

送電用鉄塔基礎の1本杭支持床板における いかり材定着手法に関する研究

田邊成¹・小宮山茂樹²・齋藤修一³・三島徹也⁴

¹正会員 東京電力(株)送変電技術センター(〒170-0013 東京都豊島区池袋1-25-8タカセビル内)
E-mail:tanabe.shigeru@tepcoco.jp

²正会員 東京電力(株)送変電技術センター(〒170-0013 東京都豊島区池袋1-25-8タカセビル内)
E-mail:komiya.shigeki@tepcoco.jp

³正会員 工修 東電設計(株)第二土木本部送変電土木部(〒110-0015 台東区東上野3-3-3)
E-mail:isai@tepscoco.jp

⁴正会員 工博 前田建設工業(株)技術本部技術研究所(〒179-0071 練馬区旭町1-39-16)
E-mail:tmishima@jcity.maeda.co.jp

送電用鉄塔基礎の新しい基礎形式としての1本杭支持床板にいかり材で脚材を定着する方式において、引抜き力が作用した際の破壊耐力について検討することが本論文の目的である。この定着方式には、割裂応力による上端主鉄筋の降伏を伴う破壊と、コーン状のせん断破壊の2つの主要な破壊形式がある。そこで、これら2つの破壊形式について耐力算定式を検討した。

Key Words: splitting crack, punching shear, reinforced concrete footing, anchor, transmission tower

1. はじめに

基幹系統の大型送電用鉄塔の基礎には、通常4本杭に支持された鉄筋コンクリート床板が使用され、いかり材定着方式と呼ばれる定着法により基礎と鉄塔脚材が結合される。この方式の定着部の破壊については前田¹⁾、吉井²⁾、³⁾らが数多くの破壊試験から、引抜きせん断破壊、押抜きせん断破壊、曲げ破壊をすることを明らかにすると共に、それらの耐力を算定する式を提案している。しかし、大型送電用鉄塔ほどに大荷重でない地方系統の送電用鉄塔基礎においては、支持力の点から杭本数は1脚当たり4本も必要が無く、1本で十分な場合が多い。

これら小荷重の比較的小型の送電用基礎には、これまで基礎のフーチングを4脚一体とするマット基礎が多く使用され、杭本数は基礎全体で4本~8本程度の場合が多い。その定着方式は通常4本杭のいかり材定着方式に準じて、杭を外側、いかり材を内側に配置した定着方式が使用されてきた。しかし、送電用鉄塔の立替工事等では、用地の確保が困難であり、設計上の工夫で用地を少しでも小さくでき

ば都合が良い。そこで、図-1に示す杭の中心位置といかり材の中心位置を同一とする新しいタイプの“一本杭支持床板におけるいかり材定着方式”について検討することとした⁴⁾、⁵⁾。このようにすることにより、より小さい用地で基礎を構築可能となる。また、地盤が比較的良く、鉄塔脚間の相対変位が小さい場合には、鉄塔の脚位置を結ぶマット基礎である必要がなくなり、4脚独立型の非常に小さな基礎となる。

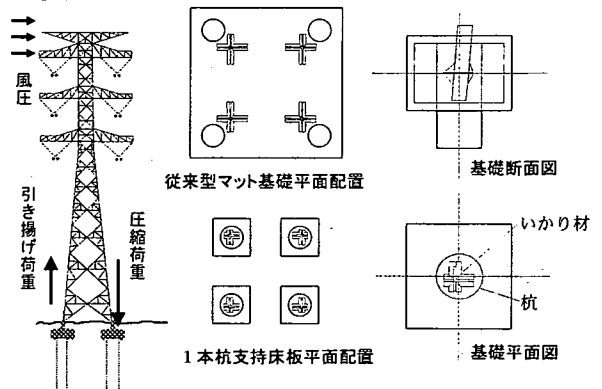


図-1 1本杭支持床板基礎の概略図

2. 実験概要

(1) 試験体形状・荷重方法

破壊モードに対応した耐力を求めるため、模型による荷重試験を実施した。試験体のケースの一覧を

表-1に示す。また、荷重試験体の代表的なものを図-2～図-4に荷重方法を図-5、図-6に示す。ここに、いかり材、取付板が鋼材で、各々の降伏強度は590N/mm²以上とし、ヤング率は200kN/mm²とした。

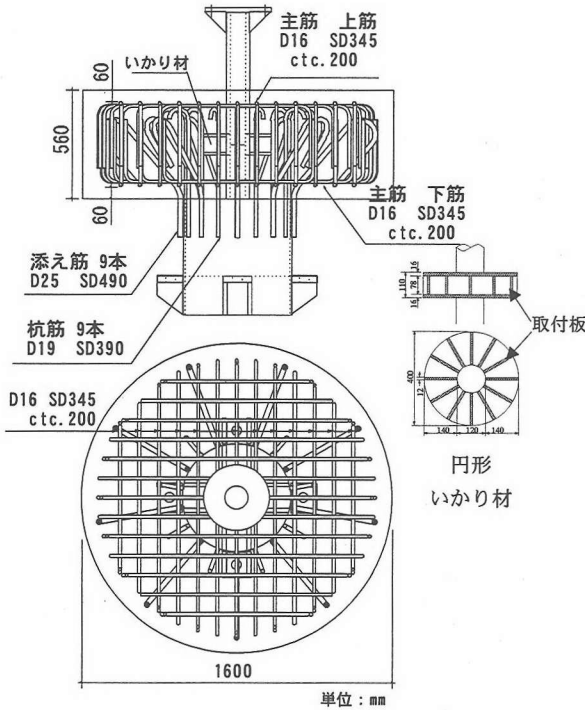


図-2 円形床板Case-1

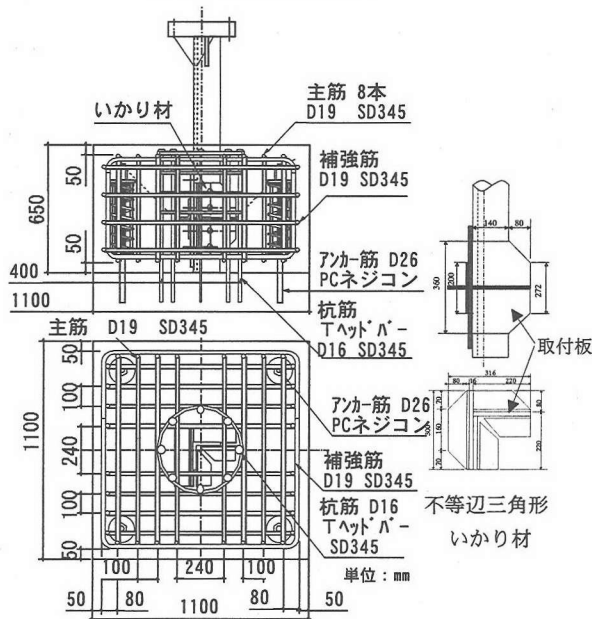


図-3 矩形床板L-4

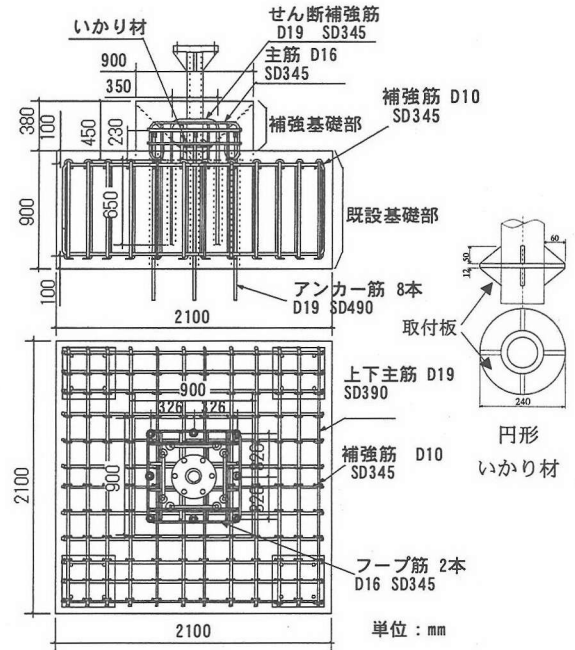


図-4 既設基礎補強床板Case-6

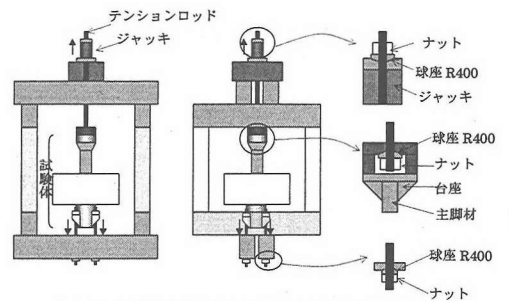


図-5 荷重試験方法 (円形床板の場合)

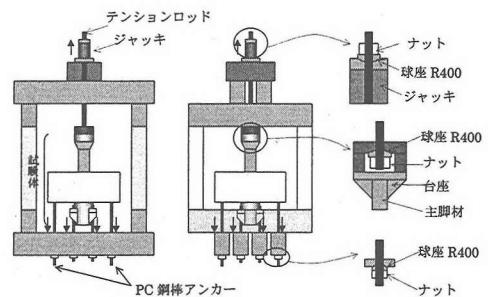


図-6 荷重試験方法 (矩形床板の場合)

