



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



鉛直荷重を受ける正方形フーチング基礎の応力に関する理論的研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 室蘭工業大学 公開日: 2014-07-24 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 小幡, 守 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/3640

鉛直荷重を受ける正方形フーチング基礎の 応力に関する理論的研究

小 幡 守

Analytical Study on Stress of Square Column Footings under Vertical Load

Mamoru Obata

Abstract

The purpose of this paper is to establish the design method for square column footing.

Some square column footings under vertical load are analyzed by three dimensional finite element method. The results are discussed and compared with the values calculated by the design methods for column footing defined in the Standard of Architectural Institute of Japan and the Code of American Concrete Institute.

As the results, it is pointed out that those design methods must be improved.

1 概 説

フーチング基礎構造の基礎板自体の力学的諸性状についての研究は主として実験的に行われ¹⁾²⁾³⁾⁴⁾、理論的な研究は簡単な条件について解析された例がみられるだけで非常に少い(例えば文献⁵⁾⁶⁾⁷⁾)。このため我が国及びアメリカにおける基礎板の設計規準は、上記の実験的研究¹⁾²⁾及びその考察⁸⁾に基づいて設けられているが、之について理論的に検討した例はない。

そこで本論文では、近年構造物の近似解法として広く利用されるようになった有限要素法によって、鉛直荷重を受けるフーチング基礎を、柱、基礎梁断面、基礎板上面の傾斜を考慮しながら3次元弾性解析して変位及び応力性状について検討し、更に亀裂の発生及びコンクリートの弾塑性性状を考慮した解析を行い、その結果と F. E. Richart²⁾³⁾の実験結果並びに上記の弾性解析値とを比較し、規準で求められる基礎板の設計用応力を検討することにした。

2 予算計算

解析を容易にするための地盤のモデル化、柱断面の有無、分割方式等の解析結果に及ぼす影響を予備計算を行って検討した。

2・1 地盤のモデル化について

2・1・1 概要：基礎板と地盤を同時に要素で分割して解析した方が、より良好な結果が得られるが、3次元有限要素法による解析の場合は未知数が極めて多くなって計算機容量、計算

表 2 - 1

辺 長	板 厚	$E_A[E_c \times 10^{-2}]$
5 · Bo	4/6 · Bo	20/21
		15/21
		10/21
		5 /21
		1 /21
5 · Bo	3/6 · Bo	15/21
	5/6 · Bo	
	6/6 · Bo	
3 · Bo } 7 · Bo }	4/6 · Bo	10/21
		15/21
		10/21
		5 /21

E_A : 地盤のヤング係数
 E_c : コンクリートのヤング係数
 B_0 : 柱幅

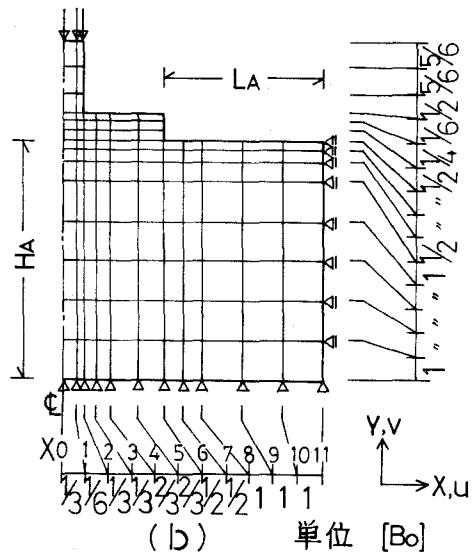
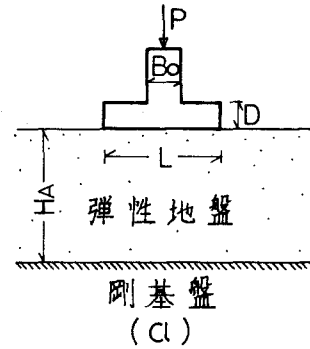


図 2 - 1

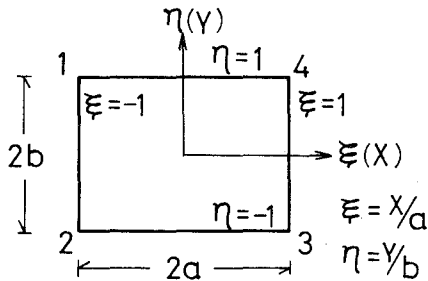


図 2 - 2

表 2 - 2

ϵ					σ_x	σ_y	$[P/B_0]$
-0.42	-1.06	-2.17	-0.93	-0.24			
(-0.40)	(-1.05)	(-2.16)	(-0.93)	(-0.24)			
0.40	-0.58	-0.72	0.10	-0.06			
(0.41)	(-0.58)	(-0.74)	(0.10)	(-0.06)	}	}	}
2.77	3.22	1.73	0.59	0.01			
(2.81)	(3.28)	(1.78)	(0.63)	(0.04)			
-0.01	-0.23	-0.37	-0.11	-0.18	}	}	}
(-0.01)	(-0.23)	(-0.37)	(-0.10)	(-0.18)			
-0.05	-0.04	-0.05	-0.05	-0.06			
(-0.05)	(-0.04)	(-0.05)	(-0.05)	(-0.05)	}	}	}
-0.21	-0.21	-0.19	-0.16	-0.14			
(-0.21)	(-0.21)	(-0.19)	(-0.16)	(-0.14)			
					-0.08	-0.01	
					(-0.08)	(-0.00)	
					-0.07	0.01	
					(-0.07)	(0.01)	

費用等の点で困難な問題が生ずることが予想されるため、地盤係数理論に従って地盤をモデル化することにした。このため地盤を要素に分割して解析した場合と、地盤係数を用いて解析した場合についての比較を2次元的に行いモデル化に際しての問題点を検討した。

2・1・2 解析法について：解析は、図2-1(a)に示す弾性地盤上の布基礎を想定し、平面ひずみ問題として、図2-1(b)のように分割し、表2-1の諸値について行った。

使用要素は、図2-2の長方形要素であって、要素内任意点の変位は下式の変位関数及び節点変位で表されるものとした。

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} N & O \\ O & N \end{Bmatrix} \{\delta\}$$

$$\text{ただし } N = [N_1 N_2 N_3 N_4], N_i = (1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i)/4, \{\delta\} = \{u_1 u_2 u_3 u_4 \quad v_1 v_2 v_3 v_4\}^T$$

$$\{f\} = \{u \ v\} \quad \xi = x/a \quad \xi_i = x_i/a \quad \eta = y/b \quad \eta_i = y_i/b$$

またコンクリートのヤング係数 E_c を単位として取り扱い、ポアソン比は $1/6$ 、地盤のポアソン比は 0.3 、鉛直荷重はフーチングの柱頭に一律な鉛直変位を生じさせるように加え、地盤とフーチングの底面は、要素節点で結びついていて水平方向の変位のずれは生じないものとして計算した。

分割方式は、基礎板については後述の3次元解析、地盤については基礎板の分割との関係並びに従来本研究室で行ってきた梁の有限要素法による解析結果を参照して図2-1(b)のようにした。

なお結果に大きな影響を与える地盤の範囲は、表2-1の基礎板の辺長 $5B_o$ 、板厚 $4B_o/6$ 、地盤のヤング係数 $(15/21)E_c \times 10^{-2}$ の場合について、図2-1(b)の L_A 、 H_A を変化させて検討した結果、 $H_A = 6B_o$ として $L_A = 4B_o$ 及び $L_A = 18B_o$ に変えた場合の応力度は表2-2のようになって差は比較的小さいので、図2-1(a)に記したように $H_A = 6B_o$ の位置に剛な基盤がある場合を想定し $L_A = 4B_o$ として計算することにした。ただし $L_A = 4B_o$ として H_A を変化させた場合の図2-1右端のローラー部の鉛直位置は、表2-3のようになって H_A と共に鉛直変位は増大するので、地盤を半無限弾性体と考える場合には、更に H_A を大きくすると同時に L_A も大きくしなければならない。地盤のヤング係数、板厚、板の辺長を変えた場合についても検討した結果、与える条件によって H_A 、 L_A を変える必要があることがわかったが、 $H_A = 6B_o$ 、 $L_A = 4B_o$ として計算しても、地盤係数理論によった場合との比較が可能と考えて以下のように考察した。

2・1・3 考察：表2-4は単位幅当りの基礎板中央 (X_o 断面) と縁 (X_e 断面) の接地圧 R 、基礎板中央に生ずる基礎底面に対する力のモーメントの最大値 M_{max} 及び X_2 位置右側断面に生ずるせん断力の最大値 Q_{max} である。なお接地圧は、板底面の節点に働く鉛直方向節点力を隣接する節点間距離の $1/2$ で割った値、モーメントとせん断力は断面に働く節点力から求めた値である。又表の Kr は下式で求められる基礎

板と地盤の相対剛性である。

$$Kr = E_c/E_A (D/L)^3,$$

表によれば板の辺長、板厚が違う場合でも、ヤング係数 E_A が小さくなると共に、 R は板中

表2-3

[$\times 10^{-2} B_o$]

H_A	4 B_o	5 B_o	6 B_o	12 B_o
基礎中央	-1.323	-1.515	-1.778	-2.492
右端ローラー部	0.048	-0.013	-0.060	-0.773

表 2 - 4

辺長 [Bo]	板厚 [Bo]	E_A [$\times 10^{-2} Ec$]	Kr	板中央R [P/Bo]	板縁R [P/Bo]	M_{max} [PBo]	Q_{max} [P]
3	3/6	20/21	0.0960	0.241	0.374	0.342	0.359
		15/21	0.1280	0.234	0.384	0.347	0.362
		10/21	0.1920	0.227	0.395	0.353	0.366
		5/21	0.3841	0.219	0.406	0.359	0.371
5	3/6	20/21	0.0088	0.237	0.119	0.452	0.334
		15/21	0.0117	0.220	0.144	0.485	0.351
		10/21	0.0175	0.200	0.177	0.527	0.365
		5/21	0.0350	0.173	0.221	0.584	0.383
	4/6	20/21	0.0207	0.205	0.178	0.527	0.364
		15/21	0.0277	0.191	0.198	0.553	0.372
		10/21	0.0415	0.176	0.221	0.584	0.383
		5/21	0.0830	0.157	0.251	0.620	0.395
	5/6	1/21	0.4148	0.140	0.278	0.655	0.406
		20/21	0.0405	0.183	0.215	0.573	0.379
		15/21	0.0540	0.173	0.230	0.592	0.385
		10/21	0.0810	0.162	0.246	0.614	0.392
6/6	5/21	0.1620	0.149	0.265	0.638	0.400	
	20/21	0.0700	0.168	0.238	0.606	0.389	
	15/21	0.0933	0.161	0.249	0.619	0.393	
	10/21	0.1400	0.153	0.260	0.633	0.398	
7	4/6	5/21	0.2800	0.144	0.273	0.649	0.404
		20/21	0.0076	0.200	0.066	0.604	0.350
		15/21	0.0101	0.185	0.086	0.533	0.362
		10/21	0.0151	0.166	0.114	0.719	0.376
		5/21	0.0302	0.140	0.152	0.812	0.395

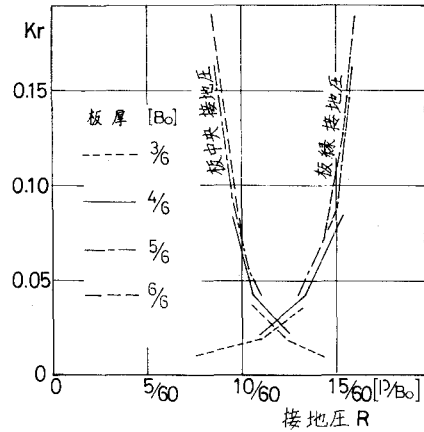


図 2 - 3

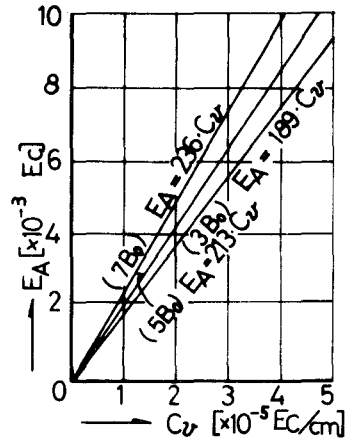


図 2 - 4

央で減少すると共に板縁で増大し、 M_{max} 、 Q_{max} は大になる。更に辺長 $5Bo$ の場合について Kr と R の関係を図にすると図 2-3 のようになり、従来云われているように⁹⁾ 接地圧分布は、 Kr によって支配され、したがってモーメントやせん断力も Kr によって整理されることがわかる。ただし辺長によって違った傾向を示したが、この原因として本論文では板の辺長が大になるにしたがい影響を受ける地盤内深さ H_A が大きくなるのに対し H_A を一定にしたこと、 Kr の式に含まれていない柱幅の影響が考えられる。

次に以上で得られた接地圧を夫々の位置における節点の鉛直変位で割って地盤係数 C_v を求めたところ、条件が同じでも板縁付近で値はやゝ変動したが、各点における値を平均してその地盤係数として整理した結果、板厚の違いによる差は非常に小さく、図 2-4 のように板辺長によって勾配の違う C_v と E_A の関係が得られた。板辺長によって勾配が違うのは、 H_A を一定に

したためと考えられ、今後検討しなければならないが、こゝで目的とする地盤係数理論によって求めた結果との比較に、図2-4を利用しても差支えないと考え次によって解析し検討した。

(A) $E_c = 210 \text{ t/cm}^2$ のとき $C_v = 5, 10, 15, 20 \text{ kg/cm}^3$ となる E_A を図2-4から逆算し、板厚、板の辺長を表2-1のように変化させ、図2-1について解析した場合。

(B) 上記の C_v について解析したが、(A)で得られた基礎底面の板縁における変位と接地圧 R の関係を同じにするために、図2-5(a)に示すように基礎板外の BL の影響範囲を考えた場合。

(C) (B)と同様に C_v を用いて解析したが、板外の地盤影響範囲 BL を、(A)の結果とは無関係に柱幅 B_0 と同じにした場合。

なお(B)及び(C)の計算に際し、地盤を図2-5(b)のような要素で分割し、要素内任意点の変位が下式で表されるとして得られる剛性マトリックスを用いた。

$$w = [N_1 \ N_2] \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \end{Bmatrix}$$

$$\text{ただし } N_i = (1 + \xi \xi_i) / 2, \quad \xi = x/a, \quad \xi_i = x_i/a$$

w_1, w_2 : 節点①②の y 方向変位

表2-5は以上で求めた図2-1に示す $X_0 \sim X_6$ 位置の基礎底面の鉛直方向節点力と、(B)で求めた板外の地盤影響範囲 BL を示す。表から BL は、 C_v が大、板厚が小、そして板の辺長が大きい場合、したがって先に述べた相対剛性 K_r が小さくなるほど小さい値になることがわかる。また、(A)及び(B)の条件で求められる鉛直方向節点力は位置によって若干異なる。(C)で求めた結果は、 $C_v = (10/21) \times 10^{-4} \cdot E_c [1/\text{cm}]$ 、板の辺長 $5 B_0$ 、板厚 $4 B_0/6$ の場合の(B)で求めた BL が大凡 B_0 に等しいので各節点位置での鉛直方向節点力も比較的似た値になるが、その他の場合では K_r が小さくなると(C)で求めた値は(A) (B)よりも板中央部で小さく、板縁部で大きくなる傾向がみられる。以上のような地反力分布の違いは応力分布に影響を与えるが、地反力分布の影響がより大きく現れる基礎板と柱接合部断面の M_{max} について、(A)で求めた値に対する(B)及び(C)の値の比を求めると表2-6のようになり、(B)については $\pm 5\%$ 、(C)については $\pm 10\%$ の範囲の誤差が生ずる。

