

# 送電用鉄塔基礎の4本杭支持および直接支持床板における押抜きせん断耐力に関する研究

田邊 成<sup>1</sup>・齋藤修一<sup>2</sup>・三島徹也<sup>3</sup>・安 雪暉<sup>4</sup>

<sup>1</sup>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@tepeco.co.jp

<sup>2</sup>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@tepsco.co.jp

<sup>3</sup>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

<sup>4</sup>正会員 工博 東京大学大学院工学系研究科助教授(〒113-8656 文京区本郷 7-3-1 土木工学科)  
E-mail:anxue@concrete.t.u-tokyo.ac.jp

送電用鉄塔基礎の4本杭支持床板および直接支持床板においていかり材方式で鋼管を定着する際の押抜きせん断耐力算定式について検討することが本論文の目的である。検討に際して、まず、4本杭支持床板について、押抜きせん断破壊試験を実施し、簡易な押抜きせん断耐力式を検討した。次にこれらの実験から典型的な1試験体を選んで静的3次元弾塑性FEMであるCOM3を用いた数値シミュレーション解析を行い、押抜きせん断耐力を精度良く算定可能なことを確認した。最後に、直接基礎の押抜きせん断耐力を、数値解析を通じて検討した。

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

## 1. はじめに

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ており、鉄塔の基部にあたる鋼管の床板への定着耐力を評価することは、構造物の安全上不可欠である。これまで、筆者らは、図-1に示すような“いかり材”と呼ばれる定着方式について、引抜きせん断耐力設計式や、曲げ耐力設計式について研究を実施してきた。本定着方式は、コンクリート標準示方書など<sup>1),2)</sup>のフーチングの押抜きせん断の構造と比較すると内部に定着板が配置されていること、その定着板の周囲にのみせん断補強筋が配置されているといった特徴を有している。これまで、研究の進んでいなかったいかり材定着方式の押抜きせん断耐力について、4本杭に支持されている場合、および直接基礎に支持されている場合について検討することとした。

検討を進めるに際し、本論文ではまず4本杭に支持された引抜きせん断耐力式の概要を記した。次に筆者らの実施した押抜きせん断耐力の実験の内容および引抜きせん断耐力との比較を示し、押抜きせん断耐力式について提案した。さらに、押抜き試験体

の内、代表的な1ケースについて、COM3を用いた数値解析を実施し、精度良くシミュレーション可能なことを示した。最後に、COM3を用いた直接

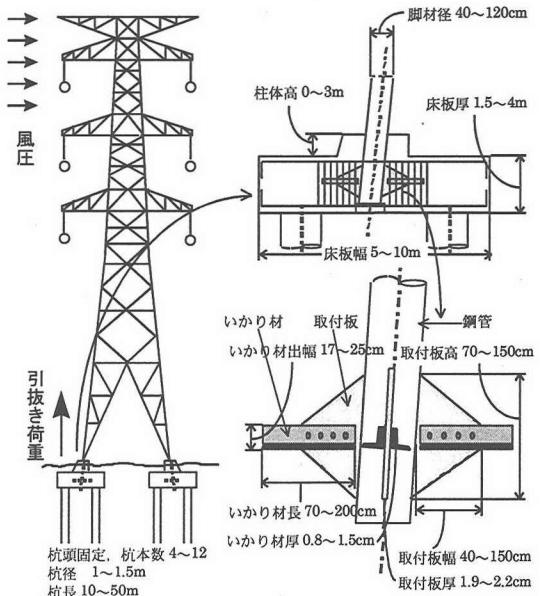


図-1 大型送電用鉄塔の基礎といかり材定着方式

表-1 4本杭支持床板におけるいかり材定着の押し抜き载荷試験体一覧

項目	床板幅	床板高さ	有効せん断高さ	スパン長	コンクリート強度	下端主鉄筋比	せん断スパン比	せん断ひび割れ形成荷重	Pc計算値	実験値/計算値	全せん断補強筋降伏荷重	せん断補強筋分担荷重	Pu-Ps	せん断補強筋分担率	低減係数	実験値/設計値
記号	B	H	d <sub>at</sub>	a	f <sub>c</sub> '	P <sub>nu</sub>	a/d <sub>at</sub>	P <sub>cr</sub>	P <sub>c</sub>	P <sub>cr</sub> /P <sub>c</sub>	P <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	P <sub>u</sub> -P <sub>s</sub>	P <sub>s</sub> /P <sub>u</sub>	α = (P <sub>u</sub> -P <sub>s</sub> )/P <sub>c</sub>	P <sub>u</sub> /min(1.3P <sub>c</sub> +P <sub>s</sub> , 2.6P <sub>c</sub> )
単位	cm	cm	cm	cm	N/mm <sup>2</sup>	%	—	kN	kN	—	kN	kN	kN	—	—	—
805	165	25	13	69	17	0.67%	5.3	605	300	2.0	せん断補強筋なし					
809	110	40	22.3	22	26	0.29%	1.0	1580	559	2.8	せん断補強筋なし					
811	128	40	22.3	46	20	0.30%	2.1	1031	490	2.1	せん断補強筋なし					
801	128	40	22	46	31	0.85%	2.1	不明	905	不明	1903	651	1252	0.34	1.38	1.04
802	165	40	17	67	29	0.51%	3.9	不明	537	不明	1241	651	590	0.52	1.10	0.92
804	165	40	17	67	33	0.51%	3.9	不明	569	不明	1510	651	859	0.43	1.51	1.09
808	165	41	13.5	68	25	0.90%	5.1	不明	435	不明	1315	608	707	0.46	1.63	1.16
810	110	40	22.3	22	24	0.29%	1.0	不明	572	不明	1853	405	1448	0.22	2.53	1.61
812	128	40	22.3	46	27	0.30%	2.1	860	606	1.4	1200	405	795	0.34	1.31	1.01
C1	160	62	26	51	37	1.10%	1.9	2050	1259	1.6	3480	1907	1573	0.55	1.25	1.06
C2	160	38	13	51	38	4.09%	3.9	1500	815	1.8	2820	1525	1295	0.54	1.59	1.33
C3	160	38	13	51	38	4.09%	3.9	1800	811	2.2	3260	3776	-516	1.16	-0.64	1.55
C4	160	38	13	42	38	4.09%	3.3	1950	1113	1.8	3680	2288	1392	0.62	1.25	1.27

注) 〇の試験体は全せん断補強筋降伏荷重が不明のため、最大荷重とした  
 ■の試験体はせん断補強筋が未降伏のまま破壊したため、最大荷重とした

基礎のシミュレーションにより、直接基礎の押抜きせん断耐力について検討した。

## 2. 既往の研究成果と引抜きせん断耐力算定式の概要

前田<sup>3)</sup>、吉井<sup>4)</sup>らが、引抜きせん断耐力式について考察しているが、ここで吉井の耐力式の概要について簡単に紹介する。吉井<sup>4)</sup>らは4本杭支持床板のほぼ中央にいかり材を配置した実規模を含む多数の引抜き試験結果から、以下のことを提案している。

