土木学会論文集 No. 460／V-18, pp. 23~32, 1993. 2

吊橋等の主塔基部アンカー構造の耐力評価法に関する実験的研究

保田雅彦*・平原伸幸**・佐々木雅敏***・
岩城　良****

アンカーボルト方式の塔基部構造の耐荷力推定法を実験的に検討し，耐荷力算定式を提案した．また，この種無筋構造では根入れ深さの平方根に反比例する寸法効果を考慮すべきこと，45°の破壊面を仮定する慣用的方法は耐荷力を最大評価する傾向があることを示した．さらに，鉄筋で補強した場合の耐荷力算定法についても検討した．
Keywords：*suspension bridge, anchor frame, strength, size effect*

1. はじめに

近年，吊橋や斜張橋の長大化に伴い塔基部に作用する外力も大きくまた複雑なものになってきている．

鋼製の塔やコンクリート基礎に固定する場合，一般にアンカーフレームをコンクリート基礎頂部に埋込み，これに塔基部をアンカーボルトで固定する方法が用いられる．このためアンカーボルトの引抜き耐力を適切に評価することが塔の安全性を保証する上で重要である．

現在，アンカーボルトの引抜き耐力評価方法として，

① RC 版の押抜きせん断に準じ，コンクリートの円錐台状の破壊面を仮定して，引抜き耐力を評価する方法

② アンカーボルトを鉄筋とみなし，RC 部材として耐力を評価する方法

③ アンカーボルトを杭とみなし耐力を評価する方法

④ 実験式に基づき耐力評価する方法

等が用いられている．しかし，アンカーボルトの引抜き耐力の評価方法については，まだ十分に確立されていないのが現状である．

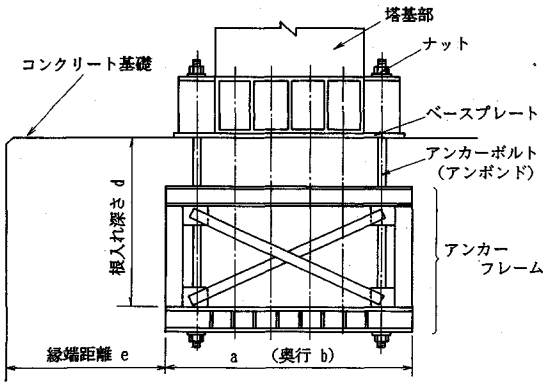
そこで，我が国の大型橋梁で多く採用されているアンカーボルト形式の塔基部（図—1）を対象に耐力評価方法を実験的に検討した．

2. 実験の概要

(1) 実験の種類

実施した実験の種類は次のとおりである．

実験シリーズⅠ：基礎コンクリートが無筋コンクリートで，塔基部に引抜き力，曲げモーメント，引抜き力＋曲げモーメント（以下偏心曲げと呼ぶ）の 3 種類の外力が作用する場合の耐力評価方法を検討するための実験．



図—1 アンカーボルト方式の塔基部構造

実験シリーズⅡ：縮小模型実験の結果から実構造物の耐力を評価する場合必要な寸法効果を確認する実験．

実験シリーズⅢ：基礎コンクリートを鉄筋で補強した場合の耐力評価方法を検討するための実験．

(2) 実験方法

a) 試験体の種類と形状寸法

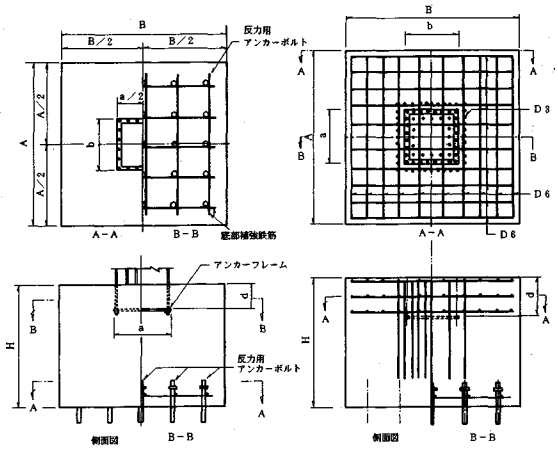
想定される長大吊橋の塔基部を 1/50 に縮小したものを標準試験体とした．実構造物の寸法を参考に，すべての試験体においてアンカーフレーム辺長と縁端距離の比 e/a ＝1.1 とした（図—1）．

実験シリーズⅠではアンカーフレーム辺長と根入れ深さの比 d/a を 0.2～1.0 の範囲で変化させた標準試験体を用いた（図—2，表—1）．

実験シリーズⅡでは d/a＝0.7 一定とし，標準試験体を幾何学的に 1 ～ 5 倍の範囲で縮尺率を変えた 4 種類の大きさの試験体を用いた（表—2）．

実験シリーズⅢでは補強鉄筋量を変化させた標準試験体（d/a＝0.5～1.0）と，標準試験体（d/a＝0.7）の

* 正会員　本州四国連絡橋公団設計部設計第一課　課長
（〒105　港区虎の門 5-1-5 虎の門 45 森ビル）
** 本州四国連絡橋公団企画開発部計画課　課長代理
*** 本州四国連絡橋公団第三建設局大三島管理事務所維持管理課　課長
**** 正会員　鹿島建設（株）技術研究所　次長



a．実験シリーズⅠ・Ⅱ　　b．実験シリーズⅢ

図―2　試験体の構造概要

表―1　試験体の寸法諸元（実験シリーズⅠ）

試験体の名称	試験体の縮尺	寸法 (cm) d	a	b	A	B	H
Ⅰ-50	1/50	5.0	25	25	80	80	32.5
Ⅰ-100		10.0					
Ⅰ-125		12.5					
Ⅰ-175		17.5					60.0
Ⅰ-250		25.0					

表―2　試験体の寸法諸元（実験シリーズⅡ）

試験体の名称	試験体の縮尺	寸法 (cm) d	a	b	A	B	H
Ⅱ-175	1/50	17.5	25	25	80	80	60
Ⅱ-250	1/35	25.0	35	35	115	115	85
Ⅱ-500	1/17.5	50.0	70	70	230	230	170
Ⅱ-800	1/11	80.0	115	115	365	365	275

1.7倍及び3.3倍の大きさの試験体を用いた（表―3，図―3）．補強鉄筋量は実構造物を参考にして設定した．

各試験体の底部には実験時の反力用アンカーを配置した．また，実構造物ではアンカーフレーム及びアンカーボルトはアンボンドとして施工されるため，それぞれ鉛丹ペイント塗布及びビニールチューブ被覆によりコンクリートと付着しないようにした．

（3） 使用材料

a） コンクリート

コンクリートは実構造物でf'_{ck}＝24 MPa，f'_c＝30 MPa前後のコンクリートが用いられる場合が多いことから，試験時（材令28前後）にほぼf'_c＝30 MPa前後が得られる配合とした（表―4）．