以上のように弾性地盤を地盤係数に置き換えて解析すると誤差を生ずること、そして地盤をモデル化して解析する場合は諸条件に応じた基礎板外の地盤 BL を考慮する必要があることが明らかになったが、以下では基準とした $C_v = (10/21) \times E_c \cdot 10^{-4} [1/\text{cm}]$ 、辺長 $5 B_0$ 、板厚 $4 B_0/6$

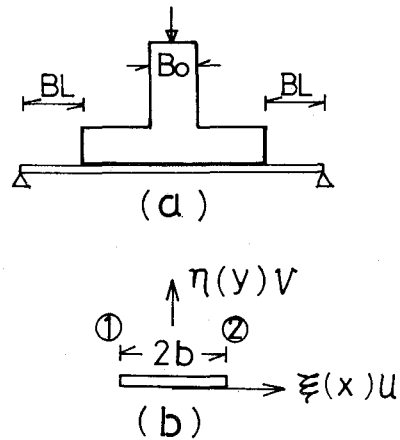


図2-5

の場合に得られた $BL = B_0$ を, 他の全ての条件の場合にも用いて計算を簡単化することにした。

2・2 分割方式及び鉄筋の影響について

2・2・1 概要：要素及び分割方式が解析結果に影響を与えることは良く知られている通りである。そこで本論文で主として用いた図2-6(a)の直交6面体要素を用いて図2-7(a)の基礎梁付フーチング基礎を, 同図(b)及び(c)のように分割して解析した。なお柱型を無視する代わりに平板中央に鉛直方向変位が同一になるような荷重域を設けた場合について, 別に分割方式を変えて検討した結果¹⁰⁾によると, Z方向の分割数は解析結果に余り大きな影響は与えない

表 2 - 5

辺 長 [Bo]	板 厚 [Bo]	C_0 [$10^{-4}E_c$ /cm]	TYPE	BL [Bo]	基礎底面に働く鉛直方向節点力 [$\times 10^{-3}P$]						
					X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6
3	4/6	10/21	(A)	—	39.86	60.21	40.66	41.14	63.82	97.46	156.81
			(B)	1.32	44.41	66.40	43.88	43.67	64.76	84.62	150.25
			(C)	1	46.63	69.81	46.16	45.98	68.19	89.37	131.56
5	4/6	20/21	(A)	—	41.47	62.42	61.11	75.17	93.32	97.51	69.02
			(B)	0.53	39.83	59.43	57.86	73.61	98.08	106.81	63.75
			(C)	1	39.23	58.51	56.90	72.18	95.38	101.96	75.23
		15/21	(A)	—	38.44	57.92	57.04	71.16	91.19	101.67	82.60
			(B)	0.78	37.52	56.09	54.82	70.18	95.27	107.54	77.83
			(C)	1	37.16	55.56	54.28	69.43	93.86	105.15	83.81
		10/21	(A)	—	34.64	52.24	51.78	65.76	87.90	106.66	101.02
			(B)	1.07	34.75	52.01	51.09	66.05	91.69	107.91	95.66
			(C)	1	34.86	52.17	51.29	66.30	92.16	108.69	93.56
	5/21	(A)	—	29.64	44.69	44.05	58.14	82.70	112.95	127.22	
		(B)	1.45	31.07	46.68	46.16	60.31	86.44	107.19	120.47	
		(C)	1	32.22	48.51	47.71	62.72	90.22	112.79	104.66	
	3/6	10/21	(A)	—	40.15	61.43	61.71	76.95	95.25	98.18	66.35
			(B)	0.48	39.48	59.21	57.84	73.61	98.48	107.69	62.60
			(C)	1	38.78	58.19	56.68	72.00	95.47	102.17	75.56
		5/6	(A)	—	30.89	46.31	45.77	58.99	83.10	111.75	123.20
			(B)	1.38	31.89	47.79	47.13	61.38	87.54	107.67	116.28
			(C)	1	32.78	49.19	48.57	63.30	90.66	112.26	103.03
6/6		(A)	—	28.27	42.33	41.95	54.81	80.13	115.05	137.46	
		(B)	1.55	30.00	45.08	44.71	58.52	84.83	107.34	128.41	
		(C)	1	31.51	47.29	46.91	61.56	89.50	113.94	108.22	
7	4/6	10/21	(A)	—	34.95	52.75	68.70	93.23	109.12	99.83	41.42
			(B)	0.10	32.90	49.27	63.70	89.98	113.79	110.35	39.90
			(C)	1	32.63	48.85	63.08	88.85	111.12	104.63	50.40

表 2-6

辺長 [Bo]	板厚 [Bo]	C_o	B/A	C/A
3	4/6	10/21	0.95	0.90
5	3/6	10/21	1.01	1.05
		20/21	1.01	1.04
	4/6	15/21	1.00	1.02
		11/21	0.99	0.99
		5/21	0.97	0.93
		10/21	0.97	0.94
6/6	10/21	0.96	0.91	
7	4/6	10/21	1.03	1.06

C_o の単位: $10^{-5}Ec[Vcm]$

が、X,Y方向の分割数が変わると解析結果も大きく変わる。

図2-7(b)の分割方式は上記を参照し、計算時間の点も考慮して採用したものであり、同図(c)は使用した電子計算機の容量を最大限に使用するよう分割した場合である。

2.2.2 解析法について: コンクリート部は、図2-6(a)の直交6面体要素で分割し、次の変位関数を用いて通常の有限要素法の手順に従い剛性マトリックスを求めた。

$$\{f\} = [N]^e \{\delta\}^e$$

$$\text{ただし } \{f\} = \{u \ v \ w\}^T$$

$$[N]^e = \begin{bmatrix} N & 0 & 0 \\ 0 & N & 0 \\ 0 & 0 & N \end{bmatrix}$$

$$[N] = [N_1 N_2 \dots N_8]$$

$$N_i = (1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta) / 8$$

$$\xi_i = x_i/a, \eta_i = y_i/b, \zeta_i = z_i/c$$

$$\xi = x/a, \eta = y/b, \zeta = z/c$$

$$\{\delta\}^e = \{u_1 u_2 \dots u_8 \quad v_1 v_2 \dots v_8 \quad w_1 w_2 \dots w_8\}^T$$

$$i = 1, 2, \dots, 8$$

また前項の結果を参照して、地盤は図2-6(b)の要素で分割し、上記のwについての変位関数を用いて節点1~4に関する剛性マトリックスを導いた。

鉄筋を考慮する場合は、図2-8に示す材軸方向の力のみを負担する線要素で分割し、要素

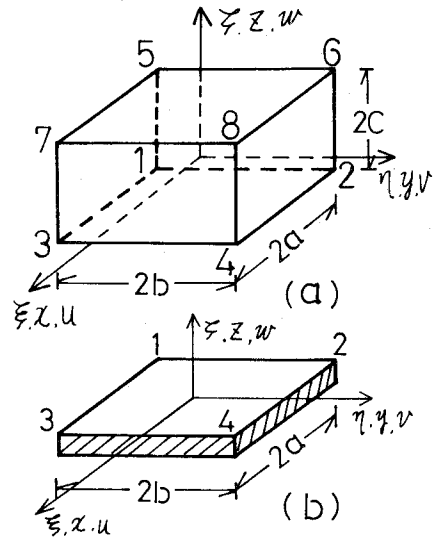


図 2-6

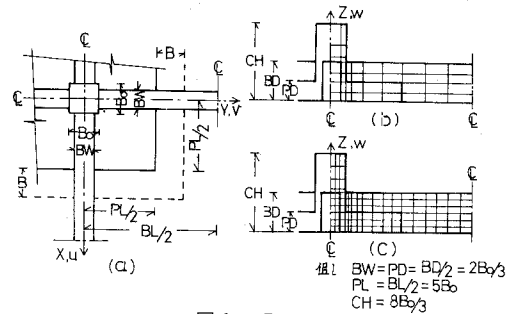


図 2-7

節点でコンクリートと鉄筋は付着しているものとして解析した。変位関数は線要素についての次式を用いた。

$$\{f\} = [N_1 N_2] \{\delta\}^e$$

ただし $\{f\} = u$ 又は v

$$\{\delta\}^e = \{u_1 u_2\}^T \text{ 又は } \{v_1 v_2\}^T$$

$$N_i = (1 + \xi \xi_i)/2 \text{ 又は } (1 + \eta \eta_i)/2$$

$\xi \xi_i, \eta \eta_i$ は前記に同じ

また本項の解析には関係ないが基礎板上面に傾斜がある場合の解析は、図2-9(a)の任意形6面体要素の特別な場合として、同図(b)(c)の剛性マトリックスをGaußの求積法で求め、基礎板上面の直交6面体要素を用い得ない部分に用いた。

その他コンクリートのヤング係数は単位とし、ポアソン比 $\nu=1/6$ 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は10とした。また特に断らない限り応力は各断面の節点力から算出し、せん断力はZ方向節点力、モーメントはX又はY方向節点力の基礎板底面に対する力のモーメント、軸方向力はX又はY方向節点力の和として算出した値であり、応力度は基礎底面における縁応力度を除き要素中央点において求めた値である。

2・2・3 解析結果及び考察

A) 分割方式について：図2-10は単位幅当りモーメントとせん断力である。せん断力は断面右側の節点力の和を示し、左側断面の節点力との間に、その断面位置に働く反力の大きさに等しい差がある。図によると、応力変化の著しい柱断面付近及び基礎板と基礎梁の接合部付近では幾分異った値を示すが、応力が最大になる柱表面付近における両者の違いはモーメントで3%、せん断力で1%程度である。また応力分布の傾向についても顕著な差はみられない。図2-11は基礎底面におけるY方向縁応力度 σ_y と、板厚方向について平均した各位置における平均せん断応力度 τ_{yz} である。 σ_y は板縁の一部を除いてFBfineが大きな値を示すが、 τ_{yz} については、全般的に概ね近似している。

表2-7は柱表面に接するY₂断面における日本建築学会計算規準に規定されている基礎有効幅及び全板幅に分布しているモーメントとせん断力の和 $M_y, Q_{y右}$ 並びにY₁~Y₂列間の基

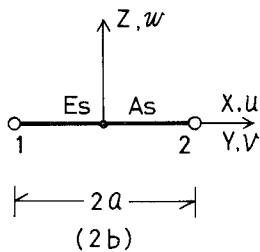


図2-8

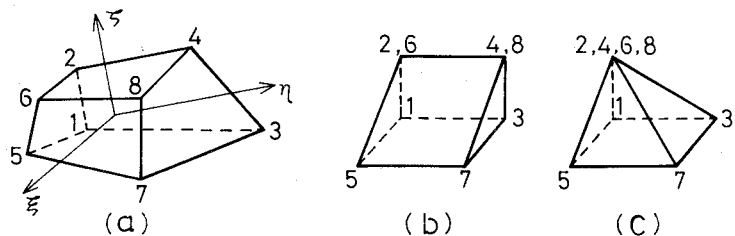


図2-9

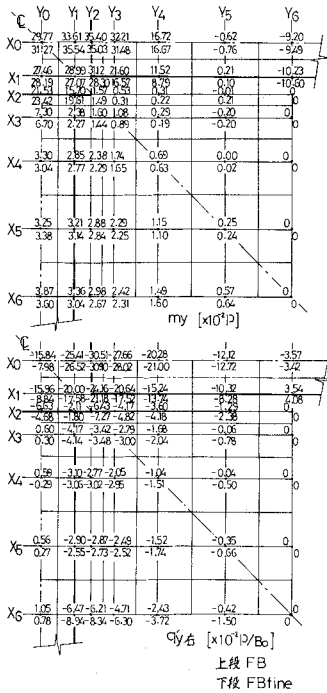


図 2-10

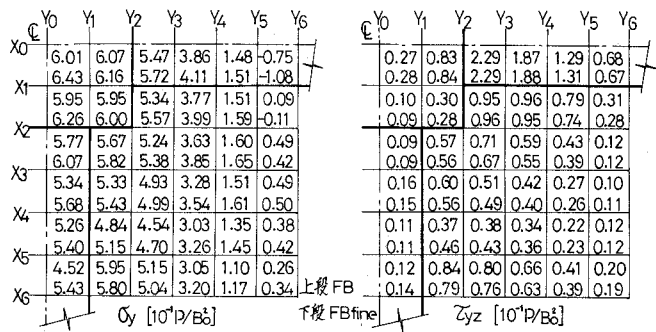


図 2-11

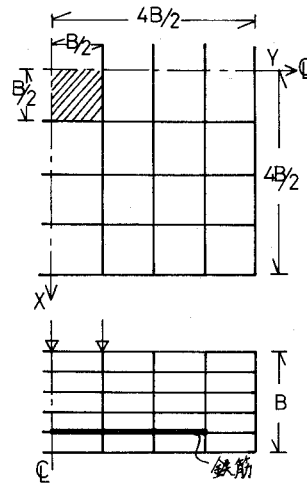


図 2-12

礎底面縁応力度の平均値、 $Y_2 \sim Y_3$ 列間要素のせん断応力度の平均値を示したものである。同表から応力度についても或る範囲内の平均値を求めると近似の度合いが良くなる事がわかる。以上より局所的な集中応力或いは応力度の大きさを問題にする場合を除けば、図 2-7(b)の FB

表 2-7

記号	M_y [P · Bo]		Q_{y4} [P]		$\sigma_{y mean}$ (P/Bo ²)		$\tau_{yz mean}$ [P/Bo ²]	
	有効幅	全板幅	有効幅	全板幅	有効幅	全板幅	有効幅	全板幅
FB	0.303	0.375	0.286	0.381	0.569	0.553	0.138	0.101
FBfine	0.301	0.372	0.288	0.391	0.580	0.563	0.137	0.100

程度の分割でも、全体の応力の傾向及び性状を十分に把握することが出来ると考えるので、以下ではFBの分割方式に準じて分割し解析を進めていくことにした。

B) 鉄筋の影響について：図2-12の柱断面を無視し、基礎底面で $Cv \times$ (節点の支配面積)を常数とするばねで支持されている場合について鉄筋比を変えて解析した。鉄筋比 p_t は有効幅 $= B + 2D$ 有効せい $= 4Bo/5$ について求められる断面積に対する比である。ただし計算はボアソン比 $\nu = 0$, $Cv = (10/21) \times 10^{-4} Ec [1/cm]$ 鉄筋とコンクリートはスリップしないとして行った。表2-8は基礎中央点の上及び下面の鉛直変位と、同じく中央要素の最上段及び最

