

付着型アンカーボルトを用いた鋼脚柱定着部の耐力力実験

Experiment on the Ultimate Strength of Steel Pier Base Fastened by Bond-Type Anchor Bolts

前野裕文*、後藤芳顕**、小畑 誠***、小林洋一****、松浦 聖**

By Hirofumi MAENO, Yoshiaki GOTO, Makoto OBATA, Yoichi KOBAYASHI, Sei MATSUURA

The behavior of a new bond-type anchorage system was experimentally investigated in comparison with the customary beam-type anchorage system. A test was performed on one-third scale steel pier base-to-footing connections which were made of the respective anchorage systems. The results indicate that the new bond-type anchorage system has similar strength, higher rotational rigidity and deformation capacity. Further, it was confirmed that the analytical method to predict the pull-out strength of multiple bond-type anchor bolts has enough accuracy to be used in design.

1 まえがき

大型鋼構造物のコンクリートフーチングへの定着方法としては、図1(a)に示すようなフーチングコンクリートに埋め込まれたアンカーボルトにより定着するアンカーフレーム方式を用いるのが最も一般的である¹⁻⁴⁾。しかしながら、構造物の大型化に伴い、現行の設計法の下では、アンカービームの厚板化、高材質化、および溶接量の増大が避けられず、さらに、アンカーフレーム自体が大型化し、輸送・架設上の問題も生じている。このような現状を踏まえ、定着構造の一つの合理化の方向として、従来のアンカーフレーム方式とは別に、 $\phi 100 \sim 180 \text{ mm}$ の突起付き太径異形棒鋼⁵⁾(図1(c))をアンカーボルトとして用い、主としてその付着力によりコンクリートフーチングに直接定着する図1(b)に示す直接定着方式を考案した⁶⁾。この定着構造を実用化するための一連の研究として、著者らはすでに太径異形棒鋼、スタッド付き太径異形棒鋼の付着特性⁷⁾またコンクリートフーチングに埋め込まれた付着型アンカーボルトの定着機構⁸⁻¹⁰⁾を実験ならびに理論の両面から明らかにしている。

本論文では、鋼製橋脚定着部についてこれらの研究成果を基にした新しい直接定着方式と、従来のアンカーフレーム方式との耐力特性を中心に実験的に比較し、直接定着方式の実用性と設計手法の妥当性について

-
- * 正会員 工博 名古屋高速道路公社 設計課 (〒460 名古屋市中区丸の内1-16-15)
** 正会員 工博 名古屋工業大学教授 社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)
*** 正会員 Ph.D 名古屋工業大学助教授 社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)
**** 正会員 工修 住友金属工業(株)建設技術部 (〒314-02 茨城県鹿島郡波崎町)

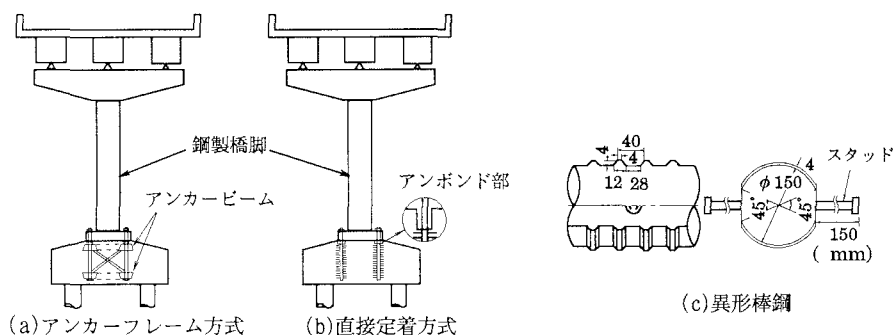


図1 鋼製橋脚の定着部と棒鋼

検討することを目的としている。この目的のため、実構造に対し約1/3の縮尺率を持つ定着部の部分構造模型および全体構造模型による耐力力実験を実施し、定着部の構造システムとしての力学挙動を調べる。なお、本論文では直接定着方式とアンカーフレーム方式をそれぞれ簡単のため「直接方式」、「フレーム方式」と呼ぶ。

2 部分構造模型実験と結果

(1)概要

本実験は「直接方式」と「フレーム方式」との定着方法の差異がフーチングの破壊に及ぼす影響と「直接方式」における鉄筋のせん断補強効果を明らかにすることを目的としている。このため、前者の目的では「両方式」に対し同じフーチングを用い、後者の目的ではせん断補強筋のみを追加したフーチングを用いている。なお、フーチングの破壊形式は曲げ破壊とせん断破壊に大別されるが、ここでは定着方法の差異が影響を与えると考えられる引き抜き破壊を対象としているため、なるべく曲げ破壊が発生しないように供試体の設計において(2)に示すように曲げ鉄筋を補強している。

部分構造模型には最も基本的な場合として、図2に示すように曲げモーメントが作用する定着部を対象にアンカーボルト3本分を含む斜線部分を取り出し2次元化したものを用いる。このような供試体では3次元の効果は考慮できないが、フーチングの破壊形式が容易に観察できフーチングの破壊性状を定性的に把握するには都合がよい。なお、アンカーボルトを3本としたのは「直接方式」におけるアンカーボルトの相互作用の影響も調べるためである。

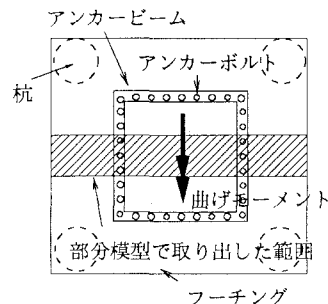
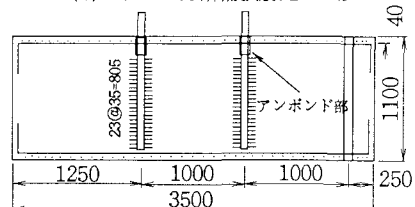
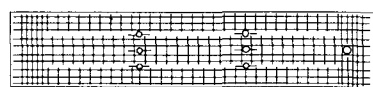
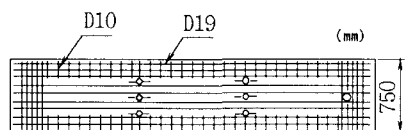
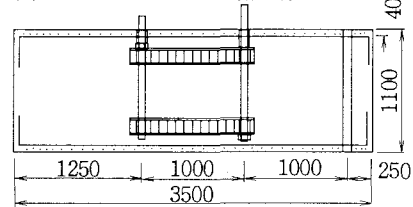
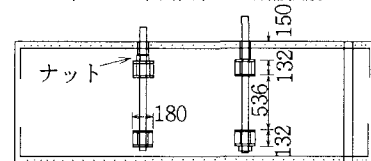
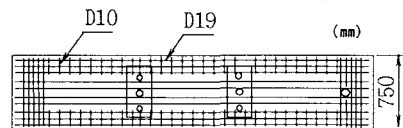
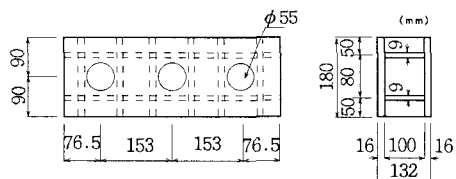


