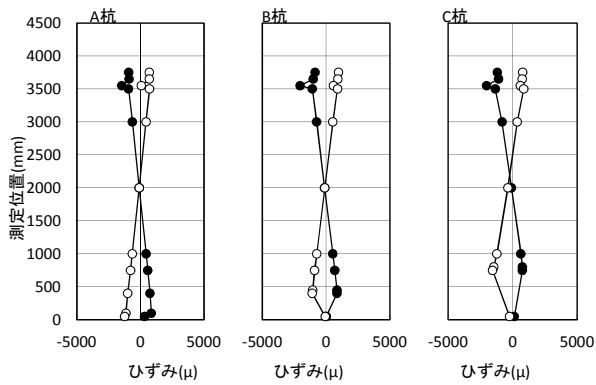
(e) $-2\delta_y-1$



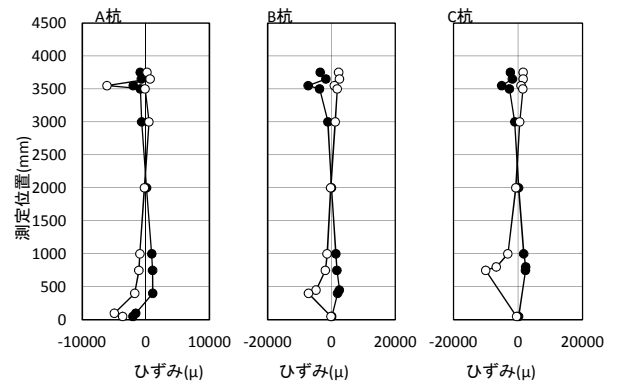
(b) $+1\delta_y-1$



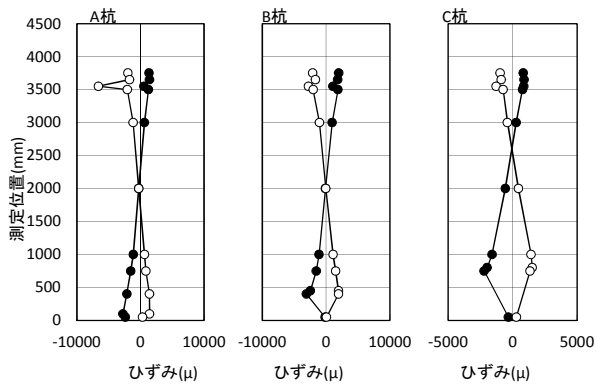
(f) $+3\delta_y-1$



(c) $-1\delta_y-1$

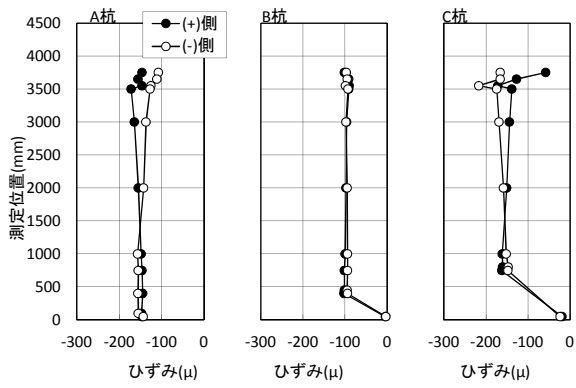


(g) $-3\delta_y-1$

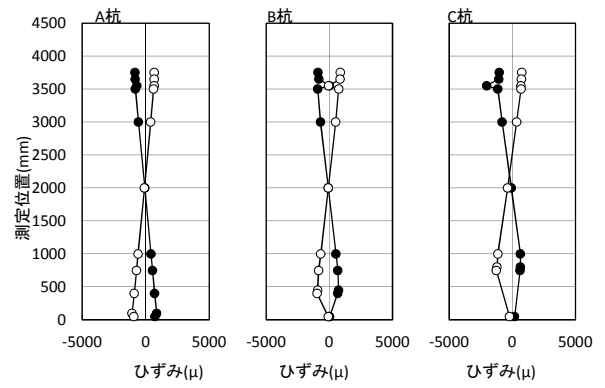


(d) $+2\delta_y-1$

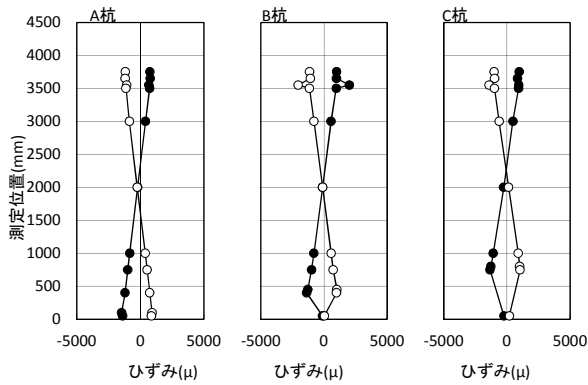
付図-1.2 正負交番試験時の鋼管杭のひずみ分布 (No.2)



