

鉛直荷重を受ける4本杭および5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重に関する研究

その他（別言語等） のタイトル	A Study on Initial Cracking Load in Vertically Loaded Four-Pile and Five-Pile Caps
著者	大築 和夫
雑誌名	室蘭工業大学研究報告. 理工編
巻	36
ページ	1-23
発行年	1986-11-30
URL	http://hdl.handle.net/10258/807

鉛直荷重を受ける4本杭および5本杭支持 独立フーチングの亀裂荷重に関する研究

大 築 和 夫

A Study on Initial Cracking Load in Vertically Loaded Four-Pile and Five-Pile Caps

Kazuo OHTSUKI

Abstract

This paper reports an investigation of initial cracking load in vertically loaded four-pile and five-pile caps.

In this paper sixty four-pile caps and thirty-one five-pile caps were analyzed by three-dimensional elastic finite element method and twenty-six five-pile caps were tested.

The maximum tensile principal stresses on the base of caps obtained from analysis were treated statistically and the equations to estimate the maximum tensile principal stresses were derived.

The calculated initial cracking loads according to the equations derived by the author were compared with the experimental results by the author's tests and with those previous tests by the author and his colleagues.

The calculated initial cracking loads agreed with those experimental results.

1. 緒 言

地下埋設物であるフーチング基礎は構造耐力上最も重要な役割を担っていること、破損の発見が難しくかつ補修が困難であること等から、フーチングに重大な障害を引起す可能性のある亀裂を生じさせることは好ましくないと考える。しかし、この亀裂荷重に関する研究は著者の知る限りでは皆無に等しい。

このような観点に立ち、著者らは先に4本杭支持独立フーチングの可視亀裂荷重(実験で肉眼により亀裂を発見したときの荷重、以降、単に亀裂荷重と言う)について、実験および有限要素法解析の両面から検討^{1~5)}し、亀裂荷重実験値は有限要素法解析値を用いて(1)式により求めた値と良く対応することを明らかにした。

$$P_{cal} = f_b / \sigma_{ana} \quad \dots\dots (1)$$

ここに、 P_{cal} ：亀裂荷重計算値、 $f_b = 1.8\sqrt{F_c}$ ：コンクリートの見掛けの引張強度、 F_c ：実験時のコンクリート標準試験体の圧縮強度、 σ_{ana} ：柱に単位荷重 $P = 1$ を与えて三次元弾性有限要素法解析で求めた板底面の要素面中央点における引張主応力度の最大値

従って、何らかの方法でフーチング板底面の最大引張主応力度が求められれば亀裂荷重を容易に推定することが出来る。しかし、フーチングは周辺条件が複雑なため解析的手法によりそれらを求めることは困難である。そこで本報では4本杭および5本杭支持独立フーチングモデルを三次元有限要素法解析し、その結果得られた板底面の引張主応力度等について検討し、更に引張主応力度の最大値を統計的に整理して、(1)式の $1/\sigma_{ana}$ に代る値を求めるための最大引張主応力度略算式を誘導する。なお、略算式は統計的手法によって導かれるため物理的意味は何等考慮されない。

また、著者らは先に4本杭支持独立フーチングについて、実験試験体の弾性有限要素法解析結果を参照し、板底面における杭を結ぶ対角断面の垂直応力度分布を仮定して材料力学手法により導いた亀裂荷重推定式(後述の(2)式)を提案した。その推定式は、通常設計されていると考えられるフーチングの中でも比較的杭間隔が広く(杭径の3倍以上)、かつ、杭間隔の割に板厚が薄い((板厚/杭間隔)が0.6以下)フーチングモデルの有限要素法解析結果を参照して導かれたものであって、杭間隔が建築学会の建築基礎構造設計規準で定めている既製コンクリート杭の最小間隔(杭径の2.5倍)となるようなフーチングあるいは板厚の厚いフーチングに対するその式の適合性については十分検討されていなかった。それで、4本杭支持独立フーチングについてはこの点についても検討する。

更に、本報で提案する最大引張主応力度略算式による値を用いて(1)式により求めた亀裂荷重計算値と亀裂荷重実験値との比較を行い、本報の式の実物への適合性について検証する。

なお、本報は、既に建築学会北海道支部研究報告集ならびに建築学会大会学術講演梗概集に発表してきた結果⁶⁻¹¹をとりまとめ、更に加筆したものである。また、有限要素法解析は、総て北大大型計算機センターのHITAC-M 280 Hによった。

2. 4本杭支持独立フーチングの亀裂荷重

2.1 4本杭支持独立フーチングの有限要素法解析モデルについて

図-1に示す4本杭支持独立フーチングについて、杭間隔 l_p 、板厚 D および柱幅 R を変え表-1に示す60モデルについて解析した。モデル名の最初の英字は杭間隔を表わし、R, S, Tの順に夫々杭径の2.5, 3.0, 3.5倍を意味する。次の二組の数字は、前が板厚を、後が柱幅を夫々杭径を単位として表わす。杭径 P_d は35cmとした。なお、柱幅は板平面の要素分割より定めたため必ずしもラウンド・ナンバーとならず、また、杭間隔が異なる場合においても柱幅の取り方は若干異なる。杭心-板縁間距離 l_e は総て杭径の1.5倍とした。

解析には要素内でひずみ分布が線形となる8節点の直交六面体要素を用い、対称性を考慮して全体の1/4について解析した。要素分割の一例を図-2に、各モデルの要素分割数を表-1の右欄に示す。

鉛直荷重を受ける4本杭および5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重に関する研究

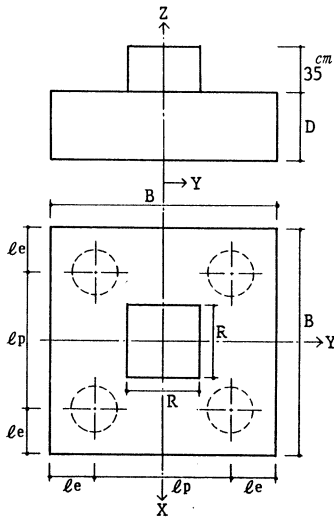


図-1 4本杭支持独立フーチング

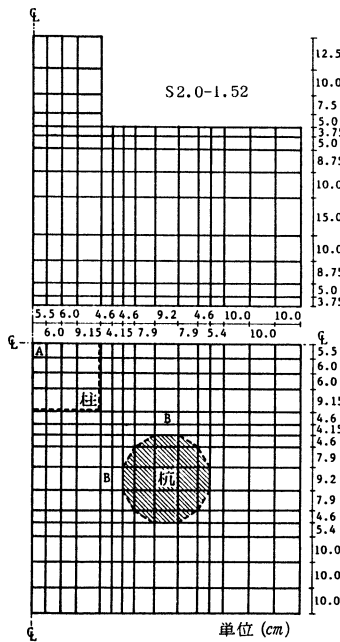


図-2 要素分割例

表-1 4本杭支持独立フーチングの解析モデル一覧

モデル名	板幅 B (cm)	杭間隔 ℓ_p (cm)	板厚 D (cm)	柱幅 R (cm)	分割数	
					X, Y 方向	Z* 方向
R1.5-1.0	192.5	87.5	52.5	35.0	15	8
R2.0-1.0	192.5	87.5	70.0	35.0	15	9
R2.5-1.0	192.5	87.5	87.5	35.0	15	10
R3.0-1.0	192.5	87.5	105.0	35.0	15	11
R1.5-1.29	192.5	87.5	52.5	45.0	15	8
R2.0-1.29	192.5	87.5	70.0	45.0	15	9
R2.5-1.29	192.5	87.5	87.5	45.0	15	10
R3.0-1.29	192.5	87.5	105.0	45.0	15	11
R1.5-1.52	192.5	87.5	52.5	53.3	15	8
R2.0-1.52	192.5	87.5	70.0	53.3	15	9
R2.5-1.52	192.5	87.5	87.5	53.3	15	10
R3.0-1.52	192.5	87.5	105.0	53.3	15	11
R1.5-1.79	192.5	87.5	52.5	62.5	15	8
R2.0-1.79	192.5	87.5	70.0	62.5	15	9
R2.5-1.79	192.5	87.5	87.5	62.5	15	10
R3.0-1.79	192.5	87.5	105.0	62.5	15	11
R1.5-2.02	192.5	87.5	52.5	70.8	15	8
R2.0-2.02	192.5	87.5	70.0	70.8	15	9
R2.5-2.02	192.5	87.5	87.5	70.8	15	10
R3.0-2.02	192.5	87.5	105.0	70.8	15	11
R1.5-2.24	192.5	87.5	52.5	78.3	15	8
R2.0-2.24	192.5	87.5	70.0	78.3	15	9
R2.5-2.24	192.5	87.5	87.5	78.3	15	10
R3.0-2.24	192.5	87.5	105.0	78.3	15	11
S1.5-1.0	210.0	105.0	52.5	35.0	15	8
S2.0-1.0	210.0	105.0	70.0	35.0	15	9
S2.5-1.0	210.0	105.0	87.5	35.0	15	10
S3.0-1.0	210.0	105.0	105.0	35.0	15	11
S1.5-1.52	210.0	105.0	52.5	53.3	15	8
S2.0-1.52	210.0	105.0	70.0	53.3	15	9
S2.5-1.52	210.0	105.0	87.5	53.3	15	10
S3.0-1.52	210.0	105.0	105.0	53.3	15	11
S1.5-1.79	210.0	105.0	52.5	62.5	15	8
S2.0-1.79	210.0	105.0	70.0	62.5	15	9
S2.5-1.79	210.0	105.0	87.5	62.5	15	10
S3.0-1.79	210.0	105.0	105.0	62.5	15	11
S1.5-2.02	210.0	105.0	52.5	70.8	15	8
S2.0-2.02	210.0	105.0	70.0	70.8	15	9
S2.5-2.02	210.0	105.0	87.5	70.8	15	10
S3.0-2.02	210.0	105.0	105.0	70.8	15	11
S1.5-2.29	210.0	105.0	52.5	80.0	15	8
S2.0-2.29	210.0	105.0	70.0	80.0	15	9
S2.5-2.29	210.0	105.0	87.5	80.0	15	10
S3.0-2.29	210.0	105.0	105.0	80.0	15	11
T1.5-1.0	227.5	122.5	52.5	35.0	16	8
T2.0-1.0	227.5	122.5	70.0	35.0	16	9
T2.5-1.0	227.5	122.5	87.5	35.0	16	10
T3.0-1.0	227.5	122.5	105.0	35.0	16	11
T1.5-1.52	227.5	122.5	52.5	53.3	16	8
T2.0-1.52	227.5	122.5	70.0	53.3	16	9
T2.5-1.52	227.5	122.5	87.5	53.3	16	10
T3.0-1.52	227.5	122.5	105.0	53.3	16	11
T1.5-2.02	227.5	122.5	52.5	70.8	16	8
T2.0-2.02	227.5	122.5	70.0	70.8	16	9
T2.5-2.02	227.5	122.5	87.5	70.8	16	10
T3.0-2.02	227.5	122.5	105.0	70.8	16	11
T1.5-2.29	227.5	122.5	52.5	80.0	16	8
T2.0-2.29	227.5	122.5	70.0	80.0	16	9
T2.5-2.29	227.5	122.5	87.5	80.0	16	10
T3.0-2.29	227.5	122.5	105.0	80.0	16	11

* 板厚部分のみ

解析に際しては、柱頭の鉛直(Z)方向変位を拘束し、各杭の反力は等しく、杭反力は板底面の杭位置(以降、反力域と言う)に均等に分布するものとして、それを反力域の各節点に節点力として与えた。荷重は柱頭の全荷重が単位荷重 $P = 1$ となるようにした。なお、反力域は出来るだけ杭の形状に近似させるのが望ましいと考えられるが、別途検討した結果⁶⁾を参照し、計算時間節約のため外周が杭のそれと等しい正十二角形の範囲とし、反力域内の各節点は、その負担面積に応じて反力を負担するものとした。また、鉄筋については別途検討した結果¹²⁾によれば、弾性範囲内ではその影響が差程大きくないので本報では無視した。コンクリートのポアソン比は $1/6$ とした。