表 2-8

p_t [%]		0	0.1	0.2	0.4
変位	上面	1.468	1.468	1.464	1.456
	底面	1.416	1.412	1.408	1.400
σ_y	最上段	-0.482	-0.482	-0.482	-0.480
	最下段	0.419	0.416	0.411	0.405

下段要素の中央点における垂直応力度 σ_y である。表から鉄筋に接する最下段要素の σ_y の変化がや、大きい、鉄筋比による計算値の変化は小さいと云える。

以上及びはりを2次元解析した結果、或いは後述の亀裂及びコンクリートの弾塑性な状を考慮した解析の弾性範囲における結果でも、弾性

域では鉄筋の影響は少いことから、鉄筋を無視した弾性解析結果によって、弾性域における鉄筋コンクリート造フーチング基礎の挙動を検討する事が可能と考える。

3 弾性解析結果及び考察

前節の予備計算結果及び考察を参照しながら鉛直荷重を受ける正方形フーチング基礎を、基礎板の諸元、基礎板上面の傾斜、基礎梁の有無、基礎梁位置等の条件を変えて弾性解析し、結果について考察した。

3・1 等厚独立フーチング基礎

図3-1に示した断面を有する正方形フーチング基礎の諸元を、表3-1のように変えて解

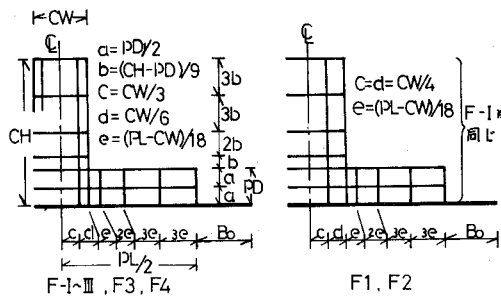


図 3-1

表 3-1 [単位: $Bo = F-I \sim III$ の柱巾CW]

記号	CW	CH	PL	PD
F-I	1	8/3	3	2/3
F-II	1	"	5	"
F-III	1	"	7	"
F1	2/3	"	5	"
F2	4/3	"	"	2/3
F3	1	"	"	1/2
F4	1	8/3	5	5/6

析した。分割方式は図3-1に示す通りである。

解析結果のうち基準とした $Cv = (1/21) \times 10^{-3} \cdot Ec [1/cm]$ のときの F-II の単位幅当り基礎板底面に対するモーメント及びせん断力，基礎底面の縁応力度 σ_y 及び要素中央点の τ_{yz} を板厚方向に平均した値を図3-2に掲げた。なお同図 m_y の () 内の値は，板厚方向中央面に対する曲げモーメントである。各部には軸方向応力が存在するので両モーメントの値は異なり，板中央部では底面に対するモーメントが大きく，板縁の X_6 断面に近づくると逆に小さくなって，分布の傾向が若干違う。しかしその差は比較的小さいので，以下では計算がより容易な板底面に対するモーメントを求めることにした。なお板幅全体についての軸方向力の和は零なので，板底面に対するモーメントと板厚中央面に対するモーメントとは等しくなる。

図によると柱断面の影響と厚板であることによって，板内の板厚方向応力度分布が材料力学でみられる分布と違うために，モーメント及びせん断力が最大の位置と，板底面の縁応力度及び平均せん断力の最大値が生ずる位置とが対応していない。

表3-2は図3-2の単位幅当りモーメント及びせん断力の全板幅並びに学会規準に示されている基礎設計用有効幅内に分布する値の和，また表3-3は図3-2の σ_y ， τ_{yz} の全板幅及び

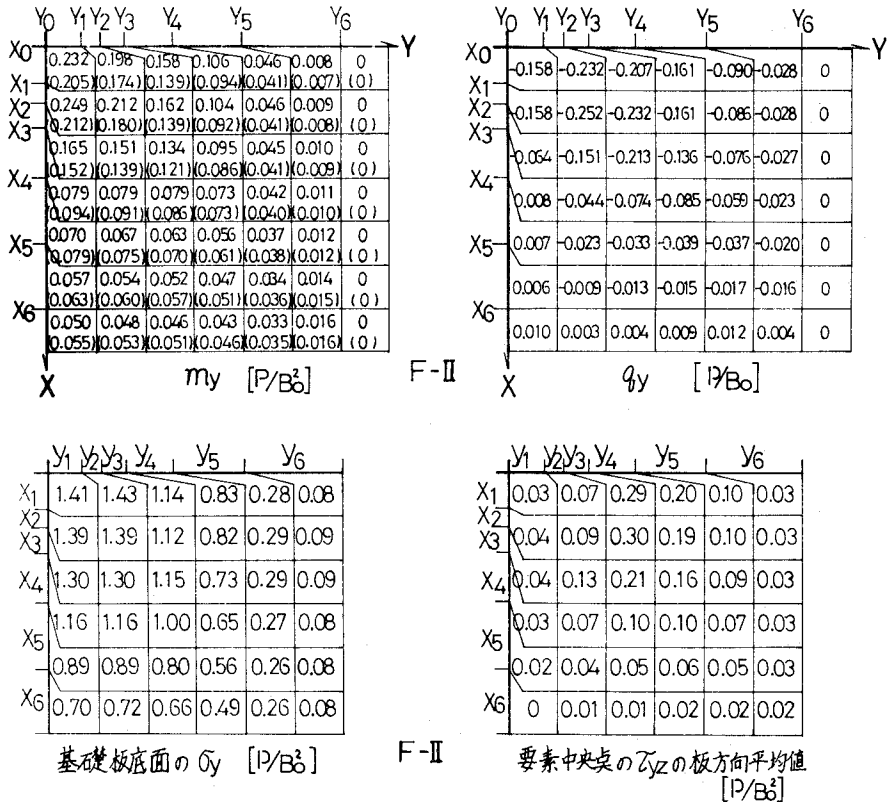


図3-2

有効幅についての平均値を、基礎板中央部について示したものである。 M_y は Y_0 断面、 Q_y は柱表面に接する Y_2 断面で最大であるのに対し σ_y meanは $Y_1 \sim Y_2$ 列間要素で僅かではあるが大きく、 τ_{yz} meanは $Y_2 \sim Y_3$ 列間の柱に接する板側の要素に最大値が生じ特に有効幅内についての平均値が大きく、せん断応力度は基礎板中央部に大きな値が集中して生じていることがわかる。

以上のような応力及び応力度が、フーチングの諸元及び地盤係数 C_v によってどのようにに変

表 3 - 2

断面位置	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3
M_y				
全板巾	0.505	0.462	0.407	0.325
[PBo]				
有効巾	0.357	0.320	0.273	0.204
Q_y				
全板巾	0.130	0.326	0.369	0.301
[P]				
有効巾	0.148	0.304	0.335	0.266

表 3 - 3

要素位置	$Y_0 \sim Y_1$	$Y_1 \sim Y_2$	$Y_2 \sim Y_3$
σ_y			
全板巾	1.027	1.036	0.896
[P/Bo ²]			
有効巾	1.293	1.297	1.086
τ_{yz}			
全板巾	0.019	0.051	0.111
[P/Bo ²]			
有効巾	0.031	0.086	0.205

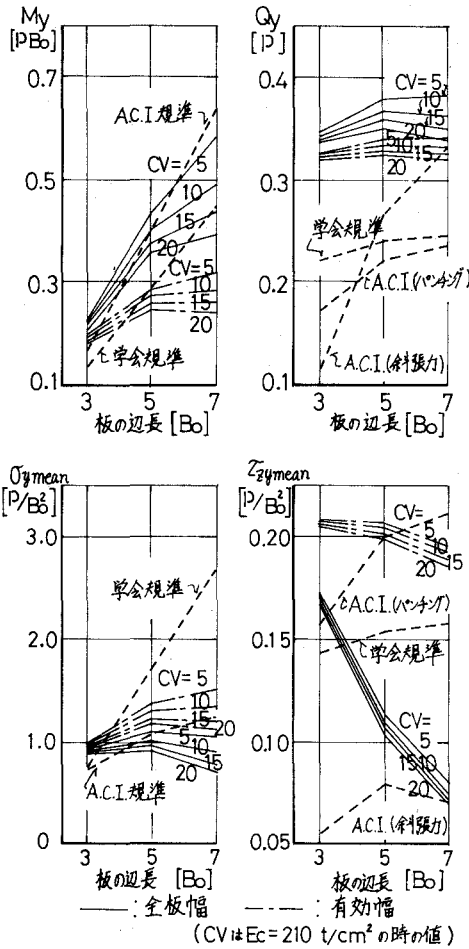


図 3 - 3

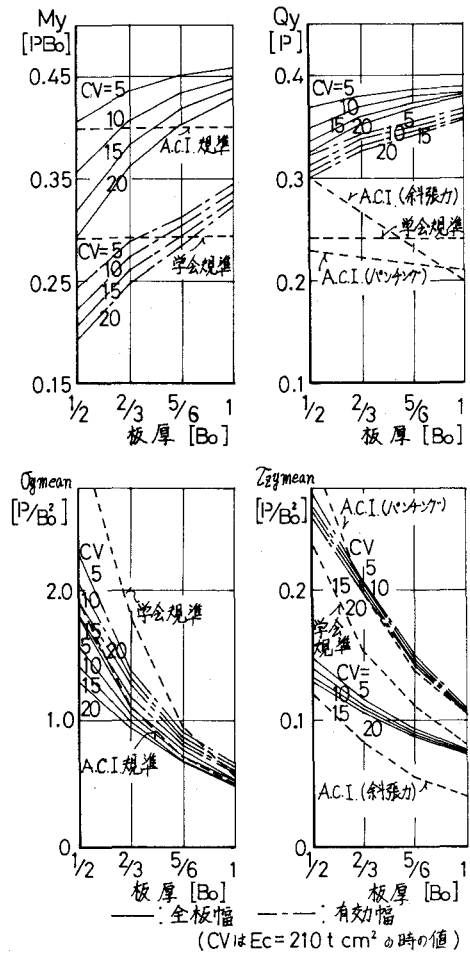


図 3 - 4

るかを、表3-2の Y_2 断面の M_y 、 Y_2 断面の Q_y 、表3-3の $Y_1 \sim Y_2$ 要素の σ_y mean、 $Y_2 \sim Y_3$ 要素の τ_{yz} meanを例としてみると次のようになった。

A) 板の辺長変化の影響：図3-3は、板の辺長を柱幅 B_0 の3、5、7倍に変えたときの変化である。いずれも辺長が $7B_0$ になると値が減少するか、又は増加の割合が小さくなっている。この原因は予備計算の項で述べたように、板の辺長が大きくなって剛性が低下すると、地反力が板の中央部に集中するようになって、モーメントとせん断力の増え方が減り、その一方で辺長が大きくなって断面が増加するためである。

C_v が大きくなると応力及び応力度が小さくなるのも、地反力の基礎板中央に集まることによるが、 C_v 変化の影響は、辺長が大きい場合により強く現われる。

図には比較のために日本建築学会及びA. C. I. の規準式で求めた設計用応力及び設計用応力を全板幅及び有効幅と、全板厚よりなる断面の断面係数 Z 又は断面積 A で除して求めた縁応力度並びに平均せん断応力度を記した。

図によると有効幅内モーメント及び縁応力度の解析値と、日本建築学会の値とを比較すると、学会値は辺長 $3B_0$ で小さく、辺長 $7B_0$ では著しく大きい。学会規準の設計用モーメントは、周知のように地反力を等分布と仮定し、台形の平面形を有する片持ばりの柱表面位置に対する固定端モーメントとして求められるが、柱幅を一定にしたまゝ、板の辺長を大にすると、台形部に等分布している地反力の合力の作用点と柱表面間の距離が、辺長の増加の仕方よりも大きくなる。このため上に述べた本報の解析結果の傾向と逆になって、辺長が大になると共に大きな差が生じたものと考えられる。全板幅についてのモーメント及び平均縁応力度と、A. C. I. Codeに準じて求めた値との間にも同様の傾向がみられるが、学会規準よりも差は小さい。一方学会及びA. C. I. Code式で求めた設計用せん断力は、おゝむね本報の全板幅及び有効幅間のせん断力を下まわり、平均せん断応力度は、本報の全板幅についての値が辺長 $7B_0$ で各規準値よりも小さくなるが辺長 $3B_0$ では大きく、有効幅については辺長 $7B_0$ におけるA. C. I. Codeのパンチング用せん断力から求めた値を除けば、本報の値はいずれの場合よりも大きい。

B) 板厚変化の影響：図3-4は、板厚変化による応力及び応力度の変化を示したものである。図から本報で求めたモーメント及びせん断力は、板厚が厚くなって板剛性が高まると、板の辺長が大きくなった場合とは逆の理由で大きくなるが、応力の増加が板厚の増加の割合よりも小さいので、縁応力度及びせん断応力度の平均値は、板厚が増すと共に減少する。また規準値と比較すると、本報の有効幅内モーメントは学会規準値よりも板厚が薄い場合に小さく、板厚が厚い場合は大きい。全板幅についてのモーメントとA. C. I. Codeで求めた値との間にもほぼ同様の傾向がみられる。一方せん断力については、本報の解析結果はいずれも規準値よりも大きく、板厚変化によるせん断力の変化の仕方でも本報の解析結果が板厚が増すと共に増大しているのに対し、規準値は一定か又は減少して変化の傾向が違ふ。

縁応力度の平均値についてみると、学会規準に従って求めた値は、板厚が大きい場合に本報の結果と近似するが、板厚が薄くなるほど本報の解析結果よりも著しく大になる。これに対し A. C. I. Code によって求めた値は、同様の傾向があるもの、本報の解析結果に比較的良く近似している。せん断応力度については、本報の有効幅内平均せん断応力度と、A. C. I. Code のパンチング用設計せん断力から求めた平均せん断応力度とが良く近似したが、学会規準値は、全板幅と有効幅についての本報の値の中間値を示し、A. C. I. Code の斜張力用せん断力から求めた値は、本報の解析値よりも小さい。

3・2 基礎板上面に傾斜がある独立フーチング基礎

基礎板上面に傾斜を設けたフーチング基礎は実際によく用いられている。このようなフーチング基礎の応力及び応力度分布を明らかにするため、表 3-4 に示した各基礎を図 3-5 のように分割して解析した。FT-I ~ III は、基礎板と柱表面とが接する部分の板厚 PD₁ と縁部の板厚 PD₂ を変えないで板の辺長を変化させた場合、その他は板部のコンクリートの容積を一定にしたま、PD₁ と PD₂ を変えた場合である。以下 $C_v = (1/21) \times 10^{-3} \cdot E_c [1/cm]$ について計算した結果について述べると、図 3-6 は基準にした FT-II の単位幅当りの基礎板底面に対するモーメント m_y とせん断力 q_y 及び基礎底面の縁応力度 σ_y と要素中央点のせん断応力度 τ_{yz} を板厚方向に平均した値である。

