

単調載荷条件下での矩形断面鋼製橋脚 アンカ一部の終局挙動とモデル化

田嶋仁志¹・半野久光²・藤原英之³・後藤芳顯⁴

¹正会員 工修 首都高速道路公団 第2建設部設計課 (〒151-0053 東京都渋谷区代々木2-1-1)

²正会員 首都高速道路公団 工務部設計技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)

³正会員 トピー工業株式会社 鉄構事業部設計部 (〒441-8510 愛知県豊橋市明海町1番地)

⁴正会員 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

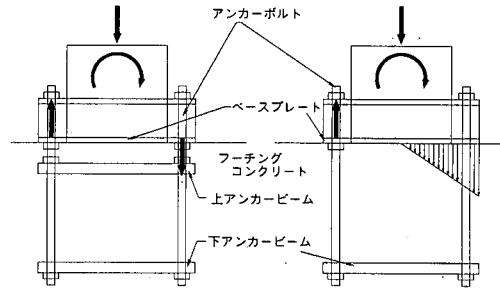
単調載荷条件下での杭方式による矩形断面鋼製橋脚アンカ一部の力学的挙動を明らかにするため大型模型実験を実施した。同時に、アンカ一部のモデル化について、円形断面橋脚アンカ一部で既に妥当性が確認されている Component Method と、道路橋示方書に基本的に準拠した RC 複鉄筋断面モデルの検証をおこなった。Component Method についてはここでもその妥当性が確認され、汎用性のあるモデルであることが確認された。RC 複鉄筋断面モデルについては、材料構成則と平面保持仮定断面の設定をより実状に合致させることにより、実挙動を比較的精度良く解析できることが判明した。

Key Words : rectangular column, pier anchorage, connection model, seismic design

1. まえがき

平成7年1月の阪神淡路大震災での被災状況を受けた、平成7年2月建設省より通知された「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)¹⁾以降、これまでに各機関における鋼製橋脚躯体の耐震設計手法、構造細目についての研究成果が報告され、現在運用されている。そこでは、橋脚躯体と基礎フーチングの接合部となるアンカ一部を、橋脚躯体終局耐力と同等以上の耐力を有するように設計することを基本としている。すなわち、アンカ一部の耐力算定精度が橋脚全体の耐震性能に大きく影響を与える結果となる。

しかしながら、現時点でのアンカ一部の終局挙動に関する研究実績は、幾つかの報告^{2)~8)}があるものの、橋脚躯体に比較して少ない。道路橋示方書⁹⁾においても、アンカ一部耐力算定方法について記載しているものの確立された手法には至っていない。文献^{4)~8)}では、これまで円形断面橋脚のアンカ一部について単調ならびに繰返し載荷実験を実施し、種々の検討をおこなっている。この結果、まず、単調載荷時の挙動が Component Method により精度良く解析し得ることを示している^{4), 5)}。また、動的応答解析への適用を目的として、Component Method により理論的に求められたスケルトンカーブと、実験の履歴ループを組み合



(a) 杭方式 (b) 鉄筋コンクリート方式
図-1 震度法レベルでの定着方式

わせたマクロ的な復元力モデルの定式化手法を示している⁶⁾。さらにこのアンカ一部の復元力モデルによる橋脚構造を含めた非線形動的応答解析結果により、先の震災時に見られた損傷傾向を定性的に再現できること、またアンカ一部が橋脚全体の挙動に大きな影響を与える場合があることなども報告している^{7), 8)}。

そこで本研究では、これまでに検討例のない矩形断面橋脚アンカ一部について、縮尺率1/2.5~1/3の大規模供試体を用いた単調載荷条件下での実験をおこない基本的な耐荷力特性を把握する。同時に円形断面橋脚で、その精度と整合性が確認されている Component Method による解析法と、道路橋示方書に準じたアンカ一部の簡易的な耐力算定モデルとして知られる、平

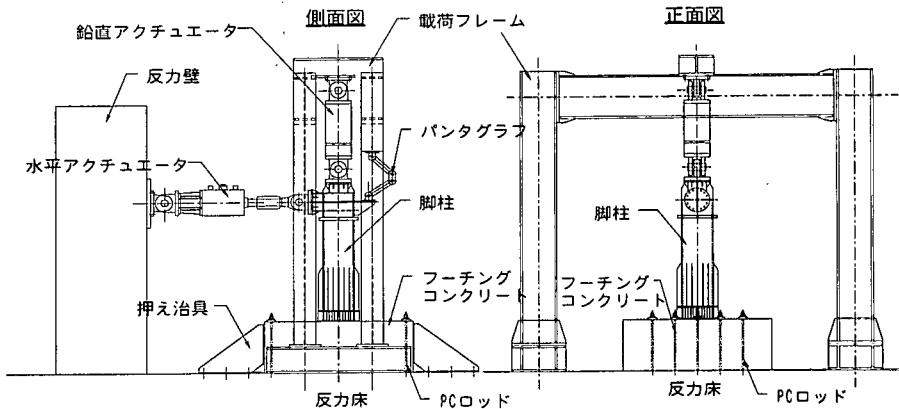


図-2 実験概要図

面保持の仮定に基づいた鉄筋コンクリート断面モデル（以下、RC断面モデル）による解析手法の適用性についての検討をおこなうことを目的としている。

なお、アンカーボルトの耐震性能を評価する上では、繰返し荷重条件下での特性や動的効果の影響について考慮する必要がある。本研究で筆者らは同時に繰返し載荷条件下での実験とその復元力モデルの定式化も試みている。これについては別に報告する予定である¹⁰⁾。

ここで、現在多く使用されるアンカーボルトの震度法レベルの設計荷重における定着方式としては、図-1(a)に示す杭方式^{11), 12)}（以下、杭方式モデル）と図-1(b)に示す鉄筋コンクリート方式¹³⁾がある。前者は、ベースプレート下のコンクリートを無視し、脚柱からの引張力および圧縮力はすべてアンカーボルトを介してフーチング内のアンカービームに伝達される仮定による。後者は、引張力は前者と同様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が、圧縮力は脚柱ベースプレートから直接支圧力としてフーチングに伝達されるモデルである。このうち、今回研究の対象とするのは、杭方式モデルによる定着方式に限定している。

2. 実験方法

(1) 実験概要

汎用の2軸載荷構造物試験機を使用して、死荷重を想定した一定鉛直荷重下で、地震による上部工水平荷重を想定した水平荷重を一方向に載荷する単調載荷実験を実施する。供試体は、実構造の約1/3の縮尺率となる杭方式アンカーフレーム構造を有する、矩形断面・鋼製橋脚とフーチングコンクリートで構成している。

図-2に実験概要図を示す。

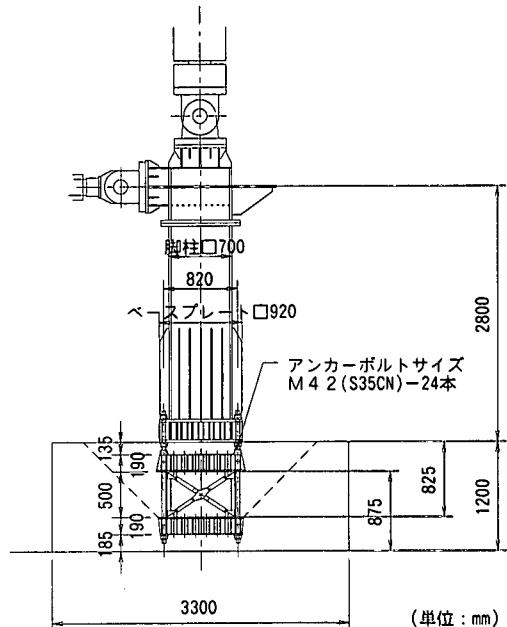


図-3 供試体主要寸法図

(2) 供試体の設計

供試体の設計では、まず実構造に対する縮尺率1/3という条件より、図-3に示すアンカーボルト径、アンカーボルト配置、橋脚断面、アンカーフレームサイズ、埋め込み深さ、およびフーチングなどの基本寸法を設定した。なお、アンカーボルトの材質は使用頻度の多いS35CNとした。その後、個々の構成部材について以下の要領にて、詳細の設計をおこなっている。

a) 設計荷重の設定

アンカーボルトで支配的な設計荷重は、鉛直荷重と基部モーメントである。実験ではまず実構造における杭方式モデルで算定される鉛直荷重によるアンカーボルト作用軸力と、アンカーボルト降伏軸力の比（以下、降