(a) 軸力導入時



(c) $-1\delta_y-1$

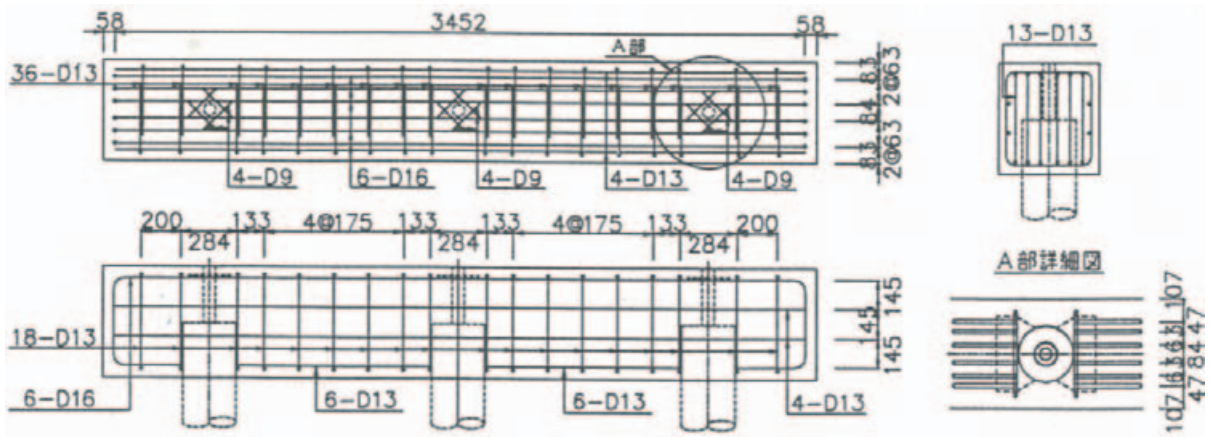


(b) $+1\delta_y-1$

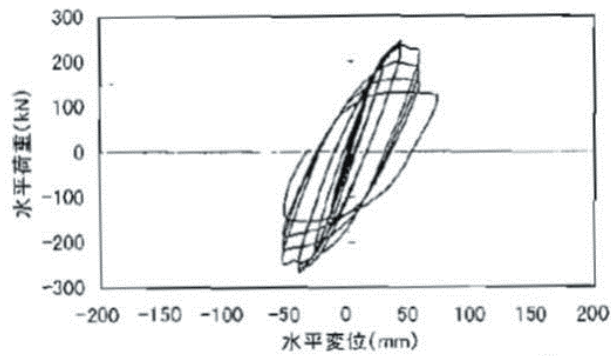
付図-1.3 正負交番試験時の鋼管杭のひずみ分布 (No.3)

付表-2.1 上部工の断面耐力 (スパン中央に1点集中荷重)

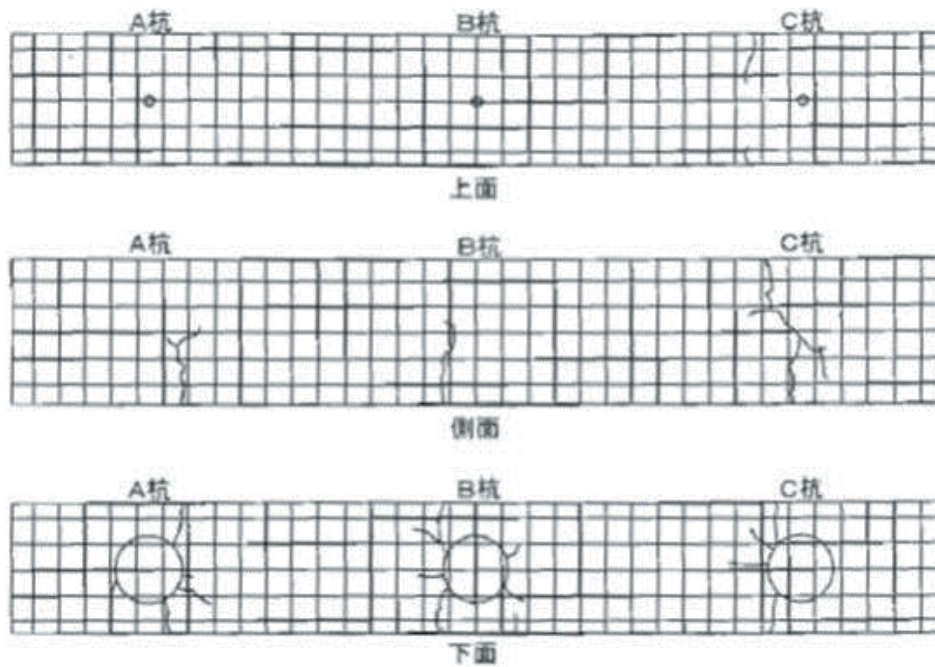
			計算値				P_V/P_M
			終局曲げ耐力 M_u (kNm)	荷重 P_M (kN)	終局せん断耐力 V_c (kN)	荷重 P_V (kN)	
AB 杭間	海側 (A-A 断面)	正	29	122	115	231	1.9
		負	42	176	126	253	1.4
	陸側 (B-B 断面)	正	29	120	115	231	1.9
		負	24	99	110	220	2.2
BC 杭間	海側 (C-C 断面)	正	34	142	120	240	1.7
		負	24	101	103	206	2.1
	陸側 (D-D 断面)	正	34	143	113	227	1.6
		負	42	176	126	253	1.4