- (a) せん断補強筋を有していないせん断耐力：P<sub>0</sub>と、せん断補強筋が負担するせん断耐力：P<sub>s</sub>の和として考えられる。
- (b) 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け板の先端より、45度の方向に発生すると考え、図-2のように、せん断高さをいかり材の底面から主鉄筋高さ、载荷周長を取付け板の先端を結んだ線の長さ、せん断面の周長を载荷周長から発生する45度せん断の1/2の高さにおける閉じた曲線の長さとして、せん断補強筋のない場合の引抜きせん断耐力は式(1)となる。

$$P_c = \tau_{pu} \cdot U_p \cdot d_o \quad (1)$$

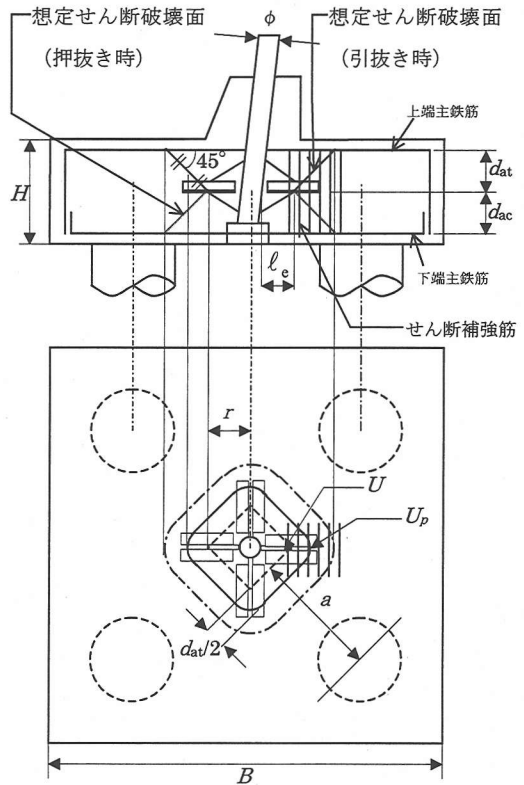


図-2 想定せん断破壊面

ここに、

$U_p$  : せん断面の周長 (mm)

$$U_p = U + \pi \cdot d_o$$

$U$  : 載荷周長 (mm)

$$U = 4\sqrt{2}(\ell_e + \phi/2)$$

$\ell_e$  : 取付板幅 (mm)

$\phi$  : 鋼管径 (mm)

$d_o$  : 有効せん断高さ (mm)

(図-2の  $d_{at}$  が引抜き時の  $d_a$ )、

$\tau_{ps}$  : せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

$$\beta_p = (100p)^{1/3} \quad (p : d_a \text{ における上端主鉄筋比}) \quad (3)$$

$$\beta_d = (1000/d_o)^{1/4} \quad (4)$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25U/d_o) \quad (5)$$

$f_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

(c) せん断補強筋によるせん断耐力  $P_s$  は式(6)の通り

となる。

$$P_s = f_y \cdot A_{ss} \quad (6)$$

ここに、

$f_y$  : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{ss}$  : 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<sup>2</sup>)、なお、鉛直方向に配筋されているせん断補強筋のみを対象とする。

(d) せん断補強筋によるせん断補強効果は、全耐力が  $P_c$  の2倍までは増大するが、それ以上は大きくならないとし、引抜きせん断耐力は式(7)で求まる。

$$P_u = \begin{cases} P_c + P_s & (P_s \leq P_c) \\ 2 \cdot P_c & (P_s > P_c) \end{cases} \quad (7)$$

### 3. 4本杭支持床板の押抜きせん断耐力

#### (1) 実験概要

4本杭支持床板のいかり材定着について、せん断

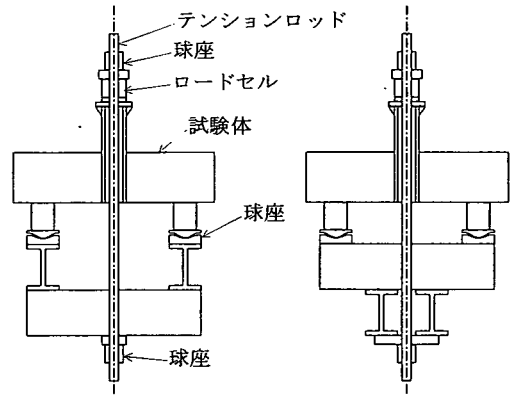


図-3 圧縮試験体 載荷方式

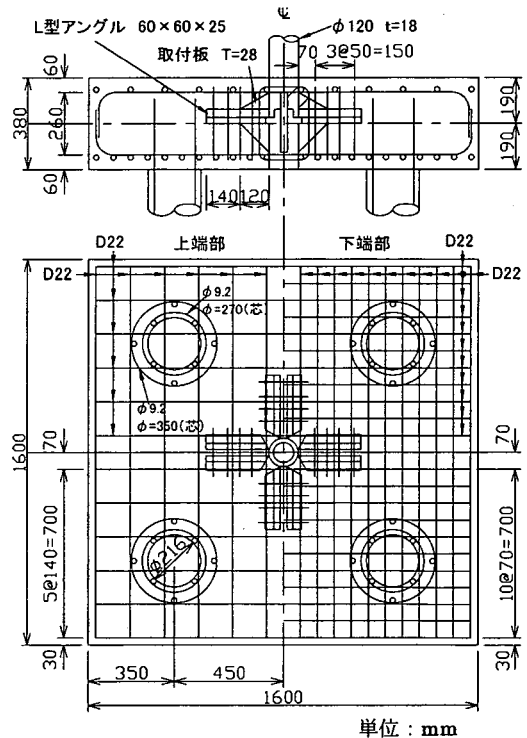


図-4 押抜き試験体代表例(C2試験体)

補強筋を有する場合と有しない場合について、実験を実施した。試験体の主な仕様を表-1に、載荷方式を図-3に、一例としてC2の試験体の配筋図を図-4に示した。試験体は実建造物の1/4~1/5程度である  $B=150\text{cm}$ ,  $H=40\text{cm}$  を平均的な形状とした。試験体のパラメータは主鉄筋比、せん断補強筋比、せん断スパン比およびせん断高さとした。

せん断補強筋を配置する場合は、想定せん断破壊面の内側にいかり材を取り巻くように4方向にスターループを配置した。

載荷にあたっては、杭による床板の拘束を極力排除するために、杭先端部、鋼管の端部、ならびにロッドの端部には球座を配置した。載荷治具は800番代の試験体は試験体周囲を図に示すようにテンションロッドを鋼管の中に通すことによって鋼管上部の反力を試験体下部でとるタイプとした。C1~C4試験体は、試験体を大型の載荷試験機の中に入れて載荷した。載荷はいずれも単調載荷とした。

## (2) 実験結果

せん断補強筋の無い場合の押抜きせん断耐力について、せん断補強筋が無い場合の引抜きせん断破壊耐力  $P_c$  とせん断破壊面が上下逆さになる以外は同じ算定式で算定した耐力（以降単に  $P_c$ ）と比較した結果を図-5に示す。この図において、せん断補強筋がある場合のせん断ひびわれ形成荷重  $P_{cr}$  は、吉井らの実験結果<sup>9)</sup>からひび割れは表面には見えないが鉄筋ひずみが  $200\mu$  程度になるとひび割れ発生と考えられるひずみの急激な増加が見られているため、せん