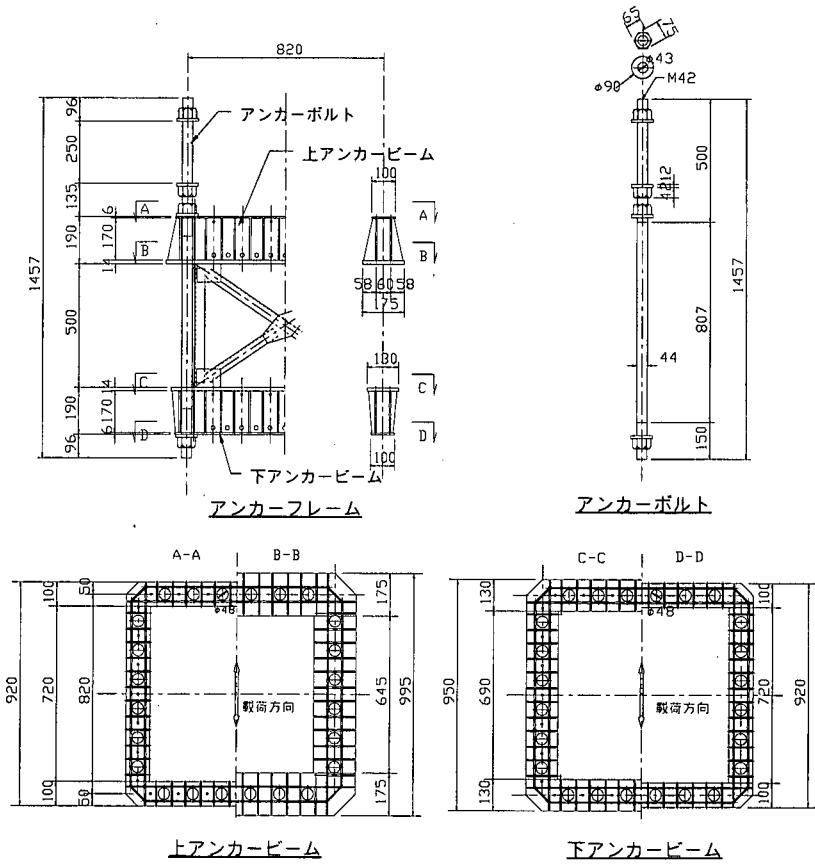


図-4 供試体のアンカーフレーム

A-A B-B

伏軸力比)についての調査をおこない、その結果から、降伏軸力比 15%となる供試体での換算設計鉛直荷重 $V=1330\text{kN}$ を決定した。そのうえで、杭方式モデルによる圧縮側外縁アンカーボルトの作用応力が、鉛直荷重によるアンカーボルト作用応力との和で許容応力の 1.7 倍となる設計基部モーメント $M=2030\text{kNm}$ を設定した。なお、アンカーボルトの許容応力度の割り増し率 1.7 は、文献 11)での地震時の荷重組み合わせを想定したものである。

b) アンカーフレーム

アンカーフレームは上記設計荷重に対して、地震時の許容応力度の割り増し率を考慮して、文献 11) に従い設計をおこなった。アンカーフレーム供試体を図-4 に示す。

c) フーチングコンクリート

文献 4) での実験では、フーチングを含めた終局挙動を観察するため、フーチングについても実構造に即して必要鉄筋量を決定している。しかし今回の実験では、アンカ一部の主要構成部材である脚柱ベースプレート下部のコンクリートとアンカーボルトに着目した終局挙動を観察するため、フーチングはアンカーボル

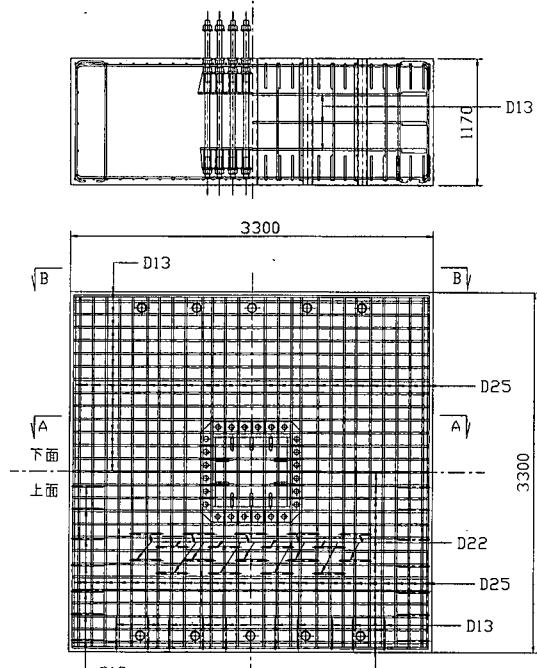


図-5 フーチングコンクリート配筋図

トの破断まで、曲げおよびせん断破壊をおこさない強度を有する設計とする。具体的な設計モデルは補遺 1 に示す。その上で、フーチングコンクリートの剛体変位を防止するために、図-2 のようにフーチング下面とテストベットの平坦性を確保して面支持とともに、固定治具により鉛直、水平方向の変位を拘束している。

図-5 にフーチングコンクリートの配筋図を示す。

d) 脚柱

脚柱は、アンカーボルトへの載荷治具としての取り扱いとする。よって、脚柱自体はベースプレートを含めて、アンカーボルトの引張強度に対応する荷重まで降伏応力以下となる断面で構成している。

(3) 載荷方法

所定の鉛直荷重 $V=1330\text{kN}$ を載荷した後、その鉛直荷重を一定に保持した状態で、変位制御でベースプレートの相対回転角を一方向に段階的に単調増加させる。

計測は水平変位目標値に到達した直後におこない、計測中は水平アクチュエータはその時点のストロークに保持する。

(4) 使用材料

供試体に使用した主要材料の仕様を実材料試験結果と併せて表-1 に示す。

(5) 計測項目

実験における計測項目を表-2 に示す。

3. 実験結果

(1) $M-\theta$ 関係

実験により得られたアンカーボルトの基部モーメント M とアンカーボルトの相対回転角 θ の関係を図-6 に示す。

図に示すように $M-\theta$ 関係では、設計荷重の約 1.7 倍の基部モーメント $M=3500\text{kNm}$ 、相対回転角 $\theta = 0.003\text{rad}$ 前後までほぼ線形弾性的な挙動を示し、それ以降、徐々に剛性が低下しながら基部モーメントは増加する。基部モーメントの最大値は、次章で示す現行の道路橋示方書⁹⁾に準拠した RC 複鉄筋断面による引張側外縁アンカーボルト降伏時の相対回転角 θ_y の約 34 倍となる $\theta=0.115\text{rad}$ 時の $M=7066\text{kNm}$ で、同算定荷重の約 2.2 倍、設計荷重の約 3.5 倍に相当する。なお、最終的に実験は $\theta=0.124\text{rad}$ での引張側外縁角部に位置する 1 本のアンカーボルト破断に伴う急激な荷重低下により終了している。

表-1 主要材料仕様

	設計仕様	材料試験結果
アンカーボルト	S35CN $\sigma_{sy}=305\text{ MPa}$	$\sigma_{sy}=365.2\text{ MPa}$ $\sigma_{max}=574.3\text{ MPa}$
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{ MPa}$	$\sigma_{max}=29.3\text{ MPa}$ (一軸圧縮強度)
橋脚基部後打ちコンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{ MPa}$	$\sigma_{max}=45.1\text{ MPa}$ (一軸圧縮強度)

表-2 計測項目

部 位	項 目
アクチュエータ	荷重・ストローク
アンカーボルト	ひずみ・伸び
アンカーピーム	ひずみ
脚柱・ベースプレート	変位
フーチングコンクリート	変位・クラック進展状況