図 3-2 の F-II の解析結果とくらべると、FT-II のモーメントとせん断力は基礎板中央部で大きく、周辺部で小さいのに対し、縁応力度と平均せん断応力度は、板周辺部は勿論、中央部においても小さく、基礎板上面の傾斜は応力度の減少に関しては有効であると云える。なお応力と応力度の最大値を生ずる位置は、等厚の場合と同様に対応していない。

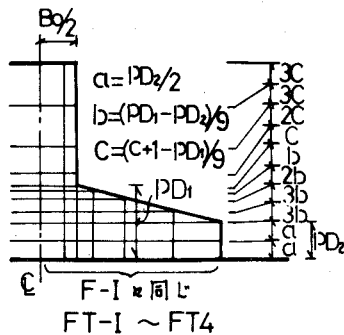


図 3-5

表 3-5 は Y₂ 断面の全板幅及び有効幅内モーメントとせん断力、Y₁~Y₂ 断面間要素の縁応力度、Y₂~Y₃ 間要素のせん断応力度の平均値である。表によれば、辺長のみ変化させた FT-I ~ III では、等厚の場合にくらべてモーメント及びせん断力の変化が大きく、辺長が大きくなるにしたがい等厚の場合との差が大になる。ただし

表 3-4 [単位 Bo]

記号	CW	CH	PL	PD ₁	PD ₂
FT-I	1	8/3	3	1	1/2
FT-II	"	"	5	"	"
FT-III	"	"	7	1	1/2
FT 1	"	"	5	5/6	0.5741
FT 2	"	"	"	1	0.4815
FT 3	"	"	"	7/6	0.3889
FT 4	1	8/3	5	4/3	0.2963

力度の変化は表の範囲ではいずれも等厚の場合よりも小さい。

また板の容積を同じにしたまゝ、傾斜の勾配を変えた場合も、勾配が大きくなるとモーメントとせん断力は増加するが応力度は小さくなり、基礎中央部と板縁間の差が小さくなる。

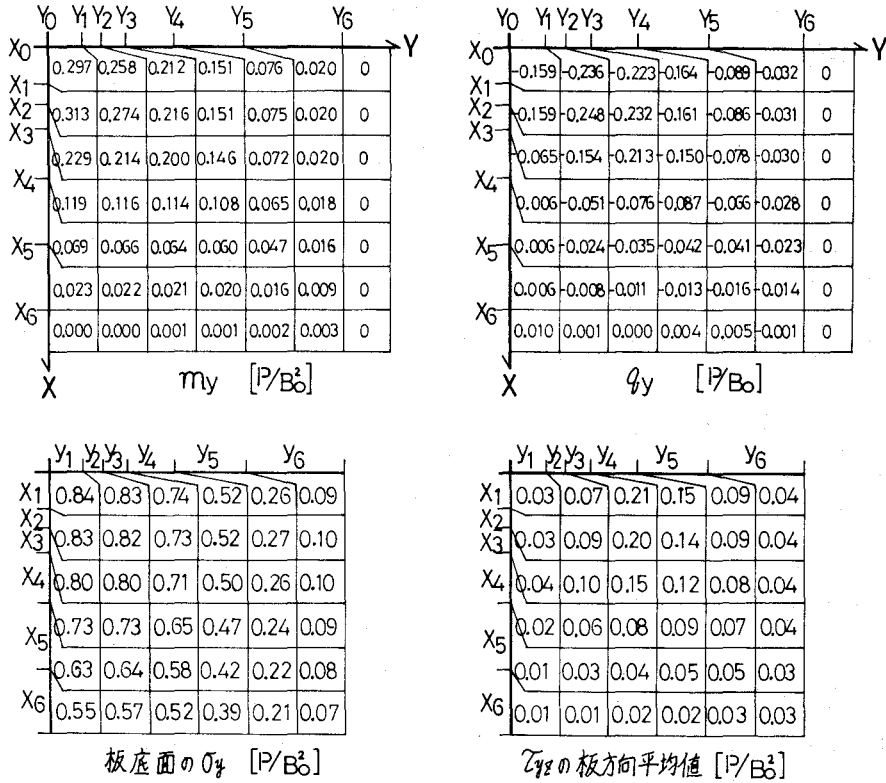


図 3-6

表 3-5

単位 M [P/Bo], Q [P], σ, τ [P/Bo²]

記号	有限要素解								学会規準				A. C. I Code					
	有効幅				全板幅				M _F	σ	Q _F	τ	M _F	σ	Q _D	τ_D	Q _D	τ_D
	M _y	σ_y	Q _y	τ_{yz}	M _y	σ_y	Q _y	τ_{yz}										
FT-I	0.223	0.587	0.345	0.140	0.223	0.587	0.345	0.140	0.130	0.200	0.222	0.074	0.167	0.334	-	-	0.139	0.093
-II	0.403	0.753	0.363	0.128	0.432	0.688	0.378	0.095	0.293	0.586	0.240	0.080	0.400	0.480	0.200	0.053	0.210	0.120
-III	0.473	0.816	0.362	0.123	0.508	0.630	0.381	0.070	0.459	0.918	0.245	0.082	0.643	0.551	0.286	0.049	0.230	0.125
FT 1	0.348	0.960	0.349	0.157	0.420	0.852	0.374	0.103	0.293	0.949	0.240	0.108	0.400	0.691	0.233	0.064	0.216	0.152
2	0.405	0.758	0.363	0.128	0.431	0.694	0.378	0.096	"	0.586	"	0.080	"	0.480	0.200	0.054	0.210	0.121
3	0.431	0.606	0.370	0.109	0.438	0.574	0.381	0.089	"	0.387	"	0.062	"	0.353	0.167	0.047	0.203	0.100
4	0.445	0.499	0.377	0.095	0.444	0.482	0.383	0.084	"	0.270	"	0.049	"	0.270	0.133	0.041	0.196	0.085

規準値とくらべると、応力についてはA. C. I. Code式によって求めた設計用モーメントが比較的似た値を示す外は、いずれも本報の値よりも小さく、応力度は、A. C. I. Codeの τ_p を除けば規準値はいずれも小さく本報の解析結果と余り良く対応しない。

C_v を変えた場合については、等厚の場合と同様の傾向がみられる。

3・3 等厚の基礎梁付フーチング基礎

建築のフーチング基礎は、以上に述べたような独立フーチング基礎は少なく基礎梁が付いていることが多い。このような基礎梁付フーチング基礎の設計法については明らかでなく、基礎梁を無視して独立フーチング基礎の設計法を準用しているのが普通である。

此の項では基礎梁付フーチング基礎の性状を明らかにするために計算した表3-6についての解析結果ならびに結果の考察について述べる。夫々の分割方式は図3-7に示す通りである。なお与えた周辺条件は、無限均等ラーメンの正方形基礎が、鉛直荷重を受ける場合に等しい。表においてFB-I~FB10までは、

表3-6 [単位 FB-I の $CW=B_0$]

基礎底面と基礎梁底面とが同一面上にある場合について、柱幅、板の辺長、板厚、基礎梁断面を変えたとき、その他は基礎と基礎梁の底面が同一面上に無い場合である。そのうちFB13', 14', 15' は基礎梁と基礎板が分離しているが、その他は全て一体である。

以下 $C_v = (1/21) \times 10^{-3} \cdot E_c$ (1/cm) について計算した結果について記すと次のようになる。

図3-8は、FB-IIの単位幅当りモーメント及びせん断力、基礎底面の縁応力度、要素中央点のせん断応力度の板厚方向平均値である。FB-IIは基礎梁の有無を除けば図3-2に計算結果を示したF-IIと同一の諸元を持つが、図によると柱断面内の応力の一部と、基礎板縁の X_0 断面に生じた q_{y0} を除けば、基礎梁の無いF-IIの応力よりも、基礎梁部分で大きく板部分で小さい。又F-IIでは柱断面内に最大

記号	CW	CH	PL	PD	BL	BW	BD	BZ
FB-I	1	8/3	3	2/3	10	2/3	4/3	0
FB-II	"	"	5	"	"	"	"	"
FB-III	1	"	7	"	"	"	"	"
FB 1	2/3	"	5	"	"	"	"	"
FB 2	4/3	"	"	2/3	"	"	"	"
FB 3	1	"	"	1/2	"	"	"	"
FB 4	"	"	"	5/6	10	"	"	"
FB 5	"	"	"	2/3	20/3	"	"	"
FB 6	"	"	"	"	40/3	2/3	"	"
FB 7	"	"	"	"	10	1/2	"	"
FB 8	"	"	"	"	"	1	4/3	"
FB 9	"	"	"	"	"	2/3	1	"
FB10	"	"	"	"	"	"	5/3	0
FB11	"	"	"	"	"	"	4/3	1/3
FB12	"	"	"	"	"	"	"	2/3
FB13	"	8/3	5	"	"	"	"	1
FB14-I	"	3	3	"	"	"	"	4/3
FB14-II	"	"	5	"	"	"	"	"
FB14-III	"	3	7	"	"	"	"	4/3
FB15	"	10/3	5	"	"	"	4/3	5/3
FB16-I	"	8/3	3	"	"	"	1	1/3
FB16-II	"	"	5	"	"	"	"	"
FB16-III	"	"	7	"	"	"	1	1/3
FB17	"	"	5	"	"	"	2/3	2/3
FB13'	"	8/3	5	"	"	"	4/3	1
FB14'-I	"	3	3	"	"	"	"	4/3
FB14'-II	"	"	5	"	"	"	"	"
FB14'-III	"	3	7	"	"	"	"	4/3
FB15'	1	10/3	5	2/3	10	2/3	4/3	5/3

値が生じているのに対し、FB-IIではモーメント及びせん断力の最大値は、共に柱表面に接する断面に生じ、値はF-IIよりも大きい。同様の傾向は、基礎板と基礎梁が一体の他の場合についてもみられた。一方縁応力度はモーメントが小さくなった板部分は勿論、基礎梁部分においても断面のせいが大きくなった結果小さくなり、平均せん断応力度は柱表面に接するY₂断面の基礎梁にや、大きい値がみられるが、X₀とX₆位置間での差はF-IIよりも小さい。又基礎中央のX₀断面付近の板のせん断応力度は、F-IIよりも小さいが板縁のX₅~X₆断面間のせん断応力度は大きく、基礎梁のない場合に応力度が基礎中央に集中する傾向があるのに対し、基礎梁付の場合は応力度が一様化していることがわかる。

以上のように基礎梁付フーチング基礎の応力及び応力度は、基礎梁の無い場合と異なることがわかるが、更に基礎梁の位置や諸元によってどのような影響を受けるかについて検討してみると次のようになる。

A) 基礎梁の位置の影響：図3-9は、辺長5B₀、板厚4B₀/6で基礎梁の位置及び断面のみが異なる基礎梁付フーチング基礎の、基礎板と基礎梁とが接するY₁断面と、基礎板の自由辺X₆断面におけるm_y分布を示したものである。図から基礎板と基礎梁が離れているFB13'、FB14'-II、FB15'と、その他のm_y分布との間に明らかな差異がみられ、FB13'~FB15'は基礎梁の無い独立フーチング基礎F-IIとほぼ同じ分布を示すのに対し、FB11~FB17、FB-IIはむしろ2隣辺固定、他の2隣辺自由板を薄板理論で解いた結果に近似している。そしてスパン中

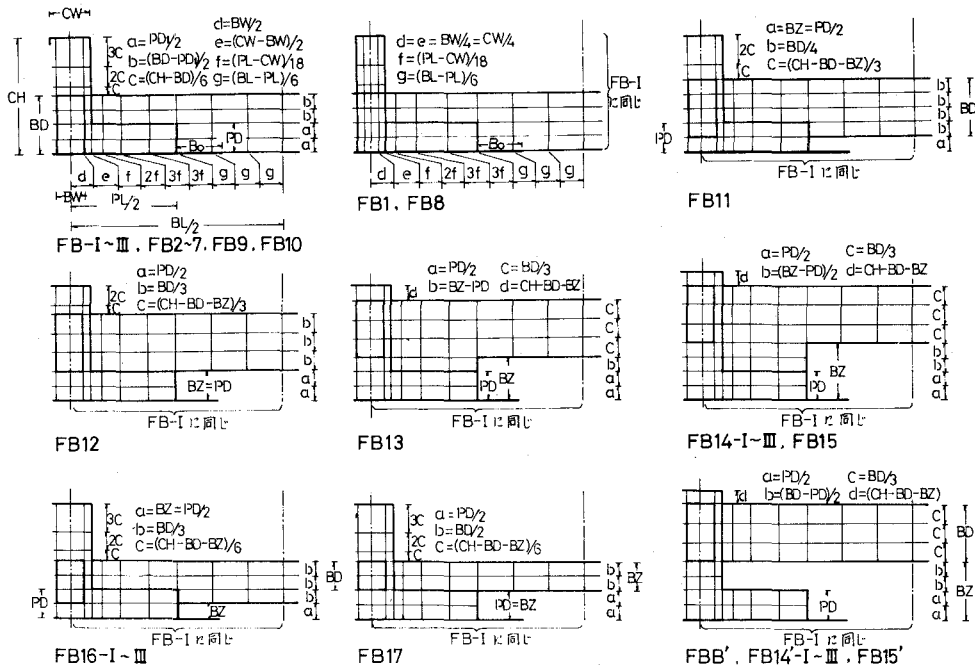


図3-7

中央の基礎梁自体の断面の如何によらず、板と基礎梁が一体になっている部分の底面からのせいが大きい程、2隣辺固定、他の2隣辺自由板の分布に近づくことがわかる。なお基礎底面とスパン中央部の基礎梁下縁間距離BZが板厚PD以下のFB11, 12, 16, 17のY₁断面に働くモーメントは、X₆位置で減少して他の場合と違った傾向を示すが、FB16, FB17についてはX₆位置以外の基礎中央部において、板と一体になった部分の基礎梁せいが同一のFB-IIに近似している事から、基礎板中央部の応力分布は板部分の基礎梁せいが同じならば、スパン中央部の基礎

