

V. 落橋防止装置とアンカー一部

1 落橋防止装置

1.1 まえがき

橋桁の落下は都市内の高架橋においてはそれ自身の機能が停止するだけではなく、下部交通路も遮断するという意味で絶対に避けなければならない被害形態である。これを避けるために都市内高架橋には落橋防止構造が設けられているにもかかわらず、阪神淡路大震災においては落橋の被害を受けた例が多数見られた。また、落橋に至らなかったものの想定されなかったモードで落橋防止構造が破壊した例もあった。

まず鋼橋の落橋の被害形態について簡単にふれておく。被害形態は大きく次の3つに分けることができる。

- ① 橋脚の破壊による落橋(写真 1-1)
- ② 橋脚頂部の移動による落橋(写真 1-2)
- ③ 橋桁の衝突による桁の押し出しによる落橋(写真 1-3)

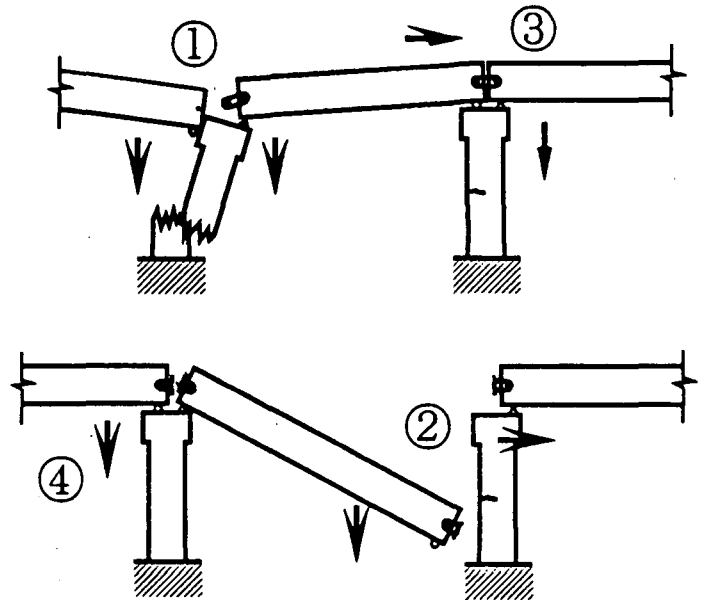


図 1-1 落橋のパターン

代表的な落橋パターンとして①～③がどのようにして生ずるかを示したのが図 1-1 である。①と③は地震動が、また②は地盤移動と橋脚のゆれが、そして③は隣接桁の衝突による押し出しが直接的な落橋の原因である。このうち①の橋脚の破壊による落橋は落橋防止装置の適用範囲外である。また図の④は橋桁の落下による落下端とは反対側の連結装置の破壊が原因で桁が落下することを示したものである。今回この形式により落橋に至ったケースは明確ではないが、落橋につながる可能性のあるものとして十分注意しなければならない破壊パターンである。ここでは、まず従来の落橋防止対策について概説し、これが阪神・淡路大震災によりどのように機能し、また被害を受けたのかについて述べる。さらに、これらを踏まえ今後の落橋防止対策の方針について考察する。

1.2 現行の落橋防止対策

まず阪神大震災以前での鋼道路橋の落橋防止策の状況について簡単に述べておく。地震時における橋の上部構造の橋脚または橋台からの落下を防ぐための方策として、1) 上下部構造に過大な相対変位が生じないよ

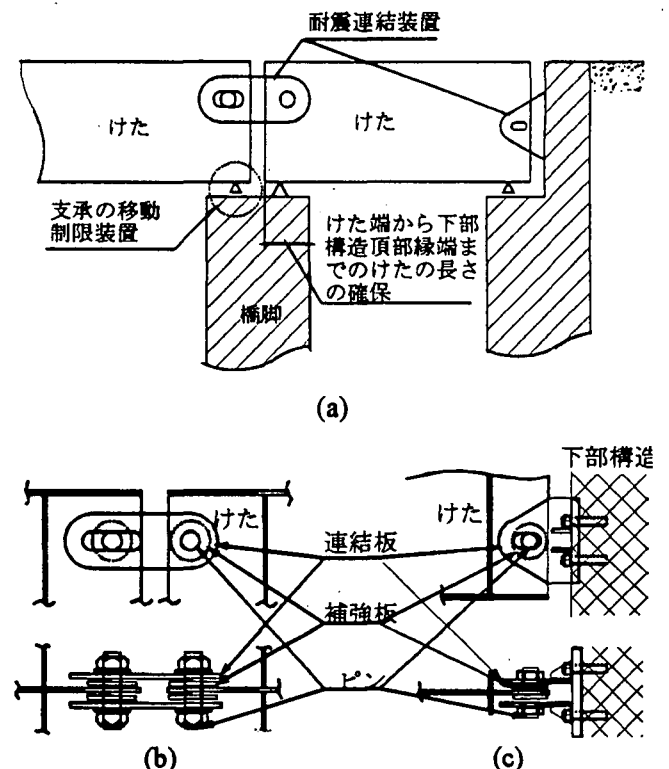


図 1-2 落橋防止構造と耐震連結装置

うに移動制限装置を設けること、2)橋脚上部の桁のかかりやかけちがいの長さを十分にとること、3)落橋防止装置を設けることの3項をあげている。そして桁端部においては2,3)のいずれかの処置を施すことを規定している¹⁻¹⁾。ただし、都市内の高架橋のように重要度が高く落橋により二次的な災害が発生するおそれのある場合には2,3)を併用することが望ましいとしている。基本的な考え方としては1)の移動制限装置で桁の衝突やそれによる固定支承の破壊を防ぎ、2)の十分なかかりをとること、あるいは3)の落橋防止装置の抵抗により落橋を防ぐというものである。1)の移動制限装置には脊に直接設けるものと別に設けるものがあるが、別に設ける場合にはその機能3)の落橋防止装置に類似したものに、条件を満たせば1,3)を兼ねるものとして良いとしている。これらのいわゆる落橋防止構造の中で直接地震力に抵抗するものとして重要な役割を果たすものは落橋防止装置であり、鋼道路橋に典型的なものは図1-2に示すようなピン、連結板、および補強板からなる耐震連結装置である。耐震連結装置の設計法について道路橋示方書には外力については、水平設計震度の2倍あるいは桁がかかりから完全に逸脱した場合を想定して支点での桁の死荷重反力の大きさとしているだけで構造の詳細の記述がないため、具体的な設計はそれぞれの設計者¹⁻²⁾⁻¹⁻⁶⁾に任されているのが実状である。大略においてこれまでの設計はピンと連結板の接触によって生ずる応力を弾性変形の範囲内で照査するものである。耐震連結装置本来の役割から重要と予想される終局状態やエネルギー吸収についての考慮はほとんどなされていない。加えて従来の落橋防止構造に関する研究¹⁻⁷⁾⁻¹⁻¹²⁾は必ずしも多くなく、しかも、大部分が桁連結板に関するものである。すなわち、弾性応力評価法の合理化に関するもの¹⁻⁷⁾⁻¹⁻⁸⁾、耐荷力やエネルギー吸収能に関する実験¹⁻⁹⁾やその解析¹⁻¹⁰⁾、連結板の衝撃荷重下の実験とその解析¹⁻¹¹⁾である。このような一連の研究において、連結板の塑性変形によるエネルギー吸収能を考慮した設計の必要性は指摘されているが^{1-9),1-10)}、ピンや補強板の設計との関連においてはほとんど論じられていないのが現状である。このような落橋防止装置の設計上の問題点は今回の地震より明確になったといえよう。

1.3 耐震連結装置の被害

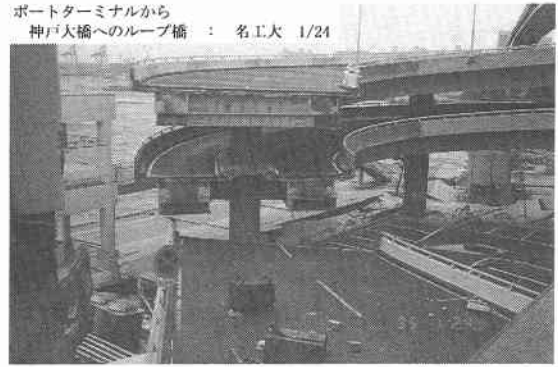
地震による耐震連結装置の代表的な被害について見ることにする。写真1-4, 1-5は図1-2cタイプのそのものであるが、それぞれ連結板と補強板のあるウェブで破壊している。連結板の塗料がはげ落ちていることから塑性変形を生じるほどの大きな外力が連結板に作用したことがうかがわれるが、そのために補強部が破断している。このふたつの例は現行の設計では全体を弾性変形の範囲内で設計しているため終局状態においてどこが弱点になり破壊するかが不明であることを示すものである。このタイプの連結板は、変形能が小さく桁が橋脚から逸脱する以前に落橋防止装置としての機能を失うことが考えられる。耐震設計上は、支承の移動制限装置としての機能しか期待できないであろう。またこのタイプは桁のわずかな移動に対して抵抗し、固定支承に外力を伝えるので橋脚あるいは固定支承に悪影響を及ぼす可能性もある。そして落橋防止装置としては垂直移動に対する耐力には疑問がある。最も多く見られたタイプは図1-2bにあるような2本のピンの間を連結板でつなぐタイプである。(写真1-6)このタイプはどのような桁の動きに対しても連結板に対しては引張り力が主に作用することが期待できることや、桁の上下の動きを拘束することによる予想外の力が橋脚に作用することを防ぐことができる。ただ先にも述べたように今回の地震で観察された落橋のメカニズムには予期せぬものもあり、結果的にはこのタイプの耐震連結装置が最も多く破壊したことになった。破壊状況について述べるとまずピンの破壊(写真1-7,1-8,1-9)、ピンを取り付ける橋桁ウェブ補強部の破壊(写真1-10)、連結装置取り付け板の破壊(写真1-11)等が数多く見られた。その一方で連結板については大きく塑性変形をしたものは見られたが破断に至ったものはまれであった。補強部の破壊の原因については既に述べたとおりであるが、写真1-8に見られるような脆性的なピンの折れに関しては衝撃的な荷重に対し十分な強度を持たなかったことが主たる原因と考えられる。

このように多くの耐震連結装置が破壊された原因としては現在の設計法における荷重の仮定や終局状態に対する考慮のありかたが挙げられる。具体的には連結板を破壊させるという終局状態を想定し



