

## 橋梁のRC部材接合部の合理的な耐震性能評価法に関する研究

研究予算：運営交付金

研究期間：平 22～平 24

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，和田圭仙

## 【要旨】

橋梁においては、柱はり接合部のように異なる部材同士を剛に接合している部位がある。このような部材接合部は地震時に作用する力の状態が複雑であり、また損傷が生じるとその部位の補修が困難な場合もあることから、当該部には地震時に損傷が生じないように配慮することが一般的である。しかしながら、例えばラーメン橋脚の柱はり接合部では、極めて過密な配筋となっており、このため、接合部でのコンクリートの施工が非常に困難となるだけでなく、初期品質に悪影響を及ぼす場合も考えられ、ひいては、構造物の長期耐久性を低下させることも懸念される。このような過密配筋を解消するための技術として、高強度鉄筋の使用が着目されているが、部材接合部の挙動への影響については十分に検証されていない。

また、最近コスト削減の観点から新しい構造形式の橋が提案されているが、例えばインテグラルアバット構造では、鋼桁を橋台に直接接合する構造となっている。しかしながら、鋼桁と鉄筋コンクリート部材の接合部の地震時挙動については十分な知見がないため、設計法も確立していない。このような新構造形式の普及を図るためには、その挙動の解明と設計法の確立が急務とされている。

そこで本研究では、橋梁における部材接合部に着目し、接合部とその周辺部位の地震時における挙動や損傷モードを実験的に検証し、その評価手法について検討を行った。本研究により、ラーメン橋脚における柱はり接合部については、軸方向鉄筋をSD490へと高強度化して鉄筋の本数を低減させることが接合部周辺における損傷形態に及ぼす影響は有意でないことを確認した。また、インテグラルアバット構造における鋼桁と橋台接合部について、設計水平断面力の範囲内では正負交番载荷による力学的特性は概ね線形性を保持し安定した可逆的な挙動を示すことを確認した。

キーワード：橋，部材接合部，地震時損傷，性能評価，正負交番载荷実験

## 1. まえがき

橋梁においては、柱はり接合部のように異なる部材同士を剛に接合している部位がある。このような部材接合部は地震時に作用する力の状態が複雑であり、また損傷が生じるとその部位の補修が困難な場合もあることから、当該部には地震時に損傷が生じないように配慮することが一般的である。

しかしながら、例えば、ラーメン橋脚の柱はり接合部では、柱部材及びはり部材がともに耐震性の確保の観点から軸方向鉄筋や横拘束筋が複雑に配置されることになるため、極めて過密な配筋となっている。これにより、接合部でのコンクリートの施工が非常に困難にもなっており、初期品質に悪影響を及ぼす場合も考えられ、ひいては、構造物の長期耐久性を低下させることも懸念される。このような過密配筋を解消するための技術として、高強度鉄筋の使用が着目されているが、部材接合部の地震時挙動や損傷モードへの影

響については十分に検証されていない。

また、最近コスト削減の観点から新しい構造形式の橋が提案されているが、例えばインテグラルアバット構造では、鋼桁を橋台に直接接合する構造となっている。しかしながら、鋼桁と鉄筋コンクリート部材の接合部の地震時挙動については十分な知見がないため、設計法も確立していない。このような新構造形式の普及を図るためには、その接合部の地震時挙動の解明と設計法の確立が急務とされている。

そこで本研究では、橋梁における部材接合部に着目し、その接合部とその周辺部位の地震時挙動を実験的に検証するとともに、その評価手法について検討を行った。

## 2. RCラーメン橋脚における柱はり接合部の耐震性能評価

### 2.1 研究の背景

鉄筋コンクリート (RC) ラーメン橋脚の柱はり接合部における過密配筋を改善するための対策の1つとして、柱やはりの軸方向鉄筋に高強度鉄筋を適用することが考えられている。この場合、従来のSD345よりも高い強度の鉄筋を適用することによって、少ない鉄筋量で柱やはりの断面に同程度の曲げ耐力を確保することができるが、柱やはりの軸方向鉄筋量が減ることにより、従来剛性が十分に大きい部位として取り扱われている柱はり接合部の仮定が成り立たなくなる可能性も懸念される。そこで、本研究では、柱やはりの軸方向鉄筋に従来よりも高い強度の鉄筋 (SD490) を適用した RC ラーメン橋脚の柱はり接合部を対象とし、軸方向鉄筋にSD345を用いた場合と比較しながら、正負交番荷重下における当該部位の破壊特性について実験的に検証した。

### 2.2 正負交番荷重実験の概要

図-2.1に、本研究の実験対象部位と正負交番荷重法の概要を示す。実験では、耐震設計上の剛域に対するはり柱のアーム長を同じとなるように供試体を設計し、はり柱の端部はピン支持とした。荷重セットアップの状況を図-2.2に示す。供試体は、柱やはりの軸方向鉄筋にそれぞれ従来の鉄筋 (SD345 供試体) および従来よりも高い強度の鉄筋 (SD490 供試体) を適用した2体の柱はり接合部モデルである。

図-2.3に両供試体の概要図を示す。SD345 供試体は、文献1)によるRCラーメン実橋脚の接合部周辺を1/2.5に縮小したものである。SD490 供試体は、形状寸法はSD345 供試体と同様とし、柱やはりの初降伏耐力がSD345 供試体と同程度となるように軸方向鉄筋の配筋を再設計したものである。その結果、SD490 供試体の軸方向鉄筋比はSD345 供試体の約70%となっている。なお、今回の供試体はいずれも、柱よりもはりの降伏が先に生じる特性を有している。

実験では、柱はり接合部周辺における地震時の作用力を適切に再現できるように、水平加振機、軸力用ジャッキ及び十分剛な支柱を配置した。荷重では、上部構造の死荷重反力として柱部に1.0 N/mm<sup>2</sup>の圧縮応力度に相当する軸力を作用させながら、水平加振機による変位制御によって正負交番荷重を実施した。ここで、荷重変位に伴って軸力が変動することになるが、実際に柱部に生じた軸力変動の幅は、0~1.9 N/mm<sup>2</sup>程

度であった。荷重基本変位  $\delta_y$  は、はりが降伏した時点における水平変位とした。

### 2.3 正負交番荷重実験の結果

図-2.4に荷重点位置における水平荷重-水平変位関係の履歴曲線を示す。水平変位の正と負は、それぞれ模型の内側が引張および圧縮になる時の荷重変位方向である。両結果の比較より、SD490 供試体は、SD345 供試体と同様な履歴特性を示していることが分かる。

