アンカービームを用いた上下部一体構造の地震時を想定した静的交番繰返し載荷実験

Study on the Behavior of Hybrid Rigid Frame Bridges using Anchor Beam under Cyclic Loading

保坂鐵矢*，依田照彦**，岩埼初美***，岡田誠司***
Tetsuya HOSAKA, Teruhiko YODA, Hatsumi IWASAKI and Seiji OKADA

*日本鉄道建設公団　設計技術室　　(〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2)
**工博　早稲田大学教授　理工学部土木工学科　(〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)
***石川島播磨重工業㈱橋梁事業部基本計画部　　(〒135-8322 東京都江東区毛利 1-19-10)

Hybrid rigid frame bridges are considered to be pertinent to reduce costs at construction and maintenance. In addition to this, these bridges have superior aseismicity and esthetic highness. Since the rigid joint sections of the hybrid rigid frame bridges are composed of steel and concrete. The stress transfer mechanism is very complicated. In this study we shall consider for hybrid rigid frame bridges with anchor beams. The purpose of the present study is to investigate strength, ductility , stress transfer mechanisms of rigid part, the serviceability of floor slab ,and the failure mechanism with a view to concrete cracks. In order to examine these behaviors, an experimental study is made by using four models which include ①the anchor beam type connection of 1.5D length with studs ,②1.0D length with studs,③1.0D length without studs, ④ no anchor beam type connection. The models were tested with static repeated loading. The three-dimensional finite element analysis is performed to confirm the validity of the experimental results in terms of strength and ductility. Since the failures are observed at the anchor beam tips, emergency trains go through on the bridges after a strong earthquake.

Key Words: Hybrid rigid frame bridge, Anchor beam, Cracks formation in concrete slab

1．　まえがき

経済性の追求と耐震性の向上を目指して、鋼連続桁橋の中間支点で鋼（上部工）とコンクリート（下部工）を一体とした構造（上下部一体構造）の研究が盛んに行われている[1) 2) 3) 4)]。

上下部一体構造には以下の利点がある

①中間支点部の支承をなくし、建設費を縮減できる。
②中間支点部の支承がなくなることで維持管理費を縮減できる。
③上部工下部工が一体になることで、上下部全体で地震に抵抗するので、従来構造に比べ耐震性を向上できる。また、落橋しにくい構造になる。
④コンクリートラーメン橋に比べ、上部工自重が軽いので、下部工･基礎の寸法を縮小できる。
⑤支承がないため、スレンダーな形状となり、景観に優れた構造になる。

しかし、この剛結部は、鋼とコンクリートの異種材料による接合であり、応力伝達機構は非常に複雑である。また、連続合成桁の床版コンクリートをも考慮した研究は少なく、床版と剛結部の耐力について明確な評価が行われていないのが現状である。

本研究は、死活荷重状態を想定した静的載荷実験[5)]に引き続きアンカービーム形式を対象として地震時を想定した静的交番繰返し載荷実験を扱ったものである。

本研究の目的は、以下のとおりである。

① 中規模地震を想定した荷重時における剛結部の十分な耐力と健全性を確認する。
② 中規模地震を想定した荷重下で床版のひび割れ幅より、その使用限界状態を検討する。
③ さらに、荷重を漸増し大規模地震を想定した場合の耐力評価をおこなう。
④ 荷重を漸増した場合の剛結部の持つ変形性能(ダクティリティ）を確認する。
⑤ 剛結部の応力伝達機構を確認する。
⑥ 破壊にいたるまでのメカニズムを確認する。

ここで、中規模地震とは橋梁の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動で、橋梁は修正震度法で設計する。また、大規模地震とは、橋梁の耐用年数内に発生する確率が極めて小さい強い地震動で直下型または、プレート

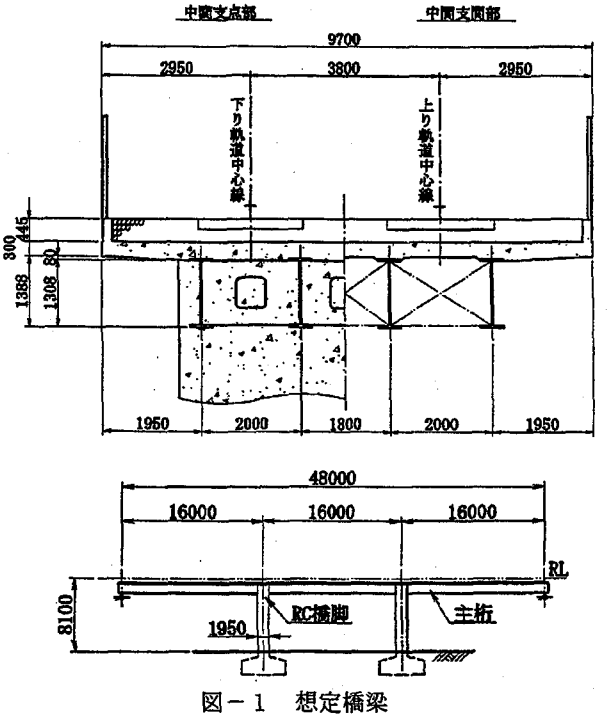
型地震動とする。

また、供試体をモデル化してＦＥＭ解析をおこない、載荷試験結果を検討し、隅角部付近の応力伝達機構を検証する。

2．　試設計および剛結構造の選定

2．1　想定橋梁の概要

図－1に示す支間3×16000mmの3径間連続合成鈑桁複合ラーメン橋（鉄道橋）を想定して死活荷重に対する試設計を行い、鋼桁断面及びＲＣ橋脚断面を決定した。また、中規模地震を想定した試設計も行うとともに、中規模地震時の床版の使用性について検討することを目的とし、床版についても試設計を行った。その際、床版は連続合成桁の中間支点上にプレストレス力を導入しないコンクリートのひび割れ制御による設計法[6)7)]を用い、必要鉄筋量を確保した。



図－1　想定橋梁

2．2　破壊の順序の推定

前記の地震荷重を想定した線形解析による試設計の応力度を参考に破壊の手順を表―1のように推定した。

表－1　破壊の順序の推定

順番	ひび割れ、降伏、破壊の状況
1	隅角部付近の床版にひび割れが発生する
2	中間支点上の床版にひび割れが発生する
3	橋脚隅角部付近（ＲＣ断面）にひび割れが発生する
4	橋脚基部にひび割れが発生する
5	橋脚隅角部（ｱﾝｶｰﾋﾞｰﾑ断面）にひび割れが発生する
6	隅角部付近の鋼桁下フランジが降伏する
7	隅角部付近の鋼桁上フランジが降伏する
8	橋脚隅角部付近（ＲＣ断面）の引張鉄筋が降伏する
9	隅角部付近の床版の鉄筋が降伏する
10	橋脚基部の引張側鉄筋が降伏する
11	橋脚隅角部付近（ＲＣ断面）のｺﾝｸﾘｰﾄが圧壊する
12	橋脚基部のコンクリートが圧壊する

ただし、推定にあたっては著者らの既往の実験結果[5)]も参考にしている。

表―1中の隅角部付近の床版は、橋脚前面延長線と床版の交点付近を示す。中間支点の床版は橋脚幅の1／2線と床版の交点を示す。橋脚隅角部付近（ＲＣ断面）は、アンカービーム先端の断面を示し、橋脚隅角部（アンカービーム断面）はアンカービームと主桁下フランジの交点を示す。

想定した橋梁は橋脚高が 8.1mと比較的低いため、ＲＣ橋脚基部の鉄筋降伏時期と隅角部（ＲＣ断面）の鉄筋降伏時期が近い。

限界状態設計法による試設計の結果、橋脚隅角部付近（ＲＣ断面）の引張鉄筋が降伏する前に、鋼桁下フランジが降伏することが判明した。地震時の人命への影響、緊急車両等の救援活動を考慮し、鋼桁下フランジを厚くし、柱の塑性ヒンジとなるアンカービーム先端の断面力より主桁の断面耐力を大きくする設計を行うこととした。