阪神高速神戸線 西宮IC東 : 名工大 1/18

写真1-1



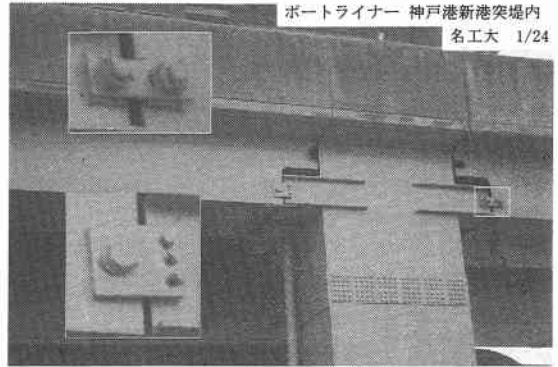
ポートターミナルから
神戸大橋へのループ橋 : 名工大 1/24

写真1-2



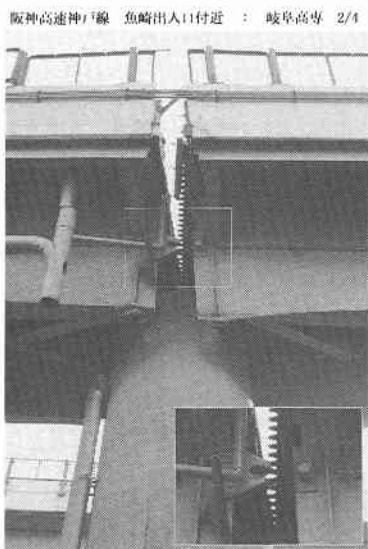
西宮市本町交差点付近
名工大 1/19

写真1-3



ポートライナー 神戸港新港突堤内
名工大 1/24

写真1-4



阪神高速神戸線 魚崎出入口付近 : 岐阜高専 2/4

写真1-5



阪神高速神戸線
湊町出入口西
(神戸女子商高前)
岐阜高専 2/4

写真1-6



阪神高速神戸線 魚崎出入口付近 : 岐阜高専 2/4

写真1-7



西宮港大橋の落下したアプローチ桁，耐震連結板のピン
(落下した側と反対側の耐震連結装置) : 名工大 1/18

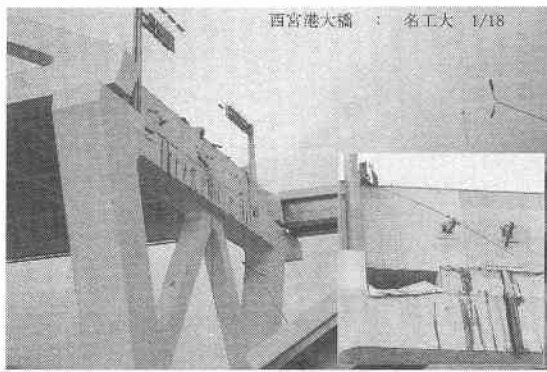
写真1-8



西宮港大橋アプローチ橋
長岡技科大(長井) 1/24



写真1-9



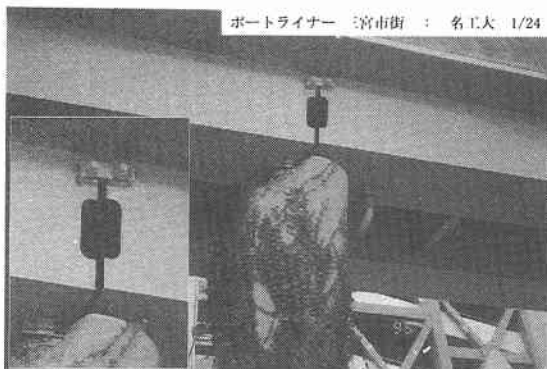
西宮港大橋 : 名工大 1/18

写真1-10



阪神高速神戸線 浜中交差点 : 名工大 4/15

写真1-11



ポートライナー 三宮市街 : 名工大 1/24

写真1-12



阪神高速神戸線 柳原出入口東 : 名工大 4/29

写真1-13

ていないために、ピンや橋桁ウェブが連結板に先行して破壊し、そして連結板が持つ本来の変形能を発揮しないまま連結装置が順次個別に破壊されていき（図 1-3）、それぞれの連結装置が均等に桁荷重を受け持つという現行の設計法における外力の仮定が満足されなかったことが考えられ

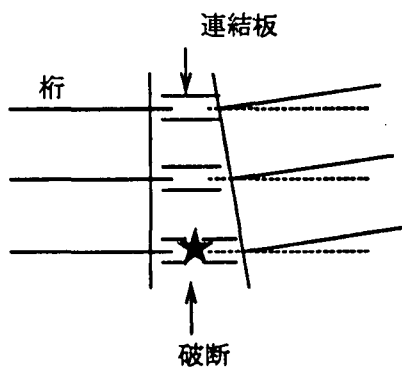


図 1-3 連結装置の個別破壊

る。また、想定していなかった橋軸直角方向の桁の移動（図 1-4）も破壊を促進したものと思われる。このような状況の中でも耐震連結装置が破壊をまぬがれたために落橋に至らなかったと思われる例もあり（写真 1-12）、連結装置が健全でありさえすれば落橋を防止する上で一定の効果はあったものと思われる。

1.4 落橋防止構造の見直し

このように過去に例のない規模での被害をうけて、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会より平成 7 年 2 月に発表された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説（案）」（以下「復旧仕様」）¹⁾¹³⁾は落橋防止構造について次のような見直しの方向を示している。1)桁のかかりを十分にすること。2)桁と下部構造を連結する構造、桁または下部構造に突起を設ける方法、2連の桁を連結する方法のいずれかの落橋防止装置のうち複数の種類を設けること。

3)落橋防止構造に橋軸方向、橋軸直角方向の地震力に対し強度と粘りを持たせること。また衝撃的外力、取り付け部等の強度にも留意すること。以上の 3 点である。このうち 1)は現行の示方書の確認であるが、2)については現行の設計法での落橋防止装置が本来の機能を果たさないまま破壊したことをうけて、異なる種類の装置を設けて 2 重化し安全性を高めようとのねらいであろう。個々の落橋防止装置の設計については外力として桁の死荷重反力の大きさとしているだけで、設計法そのものは従来の考え方を踏襲している。また既設橋梁に関しては前項に述べたように耐震連結板を用いた落橋防止装置が多いことから、これは後に述べる PC ケーブルによる桁連結装置とは異なるタイプと見なして

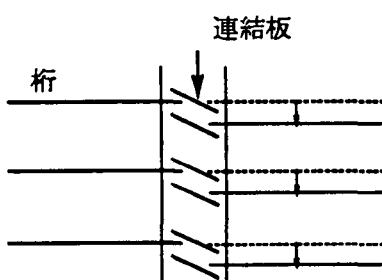


図 1-4 桁の橋軸直角方向の移動

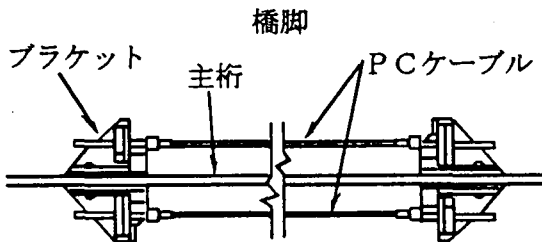
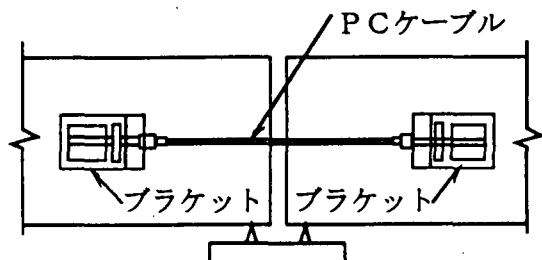


図 1-5 PC ケーブルによる桁連結装置

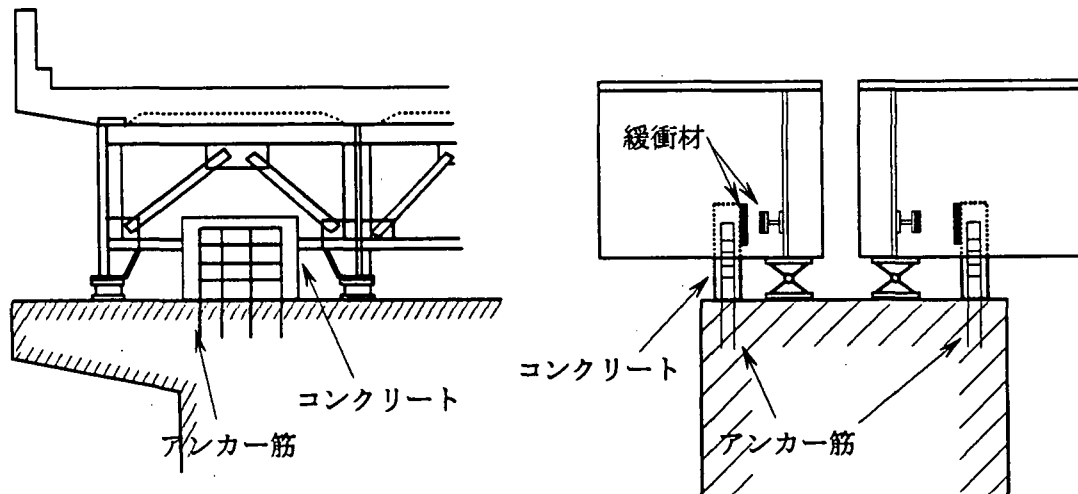


図 1-6 橋軸方向の落橋防止壁（復旧仕様）

良いとしている。¹⁻¹⁴⁾したがってこれまでも一部使われてきた PC ケーブルを用いた桁の連結装置 (図 1-5) や落橋防止壁 (図 1-6) を併設を行うことになるであろう。PC ケーブルを用いた連結装置は橋軸直角方向への動きにもある程度追従できるので部分的には「復旧仕様」の 3) を考慮したものにもなる。ここで強調しておかねばならないのは「復旧仕様」のなかでも 3) が深刻な被害状況を受けての提案であり、従来の設計法を用い終局状態やエネルギー吸収についての明快な配慮に欠ける 2) 項の対策が 3) をそのまま満足するものではないということことである。3) に対しどのような対策をしていくかが今後の落橋防止対策上最も重要であると考えられる。

前項で述べた被害状況を勘案すると、新設の橋梁に対しては可能な限りの桁の連続化に加えて衝撃吸収ダンパーの設置 (写真 1-13) や免震沓 (図 1-7)、ゴム沓との組み合わせ等で、落橋防止対策を実施していくのが効果的であろう。しかしながら既設の橋梁の落橋防止の対策としては、現行の方法の枠内でも桁