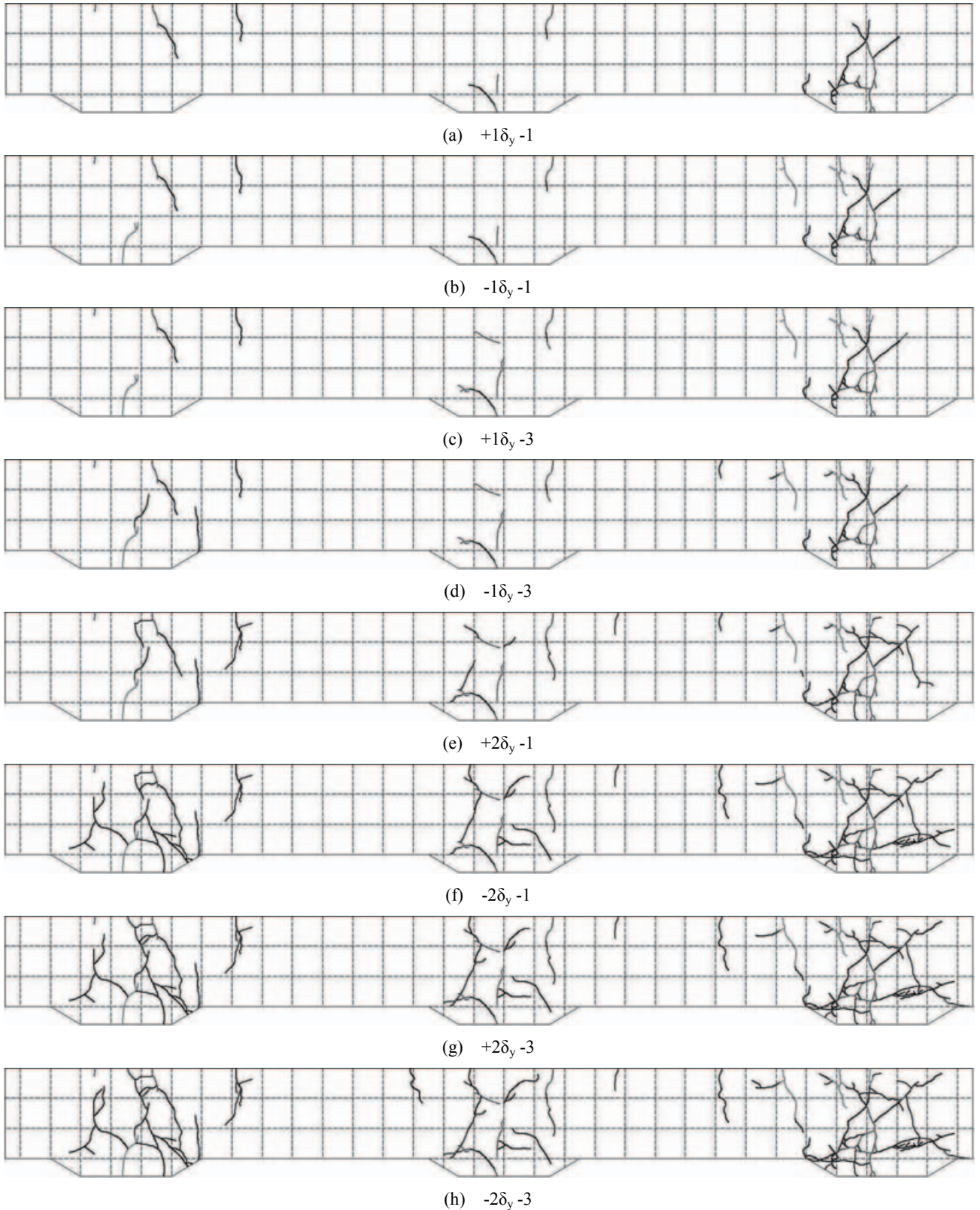
付図-3.1 上部工の配筋図（横田らの実験）^{付2)}



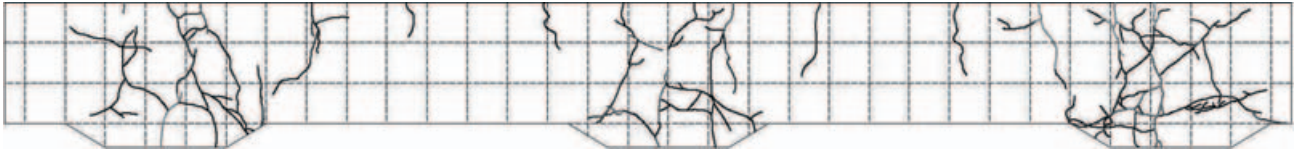
付図-3.2 荷重-変位関係（横田らの実験）^{付2)}



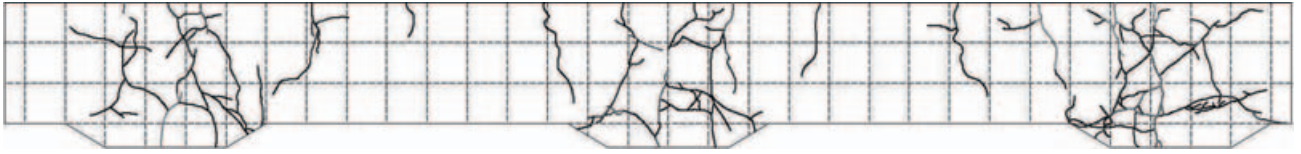
付図-3.3 ひび割れ図（横田らの実験）^{付2)}



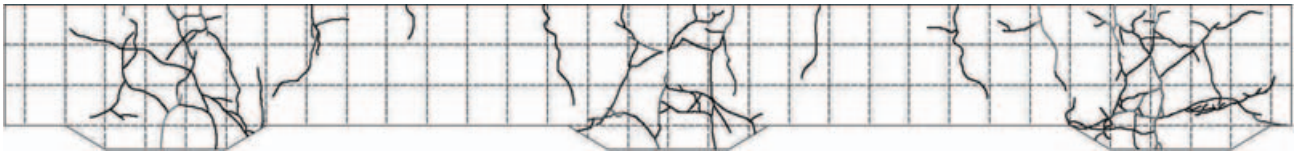
付図-4.1 正負交番載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.1 試験体)



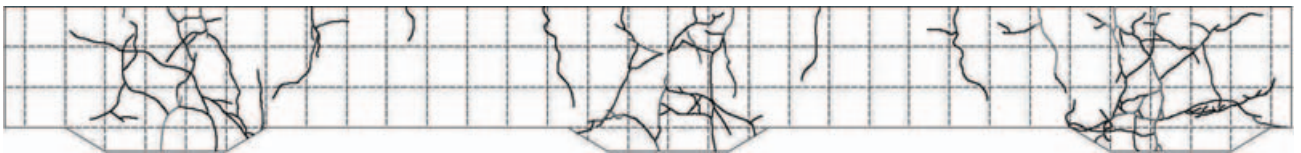
(i) $+3\delta_y -3$



(j) $-3\delta_y -3$

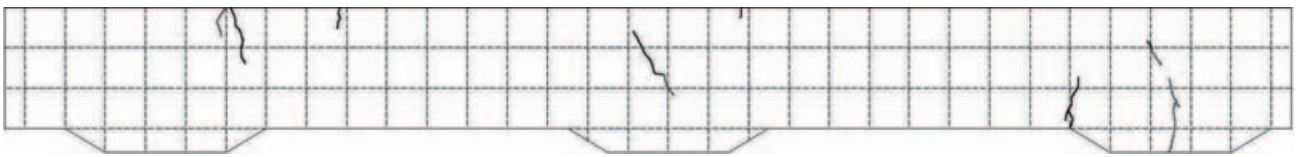


(k) $+4\delta_y -1$

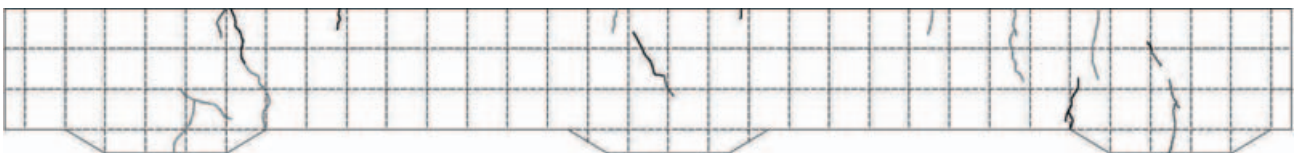


(l) $-4\delta_y -1$

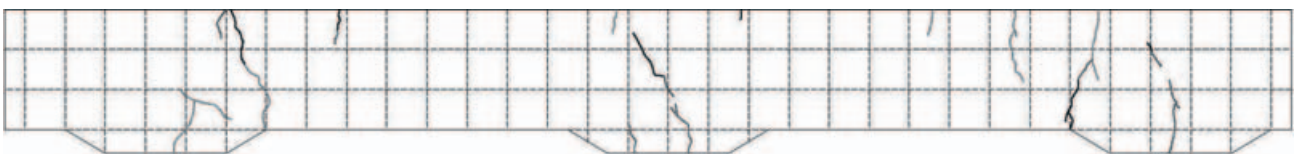
付図-4.1 正負交番載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.1 試験体)