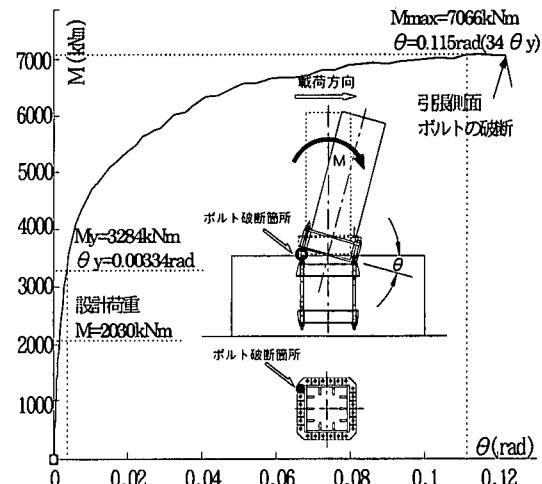
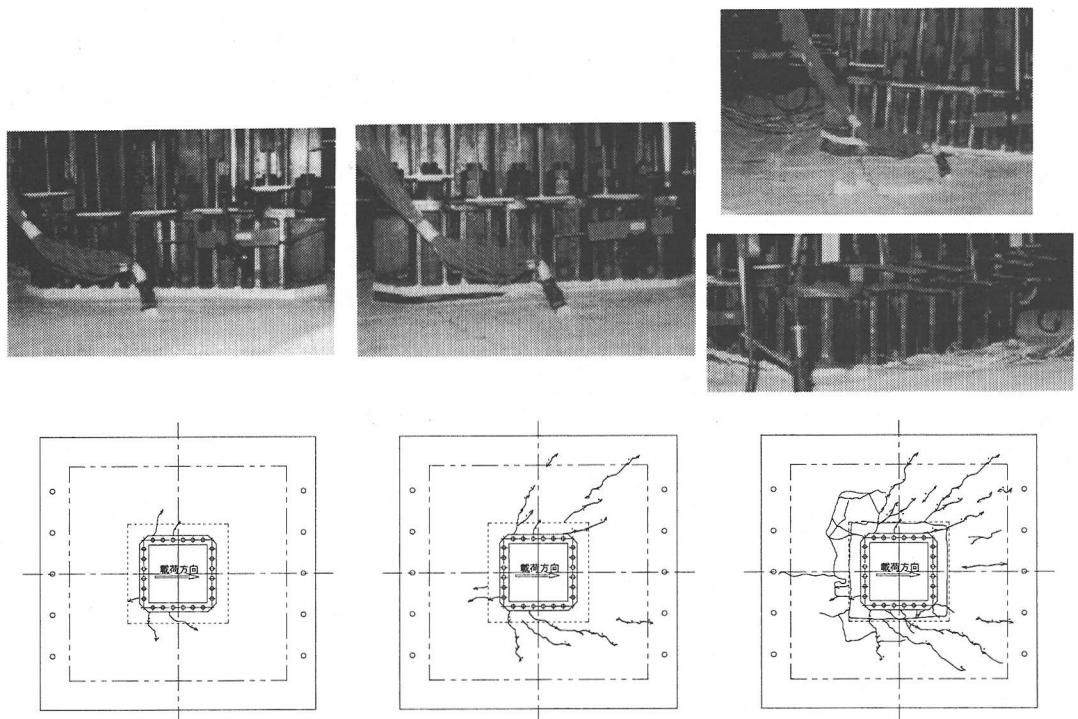


図-6 基部モーメント-相対回転角曲線

(2) 破壊性状

実験時の脚柱ベースプレート周辺部コンクリートとアンカーボルト部の状況を図-7 に示す。図には水平荷重載荷位置での水平変位 δ の増加に伴うフーチングコンクリート天端のひび割れ進展状況を併せて示している。実験中の観察によれば、図-7 (a) に示す $\theta = 0.0041\text{rad}$ ($\delta = 25\text{mm}$)、設計荷重の約 1.8 倍となる $M=3570\text{kNm}$ 時に、定着部のモーメントによりアンカーボルトに引張力が作用する側のベースプレート縁でフーチングとベースプレートとの微細な離間が確認されている。その後、離間量は図-8 のベースプレート縁の鉛直変位量と水平荷重載荷位置での水平変位 δ の関係に示すように、 δ の増加に比例して増大していく。一方、反対側の定着部モーメントにより圧縮力が作用する側のベースプレート縁は、 δ の増加とともにフー



(a) $\theta=0.0041\text{rad}$ ($\delta=25\text{mm}$)

(b) $\theta=0.048\text{rad}$ ($\delta=150\text{mm}$)

(c) 実験終了時 ($\theta=0.124\text{rad}$ [$\delta=344\text{mm}$])

図-7 ひび割れ進展状況

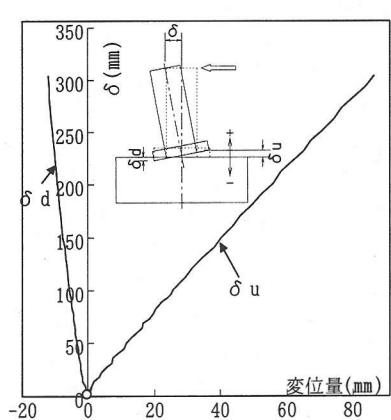


図-8 橋脚頭部水平変位量と
ベースプレート縁鉛直変位量

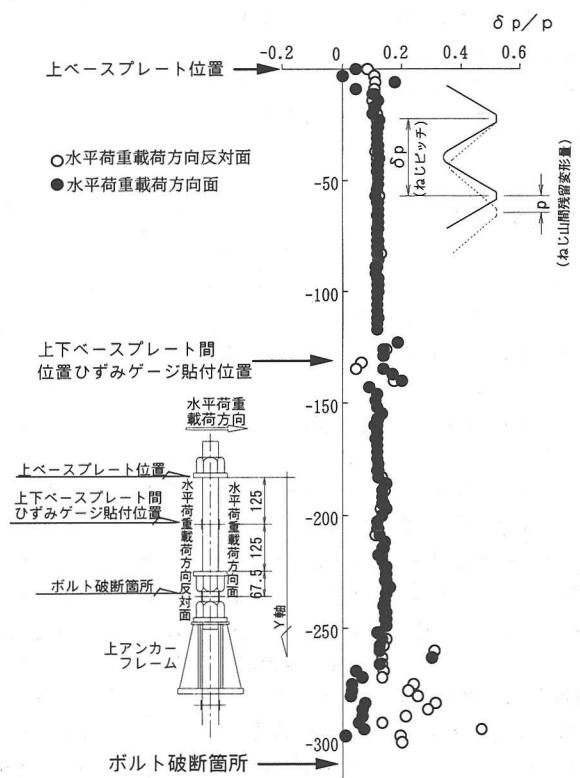


図-9 破断したアンカーボルトのねじ山間の残留変位

チング表面からコンクリートに沈み込んでいくが、数値的には離間量に比べて小さい。最大荷重時で離間量は 86mm、沈み込み量は 12mm である。フーチング天端のコンクリートひび割れは、ベースプレートの離間と同時に、離間する側のベースプレート角部から放射状に現れている。その後、ベースプレートの圧縮力作用側にもひび割れが現れるとともに、既にあるひび割れについても圧縮力作用側に向かって主に進展していく傾向を示す。アンカーボルトが破断した実験終了時には、離間側ではフーチング内のアンカービームが上筋を上方に引き上げることにより、フーチングの表層に亀甲状の剥離が見られ、圧縮力作用側では放射状のひび割れがフーチングの端面近くまで進展している。

破断したアンカーボルトは、図-6 に示す引張側外縁角部の 1 本で、破断箇所はベースプレートと上アンカービーム間のひずみゲージ貼付のため、ねじ山を削除した箇所である。図-9 には、破断したアンカーボルトのねじピッチから算出した残留変位の分布を示す。図に示すように、ひずみゲージ貼付位置ではねじ山の切削加工によりデータのはらつきがあるものの、アンカーボルトの破断箇所から上ベースプレートまでの間でほぼ一様にひずみ率で 10% 程度の残留変形を示しており、最終的にこの間は一様な伸びが発生していたものと考えられる。また、図-9 に示すように破断箇所の近傍では水平荷重載荷方向面の残留ひずみは減少し、その反対面では増加している。これは、基部モーメントにより引張力と同時に、局所的な曲げモーメントがアンカーボルトに作用した結果と考えられる。