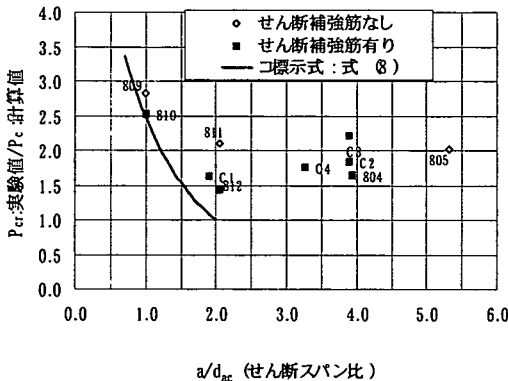


図-5  $P_{cr}$  (せん断補強筋無し押抜き) 実験値と  $P_c$  (せん断補強筋無し引抜き計算値) の比較

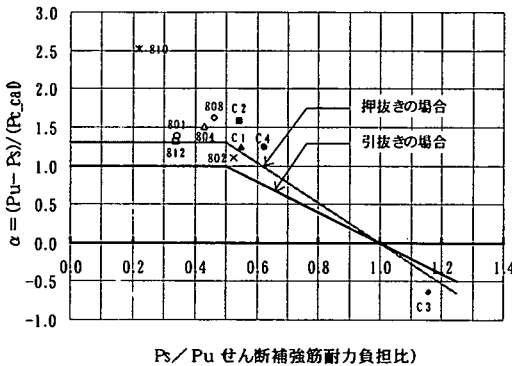


図-6 押抜き時のせん断補強筋耐力負担比と低減係数  $\alpha$  の関係

断補強筋のひずみが  $200\mu$  に達した時の荷重とした。また、スパン長の取り方は、図-2に示す  $a$  と同じとし、せん断高さは押抜きせん断高さ（引抜き時と上下逆）とした。また、図中には、コンクリート標準示方書におけるディープビームの補正式<sup>10)</sup>式(8)を併記した。なお、せん断高さについては  $d = d_{ac}$  (図-2参照)とした。

$$\beta_s = \frac{5}{1 + (a/d_{ac})^2} \quad (a/d_{ac} < 2) \quad (8)$$

全体としては、以下のような結果となった。

- (a) 引抜きせん断耐力計算値  $P_c$  の1.4倍以上の強度増分が見られる。
- (b) せん断スパン比1程度の小さい試験体809で非常に強度が大きくなり、棒部材のディープビームによるせん断耐力の上昇と傾向が一致している。
- (c) せん断スパン比2以上の大きな領域においては耐力の低下傾向は見られない。

次にせん断補強筋を有する場合のせん断耐力について、縦軸に式(9)に示す  $P_c$  と  $P_s$  の足し合わせに関する低減係数： $\alpha$ をとり、横軸にせん断補強筋が最大耐力（せん断補強筋が全て降伏した場合には全せん断補強筋降伏時、せん断補強筋が降伏しなかった場合は破壊時）に対して占める割合をとったものを図-6に示す。

$$P_u = \alpha \cdot P_c + P_s \quad (9)$$

これより、以下のことが考えられる。

- (d) せん断補強筋を含めた押抜きせん断耐力は、せん断補強筋耐力負担比が50%程度までは、 $\alpha = 1.3$ 以上と評価可能である。
- (e) せん断補強筋耐力負担比が50%以上となると  $P_c + P_s$  が成り立たず  $\alpha$  は低下傾向となり、試験体C3にみるように極めて高くなると  $\alpha$  は負となり、せん断補強筋が降伏しないまま最大耐力となる。
- (f) (d)(e)の2つの結果を考慮すると、押抜きせん断耐力についても、引抜きせん断耐力と同様、せん断補強筋耐力負担比が50%以上となると、せん断補強筋耐力負担比に対して線形に  $\alpha$  が減少すると考えられ、 $\alpha$  は設計上図-6の実線に示したようになると考えれば概ね安全側の耐力評価となる。
- (g) せん断補強筋を有する試験体においても、せん断スパン比が小さな810試験体 ( $a/d_{ac}=1$ ) は、非常に大きな  $\alpha$  となり、 $P_c$  が極めて大きい。

そこで、せん断補強筋を有する押抜きせん断耐力 $\eta$ が式(10)に従うとして、図-7に実験値と比較した。

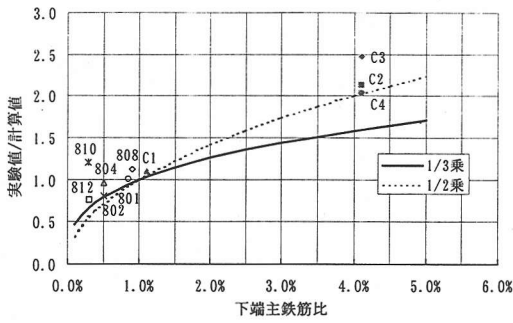


図-7 押抜きせん断耐力と下端主鉄筋比の関係 ( $\beta_p=1$ として計算した場合)

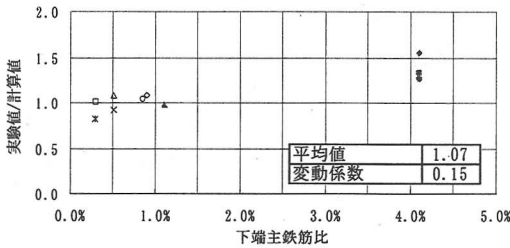


図-8 押抜きせん断耐力と下端主鉄筋比の関係 (ディープビーム補正,  $\beta_p = (100\rho)^{1/3}$ とした場合)

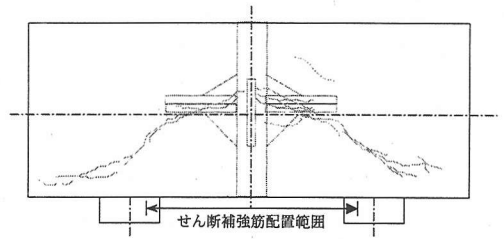
この図は下端主鉄筋比を横軸にとり、下端主鉄筋比に対する補正係数  $\beta_p$  を 1 と固定して、下端主鉄筋比に関する強度増分について検討したものである。図中には、引抜き時と等しく 1/3 乗とした場合の曲線と、比較のために 1/2 乗とした場合の曲線を示した。また、図-8 に  $\beta_p$  を下端主鉄筋比の 1/3 乗に  $P_c$  が比例すると仮定した場合の結果を示した。これより以下のことが考えられる。

$$P_u = \begin{cases} 1.3 \cdot P_c + P_s & (P_s \leq 1.3P_c) \\ 2.6 \cdot P_c & (P_s > 1.3P_c) \end{cases} \quad (10)$$

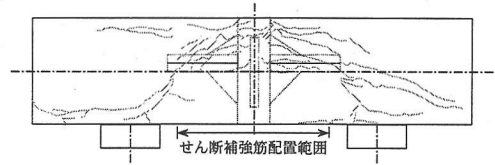
- (h) 押抜き時のせん断耐力は下端主鉄筋比による強度補正係数  $\beta_p$  が引抜き時の 1/3 乗よりもさらに大きく、1/2 乗程度に比例する傾向となった。
- (i) 式(10)を用い、式(8)のディープビームの補正を行い、 $\beta_p$  を下端主鉄筋比の 1/3 乗に比例するとしたときの計算耐力の精度は平均値 1.07、変動係数 15% でややばらつきは大きい、安全側の計算結果となった。