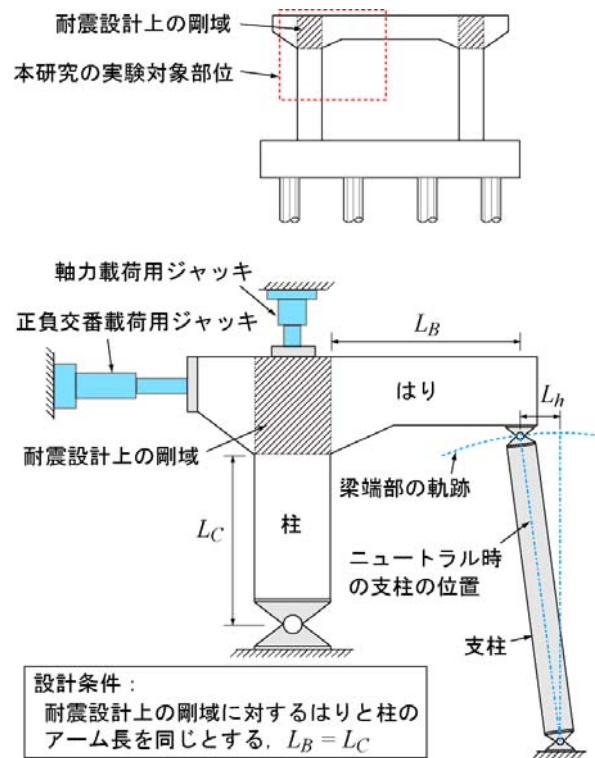


図-2.1 実験対象部位と正負交番荷重方法



図-2.2 荷重セットアップの状況

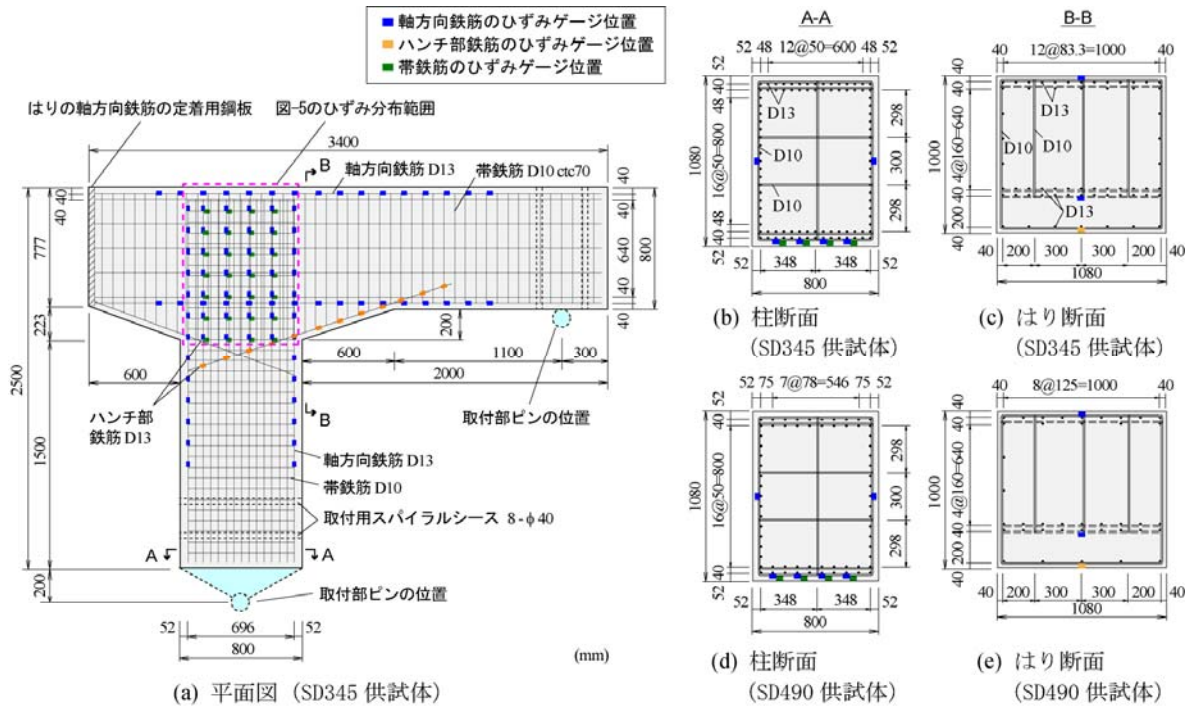


図-2.3 供試体の概要図

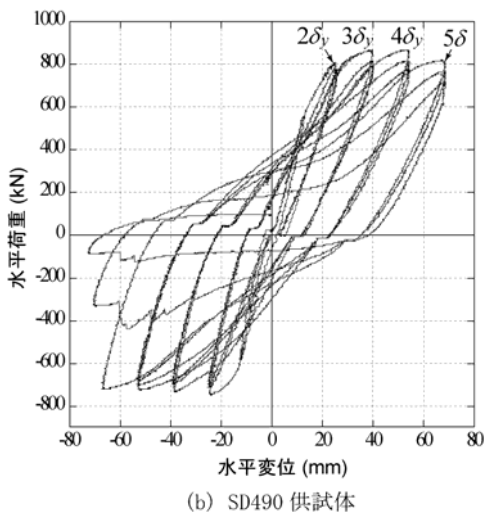
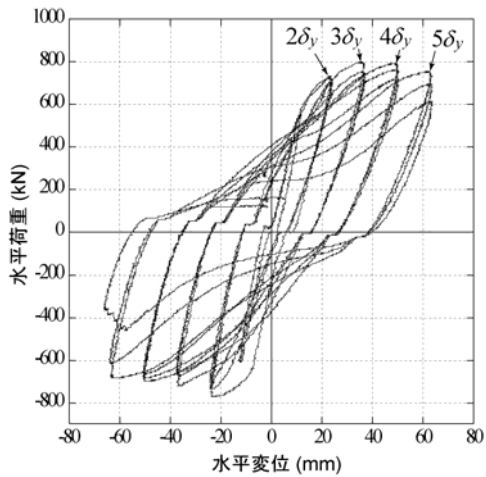


