

アスファルト固化処理施設躯体の耐力評価

(核燃料サイクル開発機構 契約業務報告書)

1998年11月

鹿島建設株式会社

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせ
してください。

〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松4番地49
核燃料サイクル開発機構
技術展開部 技術協力課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:
Technical Cooperation Section,
Technology Management Division,
Japan Nuclear Cycle Development Institute
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1194,
Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)
1998

アスファルト固化処理施設躯体の耐力評価

山田 登志郎^{*1}、森川 博司^{*2}、石田 雅利^{*2}
瀬戸 裕^{*2}、山本 佳史^{*2}、澤本 佳和^{*1}

要 旨

本報告書は、平成9年3月11日に発生したアスファルト固化施設の火災・爆発事故に対して、当該施設で生じた爆発威力の推定に関し必要となる当該施設の主要な構造壁（床）の静的降伏及び終局耐力の評価を目的としたものである。

鉄筋コンクリート床板の降伏及び終局耐力を評価する際には、簡易手法による評価と有限要素法（FEM）による評価が考えられる。

簡易手法により降伏耐力を評価する場合には、基礎微分方程式による解法が比較的有効とされている。また、終局耐力については床板内に生じる扁平アーチ状の圧縮膜作用（アーチアクション）を何らかの形で取り入れる降伏線理論で評価することを試みる。

ただし、複雑な境界条件を持つ床板に対しては簡易手法の適用が困難であることや、異なった解析法での同一床板のクロスチェックを行うことは、解析法の妥当性の検証に有効であることから、一部の床板については、FEMによる評価も実施した。

その結果、既往の実験及びアスファルト固化施設の一部の構造壁（床）の耐力評価について、簡易手法とFEMによるクロスチェックを行うことにより、両手法の妥当性及び簡易手法の適用範囲を検証した。特に既往の実験の耐力評価では、簡易手法による終局耐力の評価では実験結果を30%の誤差範囲内で、またFEMでは15%程度高い値で評価できることが分かった。以上よりFEM以外にも、壁の形状が簡単なものについては、アーチアクション等の効果を取り入れることにより簡易手法により壁の耐力評価がある程度行えることが分かった。

本報告書は、鹿島建設株式会社が動力炉・核燃料開発事業団の契約により実施した業務の成果である。

契約番号 : 09C8134

事業団担当部課室：アスファルト固化処理施設 火災・爆発事故原因究明・再発防止対策班

*1：鹿島建設株式会社 技術研究所 第三研究部 第3研究室

*2：鹿島建設株式会社 情報システム部 開発課 建築解析Gr.

EVALUATION ON STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE SLABS
IN BITUMINIZATION DEMONSTRATION FACILITY

Toshiroh YAMADA^{*1}, Hiroshi MORIKAWA^{*2}, Masatoshi ISHIDA^{*2},
Yutaka SETO^{*2}, Yoshifumi YAMAMOTO^{*2}, and Yoshikazu SAWAMOTO^{*1}

Abstract

On the 11st of March 1997, a fire and explosion occurred in a Bituminization Demonstration Facility. It subsequently became necessary to estimate the explosive force of this event. To this end, this report evaluates the static yield and ultimate strength of the main structural walls and floors of this facility.

A simple method and a Finite Element Method (FEM) were considered to evaluate the yield and ultimate strength of reinforced concrete (RC) slabs. Using the simple method, the yield strength can be estimated effectively by solution of fundamental differential equations. The ultimate strength of RC slabs is tried to estimate using a modified yield line theory which is taken an arch effect created within RC slabs into account. However, this method is difficult to apply to slabs with complicated boundary conditions. In this case, FEM is necessary. The validity of the simple method is verified by analyzing some slabs using both methods and comparing the results.

Previous experimental results and some RC slabs in the Asphalt Bituminization Facility were evaluated on the basis of yield and ultimate strength using both methods, and the validity of both methods were verified. Especially, in simulating previous experiments, the error in the estimated values of the ultimate strength using simple method to experimental values were within 30%. The estimated values of the ultimate strength using the FEM were 15% larger than the experimental values. As a result, the simple method taking arch effect into account was verified to some extent.

Work performed by kajima Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel
Development Corporation

PNC Liaison : Investigation Group for Bituminization Demonstration Facility Incident

*1 : Kajima Technical Research Institute

*2 : Information Processing Center

目 次

1. はじめに	1
2. 解析対象部材	2
3. 簡易手法による鉄筋コンクリート壁（床）の降伏・終局耐力評価	6
3.1 概要	6
3.2 耐力評価の手順	7
3.3 簡易手法の妥当性の検証	14
3.4 降伏・終局耐力の評価結果	22
4. 有限要素法（FEM）による鉄筋コンクリート壁（床）の解析	24
4.1 概要	24
4.2 解析手法	24
4.3 モデル化の方針	24
4.4 コンクリート及び鉄筋の物性	24
4.5 初期降伏及び終局状態の定義	24
4.6 解析対象	25
4.7 解析結果	25
5. 簡易手法とFEM解析結果との比較	38
6. 被害レベルの概略推定	39
7. まとめ	43
7.1 簡易手法の特徴	43
7.2 既往実験の耐力評価	43
7.3 アスファルト固化施設の一部の構造壁（床）の耐力評価	43
7.4 被害レベルの概略推定	44
参考文献	45
付録-1 降伏耐力評価のための予備検討	46
付録-2 終局耐力評価のための予備検討	49
付録-3 鉄筋コンクリート壁の寸法・配筋状況	51
付録-4 FEM解析コードの概要	61
付録-5 FEM解析結果（変形図・破壊状況図）の詳細図	68
付録-6 既往実験による版の終局強度とその補正及び 6面同時負加時の耐力について	80

目 次

図2.1	解析対象範囲（平面図）	4
図2.2	解析対象範囲（断面図）	5
図3.2.1	等分布荷重時四辺固定スラブの曲げモーメントとたわみ（ $\nu=0$ ）	10
図3.2.2	降伏耐力に対する開口による補正係数	11
図3.2.3	終局耐力に対する開口による補正係数	12
図3.2.4	等分布荷重時三辺固定、一辺自由スラブの曲げモーメントとたわみ（ $\nu=0$ ）	13
図3.3.1(a)	実験結果との比較	16
図3.3.1(b)	実験結果との比較	17
図3.3.1(c)	実験結果との比較	18
図3.3.2	剛比と P_{uE}/P_{u2} の関係	20
図4.1	コンクリートの応力ひずみ関係	24
図4.2	A236-壁W-1；荷重変位曲線	26
図4.3	A236-壁W-1；変形図（ $P=1.5\text{kg/cm}^2$ ）	27
図4.4	A236-壁W-1；破壊状況図（ $P=1.5\text{kg/cm}^2$ ）	28
図4.5	R152-壁W（R151-壁E）；荷重変位曲線	29
図4.6	R152-壁W；変形図（ $P=40\text{kg/cm}^2$ ）	30
図4.7	R152-壁W；破壊状況図（ $P=40\text{kg/cm}^2$ ）	31
図4.8	A236-壁E-1；荷重変位曲線	32
図4.9	A236-壁E-1；変形図（ $P=1.1\text{kg/cm}^2$ ）	33
図4.10	A236-壁E-1；破壊状況図（ $P=1.1\text{kg/cm}^2$ ）	34
図4.11	A236-天井-1；荷重変位曲線	35
図4.12	A236-天井-1；変形図（ $P=2.0\text{kg/cm}^2$ ）	36
図4.13	A236-天井-1；破壊状況図（ $P=2.0\text{kg/cm}^2$ ）	37
図6.1	A236-壁W-1の被害状況	40
図6.2	A234-壁WとA234-壁Eの被害状況	41
図6.3	A235-壁Wの被害状況	42

表 目 次

表2.1	耐力評価実施部位	3
表3.3.1	実験結果（等分布荷重・四辺固定支持）と計算結果との比較	15
表3.3.2	実験結果における版と周辺ばりの剛比(k)と計算結果との関係に関する考察	19
表3.3.3	解析対象壁における剛比	12
表3.4.1	壁の降伏・終局耐力計算値	23

1.はじめに

平成9年3月11日に発生したアスファルト固化処理施設の火災・爆発事故に対して、当該施設で生じた爆発威力の推定を行うこととなった。本業務は爆発威力の推定に必要となる当該施設の主要な構造壁（床）の静的な降伏耐力及び終局耐力の評価を目的としたものである。

鉄筋コンクリート床板の降伏及び終局耐力を評価する際には、以下に示す2つの方法が考えられる。

- (1) 簡易手法による評価（基礎微分方程式と降伏線理論により評価：有限要素法を用いない手法）
- (2) 有限要素法による評価

まず以上の2つの方法のうち、簡易手法による評価について概要を説明する。まず降伏耐力の評価については基礎微分方程式による解法で^[1]、終局耐力の評価についてはK.W.Johansonによって体系化された降伏線理論で^[2]、それぞれ評価可能である。ただ後者については、特に周辺が拘束された床板に対しては、床板内に生じる扁平アーチ状の圧縮膜作用（アーチアクション）により、終局強度を過少に評価することが多くの研究者によって指摘されているため^[4]、その評価法に改善の余地がある。しかしながら、簡便な計算により終局耐力が評価可能であるというメリットがあることから、ここではこのアーチアクションの効果を何らかの形で降伏線理論に取り入れ鉄筋コンクリート床板の終局耐力を評価することを試みる。

また、有限要素法による評価については、当社所有の有限要素法(FEM)プログラムCARC-SHELLを用いたシミュレーション解析（積層シェル要素を使用）を行う。

ここで両手法の特徴について見てみると、簡易手法に関しては簡便な計算で耐力を評価できる反面、複雑な境界条件・任意の開口を持つ床板に対しては適用が困難であることが考えられる。また、有限要素法による評価についてはその逆で、複雑な境界条件・任意の開口でも適用が可能であるが、モデル化及び計算に多くの時間を要することが考えられる。

以上の特徴を考えて、ここでは当該施設の主要な構造壁（床）について簡易手法により降伏及び終局耐力を評価し、この主要な構造壁（床）の中で特に重要と考えられるもの、あるいは簡易手法の適用範囲外と考えられるもの合わせて4箇所の壁（床）に関して、FEM（CARC-SHELL）による解析を行う。また、既往の実験のシミュレーション解析及び実建物での同一壁（床）のクロスチェックを行うことにより両手法の妥当性及び簡易手法の適用範囲を検証する。

2. 解析対象部材

評価対象とする部材は、クストルーダ室(R151)に隣接した以下に示す各部屋の壁（4方向）、床、及び、天井である。

[評価対象とする部屋] : R151 (エクストルーダ室)
R152 (アスファルト充てん室)
A121 (カスク保管室)
A133 (エクストルーダモータ室)
A234 (保守作業室)
A235 (保守エアロック室)
A236 (更衣室)

ここでは、次に示す方針、

- (1) 爆心から外へ通じる室(A133)の開口のある薄い壁(No.1-2)
- (2) 爆心(R152)の開口を有する壁・天井及び面積の広い壁・床・天井(No.3-9)
- (3) 爆心上部(A234)の主な壁(No.10-13)
- (4) 爆心上部から爆圧を受けた室(A236)の薄い壁・天井(No.14-20)

により、評価対象とする部屋の部材の内、表-2.1、図-2.1～2.2（ハッチ部分）に示す20面を選択し、3章に示す簡易手法による降伏・終局耐力の評価と4章に示す当社所有の有限要素法(FEM)プログラムCARC-SHELLを用いたシミュレーション解析を行った。

ただし、選択した部材は大梁・柱で囲まれた面を1つの部材と見なしている。

表2.1 耐力評価実施部位

No.	解析名称	FEM	簡易手法	板厚(mm)	備考
1	A133-壁S		○	200	開口あり
2	A133-壁W		○	300	開口あり
3	R152-壁W (R151-壁E)	○	○	300	開口あり
4	R152-壁N-1		○	800	開口なし
5	R152-壁N-2		○	550	開口あり
6	R152-壁N-3		○	750	開口あり
7	R152-天井-1 (A234-床)		○	850	開口あり
8	R152-天井-3 (A236-床)		○	850	開口なし
9	R152-床-4		○	900	開口なし
10	A234-壁S-1		○	350	開口なし
11	A234-壁S-2		○	350	開口なし
12	A234-壁E (A235-壁W)		○	350	開口あり
13	A234-壁W		○	350	開口なし
14	A236-壁E-1	○	○	200	開口あり
15	A236-壁W-1 (A235-壁E)	○	○	200	開口なし
16	A236-壁W-2		○	200	開口あり
17	A236-壁S-1		○	200	開口なし
18	A236-壁S-2		○	200	開口なし
19	A236-天井-1	○	○	140	小梁あり(簡易手法：分割)
20	A236-天井-3		○	140	開口なし

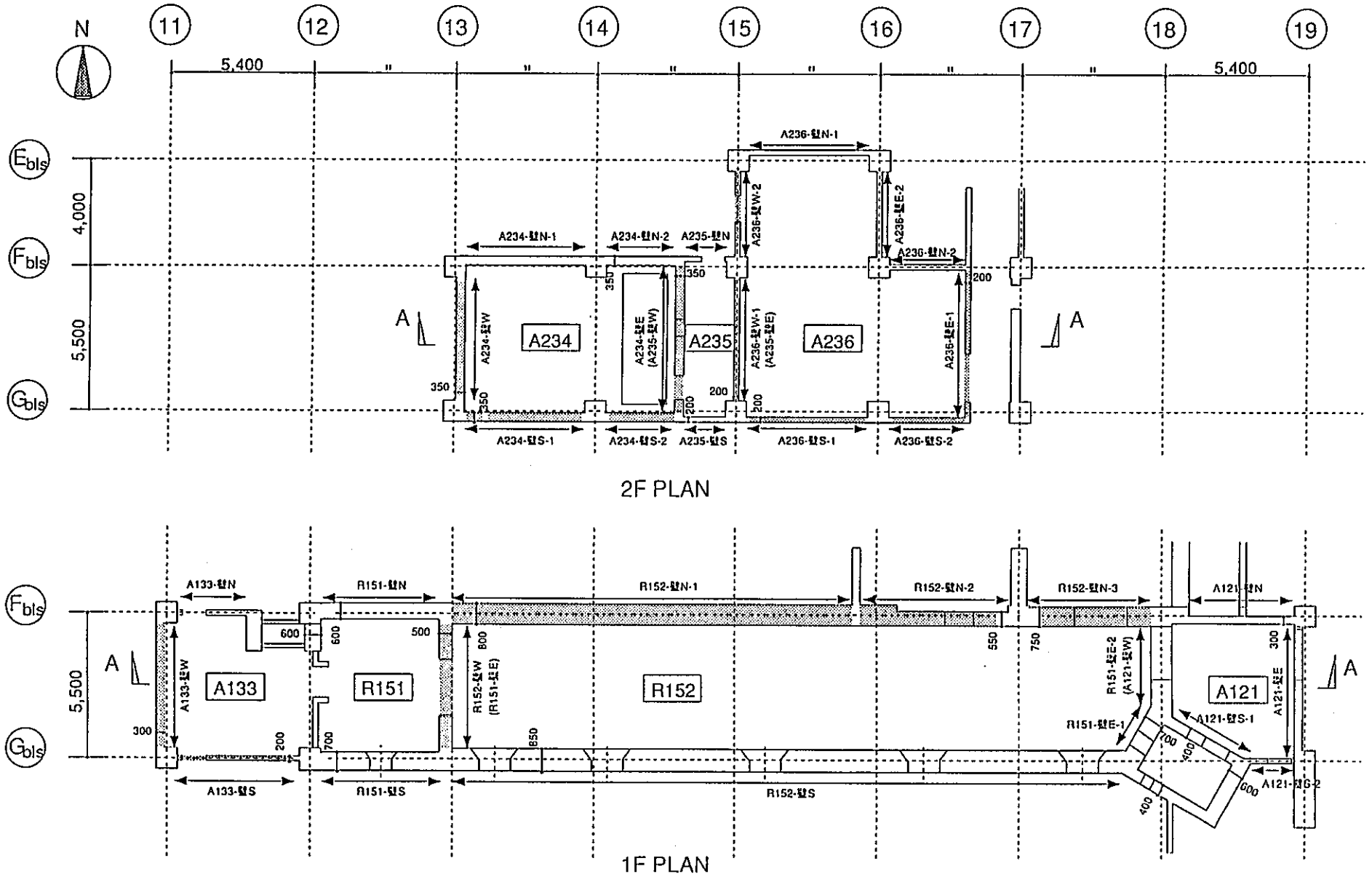


図2.1 解析対象範囲 (平面図)

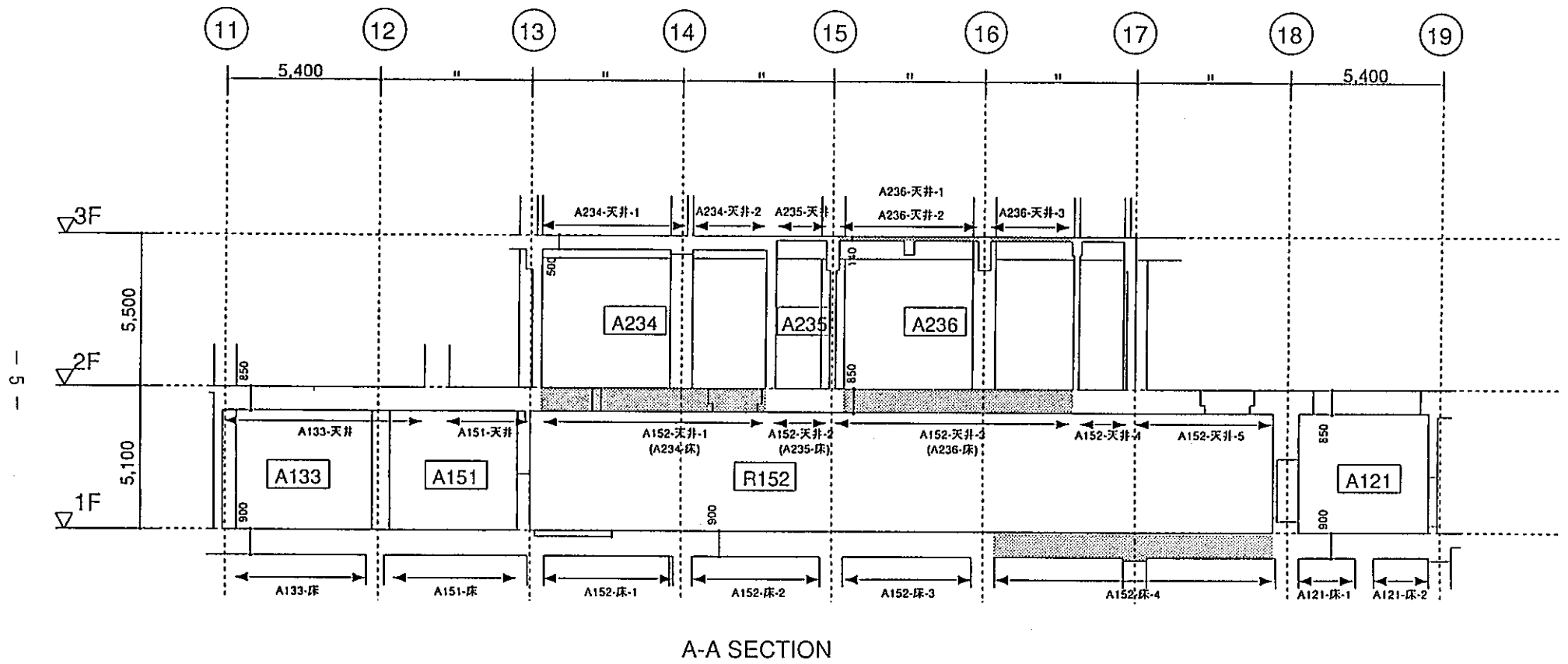


图2.2 解析对象范围 (断面图)

3. 簡易手法による鉄筋コンクリート壁（床）の降伏・終局耐力評価

3.1 概要

ここで言う簡易手法とは、鉄筋コンクリート壁（床）の降伏・終局耐力の評価を、それぞれに対して降伏耐力の評価：鉄筋コンクリート平板を等質等方体と仮定し、境界条件を満足する基礎微分方程式の解を利用して求める。

終局耐力の評価：境界条件に対応する降伏線理論により求める。

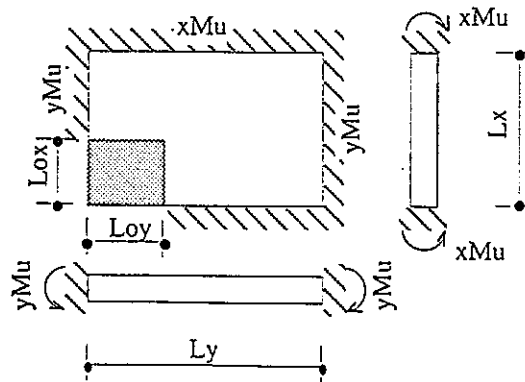
のこととする。

上述の評価法を用いて任意の開口を取り扱うことは困難であるため、今回のような開口を有する壁を評価するにあたっては、「どのようにして開口を有する板を無開口の板に置換するか」の仮定が必要となってくる。