### (3) 考察

図-9 にせん断スパン比が 1.9 と比較的小さな試験体 C1 およびせん断スパン比が 3.9 と比較的大きな試験体 C2 について、中央断面を切断することによ

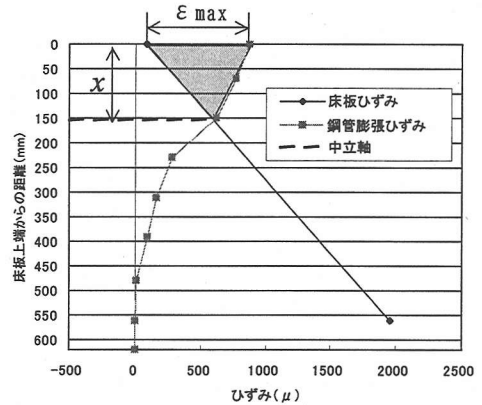


(a) C1 試験体の中央切断面

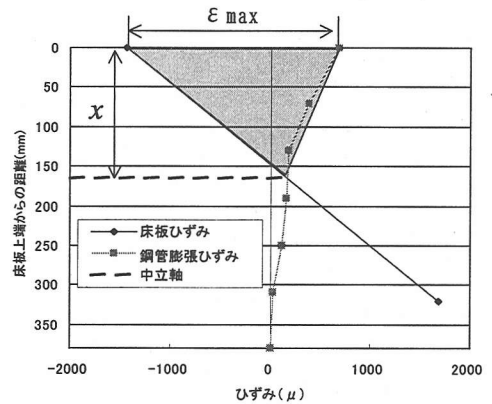


(b) C2 試験体の中央切断面

図-9 せん断スパン比の異なる試験体のひび割れ



(a) C1 試験体



(b) C2 試験体

図-10 鋼管近傍のひずみ分布

て得られるひび割れを示した。切断面を見ると、せん断スパン比の小さなC1試験体では、概ねひび割れがいきなり材下面より発生しているように見えるが、C2試験体では、ひび割れがいきなり材下面よりもむしろ高い位置から発生しており、設計上の有効せん断高さ $d_{ac}$ に対して、5割程度高くなっているように見える。

ここで、 $\beta_p$ が下端主鉄筋比の1/2乗に比例すると考えた場合には、C2試験体において、終局耐力と計算値が合致するためには、せん断高さが1.6倍になれば良く、ひび割れ面から推定した傾向と整合する。

せん断スパン比の違いにより、鋼管を拘束する程度の違いを図-10に示した。図中床板のひずみ分布は床板を2方向の棒部材とみなして鋼管近傍の上下主鉄筋のひずみからひずみの平面保持を仮定して求めた。また、鋼管の膨張ひずみは、鋼管の軸方向ひずみから、ポアソン比を0.3として求めた周囲のコンクリートによる拘束を無視したひずみである。また、床板のひずみと鋼管の膨張ひずみが一致する点が中立軸にほぼ等しいと考えたのが、図中の中立軸である。中立軸より上方が圧縮域となる。

図-10より、床板圧縮縁端におけるコンクリートのひずみを $\epsilon_{cc}$ 、鋼管のフープ方向のひずみを $\epsilon_{sc}$ とすれば、鋼管圧縮縁端の圧縮ひずみ $\epsilon_{max}$ は、

$$\epsilon_{max} = \epsilon_{cc} - \epsilon_{sc} \quad (11)$$

また、鋼管に働く拘束力を圧縮応力が三角形分布になるとすれば、鋼管に働く摩擦力 $P_f$ は以下のように計算できる。

$$P_f = K \cdot q \quad (12)$$

$$q = -\frac{E_c \cdot \epsilon_{max}}{2} \pi \cdot \phi \cdot x \quad (13)$$

ここに、

$K$ : 摩擦係数 (=0.7) <sup>5)</sup>

$E_c$ : コンクリートの弾性係数 ( $2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ),

$\phi$ : 鋼管径 (120mm),

$x$ : 中立軸から圧縮縁までの距離

表-2に $P_f$ の計算結果を示した。せん断ひび割れ形成荷重時と最大荷重時について、それぞれ $P_f$ の全荷重に占める割合を示した。せん断ひび割れ形成荷重時では何れも15%~25%程度の鋼管の拘束圧が作用する結果となっており、せん断スパン比による差は顕著ではないこと、最大荷重時においてはせん断ス

表-2 鋼管の拘束効果

状態	せん断ひび割れ形成時				最大荷重時				
	項目	X	$\epsilon_{max}$	$P_f$	$P_f/P_{cr}$	X	$\epsilon_{max}$	$P_f$	$P_f/P_u$
	単位	mm	$\mu$	kN	-	mm	$\mu$	kN	-
C1	215	-681	483	0.24	155	-791	404	0.12	
C2	122	-574	231	0.15	165	-2124	1156	0.41	
C3	140	-1043	482	0.27	150	-2515	1244	0.38	
C4	111	-729	267	0.14	150	-2644	1308	0.36	

パン比が1.9と小さめのC1試験体が、せん断スパン比の3.4~3.9と大き目の試験体C2,C3,C4に対して極めて小さな値となっていることが判る。従って、せん断スパン比が2~4の範囲では、鋼管の拘束効果はせん断ひび割れ形成時には大差がないが、最大耐力には大きな差があり、せん断スパン比が大きなものの方がその影響を受ける。そのために、ひび割れ面が図-9に見るように、せん断スパン比の大きなものでは上方ヘシフトし、3章(2)で述べたように引抜き時に対する押抜き時のせん断耐力の増加傾向が生じた。

#### 4. 4本杭支持床板の有限要素法による解析的検討

##### (1) 解析モデル

3章で実施した試験体の内、標準的な試験体としてC2について、破壊モードや破壊荷重などをシミュレート可能か確認し、さらに、引抜き時と押抜き時の耐力の差異についても解析的に検討した。

解析コードは前川らの開発したCOM3を用いることとした。この解析コードの詳細については、参考文献<sup>8),9)</sup>を参照されたい。

試験体C2の諸元は表-1、配筋図は図-4に記載した通りである。解析のモデルのメッシュ図を、図-11に示す。1/4を模擬した294個のアイソパラメトリック要素(8節点)とした。要素は上端主鉄筋および下

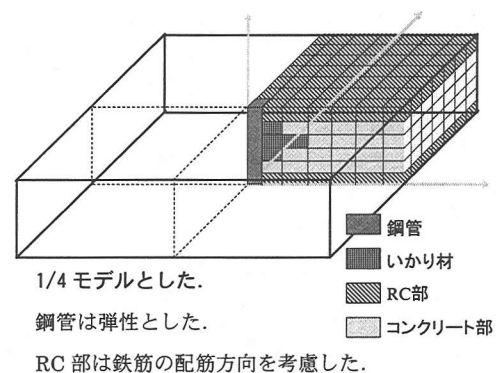


図-11 試験体C2のモデル図

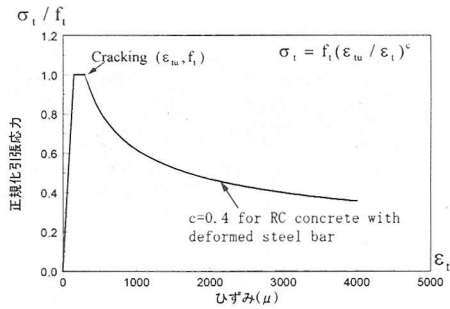


図-12 鉄筋コンクリートのテンションスティフニングモデル 9)