図-2.4 水平荷重—水平変位関係の履歴曲線

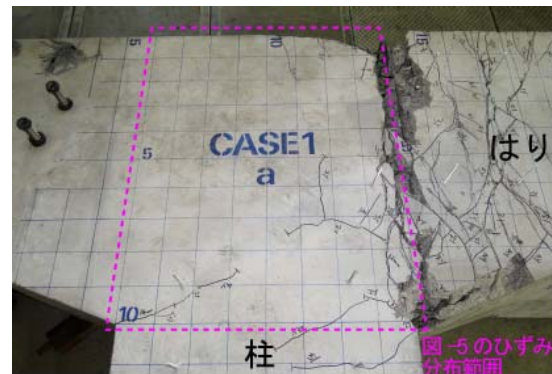


図-2.5 実験終了後の接合部付近のひび割れ状況



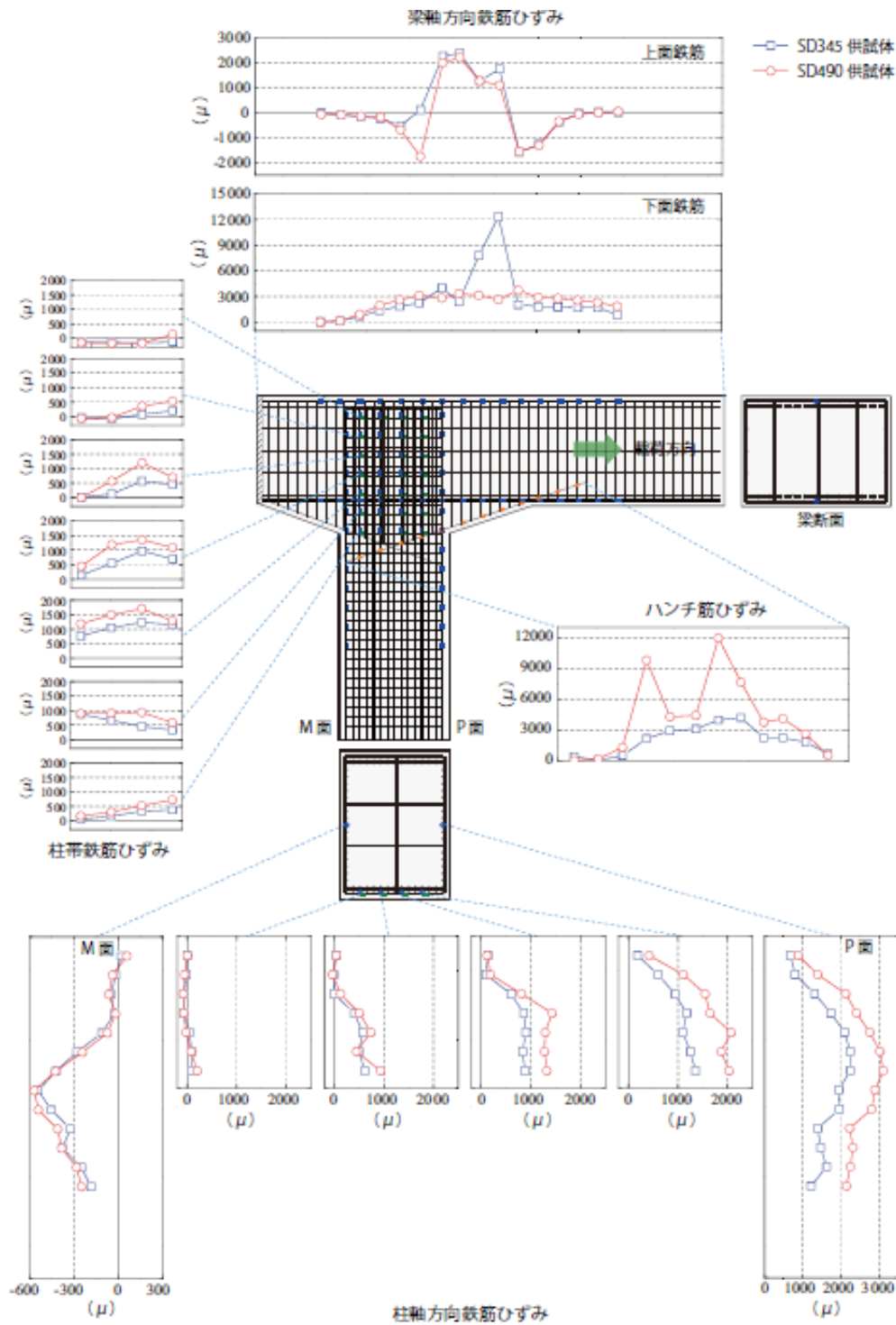


図-2.6 接合部における鉄筋のひずみ分布 (4 $\delta_y$  正方向最大荷重時)

ここで、正負方向の耐力の違いは、ハンチ部や梁の上下面配筋の違いによるものと考えられる。図-2.5に実験終了後の接合部付近のひび割れ状況を示す。両供試体とも、接合部に大きな損傷は生じず、最終的にはりの付け根付近における曲げ破壊によって終局に至った。ただし、SD490 供試体の場合は、接合部に斜めひび割れが確認された。

図-2.6は、4 $\delta_y$ の正方向最大荷重時における柱部およ

び梁部に配筋された鉄筋に生じたひずみ分布を示したものである。SD490 供試体は、SD345 供試体と概ね同様の分布性状を示しているが、接合領域内における柱側の軸方向鉄筋ならびにその帯鉄筋ともに、ひずみ値はSD490 供試体の方が全体的に大きく生じていることが分かる。このように、高強度鉄筋を用いることにより、鉄筋に生じるひずみはその分大きくなる傾向にある点は留意する必要がある。すなわち、今回の実験で用い

たSD490までの範囲では、最終的な破壊モードは同様となったが、接合部に斜めひび割れが新たに生じること、接合部の鉄筋に生じるひずみ値が大きくなっていることを鑑みると、これ以上に鉄筋を高強度化していった場合、接合部が剛域とみなせなくなっていく傾向があると言える。

## 2.4 本実験により得られた知見

曲げ耐力を変えずに柱やはりの軸方向鉄筋をSD345からSD490へと変更することにより軸方向鉄筋量を減らした部材断面とする場合であれば、柱はり接合部周辺における破壊特性に大きな変化はなく、接合部については従来と同様に剛性が十分に大きい部位として取り扱うことが出来ると考えられる。

ただし、高強度化に伴い接合部において斜めひびわれが生じる傾向も確認されているため、本研究成果を外挿的に解釈してはならず、すなわち、SD490よりもさらに高強度の鉄筋を使用する場合には、当然のことながら別途の検証が必要となる。

## 3. インテグラルアバット構造における鋼桁と橋台の接合部の耐震性能評価

### 3.1 研究の背景

近年、門型ラーメン構造やインテグラルアバット構造など上部工主桁を橋台に直接接合する橋台部ジョイントレス構造が提案・施工されている。橋台部ジョイントレス構造は、支承と伸縮装置の省略によりコスト削減や維持管理の負担軽減等に資する構造であり、今般改訂された道路橋示方書において当該構造に係る規定が新たに導入されている。

しかしながら、橋台部ジョイントレス構造のうち、鋼-コンクリート混合構造の上下部接合部については、地震時挙動に対する知見や具体的な照査の方法等が明らかではないことから、規定においては要求性能と設計照査の基本的な考え方が示されることにとどまっており、当該構造の普及を図るためには要求性能を満足させる照査法や構造細目などを示していく必要がある。

そこで本研究では、橋台部ジョイントレス構造のうち、鋼-コンクリート混合構造の上下部接合部に着目し、設計法を確立するため、正負交番荷重下における当該部位の耐力特性や抵抗メカニズム、非線形挙動について実験的に検討した。