よって、3.2節にそれぞれの手法の概要を挙げる。ここでは、降伏・終局耐力を評価する際のもとになる鉄筋コンクリート板の終局モーメントの評価については、アーチアクションの効果を何らかの形で取り入れたもので行った。すなわち、周辺を拘束した鉄筋コンクリート床板においては、面内圧縮力が働くが、この面内圧縮力を定量的に算出することは極めて困難である。従って断面力としてコンクリートの引張力と周辺梁に働く面内圧縮力を一括附加して、コンクリートの換算断面抵抗力と見なす評価手法を取った。次に、3.3節では既往の実験結果との比較を行い、特に終局耐力に関して、アーチアクションの効果をとり入れた本手法の妥当性を検討する。最後に3.4節で、2章に示す解析部位に対して降伏・終局耐力の評価を行う。

3.2 耐力評価の手順

ここでは、以下に示す4辺固定の境界条件を持つ解析モデルを例に挙げ、簡易手法による降伏・終局耐力の評価法の手順について説明する。



xMu, yMu : 単位幅当りの終局モーメント
 Lx, Ly : 短辺及び長辺の内法スパン
 Lox, Loy : Lx 及び Ly 方向の開口幅

①単位当りの終局モーメント (xMu, yMu) を算出する。

まず、以下の3種類の板の単位幅当りの終局モーメントを提案する。ここで、(3.2.1)式は「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」による式である。また、(3.2.2)式は文献 [4] を参考に断面力としてコンクリートの引張力と周辺梁に働く面内圧縮力を一括附加して、コンクリートの換算断面抵抗力と見なした式であり、(3.2.4)式は(3.2.2)式に於いて鉄筋強度に鉄筋の降伏点を使用していたものを鉄筋コンクリート板の終局状況を考慮して、鉄筋強度に鉄筋の引張強度を使用した式である。

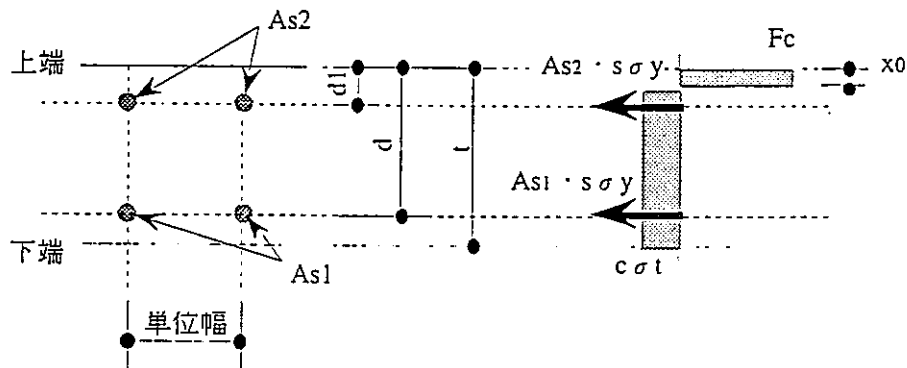
$$Mu0 = 0.9As1 \cdot s \sigma y \cdot d \quad (3.2.1)$$

$$Mu1 = Fc \cdot x0^2 / 2 + c \sigma t (t - x0)^2 / 2 + As1 \cdot s \sigma y (d - x0) + As2 \cdot s \sigma y (d1 - x0) \quad (3.2.2)$$

$$x0 = \frac{c \sigma t \cdot t + (As1 + As2) s \sigma y}{Fc + c \sigma t} \quad (3.2.3)$$

$$Mu2 = Fc \cdot x0^2 / 2 + c \sigma t (t - x0)^2 / 2 + As1 \cdot s \sigma u (d - x0) + As2 \cdot s \sigma u (d1 - x0) \quad (3.2.4)$$

$$x0 = \frac{c \sigma t \cdot t + (As1 + As2) s \sigma u}{Fc + c \sigma t} \quad (3.2.5)$$



ここで、

- x_0 : 圧縮縁から中立軸までの距離
- t : 板厚
- d : 圧縮縁から下端鉄筋中心までの距離
- d_1 : 圧縮縁から上端鉄筋中心までの距離
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- $c\sigma_t$: コンクリートの引張強度
- $s\sigma_y$: 鉄筋の降伏点
- A_{s1} : 単位幅当りの下端鉄筋の断面積
- A_{s2} : 単位幅当りの上端鉄筋の断面積

なお、文献 [4] に於いては引張側鉄筋（下端鉄筋）が単配筋の場合の単位幅あたりの終局モーメントの式を参考にして、図のような圧縮側鉄筋（上端鉄筋）のある場合について、(3.2.2)式～(3.2.5)式を導出した。

②理論解により開口のない板の降伏耐力 (P_y') を評価する。

ここでは、開口の無い板として個々の μ に対して、図3.2.1に示されるグラフ^[1]により降伏耐力 (P_y) を算出する。

$$P_y' = \min(xP_y, yP_y) \quad (3.2.6)$$

$$xP_y' = \frac{x\mu_u \cdot L_y}{m_x \cdot L_x} \quad (3.2.7)$$

$$yP_y' = \frac{y\mu_u \cdot L_y}{m_y \cdot L_x} \quad (3.2.8)$$

③降伏耐力 (P_y') に対する開口による補正係数(r_{Py})*を乗じ、開口の有る板の降伏耐力 (P_y) を求める。

補正係数 r_{Py} は、開口位置と平均開口率 (L_o/L) からグラフ(図3.2.2)により求められる。ただし、今回の解析対象の壁がほぼ正方形であるため、 r_{Py} は正方形版の値を代用することとする。また、開口位置についても、以下に示す代表的な3つのタイプ（中央部、中央端部、コーナー部）のみ考え、実際は対象とする鉄筋コンクリート壁の開口位置に近いものの値を使用するものとする。

$$P_y = r_{Py} \cdot P_y' \quad (3.2.9)$$

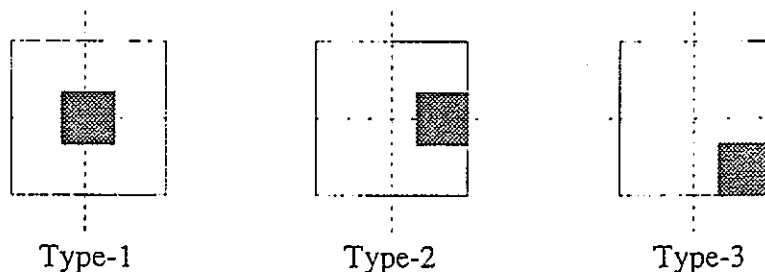
$$r_{Py} = r_{Py}(\text{開口位置}, L_o/L) \quad (3.2.10)$$

開口位置 : 中央部(Type-1), 中央端部(Type-2), コーナー部(Type-3)

平均開口率 : L_o/L

$L_o = \text{ave}(L_{ox}, L_{oy})$: L_x 及び L_y 方向の開口幅の平均

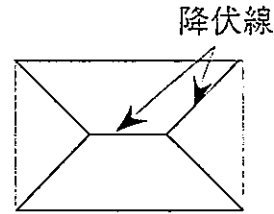
$L = \text{ave}(L_x, L_y)$: L_x と L_y の平均



*) 補正係数(rPy)については、開口を有する板の弾性理論による解を導出した例が少ないため、当社保有の弾性FEMプログラム(KANSAS)により求めた。詳細については、付録-1に掲載する。

④降伏線理論により開口のない板の終局耐力 (Pu') を評価する。

四辺固定の長方形版の場合には、降伏線は右図のように形成され、終局耐力の値は、下式となる。



$$Pu' = pu \cdot (Lx \cdot Ly - Lox \cdot Loy) \quad (3.2.11)$$

$$pu = 24xMu \frac{Ly}{Lx} \frac{1}{\frac{yMu}{xMu} Lx^2 \left(\frac{3yMu \cdot Ly}{2xMu \cdot Lx} + \frac{Lx}{Ly} \sqrt{\left(\frac{Lx}{Ly}\right)^2 + 3 \left(\frac{xMu}{yMu}\right)^2} \right)} \quad (3.2.12)$$

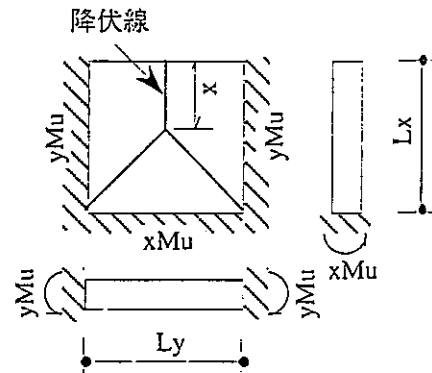
⑤終局耐力 (Pu) に対する開口による補正係数(rPu)*を乗じ、開口の有る板の終局耐力 (Pu) を求める。
補正係数rPuは、開口位置と平均開口率 (Lo/L) からグラフ(図-3.2.3)により求められる。ただし、今回の解析対象の壁がほぼ正方形であるため、rPuは正方形版の値を代用することとする。

$$Pu = rPu \cdot Pu' \quad (3.2.13)$$

$$rPu = rPu(\text{開口位置}, Lo/L) \quad (3.2.14)$$

*) 補正係数(rPu)については、開口を有する正方形板の終局耐力を降伏線理論により導出し求めた。詳細については、付録-2に掲載する。

以上が今回対象とする鉄筋コンクリート壁・床のほとんどが含まれる4辺固定の境界条件を持つ解析モデルの場合についてである。ただし、今回対象とする鉄筋コンクリート壁・床の内、R152-天井-1 (A234-床)の境界条件のみ、3辺固定・1辺自由となっているため、この場合の評価法の簡単な説明を行う。境界条件が変わっても上記の流れはほぼ同じである。異なる点は、以下に示す2点である。



(1) ②理論解により降伏耐力を評価する際に、図3.2.1ではなく図3.2.4^[1]を用いる点。

(2) ④降伏線理論により終局耐力を評価する際に、(3.2.12)式ではなく以下に示す(3.2.12')、(3.2.12'')式を用いる点。

$$pu = \frac{12}{Ly^2} \cdot \frac{4Lx \cdot yMu \cdot x - 4Lx^2 \cdot yMu - Ly^2 \cdot xMu}{(x^2 + Lx \cdot x - 2Lx^2)} \quad (3.2.12')$$

$$x = \frac{\left(\frac{Ly}{Lx}\right)^2 + 4 \frac{yMu}{xMu} - \frac{Ly}{Lx} \sqrt{\left(\frac{Ly}{Lx}\right)^2 + 12 \frac{yMu}{xMu}}}{4 \frac{yMu}{xMu}} \cdot Lx \quad (3.2.12'')$$

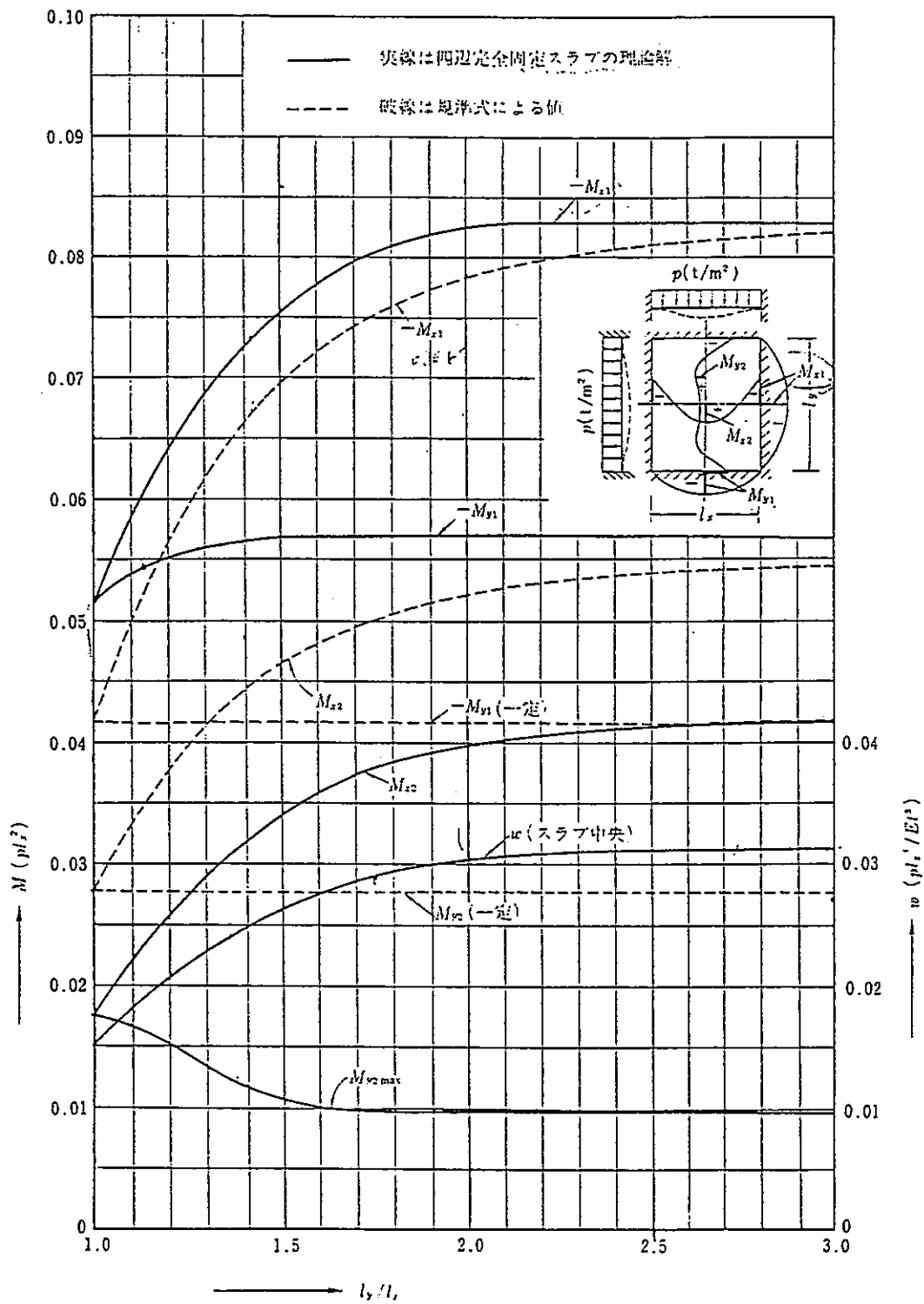


図3.2.1 等分布荷重時四辺固定スラブの曲げモーメントとたわみ ($\nu=0$)