粗骨材最大寸法G_{max}は試験体寸法，配合実績及び充填性を考慮して10 mmとした．試験体コンクリートの粗骨材最大寸法が実構造物の耐力評価に与える影響については後述する（3.(2). b）参照）．

b） 鉄　筋

補強鉄筋はD 3，D 6，D 13の3種類とし，材質はD 3及びD 6にはSD 345相当を，D 13にはSD 345を用いた．また，アンカーボルトにはPC鋼棒SBPR 1080/1230を用いた．

（4） 載荷方法

表―3　試験体の寸法諸元（実験シリーズⅢ）

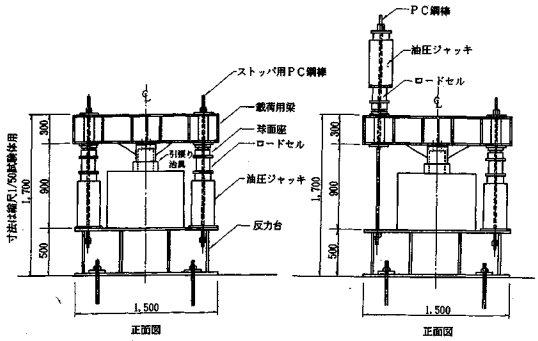
試験体の名称	試験体の縮尺	寸法 (cm) d	a	b	A	B	H	鉄筋比 (%) 鉛直	水平
Ⅲ-125-3 -1	1/50	12.5	25	25	80	80	60	0.12	0.61
Ⅲ-125-3 -2								0.12	0.16
Ⅲ-125-3 -3								0.01	－
Ⅲ-125-3 -4								0.12	－
Ⅲ-125-3 -5								－	0.61
Ⅲ-175-3 -1		17.5						0.02	－
Ⅲ-175-3 -2								0.02	0.18
Ⅲ-175-3 -3								0.06	－
Ⅲ-175-3 -4								0.06	0.18
Ⅲ-175-3 -5								0.06	0.68
Ⅲ-175-3 -6								0.12	－
Ⅲ-250-2 -1	1/35	25.0	52	52	115	115	85	0.11	0.30
Ⅲ-250-2 -2								0.22	0.30
Ⅲ-250-2 -3								0.11	0.13
Ⅲ-500-1	1/17.5	50.0	70	70	230	230	170	0.22	0.31

・水平鉄筋比 $Ph = Ash/\{(a+2d)_2 \cdot d\}$，　Ash：深さd以上に含まれる水平鉄筋断面積
・鉛直鉄筋比 $Pv = Asv/(a+2d)$，　Asv：$(a+2d)$角に含まれる鉛直鉄筋断面積

表―4　コンクリートの配合

配合	W/C (%)	S/a (%)	単位量 (Kg/m³) W	C	S	G	混和剤	流動化剤	適用実験シリーズ
A	47.0	44.0	163	347	800	1003	C ×0.6%	－	Ⅰ，Ⅲ
B	58.5	43.5	176	301	780	1043	C ×0.3%	C×0.2%	Ⅱ

・配合 A：スランプ=10 ±2.0 cm，空気量　2 ±1 %，早強ポルトランドセメント使用
・配合 B：スランプ=11 ±2.5 cm，空気量　4 ±1 %，普通ポルトランドセメント使用



a．引抜き試験時　　b．曲げ試験時

図―3　載荷方法

載荷は塔基部を取付けた載荷梁と2台の油圧ジャッキにより行った（図―3）．偏心曲げ載荷の場合はまず所定の軸力を作用させた後，これを一定に保ちながら破壊まで曲げモーメントを増加させた．また，アンカーボルトには実構造物と同様のプレストレスを与えた．

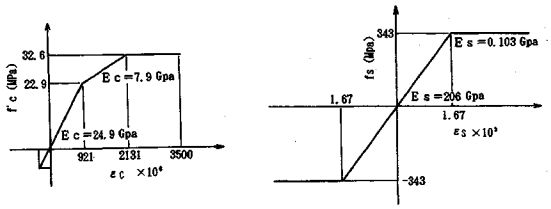
（5） FEM解析の概要

応力分布や初期ひびわれ発生状況などの定性的な傾向を知る目的で，標準試験体（d/a=0.7）を対象にFEM解析を行った．

a） 解析方法及び解析モデル

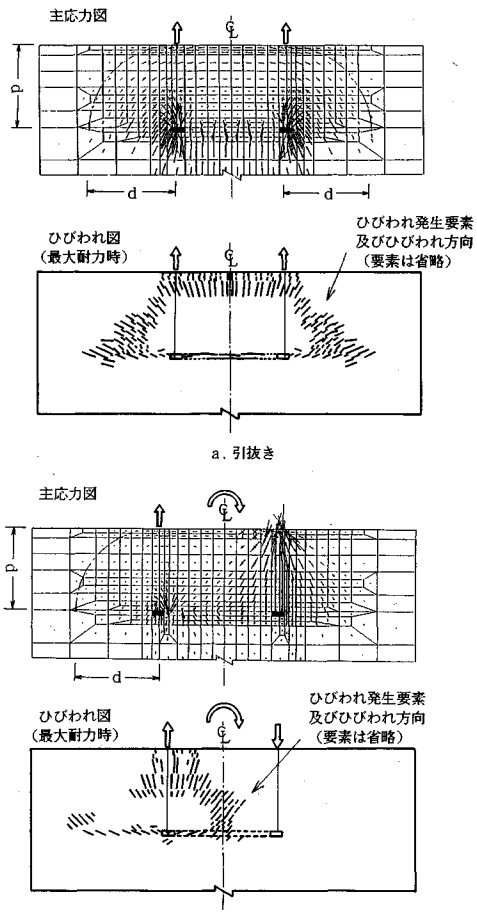
2次元弾塑性FEM解析プログラムCARC PLANEを用いて解析した．

塔基部，コンクリート基礎及びアンカーフレームは面材とし，アンカーボルト及び鉄筋は線材としてモデル化した．試験体の3次元形状は，面要素の厚さを変化させることによってモデル化した．なお，試験体の中央縦断面の応力状態を検討する場合，このモデル化が妥当なことを，解析値と試験体のひずみ実測値の比較により別途確認した[4]．



a．コンクリート要素の応力ひずみ関係　　b．鉄筋要素の応力ひずみ関係

図—4　解析に用いた主な材料特性

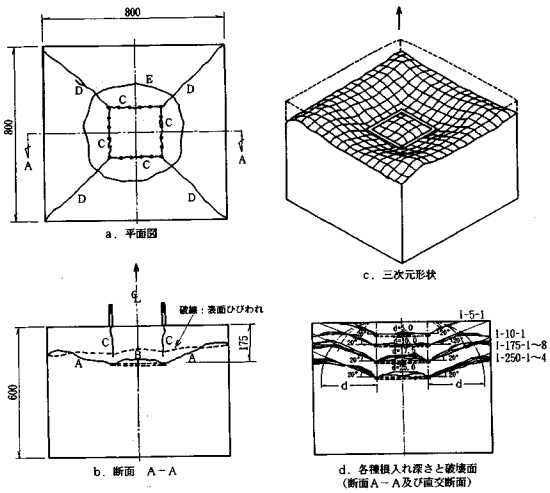


図—5　解析結果例（実験シリーズⅠ）

塔基部下面とコンクリート基礎との接触面及びアンカーフレームと周辺コンクリートとの境界面はノンテンションバネ（引張り剛性がほぼ零）で接続し，浮上りや剝離現象を表現した．鋼材及びコンクリートの材料特性には材料試験結果に基づき非線形性を考慮した（図—4に例示）．荷重は段階的に増加させ，逐次塑性化の有無を判定し釣合い計算を行った．