のかけりを大きくとることと今回数多く見られた耐震連結装置の破壊を防止することで大きな効果があげられると思われる。このためには、落橋防止装置の 2 重化も全体の強度を上げるという意味では一つの方法ではあるが、「復旧仕様」の 3) に対しては不十分な可能性がある。「復旧仕様」の 3) のうち橋軸直角方向の対策としては「復旧仕様」をうけて発表された文献 1-14) にあるような図 1-8 の形式の落橋防止壁を設けることが少なくとも必要であろう。ただしこのときに地震力による衝撃をさけるために桁と落橋防止壁の間に必要以上の隙間をあけることは避けるべきである。また 3) のねばりと衝撃的外力等の対策としては、今回の地震での被害状況を参考に鋼橋では現在最も普通に使われている桁と桁を連結するタイプの落橋防止装置の設計法そのもの見直しをすることも重要である。具体的には連結板を用いるタイプでは具体的に連結板の塑性変化を考慮した終局強度による照査を行うことによりピン、補強板あるいは取り付け部での破壊をさける設計を行うことがあげられる。このうえで連結板の変形能を向上させると、連結装置が均等に荷重を負担するという設計での仮定を満足させることができる。もちろん、連結構造に作用する衝撃的な外力の評価についても考慮する必要があるが、対応して強度に加えて衝撃荷重に対する連結板のエネルギー吸収能を重視することも大切になる。いずれにせよ、連結装置の変形能とエネルギー吸収能を向上させ、また同時に衝撃を吸収するような機能をもたせることができれば、「復旧仕様」の 3) に十分に応えることができる。このような観点から従来型の耐震連結板に高いエネルギー・衝撃吸収能を付与する研究について 1-5 で紹介する。

最後に落橋防止対策は橋梁の上・下部構造といった全体を考慮したものでなければならないことを強調しておく必要がある。特に上・下部構造をつなぐ支承の役割は重要であるが、「復旧仕様」による支承の見直しは落橋防止対策との関連に必ずしも明確に言及していないようである。連結装置の存在により地震時に上部構造が複雑な挙動をし、これが下部構造に悪影響を与えとも考えられる。したがってこのような挙動を十分考慮し下部構造に過大な地震力が作用しないように配慮し、橋梁の全体の強度やねばりのバランスを視

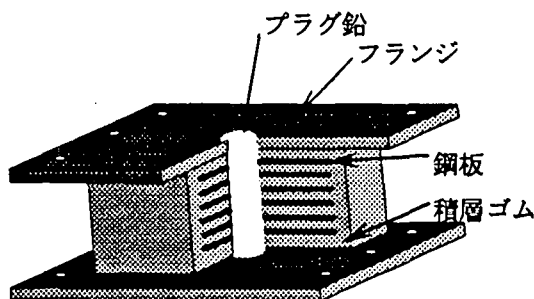


図 1-7 鉛プラグ入り積層ゴム支承

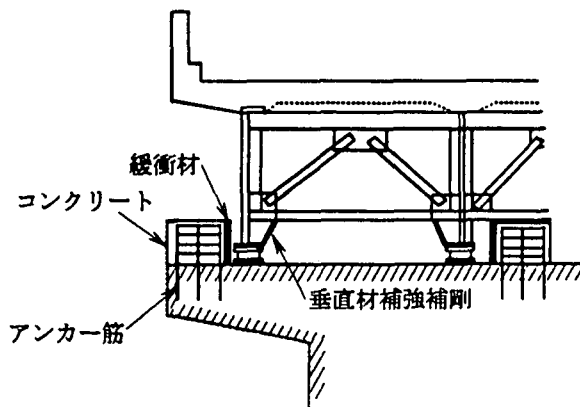


図 1-8 橋軸直角方向の落橋防止壁 (復旧仕様)

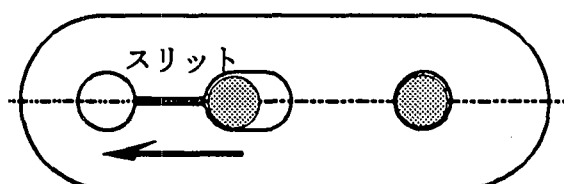


図 1-9 スリット型耐震連結板

野に入れた設計をしていくことが大切である。

1.5 高エネルギー吸収型耐震連結装置

ここでは多くの既設橋梁で用いられている耐震連結板を用いた落橋防止装置においてピン、取り付け部での破壊を防ぎ、連結板の塑性変形により高いエネルギー吸収能、衝撃吸収能を付与することで「復旧仕様」の3)の要求に応えることを意図している。名古屋工業大学では図1-9に示すような形状をしたスリット型連結板を用いると、ねばり、衝撃吸収能等の要求を満足させることができるを実験と解析により実証している。この形状の連結板については図1-10のモデル供試体について静的引張り実験を行いその耐荷力特性、エネルギー吸収特性を確認した。結果を図1-11に示すが、スリット型は従来型に対し同等の耐荷力を持ちながらはるかに高い変形能とエネルギー吸収能も兼ね備えていることがわかる。また図1-12はピンが連結板のスリットを押し広げながら変形していく様子を有限要素法により解析したものである。この解析による荷重変位曲線を図1-13に示す。解析ではピンと連結板の摩擦を考慮していないため荷重が低めにでているが全体的には実験結果と非常に良く対応しており、数値解析によってもこのような連結板の終局強度特性を詳細に検討することができる。今後は地震時荷重に相当する高速載荷時での耐荷力、エネルギー吸収特性等を検討していく予定である。

* この研究は一部土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会から補助を受けた。

参考文献

- 1-1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編, 1994
- 1-2) 日本道路公団：鋼構造物設計基準
- 1-3) 首都高速道路公団：首都高速道路・構造物設計基準
- 1-4) 阪神高速道路公団：鋼構造物設計基準
- 1-5) 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準
- 1-6) 福岡北九州高速道路公社：鋼構造物設計基準
- 1-7) 鈴木 五月、後藤 芳顯、松浦 聖：鋼道路橋の落橋防止装置連結板の応力解析と設計手法に関する一考察、構造工学論文集、34A, pp341-350, 1988.

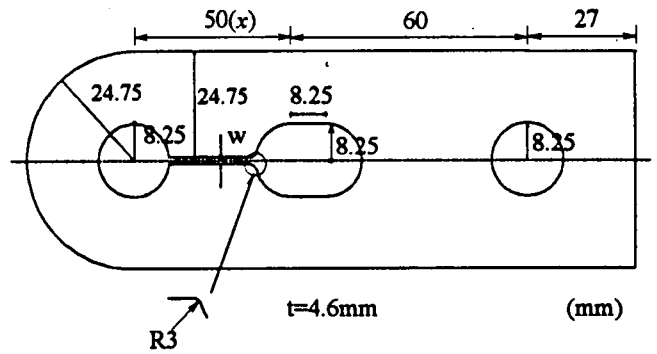


図1-10 供試体

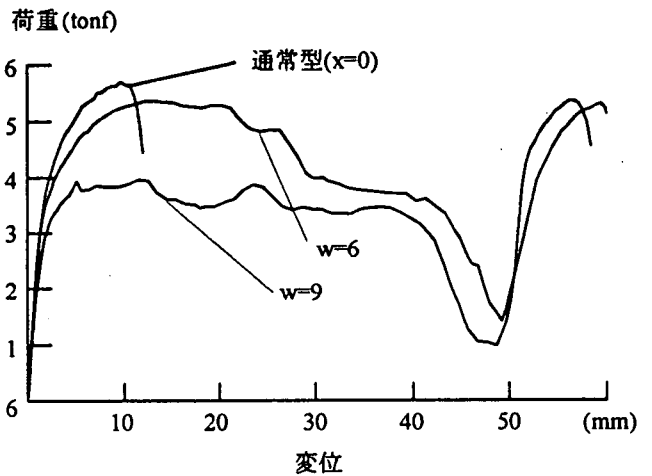


図1-11 スリット型と通常型連結板の荷重変位曲線

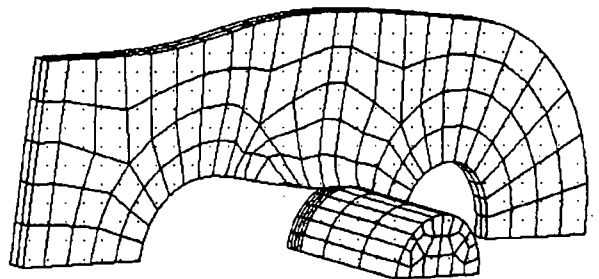


図1-12 スリット型耐震連結板の変形

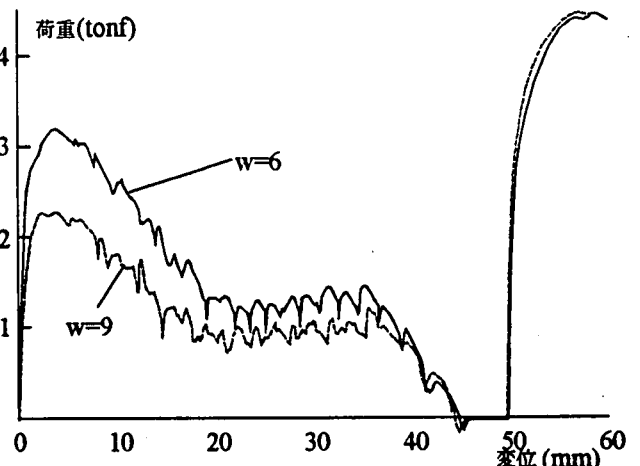


図1-13 有限要素法解析による荷重変位曲線

- 1-8) 大橋隆樹、湯島弘光：耐震連結装置の設計に関する研究、橋梁、pp.57-64、1989.9
- 1-9) 鈴木 五月、後藤 芳顕、松浦 聖、石原 英一：鋼道路橋の落橋防止装置連結板の耐荷力実験、構造工学論文集、35A, pp1011-1018, 1989
- 1-10) 小畑 誠、鈴木 五月、後藤 芳顕、松浦 聖：橋防止装置連結板の静的耐荷特性の解析、土木学会論文報告集、422, I-14、pp295-302, 1990.
- 1-11) 小畑 誠、後藤 芳顕、松浦 聖：高速引張時の落橋防止装置連結板の強度特性、土木学会論文報告集、441, I-18, pp97-105, 1992
- 1-12) 長嶋文雄、成田信之：落橋防止装置連結部材の衝撃応答解析、構造工学論文集 Vol. 40A, pp.1343-1348, 1994.3
- 1-13) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様および復旧仕様の解説、1995.2.
- 1-14) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料、1995.6.