2．3　剛結部の形式

今回、著者らが行った研究[5)]よると耐力及びひび割れ分散性に優れ、ＦＥＭ解析で応力挙動が把握しやすい、構造がシンプルなアンカービーム形式に着目し実験を行った。アンカービーム形式の特徴としては、剛結部の破壊位置をアンカービーム先端位置とすることで、剛結部及び主桁部の破壊を少なくできることが挙げられる。剛結部内は構造が複雑であること、また狭隘部となることから一端破壊が進行すると補修が困難であることも特徴である。塑性ヒンジ位置をアンカービーム先端に誘導できるアンカービーム形式を、補修の面から有利であると考え採用した。

3．　実験の概要

3．1　供試体のタイプと目的

供試体は、剛結部付近の鋼桁とＲＣ橋脚を取り出した形状とし床版を含めた想定橋梁を再現した。供試体は表－2、図－2に示すようにアンカービームの有無、アンカービーム長の変化、スタッドの有無[8)]をパラメータにした4タイプとした。

表－2　供試体タイプ

タイプ	剛結形式	アンカービーム長	スタッド有無
Type1-1	ｱﾝｶｰﾋﾞｰﾑ	1.5D	有
Type1-2	ｱﾝｶｰﾋﾞｰﾑ	1.0D	有
Type1-3	ｱﾝｶｰﾋﾞｰﾑ	1.0D	無
Type　2	主桁定着形式	無	有

（Ｄは主桁高とする。）

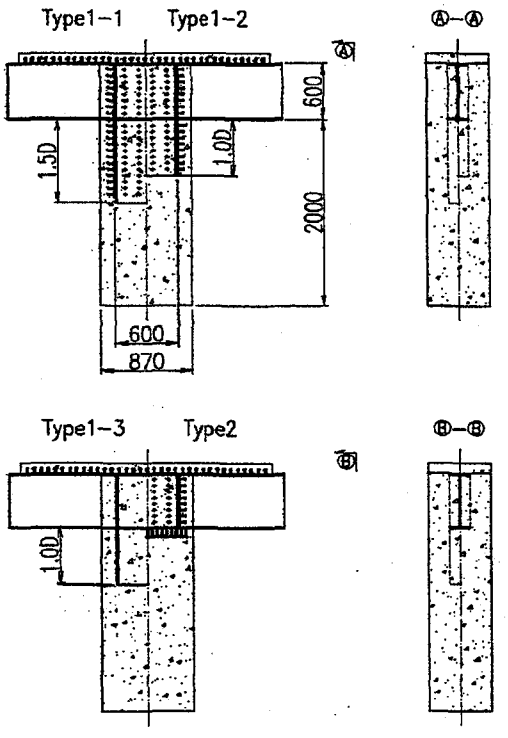
ここで設定した供試体では、以下の点を解明することを目的とした。

（1）中規模地震を想定した荷重時における剛結部の十分な耐力と健全性を確認する。

設計水平震度0.3に相当する水平荷重100ｋＮを載荷し、供試体に発生するひずみ及びコンクリートのひび割れ幅

を計測し、剛結部の耐力と健全性を確認する。

（2）そして、床版に発生するコンクリートのひび割れ幅を計測し、それが有害なひび割れ（0.2mm）以下[9]であるか検証する。



図－2　供試体の構造概要

（3）さらに、荷重を漸増し大規模地震を想定した場合の耐力評価をおこなう。

この目的のために、簡易ではあるが、設計水平力１００ｋＮの倍数である水平力２００ｋＮ･３００ｋＮ…と載荷する。

①設計水平震度ｋｈ＝0.6 に相当する水平力 200ｋＮを載荷した状態

②設計水平震度ｋｈ＝0.9 に相当する水平力 300ｋＮを載荷した状態

③橋脚鉄筋降伏時に相当する水平荷重を載荷した状態

（4）荷重を漸増した場合の剛結部の持つ変形性能（ダクティリティ）を確認する。

（5）剛結部の応力伝達機構を確認する。

各部に１軸ゲージ及び３軸ゲージを貼り、各方向のひずみを計測し、ＦＥＭ解析の応力度、主応力方向を確認する。

（6）破壊に至るまでのメカニズムを確認する。

供試体の設計で推定した各部材の設計荷重載荷時・降伏時・破壊時状態を、実験結果の各部材のひずみ及びコンクリートのひび割れにより検証する。

３．２　供試体寸法

供試体のＲＣ橋脚長は載荷フレームの能力により 2m とし、主桁の固定間隔を３ｍとした。剛結部の橋脚･主桁の応力度を全体系と合わせ、また、橋脚のせん断スパンを全体系に近い値とした。

また、供試体の鋼桁はＨ型鋼を使用し、桁・橋脚柱の外形サイズは 4/9 倍とし、形状サイズを相似させ、できるだけコンクリートのひび割れ状況を実橋に近い状態とした。図－3 に示すような状態で供試体の設計を行い、想定橋梁における中規模地震時の発生応力度とほぼ同一となるように設計荷重（鉛直力と水平力）を決定した。

アンカービームは、鋼桁と同じサイズのＨ形鋼を使用し、主桁と同じ曲げ耐力で設計を行った。

また、引張鉄筋の耐力が橋脚・床版の耐力を左右するので、想定橋梁の応力度と同一になるように鉄筋面積を相似させ、鉄筋ピッチ・本数を決定した。また、床版には鉄筋Ｄ１６－６本を１００mm ピッチで配置し連続させている。隅角部は橋脚柱部のフープ筋ピッチ５０mm を連続させ、せん断補強を配置している。そのかぶりは、最小３４mm とした。

スタッドは 13φ×60mm を使用し、せん断耐力をできるだけ相似させ面積も比較的近いものとし、アンカービームのフランジ及びスティフナーのスタッドは、曲げモーメントと軸力により発生する力をすべて伝達できる本数を設けた。

供試体の設計の結果、表－4 のとおりＲＣ橋脚の鉄筋降伏より先に鋼桁フランジの降伏が発生することが予測された。このため、主桁部の耐力を柱部の断面耐力より大きくし、本実験では降伏後の剛結部の挙動についても確認することとした。

表－３　供試体寸法

鋼桁・アンカービーム Ｈ型鋼				床版厚
サイズ	ﾌﾗﾝｼﾞ (mm)	A(cm²)	I(cm⁴)	t2(mm)
600×200	17	134	77600	111
柱サイズ	橋脚鉄筋		床版鉄筋	
	径 (mm)	A (cm²)	径 (mm)	A (cm²)
600×870	D13×34	1.2670	D16× 6	11.9200

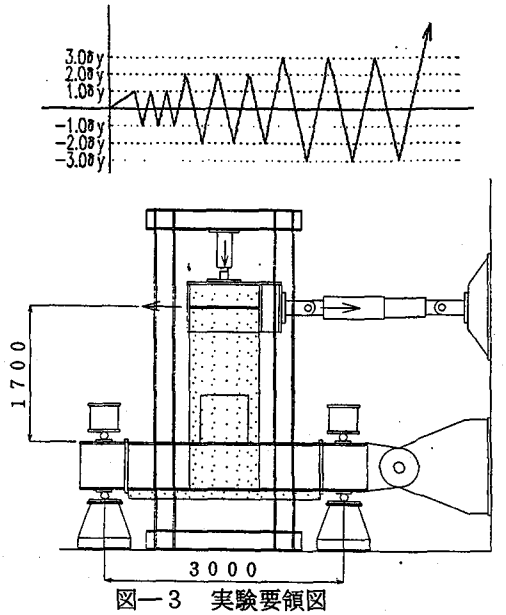
橋脚柱形状６００mm×８７０mm に対し、鉄筋は１８本×２０本で配置する。

３．３　載荷方法

実験要領を図－３に示す。供試体の剛結部に大きな回転拘束が起こらないように、鋼桁端部の支点を上下ピンで受け、水平力に対して片側固定、片側自由の境界条件とした。

荷重は、柱部に上部工自重に相当する荷重 V＝254ｋＮを載荷する。鉛直荷重を一定のまま、水平力を 10～20ｋＮピッチで漸増させ、中規模地震荷重状態（水平設計震度 0.3）に相当する水平力 H＝100.0ｋＮまで載荷し、床版及び柱部のひび割れを観察する。