2.2 板底面の引張主応力度について

図-3は板底面の要素面中央点について求めた引張主応力度について、板平面中央要素の値に対する各要素のその比を示したものである。なお、図示したのは杭で囲まれた範囲内であり、図中の破線は柱および反力域を示す。図(a)および(b)は、夫々杭間隔 $2.5 P_d$ および $3.0 P_d$ の場合で、上段の値は板厚が $1.5 P_d$ と薄い場合、下段のそれは板厚が $3.0 P_d$ と厚い場合である。これらによると引張主応力度は板厚の薄いものでは杭間隔に拘らず板平面の中央点で最大値を示し、その点から遠ざかるほど小さくなる傾向が見られる。これに対して板厚の厚いものでは杭周囲(反力域の極く周囲を除く)の引張主応力度が他の部分のそれより大きな値となり、杭周囲から遠ざかるほど小さくなる傾向が見られる。また、引張主応力度の最大値は隣接する杭を結ぶ線上で、杭に近い位置(図中の下線を施した部分)に生じ、その線に沿って比較的大きな引張主応力度が生ずる。柱断面の異なる場合については図示していないが、他の諸元が同じならば柱断面の大きいものほど杭周辺の引張主応力度が大きくなる。

引張主応力度の方向は杭間隔、板厚および

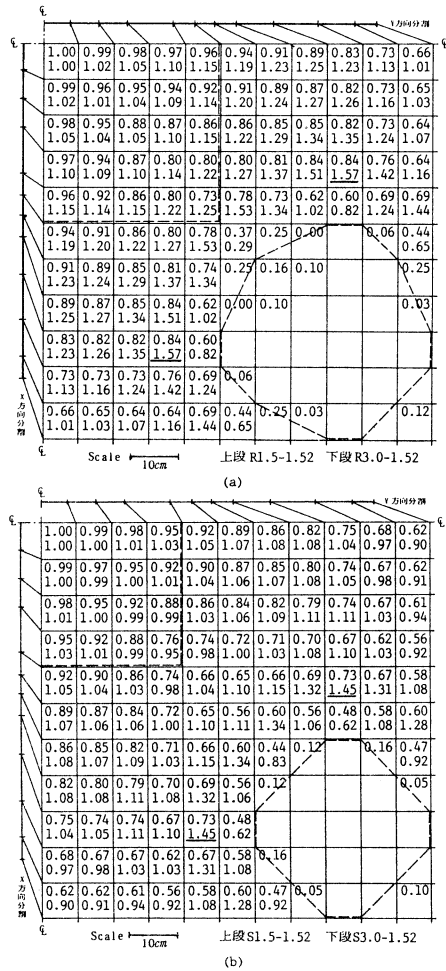


図-3 板底面の引張主応力度の比較

柱断面が変わっても差程変化せず、対辺を結ぶ対称軸上ではその軸に直交する方向、板平面对角線上ではその線に平行な方向、隣接する杭間では杭位置を極として紡錘形を形づくる方向である。

前述のように板底面の引張主応力度の最大値は板平面中央部(図-2のA点)あるいは隣接する杭を結ぶ線上の杭付近(図-2のB点)に生ずる。表-2はこのA点およびB点の引張主応力度 σ_A および σ_B 並びに両者の比 σ_B/σ_A を示したものである。これによると板厚が厚く、柱幅が広く、杭間隔の狭いものほどB点の引張主応力度がA点のそれより大きくなる。

これは、H.T.Yan¹³⁾、J.Blénot and R. Frémy¹⁴⁾が述べているアーチ作用によるものと考えられる。すなわち、柱に作用する鉛直力は、その一部が柱脚と杭頭を結ぶ方向の圧縮力として直接杭支点到伝達され、杭支点上ではその圧縮力の垂直成分は杭支点の鉛直反力と釣合い、水平成分は杭間を結ぶ水平方向の応力と釣合うと考える。従って、板厚の厚いもの、柱幅の広いものおよび杭間隔の狭いものほど柱脚から杭支点到圧縮力として直接伝達される力の割合が多くなり、杭支点上での水平力も大きくなって杭周辺に大きな引張力を生ずることになったと考えられる。なお、著者らが以前に実験および有限要素法解析⁵⁾した4本杭支持独立フーチングのプロポーシオンは、本解析で板平面中央部(A点)に引張主応力度の最大値が生ずるとされるものの範囲にある。

2.3 4本杭支持独立フーチングの亀裂荷重推定式との比較

先に述べたように著者らは4本杭支持独立

表-2 板底面の引張主応力度および既往の式との比較

モデル名	A点 σ_A	B点 σ_B	σ_B/σ_A	[$1 \cdot 10^{-4} / \text{cm}^2$]	
				(2)式の係数 Q_{cal}	$\sigma_{ana}/\sigma_{cal}$
R1.5-1.0	2.879	2.010	0.70	2.851	1.01
R2.0-1.0	1.552	1.414	0.91	1.603	0.97
R2.5-1.0	0.958	1.120	1.17	1.026	1.09
R3.0-1.0	0.647	0.947	1.46	0.713	1.33
R1.5-1.29	2.499	1.919	0.77	2.361	1.06
R2.0-1.29	1.410	1.364	0.97	1.328	1.06
R2.5-1.29	0.892	1.090	1.22	0.850	1.28
R3.0-1.29	0.611	0.927	1.52	0.590	1.57
R1.5-1.52	2.176	1.827	0.84	2.008	1.08
R2.0-1.52	1.282	1.316	1.03	1.130	1.16
R2.5-1.52	0.831	1.061	1.28	0.723	1.47
R3.0-1.52	0.578	0.908	1.57	0.502	1.81
R1.5-1.79	1.834	1.710	0.93	1.663	1.10
R2.0-1.79	1.138	1.256	1.10	0.935	1.34
R2.5-1.79	0.760	1.025	1.35	0.599	1.71
R3.0-1.79	0.539	0.885	1.64	0.416	2.13
R1.5-2.02	1.551	1.595	1.03	1.385	1.15
R2.0-2.02	1.011	1.199	1.19	0.779	1.54
R2.5-2.02	0.695	0.991	1.43	0.499	1.99
R3.0-2.02	0.502	0.863	1.72	0.346	2.49
R1.5-2.24	1.315	1.482	1.13	1.159	1.28
R2.0-2.24	0.897	1.142	1.27	0.652	1.75
R2.5-2.24	0.635	0.958	1.51	0.417	2.30
R3.0-2.24	0.467	0.842	1.80	0.290	2.91
S1.5-1.0	3.254	1.943	0.60	3.175	1.03
S2.0-1.0	1.743	1.381	0.79	1.786	0.98
S2.5-1.0	1.060	1.110	1.05	1.143	0.97
S3.0-1.0	0.709	0.952	1.34	0.794	1.20
S1.5-1.52	2.511	1.826	0.73	2.388	1.05
S2.0-1.52	1.457	1.317	0.90	1.343	1.08
S2.5-1.52	0.928	1.069	1.15	0.860	1.24
S3.0-1.52	0.637	0.924	1.45	0.597	1.55
S1.5-1.79	2.153	1.754	0.82	2.057	1.05
S2.0-1.79	1.310	1.278	0.98	1.157	1.13
S2.5-1.79	0.857	1.044	1.22	0.741	1.41
S3.0-1.79	0.598	0.907	1.52	0.514	1.76
S1.5-2.02	1.844	1.677	0.91	1.789	1.03
S2.0-2.02	1.173	1.238	1.06	1.006	1.23
S2.5-2.02	0.789	1.019	1.29	0.644	1.58
S3.0-2.02	0.561	0.890	1.59	0.447	1.99
S1.5-2.29	1.529	1.578	1.03	1.520	1.04
S2.0-2.29	1.025	1.186	1.16	0.811	1.39
S2.5-2.29	0.712	0.988	1.39	0.547	1.81
S3.0-2.29	0.517	0.869	1.68	0.380	2.29
T1.5-1.0	3.595	1.825	0.51	3.427	1.05
T2.0-1.0	1.924	1.303	0.68	1.927	1.00
T2.5-1.0	1.163	1.055	0.91	1.234	0.94
T3.0-1.0	0.770	0.913	1.19	0.857	1.07
T1.5-1.52	2.811	1.743	0.62	2.692	1.04
T2.0-1.52	1.626	1.261	0.78	1.514	1.07
T2.5-1.52	1.025	1.027	1.00	0.969	1.06
T3.0-1.52	0.696	0.892	1.28	0.673	1.33
T1.5-2.02	2.107	1.643	0.78	2.120	0.99
T2.0-2.02	1.327	1.208	0.91	1.192	1.11
T2.5-2.02	0.881	0.993	1.13	0.763	1.30
T3.0-2.02	0.618	0.868	1.40	0.530	1.64
T1.5-2.29	1.784	1.584	0.89	1.859	0.96
T2.0-2.29	1.177	1.175	1.00	1.045	1.13
T2.5-2.29	0.805	0.973	1.21	0.669	1.45
T3.0-2.29	0.575	0.854	1.49	0.465	1.84

フーチングの亀裂荷重推定式として(2)式を提案⁵⁾した。

$$P_{cal} = \{2 \cdot (\ell + \sqrt{2}R)D^2 / (3\ell - 2\sqrt{2}R)\} \cdot f_b \quad \dots\dots (2)$$

ここに、 ℓ ：対角杭間の距離、 D ：板厚、 R ：柱幅、 f_b ：(1)式に同じ

(2)式の f_b の係数の逆数(σ_{cal})は(1)式の σ_{ana} に対応する。この σ_{cal} と σ_{cal} に対する本解析値の σ_{ana} の比を表-2の(2)式の係数欄に示す。なお、 σ_{ana} は σ_A と σ_B のうち大きい方の値を用いた。これによると(2)式を導く際に参照した範囲のプロポーションのものについては、比の値は1.0に近い値となり、本解析値と(2)式の値は対応するが、その範囲外のプロポーションのものでは、両者の値は大きく掛け離れている。

従って、著者らが先に提案した4本杭支持独立フーチングの亀裂荷重推定式の適用範囲は限定されると考えられ、通常設計されているフーチングを網羅したかたちの亀裂荷重式を見い出す必要がある。

2.4 解析結果に基づく板底面の最大引張主応力度略算式について

亀裂荷重は先に述べたように(1)式により推定し得るので、ここでは解析結果を整理して、(1)式の $1/\sigma_{ana}$ に代るものとして $1/\sigma_{cal}$ を求めることにする。 $1/\sigma_{cal}$ を求めるに際し、変数として杭間隔 ℓ_p 、板厚 D 、柱幅 R および杭径 P_d を取り上げる。そして、式に一般性を持たせ、変数を減じるために杭径を単位として、夫々の変数および解析値の σ_{ana} を次のように無次元化して用いる。

$$\text{杭間隔：}\lambda = \ell_p/P_d, \text{ 板厚：}\kappa = D/P_d, \text{ 柱幅：}\lambda = R/P_d, \text{ 引張主応力度：}\sigma_o = \sigma_{ana} \cdot P_d^2$$

ただし、 σ_{ana} は柱に単位荷重 $P = 1$ を作用させたときの引張主応力度(kg/kg \cdot cm²)

また、引張主応力度の最大値は板平面中央部(A点)と杭付近(B点)のいずれかに生じたので、この両者を別々の式で求め、それらのうち大きい方の値を用いて亀裂荷重を求めるものとする。