表-1 試験体ケースの一覧

試験体番号	単位	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	
試験体記号		Case1-1	Case1-3	CaseL-1	CaseL-2	CaseL-3	CaseL-4	Case-6	
いかり材の形状		円盤2枚	円盤2枚	台形1枚	台形2枚	不等辺三角形	不等辺三角形	円盤1枚	
f_c	コンクリートの圧縮強度	N/mm ²	33	28	26	28	24	27	37
d_a	せん断高さ	mm	240	240	300	300	328	328	185
B	床板幅	mm	1000	1000	1100	1100	1100	1100	900
P_n	鉄筋比	%	0.83%	0.23%	0.69%	0.69%	0.64%	0.64%	0.48%
U	多角形	cm	126	126	73	73	85	85	75
U	円換算	cm	126	126	68	68	64	64	75
P_{cr}	せん断ひび割れ形成	kN	940	651	954	1047	1021	881	840
P_c	コンクリート負担荷重(計算値)	kN	1058	643	976	1012	1026	1087	535
P_s	せん断補強筋負担荷重	kN	1155	1116	620	620	613	613	915
P_{u1}	全せん断補強筋降伏	kN	2101	1208	1506	1602	1624	1763	---
P_{u2}	最大荷重	kN	2152	1208	1506	1602	2098	2151	1270
P_u	(計算値)	kN	2115	1286	1595	1632	1639	1701	1071
P_{cr}/P_c	実験/計算	---	0.89	1.01	0.98	1.03	1.00	0.81	1.57
P_{u1}/P_u	実験/計算	---	0.99	0.94	0.94	0.98	0.99	1.04	---
破壊形態	---	せん断	割裂	せん断 (定着破壊)	せん断 (定着破壊)	せん断	せん断	せん断	曲げ

注) L-3は幅60×60cm高さ11cmの柱体部を床板の上部中央に設置した。

(2) いかり材形状の特徴

取付板の先端を結ぶ載荷面が図-2, 3, 4, 25に示したように、以下の3種類のいかり材を使用し、その適用性を検討した。

- (a) 載荷面の形状が円形のいかり材。Case1-1, Case1-3は取付板が2枚の円盤の内部に8枚溶接したタイプ。Case6は円盤1枚のタイプ。
- (b) 取付板の先端を結んでできる載荷面の形状が台形のいかり材。直角三角形のいかり材が直交方向に主脚材および取付板に溶接されているタイプ。L-1でいかり材1段のもの、L-2でいかり材が2段のものを使用。
- (c) 取付板の先端を結んでできる載荷面の形状が三角形のいかり材。取付板、いかり材ともにボルト接合された不等変三角形 (CaseL-3, CaseL-4) である。

(3) 配筋の特徴

1本杭支持床板基礎においては、6体の試験を実施しているが全て鋼管杭に溶接した杭床板部への定着鉄筋がせん断補強筋を兼ねる構造となっている。

Case1-1 (図-2参照)、Case1-3は円形の床板であり、鋼管杭に溶接したせん断補強筋は床板上端筋の手前で外側へ曲げる構造とした。杭と床板の間での鉄筋降伏を防ぐため、せん断補強筋として機能する鉄筋の間に、せん断補強筋として機能せず床板への定着としてのみ機能する45度に曲げた鉄筋を配置した。Case1-1よりCase1-3は正鉄筋量を少なくした。

CaseL-1, CaseL-2は正方形の床板とし、鋼管杭に溶接したせん断補強筋はCase1-1, Case1-3同様、床板上端筋の手前で外側へ曲げる構造とした。また、杭と床板の間での鉄筋降伏による破壊を防ぐため、

Case1-1等とは異なり、矩形床板の4隅にPC鋼棒アンカーを配置した。

CaseL-3, CaseL-4 (図-3参照) は正方形の床板とし、杭と床板の間での鉄筋降伏による破壊を防ぐために、床板の4隅にPC鋼棒アンカーを配置した点はCaseL-1等と同じとした。せん断補強筋の定着を強くするために、鋼管杭に溶接したせん断補強筋として、先端にさら状の定着部を有する鉄筋 (Tヘッドバー) を使用し上端筋を貫抜いた点、フープ筋で上下方向に数力所においてこのせん断補強筋を囲むようにした点が、CaseL-1, CaseL-2と異なる。CaseL-3では柱体部を床板上部中央に設置することにより定着部を延長し、定着強度を高めた。

Case6の既設基礎の上部にいかり材を定着するための矩形の補強基礎を配置した試験体 (図-4参照) には、補強基礎にU字のせん断補強筋を4方向に1つずつ配置すると共に補強基礎の外縁部にアンカーを8本配置し、既設基礎と定着させる構造とした。いかり材は既設基礎の上端筋の位置に配置した。

(4) 載荷方法の特徴

載荷に際しては、主脚材の端部、杭の端部に球座を設置し、主脚材や杭が変形を拘束しないように注意した。

3. 実験結果

(1) 主な試験体のひび割れ状況

円形床板でせん断破壊をしたCase1-1試験体のひび割れの状況を、図-7に示す。主脚材の位置する中心から放射状のひび割れが入り、それが床板縁端に

進展し、最大荷重の近傍で同心円状のひび割れが発生した。試験後に中央付近を切断したひび割れ状況を写真と共に図-8に示す。コーン状のせん断破壊面が形成されており、いかり材の先端からほぼ45度程度のひび割れが数本入る状況となった。これらのひび割れ発生状況は4本杭の引抜き試験とほぼ同様であった。また、同様のひび割れ発生状況が、円形床板、矩形床板の違いや、いかり材形状の違いに関わらず、Case6を除く全ての試験体に見られた。Case6は後述するように曲げ破壊しており、同心円上の表面ひび割れは発生しなかった。

(2) 破壊モードについて

Case1-1, およびCase1-3の正鉄筋の計測データを図-9に示し、せん断補強筋の計測データを図-10に

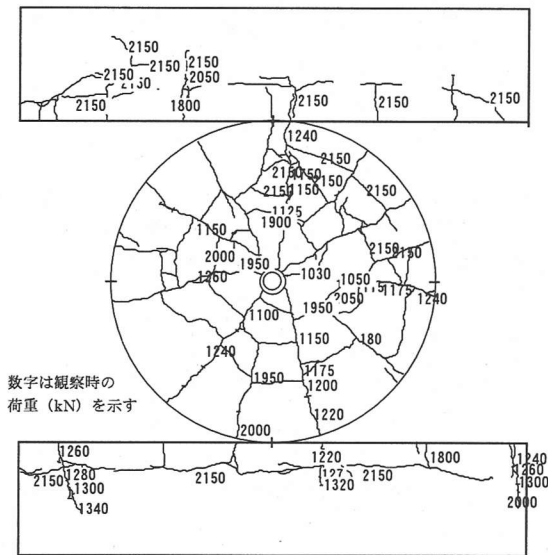
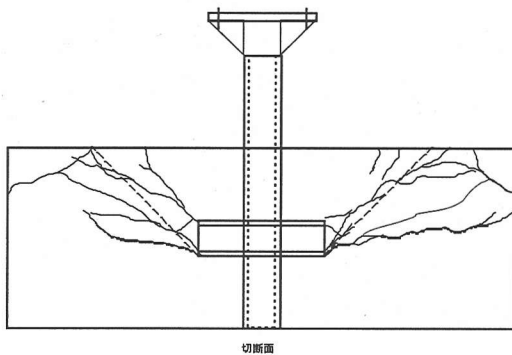
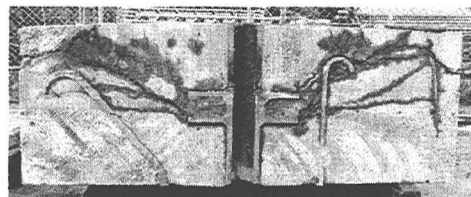


図-7 Case1-1試験体の表面ひび割れ

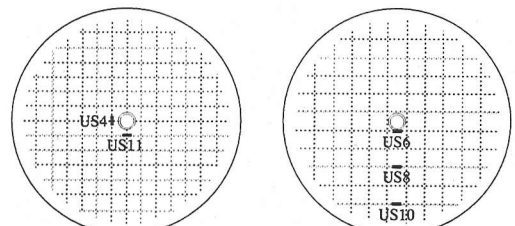


(a)スケッチ



(b)写真

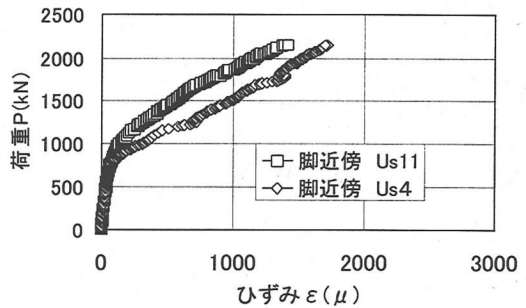
図-8 Case1-1 中央部切断面のひび割れ



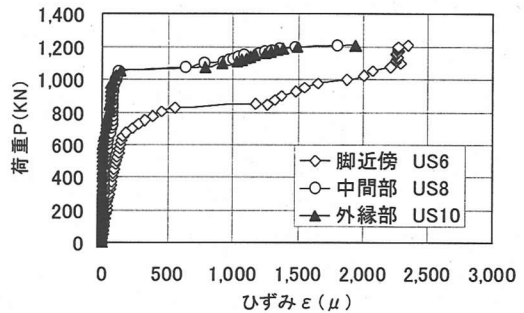
Case1-1

Case1-3

(a) Case1-1, Case1-3計測位置図



(b) Case1-1



(c) Case1-3

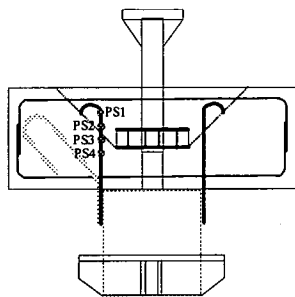
注)Case1-1は脚材最近傍の正鉄筋ひずみ, Case1-3はUS6は最近傍でUS10は最外縁部の正鉄筋ひずみを示す。