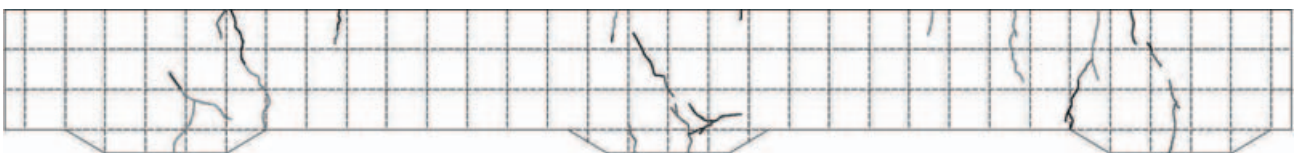
(a) $+1\delta_y -1$



(b) $-1\delta_y -1$

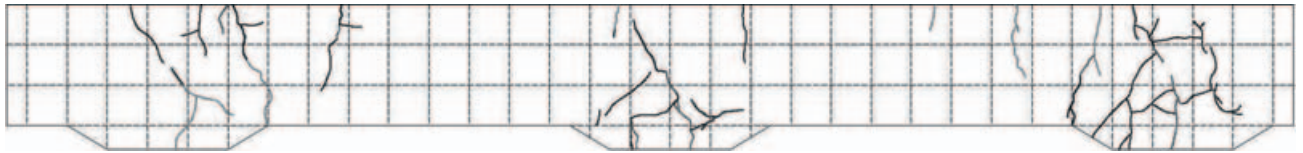


(c) $+1\delta_y -3$

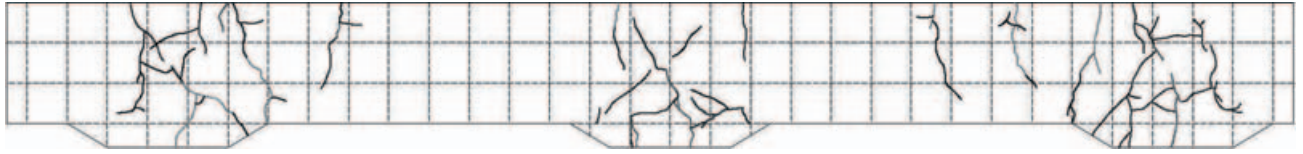


(d) $-1\delta_y -3$

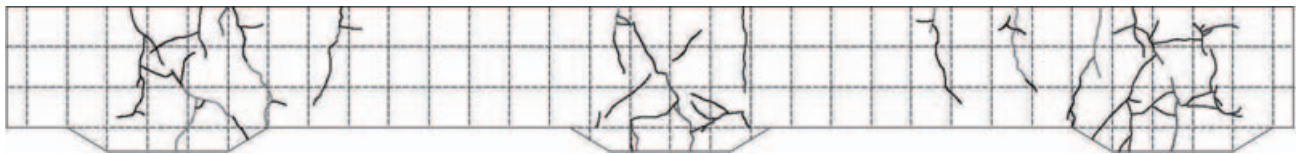
付図-4.2 正負交番載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.2 試験体)