4. アンカー部のモデル化と検証

(1) モデル化

現在、アンカー部の挙動を算定するモデルとして提示されている 2 種のモデルについてその適用性を検討する。

a) Component Method⁵⁾による計算法

アンカーボルトおよびフーチングコンクリートをそれぞれに対応する一軸要素を用いてモデル化した解析手法である。詳細は文献 5) に示されているので、ここでは、モデルの概念図を図-10 に示す。なお、本論文では杭方式のアンカー部を対象としているので、モデルについては、文献 5) で示される複鉄筋モデルを採用している。また、アンカーボルト要素については、ねじ部と軸部の断面積の変化を考慮している。

b) RC 複鉄筋断面モデルによる簡易計算法

道路橋示方書⁹⁾に準拠し、一般的に用いられている RC 断面モデルに基本的に對応する。また、本論文で

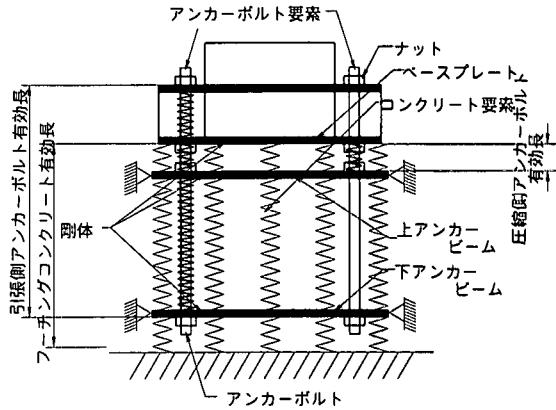


図-10 Component Method モデル概念図

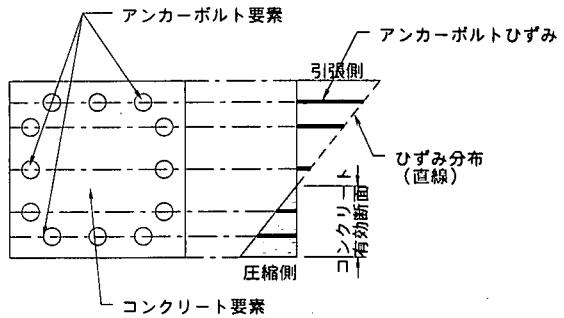


図-11 RC 複鉄筋モデル概念図

の検討対象は杭方式に限定していることから、RC 複鉄筋断面のモデル化を採用する。

周知のように本モデルは、アンカーボルトを引張りおよび圧縮力に抵抗する鉄筋断面、脚柱ベースプレート下面コンクリートを圧縮力のみに抵抗するコンクリート断面と見立てた鉄筋コンクリート断面において、図-11 の概念図に示すように、維ひずみが中立軸距離に比例するという平面保持の仮定に基づく計算方法である。本モデルでは、一般的にフーチングに直接接する脚柱ベースプレートの断面をコンクリートの有効断面としてモデル化している。しかしながら、鉄筋とコンクリートの付着力で連続的に鉄筋が定着している一般的な RC 構造に対して、アンカーフレーム構造でのアンカーボルトへの圧縮力の伝達は、脚柱ベースプレート下に配置されたナットを介する。よって、アンカーボルトに引張り・圧縮の両方向力が作用する本来の RC 複鉄筋断面が成立するのは、少なくとも脚柱ベースプレート下に配置されるナットより下面であると考えられる。以上の理由により、本論文で示す計算では、従来方針に準拠し、脚柱ベースプレート断面を RC 断面とするモデルに加えて、図-12 に示すように、脚柱ベースプレートと上アンカービーム上面の中間点を計

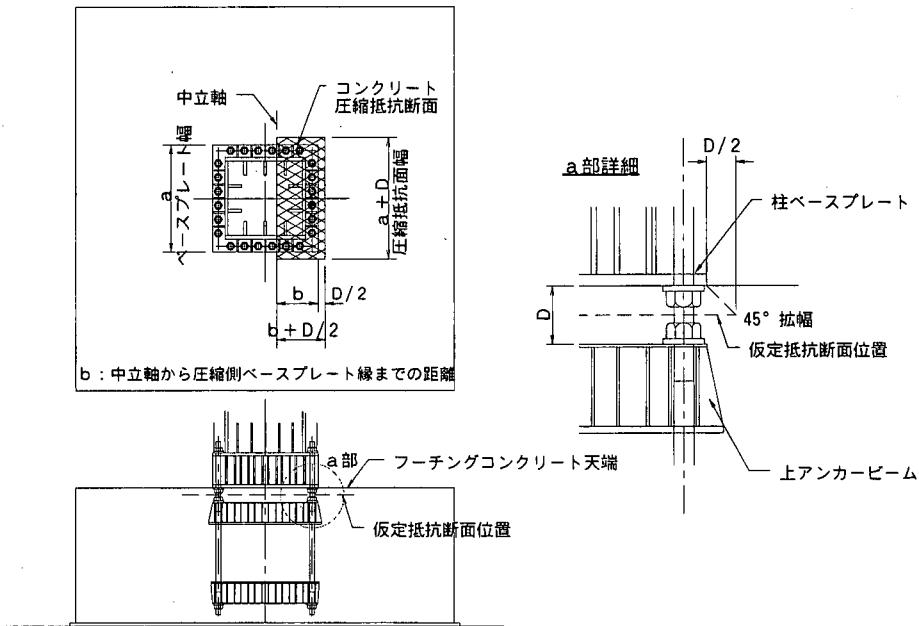


図-12 RC 複鉄筋モデル計算断面位置

算上のRC複鉄筋の仮定面としたモデルについても検討をおこなう。なお、後者のモデルでは、ベースプレートから直接フーチングに伝達される圧縮力は、計算上のRC複鉄筋仮定面まで45°範囲で伝搬するものと考え、コンクリート圧縮抵抗面積の拡大を考慮した断面を適用している。また、両モデルとともに、アンカーボルトの有効断面積はねじ部谷径と有効径の平均値から算定し、側面アンカーボルトを含めた断面でモデル化している。

ここで、本モデルではRC仮定面でのみ梁の仮定を導入しており、梁の有効長が設定されていないため、このままでは回転量を直接算定できない。よって、本検討ではRC複鉄筋断面モデルにおいて回転角を算定するべく、RC断面梁の有効長の設定についても試みる。

構成部材に着目した有効長としては、フーチングコンクリート厚、引張側または圧縮側アンカーボルト定着点間距離の3種類の設定法が考えられる。このうち、コンクリートとアンカーボルトで抵抗する圧縮力と比較して、アンカーボルトのみで抵抗する引張力の方が概念的に明解であること、および補遺2に示す試行計算の結果から判断して、引張側アンカーボルトの定着点間距離である上ベースプレート上端から下アンカービーム下端までと仮定した。すなわち、式(1)、式(2)により、RC複鉄筋断面計算で得られる引張側外縁アンカーボルトのひずみ値にアンカーボルトの有効長を乗じて伸び量に換算し、その伸び量と中立軸からの距離により回転角を算定する。なおその際、アンカーボルトのねじ部と軸部の断面変化への対処として、ねじ部

で算定される応力値に対して、式(3)に示すように断面積比から軸部の作用応力を算定する。この軸部作用応力に相当する軸部ひずみ値を適用する材料構成則から計算し、式(2)によりそれぞれのひずみ値と要素長を乗じた和をアンカーボルト全体の伸び量として扱う。

$$\theta = \frac{\delta_{st}}{d} \quad (1)$$

$$\delta_{st} = \varepsilon_{stt} L_{stt} + \varepsilon_{stm} L_{stm} \quad (2)$$