2 鋼製橋脚アンカー部の被害と耐震設計

2.1 まえがき

橋脚の地震時終局挙動は鋼製橋脚躯体のみならずアンカー部の終局挙動にも支配される。事実、阪神・淡路大震災においても、アンカー部の塑性変形により橋脚が終局状態に至った例も認められた。したがって、地震時保有水平耐力照査や非線形動的応答解析に基づく橋脚の合理的な耐震設計法を確立するためには、橋脚躯体のみならずアンカー部の終局挙動も考慮する必要がある。しかしながら、橋脚躯体に比べ、その終局挙動に関する詳細な情報はほとんど得られていないのが現状である。^{2.1, 2.2)}ここでは、まず、現行のアンカー部の構造と設計法をレビューする。つぎに、阪神・淡路大震災でのアンカー部の被害について述べる。さらに、名古屋工業大学で進行中のアンカー部の繰返し載荷実験と終局挙動のモデル化に関する研究^{2.3~2.8)}において今までに得られた結果を紹介する。最後に、これらの研究成果をもとにアンカー部の終局挙動を考慮した耐震設計法について説明する。

2.2 アンカー部の構造と現行設計法

現行の鋼製橋脚のアンカー部として用いられる構造は図-2.1 に示す杭方式^{2.9, 2.10)}と鉄筋コンクリート方式^{2.11)}にわけることができる。

杭方式の場合、コンクリートフーチング内に上下2つのアンカービームが埋め込まれている。脚ベース部の引張り力はアンカーボルトを介して下アンカービームに伝達される。一方、圧縮力は、フーチングコンクリートがベースプレートからの支圧力に抵抗しないものと仮定しているため、すべてアンカーボルトにより上アンカービームに伝達される構造として設計されている。しかしながら、ベースプレート下にモルタルが充填されている場合、実際にはベースプレートからの支圧によっても圧縮力がフーチングに伝達される。

鉄筋コンクリート方式では、引張り力は杭方式と同様、アンカーボルトにより下アンカービームに伝達される構造である。一方、圧縮力については、設計では上アンカービームがないとして、鋼製橋脚のベースプレートからすべて支圧によりフーチングコンクリートに伝達されるものと考えている。この構造の場合にも、仮設用の簡易な上ベースプレートがあったり、上下ベースプレート間にモルタルが充填されることからアンカーボルトのねじ部が橋脚ベース部に固定されている。以上から、ベースプレートからの圧縮力の一部はアンカーボルトにも直接伝達されるものと考えられる。

アンカー部の設計は大別して、ベースプレート、アンカーボルト、アンカービーム、フーチングコンクリートの4つの部分に分けることができる。現行の基準では、ベースプレートやアンカービームは、設計において内部に剛性保持や防錆のために充填されるモルタルの効果が無視されているため、一般に設計荷重に対して余裕のある耐力・剛性を有している。また、フーチングコンクリートもアンカービームから縁端までの距離が少ない場合を除いて、アンカービームの引き抜きに対して十分な耐力があることが著者らの実

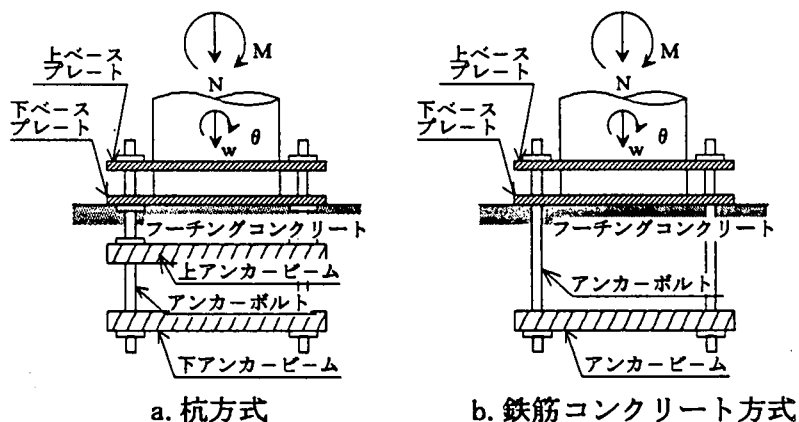


図-2.1 定着方式

験により確認されている。以上から、アンカー部の終局挙動は、主として、アンカーボルトとベースプレート下のフーチングの挙動に支配されるものと考えられ、ここでは、アンカーボルトならびにベースプレート下のフーチングコンクリートの現行設計法について述べる。

アンカーボルト軸力、ベース下モルタルの支圧応力の算定法としては、いずれの場合も、梁の仮定（平面保持、直角保持の仮定）を基本としている。杭方式ではベース下コンクリートを無視して、アンカーボルトの引張り圧縮剛性を考慮している。また、鉄筋コンクリート方式ではベース下コンクリートの圧縮剛性とアンカーボルトの引張り剛性を考慮している。この結果得られる応力分布は、いずれもベース部の塑性化が許されていないため図-2.2のようになる。

さらに、アンカー部に作用するせん断力は各アンカーボルトに均等に分担されるものと考えられている。

現行の震度法^{2,12)}では、設計荷重に対して上記手法により算定されるアンカーボルト応力ならびに支圧応力が1.5倍に割増された許容応力に対して照査される。

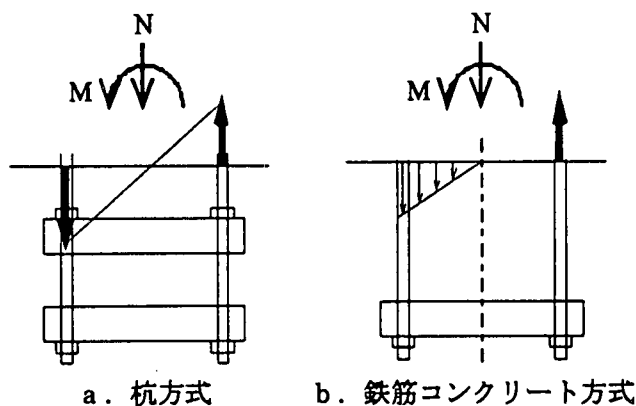


図-2.2 定着部の応力分布

2.3 阪神・淡路大震災でのアンカー部の被害

外部から見る事ができる鋼製橋脚躯体に比べ、アンカー部の調査においては、掘削しコンクリートを除去する必要があるため、その被害に関する情報は不足している。ここでは、1例として、阪神高速神戸線の鋼製橋脚 神P-352の被害を紹介する。これは、片側の梁が極端に長い、非対称なT型の矩形鋼製橋脚でアンカー部は鉄筋コンクリート方式となっている。

(写真-2.1) アンカー部の被害としては、写真-2.2に示すように、橋脚の南側ならびに北側の列のアンカーボルトの塑性変形による伸びである。結果として、橋脚は南側（海側）に傾斜している。橋脚の南北両縁のアンカーボルト列の伸びは設計荷重を大きく上回る南北方向の両振りの地震荷重が作用したことによると考えられる。このような大きな地震力が作用したことにより、ベースプレート下のフーチングコンクリートも図-2.3のように支圧力で損傷を受けている可能性があるが、外部からは見えないため確認できなかった。橋脚躯体はアンカーボルトが伸びたことにより、地震入力が増加し被害は受けていない。この橋脚と対照的なのは隣の橋脚 神P-353である。両橋脚ともほぼ同じプローションを持っているが、神P-353では南側のウェブパネル全体が中詰めコンクリートの上で局部座屈している。(写真-2.3) この局部座屈により地震入力エネルギーが吸収され、神P-353のアンカー部は被害を受けていない。現行のアンカー部の設計で考慮され