図2 部分模型の説明

表1 部分構造模型の設計条件

設計荷重	アンカーボルトの引張(圧縮)応力度が 1000 kgf/cm ² となる軸力
コンクリートの 設計基準強度	$\sigma_{ck}=210 \text{ kgf/cm}^2$ (許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}=70 \text{ kgf/cm}^2$)
押し抜き 許容せん断応力度	$\tau_{a3}=8.5 \text{ kgf/cm}^2$
コンクリート 許容支圧応力度	$\sigma_{ba}=0.5 \sigma_{ck}$
アンカービーム	SM490 ($\sigma_{sa}=1900 \text{ kgf/cm}^2$)
鉄筋	SD345 ($\sigma_{sa}=1800 \text{ kgf/cm}^2$)
アンカーボルト	公称直径 D=51mm, 中心間隔 3D
模型寸法	実際の構造物の1/3 支間 3.0 m, 高さ1.1 m, 幅 0.75 m

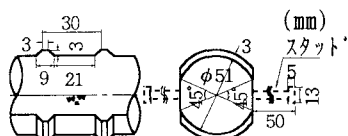


(kgf/cm²)

(注) 粗骨材最大寸法 25mm スランプ 8cm

ーム方式」(FSAシリーズ)の引き抜きせん断耐力は従来の設計手法³⁾を用いコンクリートの安全係数を3としたものである。なお、供試体FSA2における繋ぎ材のせん断補強効果の考慮方法が現状では不明であるため、表3ではこれを無視した。

b)定着方法の差異がフーチングの破壊に及ぼす影響



(a) 縮尺異形棒鋼の形状

図 6 供試棒鋼

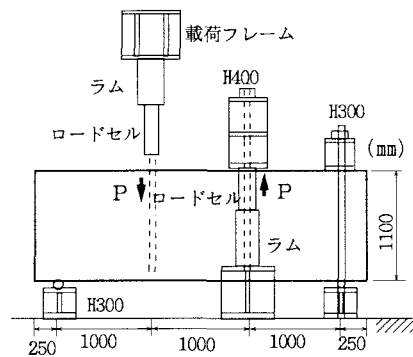


図7 部分構造模型の載荷方法

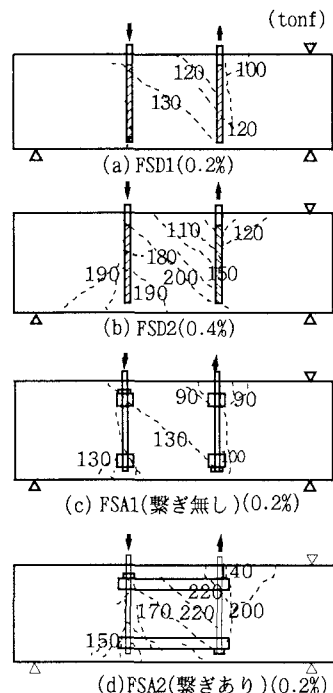


図8 ひび割れ性状

表3 載荷荷重P(偶力)に換算した供試体の耐力(tonf)

供試体		実験値	解析値		
			フーチングのせん断	アンカーボルトの引き抜き	フーチングの曲げ
アンカー フレーム方式	F S A 1	138.5	133.1	211.3 (引き抜きせん断破壊)	322
	F S A 2	250*	133.1**	211.3 (引き抜きせん断破壊)	322
直接定着方式	F S D 1	129.9	133.1	184.5 (コーン破壊)	322
	F S D 2	207.6	203.1	277.5 (付着破壊)	322

(注) *載荷装置から決まった値であり最大耐力でない。** 緊ぎ材無視

次に、緊ぎ材の有るFSA2とFSA1、FSD1と比較すると緊ぎ材のある場合にはアンカーボルト間の領域の斜めひび割れ発生荷重ならびに耐力が大きく上昇し、緊ぎ材がフーチングのせん断補強にかなり有効であることがわかる。

表4 耐力計算に用いた材料定数

コーン破壊強度	$\sigma_{cone}=13.3\text{kgf/cm}^2$ (せん断補強筋比 0.2%) $\sigma_{cone}=19.5\text{kgf/cm}^2$ (せん断補強筋比 0.4%)
せん断補強筋降伏応力	$\sigma_y=3620\text{kgf/cm}^2$
引き抜きせん断強度	$\tau_s=25.5\text{kgf/cm}^2$
コンクリート圧縮強度	$\sigma_{ck}=205\text{kgf/cm}^2$

c)フーチングのせん断補強筋の効果

フーチングのせん断補強筋の効果をFSD1とFSD2の実験値を基に検討する。表3の実験値から、設計されたフーチングのせん断補強筋を2倍に増加することで、供試体の耐力がかなり向上し、この傾向は解析によるせん断耐力の増加と良く一致していることがわかる。以上より、道路橋示方書を基にした「直接方式」におけるせん断補強筋の算定方法の妥当性が確認されるとともに、「直接方式」においてアンカーボルトの付着耐力が十分に保証されている場合、その引き抜き耐力、つまりコーン破壊耐力を増加させるために配置する補強鉄筋もフーチングのせん断補強筋として有効に働くことがわかる。

3 全体構造模型実験

表5 全体構造模型の設計条件

設計荷重	縁端アンカーボルトの引張(圧縮)応力度がSS400材の許容応力度($\sigma_{sa}=1400\text{kgf/cm}^2$)となる軸力
コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$ (許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}=70\text{kgf/cm}^2$)
押し抜き許容せん断応力度	$\tau_{a3}=8.5\text{kgf/cm}^2$
許容コーン破壊応力度	$\sigma_{cone}=4.8\text{kgf/cm}^2$ (無筋の場合)
スタッド付き異形棒鋼の許容付着応力度*	$\tau_{ba}=26\text{kgf/cm}^2$
鉄筋	SD345($\sigma_{sa}=1800\text{kgf/cm}^2$)
アンカービーム	SM490($\sigma_{sa}=1900\text{kgf/cm}^2$)
鋼脚柱	直径 $\phi=711\text{mm}$, $t=35\text{mm}$, STK50
アンカーボルト	実際の構造物の1/3 公称直径 $D=51\text{mm}$, 中心間隔 $2.5D$
模型寸法	実際の構造物の1/3 支間 3.0m , 高さ 1.1m , 幅 2.7m