その後、水平荷重を 10～50ｋＮを目安とし増加させ、ＲＣ橋脚の鉄筋または鋼板が降伏するまで載荷する。供試体の設計における脚柱部の主鉄筋の降伏荷重は、Type 1-1：585.1ｋＮ、Type1-2：423.4ｋＮ、Type1-3：423.4



図—3　実験要領図

kN、Type2：273.4kNであり、この値を載荷荷重の目安とした。降伏荷重時における脚柱部の水平変位を1.0δyとし、脚柱を左右に3度交番させ、±1.0δyの変位を再現する。その後、変位制御で水平変位を2.0δy、3.0δy・・と載荷する。載荷終了の条件は各δ_yの1ループ目の水平荷重値が、+1.0δ_yの1ループ目載荷時の水平荷重値を下回った場合とした。

4．　実験結果

4．1　耐荷力

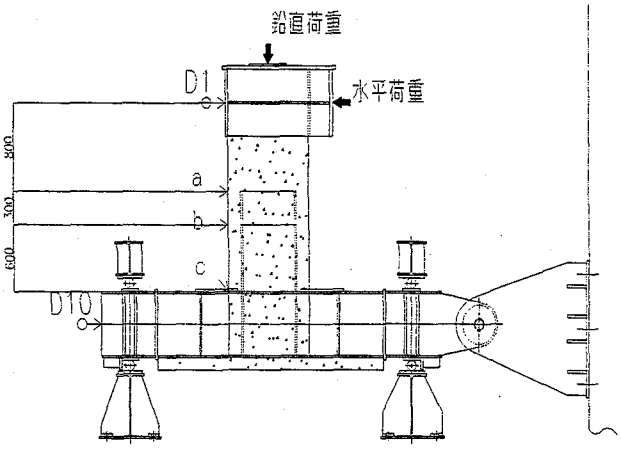
表－4に本実験の各荷重状態の作用水平荷重値を表す。図－4には水平荷重の載荷位置および降伏、破壊に到った断面の位置（a、b、c）関係を示す。

表－4　各荷重状態の作用水平荷重

荷重状態(kN,㎜)	TYPE 1-1	TYPE 1-2	TYPE 1-3	TYPE 2
① 設計設計荷重（震度法 0.3G）	100	100	100	100
② 計算降伏荷重 ｱﾝｶｰﾋﾞｰﾑ未考慮	279.4	279.4	279.4	279.4
③ 計算降伏荷重 ｱﾝｶｰﾋﾞｰﾑ考慮	581.8	423.1	423.1	279.4
④ 実験降伏荷重	671.1	501.8	524.6	350.3
⑤ 実験最大荷重	838.1	638.3	624.7	397.4
⑥ 降伏ひずみ確認位置	a	b	b	c
⑦ D1－確認位置間の距離	800	1100	1100	1700
⑧ ④／①	6.71	5.01	5.25	3.50
⑨ ⑧／(1700÷⑦)	3.15	3.24	3.39	3.50
⑩ ④／②	2.45	1.83	1.88	1.28
⑪ ④／③	1.15	1.19	1.24	1.28
⑫ ⑤／①	8.38	6.38	6.25	3.97
⑬ ⑫／(1700÷⑦)	3.94	4.12	4.04	3.97
⑭ ⑤／②	3.06	2.33	2.24	1.45
⑮ ⑤／③	1.44	1.50	1.48	1.45

注1）②はアンカービームを考慮せず、図－4のc点で計算した値である。

2）③はアンカービームを考慮し、表中⑥に示す断面で計算した値である。



図－4　水平荷重載荷位置と柱断面降伏位置

本供試体形式の橋脚部を設計する際、アンカービームを定着部材として取り扱うか、柱断面の一部として取り扱うか、2つの方針がある。本供試体は、剛結部には地震に対して耐力を保有させる設計を行なうこととし、アンカービームを定着部材として取り扱い形状決定を行なっている。

表－4より以下の考察が得られる。

（1）供試体の降伏荷重を地震時設計荷重に対して比較した場合、①と④よりすべての供試体で降伏荷重値が設計荷重値（震度法 0.3G）以上であり、その荷重倍率は⑧より 3.50～6.71 となる。

（2）供試体の降伏荷重を計算降伏荷重に対して比較した場合、②と④よりすべての供試体で降伏荷重値が計算降伏荷重値以上であり、その値の範囲は⑩より 1.28～2.45 となる。

（3）供試体の降伏荷重を比較した場合、④よりアンカービームの定着長が長いほど、降伏荷重が大きい。

（4）供試体の耐荷力を地震設計荷重に対して比較した場合、その荷重倍率は⑫より 3.97～8.38 となる。

（5）供試体の耐荷力を骨組断面設計荷重に対して比較した場合、その値の範囲は⑭より 1.45～3.06 となる。

（6）供試体の耐荷力を比較した場合、⑤よりアンカービームの定着長が長いほど耐荷力が大きい。

（7）破壊断面と荷重載荷点の距離を考慮して、供試体の設計荷重（震度法 0.3G）と降伏荷重及び耐荷力を比較したものが⑨，⑬である。ＲＣ断面で破壊しているため、ほぼ同じ結果になっている。

4．2　変形性能

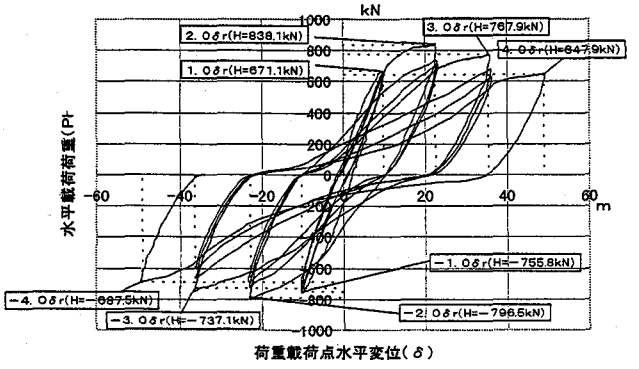
上記の結果得られた TYPE１－１、１－２、１－３そして２の水平荷重と載荷点変位（図－４参照、変位計 D1 より治具の誤差により発生する D10 の変位を減じた

もの）の関係を図－５～図－８に示す。

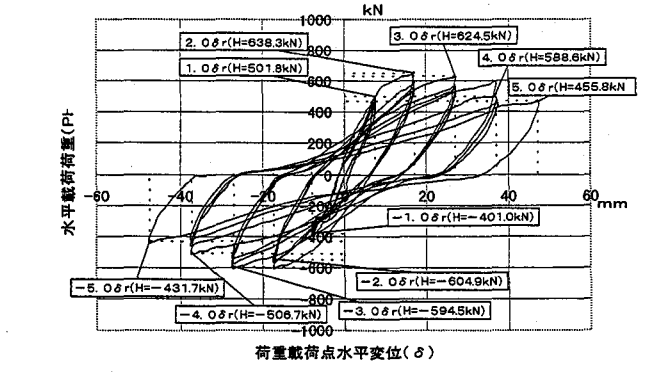
$1\delta_y$を基準にした場合、TYPE２では最大$6\delta_y$の変位量となり、最もじん性があることになる。しかし、４TYPE の $1\delta_y$時の変位を比較すると TYPE2 が最小（4.4mm）である。これは、４TYPE の脚を持つ橋梁が橋軸方向に地震を受けた場合、TYPE2 の脚が最大の損傷を受けることを意味する。載荷終了条件までの P－δのループ面積を吸収エネルギーと定義すると、ループ面積は、ＴＹＰＥ１－１が６０９５０ｋNmm、ＴＹＰＥ１－２が７６８８５ｋNmm、ＴＹＰＥ１－３が３７５０２ｋNmm、ＴＹＰＥ２が３５９４７ｋNmmであり、ＴＹＰＥ１－２の吸収エネルギー量がもっとも大きい。