b）解析結果

標準試験体に引抜き及び曲げが作用したときの主応力及びひびわれ分布を図—5に例示する．



図—6　破壊状況（実験シリーズⅠ・引抜き）

3.　実験結果とその考察

（1）破壊モードについて

a）実験シリーズⅠ：無筋コンクリート試験体

引抜き力が作用した場合の破壊例を図—6 a.～6 c. に，試験体中央断面を切断して調べた種々の根入れ深さにおける破断面の形状を図—6 d. に示す．これらから次のことが考察される．

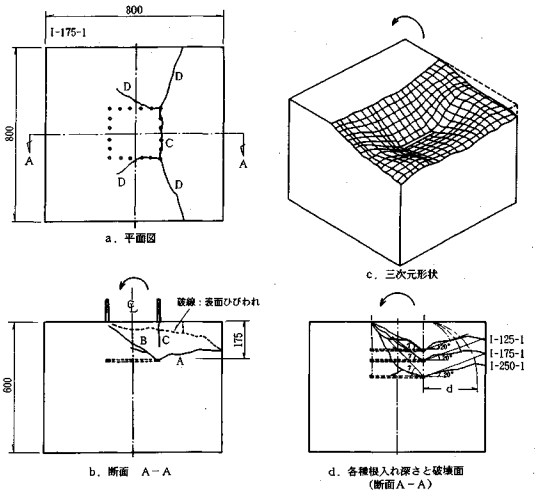
① 破断面は $d/a=0.2$ の場合は試験体上面に，$d/a=0.4\sim1.0$ の範囲では試験体側面に貫通する．

② 破断面 A，B（図—6 b.）はアンカーフレーム近くでは直線状で根入れ深さにかかわらず水平と約 20°の角度なす．この角度は解析結果（図—5 a.）とほぼ一致している．アンカーフレーム外側の破断面 A には上方に凸の変曲点が見られる．

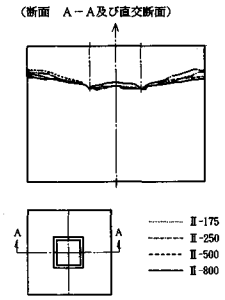
③ 試験体上面では，$d/a=0.2$ の場合円形状のひびわれ E とアンカーボルト孔をつなぐひびわれ C が発生する．$d/a=0.4\sim1.0$ の範囲では放射状のひびわれ D とアンカーボルト孔をつなぐひびわれ C が発生する．

④ ひびわれの進行順序を予想破断面に沿って埋込んだひずみゲージの測定結果から推定すると[4),5)]，まずひびわれ A，B がアンカーフレームを始点として内外に向かって進展し，A が変曲点付近まで進展したときに最大耐力に達する．その直後に耐力の急激な低下を伴いつつひびわれ C，D，E が発生し破壊する．解析結果（図—5 a.）でも，引張り応力はアンカーフレームに近い部分ほど大きく，ひびわれ A，B がアンカーフレームを始点とし内外に進行することが裏付けられる．

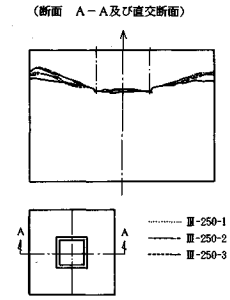
⑤ ひびわれ A の始点から変曲点に至る直線部の長さは根入れ深さ d の増加と共に長くなり，その長さは d



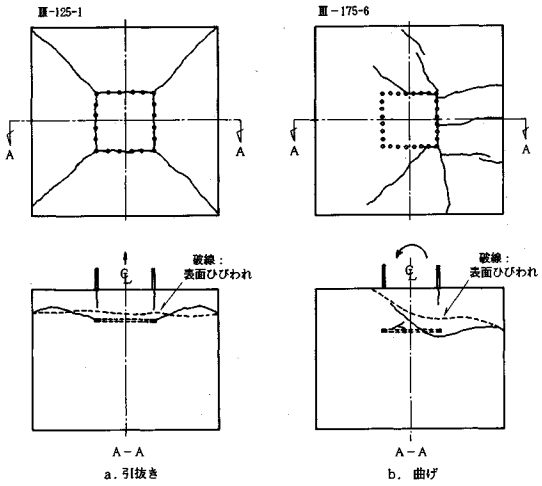
図—7 破壊状況（実験シリーズⅠ・曲げ）



図—8 試験体縮尺と破断面



図—9 鉄筋比と破断面



図—10 破壊状況（実験シリーズⅢ）

とほぼ一致している（図—6 d.）.

曲げモーメントが作用する場合の破壊状況の代表例を図—7に示す．これらから次の事項が考察される．

① 引張側アンカーフレームから外側に向かう破断面Aはアンカーフレーム近くでは直線状で根入れ深さにかかわらず水平と約20°の角度なす．また，破断面Aはd/a=0.7～1.0の範囲では破断面は引張側の試験体側面に貫通し，上方に凸の変曲点が見られる．

② 引張側アンカーフレームの内側には塔基部圧縮縁に向かうひびわれBが発生する．

ひびわれA，Bの角度は解析結果（図—5 b.）とほぼ一致している．

③ 試験体上面では，引張側に放射状のひびわれDとアンカーボルト孔をつなぐひびわれCが発生する．

④ ひびわれの進行順序はひずみゲージの測定結果によると[4),5)]，まずひびわれA，Bがアンカーフレームから内外に向かい進展し，ひびわれAが変曲点付近まで進展したとき最大耐力に達する．その直後耐力の急激な低下を伴いつつひびわれC，Dが発生し破壊する．

解析結果（図—5 b.）によると，引張り応力はアンカーフレームに近い部分ほど大きく，ひびわれA，Bの進行順序が裏付けられる．

⑤ ひびわれAの始点から変曲点に至る直線部の長さは根入れ深さdの増加と共に長くなり，その長さはdとほぼ一致する（図—7 d.）.

b） 実験シリーズⅡ：試験体寸法の変化

図—8に縮尺の異なる試験体の破断面を同じ縮尺に変換して示した．この図からみられるように破断面の形状は試験体寸法が変化してもほとんど変わらない．

c） 実験シリーズⅢ：鉄筋補強試験体

鉄筋補強した試験体に引抜き力及び曲げモーメントが作用した場合のひびわれ状況と破断面の例を図—10に示す．破断面の形状は鉄筋補強した場合も無筋コンクリートの場合（図—6, 7, 8）に比較して明確な差はなく，破断面の形状は補強鉄筋比が変化してもほとんど変わらない．

（2） 破壊荷重について

a） 実験シリーズⅠ：無筋コンクリート試験体

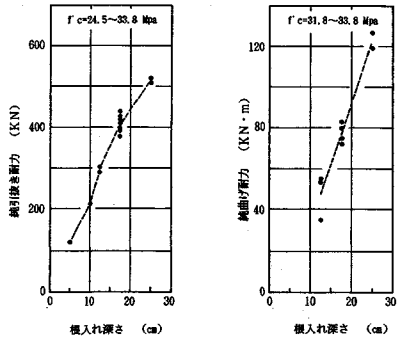
引抜き及び曲げ耐力はアンカーフレームの根入れ深さの増加に伴い，実験範囲内ではほぼ直線的に増加する（図—11）.