注) 「破線は規準式」とあるのは、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準式

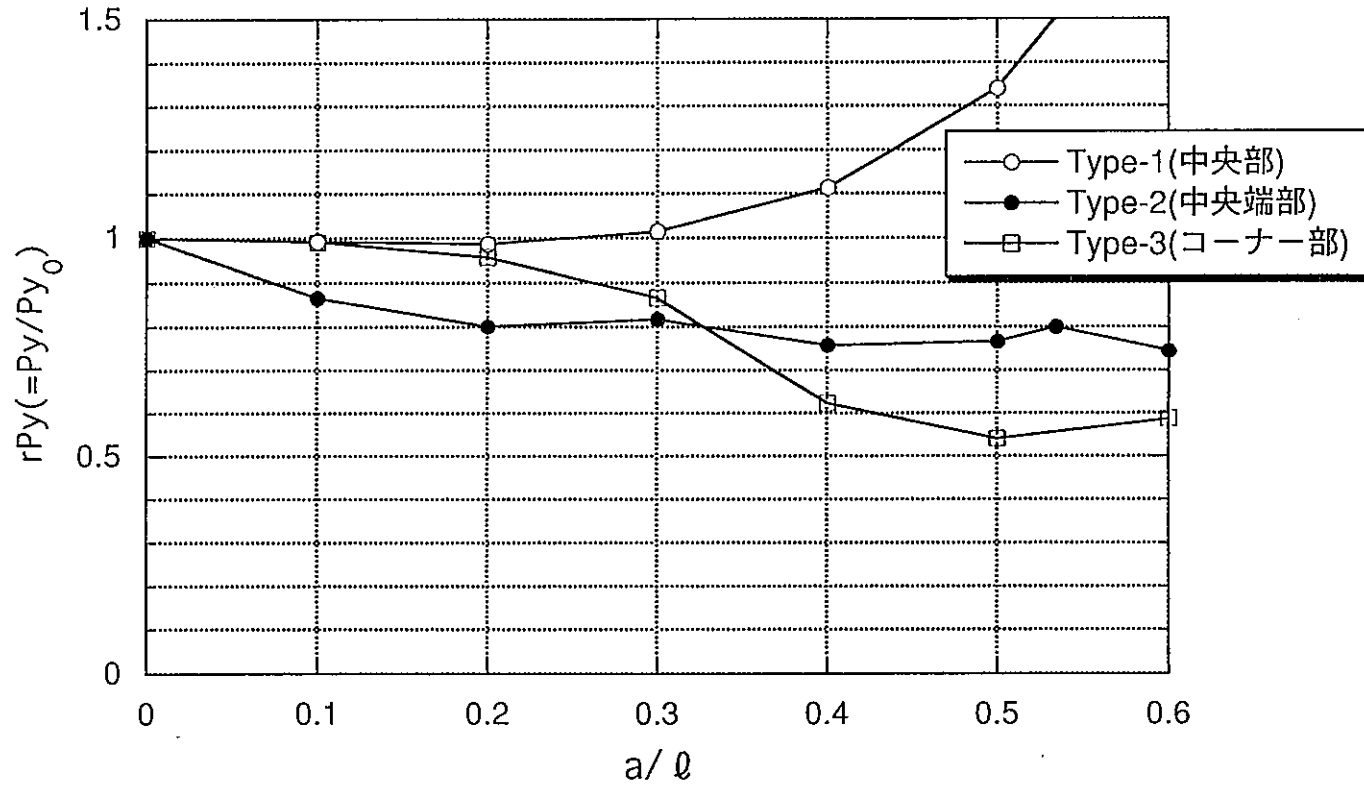


図3.2.2 降伏耐力に対する開口による補正係数

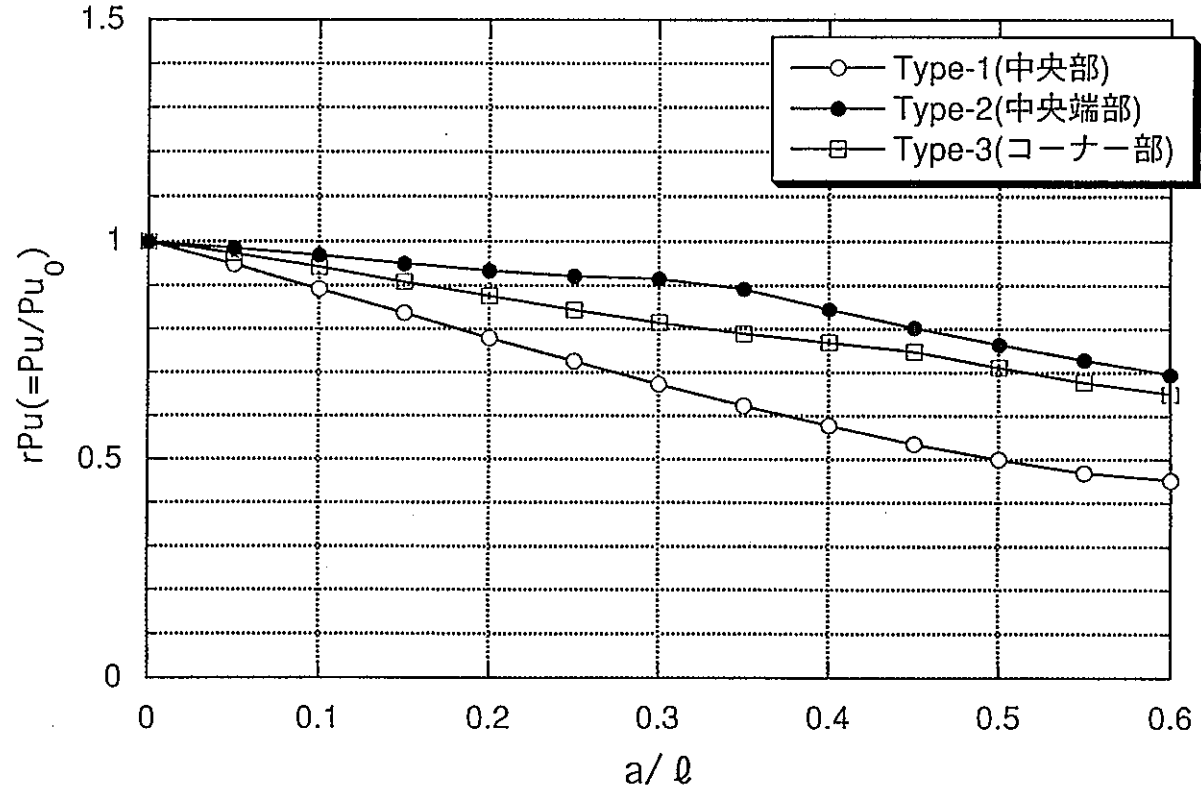


図3.2.3 終局耐力に対する開口による補正係数

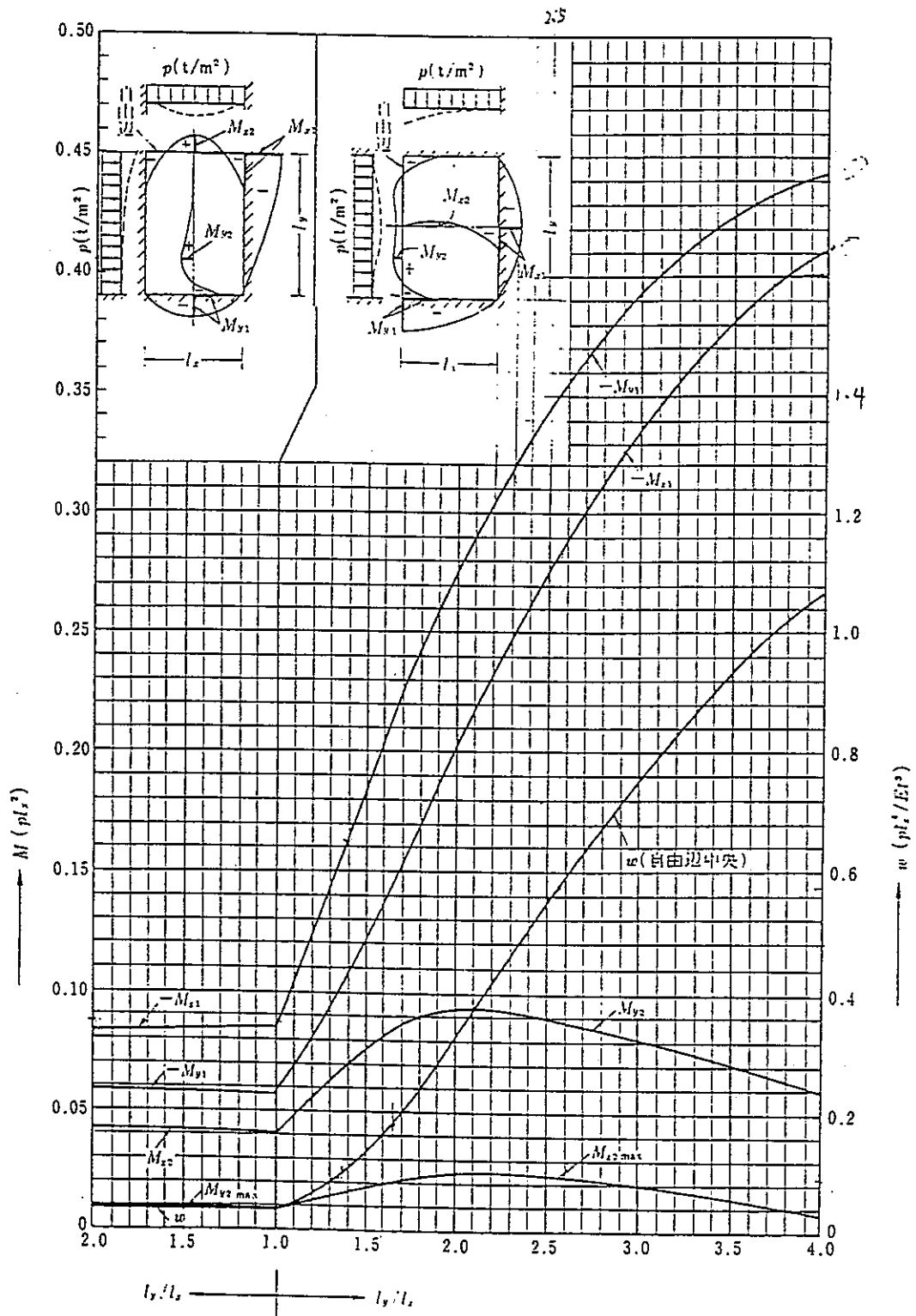


図3.2.4 等分布荷重時三辺固定、一辺自由スラブの曲げモーメントとたわみ ($\nu=0$)

3.3 簡易手法の妥当性の検証

ここでは、荷重条件が、分布荷重（多点集中荷重）で、支持条件が四辺固定支持である既往の実験結果10例を取り上げ、個々の試験体について耐力評価を行うことにより、簡易手法の妥当性を検討する。この例には、開口を有する板も含まれている。

評価結果については、弾塑性FEM(当社所有プログラム：CARC-SHELL)による解析結果も併せて、表3.3.1と図3.3.1に掲載する。

ただし、3.2節で示した簡易手法により得られた計算値は、等分布荷重の条件で求められたものであり、実験結果とは荷重条件が異なるため、簡易手法により得られた降伏及び終局耐力に、実験での荷重条件を考慮した補正係数を乗じる必要がある。ここでは、降伏線理論により導出した等分布荷重の多点集中荷重に対する補正係数を加力点が9点の場合には $3/5$ を、16点の場合には $8/9$ を乗じ、32点の場合にはほぼ等分布荷重と見なし、補正係数を乗じることなくそのままの値を用いた。

これにより、簡易手法による終局耐力に関しては、終局モーメントとして、(3.2.1)式を用いたものは、実験結果に対して、かなり低めの評価となり、鉄筋コンクリート板のアーチアクションを考慮した(3.2.2)式及び(3.2.4)式を用いたものは、実験結果をある程度良く表現していることがわかった。なお、(3.2.4)式による終局耐力については、概ね $\pm 30\%$ 程度の誤差範囲内で評価できることが分かる。ただし、実際の板の終局現象は、鉄筋が降伏し、終局状態（破断）に至るまでに生じるので、(2.2.2)式と(2.2.4)式の間の値が、板の終局耐力の値となるものと判断される。

ここで簡易手法では、周辺の拘束条件を完全固定として取り扱っており、上記誤差の要因にこの周囲の拘束条件の影響も考えられる。以下では(3.2.4)式による終局耐力（以下、簡易法と略記）を例にとって拘束条件が耐力に及ぼす影響についての考察を行った。表3.3.2と図3.3.2に示す周囲の柱・梁の曲げ剛性や振り剛性の比（横軸：以下では剛性比と略記）と実験値と簡易法との比（縦軸）の関係を見ても、明確な相関関係は見られなかった。また、今回の対象とする構造部材に関しても簡易法（拘束条件；固定）とFEM（拘束条件；考慮）との比較を行ったところ、A236壁E-1とA236壁W-1は剛性比が大きくなっているが（表3.3.3）、両解析法の終局耐力は良く一致しており、これらの事実を見る限りでは、周辺の拘束条件が結果に影響を与える大きな要因ではないことが分かる（計算値は3.4節の表3.4.1参照）。以上より、少なくとも本解析に関してはこのような剛性比の範囲の付帯柱・梁の周辺拘束条件を取り扱う場合には、完全固定として取り扱ってもそれほど問題は無いことがわかった。

また、FEMのシミュレーション解析結果については、一般的に実験結果より高めに出ることが知られており、この場合も多少高い値を示す傾向がある。また、UR2-1試験体との比較については、鉄筋位置の情報がやや不確かな面もあり（鉄筋位置は文献7)に掲載されていないため）、これを度外視すればFEMのシミュレーション解析結果は概ね 15% 程度実験値より高めに評価する傾向にあることが分かる。ここで、UR2-1試験体の鉄筋位置を板の中央としたのは、同著者の同様な実験シリーズ⁹⁾で、鉄筋位置が板の中央であること、及び簡易法と実験値が良い対応を示した点からである。

最後に、降伏耐力については、該当する実験値がないため、比較を実施することができなかったが、終局耐力と同様、その評価された値は概ね $\pm 30\%$ 程度の誤差を持っているものと思われる。ただし、簡易手法では、鉄筋が降伏する以前に発生するコンクリートのひび割れによる剛性低下を忠実に評価していない分（簡易法では、等価弾性剛性で評価）、FEMと比較して誤差が入る可能性がある。

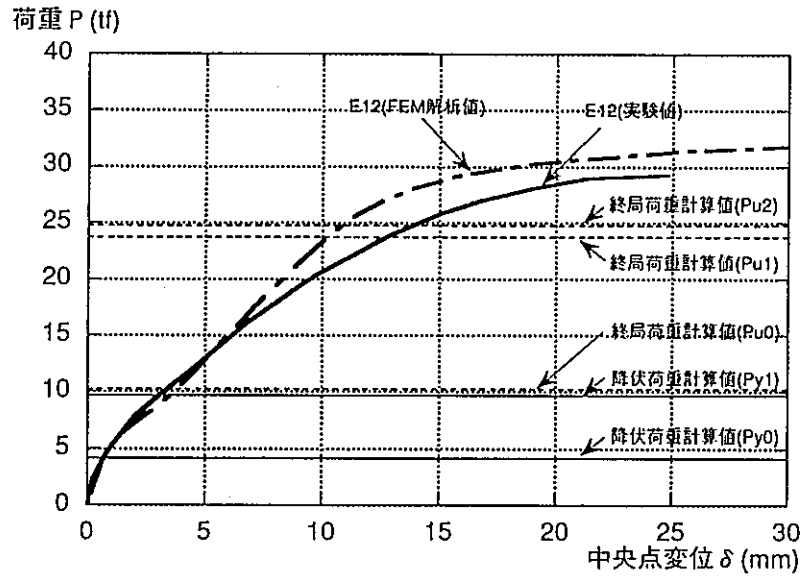
上記結果より、簡易手法、特に終局耐力の耐力の妥当性が示された。

表3.3.1 実験結果（等分布荷重・四辺固定支持）と計算結果との比較

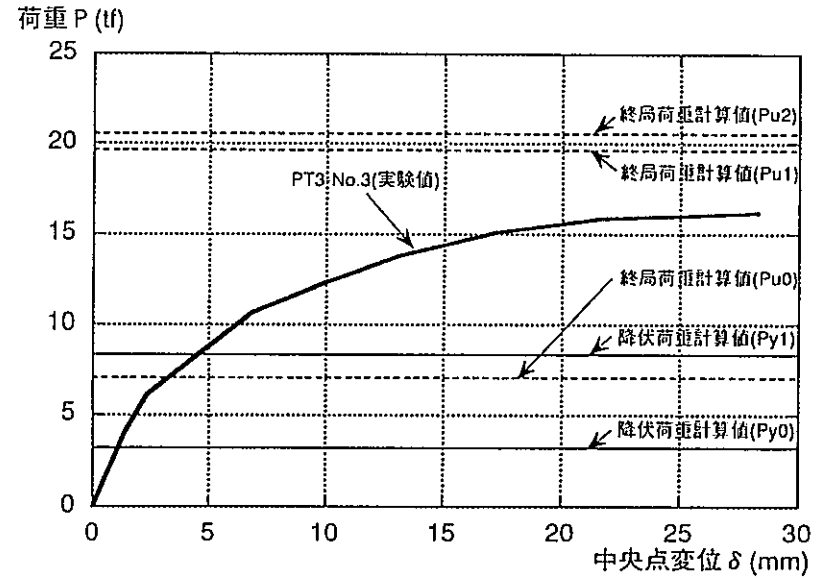
No.	実験者	試験体の種類	スラブ寸法 (cm)				鉄筋				コンクリート		降伏強度 (N/mm ²)		終局強度 (N/mm ²)						実験値 計算値			
			スパン ⁽¹⁾ L _x × L _y (加力点数)	間口	版厚 t	L _x /L _y	配筋 ⁽²⁾	鉄筋比 ⁽³⁾ (%)	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 ⁽⁴⁾ (kgf/cm ²)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 ⁽⁵⁾ (kgf/cm ²)	計算値		実験値		計算値				FEM			
													P _{y0} ⁽⁷⁾	P _{y1} ⁽⁸⁾	P _{uE}	P _{u0} ⁽⁹⁾	P _{u1} ⁽¹⁰⁾	P _{u2} ⁽¹¹⁾	P _{uA} ⁽¹²⁾	P _{uE}	P _{uE}	P _{uE}	P _{uE}	
1	坂尻, 白野, 土橋 ⁽¹⁾	E12	200×200 (9)	-	6.51	30.7	4.0 φ @100 dw.	0.38	5390	5900	254.0	21.5	4.18	9.67	29.20	10.26	23.77	24.77	31.50	2.85	1.23	1.18	0.93	
2	土橋, 坂尻 ⁽¹⁾	PT3-No.3	200×200 (9)	-	6.01	33.3	3.0 φ @100 dw.	0.24	6900	7590	228.0	18.9	3.22	8.34	16.19	7.08	19.66	20.60	-	2.29	0.82	0.79	-	
3		PT6-No.2	200×200 (9)	-	5.78	34.6	4.5 φ @100 dw.	0.55	5100	5610	228.0	18.9	4.50	9.96	17.77	10.24	23.66	24.96	-	1.73	0.75	0.71	-	
4		PT9-No.2	200×200 (9)	-	6.31	31.7	5.5 φ @100 dw.	0.75	6300	6930	228.0	18.9	5.89	12.26	22.10	13.58	29.25	30.86	-	1.63	0.76	0.72	-	
5	東, 小森 ⁽¹⁾	US2-1	70×70 (16)	-	3.30	21.2	3.2 φ @50 S.	1.22	2430	3400	230.3	19.3	1.05	2.62	9.30	2.51	6.37	7.18	-	3.70	1.46	1.30	-	
6		US3-1	70×70 (16)	-	3.20	21.9	3.2 φ @50 S.	1.22	2430	3400	230.3	19.3	1.01	2.49	6.00	2.44	6.06	6.83	-	2.46	0.99	0.88	-	
7	土橋, 坂尻 ⁽¹⁾	OSR-No.1	200×200 (9)	50×50 (中央)	6.06	33.0	4.0 φ @100 S.	0.21	5300	5830	338.0	25.9	2.94	6.64	17.92	6.19	15.28	15.80	21.11	2.89	1.17	1.13	0.85	
8		OSR-No.2	200×200 (9)	50×50 (中央)	6.03	33.2	4.0 φ @100 S.	0.21	5300	5830	338.0	25.9	2.66	6.29	19.28	5.52	14.45	14.89	-	3.49	1.33	1.29	-	
9		RT-No.2	200×200 (9)	125×125 (コーナー)	7.30	27.4	4.5 φ @100 dw.	0.44	5100	5610	214.0	18.9	4.02	8.58	15.88	9.09	20.29	21.29	-	1.75	0.78	0.75	-	
10	小森 ⁽¹⁾	UR2-1	70×140 (32)	-	2.80	25.0	3.2 φ @50 S.	1.18	2760	3360	269.4	21.9	1.42	3.18	7.20	3.23	7.35	7.91	9.13	2.23	0.98	0.91	0.79	

(注): (1) L_x: 短辺内法スパン, L_y: 長辺内法スパン (2) dw: 複配筋, S: 単配筋 (3) 単位幅当たりの版厚に対する鉄筋比, 複配筋の場合は上下筋筋を合算した値。 (4) 引張強度が掲載されていないNo.2-4, 7-9については, No.1の降伏比を参考に算定した。 (5) 引張強度が掲載されていないNo.4-6, 9については, 0.245F_c0.803で推定した。

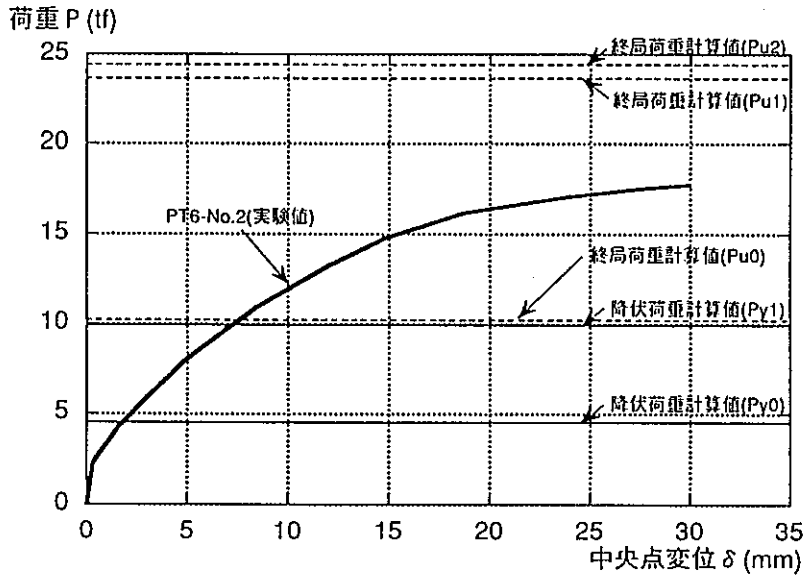
(6) 自重・載荷装置を含む。但しNo.1は含まない。 (7) P_{y0}: 単位幅当たりの板の終局モーメントM₀として0.9α₁σ_yd(RC基準式)を使用して, 板の理論解より算出。 (8) P_{y1}: コンクリートの引張強度σ_cも考慮したM₀を使用し, 板の理論解より算出 (鉄筋強度には, 降伏点を使用)。 (9) P_{u0}: M₀として0.9α₁σ_yd(RC基準式)を使用して, 降伏線理論(Johansen提案)より算出。 (10) P_{u1}: σ_cを考慮したM₀を使用し, 降伏線理論より算出 (鉄筋強度には, 降伏点を使用)。 (11) P_{u2}: σ_cを考慮したM₀を使用し, 降伏線理論より算出 (鉄筋強度には, 引張強度を使用)。 (12) CARC-SHELLによる解析値。