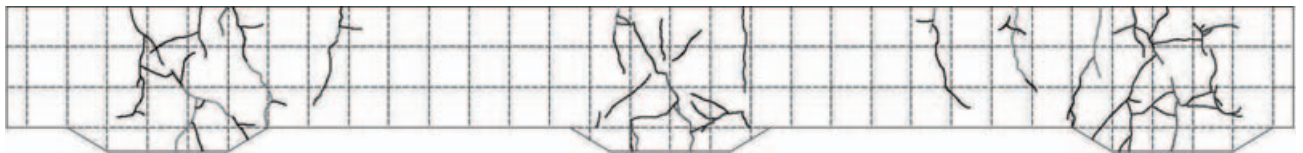
(e) $+2\delta_y -1$



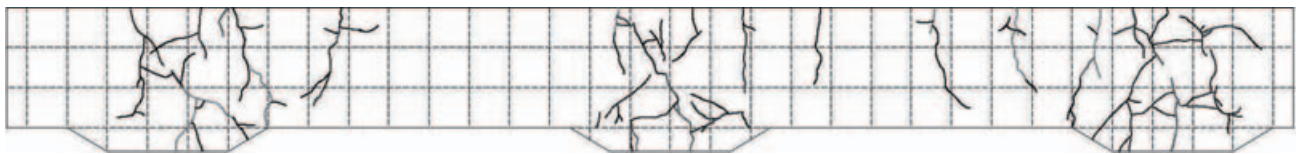
(f) $-2\delta_y -1$



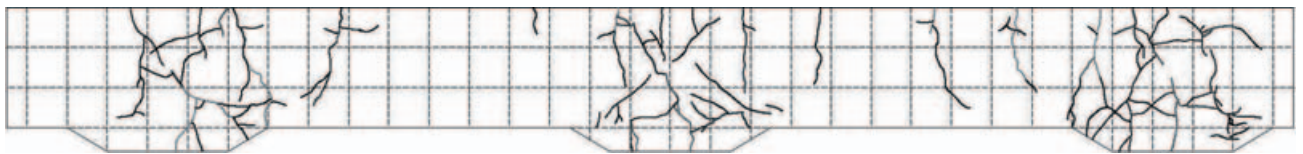
(g) $+2\delta_y -3$



(h) $-2\delta_y -3$

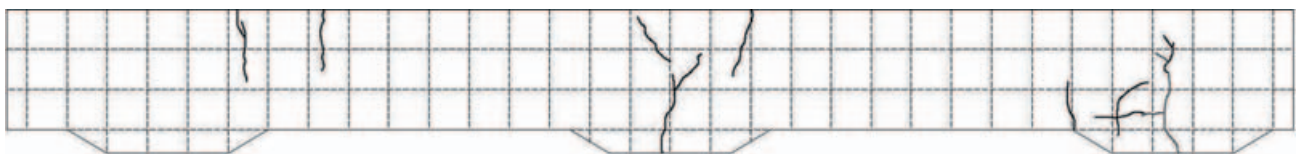


(i) $+3\delta_y -1$

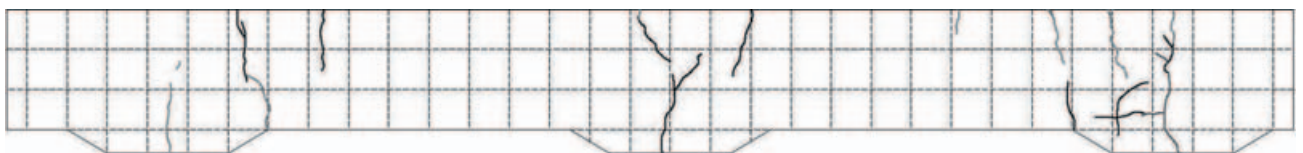


(j) $-3\delta_y -1$

付図-4.2 正負交番載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.2 試験体)

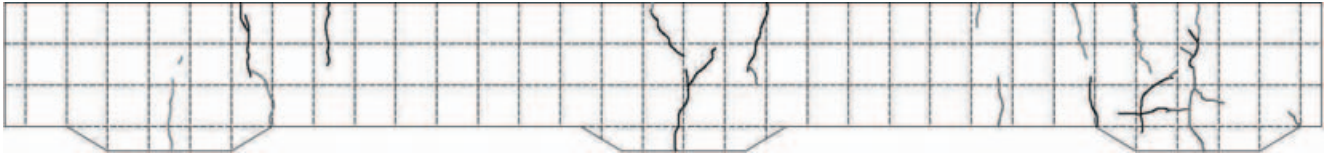


(a) $+1\delta_y -1$

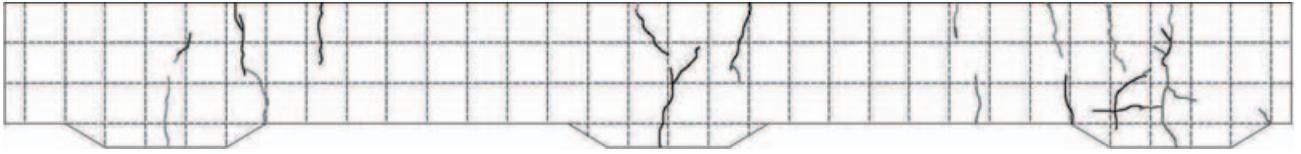


(b) $-1\delta_y -1$

付図-4.3 正負交番載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.3 試験体)

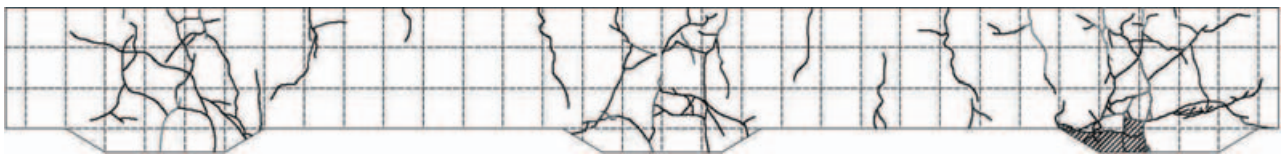


(c) $+1\delta_y -3$

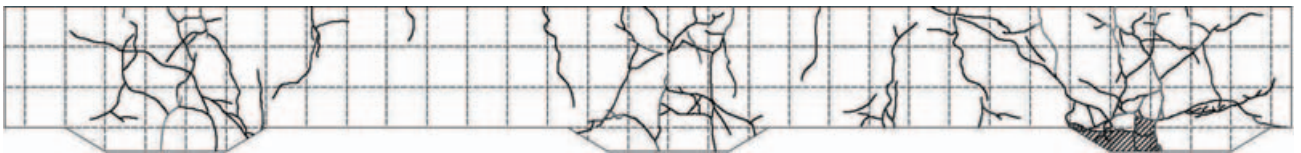


(d) $-1\delta_y -3$

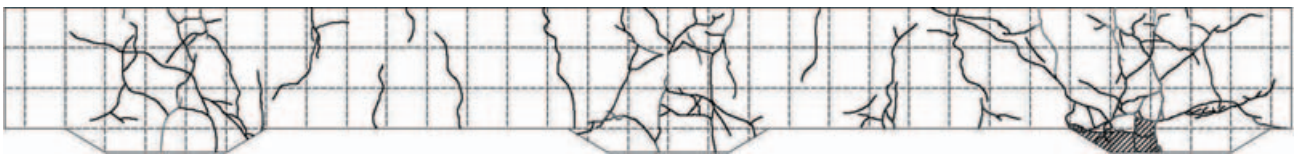
付図-4.3 正負交番載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.3 試験体)



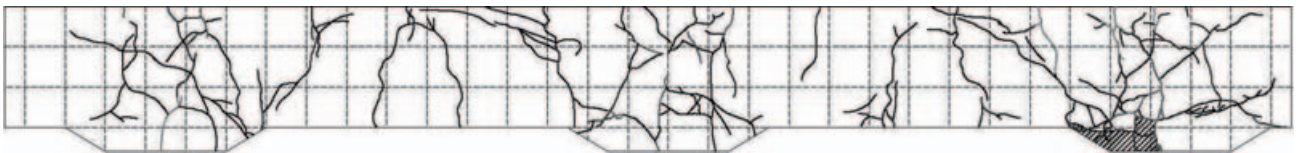
(a) BC 杭間 鉛直荷重 120kN



(b) BC 杭間 鉛直荷重 268kN (最大荷重)