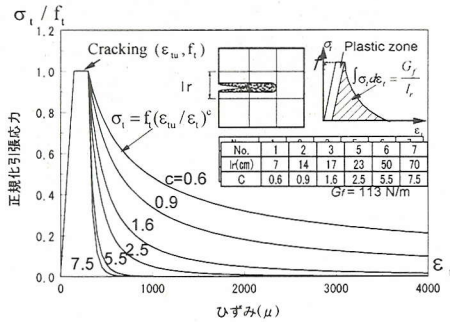


図-13 無筋コンクリートのテンションソフトニングモデル 9)

端主鉄筋の配置してある部位は、x, y 2方向の鉄筋を配置した RC 要素、せん断補強筋を配置した要素は Z 方向に鉄筋を配置した RC 要素、杭上部は x, y, z 3方向の鉄筋を配置した RC 要素とした。鉄筋が配置されていない部位は無筋コンクリート要素とした。鋼管、取付板、いかり材、杭は等価な剛性を有する弾性要素とし、杭の下端部はピン支持とした。

ここに、鉄筋コンクリートのテンションスティフニングモデルと無筋コンクリートのテンションソフトニングモデルは前川、安らが開発したものであり、図-12 および図-13 に示す通りである。

(2) 押抜き試験体のシミュレーション解析結果

図-14 に解析による荷重変位関係と実験の最終耐力との比較結果を示し、図-15 には Gauss ポイント位置のひび割れに平行なプレートで表したひび割れ図を、図-16, 17 には、押抜き試験体の解析における下端主鉄筋のひずみとせん断補強筋のひずみを示した。以下のことが判った。

- (a) 最大耐力は解析値が実験値を 8% 程度上回る結果となり、第 3 ステップのひび割れ発生以降は硬めとなった。これは鋼管とコンクリートの境界を連続体にしたためと考えられ、この境界に適切にすべり要素を挿入できるようになればさらに精度

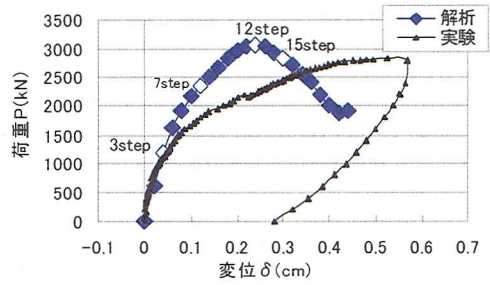
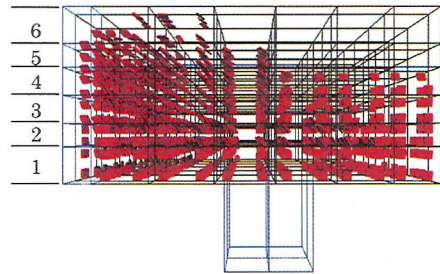
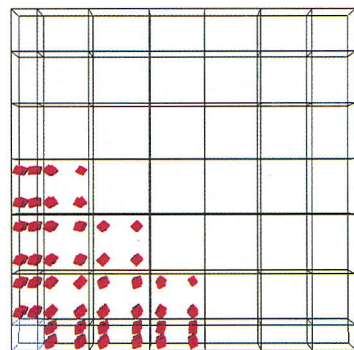


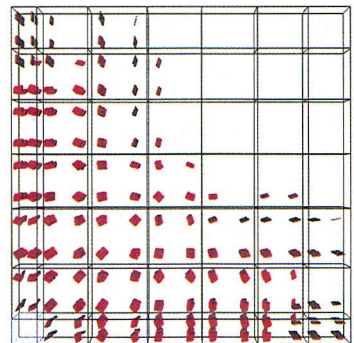
図-14 荷重-変位関係 (試験体 C2)



注) Gaussポイントのひびわれ  
(a) ひび割れ図(全体)



(b) 下から5層目の断面ひび割れ図



(c) 下から2層目の断面ひび割れ図

図-15 ひび割れ図 (試験体 C2, step12, 最大荷重)

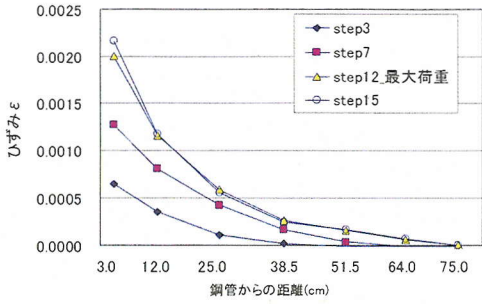


図-16 下端主鉄筋のひずみ分布 (試験体 C2)

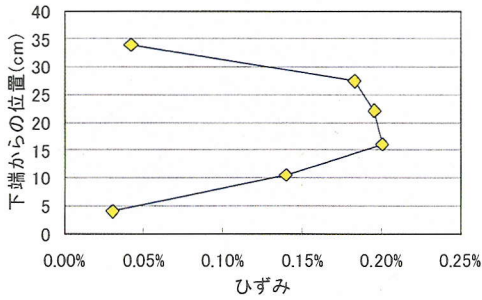


図-17 セン断補強筋ひずみ分布 (試験体 C2)

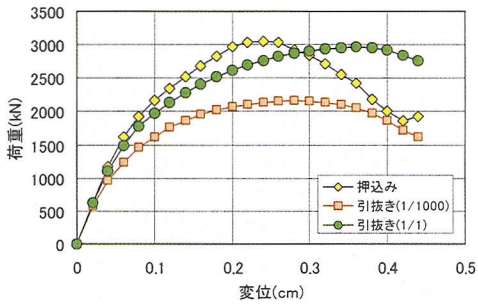


図-18 押抜き・引抜き解析の比較 (荷重・変位)

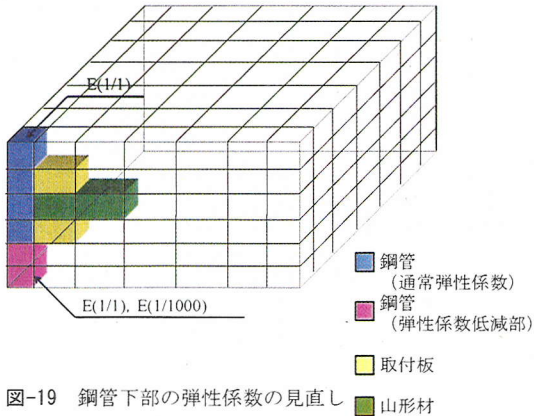
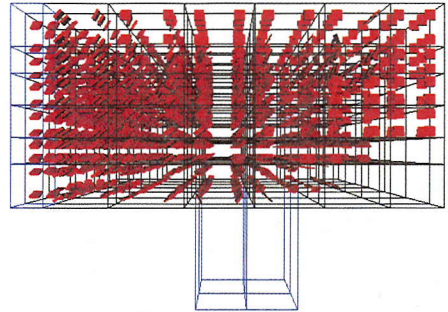
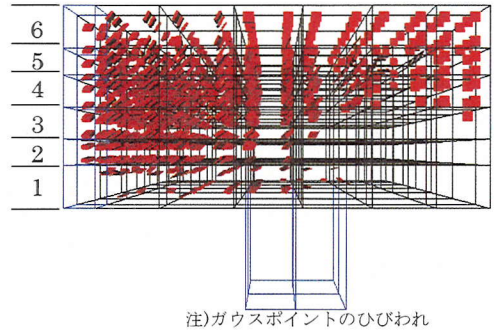