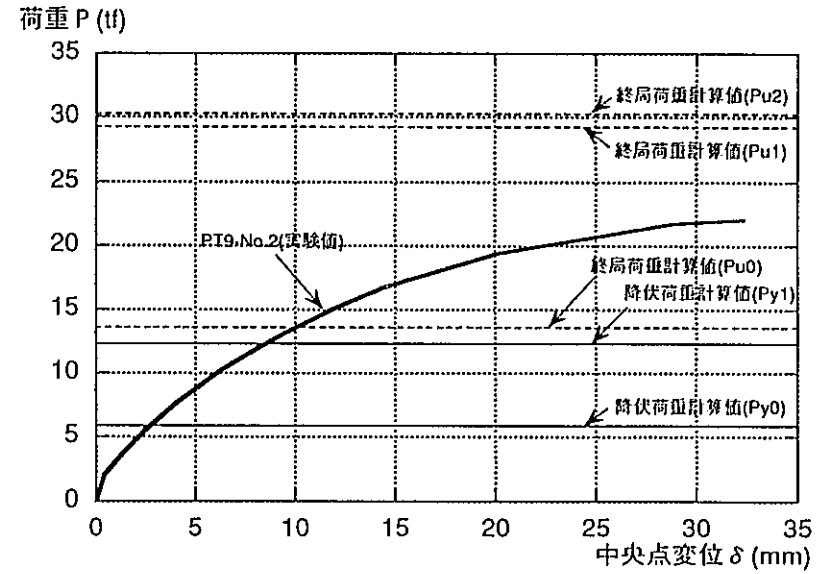
(1) E12



(2) PT3-No.3

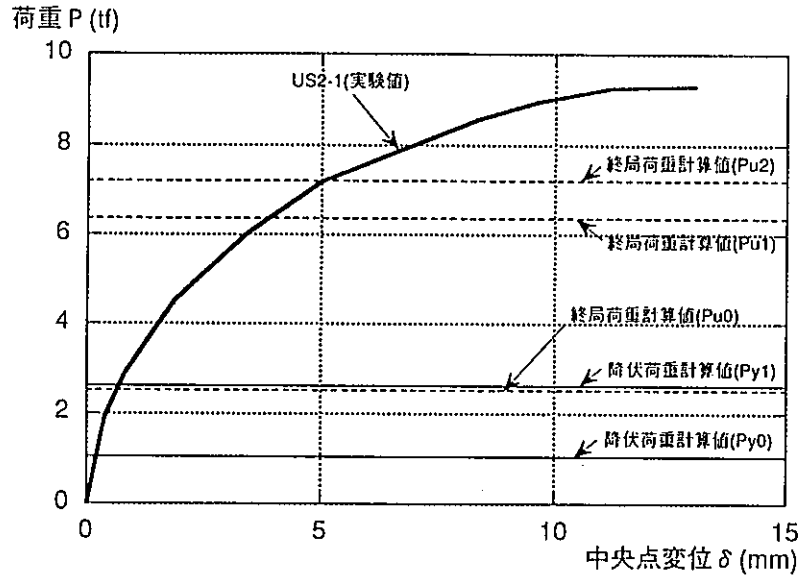


(3) PT6-No.2

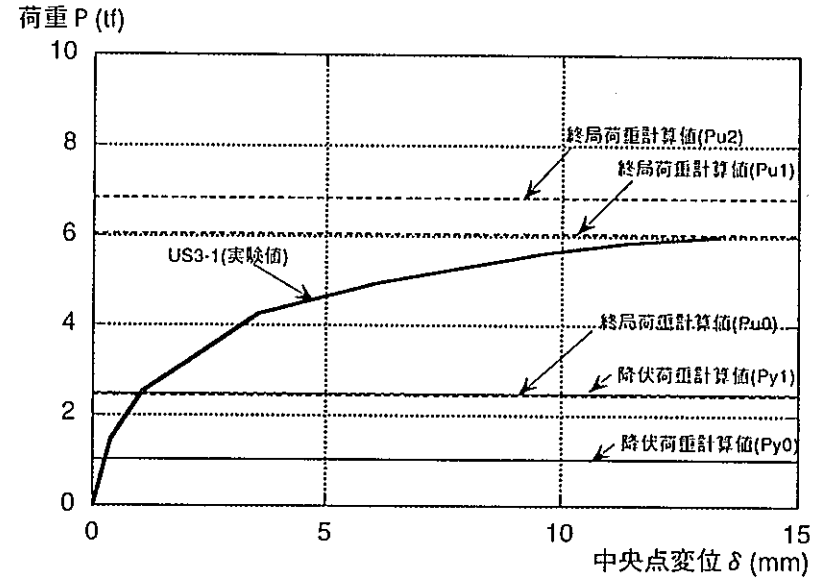


(4) PT9-No.2

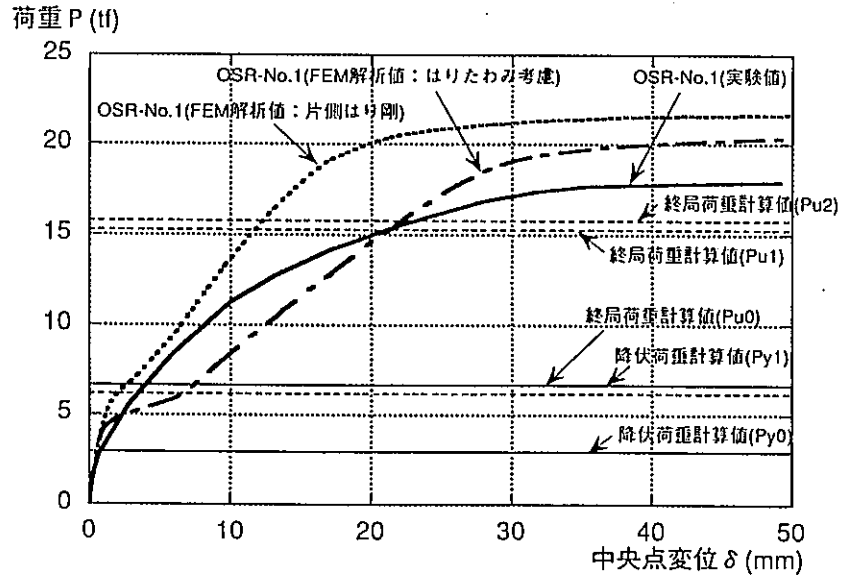
図3.3.1(a) 実験結果との比較



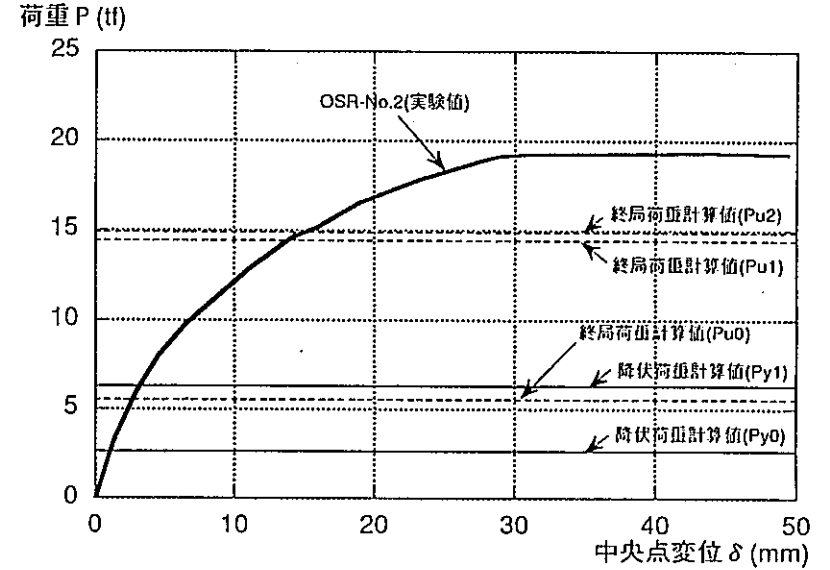
(5) US2-1



(6) US3-1

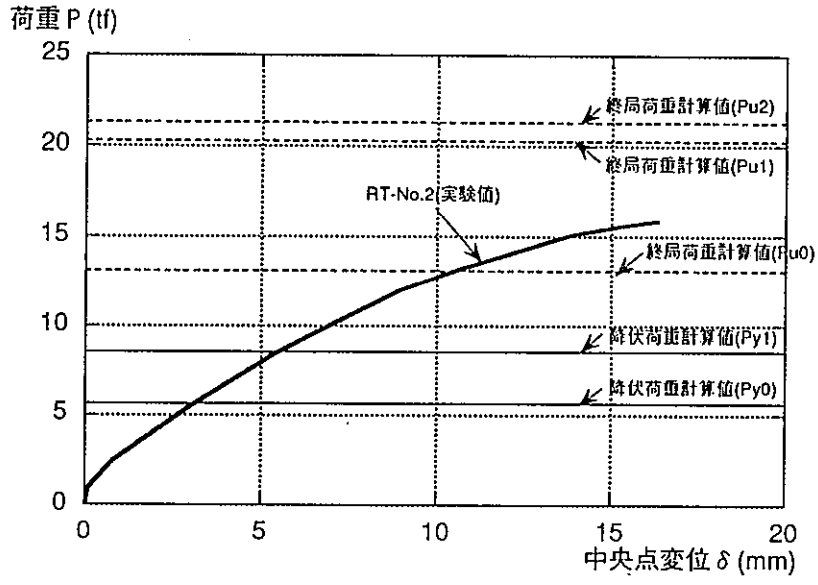


(7) OSR-No.1

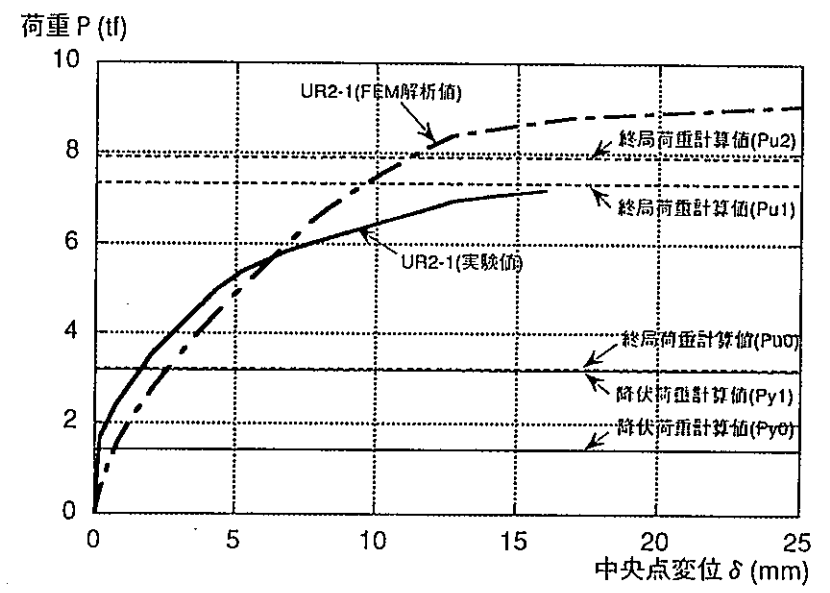


(8) OSR-No.2

図3.3.1(b) 実験結果との比較



(9) RT-No.2



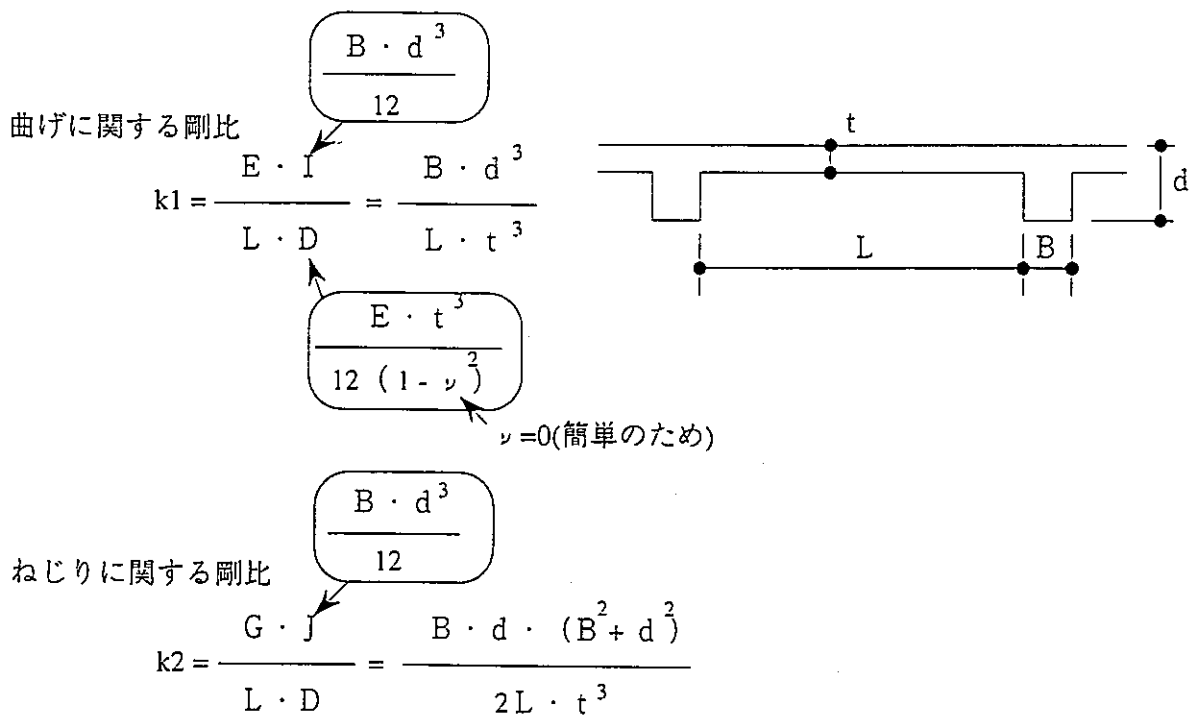
(10) UR2-1

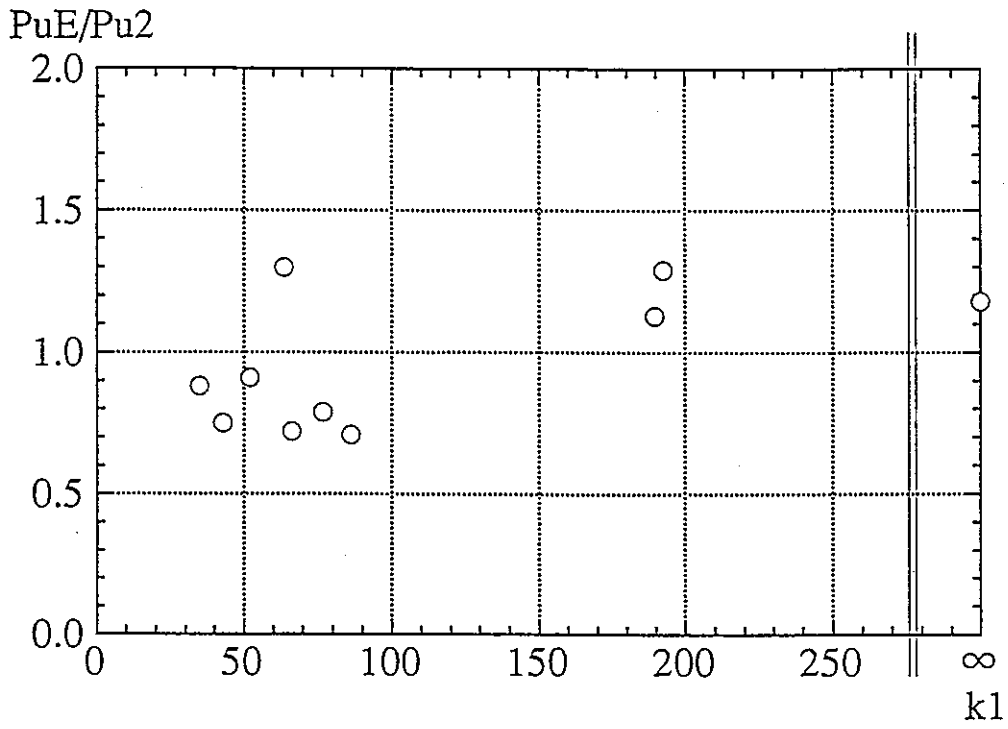
図3.3.1(c) 実験結果との比較

表3.3.2 実験結果における版と周辺ばりの剛比(k)と計算結果との関係に関する考察

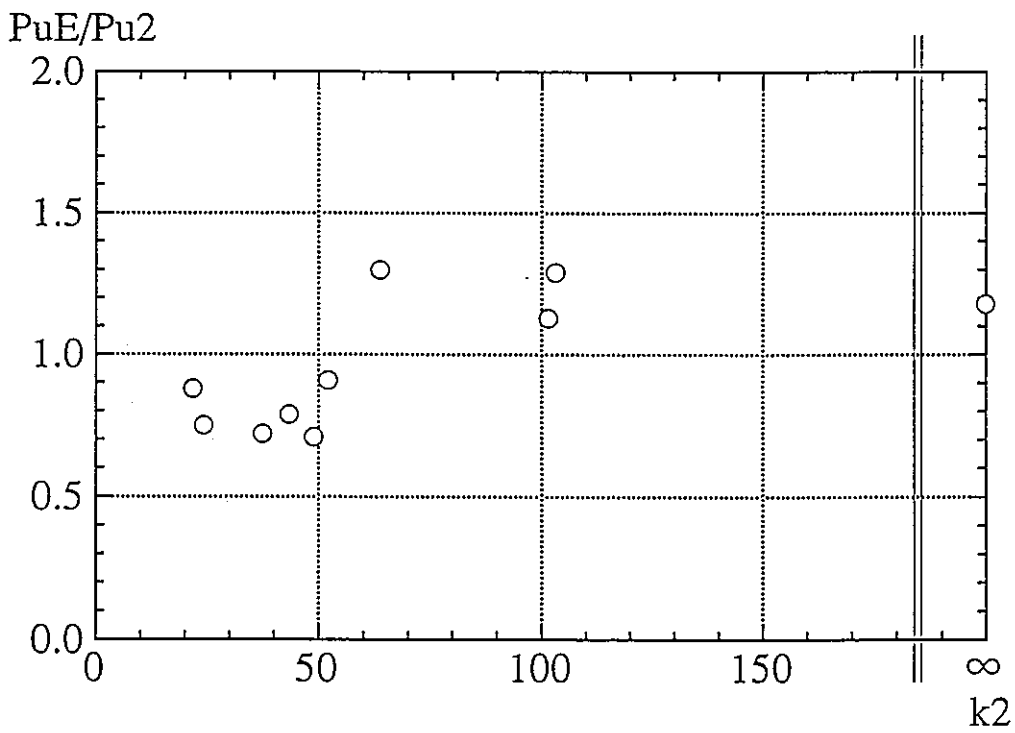
		B (cm)	d (cm)	L (cm)	t (cm)	k1	k2	PuE/Pu2	PuE/PuA (FEM)
1	E12	175.00	100.00	200.00	6.51	3171.50	6442.11	1.18	0.93
2	PT3-No.3	20.00	55.00	200.00	6.01	76.64	43.39	0.79	-
3	PT6-No.2	20.00	55.00	200.00	5.78	86.16	48.78	0.71	-
4	PT9-No.2	20.00	55.00	200.00	6.31	66.22	37.49	0.72	-
5	US2-1	20.00	20.00	70.00	3.30	63.60	63.60	1.30	-
6	US3-1	10.00	20.00	70.00	3.20	34.88	21.80	0.88	-
7	OSR-No.1	20.00	75.00	200.00	6.06	189.57	101.52	1.13	0.85
8	OSR-No.2	20.00	75.00	200.00	6.03	192.41	103.05	1.29	-
9	RT-No.2	20.00	55.00	200.00	7.30	42.77	24.21	0.75	-
10	UR2-1	20.00	20.00	140.00	2.80	52.06	52.06	0.91	0.79

ただし、No.9については、最終破壊が曲げ破壊で無いためグラフから省いた。





曲げに関する剛比とPuE/Pu2の関係



ねじりに関する剛比とPuE/Pu2の関係

図3.3.2 剛比とPuE/Pu2の関係

表3.3.3 解析対象壁における剛比

No.	解析名称	B (cm)	d (cm)	L (cm)	t (cm)	k1	k2	備考
3	R152-壁W (R151-壁E)	80	80	470	50.00	0.697	0.697	周辺ばり壁付き
6	R152-壁N-3	80	80	470	78.10	0.183	0.183	周辺ばり壁付き
12	A234-壁E (A234-壁W)	35	50	540	35.00	0.189	0.141	周辺ばり壁付き
14	A236-壁E-1	20	20	540	20.00	0.037	0.037	周辺ばり壁付き
15	A236-壁W-1 (A235-壁E)	80	80	470	20.00	10.894	10.894	周辺ばり壁付き
16	A236-壁W-2	80	80	450	20.00	11.378	11.378	周辺ばり壁付き
19	A236-天井-1	30	60	510	14.00	4.630	2.894	周辺ばり壁付き

3.4 降伏・終局耐力の評価結果

ここでは、3.3節で示した簡易評価手法により、解析対象部位の降伏・終局耐力を計算する。ただし、耐力を評価する際の板の単位幅当たりの終局モーメントとしては、降伏耐力を求める際には(3.2.1)式と(3.2.2)式を、終局耐力を求める際には(3.2.2)式と(3.2.4)式を用いて算出したものを使用し、それぞれの終局モーメントに対応する降伏及び終局耐力を計算した。表-3.4.1に計算結果を示す。また、表-3.4.1にはFEM(CARC-SHELL)による解析結果も併せて掲載する。

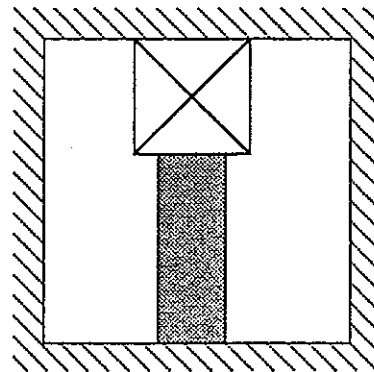
ここで、簡易解析手法による計算値は、単純な条件下（開口がある場合には正方形に近いもの、周辺が固定等）しか求めることができないため、R152壁-W及びA236天井-1については、以下に示すモデルによる値を計算し、参考値として表3.4.1に載せた。また、対象とする鉄筋コンクリート壁の板厚が一様で無い場合には、断面による等価厚さを計算し、この板の厚さとした。

付録-3に解析対象とした鉄筋コンクリート壁の寸法及び配筋状況を示す。

■R152壁-Wについては、簡易解析手法とFEM（実際の板と同じ条件）における解析モデルは、

FEM：右図のハッチ部分を固定としたモデル

簡易手法：右図のハッチ部分を固定とせず、
開口を有する1枚の版としたモデル
（参考値）

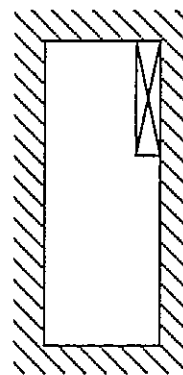


である。

実際の壁は、右図（図4.5）に見られるように、ハッチ部分に架台があり、この部分は固定支持とモデル化しなければならない。しかし、簡易手法でこの実際の壁を解析するためには、右下図にみられるような長方形版のコーナー部に開口を有する壁としてモデル化しなければならない。

しかしながら、現状では、長方形版の開口による低減率られているのは正方形版のみであり、このよの関係が示されている文献・基準等はない。低減率が求めうな長方形版について解析する場合には、正方形版の場合と同様にして、長方形版に関する開口低減率を求める必要が生じる。

そのため、今回は、簡易手法に関しては、参考値として、上記モデルによる計算値を表3.4.1に掲載した。

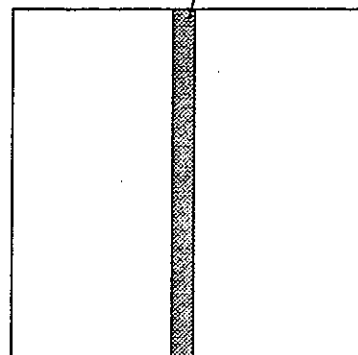


■A263天井-1については、簡易解析手法とFEM（実際の板と同じ条件）における解析モデルは、

FEM：小梁を含めた天井全体のモデル

簡易手法：小梁を剛と見なした天井の半分
のみのモデル

小ばり



である。

実際の天井は、FEMモデルに見られるように、天井の中央に小梁があり、荷重を受けた際にはこの小梁も変形するものと思われる。しかしながら、簡易解析手法ではこのように中央に梁が存在するモデルを解くことはできないため、上記のように小梁を剛として考え、参考値として上記モデルによる計算値を表3.4.1に掲載した。