図-3.1 モデル橋梁の諸元

表-3.1 モデル橋梁と供試体の諸元

モデル橋梁	橋種	鋼単純鉄桁 (5主鉄桁)
	形式	インテグラルアバット構造
	橋長, 桁高	橋長 40m, 桁高 2,150mm
	橋台高	橋台高 10m
	壁厚, 埋込長	壁厚 2m, 埋込長 1,650mm
	基礎構造	鋼管杭φ1000-5本, 杭長 14.9m
	設計断面力 (剛域部1主桁あたり)	曲げモーメント $M=5,300\text{kN}\cdot\text{m}$ せん断力 $S=800\text{kN}$ 軸力 $N=1,100\text{kN}$
供試体	縮尺	1/3 (ただしスタッドジベルと床版厚は実寸)
	鋼桁長, 桁高	鋼桁長 4,735mm, 桁高 715mm
	壁厚, 埋込長	壁厚 700mm, 埋込長 585mm
	設計断面力 (断面力換算)	曲げモーメント $M=260\text{kN}\cdot\text{m}$ せん断力 $S=270\text{kN}$ 軸力 $N=190\text{kN}$

### 3.2 正負交番荷重実験の概要

図-3.1, 表-3.1に、供試体設計にあたり参考としたモデル橋梁の諸元を示す。モデル橋梁は、インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン (案)<sup>2)</sup> に示されている、実績等を踏まえて設定されたインテグラルアバット構造の適用範囲の上限となる橋長 40m、橋台高 10m のケースである。このケースに対し、同ガイドラインに示される荷重の組合せに対する設計断面力を平面骨組み解析により算定した。モデル橋梁における鋼桁の埋込長は、橋台たて壁の2段鉄筋配置を考慮し、最大埋込み可能な深さとした。すなわち、かぶり 50mm+主鉄筋同士のあき 100mm+鋼桁の埋込み端部からの余裕量 100mm=350mmを残した埋込み深

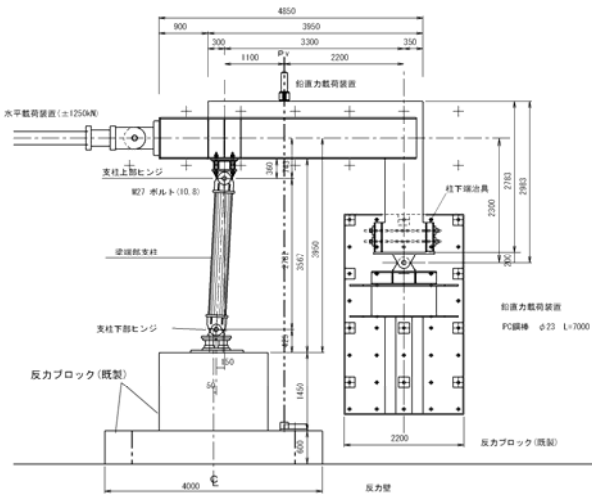


図-3.2 供試体と実験装置の諸元



図-3.3 供試体配置図

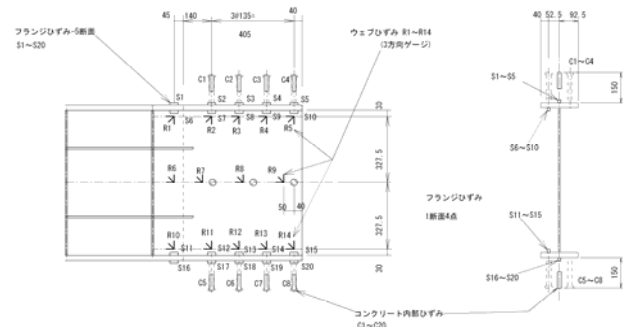


図-3.5 鋼桁の概要図

さとした。

表 3.1 に供試体の諸元を示す。縮尺は、実験装置の制約からモデル橋梁の 1/3 とした。ただしスタッドジベルと床版厚は、実際の鋼桁の拘束とずれ挙動を再現するため実寸とし、断面力換算した設計断面力に対する必要本数を配置することとした。

図-3.2、図-3.3 にそれぞれ供試体と実験装置の諸元、並びに供試体配置図を示す。

実験は、PC 鋼棒を使用した鉛直力載荷装置で常に鉛直荷重 380kN を加えることにより、鋼-コンクリート接合部に設計断面力に相当する曲げモーメント  $M=260\text{kN}\cdot\text{m}$  を作用させながら、水平加振機による変位制御により正負交番実験を実施した。設計断面力は、死荷重・クリープ・乾燥収縮・活荷重（衝撃含む）・常時土圧（静止土圧）・地表載荷荷重による側圧・温度変