(注) * 初期付着強度 $\tau_{0.2}$ を安全係数3で割ったもの

(1)概要

本実験では、円形断面の鋼脚柱定着部の実構造に対し約1/3の縮尺率を持つ供試体を基に鋼脚、柱基部、アンカーボルト、フーチングコンクリートからなる定着部全体の構造システムとしての力学挙動を「直接方式」と「フレーム方式」について比較し、主として「直接方式」の実用性について検討することを目的とする。比較する上で重要なことは「直接方式」と「フレーム方式」を何らかの基準に従って「等価」な供試体とすることである。ここでは、はじめに「フレーム方式」の構造寸法を実構造の約1/3にすることで「フレーム方式」の供試体の主要寸法、すなわちアンカーボルト径、アンカーボルト間隔、ベースプレート直径、アンカーフレーム高さおよびフーチング寸法を決定した。次に、縁端のアンカーボルトの応力がSS400材を想定した時の引張(圧縮)許容応力度となる

定着部の許容曲げモーメントを「杭方式」^{1, 3, 4)}の設計法により計算し、これに対してアンカービームの板厚、フーチングの鉄筋量を設計した。対象とした実構造は幅員19m、支間約45mの3径間連続RC床版箱桁を約11m高さで支持する鋼製橋脚定着部に相当している。なおフーチングの支間は実構造の杭間隔の約1/3とした。これら設計条件を表5にとりまとめ示している。「直接方式」では、まず上述の「フレーム方式」のアンカーフレームを省略しアンカーボルトを同じ公称径のスタッド付き異形棒鋼に置き換えた。次に、「フレーム方式」で考慮した同じ許容曲げモーメントに対し、アンカーボルトの定着長を設定し、フーチングのコンクリートに対する補強鉄筋量を決定することで「等価」な構造とした。この詳細は次項(2)に示すが、設定された「直接方式」が設計荷重を十分に満足し、さらに他の力学性能において「フレーム方式」と同等であれば「直接方式」の有用性も明らかになると考えられる。

上記の観点から構造上重要な力学特性として終局耐力の他、変形性能、ひび割れ性状、アンカーボルトの軸力分布、およびアンカーボルトに作用する付着応力分布について調べた。また、「フレーム方式」に関する既存の研究成果¹³⁻¹⁵⁾も考慮して「杭方式」、「RC方式」の設計法の妥当性についても考察した。

(2)供試体形状

a)「フレーム方式」の供試体形状

「フレーム方式」では従来の設計手法に基づきアンカービームの板厚・寸法およびフーチングの鉄筋量を設計した。このときアンカービームの設計は「杭方式」であるためアンカーボルトに作用する押し込み力・引き抜き力によるアンカービームからコンクリートへの支圧力、およびアンカーボルトを支点とする梁作用により図9に示すようにその板厚・板幅が決定される。フーチングの支間は杭間隔を採用しているが、幅は実

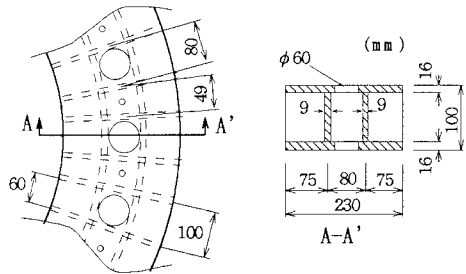


図9 アンカービーム（フレーム方式）

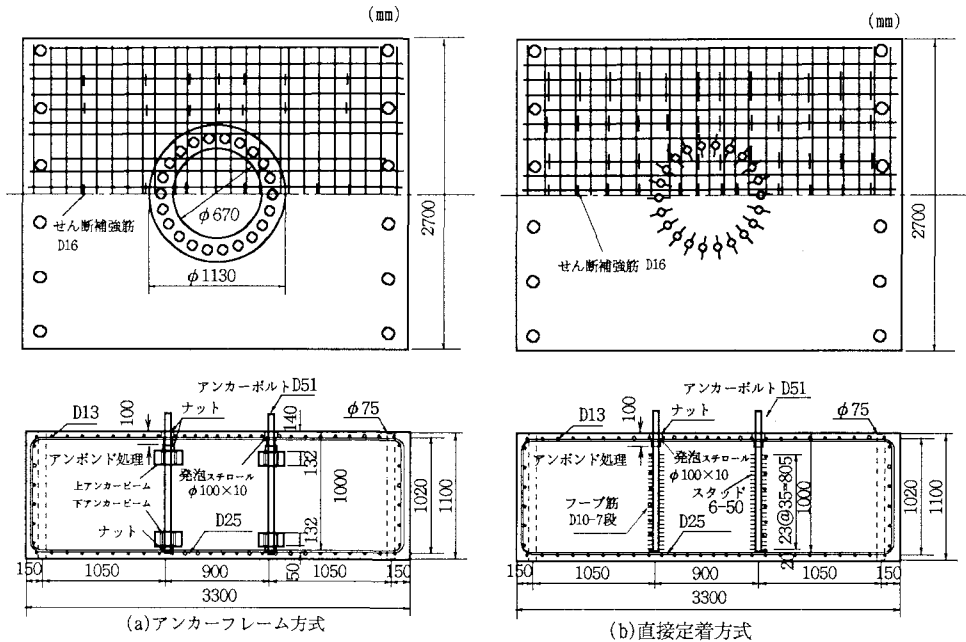


図10 全体構造模型供試体

表 6 全体構造模型供試体の材料定数 (kgf/cm²)

	圧縮強度	引張強度	ヤング係数	ポアソン比	その他
コンクリート	228 [226]	23.2 [22.3]	2.47×10^5 [2.25×10^5]	0.18 [0.16]	粗骨材最大寸法25mm スランプ 8cm
ベース下モルタル	442[373]	—	—	—	—
アンカービーム内モルタル	331	—	—	—	—
	降伏点	引張強度	伸び(%)	ヤング係数	
アンカーボルト (SM58)	5490*	6430	22.7	2.1×10^6	*0.2%耐力
スタッド (JISBI189)	3620*	4480	34.7	2.1×10^6	*0.2%耐力
アンカービーム (SM50)	3610	5390	27.6	2.1×10^6	
フーチング鉄筋 (SD30)	3680	5650	20.2	2.1×10^6	