偏心曲げモーメントに対する耐力は，根入れ深さを一定とした場合，軸引張り力の増加に伴い減少し，軸圧縮力の増加に伴いやや増加する（図—12）.

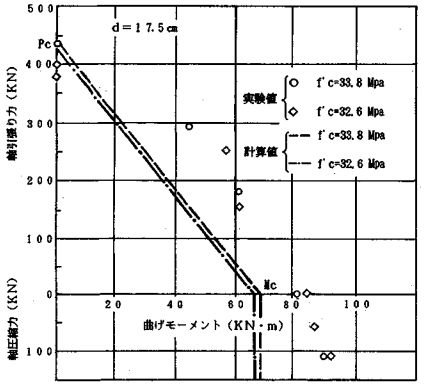
b） 実験シリーズⅡ：試験体寸法と引抜き耐力

d/aを一定として試験体の縮尺率を変化させた場合，引抜き耐力は試験体寸法の増加に伴い増加するが，その増加割合は相似則に基づく寸法比の2乗より小さい．これは寸法効果が存在することを示している（図—13）.

寸法効果に関しては，古くはRC部材のせん断耐力に関するKaniの研究[7)]がある．Kaniは最大骨材寸法と鉄筋径をほぼ一定にした時，せん断耐力は部材寸法が大



図—11 根入れ深さと耐力（実験シリーズⅠ）

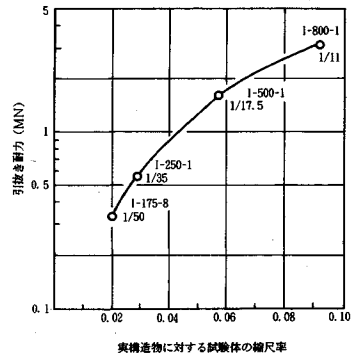


図—12 偏心曲げ耐力

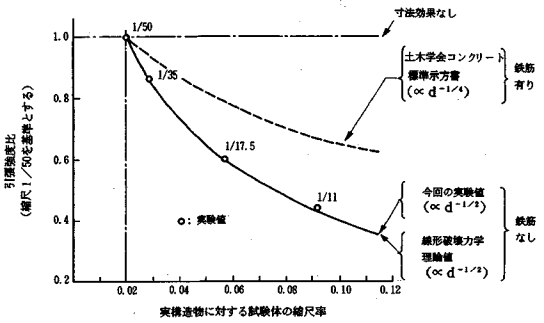
きいほど小さいことを示した．Taylorの研究[8]では，骨材寸法が同じであればせん断耐力は部材寸法の4乗根に反比例すること，また井畔ら[9]はこれらの寸法効果が部材の有効高さが1 m以上でも適用できることを示している．

骨材寸法を部材寸法に比例させたとき，寸法効果が緩和されることが，Taylor，塩屋[10]，藤井[11]らにより示され，また同一部材寸法の場合骨材寸法が小さい方がせん断耐力が小さい傾向にあることがTaylorや塩谷らの実験データに見られる．さらに池田ら[12]は，乾燥も寸法効果の一因になっていることを指摘している．コンクリートの引張り強度については，長谷川ら[13]は試験体直径の3乗根に反比例するとしている．

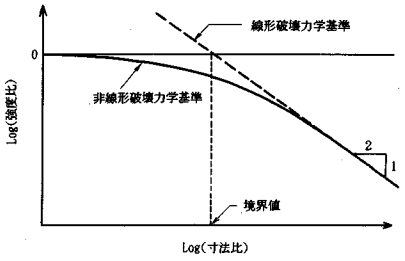
一方，寸法効果に関しては破壊力学的アプローチも試みられており，Bažantら[14]はコンクリートの引張り強度はd（部材有効高さ）とd_a（最大骨材寸法）の比に依存し，その寸法効果は図—15に示すように表されるとしている．すなわち，d/d_aが小さい範囲では引張り強度は非線形破壊力学による破壊基準に従い例えばdの3~4乗根に反比例する寸法効果が現れるが，十分大きい範囲では引張り強度は線形破壊力学による破壊基準に近づきdの平方根に反比例する寸法効果が現れる．



図—13 試験体縮尺と引抜き耐力（実験シリーズⅡ）



図—14 試験体縮尺と引張り強度比

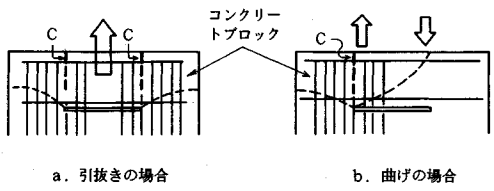


図—15 寸法比と破壊基準

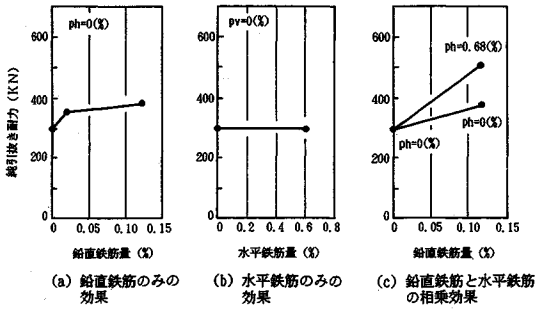
実験シリーズⅡの結果を，試験体縮尺率と引張り強度（引抜き耐力をコンクリートの抵抗面積で除したもの）の関係として縮尺1/50試験体を基準に示すと図—14のようになる．図にみられるように，引張り強度はほぼ根入れ深さ（＝試験体寸法）の平方根に反比例して減少しており，上述の線形破壊力学による破壊基準に近い寸法効果が現れることが分った．

この種の構造での引抜き耐力の寸法効果については研究例が少なく議論の多いところであるが，次の理由により実構造物の耐力推定には根入れ深さの平方根に反比例する寸法効果を考慮するのが妥当と考えられる．