TYPE１－２、１－３の結果よりアンカービームのスタッドの有無が変形性能に影響することが確認できる。

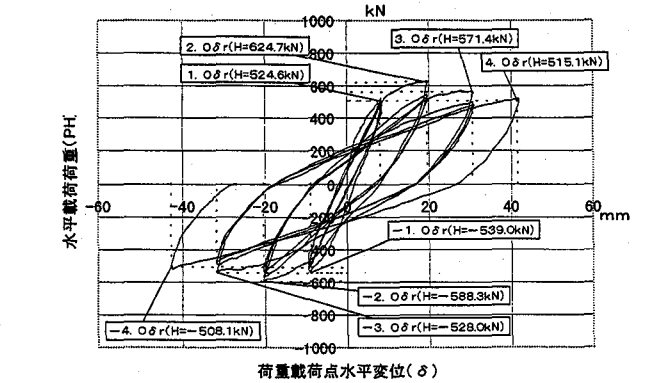
スタッドがあることによりアンカービームに伝達される力を分散でき、それが変形性能を高めていると言える。



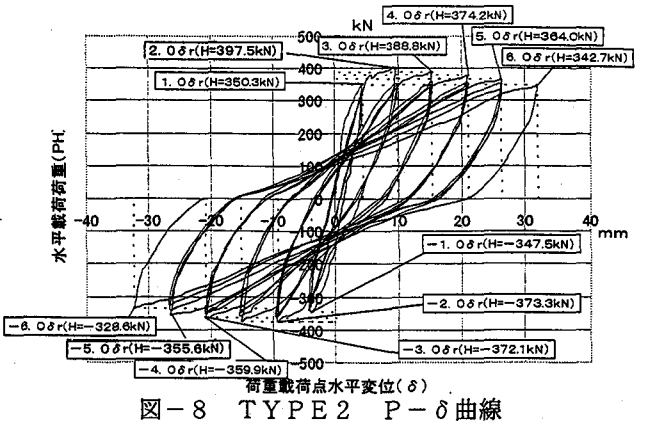
図－５　ＴＹＰＥ１－１　Ｐ－δ曲線



図－６　ＴＹＰＥ１－２　Ｐ－δ曲線



図－７　ＴＹＰＥ１－３　Ｐ－δ曲線



図－８　ＴＹＰＥ２　Ｐ－δ曲線

４．３　ひび割れ状況

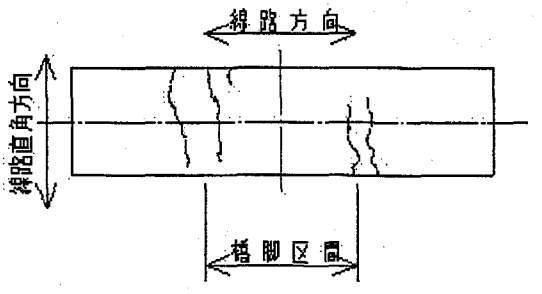
４．３．１　床版のひび割れ状況

供試体 TYPE１－１、１－２、１－３そして、２では死荷重状態（鉛直荷重 254ｋN）以前の、鉛直荷重 100～200ｋNで初期ひび割れ（ヘアークラック）が生じた。その際にクラックゲージを取付け、ひび割れの開口量を計測した。図－９に TYPE１－２の水平荷重 100ｋN（0.3G 相当）時のひび割れ状況を示す。このひび割れ図より、最初に発生する桁始端部（主桁と橋脚の接点）のひび割れが進展していることがわかる。

表－５にこの位置のひび割れ部に取り付けた各供試体の床版ひび割れ開口量を示す。０．２mm 以上の有害なひび割れはＴＹＰＥ１－１・１－２では＋１δｙまで、ＴＹＰＥ１－３・２では設計荷重の３倍の水平荷重３００ｋNまで発生しておらず設計荷重時は健全であった。ひび割れ開口量は、ＴＹＰＥ１－１・１―３に比べ、ＴＹＰＥ１―２・２が小さい値となっているが、有意な差はない。

表－５　床版ひび割れ開口量（mm）

状態	TYPE 1-1	TYPE 1-2	TYPE 1-3	TYPE 2
水平荷重 100ｋN時 開口量	0.092	0.032	0.074	0.050
水平荷重 200ｋN時 開口量	0.111	0.040	0.100	0.084
水平荷重 300ｋN時 開口量	0.130	0.052	0.155	0.087
$+1.0\delta_y$時開口量	0.199	0.085	0.407	0.310
$+1.0\delta_y$時 水平荷重（ｋN）	671.1	501.8	524.6	350.3



図―９ＴＹＰＥ１－２水平荷重１００ｋN載荷時床版ひび割れ

4．3．2　橋脚・隅角のひび割れ状況

水平荷重100ｋＮ載荷時、すべての供試体でほとんどひび割れは生じておらず、設計荷重時の脚の使用安全性が確認できた。

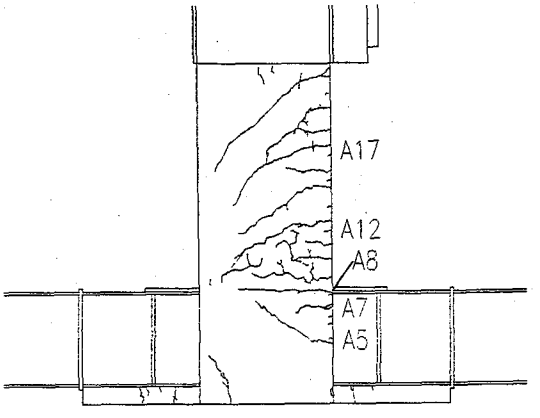
＋1.0δ_y１ループ目ピーク時の 4TYPE の脚側面ひび割れ状況を図－１０～１３に示す。各 TYPE の鉄筋降伏荷重が異なっているため、ひび割れ状況は異なっているが、載荷荷重の増加と共に表－６のステップでひび割れが発生している。

表－６　橋脚側面のひび割れ進展の履歴

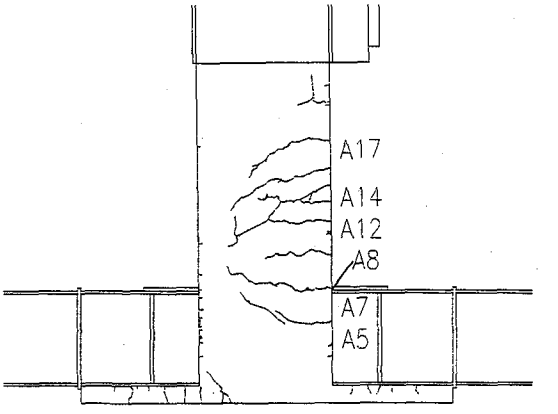
水平荷重	脚ひび割れの進展状況
100ｋＮ	クラック無　但し、コーナー部に微少クラック発生（ＴＹＰＥ１－２～２）
200ｋＮ	桁付近（A8付近）に曲げひび割れ発生（ＴＹＰＥ１－２～２）
300ｋＮ	上記クラックの進展、平行して柱部（A12）に発生（ＴＹＰＥ１－２～２）
400ｋＮ	上記クラックの進展、桁 Web 側面（隅角部 A7～A5）及び脚上部よりせん断ひび割れ発生（TYPE２、＋1.0δ_y）
500ｋＮ	上記ひび割れの進展、脚上部及び床版部より隅角内部へせん断ひび割れの発生増加（ＴＹＰＥ１－２～２）
600ｋＮ	上記ひび割れの進展（TYPE１－２、１－３、＋1.0δ_y）
700ｋＮ	上記ひび割れの進展、せん断ひび割れの増加（ＴＹＰＥ１－２～２）