図-9 正鉄筋のひずみ

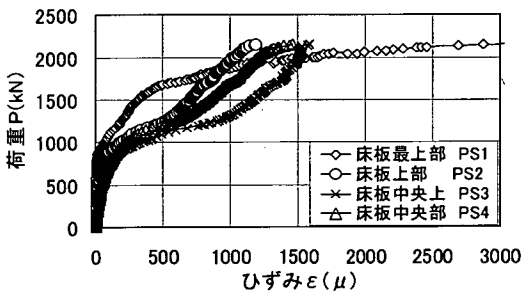
示す。また、計測した各1本のせん断補強筋の最大ひずみから、せん断補強筋に生じた応力を算定し、これから計測していないせん断補強筋を含めた全てのせん断補強筋が負担した荷重 P_s を推定した。また、載荷荷重から P_s を差し引いた残りをコンクリートが負担した荷重 P_c (=全荷重 - P_s)として、図-11に示した。

Case1-1は、正鉄筋のひずみが2000 μ 以下で、降伏しておらず、かつ、せん断補強筋が降伏していることから、せん断破壊をしたと考えられる。

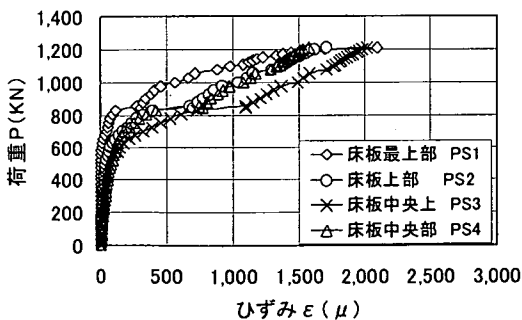
Case1-3は、正鉄筋が主脚材近傍から逐次降伏し、最大荷重時にはほぼ全ての正鉄筋が降伏している。また、せん断補強筋は図-10に見るように降伏した



(a) Case1-1, Case1-3計測位置図



(b) Case1-1



(c) Case1-3

注)Ps1は最も上部、Ps4がいかり材の先端部近傍のせん断補強筋のひずみを示す。

図-10 せん断補強筋のひずみ

ものもあるが、図-11で実験の P_s が計算値まで至っていないことから判るように全てが降伏した訳ではなく、平均的には降伏に至っていない。従って、正鉄筋の降伏により破壊したと考えられる。

他の試験体も同様な分析を行い、破壊モードを識別し、表-1に示した。以下の項において、正鉄筋の降伏による破壊と、せん断補強筋の降伏による破壊について、データ整理方法の詳細、結果とこれらより考察したことについて述べる。

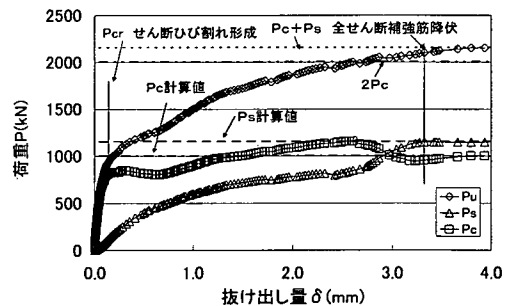
4. 正鉄筋の降伏に関する検討

(1) 杭主鉄筋位置を単純支持とした弾性薄板円板とした場合の考察

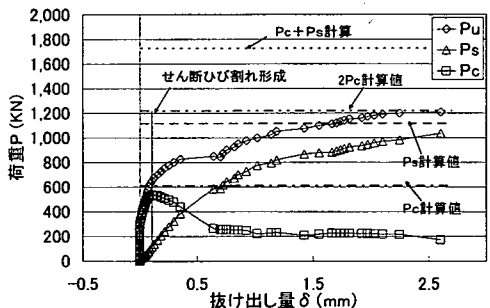
杭主鉄筋(半径a)により端部が拘束されているとしたとき、杭主鉄筋より外側を無視すれば、薄板の微小変位理論によれば、中心からrの位置における単位長さ当たりの発生モーメントは、ポアソン比を ν ($=0.17$)とすると、下式のように表すことができる。

$$M_r = -\frac{P}{4 \cdot \pi} \left\{ 1 + (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{r}{a} \right) \right\} \quad (1a)$$

$$M_\theta = \frac{P}{4 \cdot \pi} \left\{ 1 - \nu - (1 + \nu) \cdot \log \left(\frac{r}{a} \right) \right\} \quad (1b)$$



(a) Case1-1



(b) Case1-3

図-11 全体の抜けだしと荷重分担

主鉄筋の全面的な降伏によって破壊したと考えられるCase1-3について、上下端筋の歪みから、平面保持として中立軸を想定し、鋼コンクリートのヤング係数比を10、圧縮域のコンクリートの応力分布を三角形と仮定して M_{θ} を求め（これを計測値とする）、上端筋が降伏直前にある1024kN時、上端筋の最中央部の鉄筋が降伏した1075kN時、最大荷重時の1208kN時の計測値と、式(1b)より求めた計算値と比較した。これより次のことが言える。

(a) 鉄筋の降伏前は、実測値は計算値よりかなり小さめであるが、内側の鉄筋降伏時には良い対応をします。

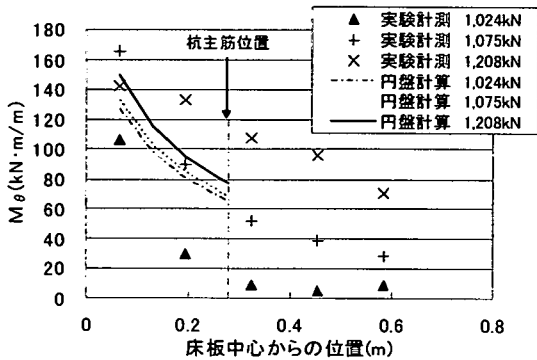


図-12 円板の M_{θ} の計算値と実測値

(b) 内側が降伏しても全ての鉄筋が降伏するまで荷重は増大するため、実測値ではモーメントは均一化する方向に向かうが、計算値はそれが表現できていない。

(c) 計算上無視されている杭主鉄筋より外側の部分の床板主鉄筋においても鉄筋に大きな歪みが出ており、耐力に寄与しているものと考えられる。

以上より、一般に円形床板の設計方法が用いられることが多い弾性薄板円板計算では、内側鉄筋の降伏後の挙動、杭主鉄筋の外側の鉄筋の耐力への寄与を表現できないなどの問題があると考えられた。

(2) 割裂モデル

1本杭のいかり材の引抜き載荷実験では、引抜き力の増大に伴い脚材を中心とした放射状ひび割れが発生し、その後、床板上端正鉄筋が内側から逐次降伏するような破壊モードとなっている。以下はこの破壊について、床板主鉄筋が降伏することによる耐力を計算する方法（割裂モデル）について考察する。

図-13に示すようにいかり材位置（正確にはいかり材の取付板に設置された山形材の水平面）から水平面に対して45度と想定される応力により割裂応力が働き、放射状にひび割れが発生することになる。力の角度を45°とした理由は、類似構造である支柱