① ここで得られた寸法効果は破壊力学で考えられる最も大きい寸法効果で，実構造物の耐力推定に適用した



図—16　水平鉄筋の補強効果模式図



図—17　鉄筋の補強効果（実験シリーズⅢ）

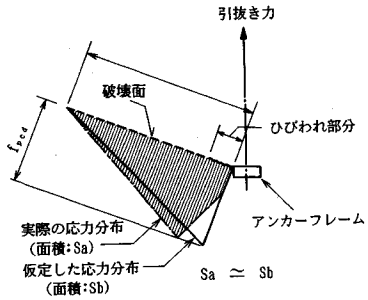
場合は安全側になると考えられる．

②　今回の実験で得られた寸法効果は粗骨材最大寸法を試験体寸法にかかわらず 10 mm 一定として得られたものである．一方，実構造物では最大寸法 25～40 mm の粗骨材が用いられると推定される．前述の既往の研究によれば，同一部材寸法の場合粗骨材最大寸法が小さい方がせん断耐力が小さい傾向にある．従って，ここで得られた寸法効果を考慮して実構造物の耐力を推定した場合は安全側の推定になると考えられる．

c）実験シリーズⅢ：鉄筋補強試験体の破壊耐力

鉛直鉄筋及び水平鉄筋量の変化に伴う引抜き耐力の変化を図—17 に示す．これらの図及び実験時の鉄筋ひずみ測定結果から次のことが考察される．

①　鉛直鉄筋のみを配置し，その量を増加しても引抜き耐力の増加は小さい．鉛直鉄筋の補強効果が鉛直鉄筋量に比例して現れないのは，アンカーフレーム外側に配置した鉛直鉄筋が十分抵抗するに至る前にひびわれ C の発達により破壊面から上部のコンクリートブロックが



図—18　破壊面の応力分布の仮定

崩壊し耐力を失うためと考えられる（図—16 a.）．

②　水平鉄筋のみを配置しその量を増加しても引抜き耐力はほとんど増加しない．これはコンクリート破壊面と水平鉄筋との交角が小さいため（約 20°）補強効果がほとんど表れないためと考えられる．

③　鉛直鉄筋と水平鉄筋（基礎の上表面付近）を同時に配置すると，同じ鉛直鉄筋量でも引抜き耐力の増加が大きい（図—17 a）．これは水平鉄筋によりひびわれ C の発達によるコンクリートブロックの崩壊が防止され，すべての鉛直鉄筋が有効に働くためと考えられる．

また，曲げ耐力についても引抜きの場合と同様，鉛直鉄筋及び水平鉄筋の相乗効果で曲げ耐力が増加することが分る（図—17 b.）．相乗効果を生じるメカニズムは，引抜きの場合と同様と考えられる（図—16 b.）．なお曲げの場合は，アンカーフレーム内側の破断面と水平鉄筋の交角が引抜きの場合より大きいため，この部分の水平鉄筋も耐力に寄与するものと考えられる．

d）鉄筋補強した場合の寸法効果

鉄筋補強した場合の引抜き耐力の寸法効果について考察すると次のとおりである．

中形試験体（Ⅲ-250-2）の引抜き耐力から鉄筋比が等しく寸法が 2 倍の大型試験体（Ⅲ-500-1）の引抜き耐力を推定すると，（後出表—8，STEP 2 参照）

・寸法効果を考慮した場合：

$$783\ \mathrm{KN} \times 2^{2}/\sqrt{2} = 2.21\ \mathrm{MN}$$

・寸法効果を考慮しない場合：

$$783\ \mathrm{KN} \times 2^{2} = 3.13\ \mathrm{MN}$$

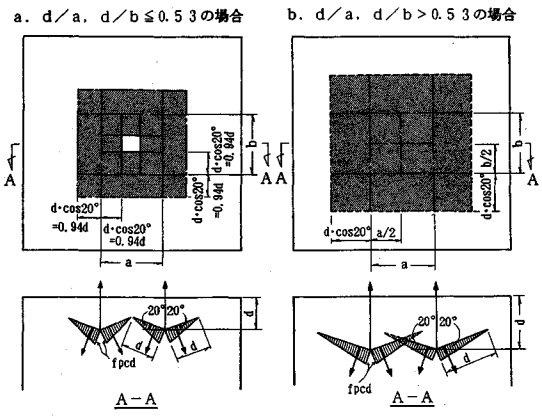
となり，引抜き耐力実験値 2.87 MN はこれらの間にある．これから，鉄筋とコンクリートが共同して抵抗する状態（後述 4.(2)）では，寸法効果は無筋コンクリートの場合より緩和されると考えられる．

4.　耐力算定法

（1）　実験シリーズⅠ：無筋コンクリートの場合

a）純引き抜力が作用する場合

実験及び解析から得られた破壊モードと応力分布に基づき，次のように有効破断面と応力分布（図—18）を仮



図—19 有効破断面と応力分布の仮定（引抜き）

定し，有効破断面に発生する応力の合力の鉛直成分が外力と釣り合うものとして引抜き耐力算定式を導いた．

① アンカーフレームから斜めに発生する破断面の角度を20°とする．

② アンカーフレームから斜めに発生する破断面の，耐力に対して有効な長さは埋込み深さ d と等しい．

③ ひびわれが発生する直前の，斜めひびわれ面の応力分布を三角形分布とする．

④ コンクリートの破壊強度はコンクリート標準示方書に示されている押抜きせん断強度式を参考に，3. b で得られた寸法効果を考慮して算定する．

なお，上記②の破断面有効長さの仮定は下記の理由による．

① 根入れ深さと耐力はほぼ比例関係にあり（図—11），かつ破断面の直線部の長さは根入れ深さにほぼ等しい（3.(1). a．）．従って，破断面の長さ d の直線部が耐力に対し有効な部分と考えられる．

② 破断面が変曲点に達すると，すなわち d を越えると耐力を急激に失う．これからも長さ d の範囲が耐力に対して有効な範囲と考えられる．

また，上記③のひびわれ面の応力分布形状の仮定は下記の理由による．

① コンクリートひずみの測定結果及び解析によれば，アンカーフレーム近くほど引張りひずみが大きく，破壊荷重到達時に最大となる．

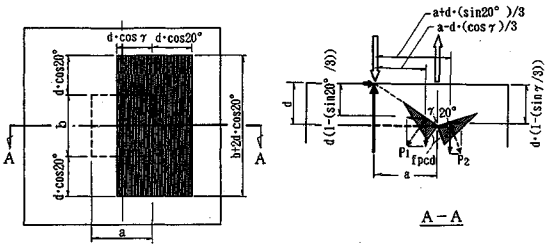
② 破壊直前の応力分布は図—18 に示すように，アンカーフレーム近傍のコンクリートにひびわれが発生するため，引張り軟化現象により応力分布は三角形分布と異なると考えられる．しかし，耐力に関わる引張り応力の合力（面積：Sa）は三角形分布と仮定して求めても（面積：Sb）大差ないものとみなした．