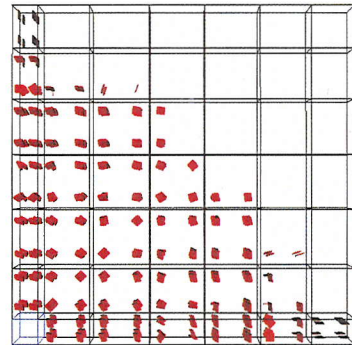
図-19 鋼管下部の弾性係数の見直し



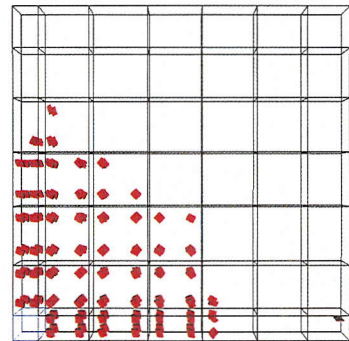
(a) 鋼管下部弾性係数 1/1(step18: 2969kN)



(b) 鋼管下部弾性係数 1/1000(step14: 2165kN)



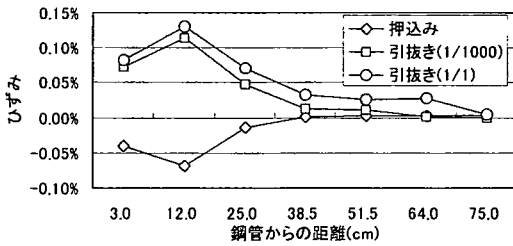
(c) 鋼管下部弾性係数 1/1000(下から5層目)



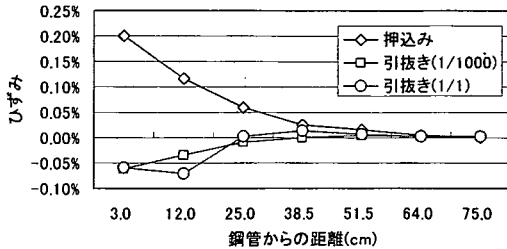
(d) 鋼管下部弾性係数 1/1000(下から3層目)

図-20 引抜き時のひび割れ図





(a)上端主鉄筋



(b)下端主鉄筋

図-21 主鉄筋のひずみ分布の比較

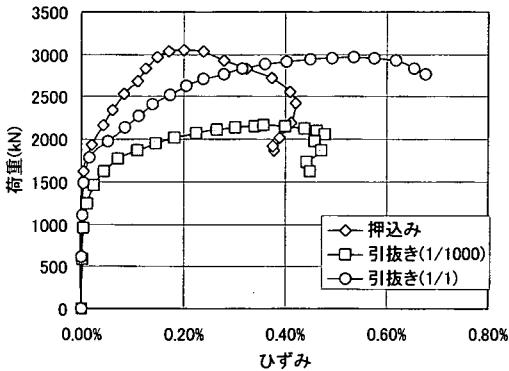


図-22 せん断補強筋のひずみ

が高くなると考えられる。

(b)ひび割れ面はコーン状のひび割れ形状となり実験の傾向と一致した。

(c)解析においても下端主鉄筋は降伏しないまま、せん断補強筋の降伏により最大耐力に至っており、解析における破壊モードは実験と同様、押抜き、引抜きともせん断破壊であると判定できる。

### (3) 引抜き時との差異についての解析

押抜き試験体の解析が、破壊モード・破壊荷重について実験結果と整合した結果が得られたことから、同じモデルにおいて、引抜き載荷試験のシミュレーションを実施し、せん断ひび割れ形成荷重  $P_0$  が、小さくなることを再現できるかを検討した。引抜き時

はひび割れがいかり材位置より上部に生じている。したがって、いかり材下端よりコンクリートへ力を伝達していないと考えられる。その影響をモデル化する方法は、鋼管とコンクリートの付着を切ることが望ましい。しかし、付着要素を取り入れることができなかったため鋼管の弾性係数を低下させ、付着の影響を取り除くこととした。この場合、直応力の伝達なくなるため耐力低下が考えられるが、図-21の下端主鉄筋ひずみを見ると圧縮ひずみは終局ひずみより十分小さく、弾性係数を低下させる影響は小さいと考えられる。

図-18 に荷重変位関係を示した。ここに、引抜き時(弾性係数 1/1)のケースは押抜き時と単純に同じモデルで引抜き時の解析したケースであり、引抜き時(弾性係数 1/1000)のケースはいかり下部の鋼管の弾性係数を図-19 に示したように取付板より下側を低減し、鋼管下部からコンクリートに応力が伝わらないようにしたケースである。

図-20 にひび割れ図を、鋼管下部の弾性係数を小さくしたものとししないものを比較して示した。図-21、図-22 に主鉄筋およびせん断補強筋のひずみの変化を押抜き時と引抜き時(2 ケース)とを比較して示した。これより、以下のことが判った。

(a)単純に押抜き時と引抜き時を比較した解析では、実験結果と整合するような大きな差は両者の間に生じない。しかし、鋼管の弾性係数をいかり材より下部のみ下げると、1.4 倍程度の耐力差が生じ実験結果に整合する。

(b)ひび割れ面を見ると、いかり材下部の弾性係数を小さくしたことにより、クラックがやや上方へシフトしており、耐力の減少は鋼管下部の弾性係数を小さくしたことより、応力が下部から伝達しにくくなり、破壊面が相対的に上方に上がったためと考えられる。

(c)いずれの解析ケースも、主鉄筋は降伏せず、せん断補強筋が降伏するに伴って最大荷重を迎えていることから、せん断破壊と判断できる。

(d)せん断補強筋の動きに着目すると、弾性係数を小さくしたことにより引抜き時はせん断補強筋の降伏する範囲が上方のみに偏っており、せん断破壊面が上方に上がったことを示している。

上記から、引抜き時の破壊をシミュレートするためには、実際にはポアソン効果などにより鋼管下部の付着がないためこれを再現できるように配慮することが必要であると考えられる。

表-3 解析ケース一覧

解析ケース	床板幅	床板高さ	有効せん断高さ	地盤の変形係数	スパン長	コンクリート強度	下端主鉄筋比	せん断スパン比	せん断ひび割れ形成荷重	せん断ひび割れ形成荷重の解析値	実験値 / 解析値	せん断補強筋分担荷重	最大荷重	せん断補強筋分担率	最大荷重解析値	実験値 / 解析値
記号	B	H	$d_{at}$	$E_g$	a	$f'_c$	$P_{nu}$	a/ $d_{at}$	$P_c$	$P_{cra}$	$P_c/P_{cra}$	$P_s$	$P_u: P_{cr}+P_s$	$P_s/P_u$	$P_{ua}$	$P_u/P_{ua}$
単位	cm	cm	cm	N/mm <sup>2</sup>	cm	N/mm <sup>2</sup>	%	—	kN	kN	—	kN	kN	—	kN	—
soil150	500	100	35	5	—	24	0.92%	—	2052	5000	2.4	2407	4458	0.54	8000	1.79
soil100	500	100	35	10	—	24	0.92%	—	2052	5000	2.4	2407	4458	0.54	8000	1.79
soil280	500	100	35	28	—	24	0.92%	—	2052	5000	2.4	2407	4458	0.54	9700	2.18
soil1400	500	100	35	140	—	24	0.92%	—	2052	6300	3.1	2407	4458	0.54	13000	2.92
soil10000	500	100	35	1000	—	24	0.92%	—	2052	8600	4.2	2407	4458	0.54	17600	3.95
kui	500	100	35	—	184	24	0.92%	5.3	2052	4900	2.4	2407	4458	0.54	7200	1.61