表3.4.1 壁の降伏・終局耐力計算値

No.	解析名称	支持条件	スラブ寸法 (cm)					鉄筋 ^(a)				コンクリート				降伏耐力 (上段:if,下段:kgf/cm ²) ^(b)				終局耐力 (上段:if,下段:kgf/cm ²) ^(c)				備考
			スパン ⁽¹⁾ L _x × L _y	開口 ⁽²⁾ L _{ox} × L _{oy}	版厚 t	L _x /t	L _o /L _o ⁽³⁾	配筋	上端からの 鉄筋位置 (cm)		降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	計算値									
									下端	上端					P _v	P _{va} (p _{va})	P _{vi} (p _{vi})	P _{va} ^(d) (p _{va})	P _{va}	P _{va}	P _{va}	P _{va} ^(e)		
1	A133-壁S	四辺固定	425 × 460	200 × 103	20.00	1.08	0.34	D13 @ 150	15.05	4.95	3500	5500	320.0	25.0	0.769	50.88	126.83	-	0.794	183.71	389.85	487.53	-	-
2	R133-壁W	四辺固定	425 × 470	-	30.00	1.11	-	D13 @ 150 D13 @ 200	25.05 26.35	4.95 3.65	3500	5500	320.0	25.0	1.000	106.95	321.61	-	1.000	392.97	916.77	1125.38	-	-
3	R152-壁W (R151-壁E)	四辺固定	431 × 470	200 × 190	50.00	1.09	0.43	D19 @ 150 D19 @ 200	44.15 46.05	5.85 3.95	3500	5500	320.0	25.0	0.760	321.16	760.65	2632.14	0.820	1301.59	2395.40	2986.89	9377.01	計算値は架台を考慮せず (参考値)
4	R152-壁N-1	四辺固定	413 × 1530	-	78.10	3.70	-	D25 @ 120 D25 @ 240	71.35 73.85	6.75 4.25	3500	5500	320.0	25.0	1.000	3214.39	7648.16	-	1.000	7900.39	12864.69	15989.03	-	-
5	R152-壁N-2	四辺固定	413 × 570	135 × 110	61.02	1.38	0.25	D25 @ 120 D25 @ 240	54.27 56.77	6.75 4.25	3500	5500	320.0	25.0	0.810	745.65	1551.02	-	0.922	4502.34	5757.29	7161.12	-	-
6	R152-壁N-3	四辺固定	413 × 470	210 × 200	78.10	1.14	0.46	D25 @ 120 D25 @ 240	71.35 73.85	6.75 4.25	3500	5500	320.0	25.0	0.763	777.81	1850.68	-	0.795	6324.18	7590.32	9678.60	-	-
7	R152-天井-1 (A234-床)	三辺固定 一辺自由	705 × 490	-	86.79	-	-	D25 @ 240 D25 @ 120	81.29 81.29	5.50 5.50	3500	5500	320.0	25.0	1.000	648.20	1525.67	-	1.000	3304.39	6003.65	7390.11	-	-
8	R152-天井-3 (A236-床)	四辺固定	490 × 850	-	86.79	1.73	-	D25 @ 120 D25 @ 240	80.04 82.54	6.75 4.25	3500	5500	320.0	25.0	1.000	1669.18	3982.82	-	1.000	6736.80	10645.17	13323.76	-	-
9	R152-床-4 (A236-床)	四辺固定	470 × 981	-	90.00	2.09	-	D29 @ 120 D29 @ 240	82.65 85.55	7.35 4.45	3500	5500	320.0	25.0	1.000	2655.78	5927.15	-	1.000	8938.93	13254.32	16518.99	-	-
10	A234-壁S-1 (F壁)	四辺固定	280 × 465	-	35.00	1.66	-	D16 @ 200 D16 @ 100	29.60 31.20	5.40 3.80	3500	5500	320.0	25.0	1.000	193.99	500.22	-	1.000	380.69	1139.34	1360.42	-	計算値は壁の下部の値
11	A234-壁S-2 (F壁)	四辺固定	265 × 280	-	35.00	1.06	-	D16 @ 100 D16 @ 200	31.20 29.60	3.80 5.40	3500	5500	320.0	25.0	1.000	183.12	472.19	-	1.000	2142.70	2065.18	2643.48	-	計算値は壁の下部の値
12	A234-壁E (A234-壁W)	四辺固定	467 × 540	200 × 103	35.00	1.16	0.30	D16 @ 200 D16 @ 200	29.60 31.20	5.40 3.80	3500	5500	320.0	25.0	0.866	147.76	381.00	-	0.815	352.23	943.09	1137.15	-	計算値は出入り(1030×700)のみ考慮
13	A234-壁W	四辺固定	450 × 461	-	35.00	1.02	-	D16 @ 200 D16 @ 200	29.60 31.20	5.40 3.80	3500	5500	320.0	25.0	1.000	179.19	462.06	-	1.000	424.08	1148.50	1384.83	-	-
14	A236-壁E-1	四辺固定	490 × 540	200 × 193	20.00	1.10	0.38	D13 @ 150 D13 @ 200	15.05 16.35	4.95 3.65	3500	5500	320.0	25.0	0.672	45.36	113.06	101.70	0.777	178.54	380.26	475.24	453.13	-
15	A236-壁W-1 (A235-壁E)	四辺固定	450 × 470	-	20.00	1.04	-	D13 @ 150 D13 @ 200	15.05 16.35	4.95 3.65	3500	5500	320.0	25.0	1.000	64.88	161.72	211.50	1.000	235.01	494.82	619.62	623.93	-
16	A236-壁W-2	四辺固定	320 × 450	103 × 200	20.00	1.41	0.39	D13 @ 200 D13 @ 150	16.35 15.05	3.65 4.95	3500	5500	320.0	25.0	0.648	40.82	101.75	-	0.773	115.08	298.25	359.76	-	-
17	A236-壁S-1	四辺固定	460 × 470	-	20.00	1.02	-	D13 @ 200 D13 @ 150	16.35 15.05	3.65 4.95	3500	5500	320.0	25.0	1.000	62.93	156.87	-	1.000	130.89	350.54	420.19	-	-
18	A236-壁S-2	四辺固定	280 × 470	-	20.00	1.68	-	D13 @ 200 D13 @ 150	16.35 15.05	3.65 4.95	3500	5500	320.0	25.0	1.000	63.12	157.34	-	1.000	161.55	413.85	500.27	-	-
19	A236-天井-1	四辺固定	270 × 510	-	14.00	2.22	-	D13 @ 200 D13 @ 200	10.35 9.05	3.65 4.95	3500	5500	320.0	25.0	1.000	110.38	247.74	129.03	1.000	251.33	551.84	682.42	310.85	計算値は天井を半分で取り、 2倍したものを(参考値)
20	A236-天井-3	四辺固定	290 × 510	-	14.00	1.76	-	D13 @ 200 D13 @ 200	10.35 9.05	3.65 4.95	3500	5500	320.0	25.0	1.000	44.96	100.92	-	1.000	115.27	249.29	308.28	-	-

(注) (1) L_x: 短辺内法スパン、L_y: 長辺内法スパン
 (2) L_{ox}: L_x方向開口幅、L_{oy}: L_y方向開口幅
 (3) 平均開口率: ave(L_{ox}, L_{oy}) / ave(L_x, L_y) の値。
 (4) 上段: L_x方向、下段: L_y方向
 (5) 実断式: 0.245F_{cd} / 807 で推定。
 (6) 自重を含むまない。上段: 総荷重、下段: 分布荷重。
 (7) 最初鉄筋が降伏した時の値。
 (8) 部材角15%を終局荷重とした。

4. 有限要素法 (FEM) による鉄筋コンクリート壁の解析

4.1 概要

3章で耐力を評価した壁及びスラブの中で特に重要と考えられるもの、あるいは3章の評価法の適用範囲外と考えられるもの合わせて4箇所の壁・スラブを選んでFEM (CARC-SHELL) による解析を行い詳細な耐力評価を行った。以下にその概要を述べる。

4.2 解析手法

FEM解析は、コンクリートのひび割れ、圧縮降伏、圧破、鉄筋の降伏等が評価できる積層シェル要素を用いて行った。この要素では法線保持、及び微小変形を仮定しており、コンクリートの破壊則はDrucker-Pragerの降伏・破壊条件を採用している。なお詳細は付録-3に示す。

4.3 モデル化の方針

対象とする壁・スラブには面外方向の付帯壁あるいは付帯梁柱があり、それらの拘束効果は耐力を評価する上で無視し得ない。しかしこの効果を厳密に評価することは困難であり、また問題をいたずらに複雑にする事になる。

今回の解析では、この効果を以下のようにモデル化することで簡便な形で考慮することにする。

- (1)対象とするRC板の周辺が、壁で拘束されているとき
→ RC板を拘束している壁の面までモデル化し、拘束壁面で全固定とする。
 - (2)対象とするRC板の周辺が、面外壁付の付帯柱/壁で拘束されているとき
→ 拘束している柱/梁芯までモデル化し、柱/梁芯をピン支持とする。
- また、芯から柱/梁の面までねじり剛性が等価な厚さの弾性体とする。

また開口部についている金物は、曲げ剛性がFEMメッシュ1要素の1/5以下のものであり、耐力に及ぼす影響は小さいと考えられるため無視することにする。

4.4 コンクリート及び鉄筋の物性

コンクリート及び鉄筋の物性はすべて以下の応力ひずみ関係があるものとして解析を行う。なおコンクリートの破壊基準はDrucker-Prager則を採用している。

・コンクリート (図3.1参照)

ヤング係数 E_c	2.83×10^5	kgf/cm ²
圧縮強度 f_c	320	kgf/cm ²
引張強度 f_t	25.0	kgf/cm ²

また、残りの値は次のように設定した。

$$f_{y1} = (1/3)f_c, \quad f_{y2} = (2/3)f_c$$

$$\epsilon_b = 3f_t/E_c, \quad \epsilon_y = 0.002$$

$$\epsilon_u = 0.005$$

・鉄筋

ヤング係数 E_s	2.10×10^6	kgf/cm ²
降伏強度 σ_y	3500	kgf/cm ²

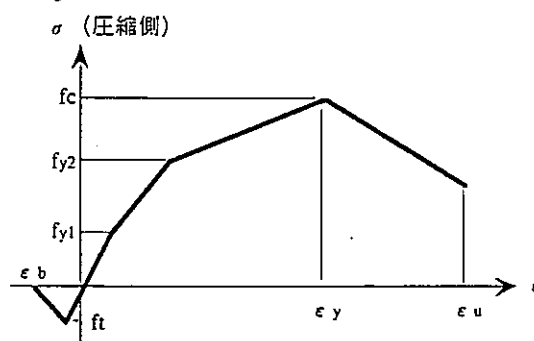


図4.1 コンクリートの応力ひずみ関係

4.5 初期降伏及び終局状態の定義

一般に面外荷重を受けるRCスラブの初期降伏状態と終局状態を定義することは難しいが、今回の解析では次のような状態を意味するものとする。

初期降伏状態 : 鉄筋が最初に降伏した状態

終局状態 : 短スパン方向の部材角 (最大変位/短スパンの1/2) が1/20になる変位で終局状態と見なす。

4.6 解析対象

解析対象とする壁及びスラブを以下に示す。

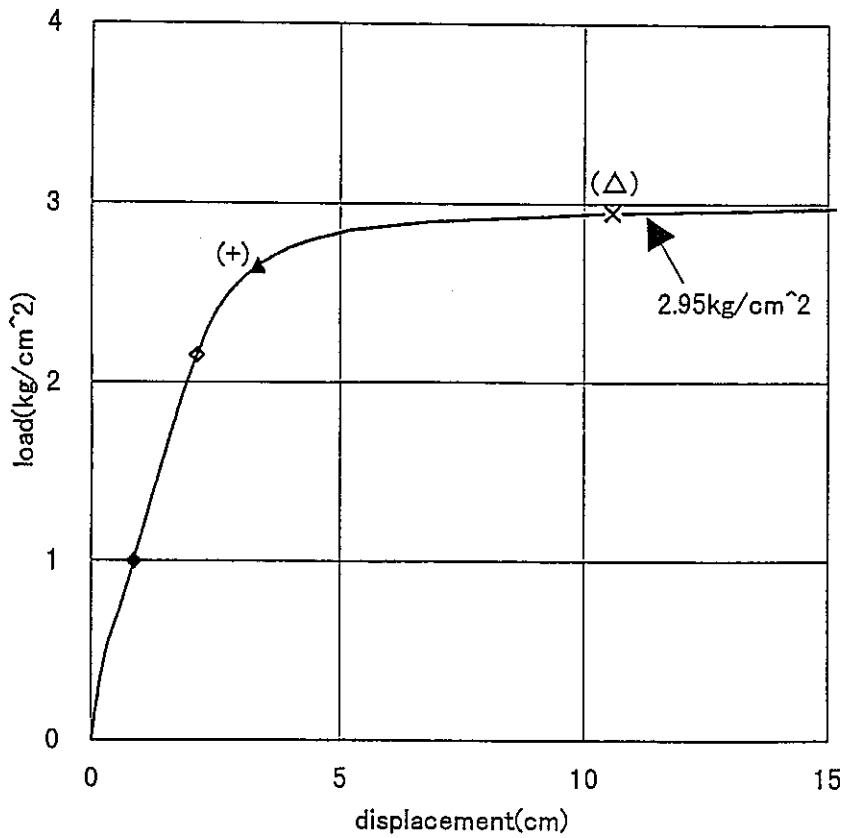
- | | |
|----------------------------|-------------------|
| ①A 2 3 6 壁W 1 (A 2 3 5 壁E) | 爆圧による損傷大 |
| ②R 1 5 2 壁W (R 1 5 1 壁E) | 中央上部に開口、中央下部に架台有り |
| ③A 2 3 6 壁E 1 | 右下部に開口有り |
| ④A 2 3 6 天井 1 | 小梁有り (荷重は上向き) |

4.7 解析結果

それぞれの解析結果を以下に示す。

- 図4.2 A236-壁W-1；荷重変形曲線
- 図4.3 A236-壁W-1；変形図
- 図4.4 A236-壁W-1；破壊状況図
- 図4.5 R152-壁W；荷重変形曲線
- 図4.6 R152-壁W；変形図
- 図4.7 R152-壁W；破壊状況図
- 図4.8 A236-壁E-1；荷重変形曲線
- 図4.9 A236-壁E-1；変形図
- 図4.10 A236-壁E-1；破壊状況図
- 図4.11 A236-天井-1；荷重変形曲線
- 図4.12 A236-天井-1；変形図
- 図4.13 A236-天井-1；破壊状況図

なお、付録-5に上記変形図（図4.3、4.6、4.9、4.12）・破壊状況図（図4.4、4.7、4.10、4.13）の詳細なもの（拡大版）を掲載する。



C点での荷重-変位曲線

要素位置	状態	Load(kg/cm ²)	位置	マーク
A	最初の鉄筋降伏 引	1.0	上端	◆
	圧	2.1	下端	◇
	コンクリートの軟化	2.9		×
B	最初の鉄筋降伏 引	2.6	下端	▲
	圧	2.9	上端	△
	コンクリートの軟化	2.6		+

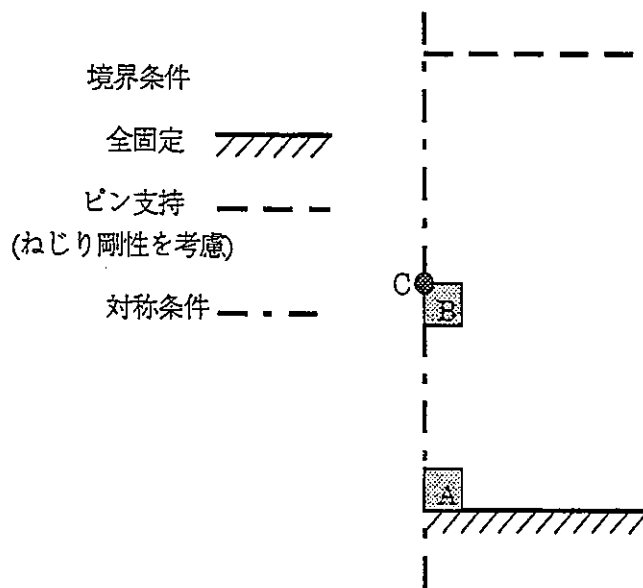


図4.2 A236-壁W-1 ; 荷重変位曲線

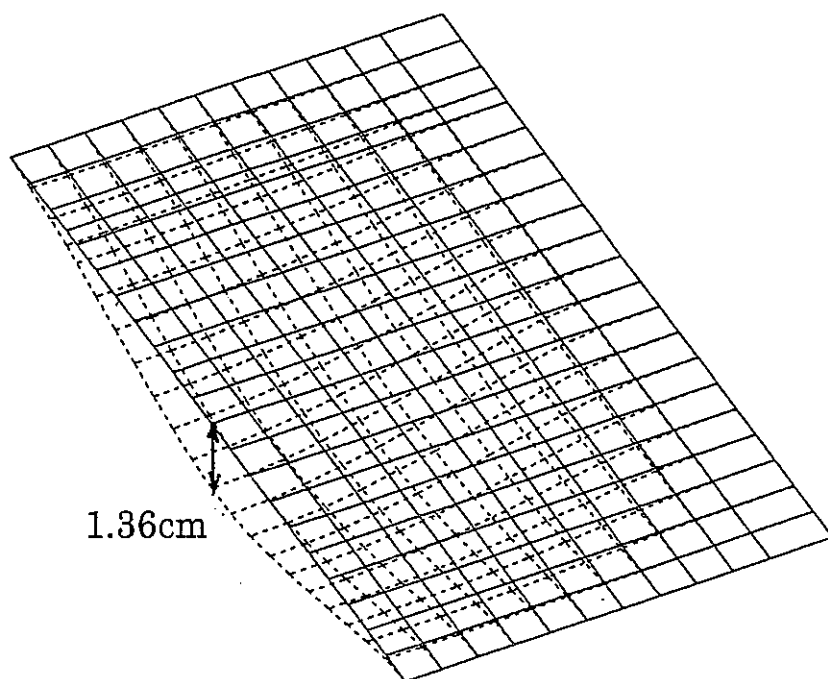
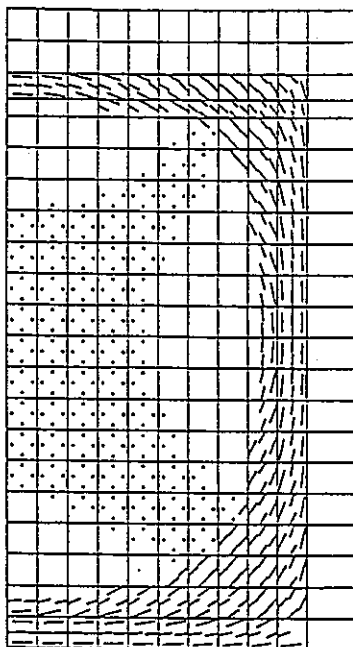


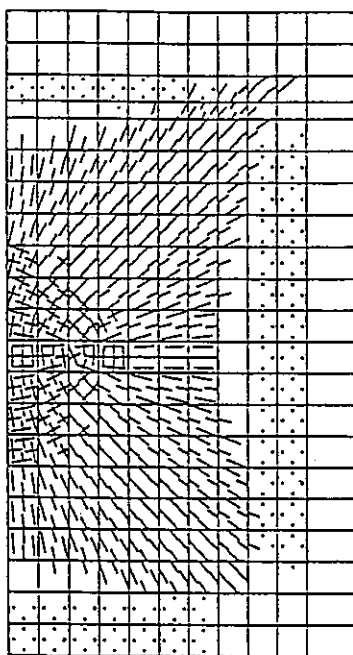
图4.3 A236-壁W-1；变形图
($P=1.5\text{kg/cm}^2$)

凡例

- | | |
|---|----------|
| — | 1 方向ひび割れ |
| × | 2 方向ひび割れ |
| ▲ | 圧縮第 2 勾配 |
| ◆ | 圧縮第 3 勾配 |
| ⋈ | 圧縮軟化 |