耐力算定式：（適用範囲 $e/a=1.1$，$0.2 \leqq d/a \geqq 1.0$）

① アンカーフレーム内側に向かうひびわれが交差しない場合，すなわち $d/a \leqq 0.53$ のとき（図—19 a.）

表—5 引抜き耐力の実験値と計算値の比較

試験体名称	根入れ深さ d (cm)	アンカーフレーム辺長 a×b(cm)	f'_c (MPa)	β_d	f_{pcd} (MPa)	①引抜き耐力計算値 (KN)	②引抜き耐力実験値 (KN)	実験値／計算値 ②／①
I-50-1	5.0		26.3		2.44	115	118	1.03
I-100-1	10.0		26.3		2.44	229	211	0.92
I-125-1	12.5		26.3		2.44	287	299	1.04
-2			24.5		2.38	277	289	1.05
-1			26.3		2.44	390	427	1.10
-2		25 ×25	31.8	2.390	2.68	429	410	0.96
-3			31.8		2.68	429	421	0.98
I-175-4	17.5		31.8		2.68	429	422	0.98
-5			33.8		2.77	442	438	0.99
-6			32.6		2.72	434	373	0.86
-7			32.6		2.72	434	397	0.92
-8			29.5		2.59	413	393	0.95
-1		35 ×35	29.5		2.16	687	681	0.99
-2	25.0		31.8	2.000	2.25	470	529	1.13
I-250-3		25 ×25	31.8		2.25	470	529	1.13
-4			31.8		2.25	470	509	1.08
I-500-1	50.0	70 ×70	32.1	1.414	1.60	2031	1991	0.98
I-800-1	80.0	115 ×115	31.7	1.118	1.25	4215	3883	0.92



図—20 有効破断面と応力分布の仮定（曲げ）

$$P_c = 2\cdot(f_{pcd}\cdot d\cdot\cos 20°/2)\cdot 2(a+b)$$
$$= 2\cdot\cos 20°\cdot(a+b)\cdot d\cdot f_{pcd}$$
$$= 1.88\cdot(a+b)\cdot d\cdot f_{pcd} \quad \cdots\cdots (1a)$$

② アンカーフレーム内側に向かうひびわれが交差する場合，すなわち $d/a > 0.53$ のとき（図—19 b.）

$$P_c = (a+b)\cdot f_{pcd}\cdot[0.94\cdot d + a\{1-a/(3.76\cdot d)\}] \quad \cdots\cdots (1b)$$

ここに，

P_c：引抜き耐力（hN）

a，b：アンカーフレームの辺長（cm）

d：アンカーフレームの根入れ深さ（cm）

f_{pcd}：見掛けのひびわれ発生強度（MPa）

$f_{pcd} = C\cdot\beta_d\cdot\sqrt{f'_{cd}}$

β_d：寸法効果考慮のための係数

$\beta_d = \sqrt{100/d}$，$\leqq 2.39$（$d = 100$ cm のとき $\beta_d = 1$）

f'_{cd}：コンクリートの圧縮強度（MPa）

C：実験定数，$=0.199$

式（1）による耐力計算値と実験値を比較した結果を表—5 に示す．このように，アンカーフレームの引抜き耐力を精度良く（実験値と計算値の比の平均値 1.00，変動係数 7.3 %）推定できる．

b） 曲げの場合

引抜きの場合に準じ，次の仮定のもとに図—20に示す破断面の有効領域と応力分布を用いて，破断面に発生する応力分布の合力の塔基部圧縮縁に関するモーメントが外力モーメントと釣合うものとして曲げ耐力算定式を導

表—6　曲げ耐力の実験値と計算値の比較

試験体名称	根入れ深さ d (cm)	アンカーフレーム辺長 a×b(cm)	f'c (MPa)	βd	fpcd (MPa)	① 曲げ耐力計算値 (KN・m)	② 曲げ耐力実験値 (KN・m)	実験値/計算値 ②/①
I-125-2-1	12.5	25×25	24.3	2.390	2.35	33.6	35.6	1.06
I-125-2-2			31.8		2.68	38.4	53.8	1.40
I-125-2-3			31.8		2.68	38.4	55.3	1.40
I-175-2-1	17.5		31.8		2.68	65.3	73.0	1.11
I-175-2-2			31.8		2.68	65.3	75.5	1.15
I-175-2-3			33.8		2.77	67.4	80.4	1.19
I-175-2-4			32.6		2.72	66.1	83.4	1.26
I-250-2-1	25.0		31.8	2.000	2.25	101.6	119.3	1.17
I-250-2-2			31.8		2.25	101.6	127.8	1.24

表—7　偏心曲げ耐力の実験値と計算値の比較

試験体名称	根入れ深さd (cm)	f'c (MPa)	βd	fpcd (MPa)	計算値 N (KN)	計算値 M (KN・m)	実験値 N (KN)	実験値 M (KN・m)	実験値/計算値 ②/①
-9	17.5	33.8	2.390	2.77	438	–	438	–	1.00
-10		32.6		2.72	① 433	–	② 373	–	0.86
-11		32.6		2.72	433	–	397	–	0.92
-12		33.8		2.77	292	22.4	292	45.1	2.01
-13		32.6		2.72	248	28.2	248	56.9	2.01
I-175-14		33.2		2.77	176	40.3	176	60.8	1.51
-15		32.6		2.72	149	43.4	149	61.8	1.42
-16		33.8		2.77	–	①67.3	–	②80.4	1.19
-17		32.6		2.72	–	66.1	–	83.4	1.26
-18		32.6		2.72	-63.7	66.1	-63.7	85.3	1.29
-19		33.8		2.77	-115	67.3	-115	89.2	1.32
-20		32.6		2.72	-115	66.1	-115	91.2	1.38

いた．

① アンカーフレーム外側に斜めに発生する破断面の角度を20°とする．

② アンカーフレーム内側及び外側に斜めに発生する破断面の有効長さは埋込み深さ d と等しい．

③ ひびわれ面の応力分布及び見掛けのひびわれ発生強度 f_{pcd} の仮定は引抜きの場合と同様とする．

耐力算定式：(適用範囲 $e/a=1.1,\ 0.5 \leqq d/a \geqq 1.0$)

$$\left.\begin{aligned} M_c &= M_1 + M_2 \\ M_1 &= P_1 \cos\gamma \cdot (a - d\cdot\cos\gamma\ /3) \\ &\quad + P_1 \sin\gamma \cdot d(1-\sin\gamma\ /3) \\ M_2 &= P_2 \cos 20° \cdot (a + d\cdot\cos 20°\ /3) \\ &\quad - P_2 \sin 20° \cdot d(1-\sin 20°\ /3) \\ P_1 &= P_2 = (f_{pcd}/2)d \\ &\quad \cdot (b + 2d\cdot\cos 20°) \\ \tan\gamma &= d/a \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (2)$$

ここに，

M_c：曲げ耐力（hN・cm）

a：曲げモーメントの作用軸と直交するアンカーフレームの辺長（cm）

式（2）による耐力計算値と実験値を比較した結果を表—6に示す．このように，曲げ耐力を安全側に比較的精度良く（実験値と計算値の比の平均値1.2，変動係数10％）推定できる．

c）偏心曲げが作用する場合

偏心曲げを受けた場合のコンクリートの応力状態は，引抜きによる応力状態と曲げによる応力状態との和として表すことができ，破断面の最大引張り応力がコンクリートの見掛けのひびわれ発生強度 f_{pcd} に達した時偏心曲げ破壊が起こるものと仮定し耐力算定式を導いた．