図-4は $1/\sigma_{cal}$ に対応させるため σ_o の逆数 $1/\sigma_o$ と板厚 κ の関係を杭間隔 μ 毎に柱幅 λ をパラメーターとして示したものである。これによるとA点の $1/\sigma_o$ と板厚 κ の間には下に凸となる曲線関係が見られ、B点のそれには上に凸の曲線関係が見られる。

i) A点の $1/\sigma_{cal}$ 略算式

図-4(a)~(c)に見られる $1/\sigma_o$ と板厚の関係を(3)式で近似させる。

$$1/\sigma_{cal} = a + b\kappa^2 \quad \dots\dots (3)$$

解析結果の $1/\sigma_o$ の値(表-5)を用いて(3)式の a および b を最小二乗法で求めると表-3のようになる。この a について、横軸に λ^2/μ を取ってプロットすると図-5のようになり、これを二次曲線で近似させると(4)式を得る。図中の実線は(4)式を示す。

$$a = -0.90 + 0.86(\lambda^2/\mu) + 0.40(\lambda^2/\mu)^2 \quad \dots\dots (4)$$

また、 b について杭間隔 μ をパラメーターとして柱幅との関係でプロットすると図-6のようになる。これを直線式 $b = A + B\lambda$ で近似させるとして最小二乗法で A および B を求めると夫々図中の式を得る。更に、これらの式の A および B を杭間隔 μ との関係でプロットすると図

鉛直荷重を受ける4本杭および5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重に関する研究

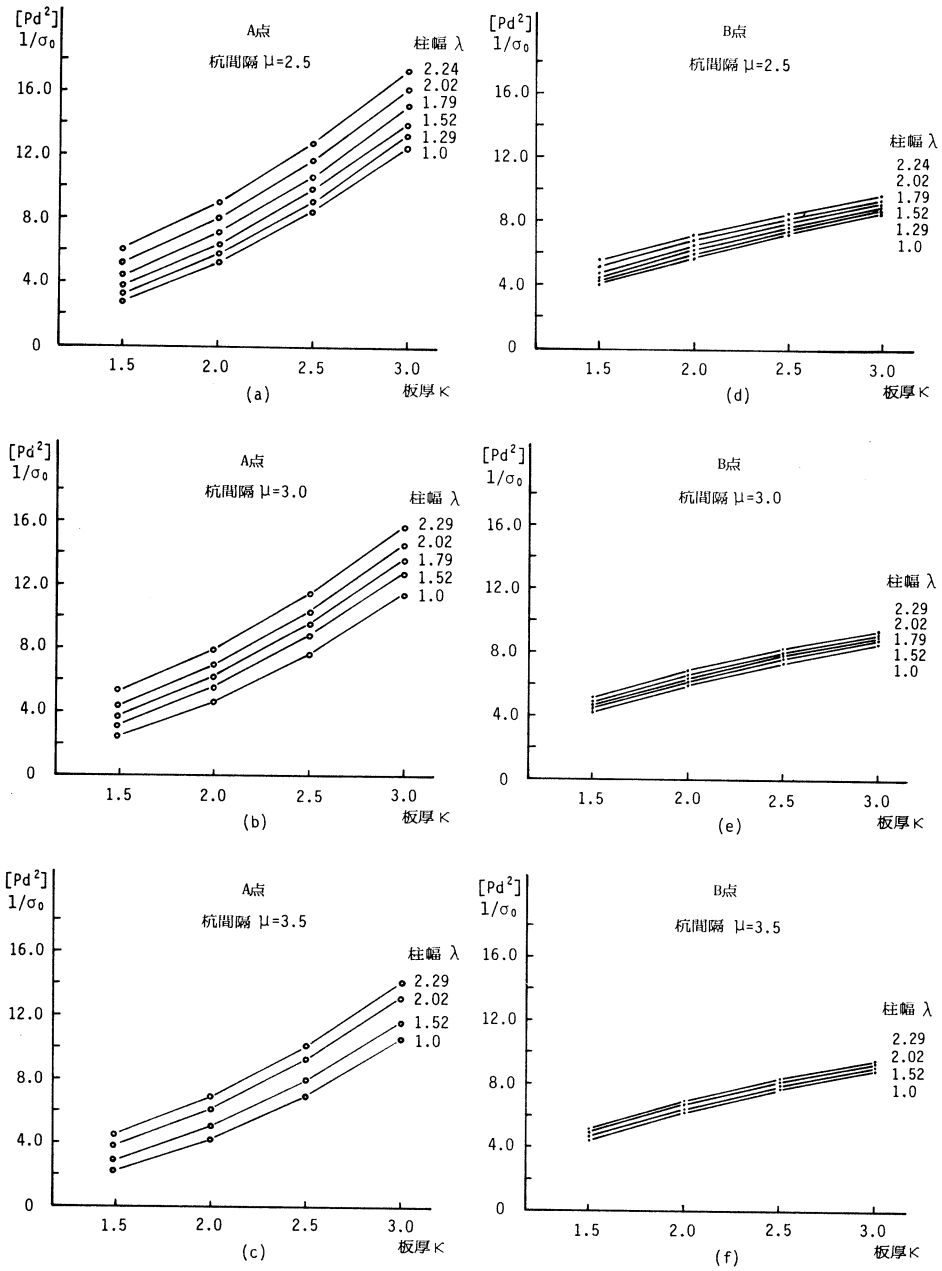


図-4 板底面の最大引張主応力度と板厚の関係

表-3 A点のaおよびb

杭間隔 μ	柱幅 λ	a	b
2.5	1.00	-0.49	1.45
2.5	1.29	-0.15	1.50
2.5	1.52	0.25	1.54
2.5	1.79	0.86	1.59
2.5	2.02	1.57	1.63
2.5	2.24	2.43	1.67
3.0	1.00	-0.59	1.34
3.0	1.52	-0.01	1.42
3.0	1.79	0.44	1.46
3.0	2.02	1.00	1.50
3.0	2.29	1.81	1.55
3.5	1.00	-0.62	1.24
3.5	1.52	-0.14	1.31
3.5	2.02	0.68	1.39
3.5	2.29	1.29	1.43

-7 のようになり、両者の関係を図中の式で表わすものとする。

以上より、bは(5)式で求められる。

$$b = 1.72 - 0.18\mu + (0.25 - 0.03\mu)\lambda \quad \dots\dots (5)$$

ii) B点の $1/\sigma_{cal}$ 略算式

図-4(d)~(f)に見られる $1/\sigma_0$ と板厚 κ との関係を(6)式で近似させる。

$$1/\sigma_{cal} = a + b\sqrt{\kappa} \quad \dots\dots (6)$$

解析結果の $1/\sigma_0$ を用いて a および b を先の場合と同様にして求めると表-4 のようになる。この a および b を杭間隔 μ をパラメーターとして柱幅 λ との関係でプロットすると図-8 および図-9 のようになり、 μ の値によって a および b と λ の関係が複雑に変化し、 μ と a および b との間に規則性を見出すことは難しい。また、 μ の違いによる a および b の値の変化は小さ

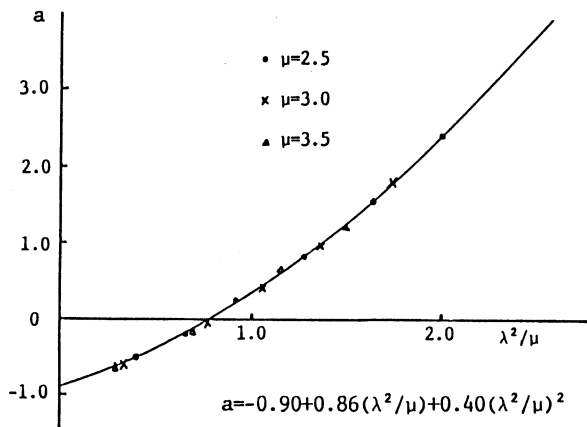


図-5 A点のaと λ^2/μ との関係

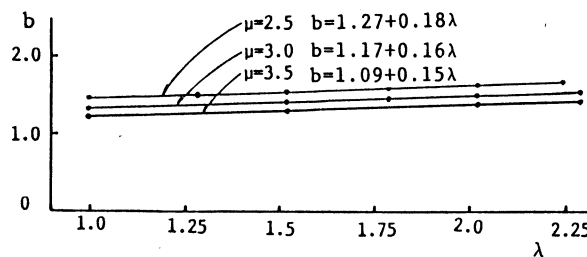


図-6 A点のbと λ との関係

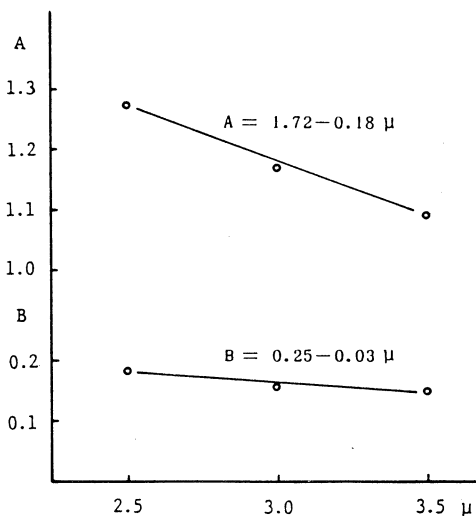


図-7 A点のAおよびBと μ との関係

表-4 B点のaおよびb

杭間隔 μ	柱幅 λ	a	b
2.5	1.00	-6.95	9.00
2.5	1.29	-6.73	8.98
2.5	1.52	-6.44	8.92
2.5	1.79	-5.95	8.78
2.5	2.02	-5.34	8.57
2.5	2.24	-4.57	8.26
3.0	1.00	-6.34	8.64
3.0	1.52	-6.04	8.62
3.0	1.79	-5.81	8.58
3.0	2.02	-5.49	8.50
3.0	2.29	-4.97	8.33
3.5	1.00	-6.28	8.83
3.5	1.52	-6.07	8.83
3.5	2.02	-5.70	8.76
3.5	2.29	-5.43	8.70

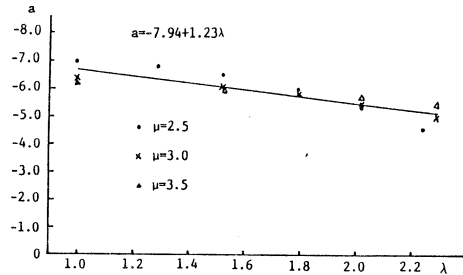


図-8 B点のaとλとの関係

い。従って、ここでは μ を変数から除き、aおよびbを λ の一次式で表すものとしてその式を求めると次式を得る。

$$a = -7.94 + 1.23\lambda \quad \dots\dots (7)$$

$$b = 9.22 - 0.32\lambda \quad \dots\dots (8)$$

以上の(3)および(6)式によって求めた $1/\sigma_{cal}$ および $1/\sigma_{cal}$ に対する解析値の比を表-5に示す。これによればA点、B点とも $1/\sigma_{cal}$ に対する $1/\sigma_0$ の比の平均は1.0となり、バラツキも小さい。

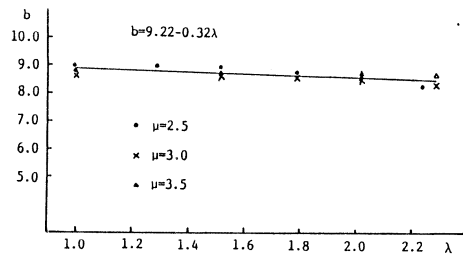


図-9 B点のbとλとの関係

従って、これらの式によって板底面の最大引張主応力度を有限要素法解析によって求められると同程度の精度で推定し得ると考える。

iii) 長方形柱断面への推定式の適用性について

先に導いた最大引張主応力度推定式は杭配置、柱断面とも正方形の場合の解析結果に基づくものであったが、長方形柱断面を有するフーチングへのそれらの式の適用性について若干の検討を行った。

表-1のS3.0のモデルについて柱断面を35cm×53.3cm、35cm×70.8cmおよび53cm×80cmと変化させて有限要素法解析し、その結果得られたA点およびB点の引張主応力度($1/\sigma_{ana}$)と(3)および(6)式によって求めた値($1/\sigma_{cal}$)との比較を表-6に示す。表中、上段は先の式において、柱幅=(柱周長/4)とした場合であり、下段は柱断面積が等価となるように柱幅を取った場合である。