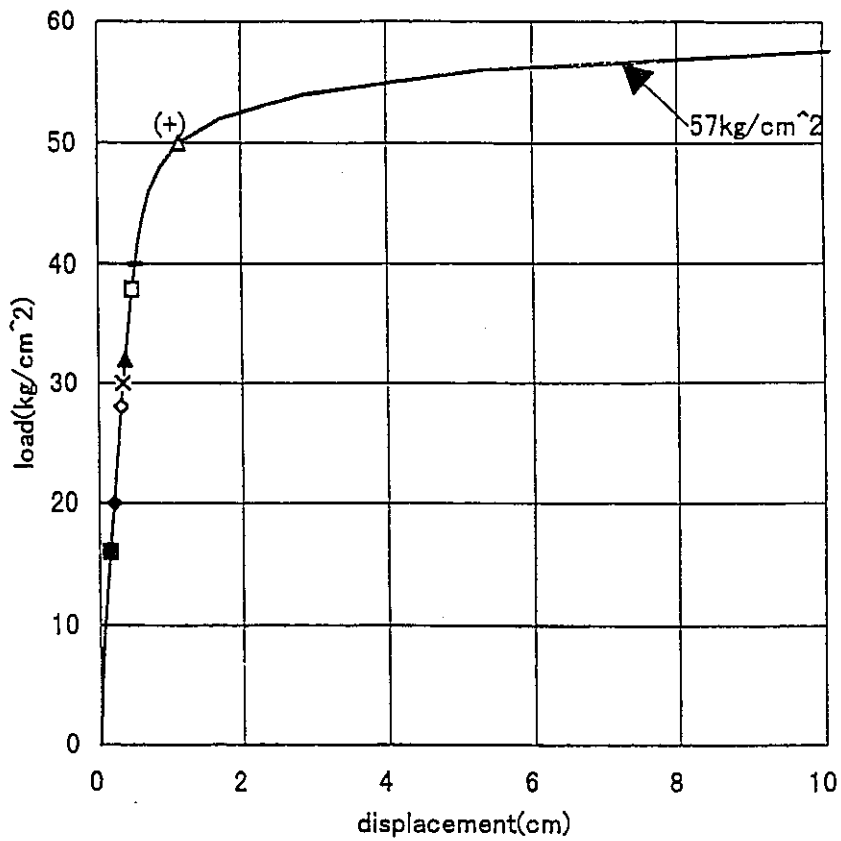


破壊状況(表)



破壊状況(裏)

図4.4 A236-壁W-1 ; 破壊状況図 (P=1.5kg/cm³)



D点での荷重-変位曲線

要素位置	状態	Load(kg/cm ²)	位置	マーク
A	最初の鉄筋降伏 引	20.0	上端(水平方向)	◆
	圧	28.0	下端(水平方向)	◇
	コンクリートの軟化	30.0		×
B	最初の鉄筋降伏 引	32.0	下端(上下方向)	▲
	圧	50.0	上端(上下方向)	△
	コンクリートの軟化	50.0		+
C	最初の鉄筋降伏 引	16.0	上端(水平方向)	■
	圧	38.0	下端(水平方向)	□
	コンクリートの軟化	40.0		-

境界条件

全固定

対称条件

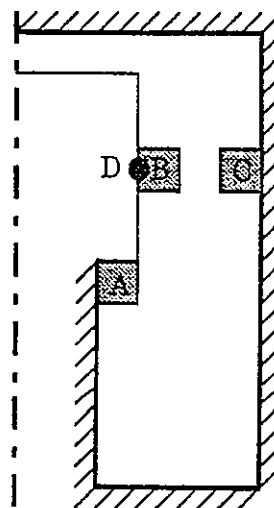


図4.5 R152-壁W (R151-壁E) ; 荷重変位曲線

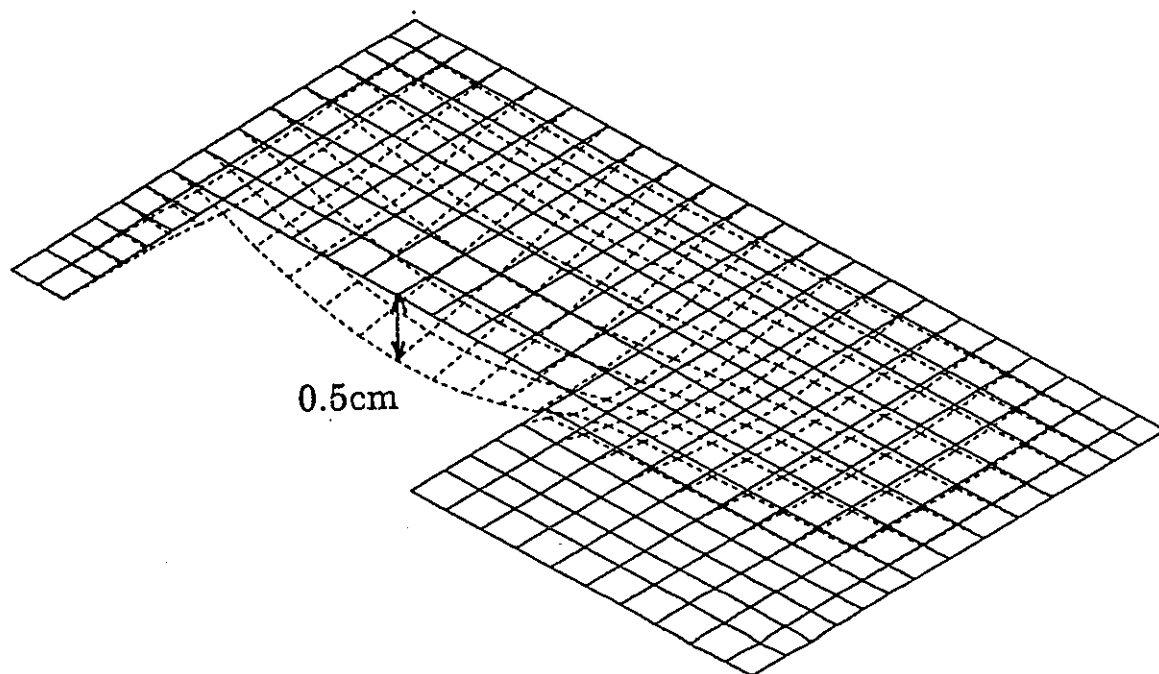
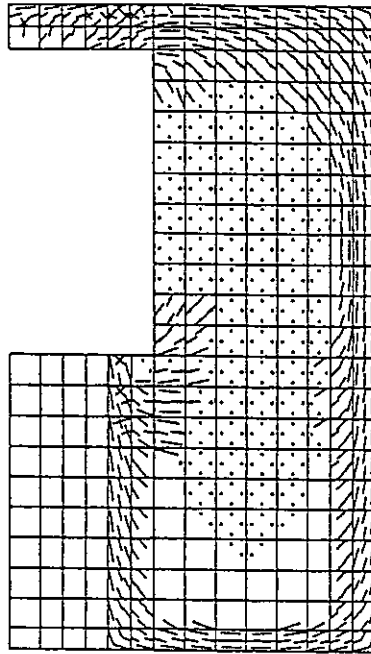


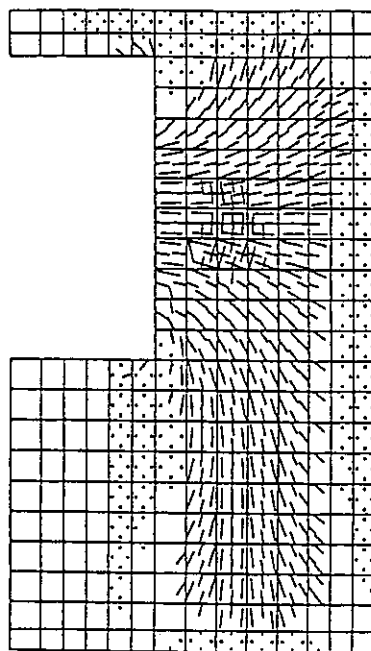
图4.6 R152-壁W；变形图
($P=40\text{kg/cm}^2$)

凡例

- | | |
|---|----------|
| — | 1 方向ひび割れ |
| × | 2 方向ひび割れ |
| ▲ | 圧縮第 2 勾配 |
| ◆ | 圧縮第 3 勾配 |
| ⋈ | 圧縮軟化 |

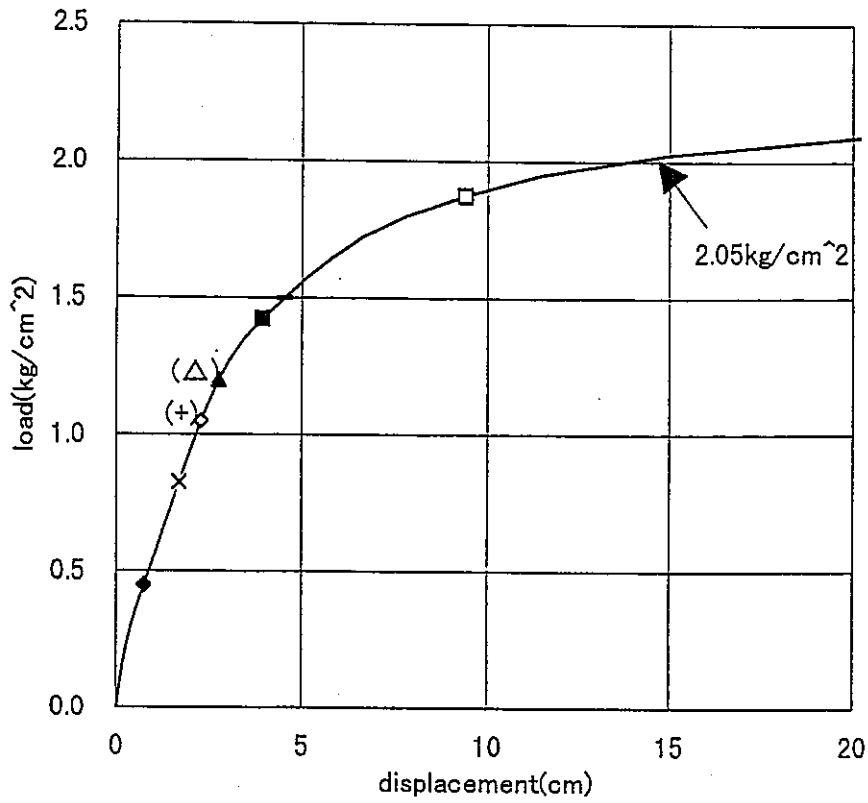


破壊状況(表)



破壊状況(裏)

図4.7 R152-壁W；破壊状況図 (P=40kg/cm²)



D点での荷重-変位曲線

要素位置	状態	Load(kg/cm ²)	位置	マーク
A	最初の鉄筋降伏 引	0.450	上端(上下方向)	◆
	圧	1.050	下端(上下方向)	◇
	コンクリートの軟化	0.825		x
B	最初の鉄筋降伏 引	1.200	下端(上下方向)	▲
	圧	1.200	上端(上下方向)	△
	コンクリートの軟化	1.050		+
C	最初の鉄筋降伏 引	1.425	下端(上下方向)	■
	圧	1.875	上端(水平方向)	□
	コンクリートの軟化	1.500		-

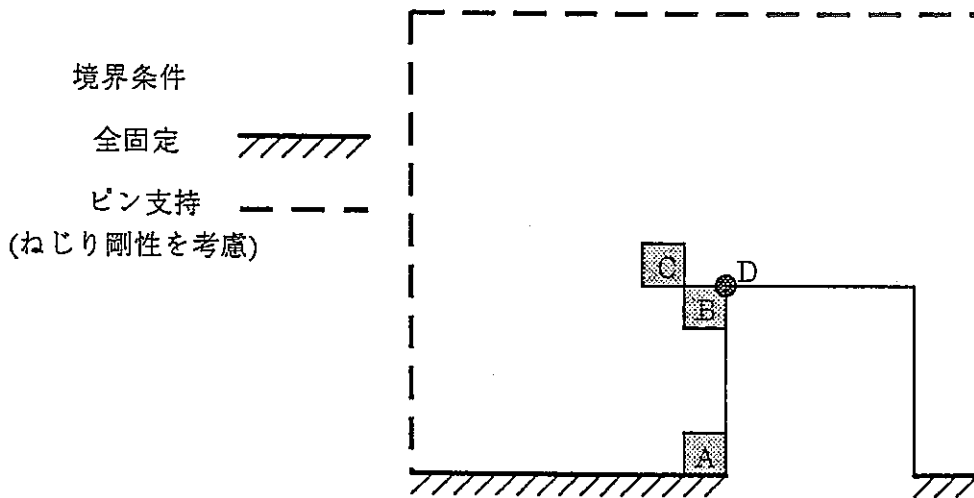


図4.8 A236-壁 E-1 ; 荷重変位曲線

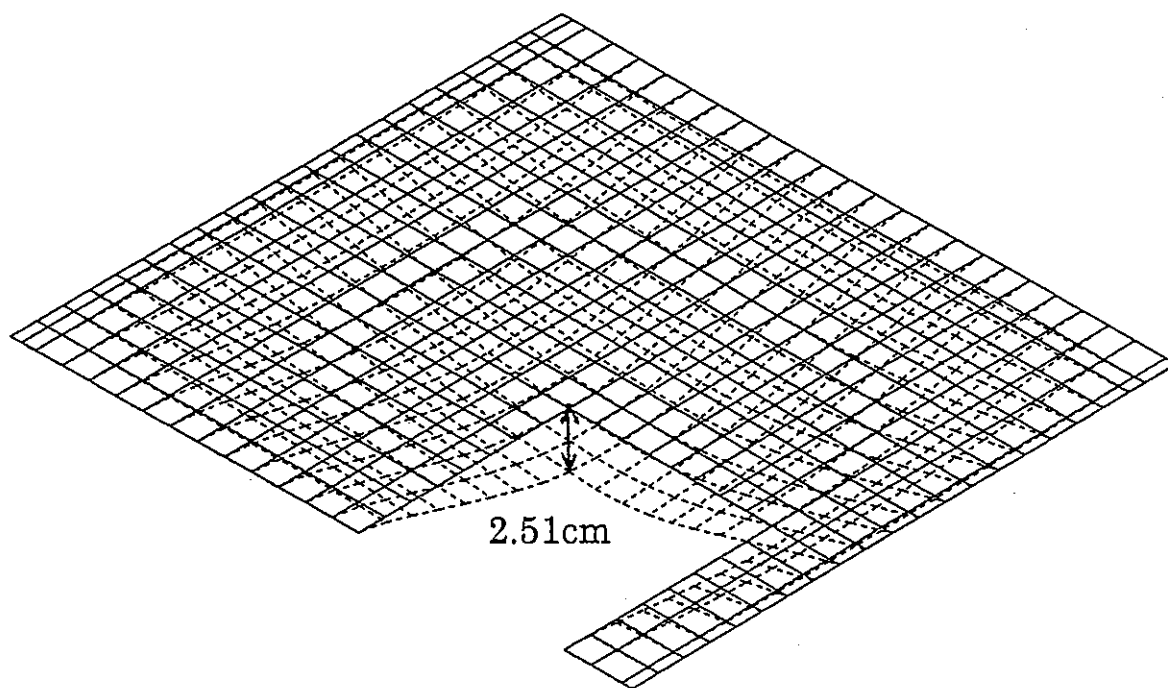
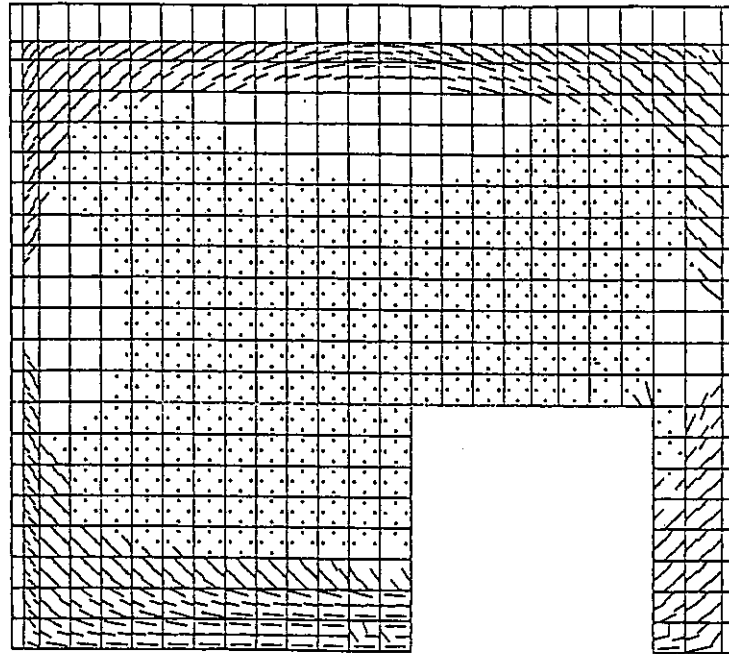


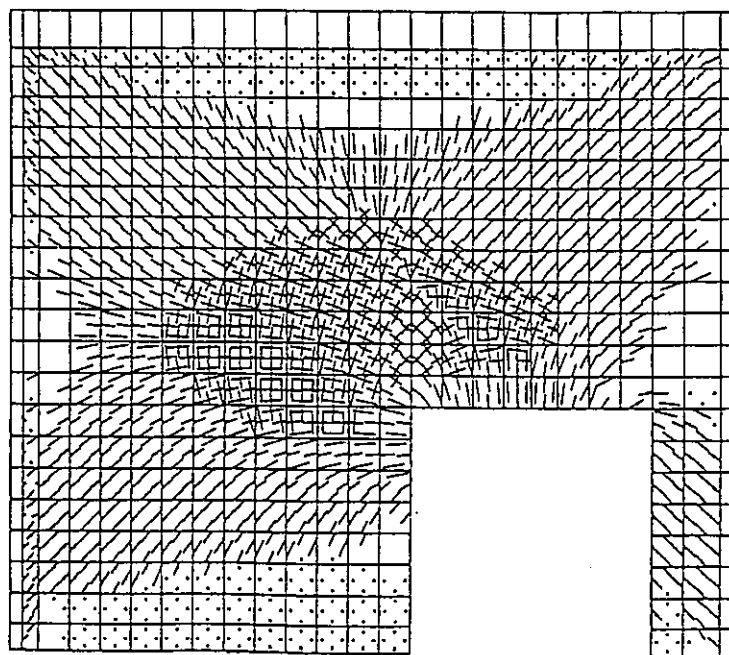
图4.9 A236-壁 E-1 ; 变形图
($P=1.1\text{kg}/\text{cm}^2$)

凡例

- | | |
|---|----------|
| — | 1 方向ひび割れ |
| × | 2 方向ひび割れ |
| ▲ | 圧縮第 2 勾配 |
| ◆ | 圧縮第 3 勾配 |
| ⋈ | 圧縮軟化 |

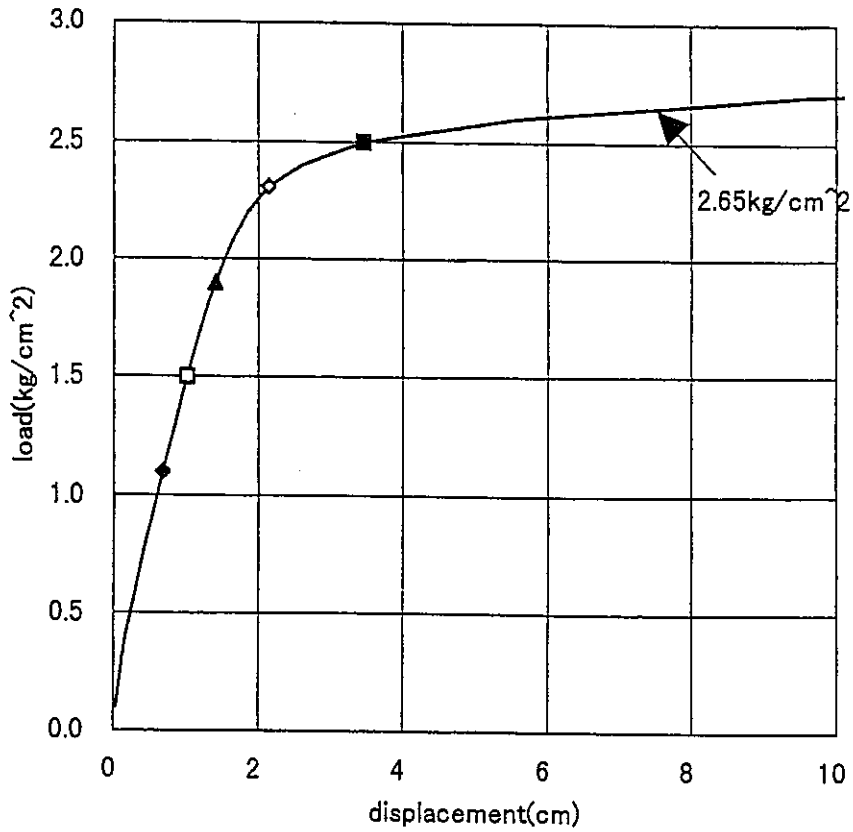


破壊状況(表)



破壊状況(裏)

図4.10 A236-壁E-1；破壊状況図 (P=1.1kg/cm²)



D点での荷重-変位曲線

要素位置	状態	Load(kg/cm ²)	位置	マーク
A	最初の鉄筋降伏 引	1.1	下端	◆
	圧	2.3	上端	◇
B	最初の鉄筋降伏 引	1.9	上端	▲
C	最初の鉄筋降伏 引	2.5	上端	■
	圧	1.5	下端	□