(注)[]はフレーム方式の材料を示す。

表 7 全体構造模型供試体のフーチング鉄筋

分類 供試体	曲げ鉄筋比(%)		せん断鉄筋比(%)		アンカーボルト 周囲のフープ鉄筋
	スパン方向	軸方向	中区間	外区間	
直接定着方式	0.36 20-D25	0.09 25-D13	0.33 40-D16	0.28 40-D16	7-D10
アンカーフレーム方式	0.36 20-D25	0.09 25-D13	0.03 10-D10	0.02 8-D10	—

(注)・下段は使用鉄筋を示す。

- ・中区間とはアンカーボルト配列区間の900mmの区間を、外区間とは中区間の両外側で支点までの1050mmの区間と定義する。
- ・アンカーフレーム方式のせん断鉄筋は組立鉄筋のみによる。

験に用いるクレーンの吊り下げ可能重量の制約から設定した。

なお、フーチングについては低荷重の曲げモーメントで崩壊すると定着法による差異が現れないため、曲げ鉄筋量を設計値の約4倍(曲げ鉄筋比0.36%)として補強している。鋼脚柱側の接合部構造についてもこの部分で崩壊しないよう十分補強するとともに、アンカーボルトも設計条件ではSS400材であるが降伏しないようにSM570材を使用した。また、非付着区間は「フレーム方式」では不要であるが、フーチングを同じ条件とするために後述する「直接方式」と同様の非付着区間を設けた。

b)「直接方式」の供試体形状

「直接方式」ではアンカーフレームをスタッド付き異形アンカーボルトに置き換えフーチング寸法、曲げ鉄筋量はそのまま用い、フーチングのコーン破壊耐力を許容応力度法により設計することで「両方式」の供試体を「等価」とした。コーン破壊補強鉄筋は補造で示した方法を用い棒鋼表面から45度でコーン破壊が発生するとして算出した。このため、「フレーム方式」に比べせん断補強筋が表6に示すように多く配筋されている。なおアンカーボルト長は初期付着強度 τ_0 、¹⁶⁾を用い照査しても十分安全であることを確認している。また「直接方式」ではアンカーボルトの定着効果を高めるため図10(b)のようにアンカーボルト群の外周にD10のフープ筋を配置した。アンカーボルトの詳細は材質をSM570にした以外は、2(2)で用いたものと同様である。さらに、「直接方式」では局部的なコーン破壊を防ぐことを目的としてアンカーボルト上部に2Dの非付着区間を設けている。このアンボンド長の設定は、実際の構造物ではフーチングの上側鉄筋と異形棒鋼に取り付けたスタッドが干渉する範囲から実際の値として2Dとしている。鋼脚柱側の接合部構造およびアンカーボルトの材質は「フレーム方式」と同様である。

以上のように設計された「フレーム方式」「直接方式」のフーチングをそれぞれ図10(a) (b)に示す。「フレーム方式」、「直接方式」とも図11に示すように実験においてアンカーボルトへの軸方向作用力の明確化を計るため、脚柱ベース部を支持するためのナット下面に厚さ約10mmの発泡スチロール板を敷き、ナット下面からコンクリートへの押込み力の逸散を防止している。コンクリートの打ち込みは実際の方法と同様とし、

フーチング上方からポンプ圧送により行った。ベース下モルタルは橋脚柱ベース下面とフーチング上面との間に充填するもので橋脚柱を設置し所定の精度を得た後に施工した。また、アンカービーム内のモルタルは主にその部分の剛性保持と防錆処理のためのものでアンカーフレーム設置時に打ち込んだ。これら、実験時のコンクリートと鋼材の材料特性を表6に、供試体のフーチング鉄筋を表7に示す。

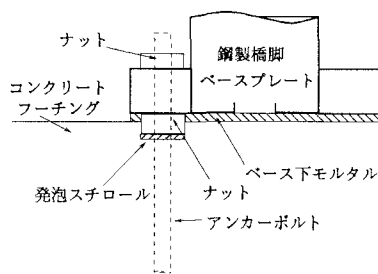


図11 橋脚ベース部の説明

(3) 載荷方法

載荷方法は図12に示すように、地震慣性力に相当する曲げモーメントと水平せん断力を鋼製橋脚に見なした鋼管で定着部に作用させる方法とした。このとき、通常の鋼製橋脚の高さが約10-12m程度であることから水平荷重Hの載荷位置をその約1/3である3.6mとし、曲げモーメントと水平せん断力の関係を実際の構造物に合わせた。なお、鋼製橋脚からの死荷重に相当する軸力の効果は一般にそれを考慮しない方が定着部の耐力・剛性を安全側に評価すると考えられるため考慮していない。与えた荷重履歴としては、材質をSS400に想定したアンカーボルトの計算引張応力度がほぼ地震時許容応力度($\sigma_{sa}=2450\text{kgf/cm}^2$)となる水平荷重70tonfで、10サイクルの静的繰返し両振り載荷を行い、その後、荷重を単調載荷して破壊に至らしめた。

4 全体構造模型の実験結果と考察

(1) 耐力力

得られた実験結果と各種破壊形式に対応した耐力の解析値とを比較し表8に示す。まず、実験結果を比較すると「フレーム方式」「直接方式」のどちらの方式においても耐力に有意な差がないことがわかる。次に、この耐力がどのような破壊形式と関連するのかを解析値と比較することで検討する。

はじめに、アンカーボルトの破壊について検討する。アンカーボルトの耐力としては縁端アンカーボルトが降伏した場合の初期降伏耐力と全てボルトが降伏した場合の全塑性耐力を von Misesの破壊基準に従い「杭方式」で得られた軸力とせん断力を与え算出した。これによると、実験結果で得られた最大荷重時において縁端アンカーボルトは降伏し近傍のアンカーボルトに荷重の再配分が行われているものの、全アンカーボルトが塑性化する水平荷重220tonfまでには至っておらずアンカーボルトの降伏によって耐力が決定したとは言えない。

次に、アンカーボルトの引き抜き破壊について考察する。引き抜き耐力の算定において、厳密にはフーチングのせん断破壊と「直接方式」のコーン破壊および「フレーム方式」の引き抜きせん断破壊を分離してそれぞれ考察するのは適切ではない。しかしながら、表8にも示すようにアンカーボルトの引き抜き耐力に比べフーチングのせん断耐力がかなり高いため、ここでは両者の連成は考慮していない。「直接方式」のコーン