これによると柱幅としていずれの値を取っても(3)および(6)式の値には大きな差は見られない。

また、柱断面の如何に拘らず(3)式による A 点の計算値 $1/\sigma_{cal}$ は有限要素法解析値より幾分大きく計算されるが、(6)式による B 点の計算値は解析値と良く一致している。このことから、柱断面が正方形でないフーチングについても(3)および(6)式を用いて、前述の方法により板底面の最大引張主応力度を推定し得る。

表一六 長方形柱断面への略算式の適用

柱断面 cm	A 点			B 点		
	$1/\sigma_{ana}$	$1/\sigma_{cal}$	$\sigma_{cal}/\sigma_{ana}$	$1/\sigma_{ana}$	$1/\sigma_{cal}$	$\sigma_{cal}/\sigma_{ana}$
35x53.3	4.944	5.196	0.95	6.175	6.079	1.02
35x70.8	5.223	5.674	0.92	6.156	6.274	0.98
53x80.0	6.189	6.650	0.93	6.594	6.576	1.00
35x53.3	4.944	5.149	0.96	6.175	6.058	1.02
35x70.8	5.223	5.617	0.93	6.156	6.205	0.99
53x80.0	6.189	6.535	0.95	6.594	6.545	1.00

2.5 実験値との比較

4 本杭支持独立フーチングの亀裂荷重は(3)および(6)式で求めた値 ($1/\sigma_{cal}$) のいづれか小さい方の値を(1)式の $1/\sigma_{ana}$ とすることによって求められる。

表一七は著者らがこれまで行った実験⁵⁾において、肉眼により亀裂観察を行って得た亀裂荷重実験値と上述の方法で求めた値とを比較したものである。なお、本報の式を導く際に用いた変数の範囲は、 $1.5 \leq \kappa \leq 3.0$, $1.0 \leq \lambda \leq 2.29$, $2.5 \leq \mu \leq 3.5$ であり、これらの範囲から大きく逸脱するものは実際の建物においては殆んど無いと考えられるので、そのような実験試験体は除外した。また、同表には拙論⁵⁾から、実験試験体を有限要素

表一五 略算値と解析値の比較

モデル名	A 点			B 点		
	$1/\sigma_0$	$1/\sigma_{cal}$	σ_{cal}/σ_0	$1/\sigma_0$	$1/\sigma_{cal}$	σ_{cal}/σ_0
R1.5-1.0	2.835	2.759	1.03	4.061	4.190	0.97
R2.0-1.0	5.260	5.288	0.99	5.773	5.877	0.98
R2.5-1.0	8.521	8.539	1.00	7.289	7.362	0.99
R3.0-1.0	12.617	12.513	1.01	8.620	8.705	0.99
R1.5-1.29	3.267	3.208	1.02	4.254	4.430	0.96
R2.0-1.29	5.790	5.824	0.99	5.985	6.099	0.98
R2.5-1.29	9.152	9.188	1.00	7.489	7.569	0.99
R3.0-1.29	13.360	13.299	1.00	8.806	8.899	0.99
R1.5-1.52	3.752	3.699	1.01	4.468	4.629	0.97
R2.0-1.52	6.368	6.388	1.00	6.203	6.283	0.99
R2.5-1.52	9.823	9.846	1.00	7.694	7.741	0.99
R3.0-1.52	14.123	14.071	1.00	8.990	9.059	0.99
R1.5-1.79	4.451	4.409	1.01	4.774	4.849	0.98
R2.0-1.79	7.173	7.179	1.00	6.499	6.488	1.00
R2.5-1.79	10.741	10.739	1.00	7.964	7.931	1.00
R3.0-1.79	15.145	15.091	1.00	9.224	9.236	1.00
R1.5-2.02	5.263	5.234	1.01	5.118	5.048	1.01
R2.0-2.02	8.074	8.076	1.00	6.808	6.672	1.02
R2.5-2.02	11.746	11.730	1.00	8.237	8.103	1.02
R3.0-2.02	16.261	16.196	1.00	9.459	9.397	1.01
R1.5-2.24	6.208	6.162	1.01	5.508	5.227	1.05
R2.0-2.24	9.101	9.070	1.00	7.148	6.838	1.03
R2.5-2.24	12.855	12.808	1.00	8.521	8.258	1.02
R3.0-2.24	17.480	17.377	1.01	9.695	9.541	1.00
S1.5-1.0	2.509	2.446	1.03	4.201	4.190	1.00
S2.0-1.0	4.683	4.791	0.98	5.911	5.877	1.01
S2.5-1.0	7.701	7.806	0.99	7.354	7.362	1.00
S3.0-1.0	11.514	11.491	1.00	8.575	8.705	0.99
S1.5-1.52	3.251	3.207	1.01	4.471	4.629	0.97
S2.0-1.52	5.603	5.699	0.98	6.198	6.283	0.99
S2.5-1.52	8.797	8.902	0.99	7.636	7.741	0.99
S3.0-1.52	12.815	12.817	1.00	8.835	9.059	0.98
S1.5-1.79	3.792	3.765	1.01	4.654	4.849	0.96
S2.0-1.79	6.232	6.330	0.98	6.388	6.488	0.98
S2.5-1.79	9.525	9.628	0.99	7.819	7.931	0.99
S3.0-1.79	13.651	13.658	1.00	9.000	9.236	0.97
S1.5-2.02	4.427	4.401	1.01	4.868	5.048	0.96
S2.0-2.02	6.959	7.032	0.99	6.594	6.672	0.99
S2.5-2.02	10.346	10.416	0.99	8.011	8.103	0.99
S3.0-2.02	14.551	14.551	1.00	9.172	9.397	0.98
S1.5-2.29	5.339	5.290	1.01	5.173	5.268	0.98
S2.0-2.29	7.964	7.995	1.00	6.883	6.876	1.00
S2.5-2.29	11.465	11.473	1.00	8.262	8.293	1.00
S3.0-2.29	15.790	15.724	1.00	9.394	9.574	0.98
T1.5-1.0	2.271	2.157	1.05	4.473	4.190	1.07
T2.0-1.0	4.243	4.318	0.98	6.265	5.876	1.07
T2.5-1.0	7.019	7.097	0.99	7.738	7.362	1.05
T3.0-1.0	10.602	10.493	1.01	8.941	8.705	1.03
T1.5-1.52	2.904	2.795	1.04	4.683	4.629	1.01
T2.0-1.52	5.020	5.089	0.99	6.474	6.283	1.03
T2.5-1.52	7.964	8.038	0.99	7.949	7.741	1.03
T3.0-1.52	11.729	11.643	1.01	9.152	9.059	1.01
T1.5-2.02	3.874	3.765	1.03	4.969	5.048	0.98
T2.0-2.02	6.152	6.186	0.99	6.758	6.672	1.01
T2.5-2.02	9.266	9.298	1.00	8.221	8.103	1.01
T3.0-2.02	13.209	13.103	1.01	9.405	9.397	1.00
T1.5-2.29	4.576	4.474	1.02	5.154	5.268	0.98
T2.0-2.29	6.936	6.962	1.00	6.947	6.876	1.01
T2.5-2.29	10.141	10.160	1.00	8.390	8.293	1.01
T3.0-2.29	14.197	14.069	1.01	9.559	9.574	1.00
比の平均標準偏差変動率(%)			1.00			1.00
			0.014			0.025
			1.4			2.5

鉛直荷重を受ける4本杭および5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重に関する研究

法解析して(1)式により求めた値および(2)式による値も転載した。

これによると本報の式による値に対する実験値の比の平均は1.0、標準偏差は0.154となり、有限要素法解析による値および(2)式による値と同程度に実験値に対応していると言える。なお、本報の式を導くのに用いた解析モデルのプロポーシヨンと実験試験体のそれとは異なる。また、実験試験体は(3)および(6)式によればBD-40、BDC-40を除き、いずれも板平面中央部(A点)に引張主応力度の最大値が発生するものであった。

以上のことから、本報の式は4本杭支持独立フーチングの亀裂荷重推定式として十分一般性を有しているものと考える。

表一7 4本杭支持独立フーチングの亀裂荷重実験値と計算値の比較

		[ton]															
試験体記号	実験値 Pc	有限要素法		小幡・大築式		本報の式		試験体記号	実験値 Pc	有限要素法		小幡・大築式		本報の式			
		Pcal	Pc/Pcal	Pcal	Pc/Pcal	Pcal	Pc/Pcal			Pcal	Pc/Pcal	Pcal	Pc/Pcal	Pcal	Pc/Pcal		
BD	-5	17.0	18.9	0.90	19.8	0.86	18.2	0.93	SD25	-2	19.0	24.1	0.79	24.3	0.78	23.4	0.81
	-6	18.0	18.8	0.96	19.7	0.91	18.1	0.99	SD30	-1	35.0	30.9	1.13	31.7	1.10	30.8	1.14
	-7	16.0	20.6	0.78	21.5	0.74	19.8	0.81	-2	32.0	31.8	1.01	32.6	0.98	31.7	1.01	
	-8	15.0	20.1	0.75	21.1	0.71	19.4	0.77	SD35	-1	36.0	42.4	0.85	43.5	0.83	42.4	0.85
	-9	18.0	18.3	0.98	19.1	0.94	17.6	1.02	-2	36.0	44.3	0.81	45.5	0.79	44.4	0.81	
	-10	18.0	19.0	0.95	19.9	0.90	18.3	0.98	SDW20	-3	20.0	20.7	0.97	19.3	1.04	20.5	0.98
	-11	16.0	19.7	0.81	20.6	0.78	19.0	0.84	-4	21.0	19.9	1.06	18.6	1.13	19.8	1.06	
	-12	20.0	20.3	0.99	21.3	0.94	19.6	1.02	-5	20.0	21.5	0.93	19.2	1.04	20.4	0.98	
	-13	15.0	19.6	0.77	20.5	0.73	18.8	0.80	-6	26.0	21.3	1.22	19.1	1.36	20.2	1.29	
	-14	16.0	18.7	0.86	19.6	0.82	18.0	0.89	SDW25	-3	24.0	28.0	0.86	29.0	0.83	28.4	0.85
	-15	18.0	19.3	0.93	20.2	0.89	18.6	0.97	-4	24.0	30.5	0.79	31.6	0.76	30.9	0.78	
	-16	15.0	18.9	0.79	19.8	0.76	18.2	0.82	-5	31.0	28.9	1.07	28.9	1.07	28.3	1.10	
	BD20	-1	17.0	15.3	1.11	15.1	1.13	13.6	1.25	-6	34.0	29.0	1.17	29.0	1.17	28.3	1.20
		-2	16.0	14.8	1.08	14.5	1.10	13.1	1.22	SDW30	-3	40.0	38.7	1.03	42.4	0.94	39.6
	BDC20	-1	16.0	15.7	1.02	15.5	1.03	13.9	1.15	-4	42.0	39.6	1.06	43.5	0.97	40.6	1.03
		-2	14.0	15.7	0.89	15.5	0.90	13.9	1.01	-5	41.0	39.3	1.04	41.6	0.99	38.8	1.06
BD30	-1	32.0	31.6	1.01	33.6	0.95	31.8	1.01	-6	46.0	39.5	1.16	41.9	1.10	39.1	1.18	
	-2	35.0	30.2	1.16	32.2	1.09	30.5	1.15	SDWs25-1	43.0	33.2	1.30	37.5	1.15	34.7	1.24	
BDC30	-1	26.0	33.7	0.77	35.9	0.72	34.0	0.76	-2	40.0	34.1	1.17	38.5	1.04	35.7	1.12	
	-2	28.0	34.1	0.82	36.3	0.77	34.4	0.81	-3	35.0	36.0	0.97	38.4	0.91	35.6	0.98	
BD40	-1	50.0	57.7	0.87	60.5	0.83	57.2	0.87	-4	44.0	36.6	1.20	39.1	1.13	36.2	1.22	
	-2	48.0	55.4	0.87	58.0	0.83	54.9	0.87	DRC1	-1	43.0	34.8	1.24	36.2	1.19	35.2	1.22
BDC40	-1	44.0	57.7	0.76	60.5	0.73	57.2	0.77	-2	53.0	36.1	1.47	37.5	1.41	36.5	1.45	
	-2	50.0	59.0	0.85	61.9	0.81	58.5	0.85	DRC1.5-1	43.0	36.6	1.17	32.2	1.34	36.1	1.19	
SD	-3	13.0	13.6	0.96	12.7	1.02	11.8	1.10	-2	35.0	37.0	0.95	32.5	1.08	36.4	0.96	
	-4	15.0	12.9	1.16	12.1	1.24	11.2	1.34	DRC2	-1	30.0	35.0	0.86	29.3	1.02	35.7	0.84
	-5	24.0	22.3	1.08	20.5	1.17	21.3	1.13	-2	32.0	34.6	0.92	29.0	1.10	35.4	0.90	
	-6	24.0	23.4	1.03	21.5	1.12	22.3	1.08	-3	27.0	33.8	0.80	28.0	0.96	34.0	0.79	
	-7	32.0	31.8	1.01	31.0	1.03	34.5	0.93	-4	39.0	34.1	1.14	28.3	1.38	34.3	1.14	
	-8	30.0	31.8	0.94	31.0	0.97	34.5	0.87	DRW1	-1	33.0	34.3	0.96	36.0	0.92	34.4	0.96
	-9	20.0	20.4	0.98	20.0	1.00	19.6	1.02	-2	32.0	34.3	0.93	36.0	0.89	34.4	0.93	
	-10	18.0	20.9	0.86	20.6	0.87	20.2	0.89	DRW4	-1	24.0	27.3	0.88	29.0	0.83	28.3	0.85
	-11	20.0	19.5	1.03	19.2	1.04	18.8	1.06	-2	25.0	27.1	0.92	28.7	0.87	28.1	0.89	
	-12	22.0	19.1	1.15	18.9	1.16	18.5	1.19	DRW6	-1	31.0	29.5	1.05	28.7	1.08	33.5	0.93
	-13	18.0	20.1	0.90	19.9	0.90	19.5	0.92	-2	26.0	29.4	0.88	28.6	0.91	33.3	0.78	
	-14	17.0	20.4	0.83	20.2	0.84	19.8	0.86	DRW7	-1	29.0	34.4	0.84	28.4	1.02	33.1	0.88
	-15	20.0	19.2	1.04	18.9	1.06	18.5	1.08	-2	33.0	34.8	0.95	28.7	1.15	33.5	0.99	
	-16	21.0	19.9	1.06	19.6	1.07	19.2	1.09	SM	-7	21.0	19.2	1.09	19.5	1.08	19.1	1.10
	-17	21.0	19.3	1.09	19.0	1.11	18.6	1.13	-8	20.0	19.1	1.05	19.3	1.04	19.0	1.05	
	-18	23.0	18.5	1.24	18.3	1.26	17.9	1.28	比の平均		0.98		0.99		1.00		
-19	19.0	20.4	0.93	20.1	0.95	19.7	0.96	標準偏差		0.143		0.160		0.153			
-20	20.0	19.6	1.02	19.5	1.03	19.1	1.05	変動率(%)		14.6		16.2		15.3			
SD25	-1	22.0	23.0	0.96	23.1	0.95	22.3	0.99									