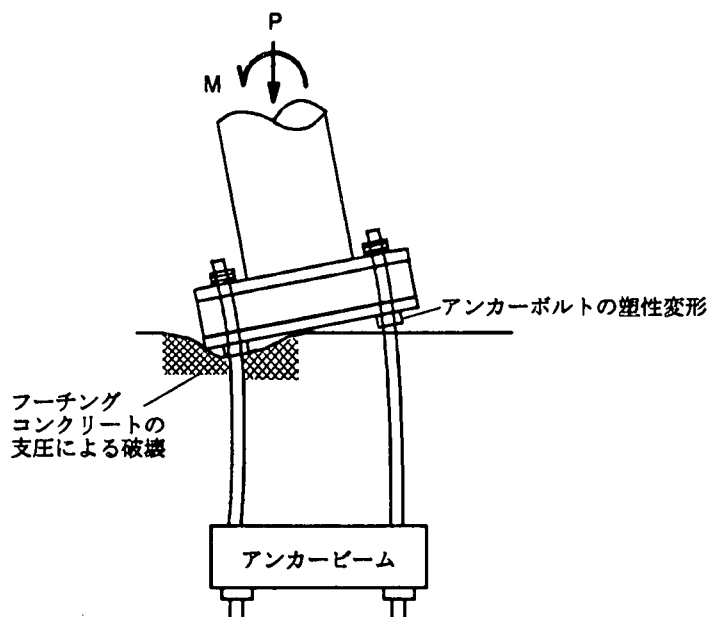


図-2.3 地震による鋼製橋脚の損傷例



写真 2 - 1 神 P-352 の傾斜

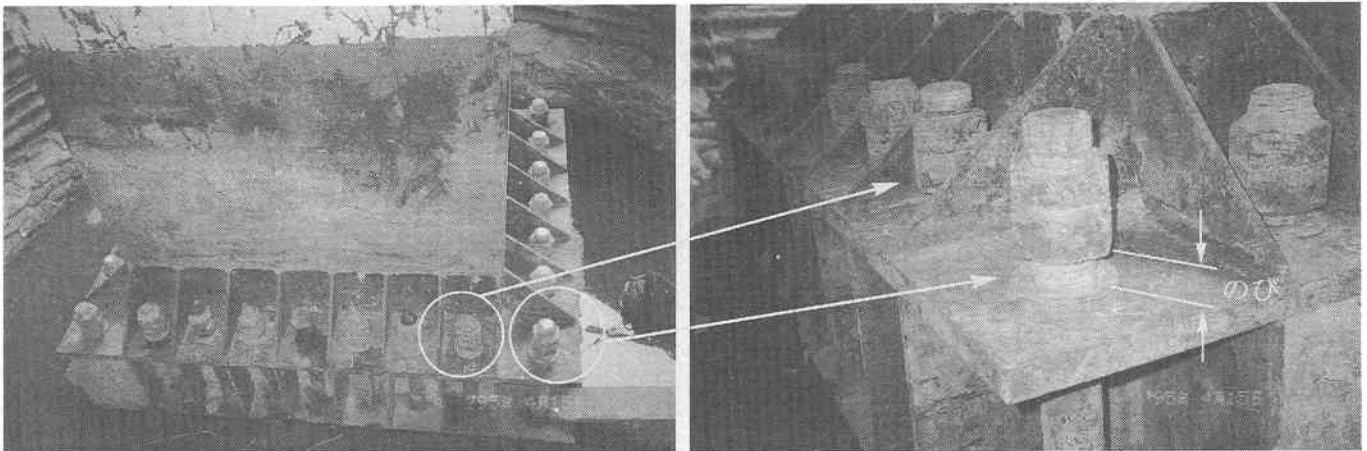


写真 2 - 2 神 P-352 のアンカーボルトの塑性変形

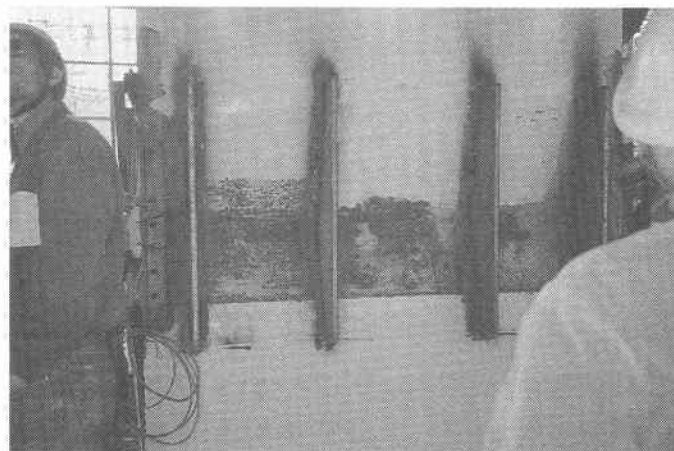


写真 2 - 3 神 P-353 の鋼脚ウェブパネルの局部座屈

ている安全率、設計荷重は鋼脚躯体と同じものであり、設計思想的にはいずれの耐力にも優劣がつけられていない。したがって、上述した被害例からも分かるように、現行の基準で設計された橋脚は橋脚躯体、アンカー部どちらが先に終局状態に到達するのか明らかでない。

2.4 アンカー部の終局挙動とモデル化

鋼製橋脚の定着部としてとして主に用いられている杭方式、鉄筋コンクリート方式による定着部を対象に単調載荷ならびに繰返し載荷実験^{2.3, 2.5, 2.6, 2.8)}を実施し、終局挙動とそのモデル化を検討しているが、現在までに得られた結果について説明する。

(1) モデル化

ここでは、設計上の仮定の他に 2.2 で述べた実状も考慮して定着部のモデル化について検討する。なお、著者らの過去の実験によると、フーチング縁端までのアンカービームの距離が少ない場合を除いて、アンカービーム耐力は十分な場合が多く、また、鋼脚柱の上下ベースプレートの耐力、剛性も十分と考えられる。したがって、アンカービーム、上下ベースプレートは剛体と仮定し、主としてアンカーボルト、ならびにフーチングコンクリートの材料非線形挙動を定着部のモデル化において考慮する。

提示する定着部モデルは杭モデル、複鉄筋モデル、単鉄筋モデルの3種類である。このうち杭モデル、単鉄筋モデルはそれぞれ杭方式と単鉄筋方式の設計モデルと基本的には一致している。複鉄筋モデルは 2.2 で述べた杭方式の定着部の下ベースプレートからのコンクリートフーチングへの支圧もモデル化において考慮している。定着部の各モデル化における仮定を表-2.1に、対応するモデルを図-2.4 にまとめて示す。図に示すアンカーボルトの有効長はフーチングコンクリートとアンカーボルト間に付着がない場合の有効長で、アンカーボルトの固定端間距離に対応している。この場合、杭方式ではアンカーボルトの引張に対しては下アンカービームで、圧縮に対しては上アンカービームで固定されるため、アンカーボルトの有効長は圧縮と引張に応じて異なっている。また、鉄筋コンクリート方式に用いる複鉄筋モデルにおいても、アンカーボルト有効長は圧縮、引張りにより異なっている。すなわち、圧縮力は上下ベースプレート間の付着でアンカーボルトに伝達され、フーチングへの伝達は、アンカーボルト平行部

表-2.1 モデル化における仮定

	杭モデル	複鉄筋モデル	単鉄筋モデル
ベースプレート	・剛体 ・ベースプレート中心は水平には変位しない	・剛体 ・ベースプレート中心は水平には変位しない	・剛体 ・ベースプレート中心は水平には変位しない
アンカービーム	・剛体 ・変位しない	・剛体 ・変位しない	・剛体 ・変位しない
アンカーボルト	・軸力のみ伝達する一軸要素 ・圧縮力、引張力に抵抗	・軸力のみ伝達する一軸要素 ・圧縮力、引張力に抵抗	・軸力のみ伝達する一軸要素 ・引張力のみ抵抗
下ベースプレートからコンクリートフーチングへの支圧	・考慮しない	・考慮する ・フーチングは圧縮力のみ抵抗する一軸要素	・考慮する ・フーチングは圧縮力のみ抵抗する一軸要素

の付着を無視すると、アンカーボルト先端部のナット取り付け部から支圧でなされる。これより圧縮時の有効長は下ベースプレートと先端部ナット取り付け部の間、引張時の有効長は上ベースプレートとアンカーボルト間のそれぞれの長さが対応する。

アンカーボルトとフーチングコンクリートの一軸応力-ひずみ関係はそれぞれ図-2.5 に示す指数関数モデル^{2,13)}と三次関数モデルを用いる。ここでは、保有水平耐力の照査では初期降伏後の挙動も正確に把握する必要があるため、材料試験の結果をより正確に表現できるように配慮している。アンカーボルトの構成則である指数関数モデルでは、累積塑性ひずみが単調載荷時のひずみ硬化開始時のひずみを越えると降伏棚が消滅するものとした。なお、アンカーボルトは図-2.6 のように、定着用ナットのためねじ切りがしてあり、断面積は一様ではない。したがって、アンカーボルトのモデル化において断面積の変化を考慮している。

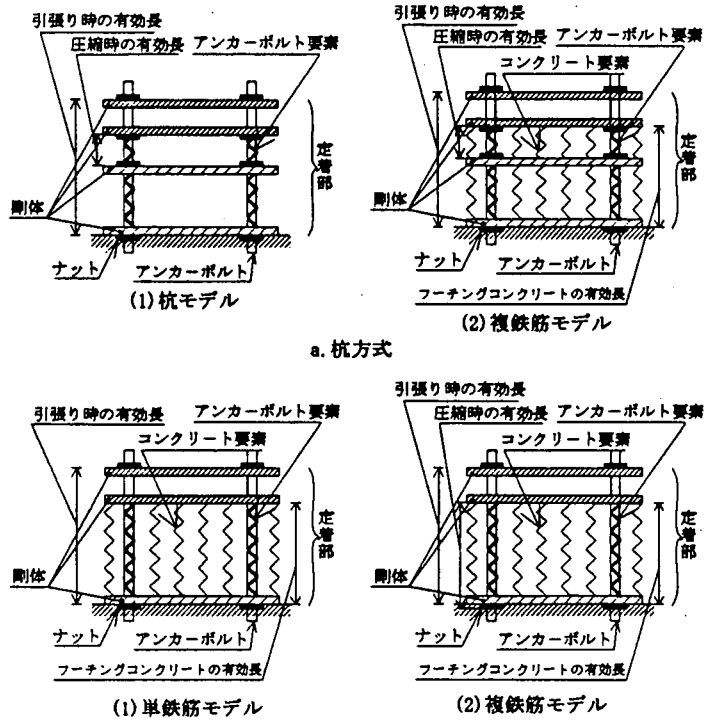
(2) 単調載荷条件下の挙動
 載荷実験では、実構造の約 1/5 の縮尺率を持つ図-2.7 に示す円形断面鋼製橋脚定着部を対象に、これに一定軸力を載荷し、定着部の相対回転角を変位制御で単調に増加させる。(図-2.8) なお、杭方式の定着部では鉄筋コンクリート方式と異なり、設計でコンクリートフーチングの支圧に期待しないので、ベース下モルタルが必ずしも十分に充填されないこともある。しかしながら、本供試体では、支持条件を明確にすることと、モルタルの充填により強度・剛性の上昇が期待されることから、鉄筋コンクリート方式と同様、ベース下に無収縮モルタルが充填してある。

2) 単調載荷条件下の挙動

載荷実験では、実構造の約 1/5 の縮尺率を持つ図-2.7 に示す円形断面鋼製橋脚定着部を対象に、これに一定軸力を載荷し、定着部の相対回転角を変位制御で単調に増加させる。(図-2.8) なお、杭方式の定着部では鉄筋コンクリート方式と異なり、設計でコンクリートフーチングの支圧に期待しないので、ベース下モルタルが必ずしも十分に充填されないこともある。しかしながら、本供試体では、支持条件を明確にすることと、モルタルの充填により強度・剛性の上昇が期待されることから、鉄筋コンクリート方式と同様、ベース下に無収縮モルタルが充填してある。

a) 杭方式

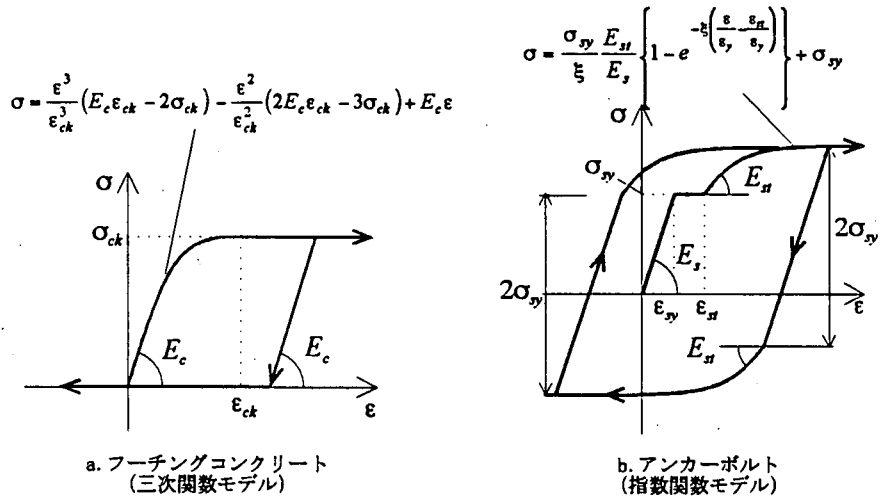
はじめに、杭方式の定着部モデルとして提示した杭モデルと複鉄筋モデルを実験と比較する。



a. 杭方式

b. 鉄筋コンクリート方式

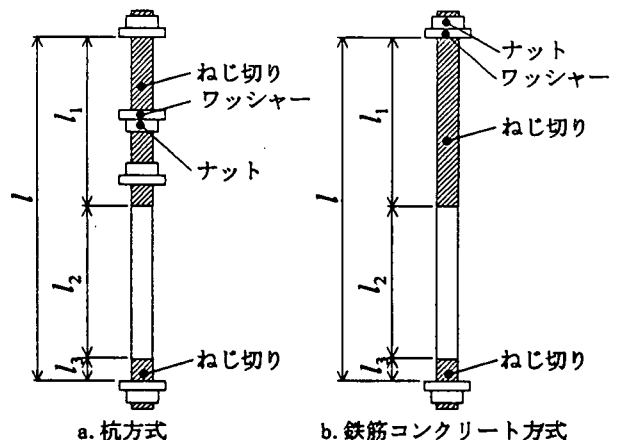
図-2.4 力学モデル



a. フーチングコンクリート (三次関数モデル)

b. アンカーボルト (指数関数モデル)