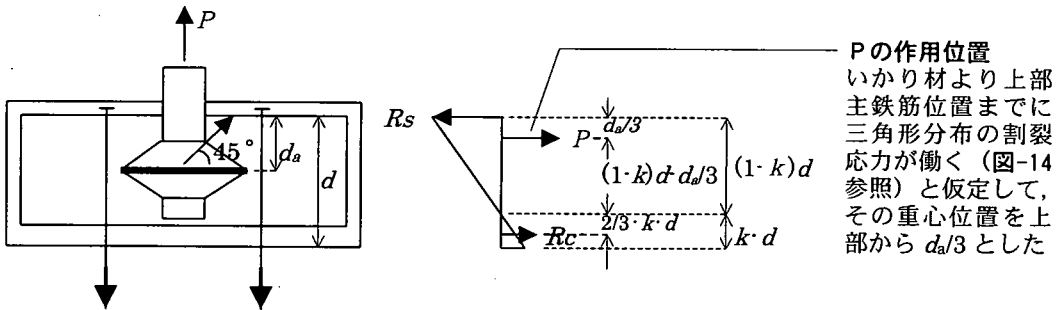


図-13 割裂ひび割れ後の力の釣り合い（割裂モデル）

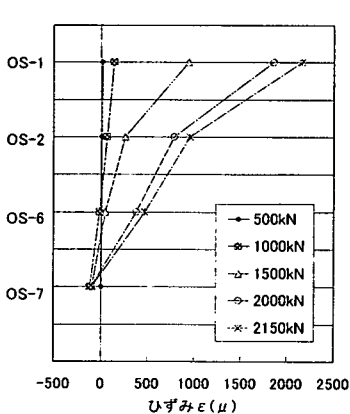


図-14 フープ筋のひずみ

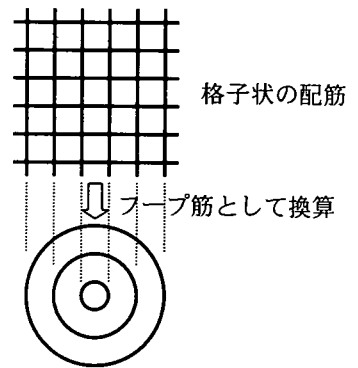
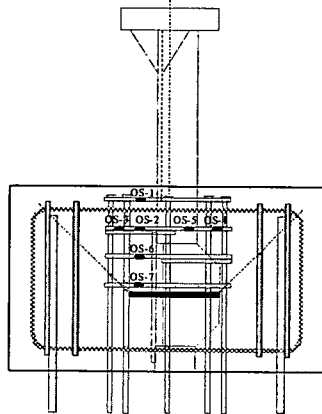


図-15 フープ鉄筋への換算

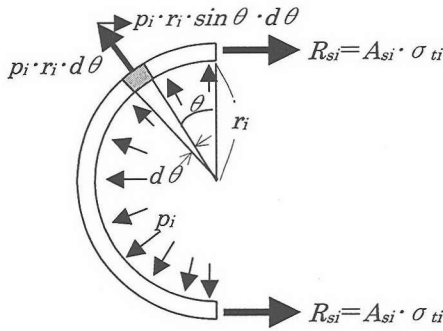


図-16 内圧とフープ鉄筋応力の釣り合い

板定着方式の引抜き耐力算定法を参考とした⁶⁾。すなわち、鉛直荷重 P と同荷重の放射方向の水平分力 P が発生し、コンクリートを押し広げるために割裂ひびわれが生じると考えられる。フープ筋のひずみ分布を図-14に示した。いかり材設置位置となる0S-7でほぼ0、上部のフープ筋位置となる0S-1で最大となるほぼ三角形分布の応力が発生していることがわかる。割裂ひび割れが生じた後は上端部の正鉄筋と、せん断補強筋（くい正鉄筋を兼ねる）を取り囲むフープ筋の拘束力が、この水平分力と圧縮領域に生じる放射方向の合力との和と釣り合う。また、圧縮領域の鉄筋ひずみの計測値は数百 μ 程度と小さく、弾性と判断できるため、式(2a)、式(2b)に仮定した力の釣合いが成立すると考えられる。

$$R_s \cdot (1-k) \cdot d = P \cdot \left((1-k) \cdot d - \frac{d_a}{3} \right) - R_c \cdot \frac{2}{3} kd \quad (2a)$$

$$R_s = P + R_c \quad (2b)$$

ここで、 P : 鉛直力 (図は引揚時) = 水平分力
 R_s : 上端鉄筋の負担荷重
 R_c : 下端圧縮域の重心位置での合力
 d : 有効高さ
 d_a : いかり材位置と上端筋の距離
 k : 圧縮域の d に対する比率

式(2a)、式(2b)について、 R_c を消去し、 P について整理すると式(3)が求められる。また、式(3)においてはCase1-3実測データから、 $k=1/8$ と仮定しさらに簡略化した。

$$P = \frac{\left(1 - \frac{k}{3}\right) d}{\left(1 - \frac{k}{3}\right) d - \frac{d_a}{3}} \cdot R_s = \frac{23d}{23d - 8d_a} \cdot R_s \quad (3)$$

上端の正鉄筋（フープ筋を含む）が、正鉄筋の降伏時においては図-15に示すような半径 r_i 、断面積 A_{si} となる複数のフープ鉄筋と同じ働きをすることを考えられる（その理由は4(3)節に示す）。

それぞれのフープ筋については、

p_i : 各々のフープ鉄筋の内圧、

σ_{ti} : 各々の正鉄筋の応力

とすると、図-16より、内圧が作用している単位厚さについての釣り合い(4)式が成り立つ、

$$2 \cdot A_{si} \sigma_{ti} = \int_0^\pi p_i \cdot r_i \cdot \sin \theta \cdot d\theta$$

$$\therefore A_{si} \sigma_{ti} = p_i \cdot r_i \quad (4)$$

ここで、 R_s は複数のリングの内圧にそれぞれのリングの周長を乗じて

$$R_s = \sum 2 \cdot \pi \cdot r_i \cdot p_i \quad (5)$$

式(4)、(5)より、

$$R_s = \sum 2 \cdot \pi \cdot A_{si} \cdot \sigma_{ti} \quad (6)$$

ここで、正鉄筋の降伏時には応力が全ての正鉄筋（もしくはフープ筋）で降伏応力に等しいと考えられるため、

$$\sigma_{ti} = f_{sy} \quad (7)$$

割裂応力による破壊の耐力式が式(3)、(6)、(7)から、式(8)となる。

$$P = \frac{23d}{23d - 8d_a} \sum 2 \cdot \pi \cdot A_{si} \cdot f_{sy} \quad (8)$$

(3) 降伏した格子状の正鉄筋をフープ筋に換算する理由

図-15に示したように格子状に配置した正鉄筋をフープ筋に換算することによって、割裂に抵抗するとした。ここでは、格子状に配置した正鉄筋が降伏した時の円周方向応力が、フープ筋と同値であることを述べ、その理由とする。

図-17に示すように、格子状に鉄筋が、半径 r の

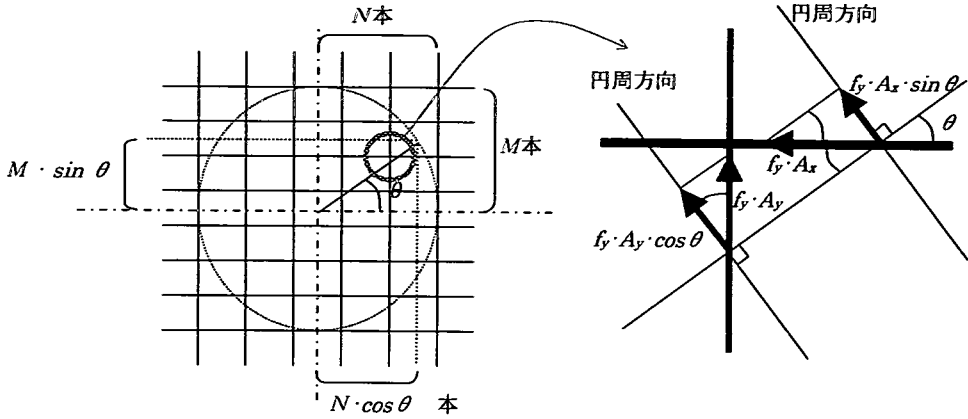


図-17 格子鉄筋を周方向の鉄筋に換算する理由

円の中に、横に M 本、縦に N 本並んでおり、それぞれの鉄筋の断面積を A_x 、 A_y とし、降伏応力を f_y とする。この時、縦の1本の鉄筋に着目し、この鉄筋が、全域にわたって降伏しているとする。

x 軸の方向と半径 r の円の半径がこの鉄筋と円の中心をなす角を θ とすると、円周方向の応力は

$$p_{yi} = A_y \cdot f_y \cdot \cos \theta \quad (9)$$

また、何本の鉄筋がこの半径上にあるかということ、 $\theta = 0$ のときに N 本であることに着目すれば、平均的には、 $N \cdot \cos \theta$ 本であるので、縦方向の正鉄筋は全てで、この半径 r 内に対する周方向応力は、

$$p_{yi} \cdot N \cdot \cos \theta = A_y \cdot f_y \cdot N \cdot \cos^2 \theta \quad (10)$$

となる。同様に x 軸と横方向の正鉄筋のなす角を θ としたときの横方向正鉄筋が周方向に発生させる応力は半径 r 内に対して、下式の通りとなる。

$$p_{xi} \cdot M \cdot \sin \theta = A_x \cdot f_y \cdot M \cdot \sin^2 \theta \quad (11)$$

従って、縦、横両方の鉄筋によってこの半径 r 内に働く円周方向応力、および放射方向応力は以下の通りである。

$$p_{\theta} = A_x \cdot f_y \cdot M \cdot \sin^2 \theta + A_y \cdot f_y \cdot N \cdot \cos^2 \theta \quad (12a)$$

$$p_r = A_x \cdot f_y \cdot M \cdot \cos^2 \theta + A_y \cdot f_y \cdot N \cdot \sin^2 \theta \quad (12b)$$

これらは、楕円の方程式であることから、周方向

の最小応力は

$$\min p_{\theta} = \min(A_x \cdot f_y \cdot M, A_y \cdot f_y \cdot N) \quad (13)$$