3. 5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重

3.1 5本杭支持独立フーチングの有限要素法解析モデルについて

図-10に示す5本杭支持独立フーチングについて、杭間隔 ℓ_p 、杭長 H_p 、板厚 D 、柱幅 R および杭心-板縁間距離 ℓ_e を変え、表-8に示す31モデルについて解析した。モデル名の意味は4本杭の場合とほぼ同様で、最初の英字は杭間隔を表わし、R, S, T, Uの順に夫々杭径の2.5, 3.0, 3.5, 4.0倍を意味する。二番目の英字は杭長 H_p を表わし、SおよびLは夫々5mおよび15m、英字のないものは10mである。次の二組の数字は前が板厚を、後が柱幅を夫々杭径を単位として表わす。最後の英字は杭心-板縁間距離を表わし、SおよびLは夫々杭径の1.2倍および2.0倍、英字のないものは1.5倍である。

要素分割の一例を図-11に、各モデルの分割数を表-8に示す。中央杭の反力域については4本杭の場合と同様に、外周が杭のそれと等しい正十二角形、端杭のそれについては計算時間をも考慮し、面積が杭の外周面積と等しい正方形とした。

解析に際し杭は先端が堅固な地盤で支持された支持杭を想定し、杭をその鉛直剛性と等価なバネ剛性に置換し、このバネ剛性を反力域の節点に、各節点の負担面積に応じて付加した。杭は外径 $P_d = 35\text{cm}$ 、肉厚 6.5cm のPC杭、杭およびフーチングのコンクリート強度は夫々 500kg/cm^2 および 210kg/cm^2 とし、コンクリートのヤング係数は、その比重を夫々2.6および2.3として建築学会

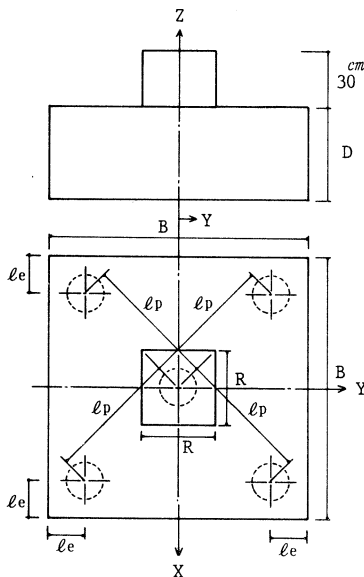


図-10 5本杭支持独立フーチング

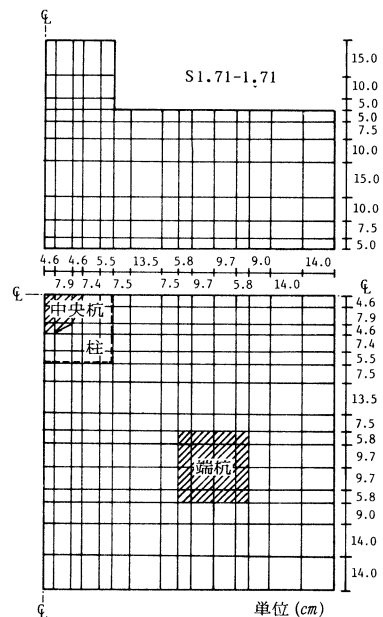


図-11 要素分割例

表-8 5本杭支持独立フーチングの解析モデル一覧

モデル名	板幅 B (cm)	杭間隔 ℓ_p (cm)	板厚 D (cm)	柱幅 R (cm)	分割数	
					X, Y 方向	Z* 方向
R1.71-1.71	229	87.5	60	60	15	7
R1.71-2.14	229	87.5	60	75	15	7
R1.71-2.57	229	87.5	60	90	15	7
R2.14-1.71	229	87.5	75	60	15	8
R2.14-2.14	229	87.5	75	75	15	8
R2.14-2.57	229	87.5	75	90	15	8
R2.57-2.57	229	87.5	90	90	15	9
S1.29-1.71	253	105.0	45	60	15	6
S1.71-1.71	253	105.0	60	60	15	7
S2.14-1.71	253	105.0	75	60	15	8
S2.57-1.71	253	105.0	90	60	15	9
S3.43-1.71	253	105.0	120	60	15	11
S1.71-2.14	253	105.0	60	75	16	7
S1.71-2.57	253	105.0	60	90	16	7
S2.14-2.14	253	105.0	75	75	16	8
S2.14-2.57	253	105.0	75	90	16	8
S2.57-2.14	253	105.0	90	75	16	9
S2.57-2.57	253	105.0	90	90	16	9
S1.71-1.71S	253	105.0	60	60	15	7
S1.71-1.71L	253	105.0	60	60	16	7
SS1.71-1.71	253	105.0	60	60	15	7
SL1.71-1.71	253	105.0	60	60	15	7
T1.71-1.71	278	122.5	60	60	16	7
T2.14-1.71	278	122.5	75	60	16	8
U1.71-1.71	303	140.0	60	60	18	7
U1.71-2.14	303	140.0	60	75	18	7
U1.71-2.57	303	140.0	60	90	18	7
U2.14-1.71	303	140.0	75	60	18	8
U2.14-2.14	303	140.0	75	75	18	8
U2.14-2.57	303	140.0	75	90	18	8
U2.57-2.57	303	140.0	90	90	18	9

* 板厚部分のみ

表-9 杭反力および板底面の最大引張応力度

モデル名	杭反力 [P]		引張主 応力度 σ_{ana} [10^4 N/cm ²]
	端杭	中央杭	
R1.71-1.71	0.1970	0.2121	1.786
R1.71-2.14	0.1975	0.2099	1.567
R1.71-2.57	0.1981	0.2078	1.343
R2.14-1.71	0.1963	0.2148	1.304
R2.14-2.14	0.1986	0.2056	1.180
R2.14-2.57	0.1989	0.2046	1.053
R2.57-2.57	0.1993	0.2028	0.871
S1.29-1.71	0.1905	0.2378	3.130
S1.71-1.71	0.1954	0.2184	2.008
S2.14-1.71	0.1974	0.2104	1.441
S2.57-1.71	0.1984	0.2064	1.124
S3.43-1.71	0.1993	0.2028	0.791
S1.71-2.14	0.1960	0.2159	1.776
S1.71-2.57	0.1967	0.2132	1.542
S2.14-2.14	0.1977	0.2091	1.314
S2.14-2.57	0.1981	0.2077	1.185
S2.57-2.14	0.1986	0.2056	1.043
S2.57-2.57	0.1988	0.2048	0.963
S1.71-1.71S	0.1952	0.2192	2.057
S1.71-1.71L	0.1956	0.2176	1.949
SS1.71-1.71	0.1912	0.2352	2.003
SL1.71-1.71	0.1969	0.2125	2.010
T1.71-1.71	0.1934	0.2264	2.211
T2.14-1.71	0.1963	0.2148	1.585
U1.71-1.71	0.1911	0.2357	2.389
U1.71-2.14	0.1919	0.2324	2.164
U1.71-2.57	0.1928	0.2287	1.911
U2.14-1.71	0.1950	0.2200	1.705
U2.14-2.14	0.1954	0.2183	1.578
U2.14-2.57	0.1959	0.2165	1.438
U2.57-2.57	0.1974	0.2104	1.143

鉄筋コンクリート構造計算規準式によるとした。荷重は柱頭部が鉛直方向に均等に変位するように柱全体に単位荷重 $P = 1$ を作用させた。その他の解析方法は4本杭の場合と同様である。

3.2 杭反力について

表-9に解析結果得られた各杭の反力を示す。これによると本解析の範囲内では端杭反力はいずれも0.19 P以上となり、中央杭反力は大きいもので0.24 P程度である。しかし、中央杭反力が大きいのは杭間隔の割に板厚が薄いものであり、このようなプロポーションのものは実際には少ないと考えられる。また、本解析では杭の鉛直剛性に杭と地盤との摩擦並びに杭先端の沈下の影響等を取入れていないが、杭長のみを異にするもの同志の杭反力にも著しい差は見られないことから、それらの影響を考慮しても杭反力の分布は差程変らないものと考えられる。これは杭の鉛直剛性に比較してフーチングの剛性が非常に大きいためである。

従って、通常設計されているプロポーションのフーチングでは、荷重が亀裂荷重を越えない範囲であれば杭反力を均等とみなして設計しても大きな問題はないものと思われる。しかし、亀裂発生によって板剛性が急激に低下することが考えられるので、亀裂が生じた場合杭反力も変ることが予想される。この点については更に検討を要すると考える。