図-2.5 材料の応力-ひずみ関係



a. 杭方式

b. 鉄筋コンクリート方式

図-2.6 アンカーボルト

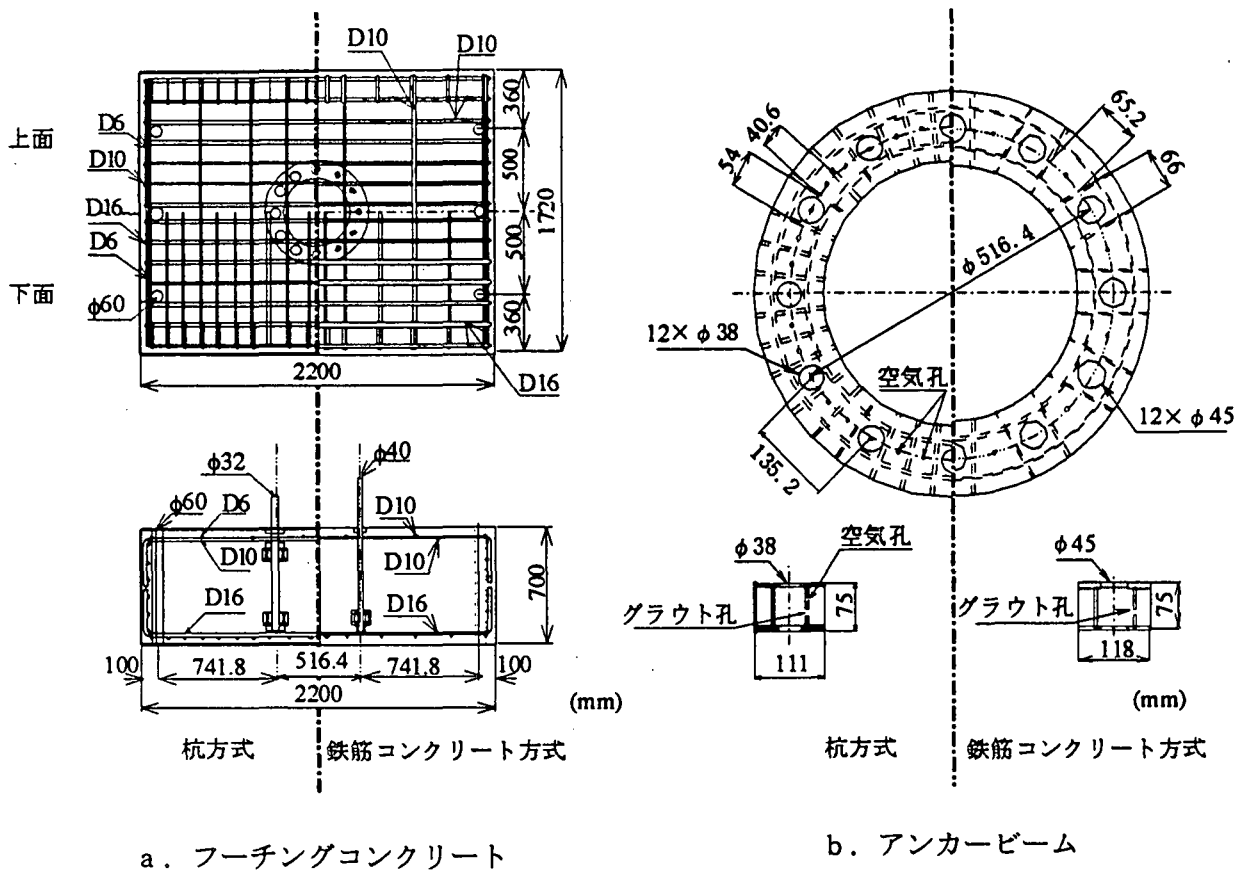


図-2.7 供試体形状

解析結果と実験結果を、設計上重要な次の2項目について比較を行う。一つは、鋼製橋脚の変形能を評価する上で重要な定着部モーメントと定着部の相対回転角の関係 ($M-\theta$ 関係) であり、いま一つは、アンカーボルトの限界状態の照査で重要なアンカーボルト軸力の分布である。2種類の定着部モデルにより算定された $M-\theta$ 関係を図-2.9 に、また定着部モーメントの増加によるアンカーボルト軸力の分布の変化を図-2.10 にそれぞれ実験結果と比較して示している。

図-2.9 より複鉄筋モデルの $M-\theta$ 関係は実験値とよく一致しているが、杭モデルは定着部の強度、剛性をかなり低めに評価していることがわかる。なお、実験値の $M-\theta$ 関係は $\theta=0.06$ rad 近傍で定着部モーメントが急激に低下するが、これはひずみゲージを貼り付けるために切削した平坦部からアンカーボルトが破断したためである。通常の場合は材料の引張試験から判断して、さらに変形しうるものと考えられる。

図-2.10 のアンカーボルトの軸力分布についても、全般的に複鉄筋モデルの方が杭方式に比べ

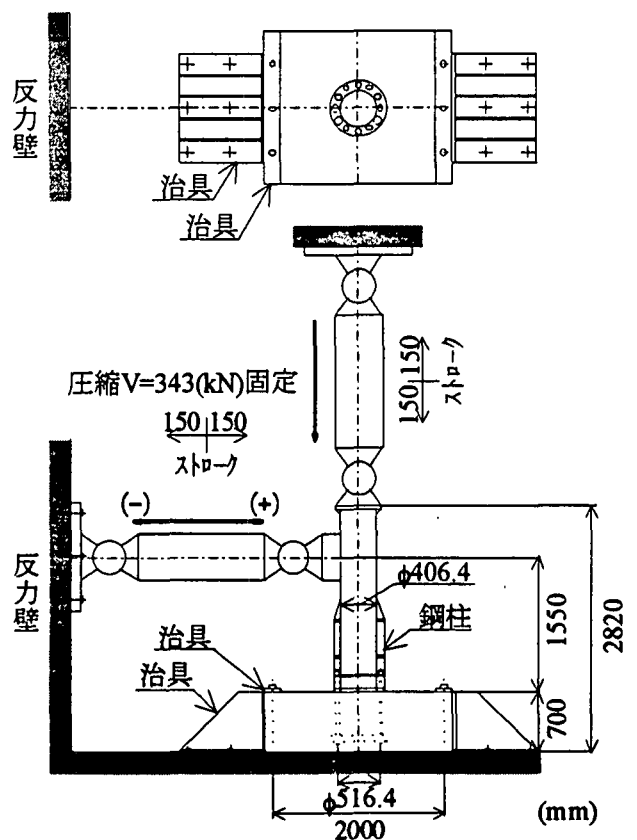


図-2.8 荷荷方法

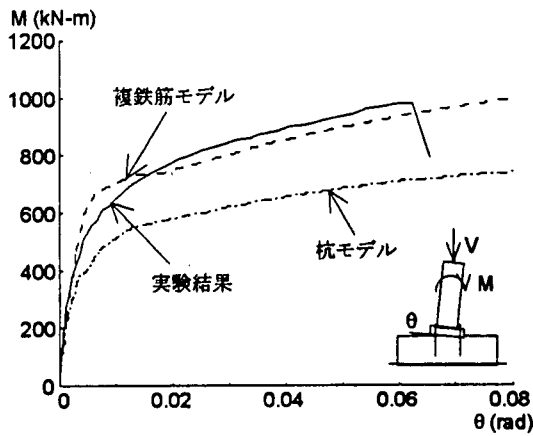


図-2.9 定着部の M-θ 関係 (杭方式)

実験値によく一致している。特に最大軸力が生ずる縁端部のアンカーボルト軸力は正確に算定されている。以上の検討結果から、実際の杭方式の定着部の終局時を含めた全般的な挙動を表現するモデルとしては、複鉄筋モデルが適しているといえる。また、杭モデルについては M-θ 関係の強度・剛性を低めに見積もり、アンカーボルトの作用軸力を高めに評価するので、安全側の定着部モデルといえることができる。

b) 鉄筋コンクリート方式

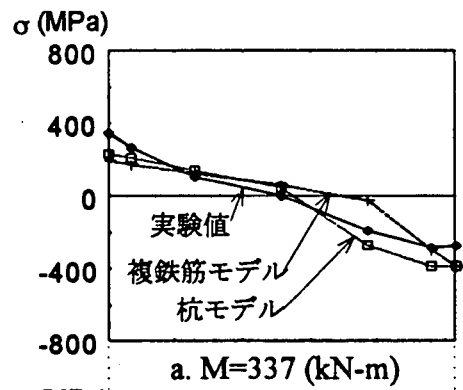
鉄筋コンクリート方式では、定着部モデルとして提示した単鉄筋モデルと複鉄筋モデルについて検討する。

定着部モデルによる解析結果は杭方式と同様、定着部の M-θ 関係とアンカーボルトの軸力分布に関して、実験結果と比較して図-2.11, 2.12 にそれぞれに示している。

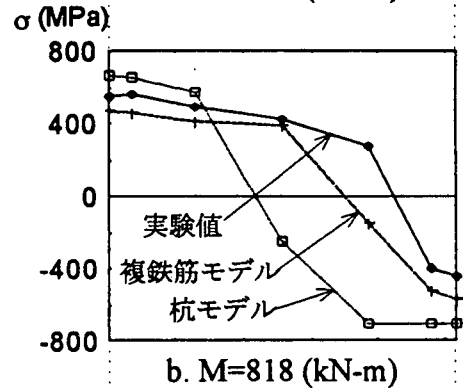
図-2.11, 2.12 から、M-θ 関係、アンカーボルト軸力いずれも複鉄筋モデルが実験結果により近い結果を示していることがわかる。ただ、M-θ 関係では $\theta=0.03$ rad 近傍から相対回転角の増加に対して荷重が急激に低下しており、複鉄筋モデルとも大きな差が生じている。これはフーチングがアンカービームの引き抜きによりせん断破壊したもので、定着部モデルでは考慮していない破壊モードが発生したためである。