となる。また、周方向の平均的な応力は、

$$\begin{aligned} \frac{\int_0^{\pi/2} p_{\theta} d\theta}{\frac{\pi}{2}} &= \frac{\int_0^{\pi/2} (A_x \cdot f_y \cdot M \cdot \sin^2 \theta + A_y \cdot f_y \cdot N \cdot \cos^2 \theta) \cdot d\theta}{\frac{\pi}{2}} \\ &= \frac{2}{\pi} \left\{ A_x \cdot f_y \cdot M \cdot \int_0^{\pi/2} \sin^2 \theta \cdot d\theta + A_y \cdot f_y \cdot N \cdot \int_0^{\pi/2} \cos^2 \theta \cdot d\theta \right\} \\ &= \frac{2}{\pi} \left\{ A_x \cdot f_y \cdot M \cdot \left[\frac{x}{2} - \frac{\sin 2x}{4} \right]_0^{\pi/2} + A_y \cdot f_y \cdot N \cdot \left[\frac{x}{2} + \frac{\sin 2x}{4} \right]_0^{\pi/2} \right\} \\ &= \frac{A_x \cdot f_y \cdot M + A_y \cdot f_y \cdot N}{2} \quad (14) \end{aligned}$$

となり、直交配筋の平均値となる。

また、特別な場合として、 $N=M$ かつ $A_x=A_y$ である場合、式(15)となり、角度に関係なく一定となるため、フープ筋として M 本のフープが配置されていることと同値となる。

$$p_{\theta} = A_x \cdot f_y \cdot M \cdot (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta)$$

$$\therefore p_{\theta} = A_x \cdot f_y \cdot M \quad (15)$$

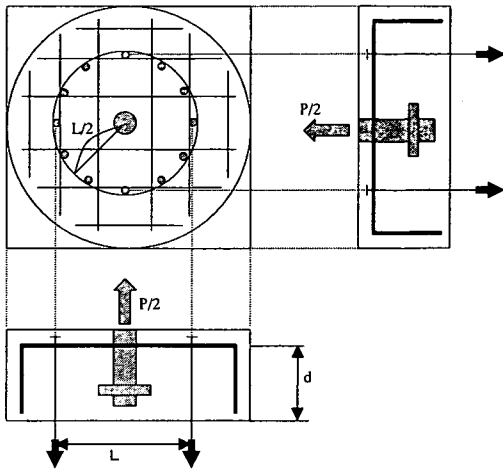


図-18 2方向の梁モデル (曲げモデル)

(4) 割裂モデルによるデータ整理方法

整理したデータの内、円形床板のCase1-1, Case1-3, および矩形床板のCaseL-1, CaseL-2, 床板を継ぎ足したCase6については上述の方法において、実際に正鉄筋に生じたひずみから正鉄筋応力 σ_{ii} を計算し、その値から式(3), (6)により P を算出し、実験で計測された P と比較することができる。

また、矩形床板のcase1-3, caseL-4, については、正鉄筋の他に正鉄筋とは異なる断面にフープ筋が配置されているため、このフープ鉄筋による影響を以下の要領で考慮すれば同様の比較が可能である。

フープ鉄筋の各段 ($i=1, 2, \dots$) とし、中立軸までの距離を h_{i1} , 力を $R_{shoop-i}$ としたとき、以下の釣り合い式が成立する。

$$0 = R_s \cdot (1-k) \cdot d + \sum R_{shoop-i} \cdot h_{i1} - P \cdot \left((1-k) \cdot d - \frac{d_o}{3} \right) + R_c \cdot \frac{2}{3} \cdot k \cdot d \quad (16)$$

$$R_s + \sum R_{shoop-i} = P + R_c \quad (17)$$

従って、先と同様に P について解けば、

$$P = \frac{R_s \cdot \left(1 - \frac{k}{3} \right) \cdot d + \sum R_{shoop-i} \cdot h_{i1} + \frac{2}{3} kd (R_s + \sum R_{shoop-i})}{\frac{1-k}{3} d - \frac{d_o}{3}} \quad (18)$$

となる。式(6), (18)からフープ筋のある場合の

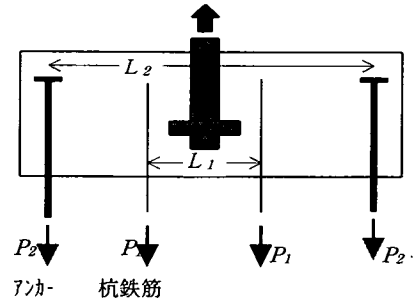


図-19 アンカーによる曲げ

検討ができる。

(5) 曲げモデル

円周状に配置された鉄筋による円周方向支持を4点支持に置き換えた⁷⁾ 2方向梁の曲げ (曲げモデル) については、図-18に示したモデルの力の釣り合いから式(19), (20)が成り立つものとした。4点支持と仮定しており、この場合のねじりの影響は少ないと考え、ねじりの影響は無視した。このとき、円形に設置された梁のスパン (= L) は杭主鉄筋の配置直径と考え、はりの幅は床板の直径とし、全幅有効と考えた。これは降伏線で考えると、十字の降伏線を想定しその梁幅を杭主鉄筋配置径としたことと同値である。また、式(20) j については一般的な値 ($j=7/8$) とした

$$M = \frac{P \cdot L}{4 \cdot 2} \quad (19)$$

$$M = j \cdot d \cdot \sum A_{si} \cdot \sigma_{ii} \quad (20)$$

(6) 曲げモデルによるデータ整理方法

整理したデータの内、円形床板のCase1-1, Case1-3, および床板を継ぎ足したCase6, 2本杭のCase2-3については上述の方法において、正鉄筋に生じたひずみから正鉄筋応力 σ_{ii} を計算し、式(7), (8)により P を算出し、実験で計測された P と比較することができる。

また、矩形床板のCaseL-1~CaseL-4, については、せん断補強筋を兼ねる杭主鉄筋の他にアンカー筋が配置されているため、その影響を以下の方法で考慮した。支持点が3点あるため、内側の支点到働く力を P_1 , スパンを L_1 , 外側の支点到働く力を P_2 , スパンを L_2 とすると (図-19参照), 力とモーメントの釣り合いから以下が成り立つ。

$$P = 4P_1 + 4P_2 \quad (21)$$

$$M = P_1 \cdot \frac{L_1}{2} + P_2 \cdot \frac{L_2}{2} \quad (22)$$

内側の鉄筋が降伏した場合、応力は一定となるので、 P_2 は、外側のアンカーの歪みから式(23)で求められ、 P_1 は式(21)から求まる。なお、 P_1 は杭筋のひずみからも求められるが、これらの鉄筋は降伏後ひずみ硬化域に入っているものも多いため、弾性状態にあるアンカーから求めた方が良く判断した。

$$P_2 = \frac{1}{4} \sum A_{\text{anchor}_i} \cdot \sigma_{\text{anchor}_i} \quad (23)$$

また、先の通り、正鉄筋の引張応力を σ_{ii} とすれば $j = 7/8$ とすると、

$$M = \frac{7}{8} \cdot d \cdot \sum A_{si} \cdot \sigma_{ii} \quad (24)$$

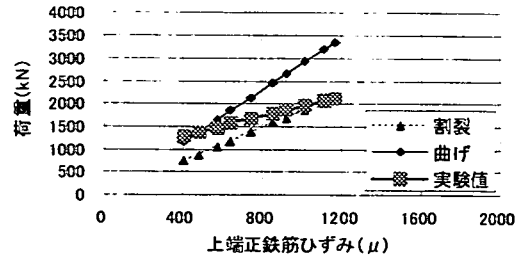
であるため、 P は以下の通りとなる。

$$P = \frac{8M - 4P_2(L_2 - L_1)}{L_1} = \frac{7 \cdot d \cdot \sum A_{si} \cdot \sigma_{ii} - \sum A_{\text{anchor}_i} \cdot \sigma_{\text{anchor}_i} \cdot (L_2 - L_1)}{L_1} \quad (25)$$

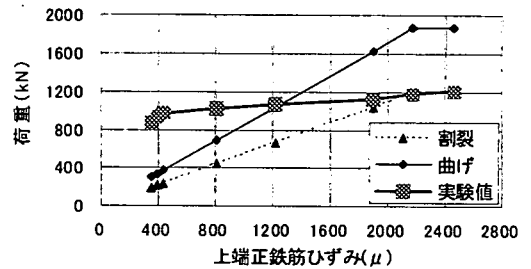
上式より、実験の各荷重時における正鉄筋ひずみとアンカーひずみから、2方向の梁とした時の載荷荷重が求められる。

(7) 円形床板の場合

図-20の2つのグラフは、実験の引抜き荷重、割裂モデルから求めた式(3)による引抜き荷重、曲げモデルから求めた式(25)による引抜き荷重と実験における正鉄筋のひずみの関係を示したものである。割裂による計算値が正鉄筋ひずみの大きい領域で良く一致している。特に、Case1-3は正鉄筋が降伏して破壊した試験体であり、この割裂後の鉄筋の引張によって破壊したものと考えることにより、破壊耐力が良い精度で推定できる結果となった。また、2方向梁の曲げから求めた荷重は過大であり、発生したひずみを説明できない結果となった。