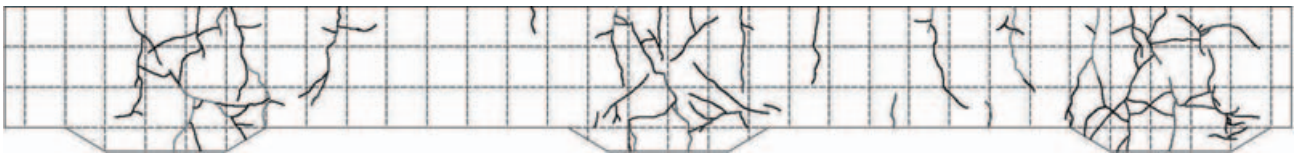


(c) AB 杭間 鉛直荷重 120kN

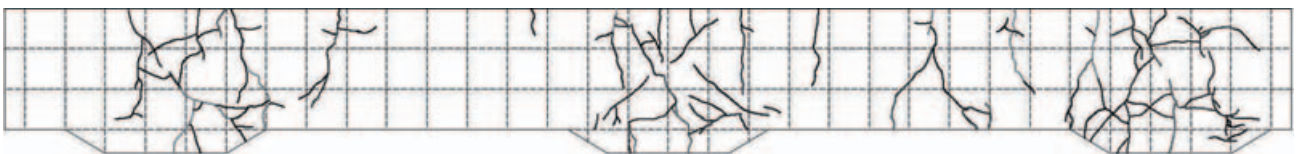


(d) AB 杭間 鉛直荷重 224kN (最大荷重)

付図-5.1 上部工の静的載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.1 試験体)

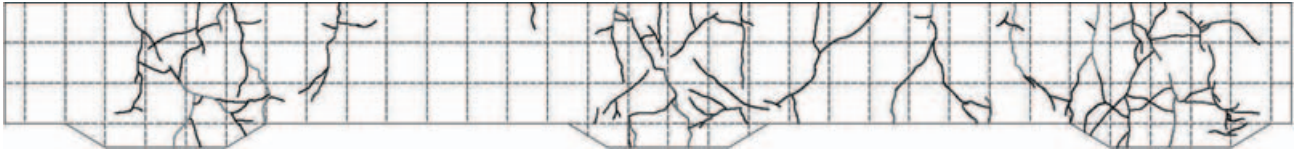


(a) BC 杭間 鉛直荷重 72kN

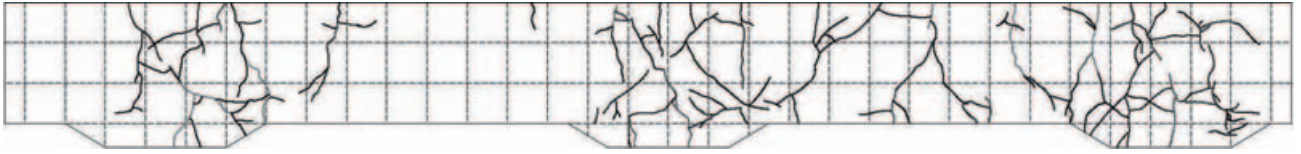


(b) BC 杭間 鉛直荷重 120kN

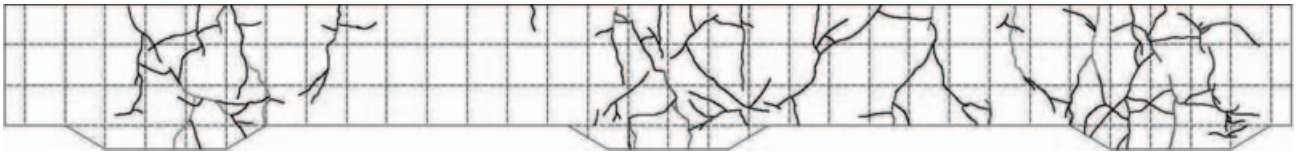
付図-5.2 上部工の静的載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.2 試験体)



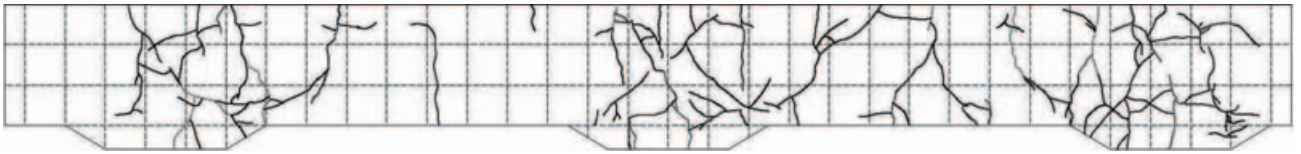
(c) BC 杭間 鉛直荷重 212kN



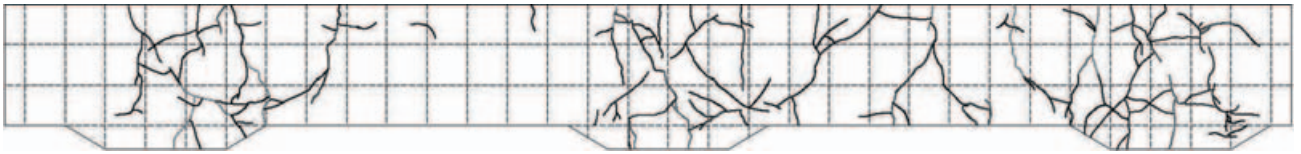
(d) BC 杭間 鉛直荷重 263kN



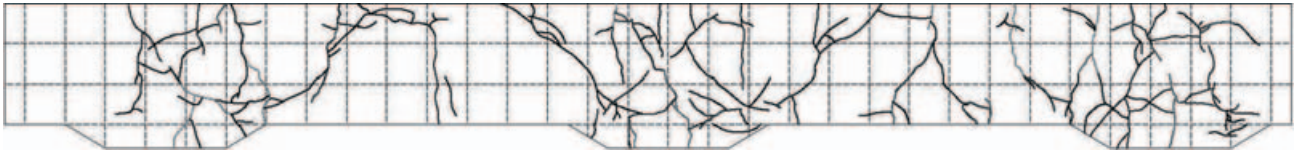
(e) AB 杭間 鉛直荷重 60kN



(f) AB 杭間 鉛直荷重 85kN

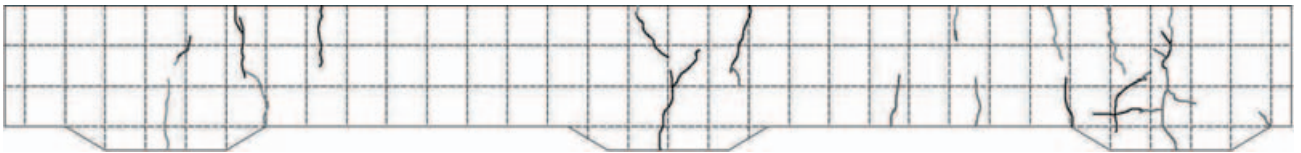


(g) AB 杭間 鉛直荷重 120kN

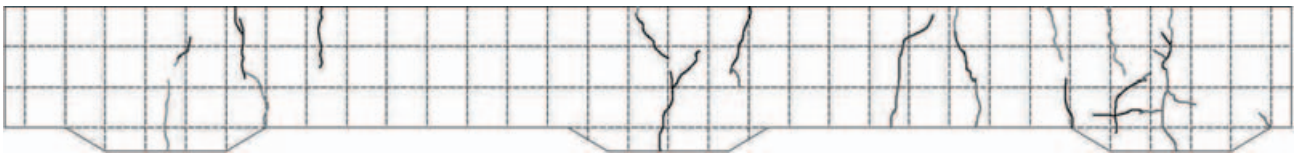


(h) AB 杭間 鉛直荷重 306kN

付図-5.2 上部工の静的載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.2 試験体)