$$\sigma_{stm} = \frac{A_{stt} \sigma_{stt}}{A_{stm}} \quad (3)$$

ここで、

θ : 基部回転角

δ_{st} : 引張側外縁アンカーボルト全体の伸び量

d : 引張側外縁アンカーボルトから中立軸までの距離

L_{stt} : 引張側アンカーボルトのねじ部有効長

L_{stm} : 引張側アンカーボルトの軸部有効長

ε_{stt} : RC複鉄筋断面計算で得られる引張側外縁アンカーボルトねじ部のひずみ

ε_{stm} : ねじ部のひずみが ε_{stt} となる軸力で生ずる軸部のひずみ。式(3)の σ_{stm} でのひずみ値を、適用する材料構成則から求める。

σ_{stm} : 引張側外縁アンカーボルト軸部の作用応力

σ_{stt} : 引張側外縁アンカーボルトねじ部の作用応力

A_{stt} : 軸部の断面積

A_{stm} : ねじ部の有効断面積

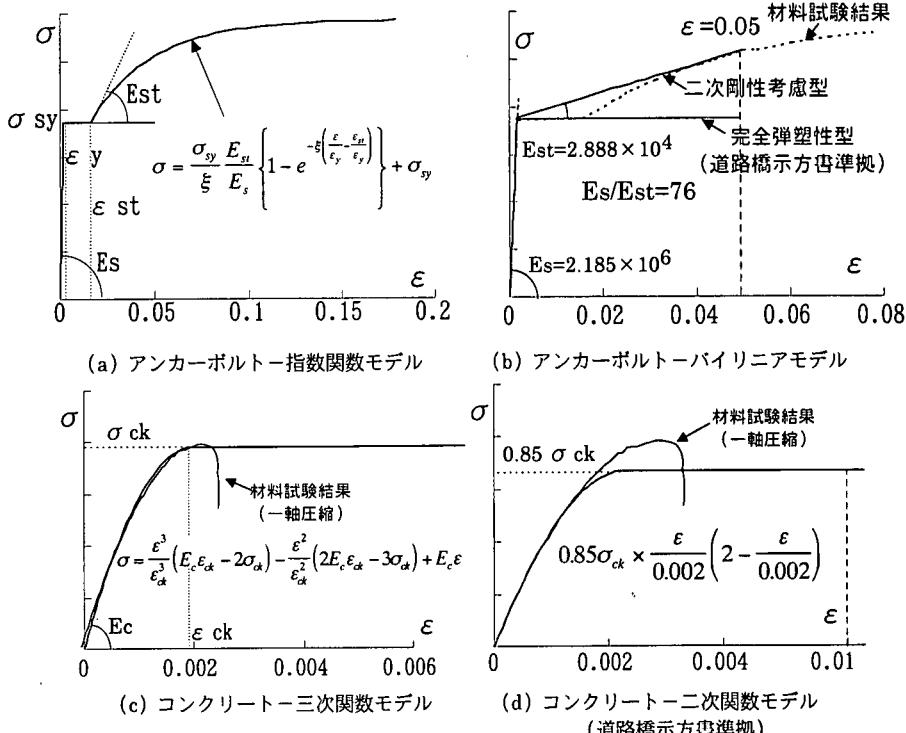


図-13 材料構成則

表-3 適用モデルと材料構成則

	アンカーボルト	コンクリート	断面形状
Component Method モデル	指数関数	三次関数	ベースプレート断面
RC 複鉄筋モデル (三次・指数関型)	指数関数	三次関数	ベースプレート断面+コンクリート圧縮抵抗面積拡大
RC 複鉄筋モデル (簡易型)	バイリニア (二次剛性考慮)	二次関数	ベースプレート断面+コンクリート圧縮抵抗面積拡大
RC 複鉄筋モデル (道路橋示方書準拠型)	バイリニア (完全弾塑性)	二次関数	ベースプレート断面

(2) 材料構成則

a) アンカーボルト

Component Methodにおいては、矩形断面橋脚における実挙動の再現性の検証という観点からの比較をおこなうことを目的とし、文献 5) と同様、実材料の非線形性を忠実に再現しえるモデルとして、降伏棚を持つ指数関数による近似式を定義した。RC 複鉄筋断面モデルにおいては、上述の指数関数モデルに加えて、道路橋示方書⁹⁾に準拠した完全弾塑性モデルと、降伏後剛性をできるだけ簡素に表現できるモデルとして二次勾配を持つバイリニア曲線を採用した。このとき、二次勾配は降伏点と 5%ひずみ点の割線勾配とし、材料試験結果から一次勾配の 1/76 としている。

b) コンクリート

Component Method では、文献 5) と同様に実材料

挙動を精度良く再現できる三次関数近似式を定義する。RC 複鉄筋断面モデルにおいては、同じく三次関数モデルと、一般に用いられる道路橋示方書⁹⁾に準拠した二次関数モデルを使用する。ただし、設計基準強度 σ_{ck} は、材料試験で得られた一軸圧縮強度を使用する。また、コンクリートの材料構成則では、最大応力発生以後のひずみ域においても、周辺の拘束効果により、応力の低下はないものとしている。

各材料モデルを図-13 に、解析モデルと適用する材料構成則を表-3 に示す。

(3) M-θ 関係

図-6 の単調載荷実験による M-θ 関係を、各解析モデルの計算結果と併せて図-14 に示す。図ではアンカーボルト構成部材の損傷度の参照点として、各解析モデル

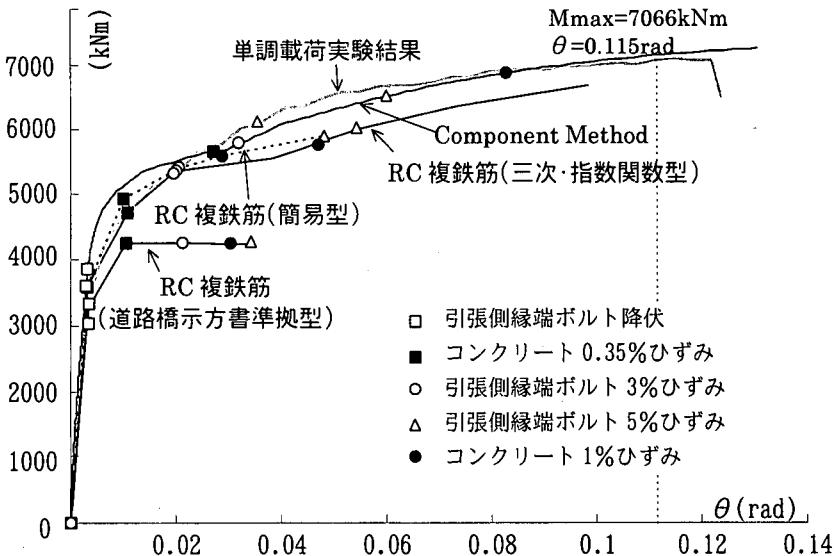


図-14 基部モーメント-相対回転角曲線

表-4 単調載荷実験結果と実験解析結果

実験結果		$\varepsilon_s = \varepsilon_y$			$\varepsilon_s = 5\%$	
	$M(kNm)$	3007	5373	6054		
	$\theta(rad)$	0.00294	0.0204	0.0357		
Component Method	$M(kNm)$	3874	5661	5759	6493	6850
	$\theta(rad)$	0.00332	0.0267	0.0316	0.0601	0.0829
RC複鉄筋モデル (三次・指数関数型)	$M(kNm)$	3587	4717	5327	5771	5949
	$\theta(rad)$	0.00306	0.0107	0.0198	0.0473	0.0543
RC複鉄筋モデル (簡易型)	$M(kNm)$	3586	4943	5394	5590	5889
	$\theta(rad)$	0.00306	0.0100	0.0204	0.0290	0.0479
RC複鉄筋モデル (道路橋示方書 準拠型)	$M(kNm)$	3284	4275	4259	4253	4252
	$\theta(rad)$	0.00334	0.0105	0.0213	0.0306	0.0341

ε_s : 引張側外縁アンカーボルトのひずみ値

ε_c : コンクリート圧縮縁のひずみ値

による引張側外縁アンカーボルトの降伏、伸びひずみが3%ならびに5%となる点、コンクリートの圧縮ひずみが0.35%および1%となる点を示し、各参照点でのM, θの値を表-4に示す。なお、アンカーボルト鋼材の材料構成則としてバイリニア曲線を適用したモデルでは、二次剛性を伸びひずみ5%の割線で作成しているため、アンカーボルトの伸びひずみが5%となる時点で計算を終えている。

図表に示すように、Component Methodによる算定値は、引張側外縁アンカーボルト降伏時の基部モーメントが実験結果に比べて若干高く、M=4000～5000kNmの範囲における剛性の低下が小さい。その後、M=5500kNmを越えて急激に剛性が低下するが、

$\theta=0.030\text{rad}$ 程度から再び剛性が上昇し、それ以降、実験での終局範囲まで実験結果に良く一致した結果となっている。引張側外縁アンカーボルトの降伏時から $\theta=0.010\text{rad}$ の範囲で基部モーメントの算定値が実験結果より高いのは、Component Methodではアンカーボルトを一軸要素としているため、アンカーボルトに作用する曲げにより生じる局所的な曲げ降伏による剛性低下を無視していることによる影響と考えられる。