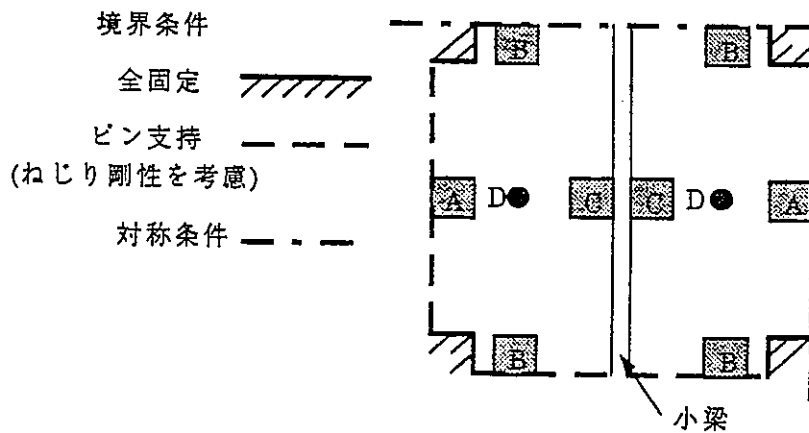


図4.11 A236-天井-1；荷重変位曲線

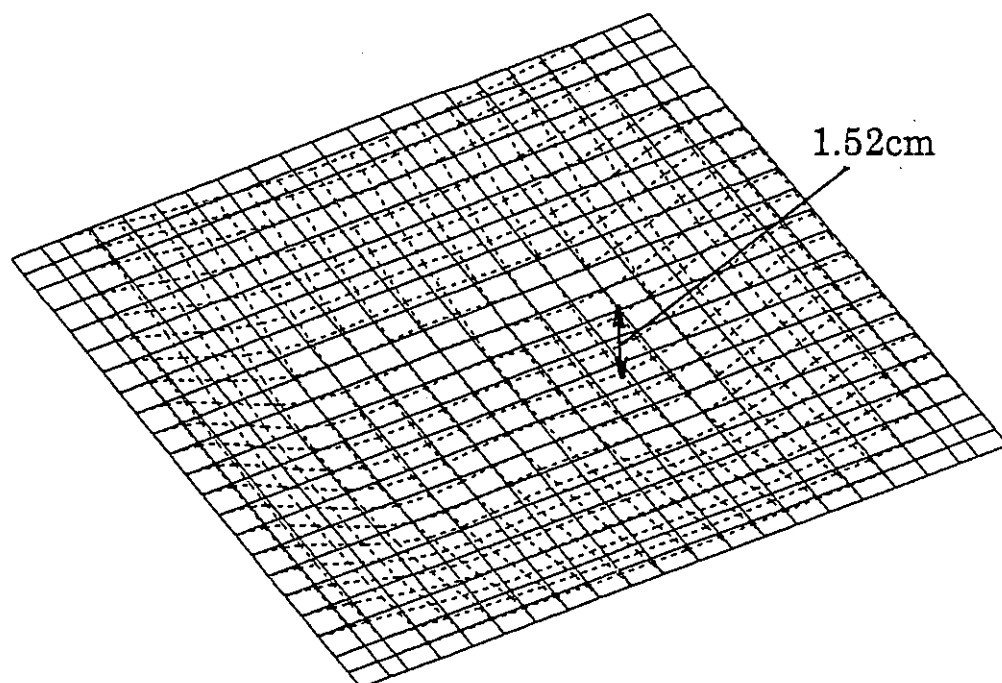
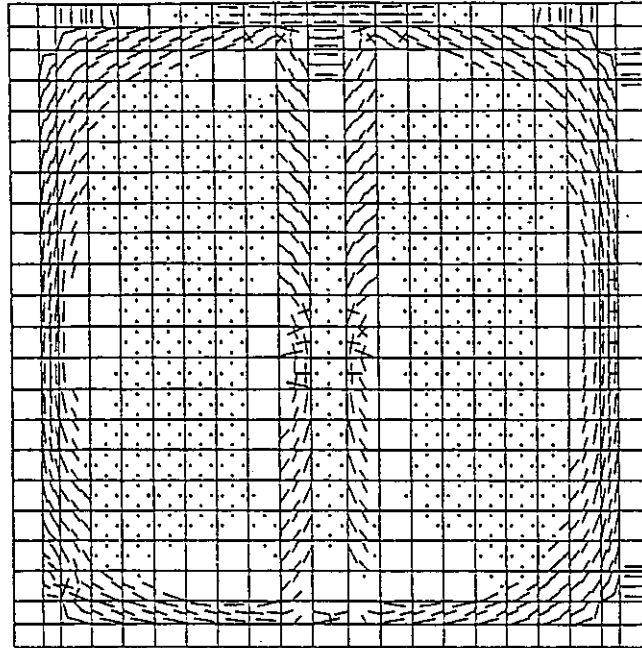


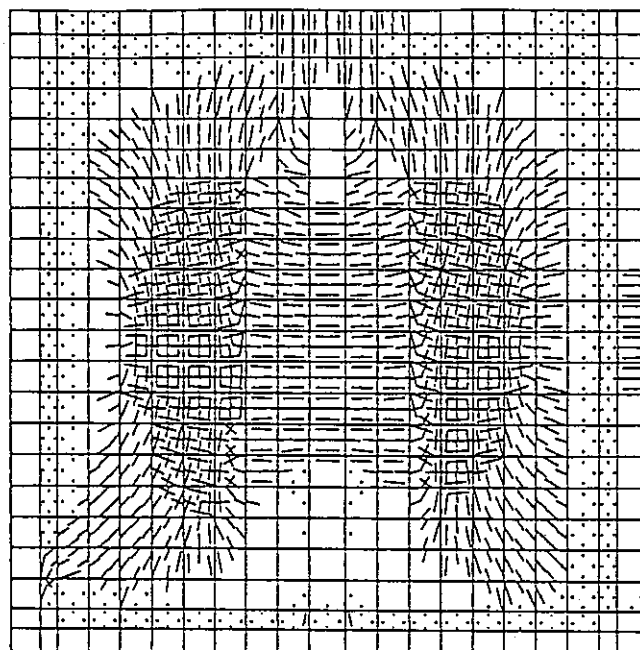
图4.12 A236-天井-1；变形图
($P=2.0\text{kg/cm}^2$)

凡例

- 1 方向ひび割れ
- × 2 方向ひび割れ
- ▲ 圧縮第 2 勾配
- ◆ 圧縮第 3 勾配
- ⋈ 圧縮軟化



破壊状況(表)



破壊状況(裏)

図4.13 A236-天井-1；破壊状況図 (P=2.0kg/cm²)

5. 簡易手法とFEM解析結果との比較

簡易手法とFEM(CARC-SHELL)の両手法により同じ部材を解析したケースは、

- ①A236-壁W1 (A235-壁E)
- ②R152-壁W (R151-壁E)
- ③A236-壁E1
- ④A236-天井1

の4ケースであるが、②と④については、3.4節でも説明したように、

- ②：簡易手法では開口下の架台をモデル化していない。
- ④：簡易手法では、天井中央の小梁を剛としている。

としているため、②ではFEM解析値が簡易手法による耐力より大きな値を示し、④ではFEM解析値が簡易手法による耐力より小さな値を示す結果となった。

特に、④では小梁が存在するような場合には、FEMモデルのように小梁を含めた全体としてモデル化する必要があることが分かる。

よって、上記2ケースのような場合には簡易手法で取り扱うことはできない。

以下では、簡易手法による耐力評価結果とFEM(CARC-SHELL)による解析結果を直接比較することができる2つの壁、すなわち、A236-壁E-1（開口有り）とA236-壁W-1（開口無し）の結果を比較する（表2.4.1）。ただし、簡易手法の計算値としては、降伏耐力においては鉄筋の降伏点（ σ_y ）を用いた計算値（Py1）を、終局耐力においては、鉄筋の引張強度（ σ_u ）を用いた計算値（Pu2）を用いるものとする。また、FEMは鉄筋の強度に降伏点（ σ_y ）を用いている。

A236-壁E-1（開口有り）の場合には、降伏耐力及び終局耐力とも簡易手法とFEMの解析結果は良く一致している。

A236-壁W-1（開口無し）の場合には、終局耐力については簡易手法とFEMの解析結果は良く一致しているが、降伏耐力についてはFEMに対して簡易手法は2～3割小さめの値を示した。

以上より、簡易手法とFEMにより得られた耐力値に整合性があることがわかったが、得られた耐力の妥当性に關連して、まだ解決しなければならない課題が存在する。その課題を以下に示す。

- (1)両手法により得られた耐力が実際の壁耐力と整合した値となっているのか。
- (2)壁1面だけではなく、天井・壁・床の6面をモデル化して、6面同時に圧力を受ける場合の耐力値と今回のFEM解析のように壁1面のみ取り出し、壁周囲の付帯柱剛性を考慮した半固定の境界条件とした耐力値との関係はどのようになっているのか。

まず、課題(1)に関しては、A236-壁W1を例に挙げ、既往の鉄筋コンクリート床版の面外加力実験による版の終局強度をスパンと板厚の比により補正することにより、A236-壁W1の終局分布荷重がどれくらいあるのかを考察した。考察した結果、A236-壁W1の終局分布荷重は少なくとも 1.4kgf/cm^2 以上あることがわかった。この結果と両手法により得られた結果（簡易手法； 2.93kgf/cm^2 、FEM； 2.95kgf/cm^2 ）とを比較することにより、両手法により得られた結果（数値オーダー）が妥当であることが示された。

次に、課題(2)に関しては、6面が同時に荷重を受ける場合には、今回の壁周囲の付帯柱剛性を考慮した半固定とした場合よりも拘束度が高くなること、さらに、壁周辺の拘束度が高くなると、壁の耐力は高くなることより、6面同時に荷重を受ける場合の壁耐力は半固定の境界条件としたFEM解析値と同程度かあるいは大きくなることがわかった。よって、今回のFEM解析に於いて用いた境界条件により得られた耐力は、6面同時に荷重を受ける場合の壁耐力の下限值を示しており、過大には評価されておらず、その値も妥当であることが示された。

この課題(1)(2)に関する詳細は、付録-6に示す。

以上より、両手法による壁の耐力評価法の妥当性が示された。

よって、壁の耐力値については、壁の正確な耐力は明確とすることはできないが、3章及び上記の結果から、ある程度の推定値は把握できることがわかった。

また、FEMによる解析以外にも、壁の形状が簡単なもの（開口が1つ程度）は、簡易手法により壁の耐力評価がある程度行えることがわかった。

6. 被害レベルの概略推定

ここでは、鉄筋の露出が見られるA236壁W-1及びひび割れが生じているA234-壁WとA234-壁E（A235-壁W）についてその被害レベル（降伏か、終局か）について推定する。

A236-壁W-1は、図6.1にも見られるように鉄筋の露出が生じている。一般に現在の状況は、衝撃荷重により振動した部材が減衰し最終的に静止した状態であり、あくまで残留変位、残留ひび割れが観察されている状態である。従って、静止した状態での被害状況は、実際の最大被害状況より小さめであることが判断される。これと、鉄筋が露出している状況を考えれば、A236壁W-1は終局状態に近いと考えられる。ただし、現場の状況（壁両側のひび割れパターン・幅、残留変形、等）を実際観察しなければ断定は困難である。

A234-壁WとA234-壁E（A235-壁W）については、図6.2と図6.3に見られるようにひび割れが発生している。等分布荷重が作用したかは、ひび割れパターンから大凡の検討がつくが、実際には、A236壁W-1の場合と同様に現場の状況（壁両側のひび割れパターン・幅、残留変形、等）を実際観察しなければ断定は困難である。ただ、図から判断する限りでは、少なくとも終局状態まで達していないように思われる。

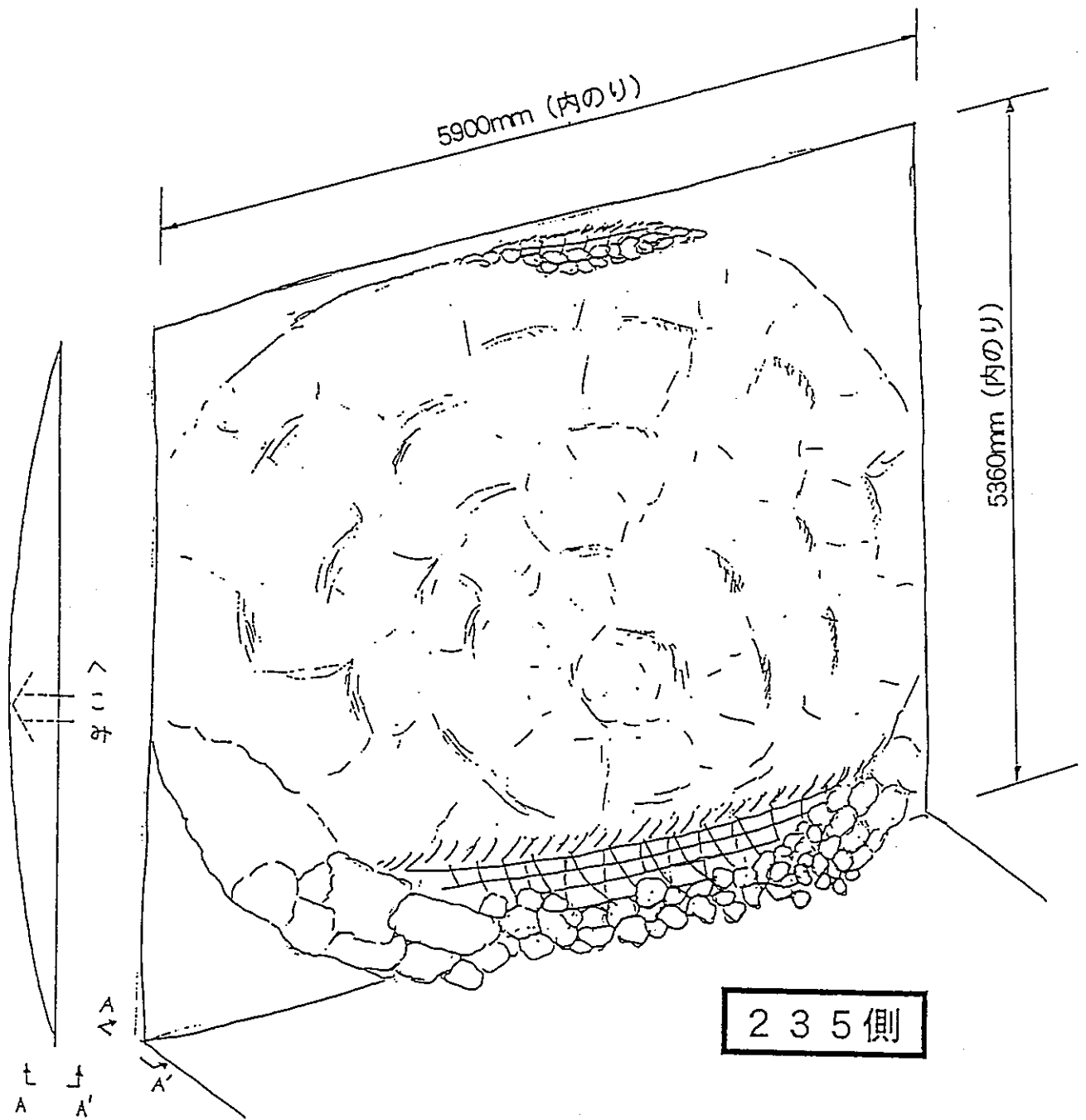


図6.1 A236-壁W-1の被害状況

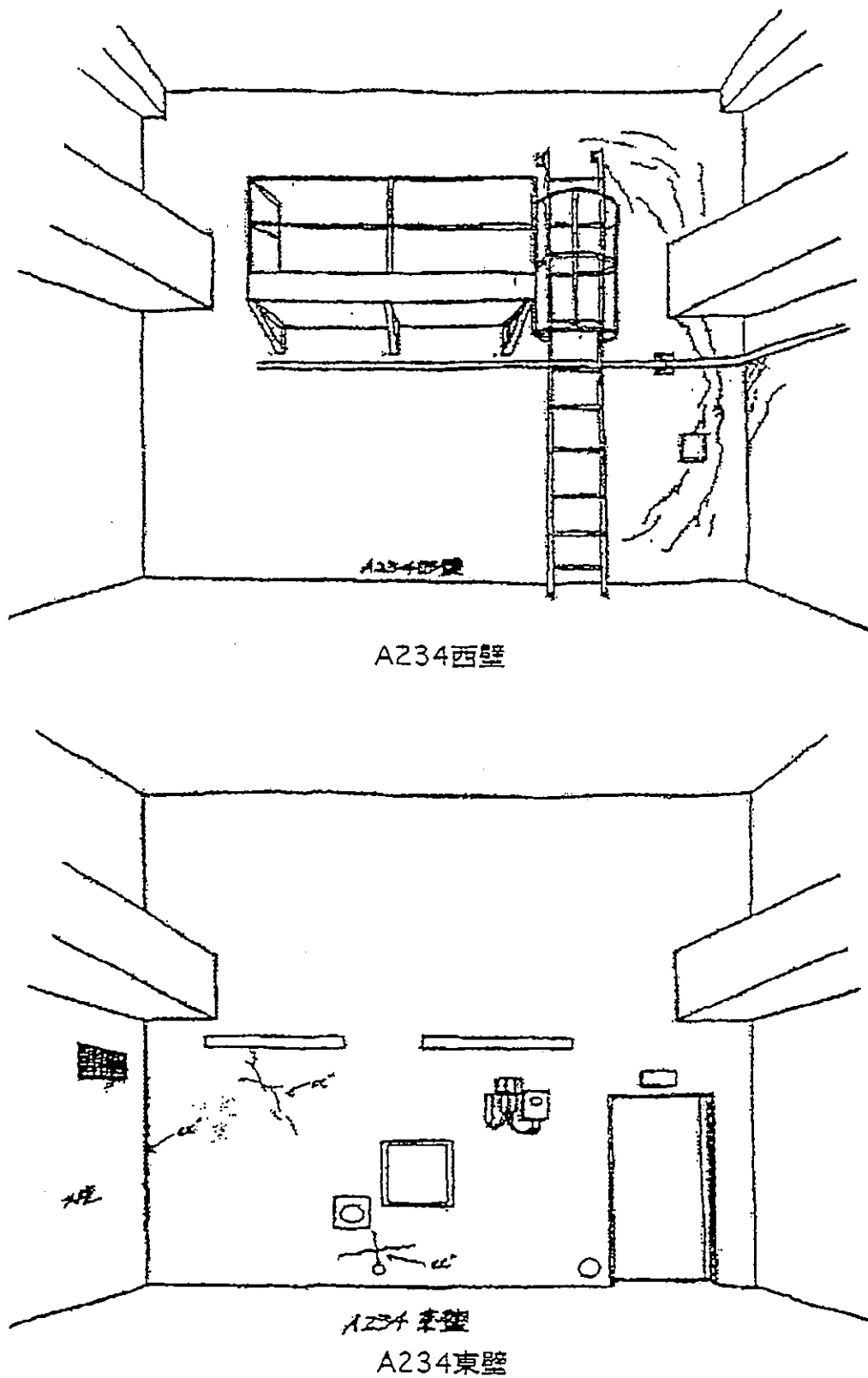
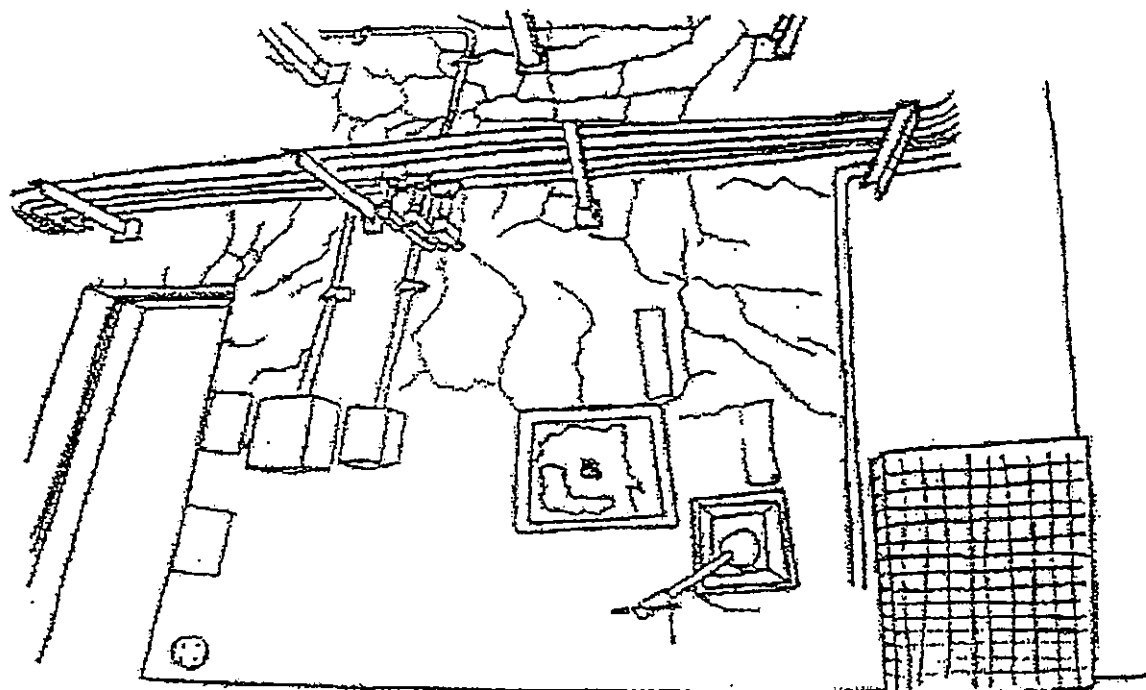