3.3 板底面の引張主応力度について

図-12に板底面の要素面中央点について求めた主応力度 σ_1 を示す。図中、破線は反力域を、下線を付したものは最大値を示し、上段の値は S 2.14-1.71, 下段の値は R 2.14-1.71である。これによる引張主応力度の最大値は中央杭反力域からわずかに離れた位置に生じ、S 2.14-1.71では X(Y) 軸上に、R 2.14-1.71では板の対角線上に有る。図示しなかった他のモデルのうち S 系列では板厚が 60cm (1.71 P_d) 以下で柱幅が 75cm (2.14 P_d) 以下のものおよび R, T, SS, SL 系列のものでは後者と、その他のものでは前者と同様であった。このように最大引張主応力度の生ずる位置は X(および Y) 軸上と対角線上に別れたが、各モデルとも両位置の引張主応力度の値は極めて近似しており、それらの値は板平面中心から約 0.75 P_d 離れた位置に存在する。また図にも見られるように、板平面中心から約 0.75 P_d 離れた付近では反力域全周に渡って大きな引張主応力度が存在し、それらの方向は板中心に向う方向である。従って、亀裂は中央杭と同心円を描くように生ずると考えられる。

表-9に有限要素法解析によって得られた板底面の最大引張主応力度 σ_{ana} を掲げた。図-13(a)~(d)は S 系列のものについて縦軸に $1/\sigma_{ana}$ を取り、横軸に夫々板厚、柱幅、杭心-板縁間距離および杭長を取って、両者の関係を示したものである。これによるといずれの図でも両者の関係はほぼ直線となり、図(a)の傾向は、縁応力は厚さの二乗に反比例するとした平面保持の仮定に基づく梁理論のそれと異なることを示している。

杭心-板縁間距離を変化させた図(c)について見ると本解析範囲内では板底面の最大引張主応力度は差程変化せず、杭心-板縁間距離が最大引張主応力度に与える影響は比較的小さいと言える。また、図(d)は最大引張主応力度に及ぼす杭の鉛直剛性の影響が小さいことを示している。

従って、杭とフーチングのヤング係数比、杭長および杭心-板縁間距離が本解析モデルと異なるものに対して本解析値を適用しても大きな誤差は生じないものと考えられる。

図-14は σ_{ana} と杭間隔の関係を示したものであるが、これについてもほぼ直線関係が見られ、通常の杭間隔のものでは σ_{ana} は杭間隔に比例するとみなせよう。

3.4 解析結果に基づく板底面の最大引張主応力度略算式について

前節で述べたように板底面の最大引張主応力度に及ぼす杭剛性並びに杭心-板縁間距離の影響は小さい。そこで略算式を導くに当りこれらの要因は無視し、4本杭の場合と同様に変数としては杭間隔 l_p 、板厚 D 、柱幅 R および杭径 P_d を考え杭径を単位として無次元化した μ, κ, λ を用いる。また、 σ_{ana} も杭径を単位として無次元化し、その値の逆数 $1/\sigma_0$ を用いる。

図-15は板厚 κ と $1/\sigma_0$ との関係を杭間隔 μ 毎に柱幅 λ をパラメーターとして示したものである。これによると κ と $1/\sigma_0$ との間にはほぼ直線関係が見られる。そこで、この関係を(9)式で表わすものとして、最小二乗法により近似式を求めると図中の式を得る。

$$1/\sigma_{cal} = a + b\kappa \quad \dots\dots (9)$$

鉛直荷重を受ける4本杭および5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重に関する研究

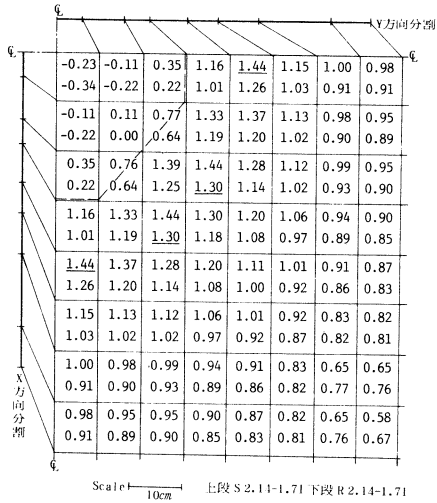


図-12 主応力度 σ_1 の分布

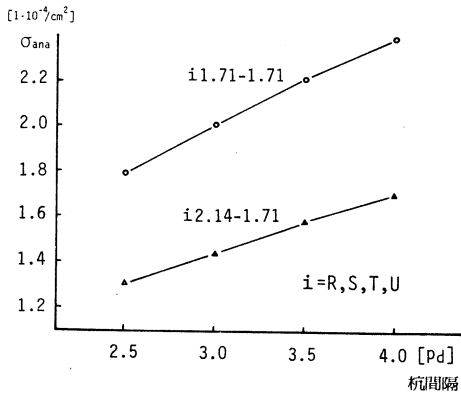
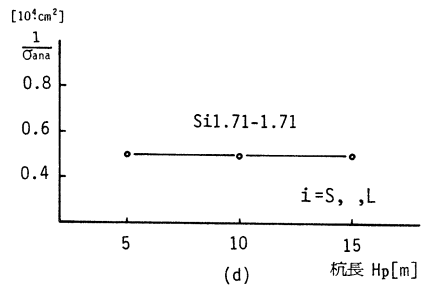
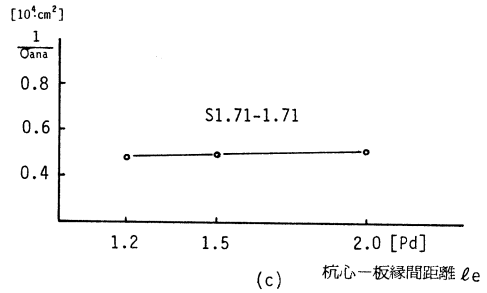
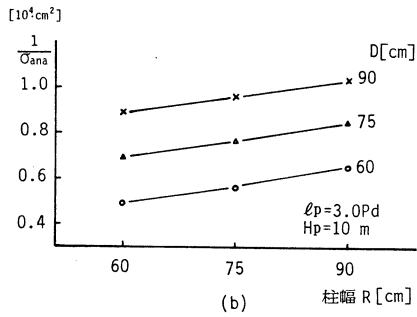
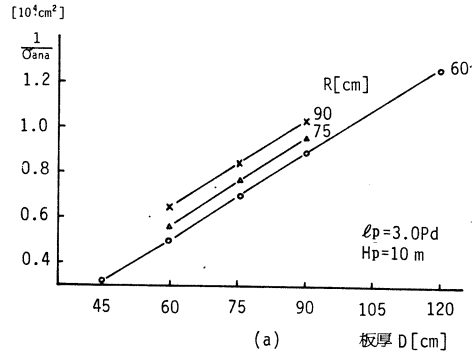


図-14 板底面の最大引張主応力度と杭間隔の関係

図-13 板底面の最大引張主応力度と諸元との関係

図中に示した a および b の値について、夫々横軸に $\lambda^2/\sqrt{\mu}$ および μ を取ってプロットすると図-16および図-17のようになる。ここで a については二次式で近似させると(10)式を得る。

$$a = -2.36 + 0.09(\lambda^2/\sqrt{\mu})^2 \quad \dots\dots (10)$$

b については λ による差異が明瞭でないので μ のみの関数として最小二乗法により直線式を求めると(11)式を得る。

$$b = 4.99 - 0.43\mu \quad \dots\dots (11)$$

表-10に(9)式により求めた値と解析値 $1/\sigma_0$ との比較を示す。同表には略算式を導くのに使用しなかったモデルも入っているが、これらをも含めた比の平均は0.99、標準偏差が0.023となり、本報の略算式は十分な精度で解析値に近似していると言える。

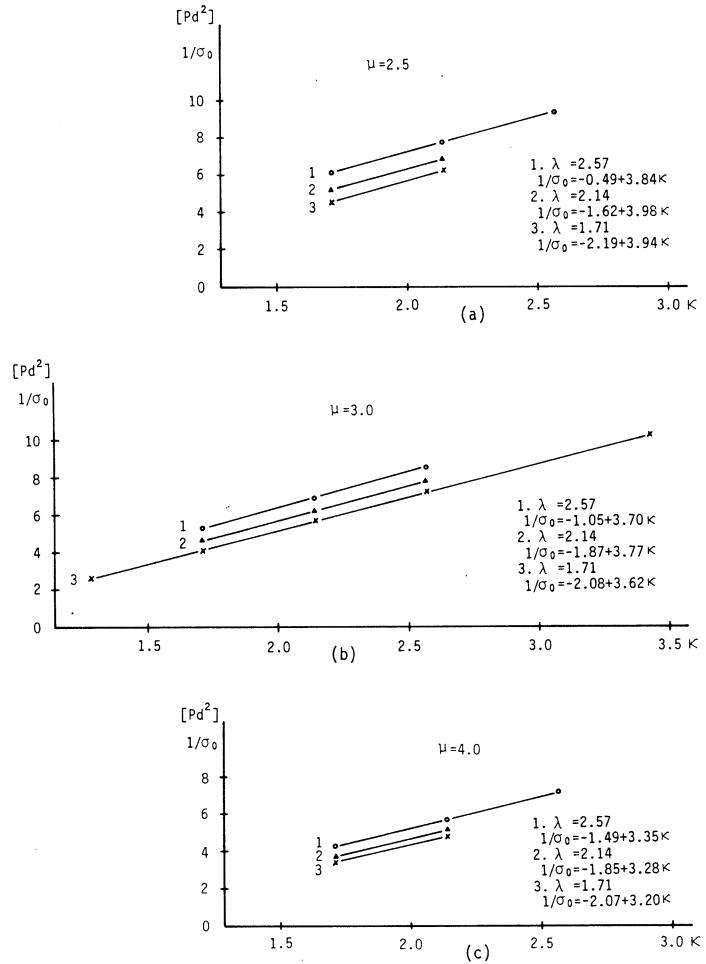


図-15 $1/\sigma_0$ と κ との関係

表-10 略算値と解析値の比較

モデル名	$\frac{1}{\sigma_0}$	$\frac{1}{\sigma_{cal}}$	$\frac{\sigma_{cal}}{\sigma_0}$
R1.71-1.71	4.571	4.662	0.98
R1.71-2.14	5.208	5.111	1.02
R1.71-2.57	6.082	5.925	1.03
R2.14-1.71	6.261	6.340	0.99
R2.14-2.14	6.914	6.789	1.02
R2.14-2.57	7.755	7.603	1.02
R2.57-2.57	9.371	9.281	1.01
S1.29-1.71	2.604	2.656	0.98
S1.71-1.71	4.065	4.242	0.96
S2.14-1.71	5.665	5.828	0.97
S2.57-1.71	7.265	7.413	0.98
S3.43-1.71	10.318	10.585	0.97
S1.71-2.14	4.596	4.616	1.00
S1.71-2.57	5.298	5.295	1.00
S2.14-2.14	6.212	6.201	1.00
S2.14-2.57	6.890	6.880	1.00
S2.57-2.14	7.829	7.787	1.01
S2.57-2.57	8.473	8.466	1.00
S1.71-1.71S	3.967	4.242	0.94
S1.71-1.71L	4.188	4.242	0.99
SS1.71-1.71	4.073	4.242	0.96
SL1.71-1.71	4.065	4.242	0.96
T1.71-1.71	3.690	3.836	0.96
T2.14-1.71	5.157	5.330	0.97
U1.71-1.71	3.420	3.440	0.99
U1.71-2.14	3.771	3.720	1.01
U1.71-2.57	4.269	4.230	1.01
U2.14-1.71	4.792	4.842	0.99
U2.14-2.14	5.176	5.122	1.01
U2.14-2.57	5.673	5.631	1.01
U2.57-2.57	7.143	7.032	1.02
比の平均			0.99
標準偏差			0.023
変動率(%)			2.3