耐力算定式：(適用範囲 $e/a=1.1,\ d/a=0.7$)

$$M = \{1-(N/P_c)\}\cdot M_c \cdots\cdots (3)$$

ただし，作用軸力が圧縮の領域では $M=M_c$ とする．

ここに，

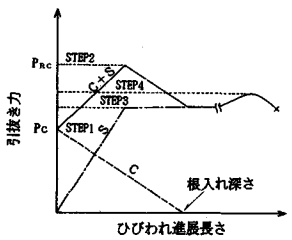
N：作用軸力（N）

M：偏心曲げ耐力（N・cm）

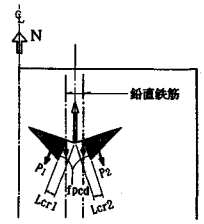
P_c：式（1）による引抜き耐力計算値（N）

M_c：式（2）による曲げ耐力計算値（N・cm）

計算値と実験値を比較を表—7及び図—12に示す．式



図—21　ひびわれ進展長さと引抜き抵抗



図—22　破断面における抜き抵抗の仮定

（3）から得られる偏心曲げ耐力計算値は，引抜き耐力計算値（P_c）と曲げ耐力計算値（M_c）を結ぶ直線として表される．図にみられるように，式（3）により安全側で偏心曲げ耐力を算定できる．

（2） 鉄筋コンクリートの試験体の場合

a）引抜きの場合

実験結果及び解析結果から次の仮定の基づいて耐力算定式を導いた（図—22）．

① 引抜きによるコンクリートの破断面形状すなわちアンカーフレーム上面から斜めに発生するひびわれの長さや角度は無筋の場合と変わらない（3.(1)c）参照．

② 破壊時の鉛直鉄筋のひずみは実測結果によるとアンカーフレーム近傍に配置したもの程大きく，破壊時の鉛直鉄筋はアンカーフレーム近傍に配置したものから順次降伏し抵抗する．

③ 鉄筋の降伏ひずみはコンクリートのひびわれ発生ひずみと比較して非常に大きいため，鉛直鉄筋が降伏する領域ではコンクリートの引張り抵抗力はなくなる．

④ コンクリートのひびわれ領域（鉛直鉄筋の降伏領域）を順次変化させ，それに対応する鉛直鉄筋の降伏抵抗力とコンクリートの引張り抵抗力の和を求め，それらの内最大のものを引抜き耐力とする．すなわちひびわれ領域の進展に伴うコンクリート及び鉄筋の抵抗力は模式的に図—21のように変化して破壊に至るものとし，STEP 2を以って引抜き耐力とする．

・STEP 1：コンクリートにひびわれが発生し始める

・STEP 2：全ての鉛直鉄筋が降伏する

・STEP 3：コンクリートが破断する

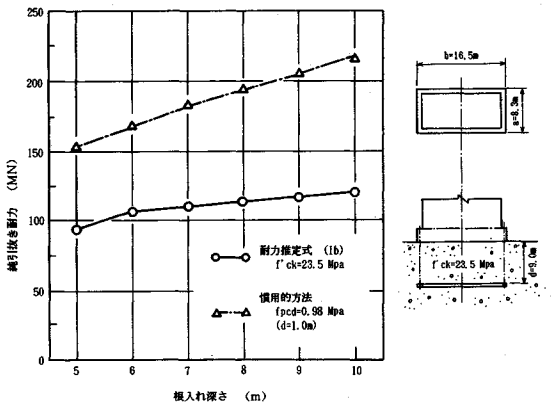
・STEP 4：鉛直鉄筋がひずみ硬化し破断する

表—8 引抜き耐力の実験値と計算値の比較

試験体の名称	試験体の縮尺	根入れ深さ d (cm)	f'c (MPa)	fy (MPa)	鉄筋比 (%) 鉛直	鉄筋比 (%) 水平	STEP	① 計算値 (KN)	② 実験値 (KN)	実験値/計算値 ②/①
-1			27.9		0.12	0.61		477	519	1.08
-2					0.12	0.16		363	402	1.11
Ⅲ-125-3	1/50	12.5	24.5	330	0.01	—	2	286	358	1.25
-4					0.12	—		363	389	1.07
-5					—	0.61		286	304	1.06
Ⅲ-250-1	1/35	25.0	26.8	314	0.11	0.30	1	604	559	0.93
							2	642	666	1.04
							3	238	231	0.97
							4	319	333	1.04
Ⅲ-250-2	1/35	25.0	26.8	314	0.22	0.30	1	604	588	0.97
							2	794	783	0.99
							3	477	493	1.03
							4	637	606	0.95
Ⅲ-250-3	1/35	25.0	26.8	314	0.11	0.10	1	604	579	0.96
							2	642	664	1.03
							3	238	251	1.05
							4	319	280	0.89
Ⅲ-500-1	1/17.5	50.0	32.8	324	0.22	0.31	1	1670	1680	1.01
							2	3120	2870	0.92
							3	2130	2210	1.04
							4	3040	2800	0.92

表—9 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

試験体の名称	試験体の縮尺	根入れ深さ d (cm)	f'c (MPa)	fy (MPa)	鉄筋比 (%) 鉛直	鉄筋比 (%) 水平	STEP	① 計算値 (KN・m)	② 実験値 (KN・m)	実験値/計算値 ②/①
-1					0.02	—		88.3	83.4	0.94
-2					0.06	—		88.3	83.4	0.94
Ⅲ-175-3	1/50	17.5	32.6	343	0.12	—	2	102.0	83.4	0.82
-4					0.02	0.18		87.3	84.3	0.97
-5					0.06	0.18		92.2	89.2	0.97
-6					0.06	0.68		110	120	1.08



図—23 引抜き耐力算定例

⑤ 前記①に基づきコンクリートの引張り抵抗力は無筋の場合の考え方を準用して求められるものとする.

耐力算定式：(適用範囲 $e/a=1.1$, $0.5 \leqq d/a \geqq 0.7$)

$$\left.\begin{aligned} P_{RC} &= N_s + P_{c1} + P_{c2} \\ N_s &= \Sigma(A_{si} \cdot f_{yi}) \\ P_{c1} &= 1.88(a+b)(d-L_{cr1})f_{pcd} \\ P_{c2} &= 1.88(a+b)(d-L_{cr2})f_{pcd} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (4)$$

ここに,

P_{RC}：鉛直鉄筋を考慮した引抜き耐力（hN）

N_s：鉛直鉄筋による引抜き抵抗力（hN）

A_{si}：降伏する鉛直鉄筋の断面積（cm²）

f_{yi}：鉛直鉄筋の降伏強度（MPa）

P_{c1}, P_{c2}：鉛直鉄筋の降伏領域に対応したコンクリートの抵抗力（hN）

L_{cr1}, L_{cr2}：アンカーフレーム端からの斜めひびわれの長さ（cm）

式（4）による計算値と実験値を表—8に示す. このように最大耐力（STEP 2）は, 他のSTEPを含め鉄筋比及び試験体寸法が変化しても精度良く（実験値と計算値の比の平均値 0.98, 変動係数 7.8%）算定できる.

b) 曲げの場合

引抜きの場合と同様に, 鉛直鉄筋の降伏領域コンクリートのひびわれ領域を順次変化させ, それに対応する鉄筋の降伏抵抗力とコンクリートの引張り抵抗力の塔基部圧縮縁に関するモーメントの和を求め, その最大値として曲げ耐力が得られるものとする. コンクリートの破断面形状は無筋の場合と変わらないことから, コンクリートの曲げ抵抗力は無筋コンクリートの場合を準用して求められるものとする.