単位: mm

### 5. 直接支持床板の押抜きせん断耐力

#### (1) 解析モデル

4章の検討によって、解析により4本杭支持床板の押抜きせん断耐力を概ねシミュレートできることが判った。そこで、直接支持床板のいかり材定着の押抜きせん断破壊を解析的に検討し、4本杭支持の場合や地盤の剛性の相違によってどのように耐力が変化するか検討した<sup>10)</sup>

解析ケースを表-3にまとめて示した。解析のモデルは図-23に示した直接基礎としては一般的な形状の基礎を図-24(a)に示した1/4モデルのものでモデル化した。RC要素、無筋コンクリート要素は図-12、図-13に示したものと同一であり、鉄筋の配置の考え方も3章で述べた通りである。周辺地盤の要素については弾性要素とし、地盤の剛性の影響を検討するため変形係数を変化させた。また、杭基礎のモデルは図-24(b)の通りであり、せん断スパン比が約5となるような位置に弾性要素の杭の下端をZ方向を固定として1本配置した。基礎と地盤のすべりは無視して一体として解析した。なお、対称面を拘束することとし、xy平面においてはy方向、yz平面においてはx方向、底面(xy平面)はz方向を拘束した。

#### (2) 解析結果

せん断補強筋の無い引抜きせん断耐力を計算値 $P_c$ で基準化して、解析によるせん断ひび割れ発生荷重とせん断破壊耐力の地盤の変形係数との関係を図-26に示す。

図-27に最も固い地盤と柔らかい地盤におけるせん断補強筋を有する要素(図-25参照)の主鉄筋および、せん断ひび割れの変化を示す。これより以下のことが判る。

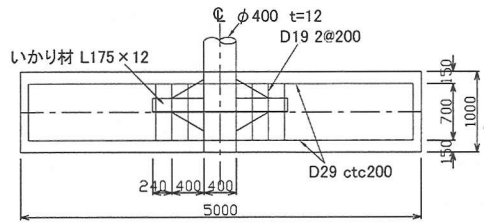
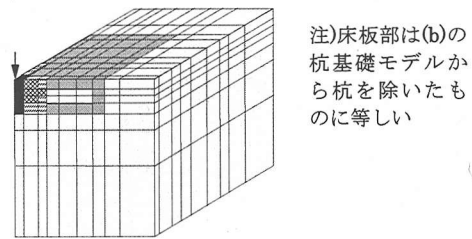
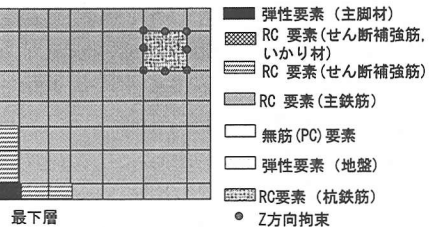
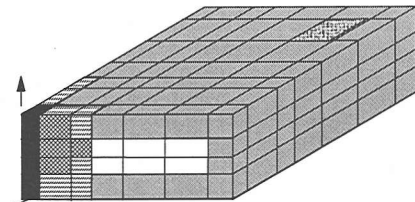


図-23 解析した直接基礎



(a)直接基礎の解析モデル



(b)杭基礎の解析モデル

図-24 比較した解析モデルの概要

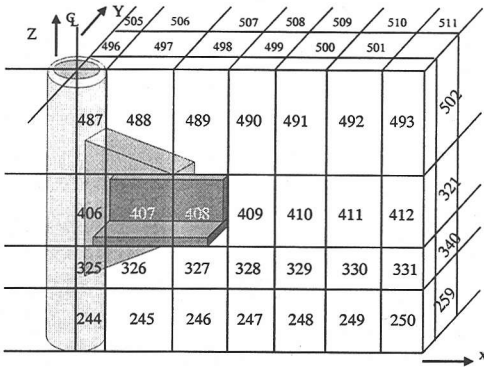


図-25 鋼管近傍のモデル詳細と要素番号

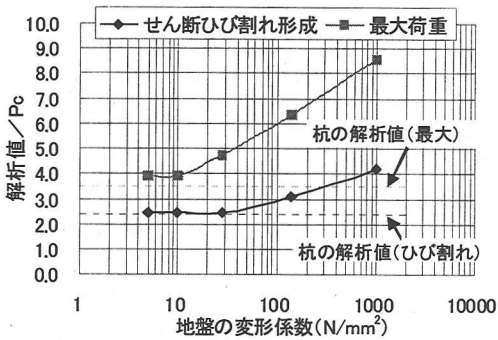


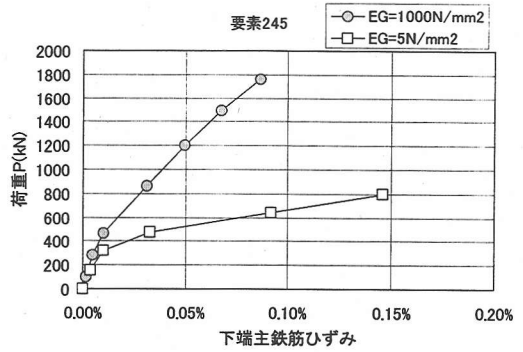
図-26 直接基礎の解析耐力と地盤の変形係数

- (a)解析では下端主鉄筋が降伏しておらず、引張主ひずみの方向からせん断ひび割れが発生していると考えられることおよびせん断補強筋が降伏したと考えられることから、すべてせん断破壊したと考えられる。
- (b)直接基礎の押抜きせん断耐力は地盤の剛性によって大きく変化する、剛性が大きくなるとせん断耐力が増大する。
- (c)地盤の剛性が極めて小さい地盤においても、せん断スパンを約5と大きめにとった杭基礎と同等程度のせん断耐力を有している。

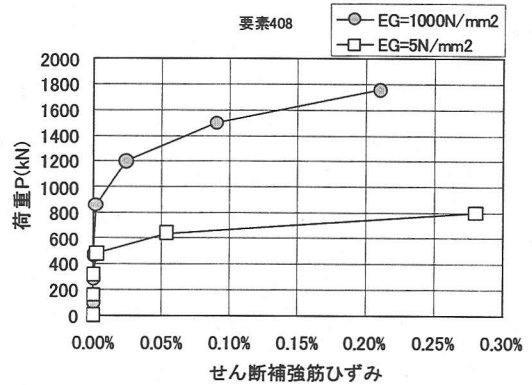
### (3) 考察

解析により、直接支持床板の押抜きせん断耐力と地盤の剛性の関係において、せん断耐力が地盤の剛性が大きい程大きくなる傾向となった。この点を検討するために、地盤剛性の大きく異なる2ケースについて、図-28 に鋼管近傍断面の最終荷重時におけるコンクリート部の主ひずみを示し、図-29 に直接支持床板底面の変位分布を示した。