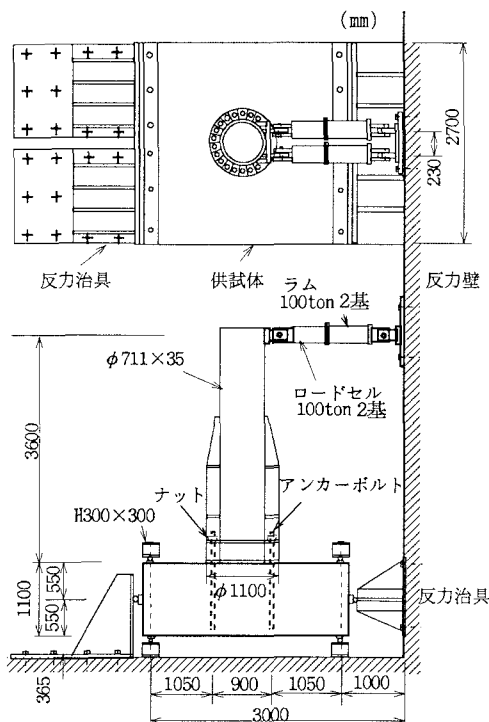


図12 全体構造模型の載荷方法

表8 水平載荷荷重に換算した最大耐力 (tonf)

供試体	実験値	解析値				
		アンカーボルトの耐力		アンカーボルトの	フーチングの	フーチングの
		初期降伏	全塑性	引き抜き耐力	曲げ耐力*	せん断耐力
アンカー フレーム方式	199	154	220	114 (引き抜きせん断破壊)	252	470
直接定着方式	194	154	220	191 (コーン破壊後の付着破壊)	252	563

(注)* 通常の設計に対し4倍の鉄筋量を配置

破壊耐力は補遺に示した複数の付着型アンカーボルトの破壊機構の解析法⁹⁾を用いて算定した。コーン破壊強度としては前述したようにコンクリートのコーン破壊強度としてその平均値 $\sqrt{f'}$ を採用し、補強鉄筋による効果を補遺の式(a3)で考慮し $\sigma_{con}=17.7\text{kgf/cm}^2$ とした。コーン破壊は棒鋼表面から45度で発生するとしている。また、付着応力分布は一樣分布と仮定し側圧の影響は考慮していない。「フレーム方式」の引き抜きせん断破壊耐力は、2(3)と同様、引き抜きせん断強度が許容引き抜きせん断強度の3倍と仮定し算出した結果を示している。

表8によると、アンカーボルトの引き抜き耐力はフーチングの曲げ及びせん断耐力に比べかなり低く、また「直接方式」では実験による耐力とほぼ近い値である。従って、「直接方式」ではアンカーボルトのコーン破壊、「フレーム方式」ではアンカー

フレームの引き抜きせん断破壊で供試体耐力は支配されたと考えられる。このようなことから、本実験の範囲においては支配的な破壊形式はいずれもアンカーボルトの引き抜きによるものであったが、そのどちらの方式によっても耐力に有意な差がなかったといえることができる。

(2)変形特性

接合部の変形特性を図13に示す荷重載荷位置での変形量で検討する。初期載荷ではそのどちらの方式についても変形量に有意な差は見られない。これは、「直接方式」と「フレーム方式」ともアンカーボルトの付着抵抗が健全であったことによる。

次に、地震時荷重に相当する静的荷重を10サイクル載荷しても「直接方式」では、その初期剛性はほとんど変化しない。これより、繰り返し載荷後もアンカーボルトの付着の劣化がなく引き抜き力が全長にわたって分担されていることがわかる。一方、「フレーム方式」は「直接方式」と異なり、初期載荷時に比べ10サイクル以後の載荷ではその初期剛性に低下がみられた。「フレーム方式」のアンカーボルトは丸鋼であるため、後にも示すように数回の荷重履歴により付着力がほぼ零になる。このため、その後は下段アンカービームのみによりアンカーボルトが支持されることから伸び変位が大きくなり、結果として初期剛性が低下したものと考えられる。

変形能については「直接方式」では耐力に達した後もゆるやかな荷重減少を示し延性的な挙動を示す。これは3(2)で述べたようにコーン破壊を防ぐための補強鉄筋ならびにアンカーボルトの最終破壊が付着破壊

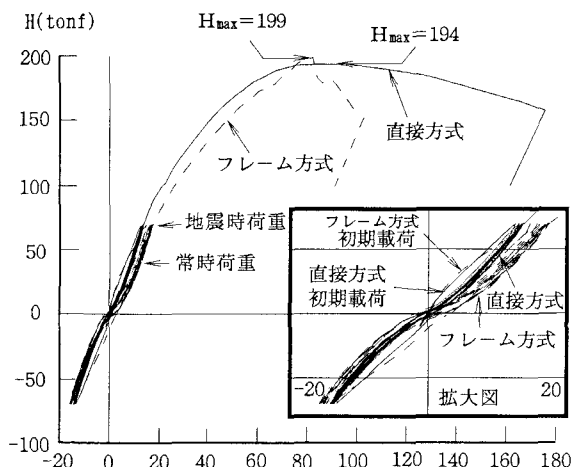


図13 水平載荷荷重と載荷点の水平変位 (mm)

形式であったことが変形能の向上に有効に作用したためと考えられる。一方、「フレーム方式」では耐力に達した後は急に荷重が減少し脆性的な挙動を示す。理由としては、「フレーム方式」ではアンカービームの引き抜きせん断破壊に対する設計上必要な補強鉄筋が「直接方式」に比べ少なく、結果として引き抜きせん断により脆性的な破壊したことによると考えられる。なお、「フレーム方式」にも「直接方式」のようにせん断補強鉄筋を配筋すれば変形能は向上すると考えられる。

以上から、鋼脚柱定着部において「直接方式」は「フレーム方式」比べ、アンカーボルトの全長にわたる付着力のため、より高い固定度を有するとともに、より多くのせん断補強鉄筋が配筋されており、また最終の破壊形式がアンカーボルトの付着破壊であるため最大荷重到達後の変形能も優れているといえる。