(a) Case1-1



(b) Case1-3

図-20 荷重と計算値の比較 (円形床板)

(8) 矩形床板の場合

矩形床板の実験結果を図-21に示す。割裂後の引張による荷重の計算値が実験値に近似しており、2方向の梁とした場合の荷重は非常に大きく、実験値と合致しない。いずれも最終的な耐力が実験を上回っている。

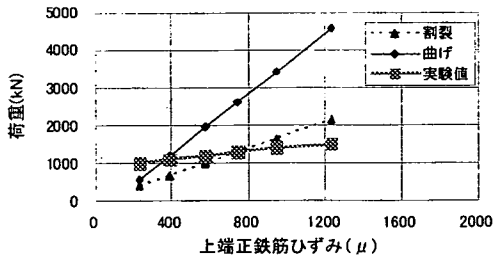
そこでさらに次の検討を実施した。これら矩形の試験体は内側の杭筋の外側にPC鋼棒のアンカーが配置されており、これが割裂応力によるひずみと同時に、アンカーにより2方向梁の曲げによるひずみも発生している可能性が高い。そこで、これらの試験体について、図-19のアンカーによる力 P_2 によって生ずる曲げモーメントが、割裂応力に重畳されると考えた。

まず、 P_2 によって生ずる曲げモーメントは

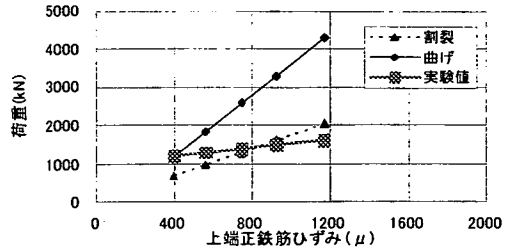
$$M = P_2 \cdot \frac{L_2}{2} \quad (26)$$

この曲げによって上端正鉄筋に生ずる応力を σ_{bend_s} とすると、式(27)の通りとなる。

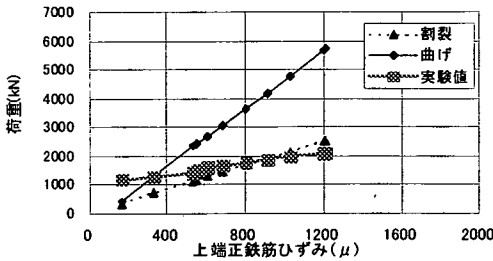
$$M = j \cdot d \cdot \sum A_{si} \cdot \sigma_{\text{bend}_s} \quad (27)$$



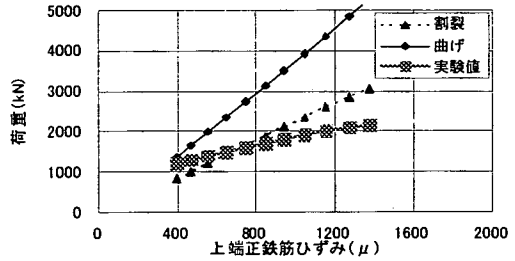
(a) CaseL-1



(b) CaseL-2

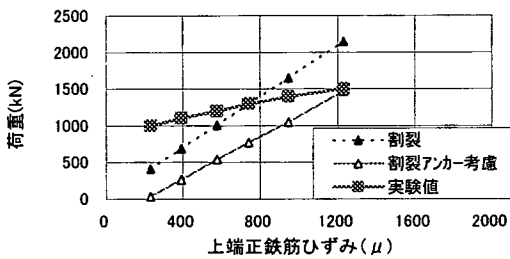


(c) CaseL-3

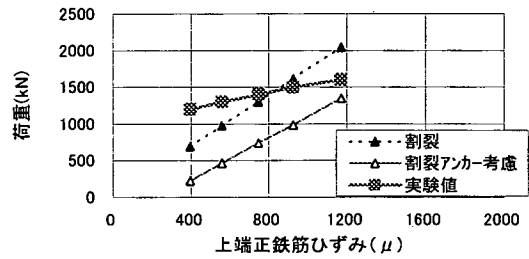


(d) CaseL-4

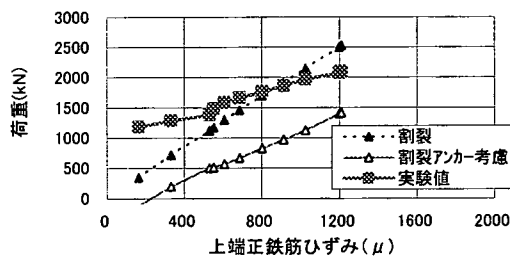
図-21 荷重と計算値の比較 (矩形床板)



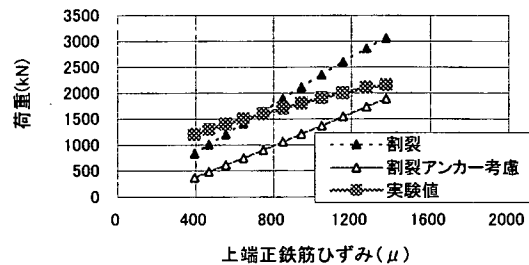
(a) CaseL-1



(b) CaseL-2



(c) CaseL-3



(d) CaseL-4

図-22 実験と計算値の比較 (矩形床板 アンカーによる曲げを考慮)

式(23), (24)より,

$$\sigma_{bend_s} = \frac{P_2 \cdot \frac{L_2}{2}}{j \cdot d \cdot \sum A_s} \quad (28)$$

この応力分はアンカー反力の曲げによって生じた分であり, 割裂モデルとは別に発生したものと考え

られる。また, $j=7/8$ と考えると大きな誤差は無いと考えられる。そこで, 実験結果の正鉄筋応力から, アンカー反力の曲げによる応力分を差し引き, 残りの応力分が割裂後の引張応力に寄与するものとして計算した結果が, 図-22である。

全ての最終荷重が2つの計算値の間となり, CaseL-3を除き, 概ね周辺のアンカーによる曲げを

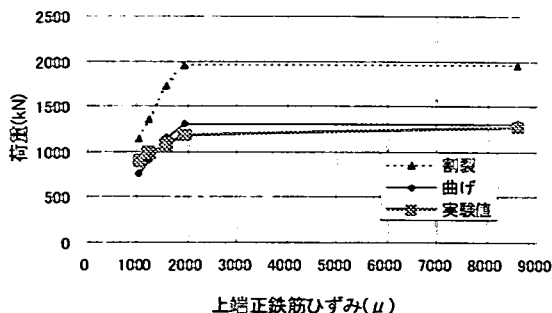


図-23 実験と計算値の比較（継ぎ足した矩形床板）

考慮した方が実験値に近い。CaseL-3では、柱体部があるため曲げ剛性が大きくなっていることをさらに考慮する必要があると思われる。これらの結果から見て、正鉄筋に生じた応力は6割～8割程度が、割裂応力によって生じたものであり、アンカーの設置による曲げがこれに加わったものと考えられる。

(9) 補強矩形床板の場合

Case6の既設基礎の補強に用いる継ぎ足した矩形の床板の場合（図-23参照）は割裂には余裕があり、2方向の曲げとした計算値に近いことが判る。これはこの試験体の場合、継ぎ足した矩形の床板の端部を8本のアンカーで留めた格好になっており、せん断スパン比が他の試験体より大きいため、相対的に割裂よりも曲げが卓越したためと考えられる。

(10) 正鉄筋の降伏の検討に関するまとめ

上記の考察の結果、1本杭の正鉄筋の降伏に伴う破壊耐力の設計において、以下を考慮すべきと考えられる。

- 正鉄筋の降伏に伴う破壊としては、割裂応力による破壊と、2方向の梁としての曲げ破壊の2つが考えられる。
- 1本杭では割裂ひび割れ後の引張応力の増加に伴う破壊が支配的となる。
- 既設基礎を一部改良した基礎のように周囲にアンカーを設置した場合には、せん断スパン比が大きくなるため2方向の梁の曲げが支配的となる。
- CaseL-1～L-4の試験体に見られるように、中央に杭主鉄筋を兼ねるせん断補強筋、外側にアンカーが設置されるような場合には、割裂応力による影響と主にアンカーによる曲げ応力の影響の両者が作用する場合があると考えられる。

5. 引抜きせん断破壊に関する検討

(1) 引抜きせん断破壊耐力算定式

表-1に各試験体の破壊形態を示した。せん断破壊をしたと考えられる試験体は“せん断”と表記した3体である。この他にせん断破壊が支配的と考えられる試験体は、荷重の最終段階でせん断補強筋の定着が不十分で僅かに降伏にいたらなかった“せん断（定着破壊）”と表記した2体である。この他に“割裂”もしくは“曲げ”と示した2体もせん断補強筋のひずみからせん断ひび割れは形成されたと考えられる。特にCaseL-3は最終荷重時においてせん断補強筋も降伏寸前となった。

せん断補強筋のない場合のせん断破壊荷重 P_c は4本杭支持床板の実験の整理方法にならぬ、最外縁のせん断補強筋のひずみが概ね200 μ を超える荷重とした。また、 P_{oi} を全てのせん断補強筋が降伏した時とした。ただし、概ねせん断補強筋が降伏しているCaseL-3、CaseL-1、CaseL-2についてもその最大荷重を P_{oi} とした。