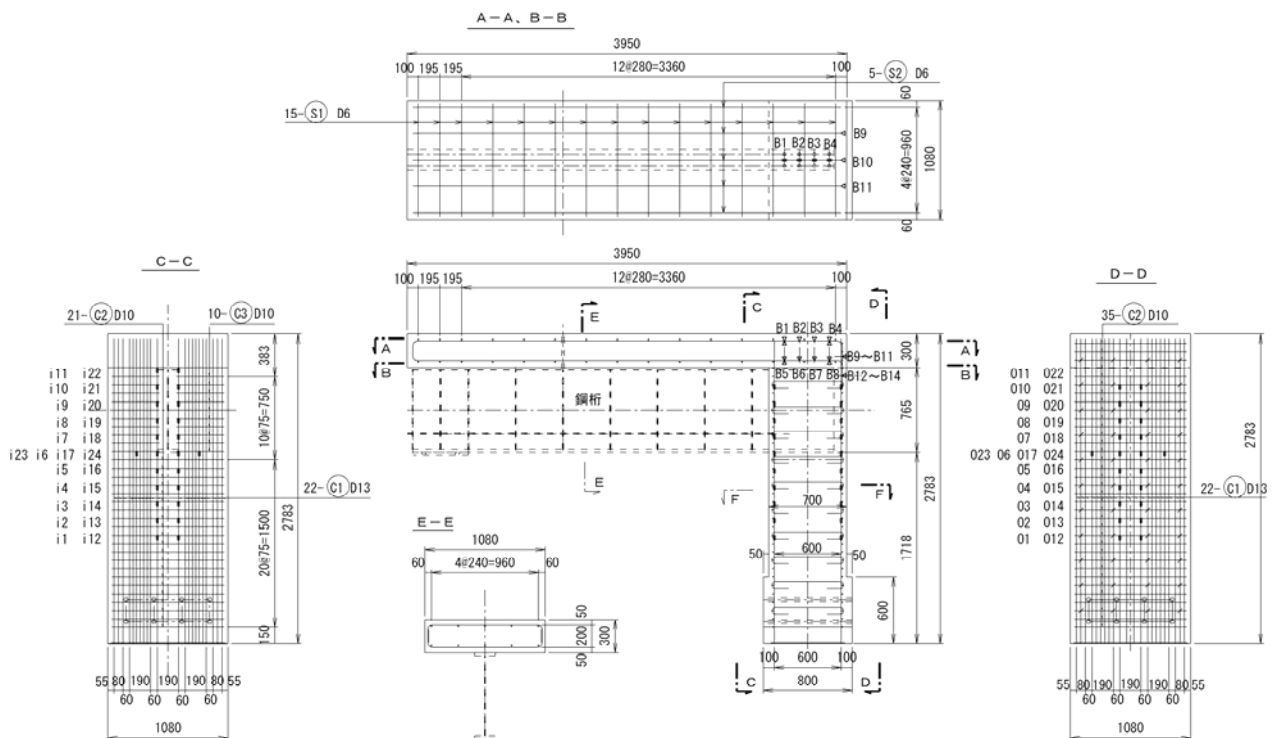


図-3.4 供試体の概要図

化（上昇時）の各荷重を組合せた場合のものである。

なお、鋼桁端部の水平荷重装置近傍に、鉛直力荷重の反力に対する柱端部支柱を設け、この支柱両端部をピン結合とすることにより、水平荷重に抵抗しない構造とした。支柱下端には3分力計を組み込み、支柱に生じる反力を測定した。

ここで、荷重変位に伴って鉛直力が変動するが、実際に支柱下端に生じた軸力変動の幅は、 $0\sim 0.5\text{N/mm}^2$ 程度であった。

なお、今回の供試体は、鉛直力が作用することによるたて壁の曲げ耐力増加、ならびに鈹桁や鉄筋など使用材料の実強度を考慮した上で、鈹桁埋込部より先に鋼桁下フランジ部の橋台断面が降伏するよう鈹桁の板厚を設定した。

本構造においては支圧<sup>3)</sup>の影響により接合部の耐力増加の可能性があることから、支圧力の影響を排除するため、上下フランジの下面全面にわたり厚さ約5mmの発泡スチロールを埋設した。また、供試体の作製において、コンクリートの打設方向は実構造物の施工に合致するように配慮した。

ずれ止めとして使用するスタッドジベルに関して、道路橋示方書<sup>4)</sup>及びその根拠とされる実験<sup>5)</sup>では、一般に降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率をもつとされているが、本構造のような剛域におけるずれ性状を確認するため、1本あたりスタッドの許容せん断力を道路橋示方書の2倍として安全率を半分に低減させた上で必要本数を配置した。

上下部接合部の断面力に対するスタッドずれ抵抗の考え方は、既往の研究<sup>6)</sup>を参考に、曲げモーメントに対して上下フランジのスタッドがそれぞれ偶力による抵抗モーメントとして働くこととし、せん断力に対してはウェブに配置されたスタッド、また軸力に対しては上下フランジ及びウェブに配置された全てのスタッドが働くこととした。

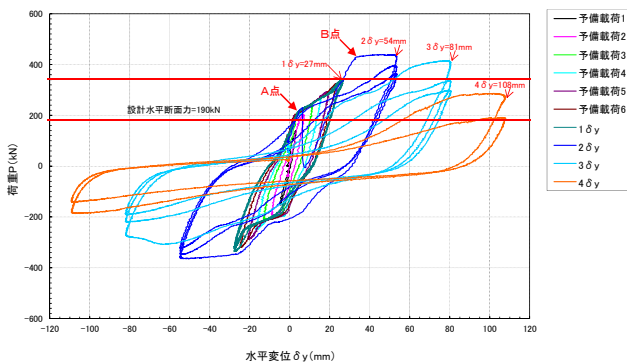
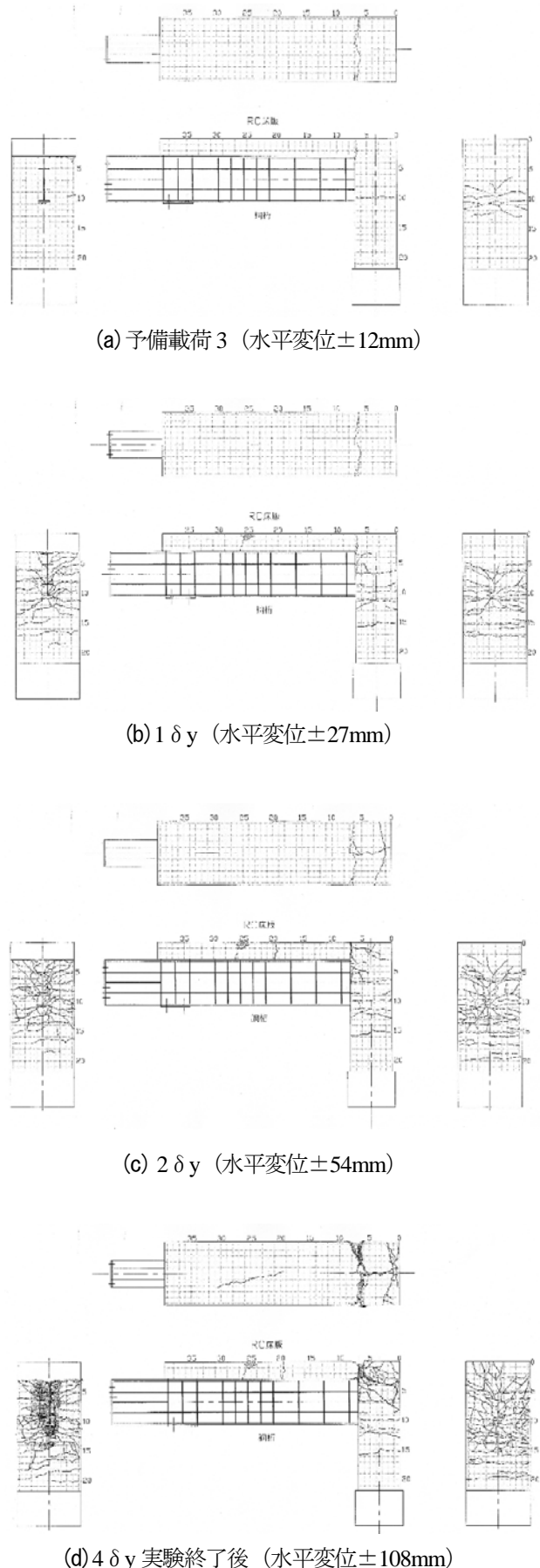