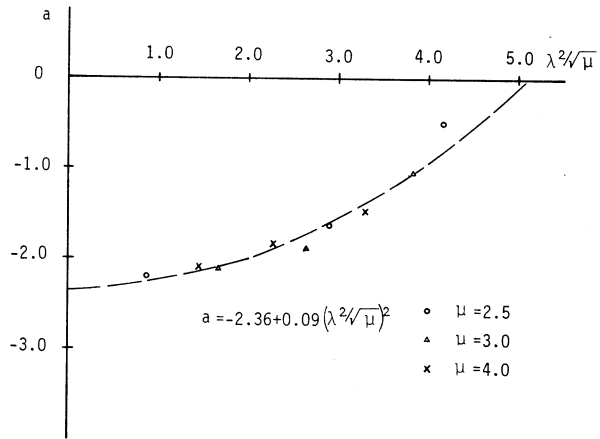


図-16 a と $\lambda^2/\sqrt{\mu}$ との関係

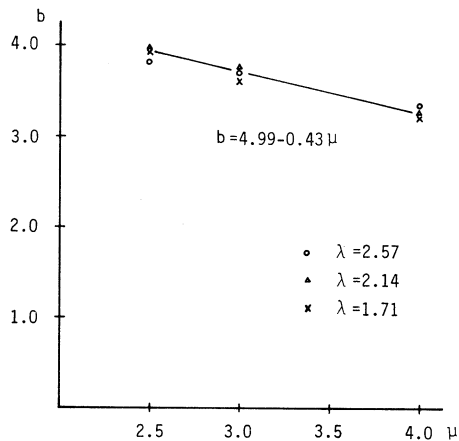


図-17 b と μ との関係

3.5 5本杭支持独立フーチングの実験

i) 実験の概要

a) 試験体

試験体の概要を図-18および表-11に示す。

試験体は曲げ破壊を期待したもの(Bタイプ)とせん断破壊を期待したもの(SLタイプおよびSタイプ)の2系列からなり、全試験体とも板平面の大きさは90cm×90cm、杭間隔は38.2cmとし、鉄筋比は各系列毎にはほぼ等しくした。

試験体種別は、Bタイプでは板厚を25cmとして柱断面一辺の長さ(柱幅)を15, 20, 25, 30cmと変えたものおよび板厚を20, 30cmとして柱幅を25cmとしたものの計6種、Sタイプでは板厚を25cmとして柱幅を20, 25, 30cmとしたものおよび板厚を20, 30cmとして柱幅を25cmとしたものの計5種、SLタイプでは板厚を20, 25cmとして柱幅を24cmとしたものの2種、合計13種、試験体数は、各種2体、合計26体である。なお、BおよびSタイプでは杭に対応する円形載荷板の直径は15cm、

SLタイプでは12cmである。

試験体の設計に際し、Bタイプについては建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準に準じて、フーチングの曲げ応力算定断面位置の全鉄筋が降伏するとして求められる曲げ耐力が、同じく同規準に準じてせん断強度 $f_s = F_c/10$ として求められる全板幅せん断耐力および先に著者らが提案¹⁵⁾したパンチング耐力式によって求められる耐力よりも小さくなるように鉄筋量を定めた。SおよびSLタイプについてはBタイプと逆になるように鉄筋量を定めた。なお、鉄筋端にはいずれもフックを設けた。

b) 試験体製作および使用材料

試験体の成形にはメタルフォームを用い、先ずフーチング板部分についてコンクリートを打設し、その後3～4時間経過した後、柱部分を打設した。その後型枠取りは少しの短時間を除き、所定の強度(約200kg/cm²)が発現するまで全面をビニールシートで覆い、以降シートを取除いて試験時(材令49～51日)まで実験室で気中養生した。

コンクリートの混練には容量

0.17m³のコーンボールミキサーを使用し、2バッチ分のコンクリートを舟に取り、十分混練して試験体一体を打設した。なお、試験体製作時に各試験体毎に15cmφ×30cmの供試体3本および10cmφ×20cmの供試体5本を製作し、上記と同一条件で養生し、フーチング試験時に前者については割裂試験を、後者のうち3本については圧縮試験を行い、その他は途中で強度発現状態を調べる

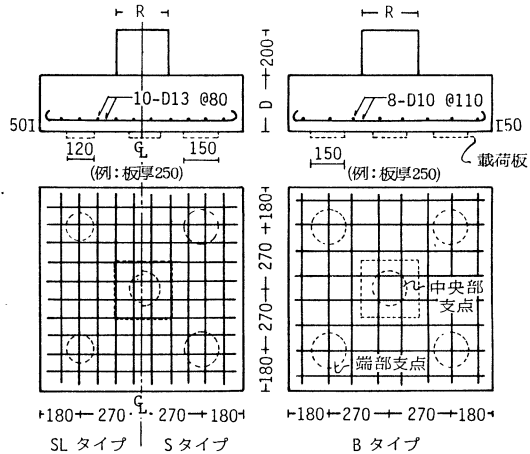


図-18 試験体詳細

表-11 試験体種別

試験体記号	板厚D (cm)	柱断面 (cm)	杭径 (cm)	スラブ配筋	鉄筋比 (%)
B-20-25-1,2	20	25x25	15	6-D10 @155	0.317
B-25-15-1,2	25	15x15	15	8-D10 @110	0.317
B-25-20-1,2	25	20x20	15	8-D10 @110	0.317
B-25-25-1,2	25	25x25	15	8-D10 @110	0.317
B-25-30-1,2	25	30x30	15	8-D10 @110	0.317
B-30-25-1,2	30	25x25	15	10-D10 @ 85	0.317
S-20-25-1,2	20	25x25	15	8-D13 @105	0.753
S-25-20-1,2	25	20x20	15	10-D13 @ 80	0.706
S-25-25-1,2	25	25x25	15	10-D13 @ 80	0.706
S-25-30-1,2	25	30x30	15	10-D13 @ 80	0.706
S-30-25-1,2	30	25x25	15	12-D13 @ 65	0.677
SL-20-24-1,2	20	24x24	12	8-D13 @105	0.753
SL-25-24-1,2	25	24x24	12	10-D13 @ 80	0.706

表-12 使用材料およびコンクリートの調合

鉄筋	種別	断面積 (cm ²)	降伏応力 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)	使用した試験体
	D-10	0.713	4290	6220	24.0	
D-13	1.27	3760	5350	27.5	SL, Sタイプ	

コンクリート
 粗骨材：北海道鶴川産川砂利 ≤ 20mm, FM=6.70
 細骨材：北海道富産産海砂 ≤ 2.5mm, FM=2.36
 セメント：普通ポルトランドセメント(日鉄セメント)
 調合：調合強度 240kg/cm², S1=15cm, W/C=63%
 水183, セメント290, 砂859, 砂利1095 (kg/m³)

ために使用した。

使用材料の性質およびコンクリートの調合を表-12に、試験結果を表-13に示す。表-13によればコンクリートの圧縮強度が調合強度を20%程度上回っているが、これは試験装置の準備が予定より遅れ、試験材令が長かったことによるものである。

c) 載荷装置

図-19に載荷装置の概略を示す。アムスラー型圧縮試験機(最大容量200 ton)のベッドの上に中央部用載荷台および端部用載荷台を介して図-19のように試験体を置き、中央部用載荷台に取付けたロードセル(容量50 ton)の指示値をモニターしながら、二連装ジャッキおよびアムスラー型圧縮試験機を交互に操作し、一度に0.5~1.0 ton 程度荷重を増加させ、載荷した。なお、中央部用載荷台は載荷柱、50 ton ロードセル、正方形および円形載荷板よりなり、端部用載荷台は100 ton 油圧ジャッキ、中央部で半円形載荷板により支持された載荷梁、梁両端に据えた球座受、球座、任意方向に移動可能な厚さ40mmの載荷板を介して直交する二段重ねのローラー(径60mm)、正方形載荷板(厚35mm)および円形載荷板(厚30mm)よりなる。

d) フーチング底面のひずみ計測

フーチングの亀裂荷重を実験時の環境および観察者の能力に左右されることなく把握するために図-20に示すように、フーチング底面の中央部支点の周辺に放射状に検長67mmのワイヤーストレンゲージ(共和電業製, KC-70-A1-11)32枚を貼付し、各荷重階毎にそのひずみを計測した。なお、ゲージの貼付位置については先の有限要素法解析結果を参照して定めた。

ii) 亀裂荷重実験値

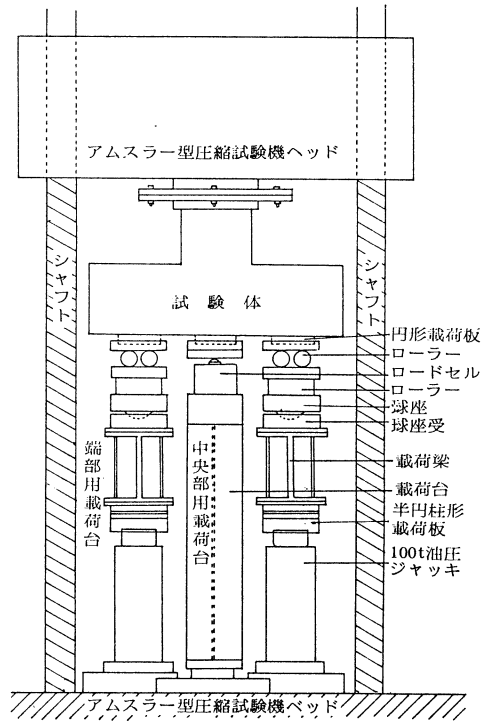


図-19 載荷装置

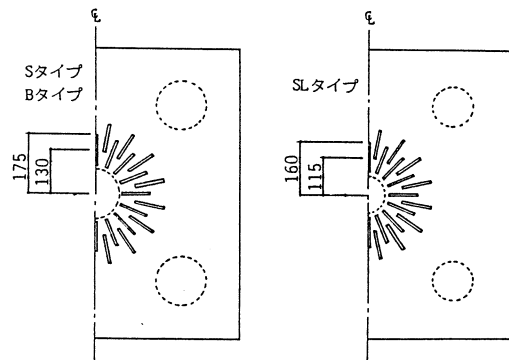


図-20 ワイヤーストレンゲージ貼付位置

表-13に実験結果の亀裂荷重を示す。同表にはシリンダー試験結果の圧縮強度、割裂強度およびヤング係数 $E_{1/3}$ も掲げた。亀裂荷重はフーチング底面に貼付したワイヤーストレングージのひずみ度計測値から求めた値であって、 P_F は、ひずみ度計測値が検長67mmの間で可視亀裂幅に相当する0.02mmの伸びを生ずるとしたときのひずみ度に達したときの荷重であり、 P_B は、同じく検長67mmの間で一様に見掛けの曲げ引張強度に達し、更に可視亀裂幅に相当するひずみが生ずるとしたときのひずみ度 ($229 \times 10^{-6} + 1.8\sqrt{F_c}/E_{1/3}$) に達したときの荷重である。ただし、コンクリートの見掛けの曲げ引張強度を $1.8\sqrt{F_c}$ 、引張側のヤング係数を圧縮試験により求めたヤング係数 $E_{1/3}$ に等しいとした。また、亀裂発生荷重は各荷重階のひずみ度計測値を補間し

て求めた。実験中は計測用コードが障害となり肉眼による亀裂観察は出来なかったが、 P_F と P_B の荷重間で可視亀裂が生じたとしても大きな誤りはないと考える。表中、B-25-15-2の試験体については加力時に、一時に亀裂荷重を上回る荷重を作用させてしまい、再度載荷し直したのでデータの信頼性は乏しい。

本実験のコンクリート強度および割裂強度は同種のものではほぼ近似した値になっていることから、ここでは同種2体の平均亀裂荷重について検討する。

図-21に同種2体の平均亀裂荷重と板厚および柱幅との関係を示す。柱幅25cmのものについて亀裂荷重と板厚との関係を示した(a)によると、Bタイプ、Sタイプとも亀裂荷重は板厚の厚いものほど大きくなるが、その増加の割合は板厚の増加と共に減少する傾向が見られる。このことは亀裂荷重が縁応力の値によって決るとすれば、平面保持の仮定による梁理論によって亀裂荷重を推定することには無理があることを意味している。