計算における P_c は4本杭のそれと基本的には同じで、1本杭の場合には以下の通りとした。

(2) せん断補強筋を有するRC床板のせん断耐力

いかり材回りのせん断補強筋（スターラップ）が無い場合のRC床板の引抜きせん断耐力 P_c と、いかり材周辺のせん断補強筋の効果 P_s の和として、全せん断耐力 P_u が式(29)の通りに与えられるとした。

$$P_u = P_c + P_s \quad (29)$$

(3) せん断補強筋の無い場合のせん断耐力

引抜きによるひび割れ面がいかり材の底面に発生した後、せん断ひび割れが取付板の先端より、45度の方向に発生すると考え、図-24のように、せん断高さをいかり材の底面から正鉄筋高さ、荷重周長を取付板の先端を結んだ線の長さ、せん断面の周長を荷重周長から発生する45度の想定せん断破壊面の1/2の高さにおける閉じた曲線の長さとして、式(30)のように算出する。

$$P_c = \tau_{rc} \cdot U_p \cdot d_o \quad (30)$$

ここに、

U_p : せん断面の周長 (mm) ($U_p = U + \pi \cdot d_o$)

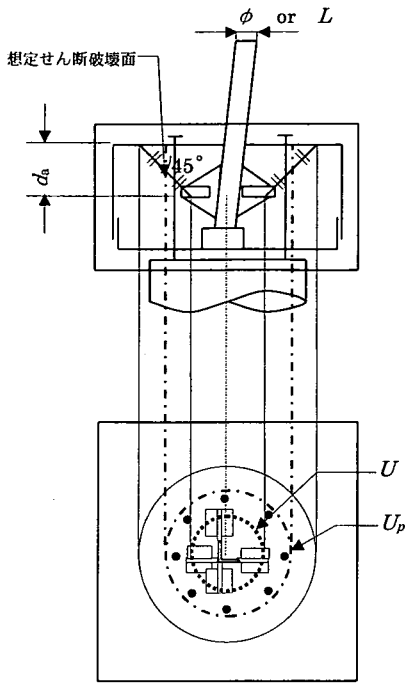


図-24 せん断耐力算定モデル

U : 載荷周長 (mm)

d_a : 有効せん断高さ (mm)

τ_{Pa} : せん断応力度 (N/mm^2)³⁾

$$\tau_{Pa} = 0.2 \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_r \cdot f_c^{1/2} \quad (31)$$

ただし、

$$\beta_p = (100p)^{1/4} \quad (p : d_a \text{ における主鉄筋比}),$$

$$\beta_d = (1000/d_a)^{1/4},$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25U/d_a),$$

$$f_c : \text{コンクリート圧縮強度 (N/mm}^2\text{)}$$

ただし、せん断周長 U の取り方は5(5)節に述べるような検討を実施した。

(4) せん断補強筋によるせん断耐力

$$P_s = f_y \cdot A_{ss} \quad (32)$$

ここに、

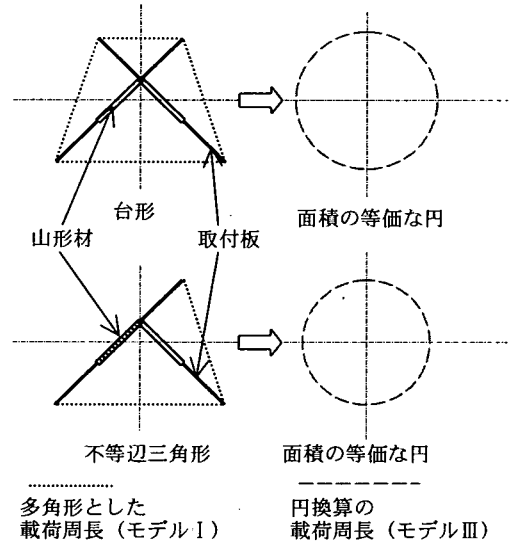


図-25 載荷面積を等価とする載荷周長

f_y : せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm^2)

A_{ss} : 想定せん断破壊面の内側に配置したせん断補強筋の全断面積 (mm^2)

(5) 載荷面が正方形でないいかり材におけるせん断載荷周長の取り方

小型送電用鉄塔のいかり材の形状は大型送電用鉄塔に用いる4本杭支持床板の場合と異なり様々である。これらを図-25に示すように載荷周長を4本杭の考えを延長した多角形とした場合と、多角形と載荷面積が等価な円の周長とした場合を比較した結果が図-26である(円形の計算値は同じである)。円に換算すると載荷周長が台形・三角形では短くなり、計算値が小さくなる。ここでは特に不等辺三角形の計算精度が向上し、全体の平均値、変動係数とも円換算の方が良い結果となった。

そこで、以下5(6)節以降は円換算した載荷周長を用いた計算結果に基づいて分析した。

(6) 正鉄筋比、せん断高さの影響

図-27および図-28は、図-26と同じデータを横軸を鉄筋比、せん断高さとして示したものである。鉄筋比の全域に亘って実験値/計算値が1前後となっている。鉄筋比、およびせん断高さに対しては、特に偏った傾向はないことから、鉄筋比に関する補正係数 β_p 、せん断高さに関する補正係数 β_d は4本杭と同じで良いように思われる。

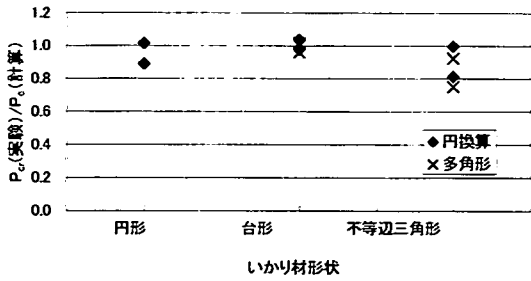


図-26 載荷周長を修正した P_c の 実験値/計算値のいかり材形状による比較

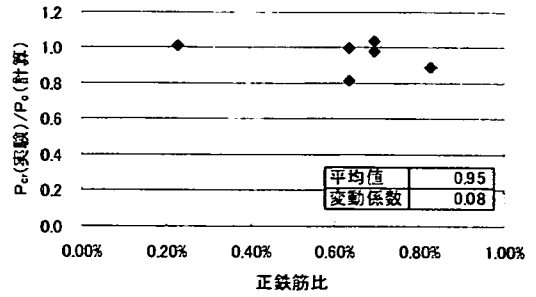


図-27 P_c に関する計算精度と正鉄筋比の関係

(7) せん断補強筋量の影響

せん断補強筋量の増大により、全耐力が P_c の 2 倍程度までは増大することが 4 本杭支持床板では確認されているため、1 本杭支持床板においても同じことがあるか否かを検討した。図-29は下式に従って低減係数 α を縦軸に、せん断補強筋比率 (P_s/P_{ul}) を横軸にとったものである。なお、図中、曲げ破壊と記したデータは曲げがせん断に僅かに先行した Casel-3 の試験結果である。

$$P_{ul} = \alpha \cdot P_c + P_s \quad (33)$$

P_s/P_{ul} が大きくなり P_s/P_{ul} が 0.5 以上となると、既往の 4 本杭の検討と同じく低下する傾向が明確に見られ、 $\alpha = 0$ 、 $P_s/P_{ul} = 1$ に向かってデータが収束した。

図-30には、 P_c の 2 倍で P_{ul} が上限とした場合の計算値と実験値の比率を示す。全耐力の推定精度は P_c よりもむしろ良く、変動係数 3% と高い相関を有する結果となった。

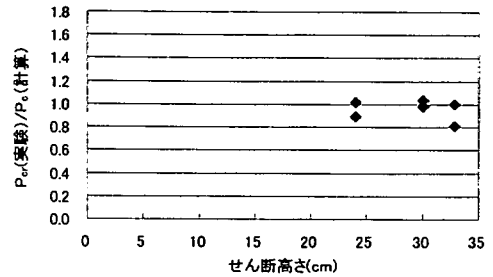


図-28 P_c に関する計算精度とせん断高さの関係

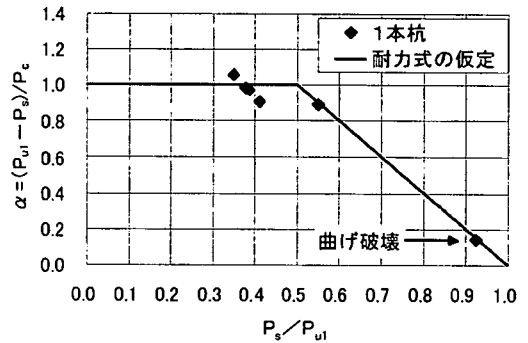


図-29 せん断補強筋量の影響

(8) せん断補強筋の端部処理の影響

図-31に示すように、Casel-1, Casel-3, Casel-1, Casel-2では杭主筋とせん断補強筋を兼ねる鉄筋は床板上端部の手前でU字に曲げた。Casel-3, Casel-4ではせん断補強筋の先端をTヘッド^{(8), (9), (10)}バーとして真っ直ぐ伸ばし、床板上端筋の上に設置すると共に、溶接した円形のフープ筋に内接させた。図-31(a)に示す定着構造の場合、写真-1に示すような、鉄筋の周りを破壊面が進展する鉄筋の付着破壊が起こることがある。写真-1のCasel-1のせん断補強筋のひずみは、図-32に示すように最大荷重の手前でひずみが減少しており、付着に問題が起きていたことを示唆している。