Component Methodと同じ材料構成則を用いたRC複鉄筋断面モデルでは、計算上の引張側外縁アンカーボルトの伸びひずみ $\varepsilon_s=3\%$ までの範囲で実験結果に良く一致している。 $\varepsilon_s=3\%$ 以降の範囲では、Component Methodでの傾向と同様に、アンカーボル

ト鋼材の材料構成則上での降伏棚の影響による一時的な剛性の低下域が現れる。しかし、Component Method に比較して剛性の低下域が大きく現れるため、その分、 $\varepsilon_s = 5\%$ 時の基部モーメントは実験結果にほぼ一致するものの、相対回転角は大きめに算定される。

同じ RC 複鉄筋断面モデルで、材料構成則を簡易化したモデルでは、引張側外縁アンカーボルトの伸びひずみ $\varepsilon_s = 3\%$ 時の基部モーメント、相対回転角は実験結果に良く一致する。しかし、コンクリートの圧縮ひずみ $\varepsilon_c = 0.35\%$ 時の基部モーメントは実験結果に比較して若干高く、 $\varepsilon_s = 3\%$ 以降では実験結果に対して 3%程度低く算定する結果を示す。材料構成則の簡易化による影響は、三次/指数関数型を適用した RC 複鉄筋断面モデルとの比較で見られるように、両算定結果は $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ よりも $\varepsilon_s = 5\%$ で概ね一致し、ここで比較した範囲においては、コンクリートの材料構成則の影響は小さく、アンカーボルト鋼材の材料構成則の特性が反映される傾向を示す。道路橋示方書に準拠した RC 複鉄筋断面モデルでは、引張側外縁アンカーボルトの降伏時基部モーメントが実験値をやや上回るもの、実験値の M-θ 曲線での線形的な挙動範囲では良く一致した結果を示す。しかしその後、コンクリートひずみ 0.35%までの剛性の低下が大きく、またそれ以降は実験結果に見られるような基部モーメントの増加は表現できない。よって、本モデルによれば、引張側外縁アンカーボルトの降伏荷重以降の算定結果は、実挙動に対して安全側の結果であるといえる。

以上の結果から、M-θ 関係での解析モデルの特性を以下にまとめる。

- ①. Component Method モデルは、塑性化初期の比較的変位の小さい範囲で単調載荷実験結果に比して、基部モーメントをやや大きく評価する傾向が見られるが、大変位範囲を含めた全般での整合性が良い。
- ②. 三次/指数関数型の材料構成則を適用した RC 複鉄筋断面モデルは、本検討で用いた平面保持仮定面および回転角の計算法を適用すれば、簡易な計算モデルでありながらも、実験結果を比較的良く評価し得るモデルであるといえる。
- ③. 本検討で用いた RC 複鉄筋断面モデルは、今回適用した程度の簡易化した材料構成則によれば、実構造物の設計で問題となる範囲（例えば引張側外縁アンカーボルトの伸びひずみ 5%程度まで）においては、厳密な材料構成則を適用した場合に比較して大きな差異はない。
- ④. 道路橋示方書に準拠した RC 複鉄筋断面モデルでは、比較的荷重の小さい弾性的な挙動範囲での整合性は良いものの、その後は実験結果に比較して耐力的に大きく余裕を残す結果となる。

(4) アンカーボルトのひずみ分布

a) アンカーボルト軸方向のひずみ分布

モデル化におけるアンカーボルトの有効長の妥当性を検証するため、基部モーメントの増加に伴う、圧縮側外縁および引張側外縁に位置するアンカーボルトのひずみ、および軸力の深さ方向の分布状況を図-15 に示す。上段が引張側外縁アンカーボルト、下段が圧縮側外縁アンカーボルトを、左図はアンカーボルトに貼付したひずみゲージによるひずみ値を横軸に表し、右図はひずみ値からアンカーボルトの図-13(a)に示す指數関数近似の構成則より作用軸力に換算し、軸力が最大値を示す脚柱ベースプレート下位置の作用軸力と各ひずみ測定位置での軸力との比率を示している。

図-15 から、ひずみ分布に着目した場合、引張側、圧縮側とも下ベースプレートと上アンカービーム間のひずみが大きい。特にねじ部断面が降伏すると、弹性域にある軸部に対して、ねじ部のひずみが突出する。軸力分布については、引張側外縁アンカーボルトでは、荷重の増加に従い上下アンカービーム間の軸力比率が徐々に増加している。これは、アンカーボルトとコンクリート間に作用している付着作用が徐々に弱まるこにより軸力の損失が減少して軸力が一様化していく傾向を示す。また、上下ベースプレート間のねじ部では、基部モーメント $M=960 \sim 3010 \text{ kNm}$ での軸力比率はほとんど変化のないものの、 $M=4990 \text{ tfm}$ 時にはベースプレート間に充填したモルタルとアンカーボルトねじ部の付着力が失われることにより、急激に軸力が増加する。これらの経過により、引張側アンカーボルトは荷重終局状態に向かって、最終的には上ベースプレートと下アンカービーム間の軸力が均一化していく傾向を示している。一方、圧縮側外縁アンカーボルトの軸力分布については、上下ベースプレート間および上下アンカービーム間の各点において、各荷重段階で軸力比率に大きな変化は見られない。しかし、杭方式モデルにおいて圧縮側アンカーボルトの定着点と仮定される上アンカービーム以下においても、下ベースプレートと上アンカービーム間での最大軸力の 50%程度の軸力が常に伝達されているのは注目される。これは、アンカーボルトから上アンカービームに伝達される圧縮力により、上アンカービームを支持するフーチングコンクリートが圧縮変形する結果であると考えられる。

以上の結果から、引張側外縁アンカーボルトは、単調載荷の初期段階ではコンクリートや上下ベースプレート間のモルタルとの付着の影響により、下ベースプレートと上アンカービーム間の軸力が卓越する不均一な軸力分布を示すものの、荷重の増加とともに付着力が弱まり、最終的には解析モデルの有効長に一致するものと考えられる。