(3)ひび割れ性状

図14(a)(b)に「直接方式」と「フレーム方式」のひび割れ性状を比較して示す。地震荷重に相当する荷重(H=70tonf)において、いずれの定着方式にも初期のひび割れがフーチングに発生しているが「フレーム方式」ではより多くのひび割れが認められる。理由としては、「フレーム方式」では引き抜き力が作用した場合、上アンカービームおよびナットには設計上引き抜き力が作用しないことになっているが、実際にはナットが上アンカービームに溶接されるため上アンカービームには引張力が作用し、上アンカービームの薄いコンクリートかぶりに初期のひび割れが発生しやすいものと考えられる。また、「フレーム方式」では引き抜き力に対するせん断補強鉄筋が「直接方式」に比べ少ないことにもよると思われる。

次に、フーチングコンクリート内のひび割れ性状を把握するために縁端アンカーボルト付近のせん断補強筋に取り付けたひずみゲージによる荷重と軸ひずみとの関係を図15に示す。これによると、鉄筋のひずみがフーチング表面でのひび割れ観察荷重とほぼ同等の荷重70tonfで急変しており、取り付けひずみゲージの間でコーン破壊を伴うせん断破壊が発生したことが推察される。

(4)設計における仮定の検討

a)アンカーボルト間の軸力分布

「直接方式」と「フレーム方式」に対し各載荷段階毎に複数本のアンカーボルトの軸方向作用力の分布を棒鋼のアンボンド位置で測定したひずみで表わしたものが図16(a),(b)である。これから、どちらの方式に対

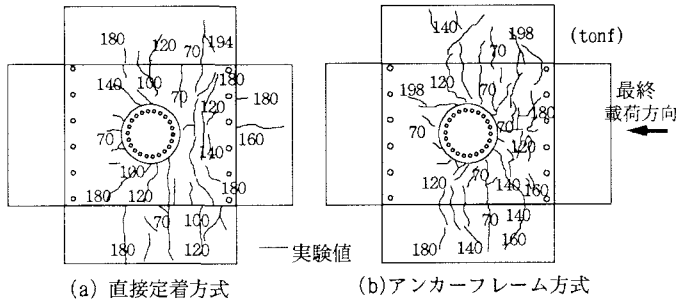


図14 ひび割れ性状

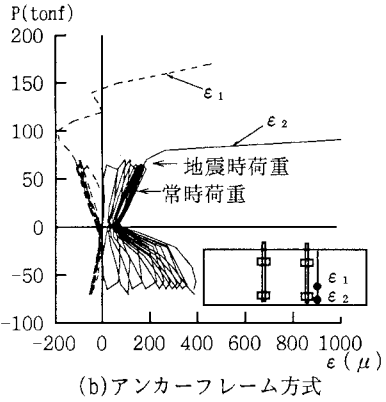
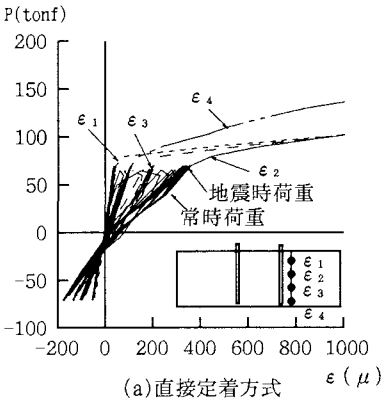


図15 荷重とせん断補強筋の軸ひずみ

してもその軸方向作用力に有意な差がないことがわかる。

次に、アンカーボルトの「引き抜き力」の算定手法として従来から用いられている2種類の設計方法の比較を行う。一つは「杭方式」と呼ばれ、鋼脚ベースプレートからフーチングコンクリートへの押し込み力の伝達を考慮せずアンカーボルトのみで「引き抜き力」「押し込み力」に抵抗させると仮定するものである。いま一つは「RC方式」で鋼脚ベースプレートの外径と鋼脚の内径で形成されるコンクリート断面にアンカーボルトが鉄筋として配筋されていると仮定しアンカーボルトの「引き抜き力」を算出するものである。

図16(a), (b)にそれぞれの方式による計算結果を併記しているが、これによれば「杭方式」に比べ、「RC方式」によるアンカーボルトの軸ひずみ分布性状のほうが、初期載荷時、最終耐力時とも実測値と良く合致していることがわかる。つまり、脚柱ベースプレートの下面とフーチング天端の間隙がモルタル等で確実に充填されているならば、フーチングコンクリートにも脚柱ベースプレートを介し押し込み力が直接伝達され、アンカーボルト軸力は文献13, 14)と同様「RC方式」によればより実状に即した推定が可能といえる。

b)アンカーボルトに作用する水平力が付着応力に及ぼす影響

アンカーボルトには前述したように引き抜き力のほかに水平力が作用するため、この水平力の付着応力に対する影響について検討する。図17には「直接方式」の緑端アンカーボルトの相対する両側の平坦面で各深さごとに測定した軸ひずみと曲げひずみを示している。これより、水平力による曲げひずみは引き抜き力による軸ひずみに比べほぼ10%程度であることがわかる。以上から、作用する曲げモーメントと水平力の関係が、3(3)で述べた鋼製橋脚の通常範囲内にあり、かつアンカーボルトが剛性の高いフーチングコンクリート内に埋め込まれていることを前提に付着型アンカーボルトの設計に関して次のことが言える。すなわち、アンボンド部での棒鋼の設計において曲げとせん断力を考慮する以外は、アンカーボルトの定着長、コーン破壊発生位置およびコーン破壊耐力の算定においては実用的には引き抜き力のみを考慮すれば良い。