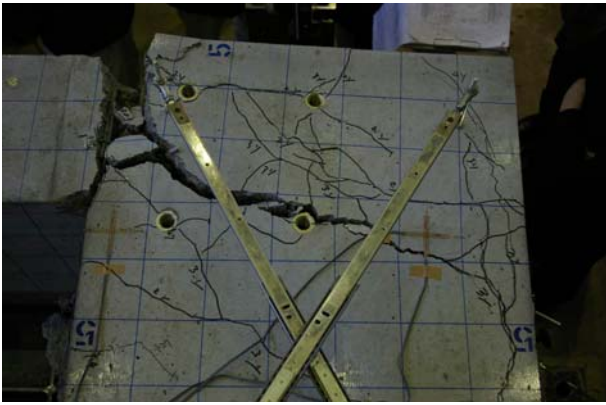
図-3.6 水平荷重—水平変位関係の履歴曲線



(d) 4δy 実験終了後 (水平変位 ±108mm)

図-3.7 ひび割れ損傷図

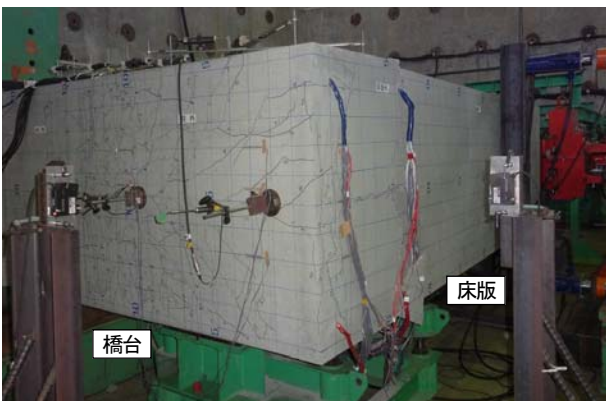




(a) 接合部側面



(b) 接合部前面

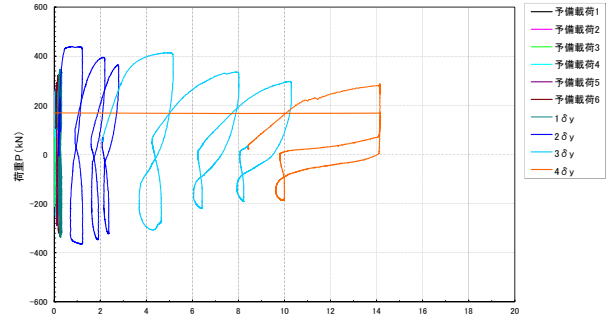


(c) 接合部背面

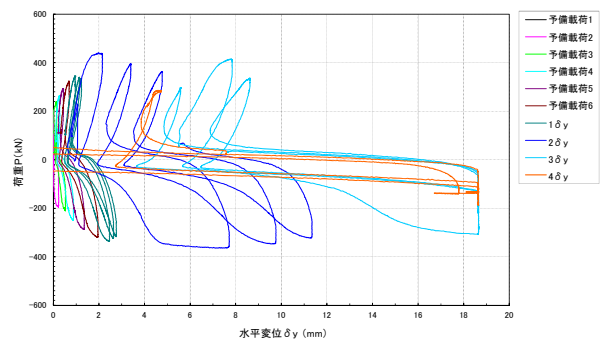
図-3.8 実験終了後の接合部付近のひび割れ状況

図-3.4, 図-3.5 にそれぞれ鋼桁および鉄筋の概要図とひずみゲージ貼付図を示す。着目部位は鋼-コンクリート接合部ならびに接合部近傍で最大断面力の生じる鉸桁埋込部、鉸桁下フランジ部の橋台断面である。

試験は、予備载荷として水平変位 $\pm 4\text{mm}$ を1サイクルとし、 $\pm 4\text{mm}$ ずつ変位を増して正負交番载荷を行った。载荷基本変位 $1\delta_y$ は、鋼桁下フランジ断面の橋台主鉄筋が降伏した時点の水平変位 $27\text{mm}$ とし、その後数倍で変位制御により正負交番繰返し载荷を行った。なお、各サイクルで3回繰返し载荷を行っている。



(a) 上フランジの抜出し量



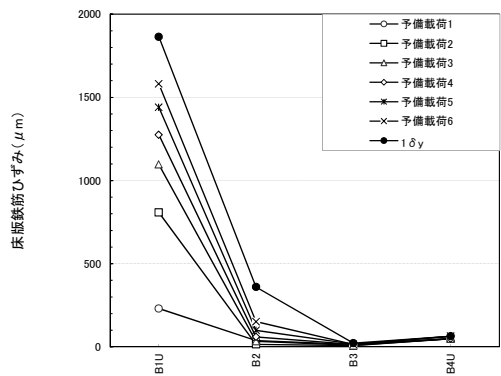
(b) 下フランジの抜出し量

図-3.9 水平荷重-上下フランジの抜出し量

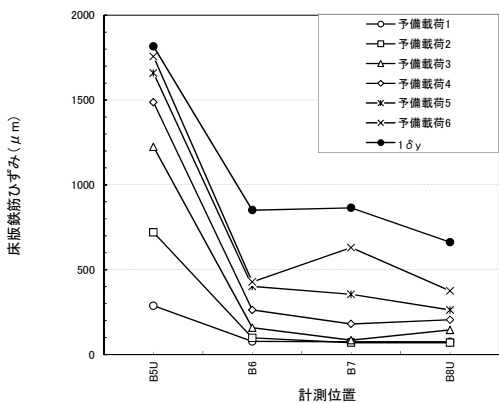
### 3.3 正負交番载荷実験の結果

図-3.6 に载荷点位置における水平荷重-水平変位関係の履歴曲線を示す。水平変位の正と負は、それぞれ模型の内側が圧縮および引張になる時の载荷変位方向である。設計水平断面力に相当する水平荷重は $190\text{kN}$ であり、载荷基本変位 $1\delta_y$ に相当する荷重は $320\text{kN}$ である。また、図-3.7に代表的な载荷ステップにおけるひび割れ損傷図を示す。図-3.6において、 $3\delta_y$ の1回目まで $1\delta_y$ に相当する水平荷重 $320\text{kN}$ を上回った。なお、A点(予備载荷2, 水平変位 $\pm 8\text{mm}$ )において、図-3.7(a)平面図に示すように、床版と橋台の接合部に橋軸直角方向のひび割れが生じ、水平剛性が低下した。さらに $2\delta_y$ に向けて正方向に水平変位を増加させている途中B点において、図-3.7(c)平面図に示すように、鋼桁が埋め込まれている橋台上面のフランジ中心線に沿って橋軸方向のひび割れが生じ、水平剛性がさらに低下した。最終的に図-3.7(d)および図-3.8に示すとおり、床版と橋台の接合部コンクリート及び一部鉄筋の破断、橋台上面のフランジ中心線に沿った橋軸方向のひび割れ、鋼桁の引抜きに伴う接合部前面コンクリートのコーン状破壊、下フランジ下面付近を中心とした橋台のひび割れが生じた。また、 $2\delta_y$ を超えたあたりから、床版と橋台の接合部に生じた