表－７　柱部クラック開口量（㎜、ｋＮ）

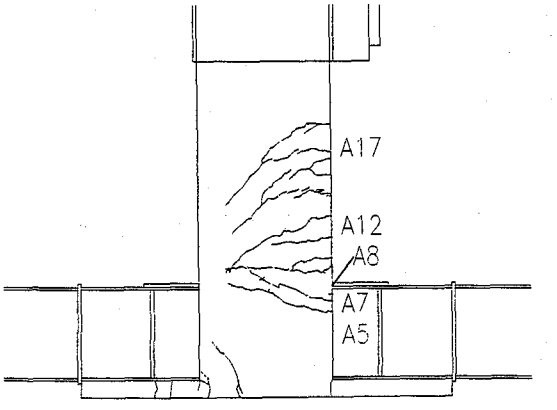
	TYPE 1-1	TYPE 1-2	TYPE 1-3	TYPE 2
水平荷重300ｋＮ時開口量	0.16	0.11	0.18	0.18
＋1.0δ_y時開口量	1.06	0.36	0.52	0.32
＋1.0δ_y時水平荷重	671.1	501.8	524.6	350.3



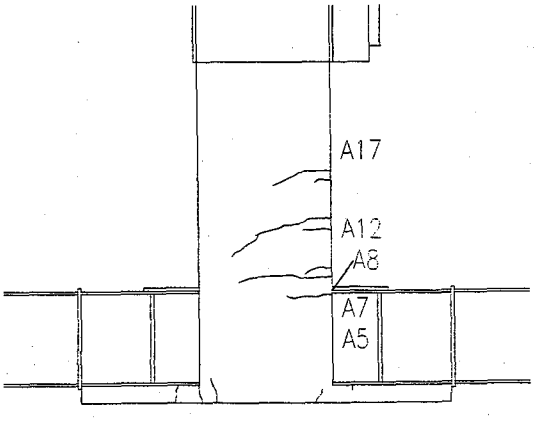
図－１０　ＴＹＰＥ１－１　１．０δ_y載荷時橋脚ひび割れ図



図－１１　ＴＹＰＥ１－２　１．０δ_y載荷時橋脚ひび割れ図



図－１２　ＴＹＰＥ１－３　１．０δ_y載荷時橋脚ひび割れ図



図－１３　ＴＹＰＥ２　１．０δ_y載荷時橋脚ひび割れ図

設計荷重～＋1.0δｙ載荷荷重までの間はどの供試体もA7～A17付近にひび割れが発生している。TYPE１－１、１－２，１－３はアンカービーム埋め込み深さ位置（TYPE１－１はA17，TYPE１－２・１－３はA14）にも発生する傾向がある。ただし、過度な集中は見られない。

上図のように全供試体において，設計荷重の3倍の300ｋN載荷時（設計水平震度 0.9 程度）に有害ひび割れとされる 0.2mm を超えるひび割れは発生していない。

４．３．３　終局状態

TYPE１－１～TYPE２の最終ひび割れ状況を図－１４～１７に示す。終局状態は、すべての供試体で異なる。

本試験では，終局状態とは載荷荷重が初期載荷荷重を下まわった状態とする。

（１）TYPE１－１

TYPE１－１のアンカービームの埋込み深さは、1.5D（900mm）で、図中の A17 付近の位置に相当する。まず、１δｙでＡ１７付近の橋脚主鉄筋が降伏、２δｙではＡ１３～Ａ１６の区間の橋脚圧縮側コンクリートが圧壊しかぶり部が剥離、３δｙではＡ１７付近のひび割れ幅が最大７mm となりＡ１３～Ａ１９の区間のかぶり部が剥離、４δｙではＡ１７付近に曲げせん断ひび割れが集中し耐力を失っている。

上下部一体構造の諸研究では、主桁下フランジ直下のコンクリートが圧壊すると共に崩壊する事例[4]が報告されている。しかし、TYPE１－１においては、コンクリートの崩壊がアンカービーム埋め込み深さ付近とその上下の区間（A13～A19）に発生し、崩壊した箇所はＲＣ橋脚のコンクリートのかぶり部が剥離し、内部の主鉄筋・フープ筋が露出した。

また、隅角部にはせん断ひび割れが 5～6 本発生したが、アンカービーム埋め込み深さ付近のひび割れと比較して開口量は少ない。

（２）TYPE１－２

TYPE１－２のアンカービームの埋込み深さは、1.0D（600mm）で、図中の A14 付近の位置に相当する。

まず、１δｙでＡ１４付近の橋脚主鉄筋が降伏、３δｙではひび割れが進展しＡ１４付近のひび割れ幅が最大６mm となり、４δｙではアンカービーム先端の断面を含む上下の区間（Ａ１８～Ａ１６）のかぶり部が剥離、５δｙではＡ１４付近に曲げせん断ひび割れが集中し、耐力を失っている。

また、隅角部にはせん断ひび割れが４本発生したが、前記の埋め込み深さ付近のひび割れと比較して開口量は少ない。TYPE１－１とは、アンカービーム長が異なるが、基本的な挙動は近い。

（３）TYPE１－３

TYPE１－３のアンカービームの埋込み深さは、TYPE１－２と同様に 1.0D で、A14 付近の位置に相当する。

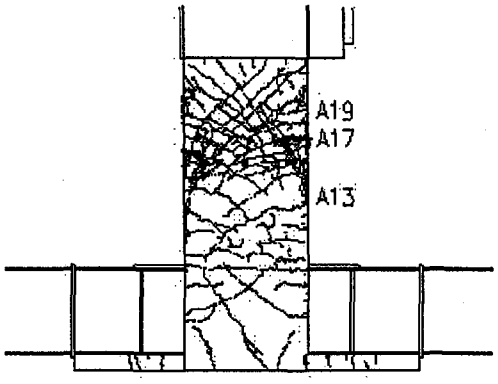
まず、１δｙでＡ１４付近の橋脚主鉄筋が降伏、その際のひび割れは繰り返し荷重により増え、Ａ９、Ａ１１、Ａ１４付近に一様に発生し，一部は隅角部中央に達した。２δｙではひび割れ幅が増大し、４δｙではＡ９～Ａ１４の区間のひび割れが増大し、耐力を失っている。

アンカービームにスタッドがないため、載荷荷重を上げると、アンカービームとコンクリートの付着が切れ、広い範囲でクラックが発生したと考えられる。コンクリートの崩落は見られないが、これはアンカービームの力をコンクリートに伝えきれていないことが原因と考えられる。

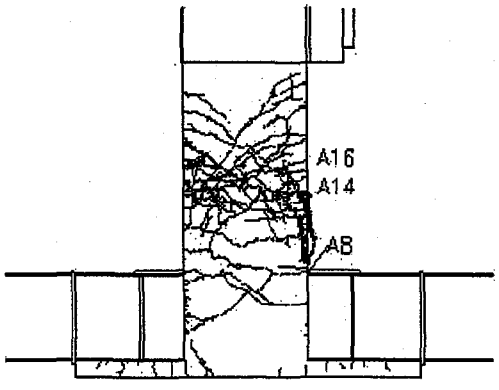
また、隅角部には、せん断ひび割れが５～６本発生しているが、開口量は小さい。

（４）TYPE２

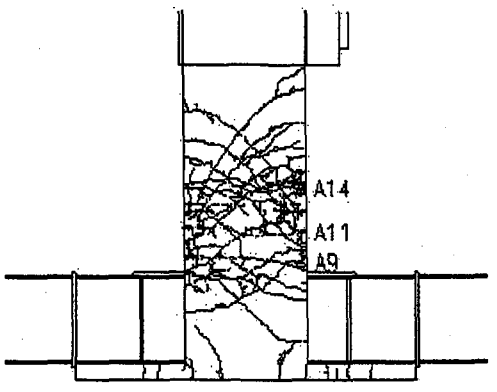
まず、１δｙでＡ８付近の橋脚主鉄筋が降伏、２δｙでＡ８～Ａ１６の区間のひび割れが増大、３δｙでＡ９付近のひび割れ幅が３．５mm 発生し、４δｙではそのひび割れが６mm と増大、６δｙでは隅角部（Ａ４～Ａ８付近）と主桁下フランジ付近（Ａ８～Ａ１０）のコンクリートが剥離し耐力を失っている。崩落厚さは RC のかぶり量より少なく、内部の主鉄筋、フープ筋は露出していない。