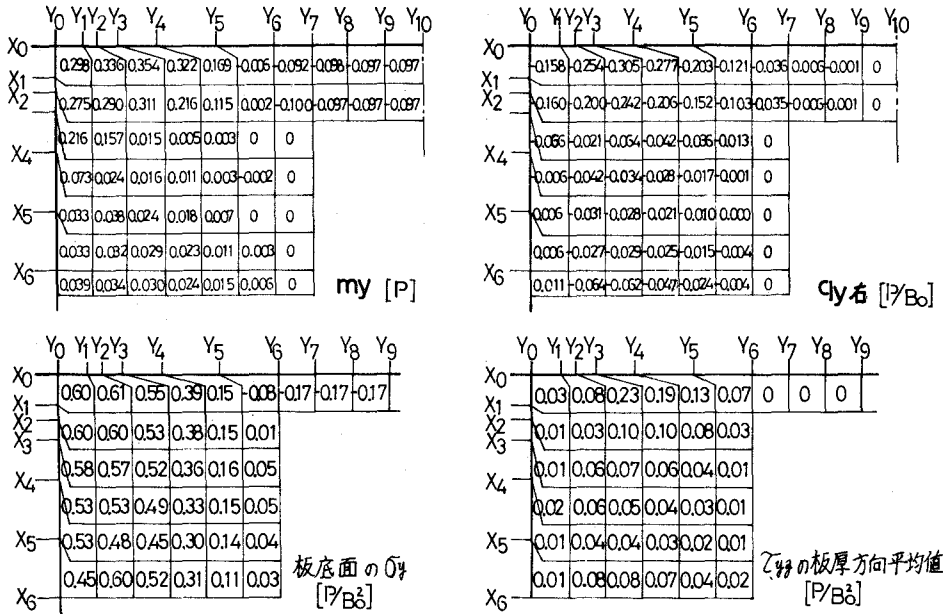


図 3 - 8

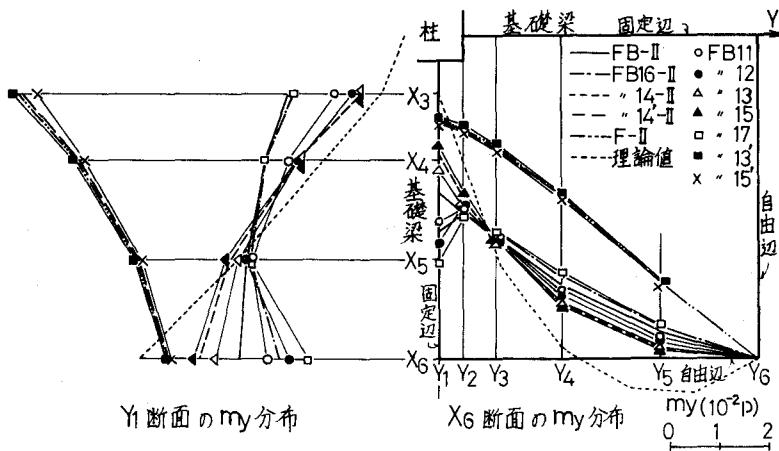


図 3 - 9

梁断面及び位置によらず、ほぼ同じになると云えよう。なおスパン中央の曲げモーメントは、板と基礎梁が一体でない場合は零、一体の場合は板部分の基礎梁断面が大きい程、そして板部分とスパン中央の基礎梁断面の差異が大きい程小さくなる傾向がみられる。

表3-7は、柱表面に接する Y_2 断面のY方向モーメントとせん断力の有効幅及び全板幅についての和、 $Y_1 \sim Y_2$ 断面間要素の底面における縁応力度の平均値、 $Y_2 \sim Y_3$ 断面間要素中央点のせん断応力度の全平均値である。また表の規準値の有効幅についての値は、学会規準式による設計用応力及び先に記したと同様にして求めた応力度、全板幅についての値は、A. C. I Code

によって求めた値、そして板縁における σ_y は、2隣辺固定、他の2隣辺自由板の自由辺と固定辺が直交する位置のモーメントと板厚について求められる断面係数 Z を用いて計算した値である。

表によると、有効幅内の σ_y mean及び τ_{yz} meanは、FB11~17についてはFB-IIと同様に学会規準値よりも小さく、FB13'~15'についてはF-IIと同様にならなっている。なおFB11~15の σ_y mean、 τ_{yz} meanは、板部分の基礎梁せいが大きくなる程小さくなり、学会規準値との差も大きくなっている。また板部分の基礎梁せいが同一のFB-II、FB 16、17の τ_{yz} meanの値は同じであり σ_y meanも余り差が無い。FB13'~15'の τ_{yz} meanはF-IIと同じになり、 σ_y meanは基礎梁と板が離れるにしたがいF-IIに近づく傾向がみられる。全板幅についても同様の傾向がみられるが、全ての σ_y meanはA. C. I. Code値の方が大きく、 τ_{yz} meanはFB15を除いてA. C. I. Code値の斜張力用の値よりも大きく、パンチング用の値よりも全てが小さい。板縁の縁応力度 σ_y の有限要素法で求めた値は、FB-IIを除き理論値よりも小さいが、FB-II~FB 17の有限要素解と理論値との差は、学会規準やA. C. I. Codeにしたがって求めた σ_y meanとの差よりも小さい。なお基礎板と基礎梁とが一体でないときも、板縁部に2隣辺固定、他の2隣辺自由板の値に近い応力度が生じているが、現行の学会規準ではこの応力度に特別な注意を払わなくてもよい事になっているので、今後何等かの配慮が必要と考える。

表3-7

記号	有効幅				全板幅				板縁
	M_y [PBo]	σ_y [P/Bo ²]	Q_y [P]	τ_{yz} [P/Bo ²]	M_y [PBo]	σ_y [P/Bo ²]	Q_y [P]	τ_{yz} [P/Bo ²]	σ_y [P/Bo ²]
FB-II	0.303	0.583	0.286	0.138	0.375	0.591	0.381	0.101	0.748
FB11	0.313	0.447	0.274	0.119	0.378	0.500	0.382	0.095	0.655
FB12	0.318	0.364	0.267	0.106	0.383	0.453	0.383	0.091	0.655
FB13	0.325	0.309	0.263	0.096	0.391	0.418	0.384	0.086	0.637
FB14 -II	0.331	0.275	0.260	0.088	0.399	0.395	0.384	0.082	0.633
FB15	0.337	0.251	0.259	0.081	0.407	0.381	0.384	0.079	0.622
FB16 -II	0.303	0.604	0.289	0.138	0.372	0.606	0.380	0.101	0.659
FB17	0.303	0.609	0.286	0.138	0.372	0.610	0.380	0.101	0.660
FB13'	0.205	1.357	0.335	0.205	0.407	1.068	0.369	0.111	0.625
FB14' -II	0.205	1.342	0.335	0.205	0.407	1.060	0.369	0.111	0.623
FB15'	0.204	1.329	0.336	0.205	0.408	1.053	0.371	0.111	0.622
F-II	0.273	1.279	0.335	0.205	0.407	1.018	0.369	0.111	0.624
規準値	0.293	1.697	0.240	0.154	0.400	1.080	0.267 0.222	0.080 0.200	0.728

全板幅の規準値 Q_y, τ_{yz} mean の上段は斜張力用下段はパンチング用

B) 柱幅, 基礎板厚及び基礎梁諸元の影響: 既にスパン中央の基礎梁断面が, 基礎梁底面が上方へ移動するに従って小さくなったFB16-II, FB17について検討したが, こゝでは柱幅, 基礎板の厚さを変えたFB1~4と共に, 基礎板と基礎梁の底面が同一平面上にあって, 基礎梁の長さ, 幅, せいの異なるFB5~10について比較する。

表3-8は, m_y と $q_{y右}$ の最大値である。FB1~4と先に検討した基礎梁の無い独立フーチング基礎のうち, 基礎梁を除いた諸元が同じF1~4と比較すると, 基礎梁付の方の最大値はいずれも大きくなったが, その増加の割合は柱幅が大きくなると m_y については小さく, $q_{y右}$ については大きくなり, 板厚が薄くなると共に大になる。又FB5~10についてみると, FB5とFB6の $q_{y右}$ が等しいことを除けば, 基礎梁の長さ及びせいが大きいとき, そして幅が狭いときに値が大きくなっている。以上のFB3, 4, 9, 10の関係から, 板厚に比し基礎梁せいが大きい場合, m_y 及び $q_{y右}$ は大きくなると云える。一方基礎梁長さが変化したFB5, 6, 基礎梁幅が異なるFB7, 8では基礎梁剛性が小さい方の値が大きい。したがって m_y 及び $q_{y右}$ に影響を与えるのは, 単に基礎板と基礎梁間の相対剛性のみで無く, 例えばスパン中央における基礎梁モーメントの大小が応力に影響を及ぼすと考えられる。

表 3-8

記号	m_y [P]	$q_{y右}$ [P/Bo]
FB1	0.444	0.406
FB2	0.292	0.251
FB3	0.370	0.315
FB4	0.320	0.293
FB5	0.317	0.305
FB6	0.367	0.305
FB7	0.428	0.350
FB8	0.401	0.262
FB9	0.287	0.285
FB10	0.384	0.315

表 3-9 単位 M_y [PBo], Q_y [P], $\sigma_y, \tau_{yz}, \tau_D, \tau_P$ [P/Bo²]

記号	有限要素法								学会規準				A. C. I. Code					
	有効幅				全板幅				M_y	σ_y	Q_y	τ_{yz}	M_y	σ_y	Q_D	τ_D	Q_P	τ_P
	M_y	σ_y	Q_y	τ_{yz}	M_y	σ_y	Q_y	τ_{yz}										
FB1	0.348	0.613	0.307	0.166	0.433	0.591	0.410	0.109	0.334	2.255	0.246	0.185	0.469	1.169	0.300	0.090	0.232	0.261
FB2	0.266	0.477	0.266	0.118	0.321	0.499	0.351	0.093	0.254	1.286	0.232	0.131	0.336	0.991	0.233	0.070	0.210	0.158
FB3	0.290	0.636	0.257	0.163	0.356	0.762	0.375	0.123	0.293	3.516	0.240	0.240	0.400	1.920	0.300	0.120	0.228	0.303
FB4	0.312	0.514	0.312	0.118	0.393	0.507	0.384	0.085	0.293	0.949	0.240	0.108	0.400	0.691	0.233	0.056	0.216	0.142
FB5	0.270	0.545	0.231	0.137	0.344	0.558	0.381	0.101	0.293	1.695	0.240	0.154	0.400	1.080	0.267	0.080	0.222	0.200
FB6	0.312	0.589	0.283	0.138	0.367	0.598	0.381	0.101	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
FB7	0.297	0.638	0.285	0.147	0.375	0.623	0.379	0.103	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
FB8	0.307	0.438	0.284	0.124	0.379	0.463	0.383	0.096	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
FB9	0.282	0.850	0.303	0.167	0.377	0.755	0.377	0.106	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
FB10	0.311	0.433	0.272	0.120	0.380	0.496	0.383	0.096	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

なお基礎梁のスパン中央断面に生じたモーメントの最大値は、表3-8の範囲ではFB5の $-9.78 [10^{-2} P B_0]$ であって、 $P=100^{ton}$ $B_0=60^m$ とすると -5.9^m の曲げモーメントが生ずることになる。

先に求めたと同様にして有限要素法による全板幅及び有効幅間のモーメント、せん断力、縁応力度、平均せん断応力度の平均値を、学会規準並びにA. C. I. Codeに従って求めた値と比較した表3-9によると、既に述べたと同様の傾向の外にFB3~10についての結果から、板に対する基礎梁の剛性が大きくなると、規準値との差が大きくなる傾向がみられる。

図3-10は、FB3~10, FB-IIの Y_1 断面における単位幅当りモーメント m_y の分布と、2隣辺固定、他の2隣辺自由板の薄板理論解とを比較したものである。図から既に述べたと同様の

傾向、すなわち基礎梁長さが違う場合を除き、基礎梁断面が同じならば板厚が小さい程、板厚が同じときは基礎梁の幅及びせいが大きい程、したがって板厚に対する基礎梁の剛性が大きい程薄板理論値に近づく傾向がある。しかし分布の位方にはなお差があり、板縁の X_6 断面における有限要素法で求めた m_y と、薄板理論値との間にはかなりの違いが認められる。たゞし板縁と基礎梁が交わる位置の基礎板底面における縁応力度 σ_y と、薄板理論で求めた m_y を全板厚について得られる断面係数 Z で割って計算した σ_y とを比較した表3-10によると、 m_y にみられるような差は無くなって比較的よく近似している。

C) 板の辺長変化の影響：図3-11は、基礎梁付のFB, FB14, 16, 14'及び基礎梁の無いF系列の辺長を $3B_0$, $5B_0$, $7B_0$ と変えたとき、柱表面に接する断面の板底面における σ_y mean 及び τ_{yz} mean がどのように変化するかを示したものである。同図の規準値のうち有効幅については学会規準、全板幅については、A. C. I. Codeにしたがって、既に求めたと同様にして計算した値である。図によると辺長が変化したときの応力度変化の傾向は、FとFB14', FBとFB16とは特に

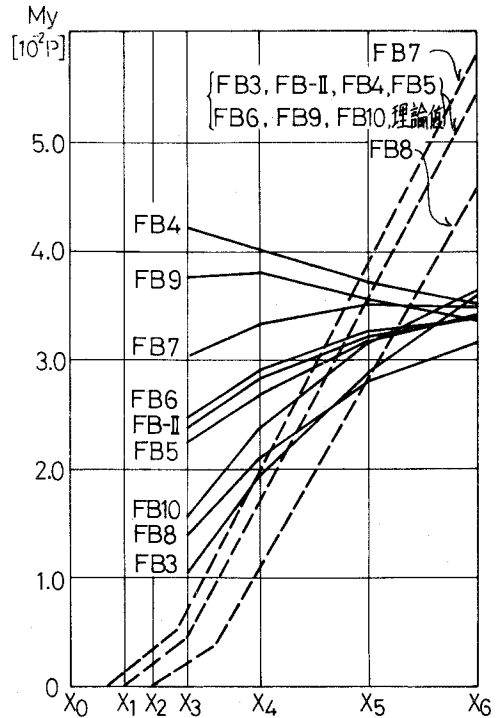


図3-10

表3-10
板縁の縁応力度 $\sigma_y [P/B_0^2]$

記号	有限要素法	薄板理論値
FB 1	0.666	0.728
FB 2	0.603	0.728
FB 3	1.167	1.294
FB 4	0.469	0.466
FB 5	0.660	0.728
FB 6	0.736	0.728
FB 7	0.694	0.784
FB 8	0.596	0.620
FB 9	0.700	0.728
FB10	0.708	0.728

全板幅間においてよく近似し、FB14はFBよりも小さい。FBとFB16とは板と一体になった部分の基礎梁せいが同じであるのに対し、FB14ではせいが大きい。したがって柱表面に接する断面の大小によって図のような差が生じたと考えられる。有効幅間については、FとFB14は全板幅についてと同程度の近似を示すが、基礎梁付の場合は近

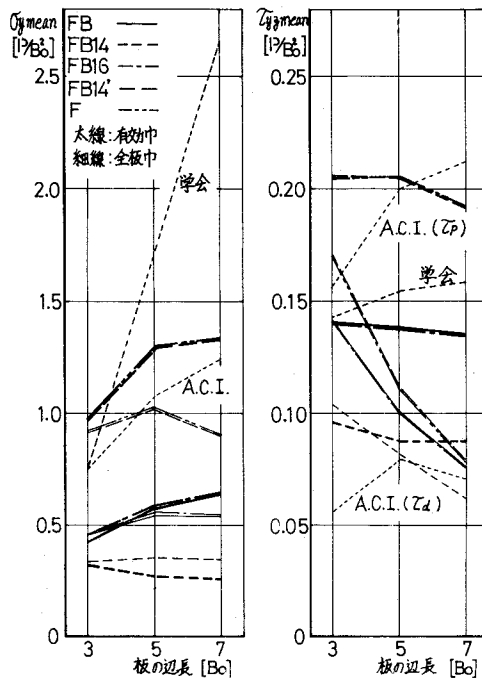


図 3-11

似度が悪くなり、スパン中央の基礎梁断面は基礎中央部の応力分布に影響を与えることがわかる。規準値と比較すると、基礎梁付フーチング基礎の $\sigma_y mean$ は、学会規準及びA. C. I. Codeによって求めた σ_y よりも小さく、辺長が大きい場合及び板と一体になっている部分の基礎梁せいが大きい程、規準値との差も大になる。 $\tau_{yz} mean$ は、基礎梁付フーチング基礎の値が有効幅についての学会規準値以下になり、辺長が大きくなるにしたがい差が大になって、辺長変化に対する平均せん断応力度の変化の傾向が違ふ。