次に板厚25cmのものについて亀裂荷重と柱幅の関係を示した図(b)によると両タイプとも柱幅の大きいものほど亀裂荷重は大きくなり、亀裂荷重には柱断面の大小も影響することがわかる。また両図のBタイプとSタイプの値を比較すると鉄筋量の多いSタイプの値の方が全般に低くなる傾向が見られるが、両タイプの差は小さく、4本杭の場合と同様に鉄筋量の影響は小さいと言える。

表-13 実 験 結 果

試 験 体 記 号	コンク リート 強度 F_c (kg/cm^2)	割裂 強度 f_t (kg/cm^2)	ヤング 係数 $\times 10^5$ $E_{1/3}$ (kg/cm^2)	初亀裂荷重 (ton)	
				P_F	P_B
B-20-25-1	287	26.3	2.75	19.8	21.2
-2	298	24.2	2.86	22.3	23.4
B-25-15-1	275	25.6	2.79	19.5	22.3
-2	283	24.2	2.68	31.5	34.5
B-25-20-1	290	24.7	2.75	27.0	30.3
-2	293	25.3	3.15	27.0	29.6
B-25-25-1	288	24.0	2.95	31.4	34.9
-2	280	22.6	2.80	27.5	30.5
B-25-30-1	274	25.2	2.72	29.8	33.7
-2	272	26.7	2.79	30.6	34.2
B-30-25-1	266	25.0	2.75	36.6	41.6
-2	267	24.4	2.69	31.0	36.9
S-20-25-1	282	24.2	2.73	19.4	21.5
-2	272	25.7	2.76	18.5	21.1
S-25-20-1	293	24.6	2.73	25.4	28.8
-2	277	24.2	2.74	26.6	30.6
S-25-25-1	311	28.2	2.61	25.3	29.7
-2	291	28.0	2.78	28.7	32.2
S-25-30-1	290	27.3	2.68	32.6	36.6
-2	306	26.4	2.75	31.1	35.3
S-30-25-1	292	25.5	2.74	30.4	35.4
-2	282	23.6	2.56	35.2	42.5
SL-20-24-1	277	26.3	2.60	17.9	20.0
-2	305	27.1	2.70	20.0	21.3
SL-25-24-1	288	27.1	2.67	26.7	30.2
-2	295	26.6	2.68	29.0	31.7

3.6 亀裂荷重実験値と計算値の比較

表-14に前節の実験で得られた亀裂荷重実験値と計算値の比較を示す。表中、有限要素法による値は実験試験体を実験と同様に各杭の反力を均等ににして、本報の解析モデルと同様の方法で解析し、得られた板底面の要素面中央点の引張主応力度の最大値を用いて、(1)式により求めた値であり、本報の式による値は先に導いた式により求めた $1/\sigma_{cal}$ を用いて(1)式により求めた値である。

これによると本報の式による値は十分な精度で実験値に対応していると言える。また、本報の式による値は有限要素法による値よりも全般的に幾分大きく計算されているが、これには、前者では杭剛性が考慮されているのに対して、後者では均等反力としていることの誤差も含まれている。いずれにしてもその差は小さく、亀裂荷重のバラツキから考えると本報の式によっても有限要素法解析結果を利用して得られると同程度の精度で5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重を推定し得ると考え

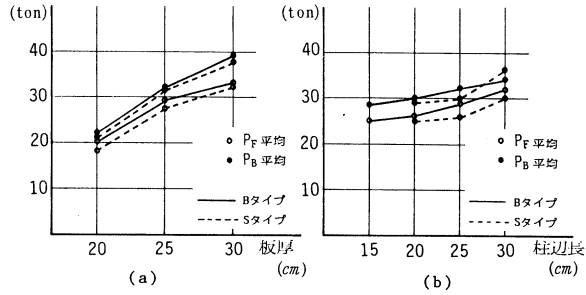


図-21 亀裂荷重

表-14 亀裂荷重実験値と計算値の比較

試験体 記号	コンクリート強度 F _c (kg/cm ²)	亀裂荷重 実験値 (ton)		有限要素法による値 (ton)		本報の式による値 (ton)	
		P _F	P _B	P _{cal}	($\frac{P_F}{P_{cal}}$) ($\frac{P_B}{P_{cal}}$)	P _{cal}	($\frac{P_F}{P_{cal}}$) ($\frac{P_B}{P_{cal}}$)
B-20-25-1	287	19.8	21.2	20.1	(0.99) (1.05)	21.3	(0.93) (1.00)
		2	298	22.3	23.4	20.4	(1.09) (1.15)
B-25-15-1	275	19.5	22.3	23.5	(0.83) (0.95)	28.0	(0.70) (0.80)
		-2	283	31.5	34.5	23.8	
B-25-20-1	290	27.0	30.3	26.4	(1.02) (1.15)	29.3	(0.92) (1.03)
		-2	293	27.0	29.6	26.6	(1.02) (1.11)
B-25-25-1	288	31.4	34.9	28.5	(1.10) (1.22)	30.3	(1.04) (1.15)
		-2	280	27.5	30.5	28.1	(0.98) (1.09)
B-25-30-1	274	29.8	33.7	30.7	(0.97) (1.10)	31.5	(0.95) (1.07)
		-2	272	30.6	34.2	30.6	(1.00) (1.12)
B-30-25-1	266	36.6	41.6	35.8	(1.02) (1.16)	37.7	(0.97) (1.10)
		-2	267	31.0	36.9	35.9	(0.86) (1.03)
S-20-25-1	282	19.4	21.5	19.9	(0.97) (1.08)	21.2	(0.92) (1.02)
		-2	272	18.5	21.1	19.5	(0.95) (1.08)
S-25-20-1	293	25.4	28.8	26.6	(0.95) (1.08)	29.4	(0.86) (0.98)
		-2	277	26.6	30.6	25.8	(1.03) (1.19)
S-25-25-1	311	25.3	29.7	29.7	(0.85) (1.00)	31.5	(0.80) (0.94)
		-2	291	28.7	32.2	28.7	(1.00) (1.12)
S-25-30-1	290	32.6	36.6	31.6	(1.03) (1.16)	32.4	(1.01) (1.13)
		-2	306	31.1	35.3	32.5	(0.96) (1.09)
S-30-25-1	292	30.4	35.4	37.5	(0.81) (0.94)	39.5	(0.77) (0.90)
		-2	282	35.2	42.5	36.9	(0.95) (1.15)
SL-20-24-1	277	17.9	20.0	17.8	(1.01) (1.12)	17.8	(1.01) (1.12)
		-2	305	20.0	21.3	18.7	(1.07) (1.14)
SL-25-25-1	288	26.7	30.2	25.5	(1.05) (1.18)	24.8	(1.08) (1.22)
		-2	295	29.0	31.7	25.8	(1.12) (1.23)
				比の平均		0.99 1.11	
				標準偏差		0.079 0.072	
				変動率(%)		8.0 6.5	
						9.9 9.0	

* 加力時に一時に亀裂荷重を上回る荷重を作用させたため実験値の信頼性が乏しいので除外

られる。

4 結 語

以上、4本杭および5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重について、主として有限要素法解析結果に基づいて検討したが、その結果を要約すると次のようになる。

(1) 4本杭支持独立フーチングの板底面の引張主応力度の最大値はフーチングのプロポーシオンによって板平面中央部に生ずる場合と杭近傍に生ずる場合がある。

(2) 5本杭支持独立フーチングの板底面の引張主応力度の最大値は中央杭近傍に生ずる。

(3) 先に著者らが提案した4本杭支持独立フーチングの亀裂荷重推定式は、板平面中央部に初亀裂を生ずるようなプロポーシオンのものについては妥当な結果を与えるが、杭近傍に初亀裂を生ずるようなプロポーシオンのものについては適用出来ないと考えられる。

(4) 4本杭および5本杭支持独立フーチングの有限要素法解析結果を整理して、板底面の最大引張主応力度略算式を導いた。その略算値は十分な精度で有限要素法解析値と近似する。

(5) 最大引張主応力度略算式による値を用いて求めた亀裂荷重($P_{cal} = f_b \cdot P_d^2 \cdot 1/\sigma_{cal}$)は4本杭並びに5本杭の場合とも良く実験値に対応した。従って、本報の最大引張主応力度略算式を用いて実用上十分な精度で亀裂荷重を推定出来ると考えられる。

(6) 5本杭支持独立フーチングの杭反力は、亀裂発生以前の弾性に近い範囲では、均等であるとしても設計上大きな問題はないと考えられる。

終りに、本研究は、本学大学院修了生 西博康, 吉田光徳, 学部卒業生 杉田朝美, 奥井浩, 祖父江勝利, 高橋友彦, 諸隈憲司, 堀井香里の諸氏をはじめ, 多くの方々のご協力のもとに行なわれたものであることを記し, 心から感謝申し上げます。また, 本報をまとめるに際してご助力下さった富士川富士子技官並びに大学院生 北沢美穂氏にお礼申し上げます。

(昭和61年5月21日 受理)

参 考 文 献

- 1) 小川, 大築, 細矢, 日隈, 小幡: “杭支持独立フーチングの応力について—Ⅶ (有限要素解析結果の検討)”, 建築学会北海道支部研究報告集No.52, 昭和55年3月, p.65~68
- 2) 細矢, 大築, 橋本, 鈴木: “杭支持独立フーチングの初亀裂荷重について”, 建築学会北海道支部研究報告集No.54, 昭和56年3月, p.36~39
- 3) 大築, 和田, 他4名: “鉛直荷重を受ける4本杭支持独立フーチングの破壊実験”, 建築学会北海道支部研究報告集No.55, 昭和57年3月, p.75~78
- 4) 大築, 他5名: “鉛直荷重を受ける4本杭支持長方形独立フーチングの破壊実験その1, その2” 建築学会北海道支部研究報告集No.55, 昭和57年3月, p.79~82, No.56, 昭和58年3月, p.165~168
- 5) 小幡, 大築: “鉛直荷重を受けるくい支持独立フーチングの初ひびわれ荷重に関する研究”, 建築学会論文報告集第324号, 昭和58年2月, p.104~109
- 6) 大築, 西, 土屋: “有限要素法による鉛直荷重を受ける5本杭支持独立フーチングの解析(I), (II)”,

鉛直荷重を受ける4本杭および5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重に関する研究

- 建築学会北海道支部研究報告集No.57, 昭和59年3月, p.229~236
- 7) 西, 大築, 土屋: “5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重について”, 建築学会北海道支部研究報告集No.57, 昭和59年3月, p.237~240
 - 8) 大築, 西, 土屋, 小幡: “鉛直荷重を受ける5本杭支持独立フーチングの有限要素法解析 I, II”, 建築学会大会学術講演梗概集(関東), 昭和59年10月, p.1899~1902
 - 9) 大築, 吉田, 土屋, 他4名: “鉛直荷重を受ける5本杭支持独立フーチングの実験 その1, その2”, 建築学会北海道支部研究報告集No.58, 昭和60年3月, p.49~56
 - 10) 大築, 吉田, 土屋: “鉛直荷重を受ける5本杭支持独立フーチングの亀裂荷重について”, 建築学会大会学術講演梗概集(東海), 昭和60年10月, p.373~374
 - 11) 大築, 金, 堀井, 土屋: “鉛直荷重を受ける4本杭支持独立フーチングの有限要素法解析 その1, その2”, 建築学会北海道支部研究報告集No.59, 昭和61年3月, p.133~140
 - 12) 小幡, 大築, 小川, 細矢: “杭支持独立フーチングの応力について IV (有限要素法による解析)”, 建築学会北海道支部研究報告集No.51, 昭和54年8月, p.27~30
 - 13) H.T. Yan: “Bloom-Base Allowance in The Design of Pile Caps”, Civil Engineering and Public Works Review, Vol.49, No.575, May, 1954, p.493~495, No.576, June, 1954, p.622~623
 - 14) J. Blévoit and R. Frémy: “Semelles sur pieux”, Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Vol.20, No.230, Feb.1967, p.223~295
 - 15) 小幡, 大築: “鉛直荷重を受けるくい支持独立フーチングの終局耐力に関する研究-II”, 建築学会論文報告集第299号, 昭和56年1月, p.33~43