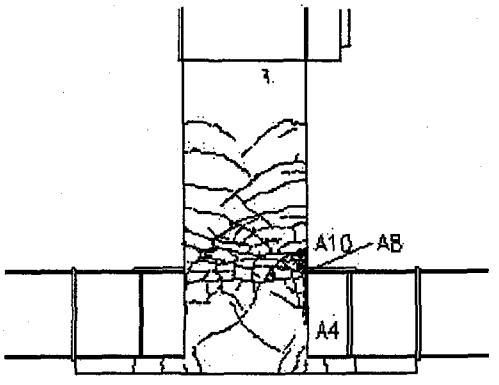
図－１４　ＴＹＰＥ１－１　最終時橋脚ひび割れ状況



図－１５　ＴＹＰＥ１－２　最終時橋脚ひび割れ状況



図－１６　ＴＹＰＥ１－３　最終時橋脚ひび割れ状況



図－１７　ＴＹＰＥ２　最終時橋脚ひび割れ状況

大地震後の補修を考えると、TYPE１－３は補修の範囲が広範囲となってしまい、TYPE２は隅角内を補修することになるので、比較的補修がやりやすい TYPE１－１・TYPE１－２が優れている。

４．４　合成作用

アンカービーム構造について、ひずみ分布図を作成して、断面の平面保持を確認し合成挙動しているか評価する。

鋼桁からＲＣ橋脚にアンカービームを埋め込み、定着材として使用すると、橋脚部はアンカービームを含むＳＲＣ断面とアンカービームを含まないＲＣ断面の２種類の断面から構成されることになる。このアンカービームが埋め込まれた断面（ＳＲＣ断面）は、鉄筋、Ｈ形鋼がコンクリートと一体になって挙動することを前提と考えている。

この状態では、断面が保持され、断面内の同一箇所のそれぞれのひずみがほぼ一致している。

供試体に載荷させている水平荷重を設計荷重時（中規模地震時）から橋脚鉄筋降伏時まで変化させた実験結果から、鉄筋・Ｈ形鋼・コンクリートのひずみを比較することで、断面の合成作用を確認する。図―１８～図－21に鉄筋･Ｈ形鋼･コンクリートのひずみ分布図を示す。

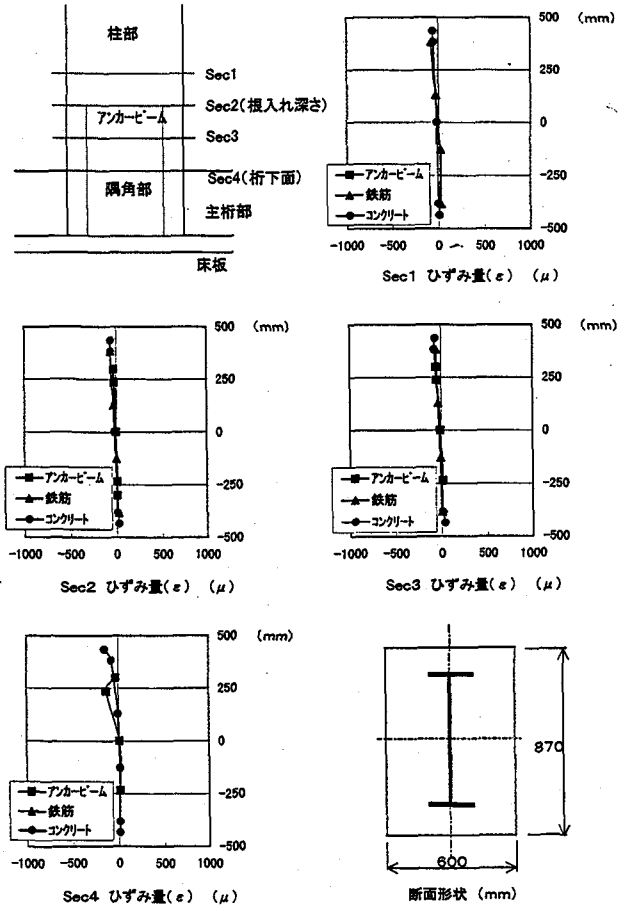
Ｔｙｐｅ１－１からＴｙｐｅ１―３については、コンクリート・鉄筋・アンカービームの３部材についてひずみ量の比較ができるＳｅｃ２、Ｓｅｃ３に着目し評価する。他の断面はコンクリート・鉄筋・アンカービームの３部材がそろっていない為、補足的な評価とする。

Ｔｙｐｅ１－２では、図－１８に示す 101.0ｋＮ載荷時はＳｅｃ２、Ｓｅｃ３において、コンクリート･鉄筋・アンカービームのひずみはほぼ等しく、断面の合成作用が十分確認できる。

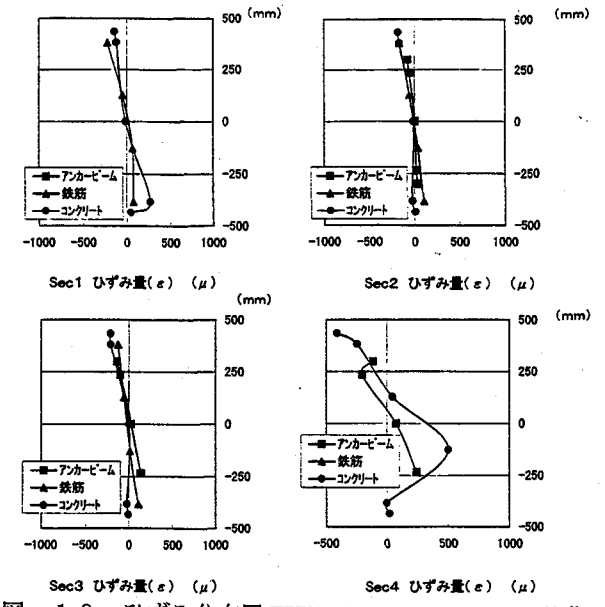
図－１９に示すＴＹＰＥ１－２の 300.7ｋＮ載荷時は、断面の合成作用がほぼ確認できる。ただし、Ｓｅｃ２、Ｓｅｃ３において、引張側のコンクリートのひずみが小さくなっている。

図－２０に示すＴＹＰＥ１－２の 501.8ｋＮ載荷時は、断面の合成作用が失われている。

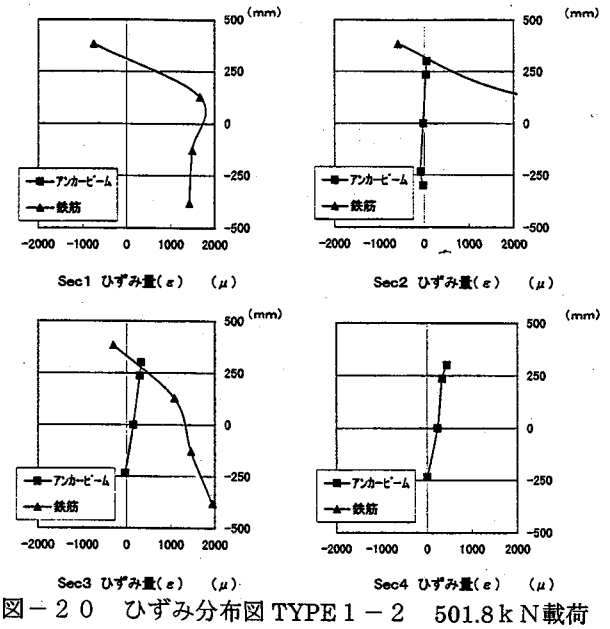
また図－２１にＴｙｐｅ１－３の 300.2ｋＮ載荷時を示すが、図－１９と比較して、アンカービームにスタッドがある場合、スタッドがないものに比べ高い荷重作用状態でも合成作用が確認できる。