表 3-11 は、表 3-10 と同様にして求めた基礎板と基礎梁とが直交する板縁における板底面の縁応力度であるが、板部分の基礎梁せいや板と基礎梁の結合の仕方によって、辺長の変化による縁応力度の変り方が異なり、又薄板理論値の変化の傾向とも違ふ。これは板部分の基礎梁剛性と共に、スパン中央部の基礎梁の応力及び変形が、板縁部の応力度分布に影響を及ぼすためと考えられるが、こゝで計算した範囲ではFB-I及びIIを除き、薄板理論値は有限要素法で求められた値を上まわっている。

3・4 基礎板上面に傾斜がある基礎梁付フーチング基礎

表 3-12 に示す基礎板上面に傾斜を有する基礎梁付フーチング基礎を図 3-12 の分割で解析した。

解析結果のうち標準としたFBT-IIの応力及び応力度分布の傾向について略述すると、応力

表 3-11
板縁の縁応力度[P/Bo²]

記号	有限要素法	薄板理論値
FB-I	0.750	0.586
FB-II	0.748	0.728
FB-III	0.617	0.793
FB14-I	0.404	0.586
FB14-II	0.543	0.728
FB14-III	0.553	0.793
FB16-I	0.457	0.586
FB16-II	0.590	0.728
FB16-III	0.539	0.793

は図3-6に示した基礎梁の無いFT-IIよりも大きくなるが、図3-8の基礎梁付等厚フーチング基礎FB-IIよりも小さい。また応力度については、等厚の場合にみられる基礎梁の有無による応力度の違いと同様の傾向がみられ、更にFB-IIにくらべ、板底面の縁応力度は全体的に小さくなるが平均せん断応力度は基礎中央でや、大きく、板縁部では逆に小さくなった。

基礎板上面の傾斜の勾配が増すにつれて、2隣辺固定、他の2隣辺自由板の固定辺における板の応力度分布とは異なり基礎板中央と板縁間のモーメントの差が少なくなったが、同一断面に

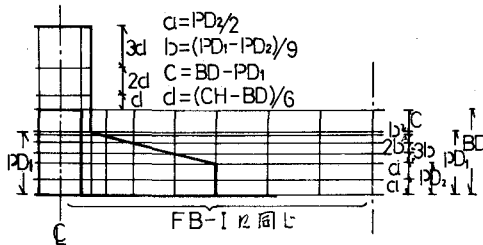


図3-12

表3-12

記号	CW	CH	PL	PD ₁	PD ₂	BL	BW	BD
FBT-I	1	8/3	3	1	2/2	10	2/3	4/3
FBT-II	"	"	5	"	"	"	"	"
FBT-III	"	"	7	1	1/2	"	"	"
FBT 1	"	"	5	5/6	0.5741	"	"	"
FBT 2	"	"	"	1	0.4815	"	"	"
FBT 3	"	"	"	7/6	0.3889	"	"	"
FBT 4	1	8/3	5	4/3	0.2963	10	2/3	4/3

表3-13

 $M_y [PBo], Q_y, Q_D, Q_P [P], \sigma_y, \tau_{yz}, \tau_D, \tau_P [P/Bo^2]$

記号	有限要素法								学会見準				A. C. I. Code					
	有効幅				全板幅				M_y	τ_y	Q_y	τ_{yz}	M_y	σ_y	Q_D	τ_D	Q_P	τ_P
	M_y	σ_y	Q_y	τ_{yz}	M_y	σ_y	Q_y	τ_{yz}										
FBT-I	0.210	0.426	0.346	0.128	0.210	0.426	0.346	0.128	0.130	0.260	0.222	0.074	0.167	0.334	—	—	0.139	0.093
FBT-II	0.366	0.512	0.327	0.105	0.391	0.518	0.380	0.089	0.293	0.586	0.240	0.080	0.400	0.480	0.200	0.053	0.210	0.120
FBT-III	0.443	0.569	0.331	0.103	0.514	0.509	0.390	0.068	0.459	0.918	0.245	0.082	0.643	0.551	0.286	0.049	0.230	0.125
FBT 1	0.333	0.552	0.305	0.120	0.381	0.533	0.381	0.096	0.293	0.949	0.240	0.108	0.400	0.691	0.233	0.064	0.216	0.152
FBT 2	0.367	0.515	0.327	0.108	0.391	0.525	0.382	0.091	"	0.586	"	0.080	"	0.480	0.200	0.054	0.210	0.121
FBT 3	0.393	0.476	0.346	0.095	0.401	0.489	0.883	0.085	"	0.387	"	0.062	"	0.353	0.167	0.047	0.203	0.100
FBT 4	0.411	0.432	0.360	0.091	0.411	0.446	0.384	0.085	"	0.270	"	0.049	"	0.270	0.133	0.041	0.196	0.085

生じた板底面の縁応力度は小さくなるだけで分布の傾向は変わらない。なお柱表面に接する断面の板厚方向平均せん断応力度の分布は、一様化の傾向を示した。

基礎板の辺長を変えた場合は、単位幅当り応力の最大値が等厚の場合と同様に辺長が増加すると共に大きくなる。ただし変化の割合はモーメントについては等厚のときよりも大きくせん断力については逆に小さい等の傾向がみられた。

表3-13は、既に記したと同様にして、学会並びにA. C. I. 規準値と比較したものである。表から板の辺長変化に伴う応力及び応力度の変化の傾向が、本報で求めた値と規準値とは違って対応していないこと、また基礎板上面の勾配が変わった場合についても、勾配が大き

なると有限要素法によって求められた応力は大きくなるのに対し、規準値は一定又は減少し、応力度も有限要素法による値が漸減するのに対して規準値は著しく小さくなる等傾向が違う。

以上弾性解析した結果について検討してきたが、地盤係数、基礎梁の有無、位置、基礎板上面の勾配等によって応力性状が変わり、規準にしたがって求めた応力或いは応力度と対応しないこと、特に基礎梁付の場合は異なることが明らかになった。

4 解析結果と実験結果との比較

4・1 概要

本節では F. E. Richart が組織的に行った実験結果と解析結果とを比較するため、先ず実験された試験体のうちから、図 4-1 の大きさ及び形状を有し、鉄筋比のみ異なる 2 種のフーチング基礎を選び、亀裂及び弾塑性性状を考慮しながら 3 次元有限要素法によって解析した。Richart の論文²⁾によると、鉄筋比の小さい 103a は鉄筋の引張降伏、鉄筋比の大きい 111a はコンクリートの斜張力破壊で耐力に達している。使用材料の力学性状として上記論文に示されている諸値は表 4-1 の通りであるが、解析に際しては以上のほかに、コンクリートの引張強度は圧縮強度の 1/10、ヤング係数は A. C. I. Code に示されている式に、表 4-1 の圧縮強度を代入して求めた値、そしてポアソン比 $\nu=1/6$ を用いた。

なお Richart の論文には、図 4-1 の柱型の高さや基礎板を支持するために用いたコイルスプリングのばね常数及び使用個数についての記述が無いので、柱型の高さは図 4-3 に示すように仮定し、基礎板は地盤係数 $C_v=10\text{kg/cm}^3$ の地盤に支持されているものとして計算した。

4・2 亀裂及び弾塑性性状を考慮した解析法

本節の解析法は、基本的には磯畑氏が発表した方法¹¹⁾¹²⁾と同じであって、亀裂の発生又は塑性化によって、弾性状態において等質等方性であった要素が直交異方性になるとするものであるが、軸対称 PCPV を例として解析した磯畑氏の論文の要素と、本節で用いた要素とは異なり、計算仮定も違うので以下に簡単に記すことにする。

先ずコンクリートと鉄筋の応力度-ひずみ度関係は、図 4-2 (a)及び(b)のように仮定した。またコンクリート要素の力学性状の判定は、要素中央点における主応力度について行い、主応力度がコンクリートの引張強度 f_t を越えると、その主応力度に直交する方向に亀裂が生じ、亀裂面に直交する垂直応力度並びに亀裂面に沿って働くせん断応力度は、その要素全体にわたって零になるとした。圧縮側についても計算の容易さを考えて、引張側と同様に圧縮側主応力度がコンクリートの圧縮強度 f_c に達すると圧縮降伏して要素全体が直交異方性体になり、更にひずみ度がコンクリートの圧縮破壊ひずみ度 ϵ_u に達すると破壊して、要素の全ての方向に対する剛性が失われて零になると仮定した。鉄筋とコンクリートの付着性状についての仮定は、実験の使用鉄筋が異形筋であったのですべりは生じないとし、鉄筋とコンクリートの要素は節点において剛に付着しているものとした。

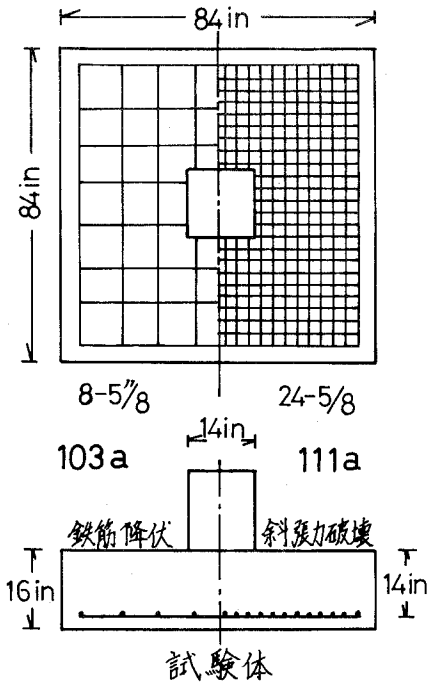


図 4-1

使用した要素は、前節で弾性解析した際に用いた要素と同じであって、コンクリートは直交6面体要素、鉄筋は線要素、地盤は板要素で分割した。分割方式は、図4-3の通りであって変位関数も既に用いてきたと同型のものを用い、通常有限要素法の手順にしたがい剛性マトリックスを導き計算した。

なお図4-1によれば、鉄筋比によって鉄筋間隔が異なるが、両試験体とも分割方式は図4-3の通りとし、実際の鉄筋間隔とは無関係に両者とも節点を結ぶ位置に鉄筋が配置されているものと仮定し、鉄筋比に応じて鉄筋の断面積を変えることにした。

こゝで等質等方性弾性体についての単位要素内任意点のX Y Z軸方向に関する応力度 $\{\sigma\}$ と、ひずみ度 $\{\epsilon\}$ 及び節点変位との関係を次の

表 4-1

モデル名		103 a	111 a
コンクリート強度 psi		3165	3010
鉄	降伏点 psi	61600	
	ヤング係数 psi	29×10^6	
筋	鉄筋比 %	0.21	0.63

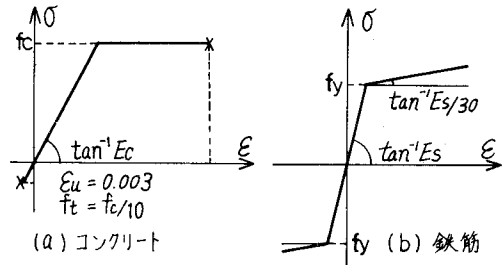


図 4-2

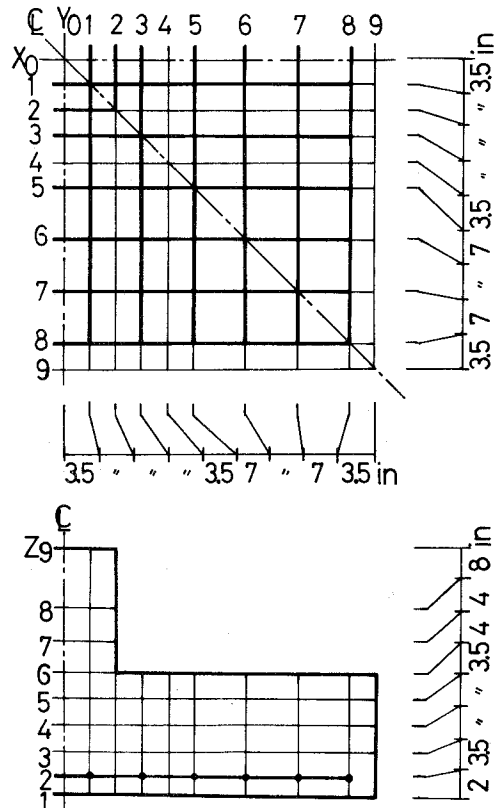


図 4-3

通りとする。

$$\{\sigma_i\} = [D] \{\epsilon_i\} = [D] [B] \{\delta_i\}$$

ただし [D] : 等質等方性弾性体についての3次元弾性係数マトリックス

[B] : $\{\epsilon_i\}$ と $\{\delta_i\}$ の関係を表わす関数マトリックス

要素中央点の応力度を $\{o\delta\}$, ひずみ度を $\{o\epsilon\}$ とすれば,

$$\{o\delta\} = [D] \{o\epsilon\}$$

故に要素中央点における主応力度 $\{o\sigma_\theta\}$ は, 変換マトリックス [T] を用いて次のように求められる。

$$\{o\sigma_\theta\} = [T] \{o\sigma\}$$

一方要素中央点の主応力度と同一方向の要素内任意点の応力度を $\{\sigma_\theta\}$ とすれば,

$$\{\sigma_\theta\} = [T] \{\sigma\}$$

以上の2式から要素中央点及び任意点の主応力度方向有効ひずみ度を求めると次のようになる。

$$\{o\epsilon_\theta\} = [D]^{-1} \{o\sigma_\theta\}, \quad \{\epsilon_\theta\} = [D]^{-1} \{\sigma_\theta\}$$

求められた $\{o\sigma_\theta\}$ の一部又は全部が, 仮定した引張又は圧縮強度に達するか, 又は越えたとすると, 先に記した仮定にしたがい直交異方性要素に変って, 要素中央点の主応力度は次の $\{o\sigma_\theta\}$ に変る。

$$\{o\sigma_\theta'\} = [D'] \{o\epsilon_\theta\}$$

$$[D'] = \frac{1}{A} \begin{pmatrix} (1 - \nu_{23} \nu_{32}) \cdot E_1 & (\nu_{21} + \nu_{23} \nu_{31}) \cdot E_1 & (\nu_{31} + \nu_{32} \nu_{21}) \cdot E_1 & 0 & 0 & 0 \\ (\nu_{12} + \nu_{13} \nu_{32}) \cdot E_2 & (1 - \nu_{31} \nu_{13}) \cdot E_2 & (\nu_{32} + \nu_{31} \nu_{12}) \cdot E_2 & 0 & 0 & 0 \\ (\nu_{13} + \nu_{12} \nu_{23}) \cdot E_3 & (\nu_{23} + \nu_{21} \nu_{13}) \cdot E_3 & (1 - \nu_{12} \nu_{21}) \cdot E_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & A \cdot G_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & A \cdot G_{31} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & A \cdot G_{31} \end{pmatrix}$$

$$A = 1 - \nu_{12} \nu_{21} - \nu_{23} \nu_{32} - \nu_{31} \nu_{13} - \nu_{12} \nu_{23} \nu_{31} - \nu_{21} \nu_{32} \nu_{13}$$