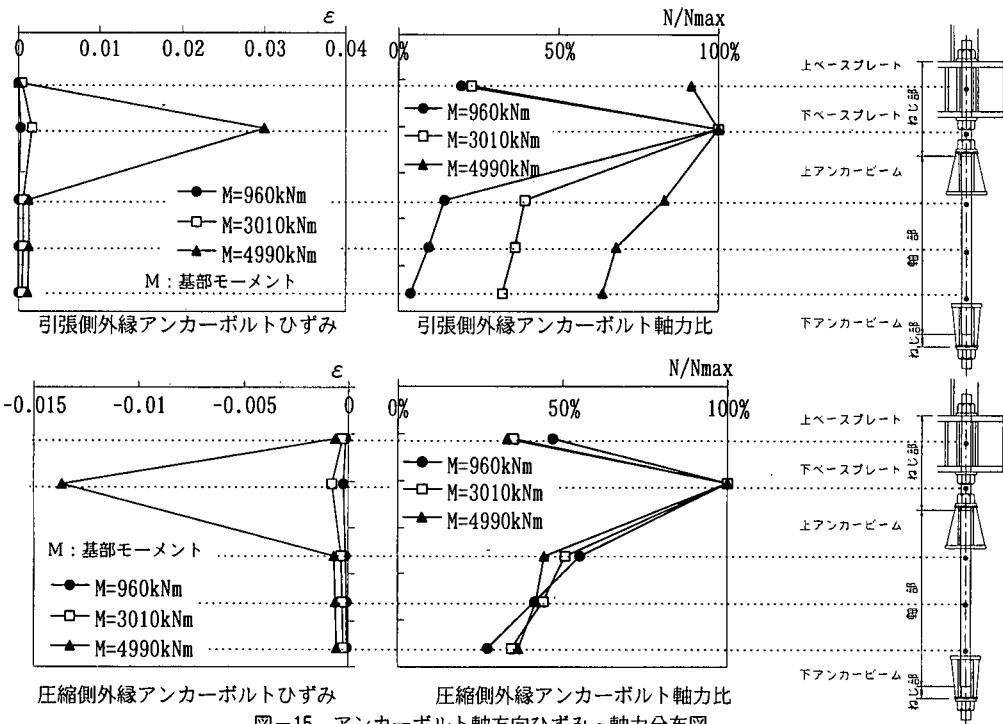


図-15 アンカーボルト軸方向ひずみ・軸力分布図

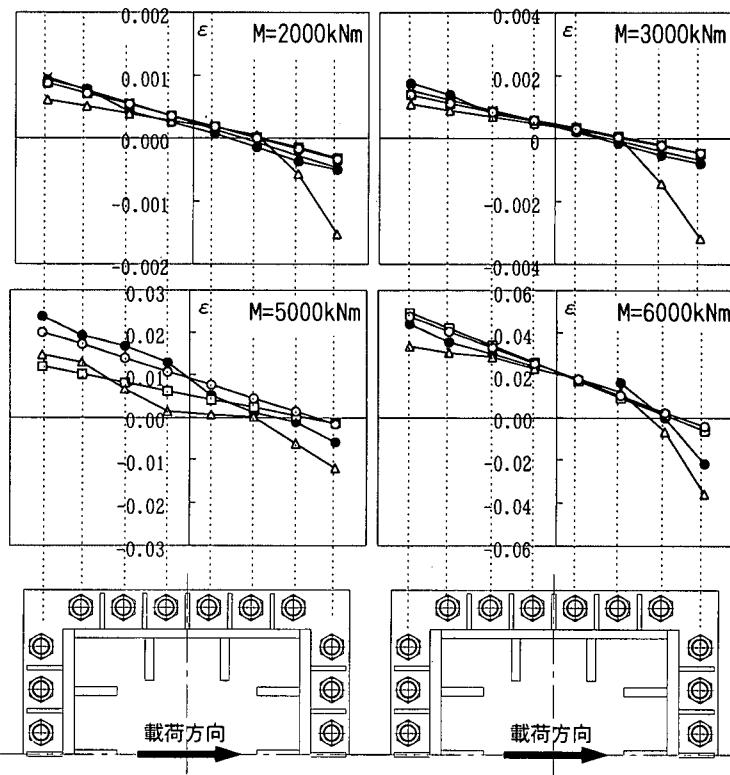


図-16 アンカーボルト配列方向ひずみ分布図

また、圧縮側外縁アンカーボルトでは、荷重に關係なく下ベースプレート～上アンカービームの範囲での挙動が支配的ではあるが、上下アンカービーム間でも有効長範囲の50%程度の軸力が常に伝搬されている。このことから、より厳密な解析では定着点の固定度を適正に評価する必要があるといえる。

b) 各アンカーボルトのひずみ分布

基部モーメントの増加に伴う、荷重載荷方向のボルト配置列でのひずみ分布を図-16に示す。なお、図に示すひずみ値は、図-15に示す下ベースプレートと上アンカービーム間での値である。縦軸が各アンカーボルトのひずみ値、横軸が配列方向を表し、水平荷重載荷方向は図の左から右方向に向かうものである。また、実験では引張および圧縮側外縁での各列内のアンカーボルトのひずみ値はほぼ一致しているため、図-16は各列の平均値を示している。

図より、実験でのひずみ分布は、引張側外縁アンカーボルトの降伏荷重レベル $M=3000\text{kNm}$ 程度までの低荷重域では、図-15で示したようにアンカーボルトとフーチングコンクリートの付着作用により、ひずみ分布はRC断面計算での平面保持の仮定と同様にほぼ直線的に推移する。それ以降の高荷重域では、アンカーボルトとコンクリートの付着作用の減少に伴い、アンカーボルトの有効長が短い圧縮側アンカーボルトのひずみの進行が加速する形でひずみ分布における直線性は徐々に失われる。

各解析モデルと比較した場合、Component Methodでは、比較的荷重の低い段階において、実験結果と比較して、圧縮側外縁アンカーボルトのひずみが大きく、分布形状でも圧縮側アンカーボルトの塑性化が先行する折れ線を示す。その後、引張側アンカーボルトも塑性化が進む $M=5000\text{kNm}$ では、アンカーボルトのひずみ域が、降伏からひずみ硬化へ遷移する不安定な範囲であることから、数値的な差異はあるが、実験結果に近似した曲線傾向を示し、それ以降の分布形状は良く一致する。また、Component Methodでの両側外縁アンカーボルトのひずみ値は、常に実験結果に比べて引張側外縁では小さく、圧縮側外縁では大きい。Component Methodにおけるこれらの相違は、引張側アンカーボルトとフーチングコンクリートの付着作用による有効長の変化と、圧縮側アンカーボルトの定着点である上アンカービームの固定度に起因するものと考えられる。一方、RC複鉄筋モデルでは平面保持を仮定しているため、ひずみ分布は当然のことながら常に直線であるため、折れ線の分布形状は表現できない。しかし、直線的に推移する引張側外縁アンカーボルトの降伏までの範囲では実験結果に良く一致する結果となる。また、それ以降の挙動についても、厳密な材料

構成則を適用したモデルでは、比較的良く一致した結果を示す。材料構成則を簡素化したモデルにおいては、アンカーボルトのひずみ域が、降伏からひずみ硬化へ遷移する $M=5000\text{kNm}$ 時では若干の差異が見られるが、その後の $M=6000\text{kNm}$ では再び一致しており、簡易なモデルでありながらも全般的な整合性は良い。

なお、図-16の $M=5000\text{kNm}$ 以上で道路橋示方書に準拠したRC複鉄筋断面モデルの計算値がないのは、同モデルでは図-13に示すように基部モーメントが $M=4300\text{kNm}$ 以上増加しないためである。

5. まとめ

矩形断面橋脚アンカーボルトの単調載荷条件下での力学挙動特性を解明するため、大型模型による載荷実験を実施した。また同時に、単調載荷時の挙動を予測する解析モデルについての実験的検証をおこなった。解析モデルは、円形断面橋脚アンカーボルトに関して精度が良好であることが報告されている Component Method と、道路橋示方書に準拠したRC複鉄筋断面モデルをもとに、アンカーボルトとコンクリートの材料構成則、平面保持仮定断面位置などを改良し、有効長の考えを新たに追加したモデルを採用した。

大型模型実験では以下の挙動特性が確認された。

- ① 実験による最大荷重は、震度法レベルの杭方式モデルによる設計荷重の約3.5倍、道路橋示方書に準拠したRC複鉄筋モデルによる引張側外縁アンカーボルトの初期降伏荷重の約2.2倍を示す。また最大荷重時の相対回転角は、RC複鉄筋モデルによる初期降伏回転角の約34倍の結果を示す。
- ② $M-\theta$ 関係では、引張側外縁アンカーボルトの降伏以降徐々に剛性は低下するが、フーチングに十分な強度を持たせた今回の実験の範囲では、引張側外縁角部のアンカーボルトの破断まで急激な荷重低下はない。
- ③ 引張側アンカーボルトの作用軸力に対する杭方式モデルでの有効長は、上ベースプレートと下アンカービーム間の仮定であるが、比較的荷重の小さい段階においては、アンカーボルトとコンクリートならびにモルタルとの付着の影響により下ベースプレートと上アンカービーム間のアンカーボルト部分の軸力が非常に大きい。しかし、荷重の増加に伴い付着が切れ、上ベースプレートと下アンカービーム間のアンカーボルト軸力が均一化される傾向を示し、杭方式モデルの有効長の考え方とほぼ一致する。
- ④ 杭方式モデルでの圧縮側アンカーボルトの有効長

は、下ベースプレートと上アンカービーム間とされているが、実験結果によれば下ベースプレートと上アンカービーム間のアンカーボルト軸力が大きいものの、それ以外の部分においても下ベースプレートと上アンカービーム間に生じる最大軸力の50%程度の軸力が伝達されていた。

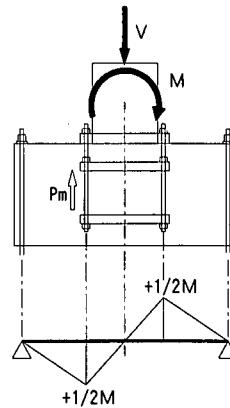
- ⑤. アンカーボルト配列方向のひずみ分布は、引張側外縁アンカーボルトのひずみが常に先行し、その降伏までは、直線的な分布形状を示すが、降伏以降は圧縮側のひずみが増加し、直線性が失われる。