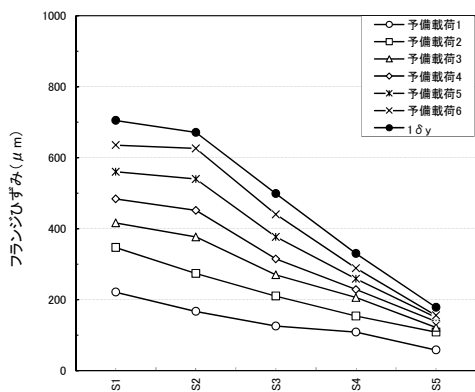




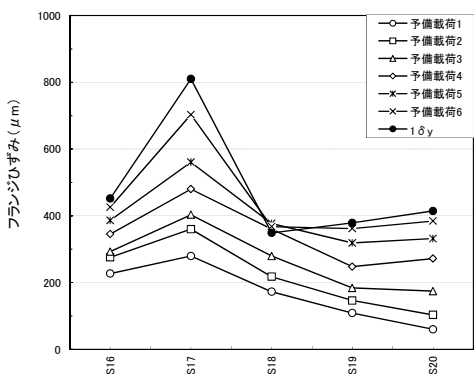
(a) 床版鉄筋ひずみ (上段鉄筋上側)



(b) 床版鉄筋ひずみ (下段鉄筋上側)



(c) 鋼桁ひずみ (上フランジ)

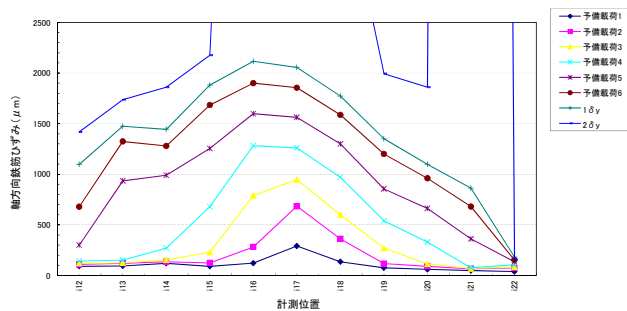


(d) 鋼桁ひずみ (下フランジ)

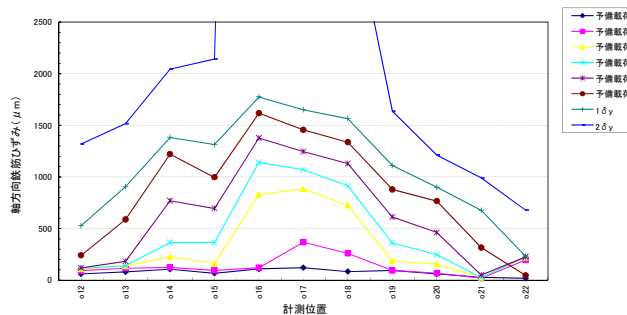
図-3.10 接合部における橋軸方向のひずみ分布

ひび割れを起点として接合部側面に斜めひび割れが生じ、図-3.8(a)に示すように、水平変位の増加とともにひび割れ幅が進展した。

図-3.9に、鋼桁の橋台埋込み部における水平荷重と上下各フランジの拔出し量を示す。上フランジの拔出し量に対し、下フランジの拔出し量が多い。また、上フランジは正方向に水平変位を増加させるときに抜

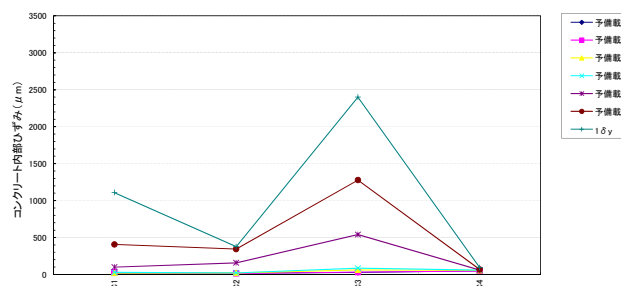


(a) 橋台主鉄筋ひずみ (前面)

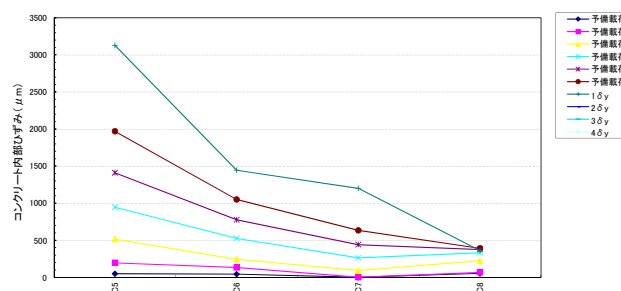


(b) 橋台主鉄筋ひずみ (背面)

図-3.11 鉛直方向の橋台主鉄筋ひずみ分布



(a) 床版コンクリートひずみ (上フランジ上側)



(b) 橋台コンクリートひずみ (下フランジ下側)

図-3.12 鉛直コンクリートひずみの橋軸方向分布

出し量が大きく、下フランジは負方向に水平変位を増加させるときに拔出し量が大きい傾向にある。これらは、床版の剛性が拔出しに抵抗すること、ならびに鋼桁と橋台の相対角の変化の影響によるものと思われる。

なお、今回使用したスタッドは高さ  $H=150\text{mm}$ 、軸径  $d=22\text{mm}$  であり、 $H/d>5.5$  となることから主としてスタッドのせん断破壊が生じるとされる。文献5)によると、スタッドのせん断破壊が生じる場合の降伏荷重に対する総ずれ量は約  $0.5\text{mm}$  との実験結果がある。設計水平断面力に相当する予備載荷 2 では下フランジ拔出し量は約  $0.2\text{mm}$  であり、鋼桁のずれ量とスタッドのずれ量が同じ場合でも、降伏には至っていないと推察される。

図-3.10 に、接合部における鉄筋と鋼桁上下フランジの橋軸方向ひずみ分布を示す。いずれも埋込み表面に近い箇中左側ほどひずみが卓越する傾向が見られた。図に示す載荷範囲では正負交番条件下においても、スタッドジベルを介して鋼桁ひずみが鉄筋コンクリートに伝達されたと考えられる。

図-3.11 に、橋台前面、背面それぞれの鉛直方向における主鉄筋ひずみ分布を示す。図中、計測位置番号 17 は、鋼桁下フランジ断面付近の橋台主鉄筋を示す。前面・背面ともに鋼桁下フランジ部の橋台断面付近を中心に鉛直方向に凸状に主鉄筋ひずみ分布しており、また鋼桁断面より先に降伏したことから、降伏部位の制御ができたと考えられる。

図-3.12 に、上フランジ上側、下フランジ下側における鉛直コンクリートひずみの橋軸方向分布を示す。上フランジ上側は載荷ステップや部位ごとの規則性は見られないが、下フランジ下面は、図-3.10 と同様に、埋込み表面に近い箇中左側ほどひずみが卓越する傾向が見られた。今回、支圧の影響を排除するため、上下フランジの下面全面にわたり厚さ約  $5\text{mm}$  の発泡スチロールを埋設したが、載荷ステップの増加に伴い、スタッドの軸力や、桁と橋台の相対角の増大に伴う両者の接触により、下フランジ下側の鉛直コンクリートひずみが増加したと考えられる。