E_i : 主応力度 σ_i 方向のヤング係数

ν_{ij} : 主応力度 σ_i による i 軸と j 軸方向ひずみ度間のポアソン比

磯畑氏は, $\nu_{ij} = \nu \sqrt{E_i/E_j}$, $G_{ij} = \sqrt{E_i E_j} / \{2(1 + \sqrt{\nu_{ij} \nu_{ji}})\}$ とおいて式を展開している。この関係を代入すると [D'] は次のようになる。 とおいて

$$\begin{pmatrix} (1 - \nu^2) \cdot E_1 & \nu(1 + \nu) \cdot \sqrt{E_1 E_2} & \nu(1 + \nu) \cdot \sqrt{E_1 E_3} & 0 & 0 & 0 \\ \nu(1 + \nu) \cdot \sqrt{E_1 E_2} & (1 - \nu^2) \cdot E_2 & \nu(1 + \nu) \cdot \sqrt{E_2 E_3} & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$[D'] = \frac{1}{A} \begin{bmatrix} \nu(1+\nu)\sqrt{E_1E_3} & \nu(1+\nu)\sqrt{E_2E_3} & (1-\nu^2)E_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{A\sqrt{E_1E_2}}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{A\sqrt{E_2E_3}}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{A\sqrt{E_3E_1}}{2(1+\nu)} \end{bmatrix}$$

$$A = (1+\nu)^2(1-2\nu)$$

亀裂が生じた場合は、仮定に応じて E_1, E_2, E_3 を次のように置く。

亀裂が1方向に生じた場合： $E_1 = 0, E_2 = E_3 = E$

亀裂が2方向に生じた場合： $E_1 = E_2 = 0, E_3 = E$

亀裂が3方向に生じた場合： $E_1 = E_2 = E_3 = 0$

また圧縮降伏した場合は、例えば $|\sigma_3| > |fc| > |\sigma_1, \sigma_2|$ とすると、

$$fc = \nu(1+\nu)\sqrt{EE_3} \times \sigma_{\epsilon_1} + \nu(1+\nu)\sqrt{EE_3} \times \sigma_{\epsilon_2} + (1-\nu^2)E_3 \times \sigma_{\epsilon_3}$$

を解いて E_3 を求める。ただし $\sigma_{\epsilon_1}, \sigma_{\epsilon_2}, \sigma_{\epsilon_3}$ は要素中央点の主応力度方向有効ひずみ度、 E は弾性状態におけるヤング係数である。以上で主応力度方向の E_i が求めれば $[D']$ が定まるので、直交異方性体になった要素内任意点の応力度 $\{\sigma'_\theta\}$ は次のように求められる。

$$\{\sigma'_\theta\} = [D'] \{\epsilon_\theta\} = [D'] [D]^{-1} \{\sigma_\theta\} = ([I] - [I']) \{\sigma_\theta\}$$

ただし $[I'] = [I] - [D'] [D]^{-1}$, $[I]$: 6×6 の単位マトリックス

故に直交異方性要素内の任意点における XYZ 軸方向に関する応力度 $\{\sigma'\}$ は、下式で求められるようになる。

$$\begin{aligned} \{\sigma'\} &= [T]^{-1} \{\sigma'_\theta\} = [T]^{-1} ([I] - [I']) [T] \{\sigma\} \\ &= [T]^{-1} ([I] - [I']) [T] [D] [B] \{\delta_i\} \end{aligned}$$

したがって、直交異方性要素の節点力は、

$$\begin{aligned} \{F_i\} &= \int_V [B]^T [D] [B] dv \{\delta_i\} - \int_V [B]^T [T]^{-1} [I'] [T] [D] [B] dv \{\delta_i\} \\ &= [K] \{\delta_i\} - [\Delta K] \{\delta_i\} = [K'] \{\delta_i\} \end{aligned}$$

$[K]$ は等質等方性要素の剛性マトリックスに等しい。

数値計算については、若干の検討を行い、その結果として計算機使用時間の制約によって一連の連続計算を数回繰り返す必要があったので、あらかじめ継続計算を開始する度ごとに $[K']$ を求め直し、一定時間内の連続した計算中は、 $[K] \cdot \{\delta_i\} = \{F_i\} + [\Delta K] \{\delta_i\} = \{F'_i\}$ とおいてくり返し計算することにした。なおくり返し計算は、要素内各応力度の変動が、 1 kg/cm^2 以下になったときに収束したとみなすこととした。

4・3 弾塑性解析結果及び考察

図4-4は、柱表面に接する断面に直交する鉄筋のひずみ度について、実験値と解析値とを比較したものである。実験は夫々a, b 2体の試験体について行われ、更に基礎中央の軸を中心に対称位置においてひずみ度が計測されているが、図にはそれらの全てを中央軸と板縁間に記し、平均値もa, b及び左右の合計4個の値を算術平均して求めた。

図によると、亀裂発生前の荷重 100 kips の場合を除き、実験値は a, b 2体の試験体については勿論、同一の試験体でも左右の値が異なる。また実験値の平均と解析値とを比較すると、亀裂発生前の荷重では比較的近似しているが、亀裂発生後は対応していない。この原因は、鉄筋の応力に大きな影響を与える亀裂の発生位置が、実験では一定していないためと考える。このため柱表面に接する断面内の全鉄筋ひずみ度の平均値について実験値と解析値とを比較することにした結果、得られたのが図4-5である。図から亀裂発生前の解析値と実験値は非常に

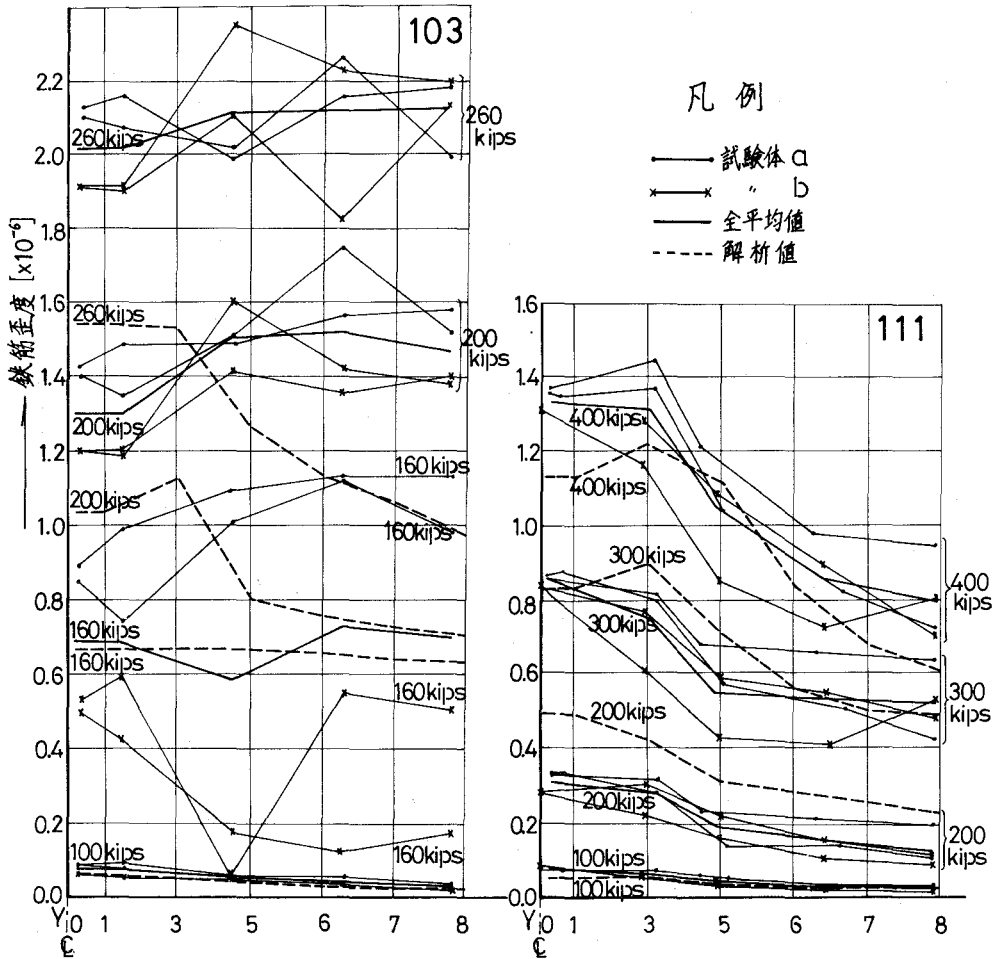


図4-4

良く近似すること、また亀裂発生後においては、鉄筋比の大きい 111a の荷重 P と平均ひずみ度 $\bar{\epsilon}$ の関係は比較的近似しているが、鉄筋比の小さい 103a の実験と解析の $P-\bar{\epsilon}$ 関係は、荷重が大きくなるにしたがい一致しなくなる等の傾向がみられる。これに対し、モーメントと $\bar{\epsilon}$ の関係を解析結果について求めたところ、図 4-5 に点線で示したようになって、103a については $P-\bar{\epsilon}$ 関係よりも実験値に近似するようになり、111a についても終局状態で実験値に近づく傾向を示した。実験値のモーメントは、基礎底面に地反力が均等分布していると仮定して求めた値なので、実験の $M-\bar{\epsilon}$ 関係も図とは若干変わる可能性もあるが、同様にしてモーメントを求め、 $\bar{\epsilon} = M / A_s \cdot j$ (A_s : 鉄筋全断面積, $j = 7d/8$, d : 有効せい) によって $\bar{\epsilon}$ を求めた結果、 $P-\bar{\epsilon}$ 関係は耐力付近で良く近似することが明らか

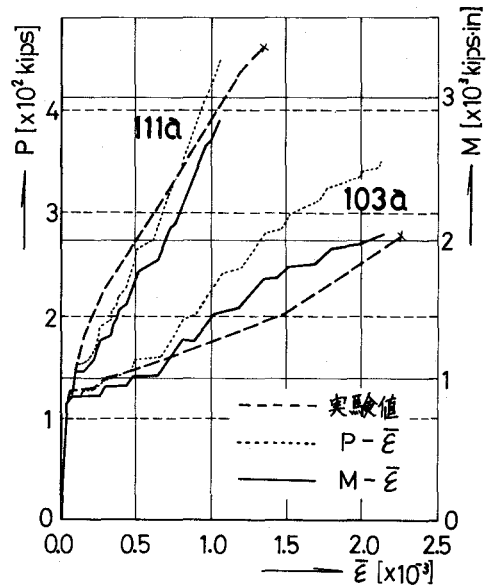


図 4-5

かにされていることから、モーメントの変化は少いと思われる。

なお耐力付近に達すると鉄筋ひずみ度の解析値が増大し難くなり、また図 4-5 によると 103a の最終計算荷重が実験で得られた耐力以上に達し、モーメントも耐力時のモーメントにほぼ等しいにも拘わらず、計算値の収束状況からみて更に荷重及びモーメントの増大が予想された。このため本報では計算を途中で打ち切ることにしたが、この原因として亀裂が圧縮側の 1 要素だけを残す状態まで進展すると、その要素内には圧縮と引張の応力度の両方が生じるために、要素中央点の応力度は比較的小さくなる。したがって要素中央点の応力度で要素の力学性状を判定する限り亀裂の進展は止まり、鉄筋の引張降伏そしてコンクリートの圧縮破壊に達し難くなって、耐力が実験結果よりも大きくなると思われる。故に耐力付近における諸性状を詳細に検討したい場合は、圧縮側の分割を更に細かくする必要がある。

亀裂については、Richart の論文には記述が無いので、Talbot の論文¹⁾に示されている同種の基礎板についての亀裂分布とくらべたが、2 次的に鉄筋コンクリート部材を解析した場合¹³⁾と同様に、多数の亀裂が広い範囲に生じると計算された。このため 1 要素には同一方向に亀裂は一本しか生じないものとして、要素中央における等質等方性弾性体としてのひずみ度 $\{\sigma_{\theta\theta}\}$ と、亀裂に直交する方向の応力度が零であるとして求められる直交異方性体としてのひずみ度 $\{\sigma_{\theta\theta}\} = [D]^{-1} \{\sigma_{\theta\theta}'\}$ との差が、亀裂による見かけのひずみ度であるとして亀裂幅を略算し、幅 0.1 mm 以下の亀裂は視認出来ないものとして整理した結果、やや実験の傾向に近づいた

が、此の点については今後更に検討する余地があることが認められた。

変形については論文に記述が無いので比較し得なかった。

以上より亀裂や部分的な応力度分布については、本解析値は十分な結果を与えていないが、全板幅について平均した鉄筋ひずみ度或いは断面に働いているモーメントやせん断力等の分布については十分な結果が得られたものとする。

表4-2は、柱表面に接する断面全体に働くモーメントとせん断力の弾性及び弾塑性計算値である。なお()内の値は弾性解と弾塑性解との比であるが、亀裂発生に伴う板剛性の低下により地反力分布が変化したために、鉄筋比の少い103aのモーメントは、荷重350 kipsにおいて約20%減少している。ただしせん断力の変化は余り大きくなく、又鉄筋比の多い111aについてはモーメントの変化も比較的小さい。図4-6は柱表面に接する断面内に働く単位幅当りのモーメント m_y とせん断力 q_y の分布を、荷重200 kipsにおいて比較したものであるが、弾性解と弾塑性解の応力分布は全体として非常に良く近似した傾向を示している。

本節で行った弾塑性解析は、現在のところ多くの労力と時間、そして経費を必要とするので、種々のフーチング基礎を解析することは極めて困難であるが、以上の結果から弾性解析結果を参照しながら検討を進めても、フーチング基礎の全般的性状を大きな誤りを犯さないで把握することが出来ると考える。なお、より容易な材料力学的仮定によって応力を求めることについては、既に前節で行った規準値との比較から適切な結果が得られ難いことが明らかになっており、特に実験において柱周辺に生ずることが明らかにされている斜張力破壊に対しては、せん断力分布の傾向が重要になるが、図4-6にみられるような柱周辺におけるせん断力の集中は、材料力学によっては得られないので、弾性解析結果について検討した方が、材料力学解によるよりも妥当な結果が得られるものとする。

4・4 弾性解析値と実験結果との比較

前項の考察に基づき弾性解析結果と実験結果とを比較し、特に弾性解析で得られた結果をどのように設計に結びつけるかについて検討する。このためRichartが実験したシリーズのうち正方形独立フーチング基礎に関する4シリーズの各試験体について得られた耐力 P_{test} と、弾性解析結果から逆算した荷重 P_{calc} とを比較すると表4-3及び4のようになった。