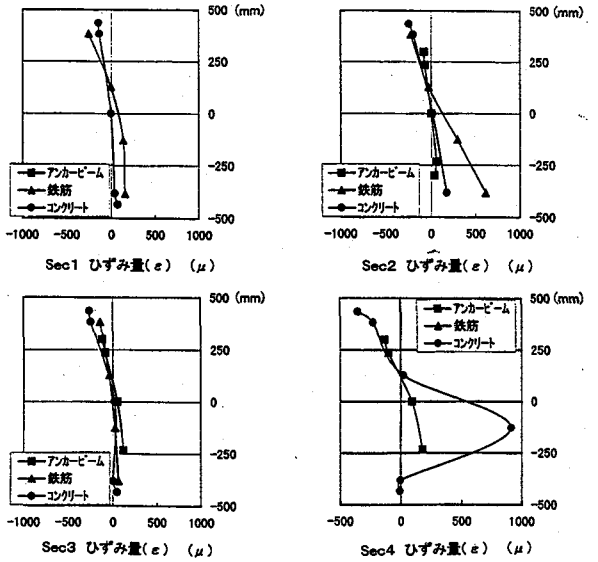
図－１８　ひずみ分布図 TYPE１－２　101ｋＮ載荷



図－１９　ひずみ分布図 TYPE１－２　300.7ｋＮ載荷



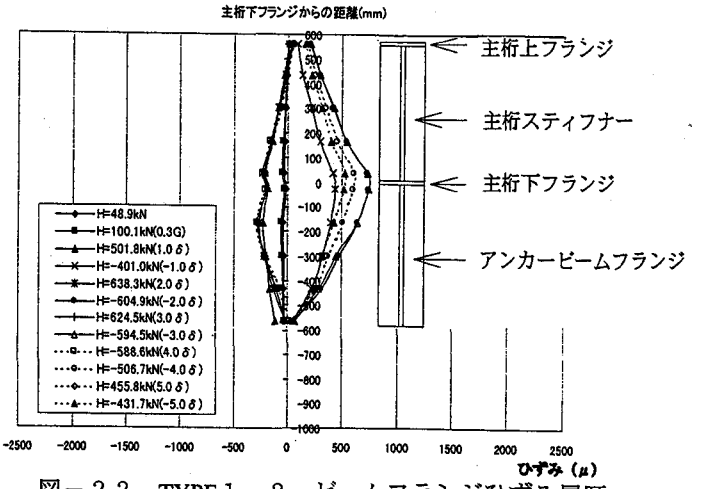
図－２０　ひずみ分布図 TYPE１－２　501.8ｋＮ載荷



図－２１　ひずみ分布図 TYPE１－３　300.2ｋＮ載荷

４．５　アンカービームの力の伝達

図－２２に TYPE１－２のアンカービームフランジ及びそれに連続するスティフナーのひずみの履歴（＋δ載荷時は圧縮側の位置）を示す。



図－２２　TYPE１－２　ビームフランジひずみ履歴

主桁下フランジ付近（主桁下フランジ中央から上下30㎜を除く区間）を頂点とする凸型で、下フランジ板厚付近では局部的に凹型となっている。TYPE１－２ではアンカービームに発生している曲げモーメントが主桁スティフナーに伝達していることがわかる。

このアンカービームフランジ及び主桁スティナーの応力分布をアンカービーム及びスタッドの設計に考慮する必要がある。

４．６　有限要素解析による応力伝達機構の検証

（１）解析モデル

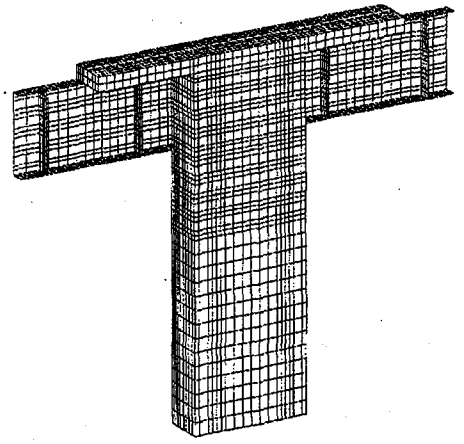
図―２３のように剛結部の実験供試体を立体モデルとし、有限要素法による弾性解析を行なう。本解析では対称条件を使用し 1／2 モデルとする。その鋼桁部及びアンカービームをシェル要素とし、コンクリート部はソリッド要素を用いる。また、床版・RC 橋脚の鉄筋は梁要素を用いてモデル化する。

表－８に本解析に使用した各材料の弾性係数を示す。本解析では、各供試体のコンクリート、鉄筋、鋼桁に対して材料試験を行なった結果を弾性係数として与えている。また、スタッドのバネ定数は過去の解析例[10)]を参考に決定した。

載荷荷重は、修正震度法で 0.3G に相当する水平力 100ｋＮを実験と同じように柱先端の橋軸方向に、死荷重反力に相当する鉛直力 254ｋＮを柱先端に鉛直方向に与えた。

表－８　各材料の弾性係数

TYPE	コンクリート kN/mm²	鉄筋 kN/mm²	鋼桁 kN/mm²
1-1	30.41	201.5	204.9
1-2	31.38	201.5	204.9

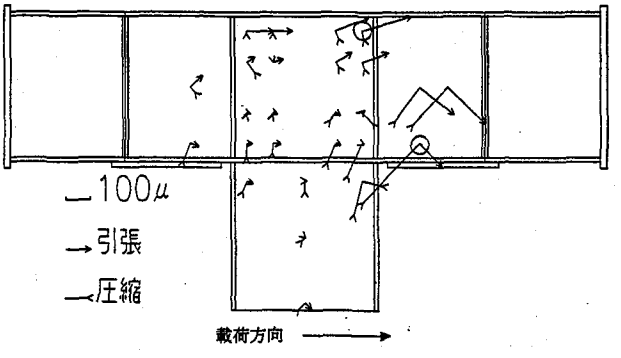


図－２３　立体有限要素解析モデル図

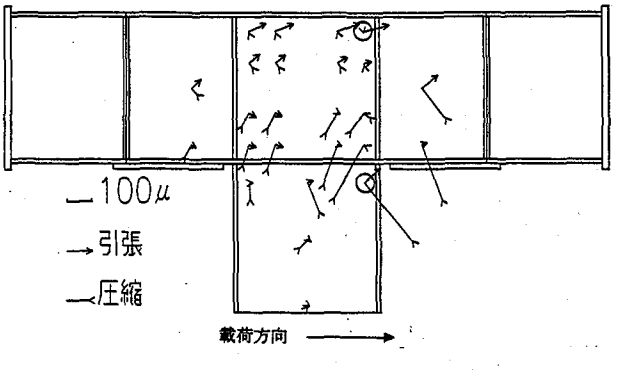
（２）解析結果

図―２４～図―２７に、供試体ＴＹＰＥ１－２に水平荷重 100ｋＮを載荷した状態での主ひずみ分布について実験値・解析値を示す。

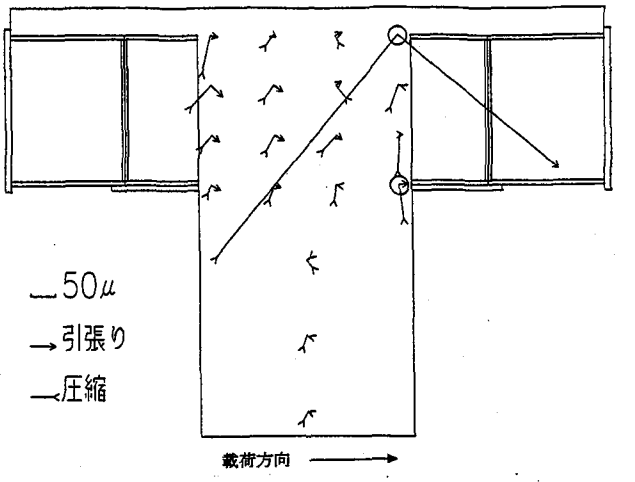
鋼桁部の解析最大主ひずみ（引張ひずみ）は、床版下面の主桁ウェブで１０４μ発生しており実験値と一致している。解析最小主ひずみ（圧縮ひずみ）は、主桁下フランジとアンカービームフランジの交差部付近で３０４μ発生しており、実験値もこの付近に集中している。コンクリート部の解析最大主ひずみ（引張ひずみ）は６６μ、解析最小主ひずみ（圧縮ひずみ）は８１μ鋼桁部とほぼ同じ位置に発生した。