c)アンカーボルトに作用する付着応力

「直接方式」における付着型アンカーボルトの相対する両側の平坦面で測定したひずみの平均値より求め

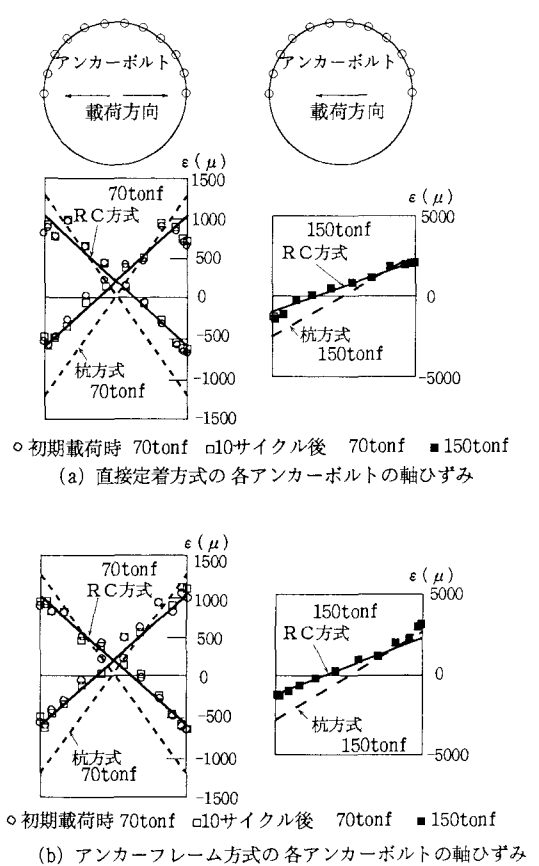


図16 アンカーボルトの軸力分布

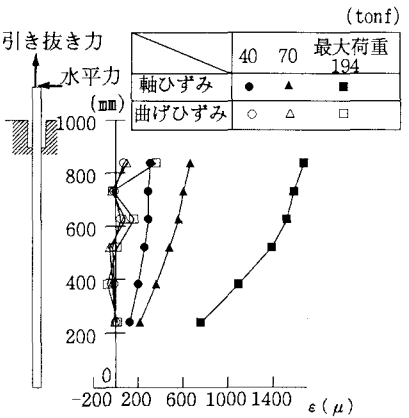


図17 アンカーボルトに作用するひずみ

た付着応力度を初期載荷時と繰り返し載荷終了後の10サイクル後のそれぞれについて、図18(a)-(b)に示す。引き抜き側のアンカーボルトの付着応力分布からは初期載荷時では上部区間が下部区間より大きくなっていることがわかる。一方、繰り返し載荷後はその上部区間が下部区間より小さくなっているものの、一部を除きほぼ一様と見なし得る付着応力分布となっている。上部区間が下部区間より小さくなっているのは、繰り返しの地震荷重によりフーチング上端部にコーン破壊によるひび割れが発生したこと、あるいは異形棒鋼突起の付着抵抗力の低下によるものと考えられる。しかし、押し込み側の付着応力分布は初期及び繰り返し載荷後においても有意な差はない。これは繰り返し載荷によってひび割れが発生するが、フーチングからの押し込み力によってそれが閉じた状態になり付着力が伝達されていることによるものと考えられる。図18(c)は最大荷重時までの付着応力分布を示すものである。ここでは、引き抜き側のアンカーボルトのほぼ半分より上の付着応力度が一定であることが特徴的である。

図19(a), (b)に「フレーム方式」の棒鋼の軸方向応力分布を示す。これから、初期載荷の40tonfでは軸方向応力分布に有意な差はあるものの、その後は繰り返し載荷回数にかかわらず上側のアンカービームより下方では軸方向応力はほぼ一定である。応力の差が付着応力になることを考えれば文献14)と同様にアンカーボルトにはほとんど付着応力が発生していないことになる。これは、アンカーボルトが丸鋼であるため初期の繰り返し載荷段階で棒鋼表面の接着ならびに摩擦抵抗が低下したためであると考えられる。

4 まとめ

鋼製橋脚の定着方法として、スタッド付き異形棒鋼をアンカーボルトに用いた新しい「直接定着方式」と従来型の「アンカーフレーム方式」による全体構造モデルの耐荷力実験より、得られた知見を以下にまとめる。

- (1)直接定着方式、アンカーフレーム方式の両供試体とも、定着部の耐力はほぼ同等で、地震時設計荷重に対し安全率約2.8を有していた。
- (2)アンカーボルトの付着の有無が橋脚の固定度にある程度影響しており、アンカーボルト全長にわたって付着が存在する直接定着方式ではアンカーフレーム方式に比べてより高い固定度を有する。さらに、直接定着方式では定着部の

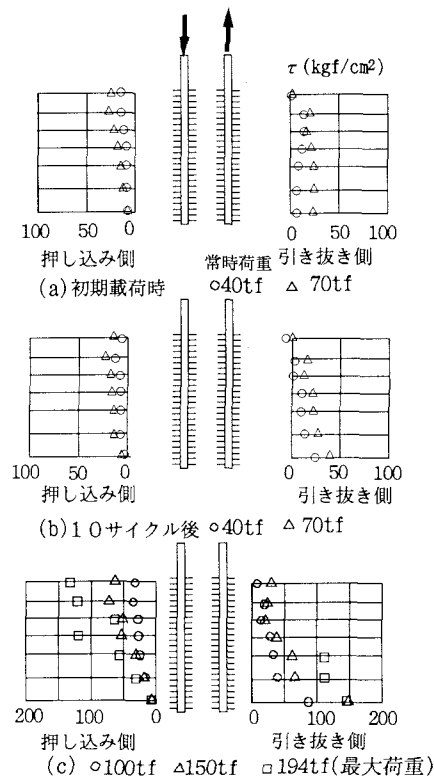


図18 アンカーボルトの付着応力分布

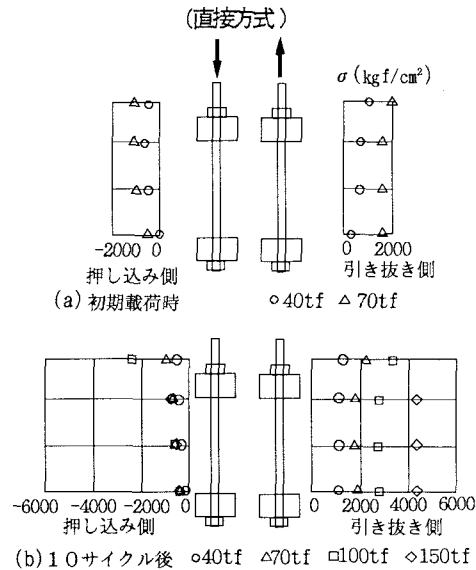


図19 アンカーボルトの軸方向応力分布 (フレーム方式)

コーン破壊補強のための鉄筋が有効に働くこと、および最終破壊形式が付着破壊であることよりアンカーフレーム方式に比べ変形能が優れている。アンカーフレーム方式でもフーチングを直接方式のように補強すれば変形能は向上することが考えられる。

(3)直接定着方式において、付着破壊とコーン破壊が関与する複数本のアンカーボルト定着部の引き抜き耐力の算定方法として、著者らが提案した方法は十分な精度を有している。

(4)脚柱ベース部の下面とフーチング天端の間隙がモルタル等で確実に充填されるならば、ベースプレートからフーチングコンクリートにも押込み力が直接伝達される。したがって、鋼脚ベース部の外径と鋼脚の内径で形成されるコンクリート断面にアンカーボルトが鉄筋として配置されていると仮定する「RC方式」でアンカーボルトの軸力分布を推定するのが適切である。