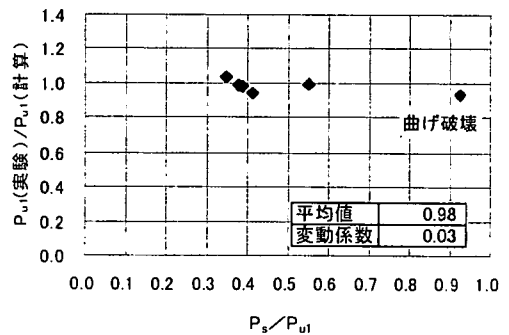


図-30 せん断補強筋の効果を考慮した耐力の比較

CaseL-3, CaseL-4ではCaseL-1, CaseL-2と正鉄筋量やせん断補強筋量等は同じで、鉄筋の定着構造を図-31 (b) に示すようにTヘッドバーとフープ筋を用いてせん断補強筋端部の定着破壊をし難くした。

CaseL-4におけるせん断破壊面とせん断補強筋端部の状況を写真-2に示す。写真-1のようなせん断補強筋に沿ったひび割れは認められない。

全荷重、 P_c 、 P_s 、PCアンカーの荷重分担と、いかり材の抜け出しの関係を図-33に示した。全せん断補強筋が降伏し、さらに外周のアンカーまで有効に作用し、全耐力が P_c+P_s よりも大幅に増大し、 $2P_c$ 程度まで増大したことが判る。

このようなことから、せん断補強筋の端部の構造は極めて耐力に重要な部分であり、Tヘッドバーや、フープ筋でせん断補強筋を巻く等の工夫が効果的と考えられる。

(9) 引抜きせん断破壊に関するまとめ

以上の考察の結果、引抜きせん断耐力の設計について、以下のことが判明した。

- (a) 杭の床板への定着のための鉄筋をせん断補強筋と兼ねることは可能である。
- (b) せん断補強筋が無いとした時のせん断耐力 P_c は、4本杭の式と基本的には同じものを用いて推定す

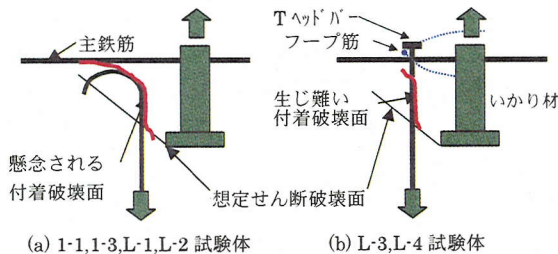


図-31 せん断補強筋端部の状況とせん断破壊面,付着破壊面

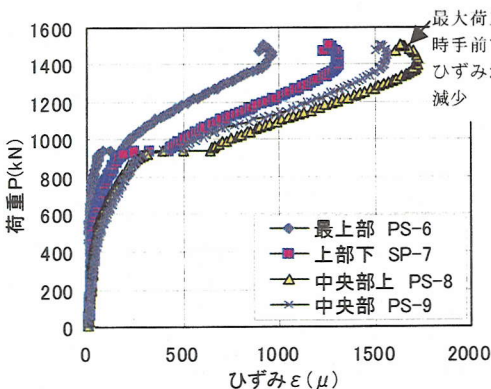


図-32 L-1 試験体のせん断補強筋のひずみ

ることが可能である。従って、せん断面積はせん断載荷面の外周から、45度にせん断面が形成されると考え、せん断強度は正鉄筋比の1/3乗に比例し、せん断高さの1/4乗に反比例すると考えることによって、精度の良いせん断耐力が得られる。

- (c) いかり材の取付板の先端を結ぶことによって形成される載荷面の形状が三角形の場合、せん断載荷周長を面積が等価な円の周長を用いることにより精度の良い耐力推定が可能となる。また、載荷面が台形や正方形の場合、せん断載荷周長を同様



写真-1 付着破壊と見られる L-1 試験体のせん断補強筋端部状況

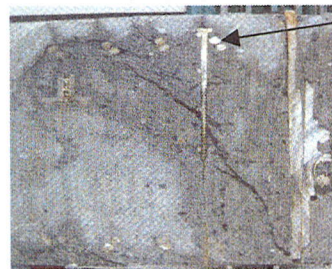


写真-2 せん断面 CaseL-4

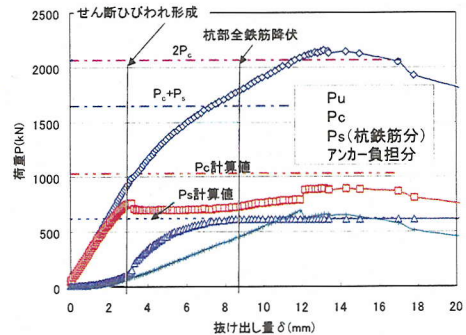


図-33 P_c, P_s , アンカーの荷重分担

の円換算することにより数%小さめの計算値を与えるが精度に大きな影響はでない。

- (d) せん断補強筋による耐力 P_s が大きくなるにつれて、 P_c と P_s の足し合わせが難しくなり、全せん断耐力にしろ P_s の割合が50%を越えると、足し合わせが効かなくなる傾向にある。また、その傾向は4本杭と同じであり、4本杭と同様の耐力推定による、せん断補強筋を含むせん断耐力の推定値は、実験に非常に良く合致する。
- (e) せん断補強筋の定着は確実にする必要があり、そのためにTヘッドバーとこれを囲むフープ筋を用いることは有効である。

6. まとめ

1本の杭に支持された床板にいかり材方式を用いて、送電用鉄塔の脚材を定着する方法について検討し、以下の知見を得た。

- (a) 破壊モードとしては、床板の正鉄筋が降伏することにもなう破壊と、杭の主鉄筋を兼ねるせん断補強筋が降伏することに伴う破壊がある。
- (b) 床板の正鉄筋が降伏することに伴う破壊は、割裂応力によるものと考えると精度良く耐力を評価することが可能となる。
- (c) せん断補強筋の降伏に伴う破壊は、コーン状のせん断破壊と考えられ、その耐力は4本杭支持床板におけるいかり材のせん断耐力式を準用することにより、精度良く耐力を評価することが可能となる。

以上の検討結果に基いて、設計の実務に反映した。

謝辞：本研究を遂行するにあたって、高知工科大学教授 岡村甫博士、東京大学教授 前川宏一博士、東京大学助教授 安雪暉博士、香川大学教授 松島学博士、清水建設(株)塩屋俊幸博士から始終有益なご指導を賜りました。ここに記して、深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 前田弘：4本杭に支持された RC スラブの設計法に関する研究，東京大学，学位論文，1984.
- 2) 吉井幸雄：大型送電用鉄塔基礎への脚材定着に関する研究，東京大学，学位論文 1998.5.
- 3) 吉井幸雄，田邊成，松島学，三島徹也：送電用鉄塔基礎のいかり材方式による脚材定着に関する研究，土木学会論文集，No.606/V-41,pp.111-128,1998.11.
- 4) 齋藤修一，松島学，小宮山茂樹，大浦篤，三島徹也：1本杭に支持されたフーチングの引抜き載荷試験，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，pp.540-541, 1999.9.
- 5) 齋藤修一，小宮山茂樹，安雪暉，松島学：1本杭フーチングに埋め込まれた鉄塔脚の定着手法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.679-684, 2000.6.
- 6) 吉井幸雄，飯島政義，齋藤修一，松島学：送電用鉄塔基礎の支圧板方式による脚材定着手法に関する実験的研究，土木学会論文集，No.606/V-41,pp.129-140,1998.11.
- 7) 田邊成，吉井幸雄，松島学，三島徹也：4本杭に支持された RC 床版の降伏線理論による曲げ耐力算定式，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.3, pp.235-240, 1998.
- 8) 塩屋俊幸，中島春生，長澤保紀，高岸正章：Tヘッドバー工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.1291-1296, 2000.
- 9) 塩屋俊幸，樋口義弘，岡本修平：Tヘッドバー工法（過密鉄筋の施工性改善），電力土木，No.291, pp.116-120, 2001.1.
- 10) 塩屋俊幸，樋口義弘，塩川英世，高岸正章：Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.3, pp.799-804, 2001.

(2002. 2. 21 受付)

STUDY ON ANCHORAGE METHOD OF SINGLE PILE SUPPORTED FOOTING FOR POWER TRANSMISSION TOWER USING EMBEDDED STEEL ANCHOR

Shigeru TANABE, Shigeki KOMIYAMA, Shuichi SAITO and Tetsuya MISHIMA

This paper is intended to investigate bearing capacity of the anchorage method for transmission tower legs into a new type foundation, which is made of a footing and a single pile, subjected to pull-out load. We found two main failure modes in this anchorage method. One is due to splitting crack stress with yield of footing's main bar. And the other is due to punching shear. We proposed bearing capacity formulas for both failure modes.