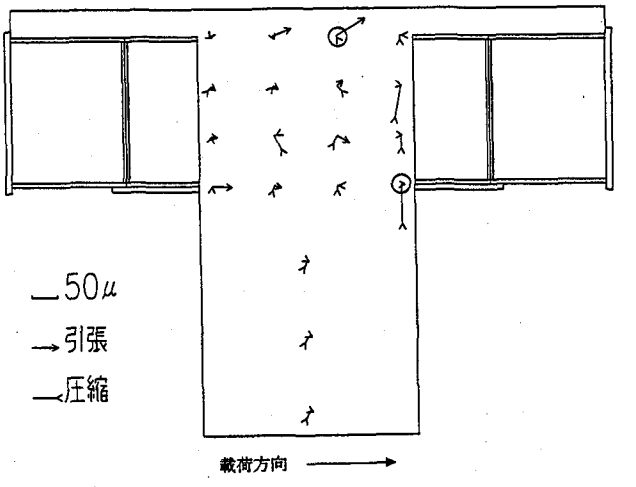
図－２４　鋼桁主ひずみ実験値（水平荷重１００ｋＮ）



図－２５　鋼桁主ひずみ解析値（水平荷重１００ｋＮ）



図－２６　コンクリート主ひずみ実験値(水平荷重１００ｋＮ)



図－２７　コンクリート主ひずみ解析値(水平荷重１００ｋＮ)

（３）隅角部の力の伝達状況

鋼桁部の主桁隅角部ウエブにおいて実験値と解析値では、解析値のひずみの方が大きくなるが、両者の主ひずみの分布傾向は比較的一致している。コンクリート部では、床版直下における主ひずみ値が解析結果より大きくなるが、この箇所を除けば、実験値と解析値は、傾向・大きさともほぼ一致している。

鋼桁部・コンクリート部の主ひずみに関する実験結果、解析結果から、許容応力度超過や応力集中などは発生せず、本供試体はスムーズに応力を伝達できる構造と考えられる。

５．　まとめ

（１）地震時の剛結部の耐力と健全性

剛結部の設計法では、アンカービームを伝達部材とし、剛結部の柱側の最大断面力に対しＲＣ断面で計算することを前提としたため、降伏荷重は設計荷重およびその計算降伏荷重を上回った。

降伏荷重は４TYPE とも設計水平荷重を大きく上回る

値であった。アンカービームを伝達部材として扱う場合は、アンカービームをより長く埋め込んだ供試体（TYPE１－１）の方が降伏荷重、耐荷力共に大きい。ただし、アンカービームの剛性を有効とし、アンカービーム片端（TYPE２では下フランジ）から荷重載荷点までの距離を考慮した場合は、降伏荷重、最大荷重ともほぼ同じ結果となった。降伏荷重、最大荷重に対しては、アンカービームのスタッドの有無（TYPE１－２、１－３）は影響しない。コンクリート、鉄筋、アンカービームの合成作用は、設計荷重時に十分期待できる。また、ＴＹＰＥ１－２に着目すると設計荷重の３倍の300ｋＮまで断面の合成作用が確認できる。

（２）地震時の床版の使用限界状態

0.2mm 以上の有害なひび割れは、TYPE1－1、１－２では＋１δ_yまで、TYPE１－３、２では設計荷重の３倍の水平荷重 300ｋＮまで発生しておらず、健全であった。したがって、中規模地震を受けた後も上下部一体構造の床版は供用できると考えられる。また、本上下部一体構造の床版で用いた必要鉄筋比（1.5％）を満たせば、中規模地震時後も使用できる。また、その後、荷重を漸増させた結果、橋脚部のひび割れの発生が卓越し床版のひび割れの発生は少なくなる傾向がある。

（３）剛結部の変形性能

載荷終了条件までのＰ－δのループ面積を吸収エネルギーと定義すると、最大の吸収エネルギー能力があり、経済的なアンカービームタイプであるTYPE１－２が最も有利となる。

また、TYPE１－２とTYPE１－３の比較より、アンカービームにスタッドを設けるとアンカービームに伝達される力を分散でき、変形性能が向上する。

（４）剛結部の応力伝達機構

鋼桁、コンクリート部の主ひずみに関する実験結果、解析結果から、許容応力度の超過や応力集中などは発生しておらず、本上下部一体構造はスムーズに応力を伝達できる構造と考えられる。

アンカービームのフランジの応力分布は、下フランジ付近を頂点とする凸型で、下フランジ板厚付近では局部的に凹を示すので、設計では下フランジ位置を最大とする三角形分布を採用する必要がある。

（５）破壊までのメカニズム

TYPE１－１、１－２では、アンカービーム下端で破壊し、地震後の補修まで考えた場合、有利な構造といえる。TYPE１－３では、降伏荷重、最大荷重はTYPE１－２と変わらなかったが下フランジとアンカービーム下端の両方の位置でひび割れが進展した。よって、補修を考えた場合、TYPE１－１、１－２より劣る構造と言える。TYPE2 では下フランジ位置で破壊し地震後の補修まで考えるとTYPE１－１、１－２より劣る構造といえる。

このような結果から総合的に評価して、TYPE１－１、１－２は、どちらも十分な剛結部の耐力･変形性能をもっており、かつ、中規模地震後床版に有害なひび割れは発生せず十分な使用性があることが確認できた。また、アンカービーム先端で破壊し地震後の補修がしやすいという長所があり優れた構造である。TYPE１－１、１－２については、若干の違いはあるが、総合的に大きな差はなく、挙動の特性もほぼ同じと言える。

参考文献

1） 飯束義夫，湯川保之，曽我明，釜井英行：川之江東ＪＣＴ・Ｃランプ橋の鋼桁－ＲＣ橋脚剛結部の設計について，土木学会第５２回年次学術講演会，pp. 276-277，1997 年 9 月

2） 望月秀次，花田克彦，釜井英行，曽我明：川之江東ＪＣＴ・Ｃランプ橋の鋼桁－ＲＣ橋脚剛結部の載荷実験について，土木学会第５２回年次学術講演会，pp. 278-279，1997 年 9 月

3） 長谷川俊彦，井ヶ瀬良則，紫桃孝一郎，清水功雄，佐藤徹：鋼桁－ＲＣ橋脚剛結部の応力伝達と耐荷機構に関する実験的研究，土木学会構造工学論文集，vol 46A，pp. 1491-1500，2000 年３月

4） 松井繁之，湯川保之，和田信良，石橋茂，田中俊彦：複合ラーメン橋･鋼桁－ＲＣ脚剛結部の構造と力学性状について，土木学会構造工学論文集，vol 43A，pp. 1367-1374，1997 年３月

5） 保坂鐵矢，堀地紀行，依田照彦，八巻康博，岡田誠司：接合方法の違いによる鈑桁とＲＣ橋脚の一体構造の載荷試験，土木学会構造工学論文集 vol. 46A，pp. 1501-1508，2000 年 3 月

6） （著）K.Roik，G.Hanswille，(訳)伊藤鉱一，平城弘一：合成桁におけるひび割れ幅制限の問題，橋梁と基礎，pp. 21-29，1988 年 5 月

7） （著）K.Roik，G.Hanswille，(訳)伊藤鉱一，平城弘一：合成桁におけるひび割れ幅の制限，橋梁と基礎，pp. 33-40，1993 年２月

8） 吉田修，町田篤彦，田島二郎：鋼・コンクリート複合ラーメン構造接合部の性状，土木学会第４４回年次学術講演会，pp. 322-323，1989 年 10 月

9） 国鉄建造物設計標準解説　鉄筋コンクリート構造物および無鉄筋コンクリート構造物プレストレストコンクリート鉄道橋，土木学会，1983 年 5 月

10） 保坂鐵矢，堀地紀行，橘吉宏，辻角学，依田照彦：鉄道複線２主桁橋のずれ止め配置に関する解析的検証，土木学会第 53 回年次講演会概要集，pp. 40-41，1998 年 9 月

(2000 年 9 月 14 日受付)