### 3.4 本実験により得られた知見

設計水平断面力相当の低い荷重レベルであれば、繰返し水平載荷条件下でも顕著なひび割れは生じず、使用性は満足できると考えられる。また、載荷に伴い床版上面のひび割れや桁の引抜きに伴うコーン状破壊、接合部側面の斜めひび割れが生じたものの、 $3\delta_y$  の 1 回目までは  $1\delta_y$  に相当する水平荷重  $320\text{kN}$  を上回り、

その後も急激な耐力低下は生じなかった。なお、文献7)では、鋼桁を有するインテグラルアバット構造のレベル2地震時の応答を動的解析（時刻歴応答解析）により検討しており、背面土考慮の有無や土圧物性により多少の相違はあるものの、鋼単径間モデルにおける隅角部の最大応答回転角は  $2.979\sim 6.001\times 10^{-3}(\text{rad})$  と報告されている。対象とする橋長や橋台高等に相違はあるが、本実験の橋台高  $2.983\text{m}$  より、最大応答回転角に相当する供試体の水平変位は約  $9\sim 18\text{mm}$  となる。これは、おおよそ  $1\delta_y$  に相当する程度と考えられ、レベル2地震動に対しても、ひび割れ程度の限定的な損傷に留まっていることとなる。

一方で今回の実験でみられた上フランジ上部での床版の破壊を防ぐためには、図-3.13 に示すように押抜きせん断や鋼桁の引抜き、支圧に対する照査を行い、必要に応じて補強することが考えられる。

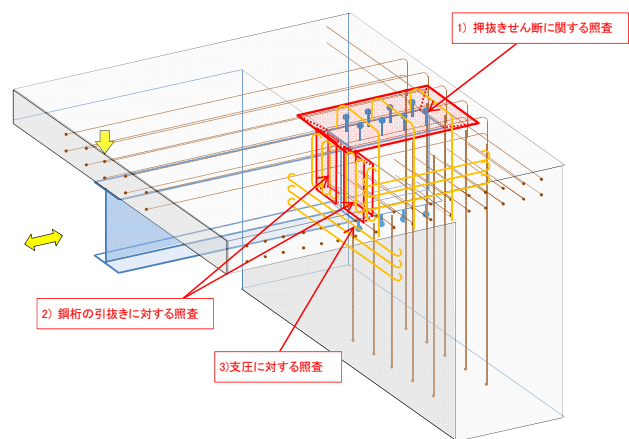


図-3.13 接合部のじん性向上に対する照査イメージ図

## 4. 本研究のまとめ

本研究では、橋梁における異なる部材間の接合部に着目し、その接合部とその周辺部位の地震時挙動や損傷の生じ方を実験的に検証し、その評価手法について検討を行った。本研究では、異なる部材間の接合部として、現場ニーズに照らし、ラーメン橋脚の柱はり接合部ならびにインテグラルアバット構造における鋼桁と橋台の接合部を対象とした。本研究により得られた結果をまとめると以下のとおりである。

### 1) ラーメン橋脚の柱はり接合部

曲げ耐力を変えずに柱やはりの軸方向鉄筋を  $\text{SD345}$  から  $\text{SD490}$  へと変更することにより軸方向鉄筋量を減らした部材断面とする場合であれば、柱はり接合部周辺における破壊特性に大きな変化はなく、接合部に

については剛性が十分に大きい部位として取り扱うことが出来ると考えられる。

ただし、高強度化に伴い接合部において斜めひびわれが生じる傾向も確認されているため、本研究成果を外挿的に解釈してはならず、SD490よりもさらに高強度の鉄筋を使用する場合には、当然のことながら別途の検証が必要となる。

## 2) インテグラルアバット構造における鋼桁と橋台の接合部

設計水平断面力相当の低い荷重レベルであれば、繰返し水平載荷条件下でも顕著なひび割れは生じず、使用性は満足できると考えられる。また、レベル2地震動で生じうる回転角に対しても、損傷程度は限定的であると考えられる。

一方で今回の実験でみられた上フランジ上部での床版の破壊を防ぐためには、接合部における押抜きせん断や鋼桁の引抜き、支圧に対する照査を行い、必要に応じて補強することが考えられる。

## 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年3月
- 2) 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その3），土木研究所共同研究報告書，第404号，平成24年3月
- 3) 秋山，黒沢，和国，西村：鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形—H形柱断面が強軸曲げを受ける場合—，日本建築学会論文報告集，第335号，pp45-52，1984. 1
- 4) 道路橋示方書・同解説II鋼橋編，日本道路協会，平成24年3月
- 5) 山本稔，中村正平：「Studd Shear Connector の試験報告」，土木研究所報告，第109号 p67-p90，昭和36年11月
- 6) 芦塚，宮田，坂手，木曾，栗田：直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化，構造工学論文集，Vol. 53A，2007年3月
- 7) 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その2），土木研究所共同研究報告書，第388号，平成20年12月



## STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF RC JOINT SECTION IN BRIDGES

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2010-2012

**Research Team** : Bridge and Structural

Technology Research Group

**Author** : HOSHIKUMA Jun-ichi

WADA Yoshinori

### **Abstract** :

Joint sections between different members in bridges are subjected to complicate behavior during an earthquake, and also repair of the damage to the joint section is generally difficult. Therefore, the damage to such joint section should be avoided in the seismic design. However many reinforcing steel bars are required for both longitudinal and transverse directions in the joint section, that causes the difficulty of cast-in-placing the concrete and thus affects the initial quality of concrete. In order to avoid the congestion of the steel bars, high strength steel bars are expected to be employed in RC members. However there are few verification data that examine the effect of the high strength steel bars on the behavior of the joint section.

This research also focused on the other joint section in the integral abutment bridges which have been recently proposed from the view of the cost reduction. The bridge girders are jointed into the abutment rigidly in the integral abutment bridges. Because the seismic behavior of the joint section is unclear, the studies on design method for the joint section are required, so that the integral abutment bridges can be promoted.

Cyclic behavior of the joint sections described above was researched through the loading tests in the research project. Research results showed that the use of SD490 bars instead of SD345 bars in the beam-column joint section of RC frame was acceptable in terms of the cyclic behavior and the observed damage. It is also found in the study for the integral abutment bridges that the joint section between the steel girder and the abutment exhibited elastic behavior for the design force level, and then concrete cracking on the upper flange side for the exceeding design force level, which resulted in deterioration of the strength of the joint section but not brittle failure.

**Key words:** *bridges, joint section, failure mode, seismic performance, cyclic loading tests*