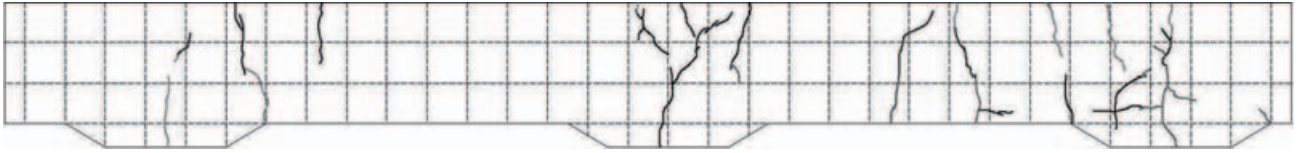


(a) BC 杭間 鉛直荷重 70kN

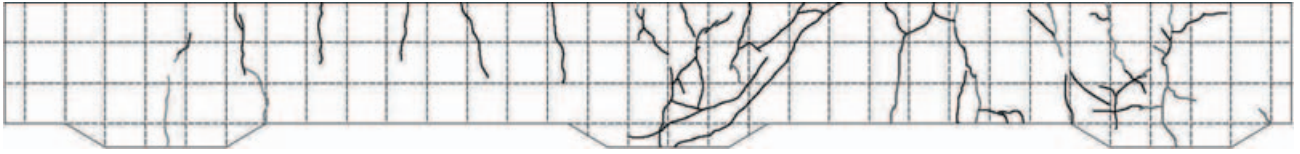


(b) BC 杭間 鉛直荷重 120kN

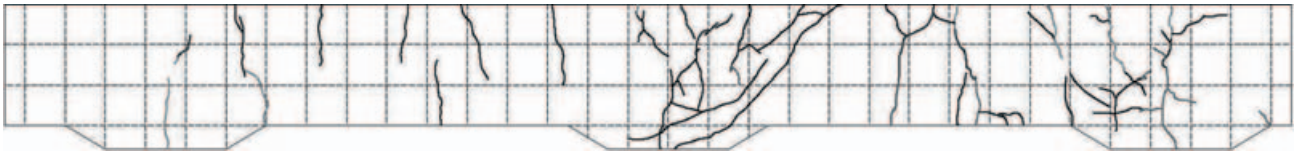
付図-5.3 上部工の静的載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.3 試験体)



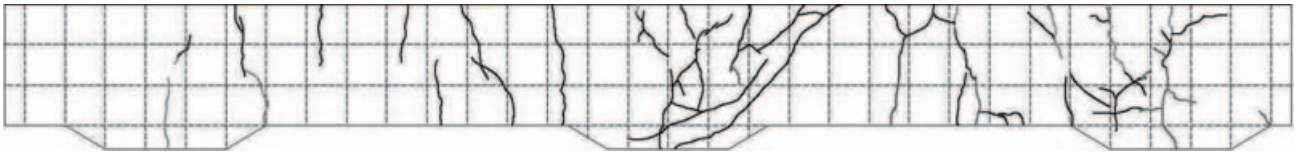
(c) BC 杭間 鉛直荷重 202kN



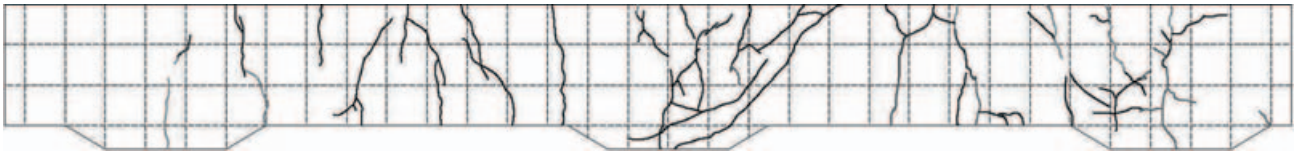
(d) BC 杭間 鉛直荷重 431kN



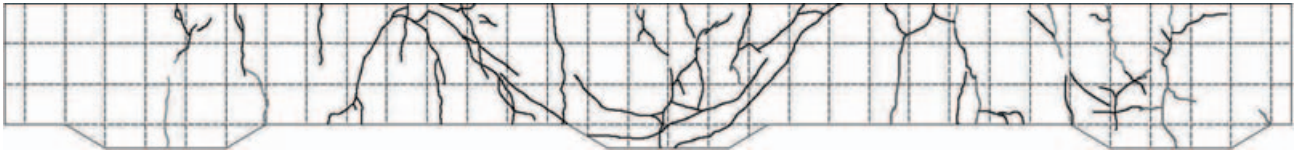
(e) AB 杭間 鉛直荷重 68kN



(f) AB 杭間 鉛直荷重 120kN

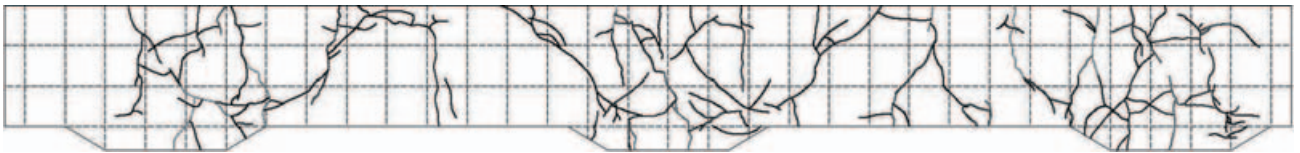


(g) AB 杭間 鉛直荷重 250kN

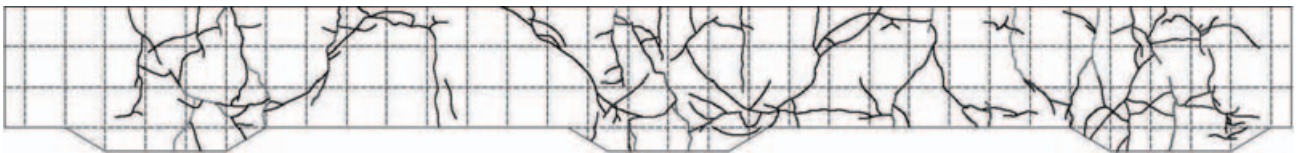


(h) AB 杭間 鉛直荷重 320kN

付図-5.3 上部工の静的載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.3 試験体)