補遺 複数本のアンカーボルトの破壊機構と耐力算定法^{9,10)}

図 A1に示すようにそれぞれのアンカーボルトが深さ x_1, x_2, \cdots, x_n でコーン破壊すると仮定する。このとき、アンカーボルト群の有効投影面積(Effective Projected Area)がコーン破壊面の重なりを考慮して次のように評価されたとする¹⁷⁾。

$$A_{zc}(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n), 0 \leq x_i \leq L_i \quad (a1)$$

ここに L_i はそれぞれのアンカーボルトの定着長である。

アンカーボルト群のコーン破壊強度 P_{zc} は有効投影面積 A_{zc} と σ_{cone} の積で次のようになる。

$$P_{zc}(x_1, x_2, \cdots, x_n) = \sigma_{cone} A_{zc}(x_1, x_2, \cdots, x_n) \quad (a2)$$

ここに、 σ_{cone} はコーン破壊強度である。ただし、コンクリートを鉄筋で補強した場合のコーン破壊強度 σ_{cone2} は補強鉄筋による累加強度を $\Delta \sigma_{cos} = A_{ss} \cdot \sigma_{sy}$ (A_{ss} : 単位面積当たりの補強鉄筋量, σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏点強度) とした場合、本論文では次式で評価する。

$$\sigma_{cone2} = \frac{1}{2} \sigma_{cone} + \Delta \sigma_{cos} \quad (a3)$$

次に i 番目のアンカーボルトに引き抜き力 P_i が作用し

たとき深さ x_i までの付着力の合力 $P_{bi}(x_i, P_i)$ は

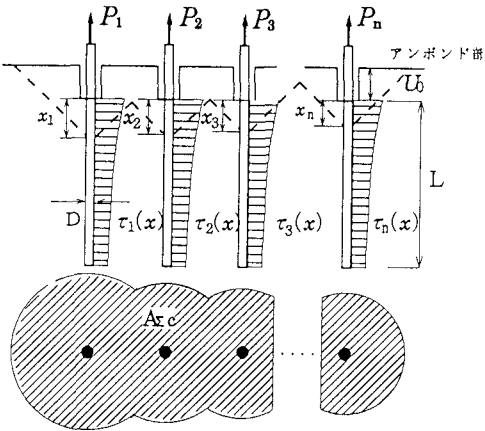
$$P_{bi}(x_i, P_i) = \int_0^{x_i} \pi D \tau_i(x_i, P_i) dx_i, \quad 0 \leq x_i \leq L_i \quad (a4)$$

と表され、また全てのアンカーボルトの深さ x_i までの付着力の合力総和は次式となる。

$$P_{zb}(x_1, x_2, \cdots, x_n, P_z) = \sum_{i=1}^n P_{bi}(x_i, P_i), P_i \leq P_{zi} \quad (a5)$$

ここに P_{zi} は i 番目のボルトの付着耐力であり、 P_z は引き抜き力の総和 ($= \sum_{i=1}^n P_i$) である。

上に定義した諸量により最初にコーン破壊の発生する引き抜き力 P^*_z とコーン破壊発生深さ x_{ic} を求めるための必要十分条件は次のようになる。つまり、コーン破壊の全体強度とコーン破壊位置までの付着力の合力総和がつり合う条件と、コーン破壊が $x_i = x_{ic}$ で初めて発生する条件である式 (a2) で表されるコーン破壊曲面と式 (a5) の付着力の合



図A1 複数本の付着型アンカーボルトの破壊モデル

力総和曲面とが接する条件に対応し、それぞれ次式となる。

$$P_{\Sigma b}(x_{1c}, x_{2c}, \dots, x_{nc}, P^*_{\Sigma}) = P_{\Sigma c}(x_{1c}, x_{2c}, \dots, x_{nc}) \quad (a6)$$

$$\frac{\partial P_{\Sigma c}}{\partial x_i} = \frac{\partial P_{\Sigma b}}{\partial x_i} \Big|_{x_i = x_{ic}, P_i = P^*_{i}} \quad , \quad 1 \leq i \leq n \quad (a7)$$

上式から得られた $P^*_{\Sigma} (= \sum_{i=1}^n P^*_{i})$ が最大耐力でない場合、コーン破壊深さ $u_{0i} + x_{ic}$ を新しいアンボンド深さに置き換え同様の手順により次に発生するコーン破壊耐力を求めることができる。

参考文献

- 1) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準，pp. 79～90，平成4年
- 2) 阪神高速道路公団：設計基準第2部、鋼構造物設計基準（橋梁編），pp. 170～179，平成2年
- 3) 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準，pp. 275～340，昭和62年
- 4) 福岡北九州高速道路公社：鋼構造物設計基準，pp. 118～131，昭和57年
- 5) 池田：極太径ねじふし鉄筋の使用による新しいコンクリート構造形式の研究、第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp. 15-20，1989
- 6) 前野、後藤、小畑、松浦、小林：鋼製橋脚の新しい定着工法について、第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp. 403-410，1989
- 7) 前野、後藤、小畑、松浦：スタッドを取り付けた太径異形棒鋼の付着特性、土木学会論文集、第441号／I-18，PP. 87-96，1992年1月
- 8) 前野、後藤、小畑、松浦：引き抜き力を受ける付着型アンカーボルトの定着部の破壊機構に関する研究、土木学会論文集、第441号／I-18，PP. 185-192，1992年
- 9) Goto, Y., Obata, M., Maeno, H., and Kobayashi, Y.: A New Bond-Type Anchorage System for Steel Piers, The Third Pacific Structural Steel Conference, pp. 971-978, Tokyo, 1992
- 10) Goto, Y., Obata, M., Maeno, H., and Kobayashi, Y.: Failure Mechanism of a New Bond-Type Anchor Bolt subject to Tension, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 119, No. 4 (to appear)
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I・II, pp. 280～285, I・IV, pp. 17～190，平成2年
- 12) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，pp. 191-217，1985
- 13) 秋元、桜井、宮内：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, pp. 18～26，1985
- 14) 西沢、玉置、山内、小寺：道路橋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, pp. 93-109，1975
- 15) 中井、酒造、河井、吉川、北田：鋼製橋脚の設計上の諸問題、橋梁と基礎，pp. 28-35，1983
- 16) 村田：引き抜き試験法による鉄筋とコンクリートの付着強度試験方法（案）、コンクリート工学，Vol. 23, No. 3, pp. 8-11，1985
- 17) ACI 349: Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures, Appendix B-Steel Embedment, ACI (1985)

（1992年9月21日受付）