表4-3の計算荷重 P_{calc} は、学会並びにA. C. I.規準及び本論の

表4-2

荷 重 [kips]	モーメント [kips-in]				せん断力 [kips]			
	103 a		111 a		103 a		111 a	
	弾 性	弾塑性	弾 性	弾塑性	弾 性	弾塑性	弾 性	弾塑性
100	709.7	709.7 (1.00)	709.9	709.9 (1.00)	39.2	39.2 (1.00)	39.2	39.2 (1.00)
200	1419.4	1263.8 (0.89)	1419.8	1395.7 (0.92)	78.4	74.8 (0.95)	78.4	77.0 (0.98)
350	2484.0	2032.7 (0.82)	2484.7	2436.7 (0.93)	137.2	127.0 (0.95)	137.2	132.8 (0.97)
450			3194.6	2927.0 (0.92)			176.4	170.3 (0.97)

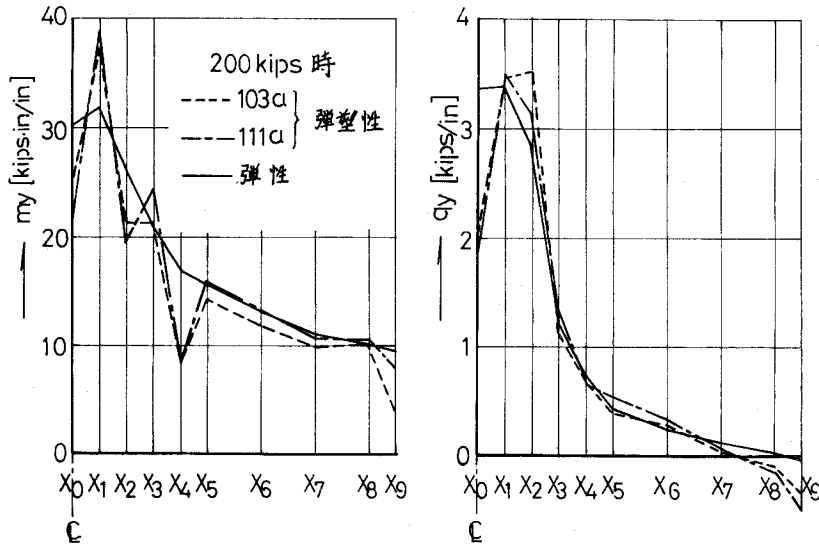


図 4 - 6

弾性計算結果から得られるモーメントが、 $A_s \cdot f_y \cdot j$ (A_s : 全鉄筋断面積, f_y : 降伏点応力度) に等しくなるときの荷重であって、弾性解析値の (i) ~ (iv) は夫々次によってモーメントを算出した場合である。

- (i) Y_2 断面全板幅間に働いている基礎板底面に対するモーメント
- (ii) $Y_1 \sim Y_2$ 断面間要素の板底面における縁引張応力度 σ_y の全板幅についての平均値に、全板幅及び全板厚から求められる断面係数 Z を乗じて求めたモーメント
- (iii) $Y_2 \sim Y_3$ 断面間要素の板底面における σ_y の平均値について、上と同様にして求めたモーメント
- (iv) 上記 (ii) 及び (iii) の値を用い、直線補間によって求めた Y_2 断面のモーメント。

また学会規準の全板幅の欄は、規準式によって求められるモーメントが有効幅内に働き、有効幅外には有効幅内のモーメントの $\frac{1}{2}$ のモーメントが働くとしたときの値である。

一方表 4-4 の弾性解析値 (v) ~ (viii) は、次によって得られるせん断力が、大野・荒川式で求められる終局せん断強度 τ_u に b 及び j ($b = \text{柱幅} + 2 \times d$) を乗じた値に等しくなるときの荷重である。

- (v) $Y_2 \sim Y_3$ 断面間の幅 b 内の要素中央点のせん断応力度の平均値 $\tau_{yz \text{ mean}}$ に、板の断面積 $A = b \times D$ (D : 全板厚) を乗じた値、ただし τ_u を $M/Qd = 1$ として求めた場合。
- (vi) Y_4 断面の幅 b 内のせん断力、ただし τ_u を $M/Qd = (PL - Bo)/4d$ (PL : 基礎板の辺長, Bo : 柱幅) として求めた場合

表 4-3 鉄筋が引張降伏した場合

試験体 No.	鉄筋 降伏点 [$\times 10^3$ psi]	鉄筋 断面積 [in ²]	実験値 Ptest [kips]	計 算 荷 重 Pcalc [kips]						
				弾 性 解 析 値				学 会 規 準		A.C.I. 規 準
				(i)	(ii)	(iii)	(iv)	有効幅	全板幅	
101 a	76.9	2.31	380	307	318	362	339	413	276	298
" b	76.9	2.31	370	307	318	362	339	413	276	298
102 a	60.9	2.36	320	248	257	293	274	334	223	241
" b	82.9	2.36	340	338	350	398	378	455	303	329
103 a	61.6	2.47	340	263	272	310	290	354	236	256
" b	61.6	2.47	363	263	272	310	290	354	236	256
104 a	74.0	3.11	400	397	412	469	439	535	357	387
" b	74.0	3.11	360	397	412	469	439	535	357	387
105 a	66.8	4.62	524	553	552	629	588	718	479	518
106 a	69.5	4.53	525	543	563	642	600	732	488	529
" b	69.8	4.53	474	546	566	645	603	736	490	531
107 a	55.8	4.63	474	446	462	527	493	601	401	434
108 a	52.7	4.45	475	405	420	478	447	546	364	394
" b	52.7	4.45	450	405	420	478	447	546	364	394
シリーズ1	Ptest/Pcalc 平均値			1.107	1.068	0.938	1.001	0.822	1.202	1.137
	標準偏差			0.153	0.149	0.130	0.140	0.199	0.293	0.158

表 4-4 斜張力破壊した場合

試験体 No.	コンク リート 強 度 [psi]	鉄筋比 [%]	実験値 Ptest [kips]	計 算 荷 重 Pcalc [kips]					
				弾 性 解 析 値				学 会 規 準	実験式*
				(v)	(vi)	(vii)	(viii)	せん断	
105 b	2390	0.393	404	378	413	387	415	506	407
107 b	3410	0.395	475	455	498	466	500	722	469
109 a	2965	0.561	538	458	501	469	503	628	534
" b	3080	0.561	460	468	512	479	514	652	545
110 a	3210	0.561	500	478	523	490	526	680	541
" b	2700	0.561	520	436	477	447	479	572	496
111 a	3010	0.632	480	474	519	486	521	637	520
" b	3400	0.632	573	508	556	520	558	720	554
112 a	3470	0.748	480	535	585	548	558	735	634
" b	2815	0.748	520	477	522	488	524	596	567
109Ra	4070	0.561	575	550	601	563	604	862	598
" b	4180	0.561	550	559	611	572	614	885	606
110Ra	3160	0.561	508	474	519	486	521	669	547
" b	3500	0.561	593	503	550	515	552	741	577
シリーズ1 (14体)	Ptest/Pcalc 平均値			1.058	0.967	1.033	0.963	0.751	0.941
	標準偏差			0.088	0.080	0.085	0.080	0.087	0.077
シリーズ2 (36体)	Ptest/Pcalc 平均値			0.987	1.082	1.007	1.007	0.842	1.007
	標準偏差			0.099	0.135	0.093	0.092	0.139	0.086
シリーズ3 (34体)	Ptest/Pcalc 平均値			1.043	0.951	1.018	0.949	0.653	0.996
	標準偏差			0.101	0.093	0.099	0.092	0.079	0.083

* Hognestad の式

(vii) Y_2 断面の幅 b 内のせん断力, たゞし τ_u を $M/Qd = (b \text{ 内最大モーメント}) / (b \text{ 内最大せん断力}) \times d$ として求めた場合

(viii) (v) と同様にしてせん断力を求め, $M = (b \text{ 内 } \sigma_y \text{ の平均値} \times Z)$ の最大値, $Q = (b \text{ 内 } \tau_{yz \text{ mean}} \times A)$ の最大値について M/Qd を求め τ_u を算出した場合

また学会規準は, 規準式で求められるせん断力が, $f_s \cdot b \cdot j$ (f_s : 学会規準の長期許容せん断応力度の3倍)に等しくなる時の荷重, Hognestadt の欄は, Richart の実験について考察した文献⁸⁾に記載されている計算荷重 P_{calc} である。更に表 4-3 の下の欄及び表 4-4 の下の欄のうちのシリーズ 1 は, 夫々その上の欄に記入されている P_{test} と P_{calc} の比の平均と標準偏差値である。表 4-4 の下のその他の欄も同様にして他のシリーズについて求めた結果である。なお弾性解析値は, その他の条件についても求めたがそれらのうちで比較的实验値に良く一致し, しかも検討する断面の位置等の点で学会規準又は A. C. I. Code と多小とも関連があるもの、みを掲げたものである。

表において平均値が 1 以上の場合には安全側の誤差を生じていることになるが, 表 4-3 より学会規準で求めたモーメントによって全板幅断面の鉄筋量を決めようとする危険側になり, 有効幅内鉄筋量を規準に従って決め, 有効幅外にその 1/2 を配筋すると安全側に大きな誤差が生じ, A. C. I. Code による方が実験値により近似していることがわかる。また本論の弾性解析値のうちでは (iv) によって求めた結果が実験値に良く一致した。既に検討した結果から弾性解析結果に誤差が含まれていること, そして弾性解析結果と弾塑性解析結果との間にも差があることから, 実験値との差が小さ過ぎる嫌いがあるが (iv) に基づいて設計用モーメントを求めてよいと考える。

一方表 4-4 によると, 現行の A. C. I. Code のせん断に関する規定の基礎となっている Hognestadt の論文の値が最も良く実験値に近似し, 学会規準によって求めたせん断力は過小である。弾性解析値のうちでは (viii) の条件で求めた結果が, Hognestadt と同程度の近似度を示している。たゞし (viii) の場合はモーメントを板の諸元に応じて計算し, M/Qd を求め直す必要があるのでは実用的にはや、面倒である。このため実験値に対する近似度はや、悪いが誤差が全般的に安全側であることから, せん断力の求め方が (viii) と同じで $M/Qd = 1$ とした (v) によっても良いのではないかと考える。

5 むすび

以上で考察した結果をとりまとめると次のようになる。先ず 4 節より,

- (1) 本報の亀裂及び弾塑性々状を考慮して解析した結果は, 亀裂分布や局部の応力度分布については今後検討しなければならない点が多いが, 鉄筋の平均ひずみ等の全体的な性状を良く表していると思われる。
- (2) 亀裂及び弾塑性々状を考慮して解析した結果と弾性解析結果との比較によると, 亀裂の

発生等による応力分布の変化は基礎板の諸元や地盤剛性の変化による弾性計算値の変化よりも少いので、弾性解析値をもって亀裂及び弾塑性々状を考慮した解析結果の代りとして用いることが出来る。

(3) 耐力について実験結果と比較した結果によると、現行の日本建築学会基礎構造計算規準によって求めた値は最も実験結果に一致せず、A. C. I. Codeにしたがって求めた結果の方がより近似する。また弾性解析結果に基づいて逆算した最大荷重と実験の耐力は、A. C. I. Codeと同程度又はそれ以上の近似を示す。

一方3節の結果によると、

(4) 4節の結果は鉄筋比を除く他の諸元が同一の独立フーチング基礎についてであるが、学会規準及びA. C. I. Codeによって求めた応力及び応力度と、4節において検討したと同一の応力及び応力度について板の辺長、板厚そして地盤剛性を変えて得られた弾性解析結果とを比較した結果、それらの変化に伴う応力及び応力度の変化の傾向が違ったが、弾性解析結果はA. C. I. Codeの結果の方により近似した。

(5) 基礎梁付フーチング基礎の場合、基礎梁と基礎板が分離しているときは独立フーチング基礎と同じ性状を示す。基礎梁と基礎板とが一体の場合の応力度は全般的に均一化する傾向を示し、板の応力は2隣辺固定、他の2隣辺自由板の応力状態に近づく。

(6) 板の応力は、基礎板と一体の基礎梁剛性に支配される。

(7) 基礎梁付フーチング基礎の応力及び応力度は、学会規準及びA. C. I. Codeによって求めた値よりも小さい。

(8) 基礎板上面に傾斜がある場合は、等厚の場合よりも応力は基礎板中央部で大になるが応力度は小さくなる。

以上より現行の日本建築学会の規準は、少くともA. C. I. Codeに準じた方式に改訂する必要があり、更に4節の考察にもとづき、本報の弾性解析値から求められる設計用モーメント及びせん断力を用いた設計法による方がより妥当な結果が得られると考える。なお上記の設計用応力略算法についても検討したが、紙数の関係で割愛する。

終りに本論文は、伊藤博夫、張民榮両氏の北海道大学修士論文、土屋勉、佐藤勝次両氏の室蘭工業大学修士論文、松川文博氏の室蘭工業大学卒業論文に依るところが多い。また本論文の作成に当り、本研究室の助手佐々木秀明氏、事務官富士川富士子氏並びに大学院学生松原浩司氏の御助力を得た。記して心からの感謝に代える次第です。

(昭和51年5月22日受理)

参 考 文 献

- 1) N. Talbot, "Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings", Univ. Illinois's Engineering Experiment Station, Mar., 1913.
- 2) F. E. Richart, "Reinforced Concrete Wall and Column Footings", Part 1, Journal of A. C. I., Oct., 1948.
- 3) 同上. Part 2, Journal of A. C. I., Nov., 1948.
- 4) 坪井善勝 "鉄筋コンクリート厚板せん断耐力に関する実験の概要" 学会論文報告集 第65号, 1961.
- 5) F. Kögler und A. Scheidig, "Baugrund und Bauwerk", Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1948. (大崎順彦 "基礎構造" コロナ社, 1968による)
- 6) 能町純雄 "弾性基礎にある4辺, 4隅自由な矩形板の曲げについて" 土木学会論文集 第32号, 1956, 3.
- 7) G. Meyerhof and K. S. Subba Rao, "Collapse Load of Reinforced Concrete Footings", Journal of A. S. C. E., Structural Division, May, 1974.
- 8) E. Hognestadt, "Shearing Strength of Reinforced Concrete Column Footings", Journal of A. C. I., Nov., 1953.
- 9) 赤井浩一 "土質力学" 朝倉土木工学講座
- 10) 伊藤博夫, 小幡 守 "長方形独立基礎板の応力と変形について" 学会大会学術講演梗概集, 1971, 10.
- 11) 磯畑 脩 "有限要素法によるコンクリート構造物の2次元弾塑性解析" 学会論文報告集, No. 189, 1971, 11.
- 12) 磯畑 脩 "有限要素法による3次元コンクリート構造物の弾塑性解析" 学会論文報告集, No. 211, 1973, 9.
- 13) 大野和男, 小幡 守, 大築和夫 "有限要素法による鉄筋コンクリート梁の弾塑性解析結果に及ぼす計算仮定及び分割方式の影響" 複合材料シンポジウム論文集, 1975, 6.