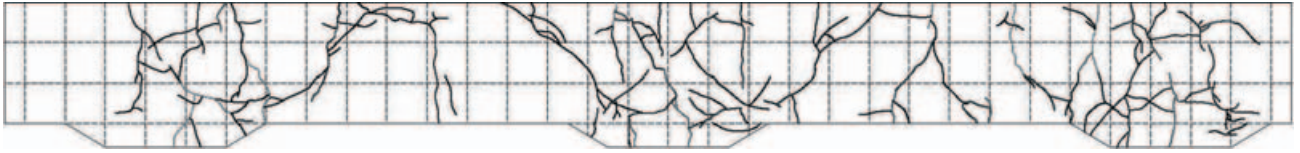


(a) 試験終了前 (付図-5.2(h)と同様)

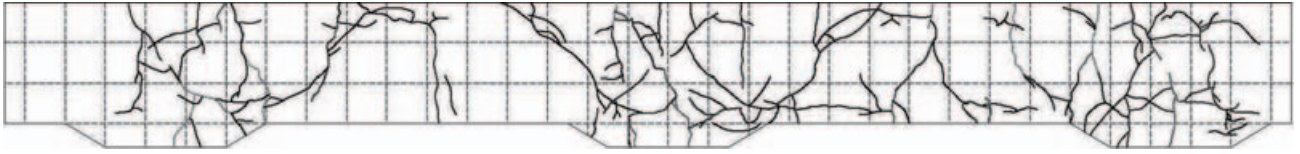


(b) 試験終了後

付図-6.1 水平載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.2 試験体)

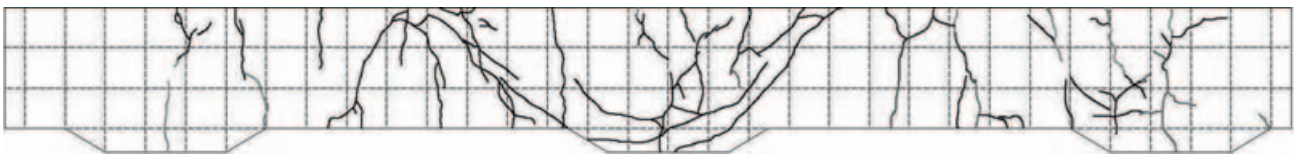


(a) 試験前 (付図-5.2(h)と同様)

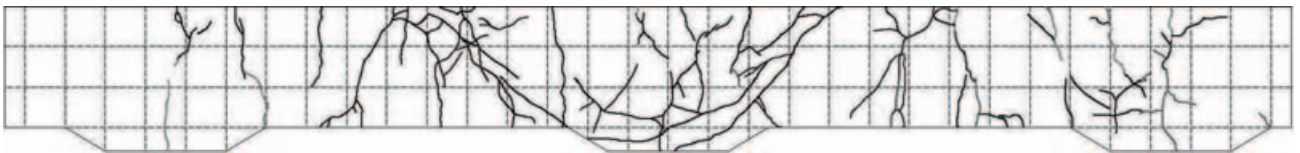


(b) 試験終了後

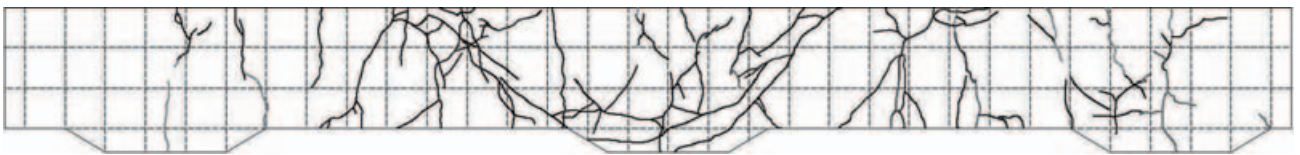
付図-6.1 水平載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.2 試験体)



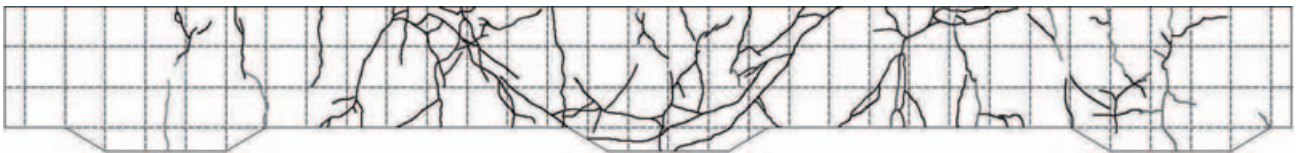
(a) 試験前 (付図-5.3(h)と同様)



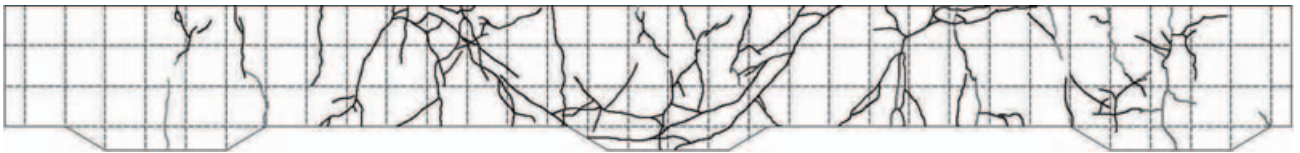
(b) $+2\delta_y$



(c) $+3\delta_y$



(d) $+4\delta_y$



(e) 試験終了後

付図-6.2 水平載荷試験におけるひび割れ発生進展過程 (No.3 試験体)

港湾空港技術研究所資料 No.1267

2013.3

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2013) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



古紙配合率70%再生紙を使用しています