図-2.12 のアンカーボルトの軸力分布をみると、設計上の杭方式のようにベースプレートからの圧縮力が直接アンカーボルトへ伝達される構造になっていないものの、実験ではかなりの圧縮力がアンカーボルトへ伝達され、その値はほぼ複鉄筋モデルで算定されるものに近いことは注目される。これは、上下ベースプレート間にグラウトされたモルタルとアンカーボルトのねじ部の付着でベースプレートからの圧縮力がアンカーボルトに伝達されることによると考えられる。

以上から、鉄筋コンクリート方式の定着部においても、このように上下ベースプレート間に剛性保持のためモルタルがグラウトされる場合には、複鉄筋モデルによる扱いがより実状に近い結果となる。ただ付着によるアンカーボルトへの圧縮力の伝達は確実性のある伝達方法ではなく、モルタルのグラウト不足や繰り返し载荷により付着が切れ、複鉄筋モデルの仮定が成立しなくなる可能性もある。この場合は、単鉄筋モデルの結果に近づくものと考えられる。単鉄



a. M=337 (kN-m)



b. M=818 (kN-m)

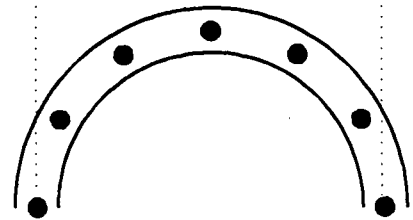


図-2.10 アンカーボルトの軸力分布 (杭方式)

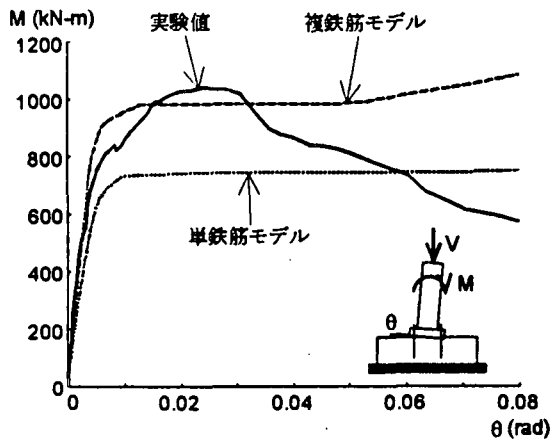


図-2.11 定着部の M-θ 関係
(鉄筋コンクリート方式)

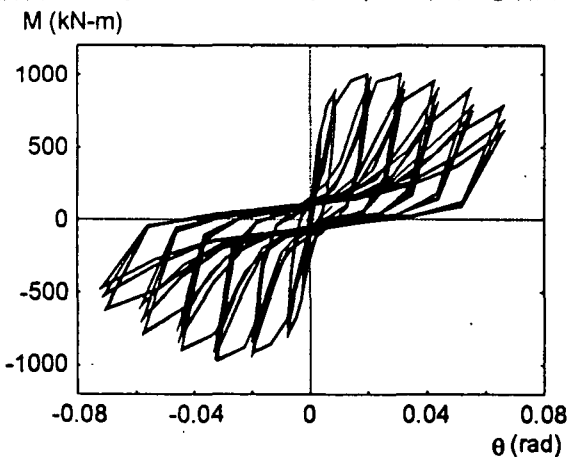
筋モデルは M-θ 関係の強度・剛性を低めに見積もり、引張側のアンカーボルト軸力を高めに評価するので、これらについては安全側のモデルとなるが、圧縮側のアンカーボルト軸力については零と評価するので危険側となる。

(3) 繰り返し荷重下の挙動

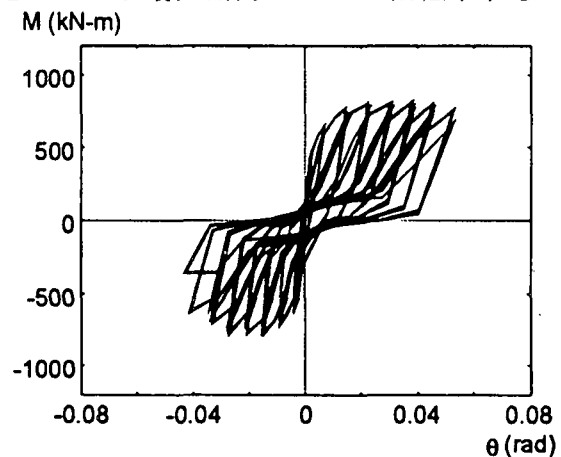
単調載荷実験と同じ材料、諸元の供試体を用い、繰り返し載荷実験を実施した。載荷の方法としては、鉛直荷重を設計荷重 (343 kN) に固定し、繰り返し水平力を ECCS の基準に従い載荷した。

繰り返し載荷で得られた定着部の M-θ 関係のヒステリシスループを杭方式、鉄筋コンクリート方式について図-2.13 に示す。また、図-2.14 には単調載荷条件下の M-θ 関係と図-2.13 より求められた M-θ 関係の各振幅第 3 サイクル目の包絡線を示している。

図-2.13 より杭方式、鉄筋コンクリート方式とも、定着部の変形が大きくなると、アンカーボルトの残留塑性変形により、いずれもスリップ型の復元力特性を示すようになり、鉄筋コンクリート脚と類似の挙動を示す。図-2.14 をもとに各方式による定着部の繰り返し載荷時の挙動と単調載荷時の挙動とを比べると、いずれも繰り返しにより最大耐力が 2～3 割低下するが、杭

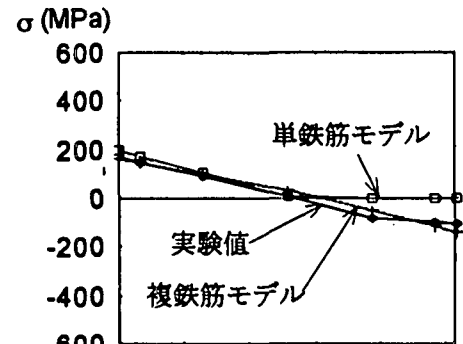


a. 杭方式

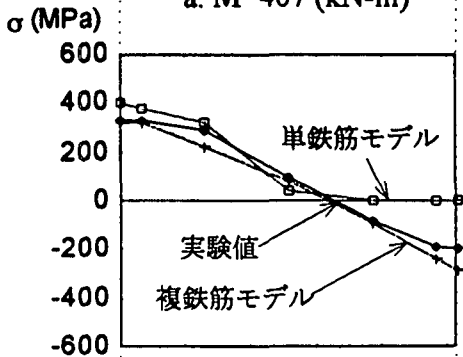


b. 鉄筋コンクリート方式

図-2.13 繰り返し載荷時の M-θ 関係



a. M=407 (kN-m)



b. M=793 (kN-m)

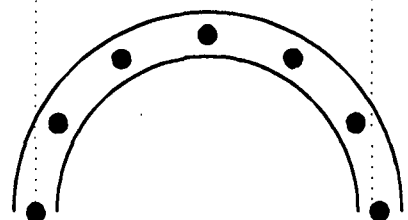
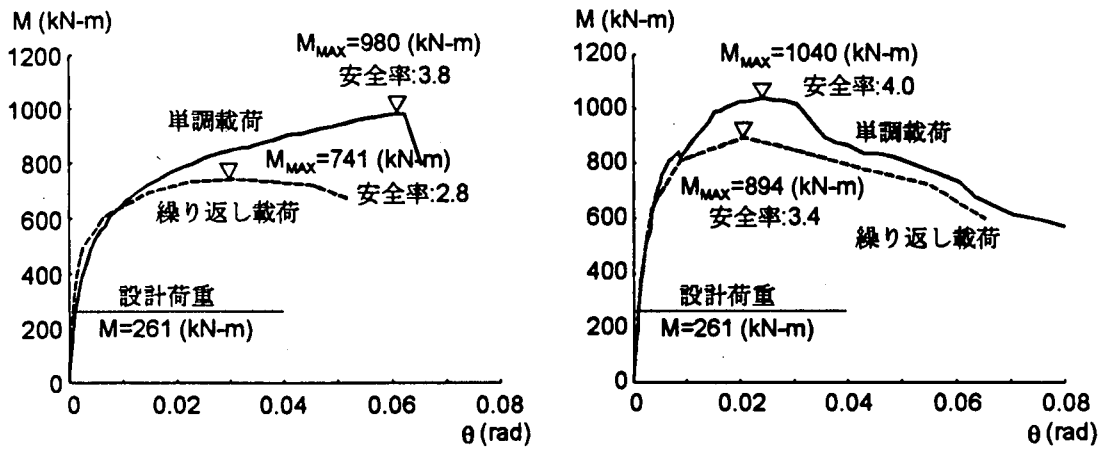


図-2.12 アンカーボルトの軸力分布
(鉄筋コンクリート方式)



a. 杭方式

b. 鉄筋コンクリート方式

図-2.14 定着部の M-θ 関係

方式による方がやや低下率大きい。このような繰り返しによる劣化のメカニズムを実験結果をもとに説明する。まず杭方式については、繰り返し載荷ではフーチングのひび割れは単調載荷に比べ脚基部周辺に多く発生し、特にベース下モルタル及びフーチングの圧壊により最大耐力が決定される。最大耐力到達後の荷重の低下はゆるやかである。鉄筋コンクリート方式では、繰り返し載荷と単調載荷により破壊のメカニズムがかなり異なっている。前者は杭方式と同様ベース下モルタルならびにフーチングの圧壊により最大荷重に到達し荷重がゆるやかに低下する。一方、後者については、先に述べたように、フーチングのせん断破壊（コーン破壊）により最大荷重到達後大きく荷重が低下する。一般に最大荷重到達前のアンカー部の挙動はアンカーボルトの変形に支配され、最大耐力到達後にはひび割れ進展によりコンクリートフーチングの挙動が関与してくる。