耐力算定式：(適用範囲 $e/a=1.1$, $d/a=0.7$)

$$\left.\begin{aligned} M_{RC} &= M_s + M_1 + M_2 \\ M_s &= \Sigma(A_{si} \cdot f_{yi} \cdot \lambda_i) \\ M_1 &= P_1 \cos\gamma\{a - L_{cr1} \cdot \cos\gamma - (d - L_{cr1}) \cdot \cos\gamma\ /3\} \\ &\quad + P_1 \sin\gamma\{d - L_{cr1} \cdot \sin\gamma - (d - L_{cr1}) \sin\gamma\ /3\} \\ M_2 &= P_2 \cos 20°\{a + L_{cr2} \cdot \cos 20° \\ &\quad + (d - L_{cr2}) \cos 20°\ /3\} - P_2 \sin 20° \cdot \{(d \\ &\quad - L_{cr2}) \sin 20° - (d - L_{cr2}) \cdot \sin 20°\ /3\} \\ P_1 &= 0.5 \cdot f_{pcd} \cdot d \cdot (d - L_{cr1})(b + 1.88 \cdot d) \\ P_2 &= 0.5 \cdot f_{pcd} \cdot d \cdot (d - L_{cr2})(b + 1.88 \cdot d) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (5)$$

ここに,

M_{RC}：鉄筋を考慮した曲げ耐力（hN・cm）

M_s：鉄筋による曲げ抵抗力（hN・cm）

A_s：降伏する鉛直及び水平鉄筋の断面積（cm²）

λ_i：降伏する鉛直及び水平鉄筋の, 塔基部圧縮縁に関するモーメントのアーム長（cm）

f_{yi}：鉛直鉄筋の降伏強度（MPa）

P_{c1}, P_{c2}：鉛直鉄筋の降伏領域に対応したコンクリートの抵抗力（hN）

式（5）による耐力計算値と実験値の比較を表—9に示す. このように式（5）により各種鉄筋比に対する曲げ耐力を精度よく（実験値と計算値の比の平均値 0.92, 変動係数 6.5%）算定できる.

(4) 各耐力推定式の比較

図—23に, 長大吊橋のアンカーフレーム構造を例に, ここで提案した耐力推定式（1）及び45°の角錐台状の破壊を仮定する慣用的な方法（例えばコンクリート標準示方書・設計編 13.9.6 押抜きせん断に対する検討）により求めた引抜き耐力の比熱を示す. 図からみられるよ

うにここで提案した耐力推定式（1）に対し慣用的な方法はこの種の構造では耐力を過大評価することが分る．

5. あとがき

吊橋や斜張橋のアンカーボルト形式の塔基部構造の耐力評価法を実験的に検討した．その結果，実験条件の範囲内で次の事項が明らかになった．

① 水平から20°の角度を有し根入れ深さと等しい幅のコンクリート破断面に，三角形の応力分布を仮定して外力との釣合いを考える方法により，無筋コンクリート塔基部の引抜き，曲げモーメント及び偏心曲げモーメントが作用する場合の耐力を精度よく評価できる．

② 小型模型実験の結果から，実構造物の耐力を評価する場合，無筋コンクリート構造の場合は寸法比の平方根に反比例する寸法効果を考慮する必要がある．

③ 塔基部コンクリートを鉄筋で補強した場合は，破壊面のひびわれ進展を逐次仮定し，コンクリート及び鉄筋の抵抗力を累加することにより引抜き及び曲げ耐力を比較的精度よく評価できる．

これらの耐力評価方法が今後建設される長大吊橋や斜張橋の塔基部構造の設計に参考となれば幸いである．

今後の課題として，より簡便な耐力推定法の確立，破壊力学を応用した耐力評価法の検討などが挙げられる．

謝　辞：本実験研究は京都大学・藤井学教授のご指導によるもので，ここに記して深甚なる謝意を表します．

また，実験の企画・実施に協力いただいた本州四国連絡橋公団企画開発部・加島聰次長に謝意を表します．

参考文献

1) 加島：吊橋塔基部の模型実験，橋梁と基礎，1979年5月．
2) 保田・平原：塔基部アンカー構造の引抜き耐力について，土木学会第43会年次学術講演会，V241，1988年10月．
3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋アンカレイジ構造に関する検討，1979年5月．
4) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋塔基部アンカー構造の実験検討，1987年3月．
5) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋塔基部アンカー構造の実験検討（その2），1988年3月．
6) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋2P下部工（その2）工事・塔基部構造大型模型実験，1991年2月．
7) Kani, G.H.J. : How safe are our large reinfoced concrete beams?, ACI. March. pp.128～141, 1967.
8) Taylor, H.P.J. : Shear strength of large beams, ASCE Nov., pp.247～249, 1972.
9) 井畔ほか：等分布荷重下における大型RCはりのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文集，第348号，1984.
10) 塩屋ほか：鉄筋コンクリートはりのせん断強度に及ぼす骨材径の影響，第7回コンクリート工学年次講演会，pp.521～524，1985.
11) 藤井ほか：鉄筋コンクリート縮小模型実験における寸法効果に関する研究・（その1），建築学会年次学術講演会，pp.89～92，1989.
12) 池田ほか：鉄筋コンクリートはりの斜め引張り破壊耐力に及ぼす影響について，土木学会年次学術講演会，pp.57～58，1983.
13) 長谷川ほか：コンクリートの割裂引張強度に関する寸法効果，第7回コンクリート工学年次講演会，pp.309～312，1985.
14) Z.P. Bažant : P.C. Prat, and P.A. Pfeiffer, Mode I fracture tests of concrete using different specimen geometrics, SMiRT9, Vol. H, pp.85～93, 1987.

（1991.10.18　受付）

EXPERIMENTAL STUDY ON THE ESTIMATION METHOD FOR STRENGTH OF ANCOHR AT PEDESTAL OF MAIN TOWER OF A SUSPENSION BRIDGE OR THE LIKE.

Masahiko YASUDA, Nobuyuki HIRAHARA, Masatosi SASAKI and Ryo IWAKI

Estimasion method for the strength of anchorbolted pedestal of bridge tower was experimentally investigated and formulae to calculate resisting load was proposed. The investigation also shows that it is nesessary to consider the sise effect in which the resisting load in this kind of structure is inversdly proportional to the square root of embedded length.

Moreover, it indicate that the commonly adopted method assuming 45 degree failure surface yields exaggerated resisting load.

Finally, an ivestigation was conducted on the resisting load caluclation method of the pedestal structure with reinfocement.