これらから、以下のことが考察される。



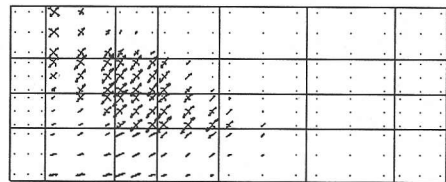
(a)下端主鉄筋ひずみ (要素 245)  
剛性の違うケースを併記



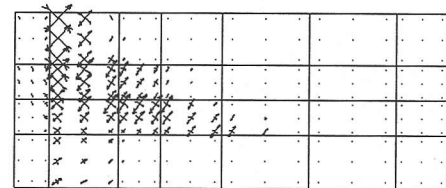
(b)せん断補強筋ひずみ (要素 408)  
剛性の違うケースを併記

図-27 剛性の大小と各種鉄筋のひずみ

← 引張ひずみ    → 圧縮ひずみ  
 ┌───┐ (a),(b)のひずみスケール  
 0    20,000 μ

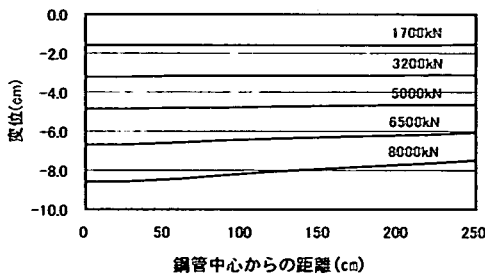


(a) 剛性が小さい地盤 (EG=5N/mm<sup>2</sup>) の場合

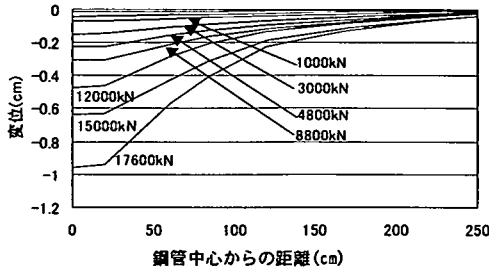


(b) 剛性が大きい地盤 (EG=1000N/mm<sup>2</sup>) の場合

図-28 コンクリート部の最大荷重時の主ひずみ



(a)剛性が小さい場合 ( $E_G=5\text{N/mm}^2$ )



(b)剛性が大きい場合 ( $E_G=1000\text{N/mm}^2$ )

図-29 床板下端部の変形

(a)図-28 左から 2 列目の鋼管近傍の主ひずみの大きさは剛性が大きい方が大きめであり、鋼管からやや離れた左から 3~5 列目の主ひずみは剛性の小さい方が大きめである。

(b)床板の変位は、地盤の変形係数が小さいと床板全体にわたって変形するが、地盤の変形係数が大きい場合には鋼管の周辺に集中する。

以上から、地盤の変形係数が小さいと変形が比較的一様に進みせん断面が鋼管より大きく広がり、せん断スパン比を十分にとった杭基礎と同じような耐力になると考えられる。また、地盤の変形係数が大きいと鋼管近傍に変形が集中するためにせん断面が小さくなり、ディープビームに近づき、そのためにせん断耐力が増大したのではないかと考えられる。

## 6. まとめ

4 本杭支持床板のいかり材の押抜きせん断耐力式の検討、4 本杭支持床板の COM 3 を用いた数値解析、直接支持床板の押抜きせん断耐力についての数値解析を実施した結果以下のことが判った。

(a) 4 本杭支持床板のいかり材の押抜きせん断耐力は、引抜きせん断耐力よりも大きく、 $P_c$  を 1.3 倍として引抜きせん断耐力と他は同様の式を用いることによって、設計に使用可能な式を得ることがで

きる。

(b) 耐力設計式の精度については、 $a/d_{ac} < 2$  においてディープビームの影響を考慮し、従来の主鉄筋比の  $1/3$  乗に比例するとした強度増分の補正係数  $\beta_p$  を  $1/2$  乗に比例すると考えることにより、改善される。

(c) 無筋コンクリートのテンションソフトニングモデルを使用した COM 3 を適用することにより、いかり材の押抜きせん断破壊モードとその耐力を予測できる。また、引抜きせん断破壊との差異は鋼管および取付板の剛性をいかり材下部について低減することで表現することができる。

(d) COM 3 を用いた解析の結果によれば、直接基礎の押抜きせん断耐力は地盤の剛性により大きく変化し、地盤の剛性が小さくなると、せん断スパン比を 5 程度にとった 4 本杭支持床板の押抜きせん断耐力と同等となる。

以上の検討結果に基づいて、4 本杭ならび直接支持床板の押抜きせん断耐力式を構築し、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、香川大学教授 松島学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) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編（平成 8 年制定）pp.65-67.
- 2) 石橋忠良，松田好史，斉藤啓一：少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文報告集，第 337 号，pp.197-204，1983.9.
- 3) 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.
- 4) 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) 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手法に関する研究，土木学会論文集，No.606/V-41，pp.111-128，1998.11.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編（平成 8 年制定）pp.163-164.
- 7) 田邊成，吉井幸雄，松島学，三島徹也：4 本杭に支持されたフーチングの引抜き・押抜き模型実験におけるせん断補強筋の効果，コンクリート工学年次論文報告書，Vol.18，No.2，pp.707-712，1996.
- 8) Maekawa, K., Irawan, P. and Okamura, H.: Path-Dependent Three-dimensional Constitutive Laws

of Reinforced Concrete. -Formulation and Experimental Verifications -, *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, 5:(6) pp.743-754,1997.

- 9) An,X.,Maekawa,K.,Tanabe,S.and Saito,S. :3D FEM Analysis of Pulling Out Shear Fracture Behavior for RC Slab Footing Supported by Piles *International Workshop on Punching Shear*

*Capacity of RC Slabs-Proceedings*,Stockholm, pp.57-64, 2000.

- 10) 齋藤修一, 安雪暉, 松島学, 大浦篤:直接基礎に埋め込まれたアンカーの押抜きせん断耐力, 土木学会 第 53 回年次学術講演会講演概要集, 第 5 部, pp.1076-1077. 1998.10.

(2002.2.21 受付)

## STUDY ON PUNCHING SHEAR CAPACITY OF ANCHORAGE BETWEEN POWER TRANSMISSION TOWER LEG AND FOUR-PILES-SUPPORTED FOOTING OR SPREAD FOUNDATION UNDER PUSH-IN LOAD

Shigeru TANABE, Shuichi SAITO, Tetsuya MISHIMA and Xuehui AN

This paper intends to investigate punching shear bearing capacity formula of anchorage with embedded steel anchor between transmission tower legs and four-piles-supported footings or spread foundations, subjected to push-in load. At first we made several push-in loading tests about four-piles-supported footings, and studied simplified bearing capacity formula of punching shear. And then we simulated the normal case of these experiments using COM3, which is a three-dimensional finite element program, and we assured that COM3 can simulate ultimate load and failure mode well. At last using COM3, we examined punching shear bearing capacity of anchorage of an anchor in a spread foundation subjected to push-in load.