2.5 アンカー部の挙動を考えた耐震設計法

現行の設計法ではアンカー部と橋脚躯体ともに同等の設計荷重と安全率が考慮されており、その耐力に優劣を付けるという明確な考えはない。しかしながら、アンカー部は橋脚躯体をフーチングに定着するための重要な構造であり、橋脚の耐震性に大きな影響を与える。また、アンカー部が被害を受けた場合は、その補修が大規模となる。したがって、基本的には、アンカー部は橋脚躯体以上の耐力を持ち、かつ、地震荷重に対してアンカーボルトが降伏しないことが望ましい。「復旧仕様」^{2.13)}では、このような考えに基づき、現行の震度法が対象としている基準水平震度 $k_{hc} = 0.2$ 程度の中規模地震に対して、アンカー部の許容応力の割り増しをしないことを規定している。しかしながら、この結果、アンカー部の構造が大きくなる

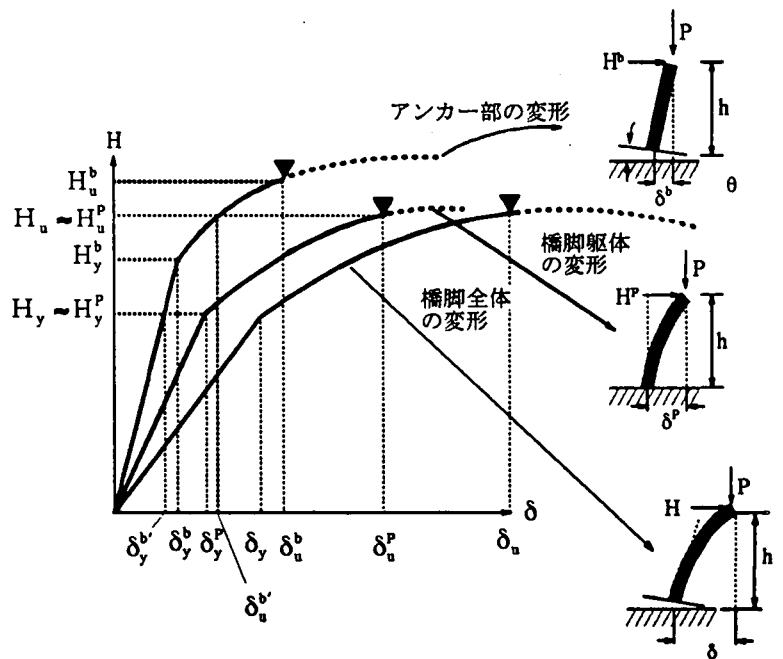


図-2.15 橋脚躯体とアンカー部の変形を考慮した橋脚の水平力-水平変位関係の概念図

ことは避けられない。さらに、兵庫県南部地震レベルの大地震 ($k_{hc} = 1.5 \sim 2.0$) を対象とした地震時保有水平耐力の照査を行う場合には、震度法と同様な考え方を踏襲し、アンカーボルトの塑性化を許さないと、都市内など、基礎の規模が制限を受ける場合には定着部の設計がかなり困難になると考えられる。また、既存の橋脚躯体を耐震補強をする場合、橋脚躯体の耐力の上昇は避けられず、地震時にアンカーボルトの塑性化を許さない設計はさらに難しくなる。

兵庫県南部地震程度の大地震の再現期間は、少なくとも鋼製橋脚の耐用年数に比べ長いことを考えると、このクラスの地震に対するアンカーボルトの塑性化を補修の困難さの観点から議論することは必ずしも現実的ではないと考えられる。ただ、無制限にアンカーボルトの塑性変形を許すのではなく、やはり、鋼製橋脚の機能は保持する範囲に押さえる必要がある。このためには、アンカー部と鋼製橋脚躯体相互の終局挙動を考慮する必要がある。ここでは、アンカー部の塑性変形を考慮した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の照査方法を説明する。

図-2.15 は、アンカー部、橋脚躯体が橋脚全体の終局挙動にどのように関係するかを水平荷重-水平変位の関係において概念的に示したものである。図中の記号は以下のような意味を持っている。

H_y : 橋脚の降伏水平力

H_y^p : 基部を固定とした橋脚の降伏水平力

H_y^b : アンカー部の降伏水平力(アンカーボルトの降伏)

H_u : 橋脚の終局水平耐力

H_u^p : 基部を固定とした橋脚の終局水平耐力

H_u^b : アンカー部の終局水平耐力

δ_y : 橋脚の降伏水平変位

δ_y^p : 基部を固定とした橋脚の降伏水平変位

δ_y^b : アンカー部の回転による降伏水平変位

δ_y^b : H_y^p が作用したときのアンカー部の回転による水平変位

δ_u : 橋脚の終局水平変位

δ_u^p : 基部を固定した橋脚の終局水平変位

δ_u^b : アンカー部の回転による終局水平変位

δ_u^b : H_u^p が作用したときのアンカー部の回転による水平変位

なお、「復旧仕様」の震度法ではアンカー部の降伏水平力 H_y^b は橋脚躯体の降伏水平力 H_y^p より高く設定されているので、アンカー部の終局水平耐力 H_u^b も H_u^p より大きくなる場合が多いものと考えられ、ここでは以下の関係が以下の関係が成立するものと仮定する。

$$H_y^p < H_y^b, H_u^p < H_u^b \quad (2.1 \text{ a,b})$$

アンカー部の挙動を考慮した鋼製橋脚の降伏水平力 H_y 、水平耐力 H_u は幾何学的非線形効果を見れば、基部を固定した鋼製橋脚の降伏水平力 H_y^p 、水平耐力 H_u^p とほぼ等しい。すなわち

$$H_y \sim H_y^p, H_u \sim H_u^p \quad (2.2 \text{ a,b})$$

したがって、地震時保有水平耐力照査において、アンカー部の挙動を考慮することにより差が生ずるのは許容塑性率の値である。許容塑性率の算定において、橋脚の各変位量を近似的に橋脚躯体とアンカー部のそれぞれの変位成分に近似的に分けて示すと次のようになる。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} = 1 - \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\alpha} \left(\frac{\delta_u}{\delta_y} \right) \approx 1 - \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\alpha} \frac{\delta_u^p + \delta_u^{b'}}{\delta_y^p + \delta_y^{b'}} \quad (2.3)$$

α : 安全係数 (例えば $\alpha=1.5$)

また等価水平震度 k_{he} は μ_a を用いて次のように表される。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{\left(1 + \frac{H_a}{H_y}\right) \mu_a - \frac{H_a}{H_y}}} \quad (2.4)$$

$$H_a = H_y + \frac{H_u - H_y}{\alpha} \quad (2.5)$$

k_{hc} : 基準水平震度 (1.5~2.0)

ここに $\delta_y, \delta_u, H_y, H_u$ はそれぞれ 2.4 で提示したアンカー部モデルを骨組の複合非線形解析に導入することで算定される。また、 k_{he} は式(2.2)と(2.3)をもとに近似的に、基部が固定された鋼製橋脚の複合非線形解析より得られる $\delta_y^p, \delta_u^p, H_y^p, H_u^p$ と 2.4 のアンカー部モデルより得られる M- θ 関係から算定される $\delta_y^{b'}, \delta_u^{b'}$ を用いて計算することもできる。

鋼製橋脚基部が固定される場合には許容塑性率 μ_a^p が

$$\mu_a^p = 1 + \frac{\delta_u^p - \delta_y^p}{\alpha \delta_y^p} = 1 - \frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\alpha} \frac{\delta_u^p}{\delta_y^p} \quad (2.6)$$

であることからアンカー部の塑性変形を考慮した許容塑性率 μ_a とアンカー部を固定とした場合の許容塑性率 μ_a^p との関係は以下ようになる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{I} \quad \frac{\delta_u^{b'}}{\delta_y^{b'}} > \frac{\delta_u^p}{\delta_y^p} \text{ のとき} \quad \mu_a > \mu_a^p \\ \text{II} \quad \frac{\delta_u^{b'}}{\delta_y^{b'}} = \frac{\delta_u^p}{\delta_y^p} \text{ のとき} \quad \mu_a = \mu_a^p \\ \text{III} \quad \frac{\delta_u^{b'}}{\delta_y^{b'}} < \frac{\delta_u^p}{\delta_y^p} \text{ のとき} \quad \mu_a < \mu_a^p \end{array} \right\} \quad (2.7 \text{ a-c})$$

I は橋脚躯体の降伏後終局耐力に至るまでのアンカー部の変形率 $\delta_u^{b'}/\delta_y^{b'}$ が橋脚躯体そのものの塑性率 δ_u^p/δ_y^p より大きい場合で、このようなときには、アンカー部の塑性化を許容することで、等価水平震度が低下する。一方、III は I と異なり、アンカー部の変形率が橋脚躯体の塑性率より小さい場合で、アンカー部の塑性化を許容することで逆に等価水平震度は増加する。

参考文献

- 2.1) 西沢紀昭、玉置脩、山内博、小寺重郎：道路橋鋼脚柱アンカー部の設計と強度に関する実験研究、コンクリート工学、Vol.13, No.2, pp93-109, 1975
- 2.2) 秋元泰輔、桜井順、宮内博良：フーチングにおける鋼橋脚アンカー部の破壊機構と補強方法、橋梁と基礎、Vol.19, No.10, pp18-26, 1985
- 2.3) 上條崇、後藤芳顯、日比幸一、藤原英之、小畑誠：曲げおよび軸力を受ける鋼脚注定着部の繰返し載荷実験、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集 I-34, pp68-69, 1994.
- 2.4) Goto, Y. and Obata, M : Design Practice and Behavior of Steel Bridge Pier Connections in Japan, Proc. of 2nd State of the Art Workshop on Semi-Rigid Behavior of Civil Engineering Structural Connections, COST C1, pp225-234, Prague, 1994
- 2.5) 後藤芳顯、日比幸一、上條崇、藤原英之、小畑誠：アンカーフレーム杭方式による鋼脚柱

- 定着部の繰り返し載荷実験、構造工学論文集、Vol.41A, PP.1137-1143, 1995
- 2.6)上條崇、後藤芳顯、藤原英之、小畑誠、高橋宣男：アンカーフレーム単鉄筋方式による鋼脚柱定着部の繰り返し載荷実験、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集 1-26, pp52-53, 1995
- 2.7)Goto,Y., Fujiwara,H. and Kamijo,T. : Effect of Column Base Restraint on Overall Stability of Frame-Type Bridge Piers, Proc. of the 4th PSSC, Vol.1, pp573-580, 1995
- 2.8)後藤芳顯、上條崇、藤原英之、小畑誠：鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察、構造工学論文集、Vol.42A, 1996 (掲載予定)
- 2.9)首都高速道路公団：鋼構造物設計基準、平成4年
- 2.10)名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準、昭和62年
- 2.11)阪神高速道路公団：設計基準第2部、構造物設計基準(橋梁編)、平成2年
- 2.12)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、平成2年2月
- 2.13)鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告－阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計－、p.108, 平成7年5月
- 2.14)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月