単調載荷時の挙動の予測方法の検討では以下の結果が得られた。

- ①. Component Method は、円形断面橋脚での報告と同様、単調載荷実験における終局範囲まで精度の良い解析結果が得られる。
- ②. 平面保持の仮定断面を脚柱下ベースプレートと上アンカービームの中間点とし、コンクリートの圧縮抵抗面積の拡大を考慮し、実状に即した材料構成則を用いた RC 複鉄筋断面モデルは、簡易な解析手法であるにもかかわらず、今回適用した範囲においては、近似的な耐力算定が可能である。
- ③. 上述②のモデルにアンカーボルト鋼材の降伏後の剛性を簡易的に評価したバイリニア曲線の材料構成則を適用した試算をおこなった。その結果、試算した程度のアンカーボルト鋼材の材料構成則の簡易化であれば、上述②の解析精度に対する影響は小さいことが判明した。
- ④. 道路橋示方書に準拠した完全弾塑性型 RC 複鉄筋断面モデルは、引張側外縁アンカーボルトの降伏までは、基部モーメント、相対回転角とも実験結果に良く一致する。降伏以降は、基部モーメントの算定値が実験結果に比較して小さく、実挙動をかなり安全側に評価する。

以上、本論文での検証により、Component Method については、矩形断面橋脚でのアンカ一部のモデル化の妥当性が確認された。これにより、これまでの円形断面橋脚の報告と併せて、汎用性のあるモデルとして、今後の耐震設計へのひとつの解析手法として適用が期待されるものとなった。

一方、RC 複鉄筋断面モデルは、その簡易性から既に一般的に適用される解析法であるが、本論文における改良した手法を用いることにより、アンカ一部の挙動特性をより精度良く表現できることが検証された。



図一補.1.1 フーチングの曲げモーメント図

謝辞：本研究にあって、「首都高速道路の橋梁に関する調査研究委員会」の藤野陽三委員長（東京大学工学部教授）をはじめ各委員のみなさまのご指導を頂くとともに、Component Method の計算においては、岐阜工業高等専門学校宮下敏先生にご協力頂きましたことに深く謝意を表します。

補遺 1

フーチングコンクリートの設計モデル

設計鉛直荷重 V の作用下で、杭方式モデルによる引張側外縁アンカーボルトの作用応力が、引張強さ ($\sigma_{\max}=510 \text{ MPa}$: S35CN 公称値) となる基部モーメント M を式(補.1.1)～式(補.1.3)より算出する。

$$M = \frac{P_m}{A} Z \quad (\text{補.1.1})$$

$$P_m = P_{\max} - P_v \quad (\text{補.1.2})$$

$$P_{\max} = A \cdot \sigma_{\max} \quad (\text{補.1.3})$$

ここに、

P_m : 基部モーメント M による引張側外縁アンカーボルトの作用軸力

Z : 杭方式モデルによるアンカ一部の断面係数

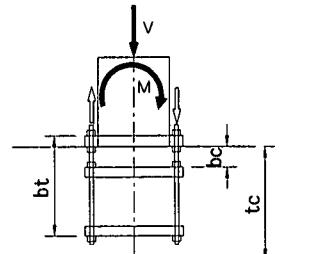
A : アンカーボルトのねじ部有効断面積

P_v : 設計鉛直荷重 V によるアンカーボルト 1 本あたりの作用軸力 (圧縮: -)

つぎに、フーチングコンクリートを固定治具位置で支持された単純梁として、アンカ一部に作用する基部モーメント M は、外縁のアンカーボルトのみによって

フーチングに伝達されるものとし、フーチングの曲げモーメント分布を図一補.1.1のように仮定する。

このように算定されたフーチング断面の設計モーメント $1/2M=2200\text{kNm}$ に対して許容応力度以下となる必要鉄筋量を決定する。なおこの際、設計鉛直荷重 V による曲げモーメントとせん断力については考慮していない。引き抜きせん断抵抗についても、引張側外縁アンカーボルト列に位置する 6 本のアンカーボルトの作用応力が引張強さとなる引き抜き荷重 $S=3730\text{kN}$ に対して文献 5) に基づき必要な補強鉄筋量を決定する。



bt : 引張側アンカーボルト定着点間距離
bc : 圧縮側アンカーボルト定着点間距離
tc : フーチングコンクリート厚

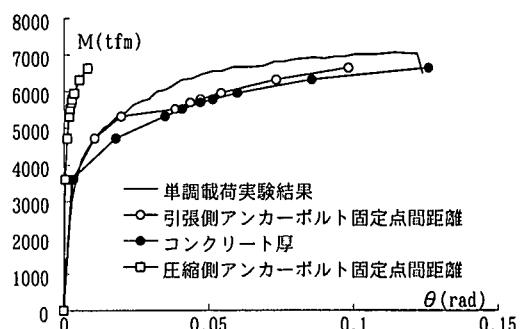
図一補.2.1 試算に用いた有効長

補遺 2

RC 複鉄筋断面モデルにおける回転角算定時の有効長と試算結果

本文中に記した、RC 複鉄筋断面モデルにおいて回転角を算定する際の有効長として考えられる図一補 2.1 に示すフーチングコンクリート厚、圧縮側および引張側アンカーボルトの定着点間距離の 3 種の試算結果として、基部モーメント M - 相対回転角 θ 関係を図一補 2.2 に示す。なお、試算は表-3 に示す三次・指数関数型の RC 複鉄筋モデルによる。

図一補 2.2 に示すように、実設計上の検討範囲と考えられる $\theta=0.05\text{rad}$ 程度までの低変位域では、引張側アンカーボルト定着点間距離を採用した算定結果が最も実挙動の再現性が良い。



図一補.2.2 適用する有効長の違いによる
回転角算定結果の相違

参考文献

- 1) 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（案），1995.2.
- 2) 西沢紀昭，玉置脩，山内博，小寺重郎：道路橋脚アンカ一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, pp.93-109, 1975.
- 3) 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一部の破壊機構と補修方法，橋梁と基礎，Vol.19, No.10, pp.18-26, 1985.
- 4) 後藤芳顯，日比幸一，上條崇，藤原英之，小畠誠：アンカーフレーム杭方式による鋼柱定着部の繰返し載荷実験，構造工学論文集，Vol.41A, pp.1137-1143, 1995.3.
- 5) 後藤芳顯，上條崇，藤原英之，小畠誠：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, pp.987-998, 1996.3.
- 6) 後藤芳顯，宮下敏，上條崇，藤原英之：繰返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカ一部の挙動とモデル化，土木学会論文集，No.563/I-39, pp.105-123, 1997.4.
- 7) 宮下敏，後藤芳顯，藤原英之，上條崇：アンカ一部の挙動を考慮した鋼製橋脚の地震時終局挙動の特性，第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.393-400, 1997.1.
- 8) 宮下敏，後藤芳顯，藤原英之，上條崇：アンカ一部の挙動を考慮した構成橋脚の地震時終局挙動と耐震設計，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.77-84, 1997.5.
- 9) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.12.
- 10) 田嶋仁志，半野久光，藤原英之，後藤芳顯：繰り返し荷重下の矩形断面鋼製橋脚アンカ一部の終局挙動，土木学会論文集, No.612/I-46, 1999.1.
- 11) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準, 1992.
- 12) 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準, 1987.
- 13) 阪神高速道路公団：設計基準第 2 部，鋼構造設計基準（橋梁編），1990.

(1998.5.27 受付)

ULTIMATE BEHAVIOR AND MODELING OF RECTANGULAR STEEL PIER BASE-TO-FOOTING CONNECTIONS UNDER MONOTONIC LOADS

Hitoshi TAJIMA, Hisamitsu HANNO, Hideyuki FUJIWARA and
Yoshiaki GOTO

Large scale model tests are performed to investigate the ultimate behavior of rectangular steel pier base-to-footing connections under monotonic loading. The main purpose of this research is to examine the applicability of the theoretical methods to the prediction of the ultimate behavior of pier base connections. The methods examined here are a component method and a simplified method based on the RC double reinforcement beam model. The validity and accuracy of the component method that were confirmed for the circular steel piers are also confirmed for the rectangular steel pier. This implies that the component method can be generally used to assess the ultimate behavior of pier base-to-footing connections. Regarding the RC double reinforcement beam model, an adoption of a realistic constitutive relation and an assumption of a proper RC cross sectional size lead to an acceptable result.