図6.2 A234-壁WとA234-壁Eの被害状況



A235西壁

図6.3 A235-壁Wの被害状況

7. まとめ

既往の実験及びアスファルト固化施設の一部の構造壁（床）の耐力評価について、簡易手法（基礎微分方程式と降伏線理論を用いた解法）と有限要素法(FEM)による耐力のクロスチェックを行うことにより、両手法の妥当性を示し、簡易手法の適用範囲を検証した。またアーチアクション等の効果を取り入れることにより、FEMによる解析以外にも、壁の形状が簡単なもの（開口が1つ程度）は、簡易手法により壁の耐力評価がある程度行えることが分かった。

以下に具体的内容を述べる。

7.1 簡易手法の特徴

- (1) 開口を有する板の耐力については、最初無開口の板として取り扱い、その降伏及び終局耐力を算定し、開口率・開口位置と開口による耐力の補正係数の関係より得られた補正係数を無開口の板の降伏及び終局耐力に乗じることにより評価した。

ただし、位置は代表的な3つのタイプ（中央部、中央端部、コーナー部）、また形状は正方形に近いものに限るものとする。

- (2) 降伏・終局耐力を評価する際のもとなる鉄筋コンクリート板の終局モーメントの評価については、アーチアクションの効果を何らかの形で取り入れたもので行った。すなわち、周辺を拘束した鉄筋コンクリート床板におけるコンクリートの引張力と周辺梁に働く面内圧縮力を一括附加して、コンクリートの換算断面抵抗力と見なす評価手法を取った。その際鉄筋の強度としては、降伏耐力を評価する際には降伏点【評価式：(3.2.2)式】を、終局耐力を評価する際には引張強度【評価式：(3.2.4)式】を採用した。

7.2 既往実験の耐力評価

- (1) 荷重条件が、分布荷重（多点集中荷重）で、支持条件が四辺固定支持である既往の実験結果10例（開口を有するものも含む）を取り上げ、個々の試験体について耐力評価を行うことにより、簡易手法の妥当性を検討し、終局耐力に関しては、終局モーメントとして、アーチアクション等の効果を取り入れて鉄筋の強度として終局強度を用いた(3.2.4)式を用いたものが、実験結果を最大でも±30%の誤差範囲内で評価できることが分かった。
- (2) FEMのシミュレーション解析結果については、一般的に実験結果より高めに出ることが知られており、この場合もFEMのシミュレーション解析結果は15%程度実験値より高い値を示した。
- (3) 以上の(1)(2)より、簡易手法による耐力評価、特に終局耐力の評価の妥当性が示された。

7.3 アスファルト固化施設の一部の構造壁（床）の耐力評価

- (1) 簡易手法による耐力評価結果とFEMによる解析結果を直接比較することができる2つの壁、すなわち、A236-壁E-1（開口有り）とA236-壁W-1（開口無し）の結果を比較すると、A236-壁E-1（開口有り）の場合には、降伏耐力及び終局耐力とも簡易手法とFEMの解析結果は良く一致しており、A236-壁W-1（開口無し）の場合には、終局耐力については簡易手法とFEMの解析結果は良く一致しているが、降伏耐力についてはFEMに対して簡易手法は2～3割小さめの値を示すことが分かった。ただし、簡易手法の計算値としては、降伏耐力においては鉄筋の降伏点を用いた計算値を、終局耐力においては、鉄筋の引張強度を用いた計算値を用いるものとする。また、FEMは鉄筋の強度に降伏点を用いている。よって壁の耐力値については、壁の正確な耐力は明確とすることはできないが、3章及び4章の結果から、ある程度の推定値は把握できた。
- (2) 複雑な境界条件を有するような壁（R152-壁W）や中央に小梁を有するような天井（A236-天井1）の耐力評価を行う場合には、簡易手法では評価することはできないので有限要素法（FEM）により評価する必要がある。
- (3) 以上の(1)(2)より、FEMによる解析以外にも、壁の形状が簡単なもの（開口が1つ程度）は、簡易手法により壁の耐力評価がある程度行えることが分かった。

7.4 被害レベルの概略推定

- (1) 鉄筋の露出が見られるA236壁W-1及びひび割れが生じているA234-壁WとA234-壁E (A235-壁W) についてその被害レベル (降伏か、終局か) について推定した結果、A236壁W-1については、鉄筋が露出している状況から終局状態に近いと考えられ、A234-壁WとA234-壁E (A235-壁W) については、ひび割れの状況から少なくとも終局状態まで達していないと考えられる。ただし、現場の状況 (壁両側のひび割れパターン・幅、残留変形、等) を実際観察しなければ断定は困難である。

【参考文献】

- [1] 東 洋一、小森 清司：建築構造学大系 1 1 「平板構造」，彰国社
- [2] 東 洋一：鉄筋コンクリートスラブの降伏線理論と終局耐力，コンクリートジャーナル
- [3] 坂尻 公也、日野 正熙、土橋 由造：周辺拘束形鉄筋コンクリート床スラブの終局強度について，日本建築学会構造系論文報告集 第403号，1989年9月
- [4] 土橋 由造、坂尻 公也：鉄筋コンクリート床版の終局強度について，日本建築学会論文報告集 第277号，1979年3月
- [5] 東 洋一、小森 清司：等分布荷重をうける鉄筋コンクリート正方形スラブの終局耐力に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集 第140号，1967年10月
- [6] 土橋 由造、坂尻 公也：自由辺を有する鉄筋コンクリート床版の終局強度について，日本建築学会論文報告集 第296号，1980年10月
- [7] 小森 清司：各種荷重をうける鉄筋コンクリート長方形スラブの終局耐力に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集 第143号，1968年1月

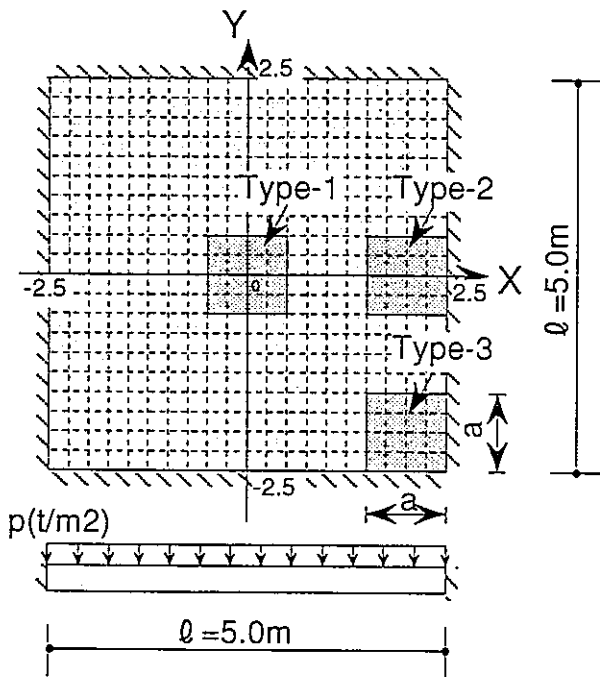
付録-1 降伏耐力評価のための予備検討

開口を有する板の弾性理論による解を導出した例は少なく、また、この解は開口の位置により変動することが予想される。

そこで、壁の降伏耐力(P_y)を評価するために、下図に示すような正方形の板を例にとり、当社保有の弾性FEMプログラム(KANSAS)により、開口の位置・大きさによる板の最大モーメント値を算出し、開口の無い板の降伏耐力(P_{y0})と開口の有る板の降伏耐力(P_y)との比 $r_{Py}(=P_y/P_{y0})$ を、開口の位置・大きさをパラメータとして求めた。

なお、上記FEM解析の妥当性は、文献 [1] に掲載されている中央に開口を有する板の最大モーメントの値を比較することにより検証する。

1. 解析モデル



解析モデルは、左図に示すような等分布荷重 $p(t/m^2)$ を受ける四辺固定の正方形である (一辺は 5 m ; 要素は一辺を 20 分割した SHELL 要素)。また開口位置は、次の代表的な 3 タイプとした。

- Type-1 : 中央部
- Type-2 : 中央端部
- Type-3 : コーナー部

開口辺長比(a/l)は、0.0~0.6(0.1刻み)とした。

更に、弾性理論解との整合性をとるために、ポアソン比(ν)は、 $\nu=0$ とし、曲げのみを考慮した解析とした。

以下に解析パラメータを挙げる。

2. 解析パラメータ

開口位置	Type-1, Type-2, Type-3
開口辺長比(a/l)	0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6
ヤング係数(E)	$2.65 \times 10^5 (kgf/cm^2)$ ← $F_c=320kgf/cm^2$
ポアソン比(ν)	0.0
板厚(t)	50cm(一部、20cm,100cm)
等分布荷重(p)	1.0 (t/m^2)

3. 板厚(t)について

ここでは、板厚の差異が最大モーメントに及ぼす影響を考察する。板厚としては、今回の解析で使用する板厚を考慮して、t=20cm, 50cm, 100cmを選択し、付表-1に示す4つのケースについて解析を行った。

この結果、t=50cmを基準にして考えれば、t=20cm, 100cmに対するX及びY軸回りの最大モーメント(maxMx, maxMy)の差は最大でも約2%であることから、以下の解析では、板厚としてt=50cmを採用した。

4. 理論解との比較

ここでは、中央部に開口を有する板のについて、文献 [1] による理論解とFEMによる計算値(Type-1)が一致するか検討する。

開口辺長比(a/ℓ)を、0.0~0.6(0.1刻み)とした解析を行い、M (最大モーメントmaxMをp・ℓで除した値)を比較したところ、個々の点で文献 [1] による理論解とFEMによる計算値(Type-1)はほぼ一致した(付表-2)。よって、上記FEM解析の妥当性が示された。

5. 解析結果

FEMによる解析結果を付表-3に示す。また、表-3中に示される開口の無い板の降伏耐力(Py0)と開口の有る板の降伏耐力(Py)との比rPy(=Py/Py0)は、下式により表現される。

$$\begin{aligned}
 rPy &= \frac{Py}{Py0} \\
 &= \frac{py \times \ell^2 \times rAe}{py0 \times \ell^2} \quad \leftarrow \quad Py = p \times \ell^2 \times \underbrace{rAe}_{rAe = 1.0 - (a/\ell^2)} \\
 &= \frac{Mo \times rAe}{M} \quad \leftarrow \quad p = \frac{Mu}{M \times \ell^2}
 \end{aligned}$$

X軸及びY軸回りの板の終局モーメントが等しくMuであるとする

上記rPyと開口辺長比(a/ℓ)の関係を各開口位置に関してグラフにすると、図3.2.2のようになる。

付表-1 板厚による最大モーメント値の差異

単位：tm/m

	開口無し		開口有り					
			Type-1(a/ℓ=0.6)		Type-2(a/ℓ=0.6)		Type-3(a/ℓ=0.6)	
	maxMx	maxMy	maxMx	maxMy	maxMx	maxMy	maxMx	maxMy
t=20cm	1.197	1.197	0.422	0.422	0.993	0.837	1.318	1.318
t=50cm	1.187	1.187	0.418	0.418	1.021	0.863	1.290	1.290
t=100cm	1.160	1.160	0.409	0.409	1.067	0.897	1.207	1.207

付表-2 理論解とFEMの値の比較 (M ; p · ℓ²)

a/ℓ	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
理論解	0.0491	0.0475	0.0453	0.0416	0.0354	0.0274	0.0190
FEM	0.0475	0.0474	0.0462	0.0426	0.0358	0.0266	0.0167

付表-3 開口辺長比による降伏耐力の差異

(1)Type-1(中央部)

a/ℓ	maxMx (tm/m)	maxMy (tm/m)	maxM (tm/m)	M (pℓ ²)	rAe (m ²)	Py (=rAe/M)	rPy (=Py/Py ₀)
0.0	1.187	1.187	1.187	0.0475	1.00	21.061	1.000
0.1	1.185	1.185	1.185	0.0474	0.99	20.886	0.992
0.2	1.156	1.156	1.156	0.0462	0.96	20.761	0.986
0.3	1.065	1.065	1.065	0.0426	0.91	21.362	1.014
0.4	0.896	0.896	0.896	0.0358	0.84	23.438	1.113
0.5	0.665	0.665	0.665	0.0266	0.75	28.195	1.339
0.6	0.418	0.418	0.418	0.0167	0.64	38.278	1.817

(2)Type-2(中央端部)

a/ℓ	maxMx (tm/m)	maxMy (tm/m)	maxM (tm/m)	M (pℓ ²)	rAe (m ²)	Py (=rAe/M)	rPy (=Py/Py ₀)
0.0	1.187	1.187	1.187	0.0475	1.00	21.061	1.000
0.1	1.356	1.224	1.356	0.0542	0.99	18.252	0.867
0.2	1.421	1.265	1.421	0.0568	0.96	16.890	0.802
0.3	1.316	1.322	1.322	0.0529	0.91	17.209	0.817
0.4	1.131	1.318	1.318	0.0527	0.84	15.933	0.757
0.5	1.079	1.161	1.161	0.0464	0.75	16.150	0.767
0.53	-	-	-	0.0424	0.71	16.865	0.801
0.6	1.021	0.863	1.021	0.0408	0.64	15.671	0.744

(3)Type-3(コーナー部)

a/ℓ	maxMx (tm/m)	maxMy (tm/m)	maxM (tm/m)	M (pℓ ²)	rAe (m ²)	Py (=rAe/M)	rPy (=Py/Py ₀)
0.0	1.187	1.187	1.187	0.0475	1.00	21.061	1.000
0.1	1.187	1.187	1.187	0.0475	0.99	20.851	0.990
0.2	1.191	1.191	1.191	0.0476	0.96	20.151	0.957
0.3	1.247	1.247	1.247	0.0499	0.91	18.244	0.866
0.4	1.599	1.599	1.599	0.0640	0.84	13.133	0.624
0.5	1.644	1.644	1.644	0.0658	0.75	11.405	0.542
0.6	1.290	1.290	1.290	0.0516	0.64	12.403	0.589

付録-2 終局耐力評価のための予備検討

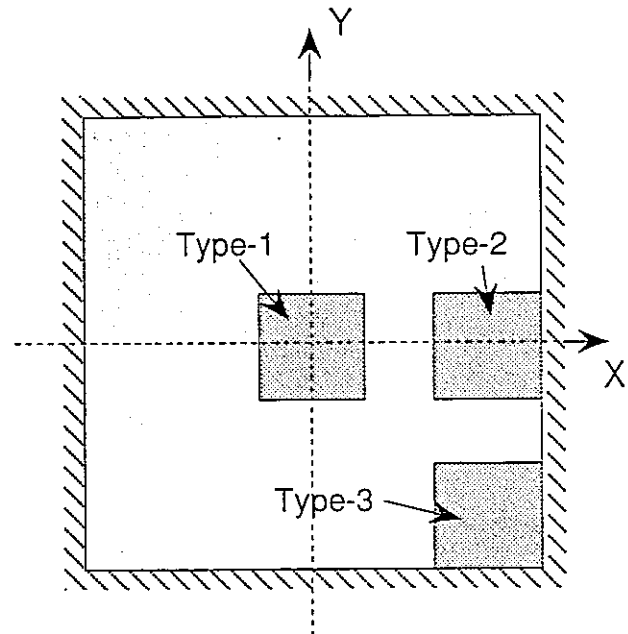
開口を有する板の降伏線理論による解を導出した例は少なく、また、この解は開口の位置により変動することが文献2)からも予想される。

そこで、壁の終局耐力(P_u)を評価するために、降伏耐力の評価と同様に、下図に示すような正方形の板を例にとり、文献 [2] に示される手法に従い、開口の位置・大きさによる板の終局等分布荷重(p)を算出し、開口の無い板の降伏耐力(P_{u0})と開口の有る板の降伏耐力(P_u)との比 $r_{Pu}(=P_u/P_{u0})$ を、開口の位置・大きさをパラメータとして求めた。

1. 解析モデル

解析モデルは、降伏耐力評価のための検討の時と同様に、等分布荷重 $p(t/m^2)$ を受ける四辺固定の正方形であり（一辺は5m）、開口位置は、次の代表的な3タイプである。

- Type-1：中央部
- Type-2：中央端部
- Type-3：コーナー部



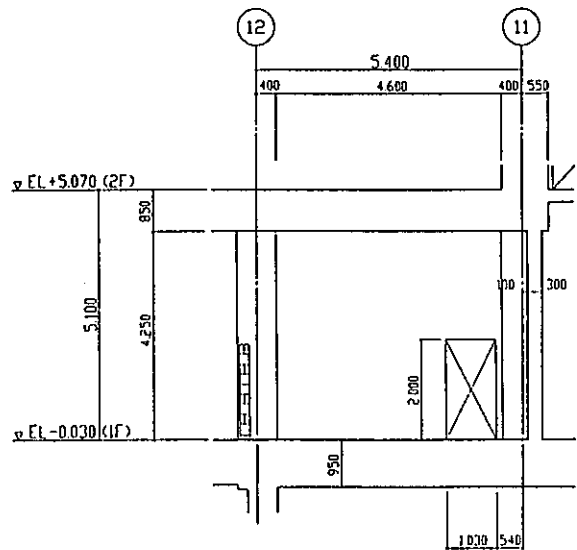
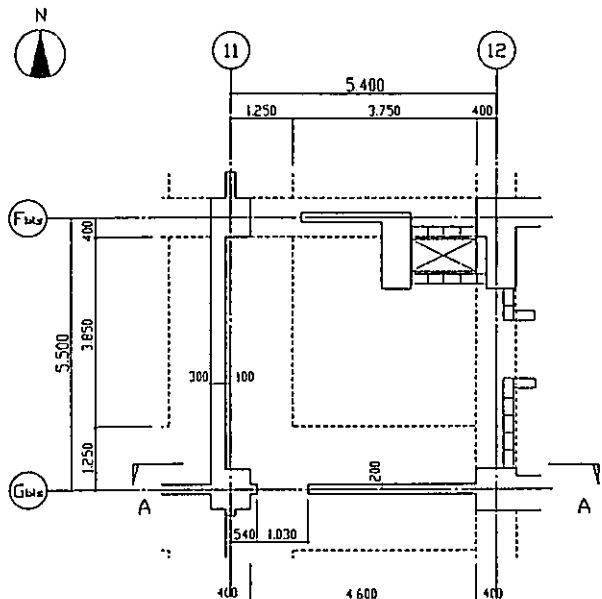
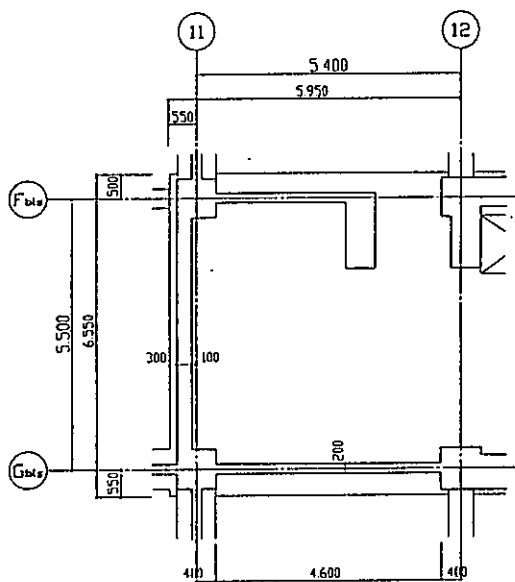
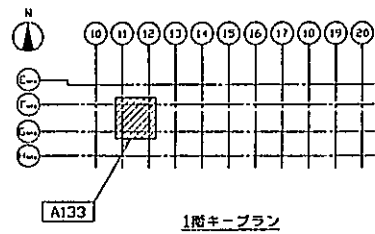
2. 降伏線理論による終局荷重

各開口位置に対して、降伏線理論により求められた $M_0=1.0$ の時の終局分布荷重(p_u)及び開口の無い板の降伏耐力(P_{u0})と開口の有る板の降伏耐力(P_u)との比 $r_{Pu}(=P_u/P_{u0})$ を付表-4に示す。また、上記 r_{Pu} と開口辺長比(a/l)の関係を各開口位置に関して、図3.2.3に示す。

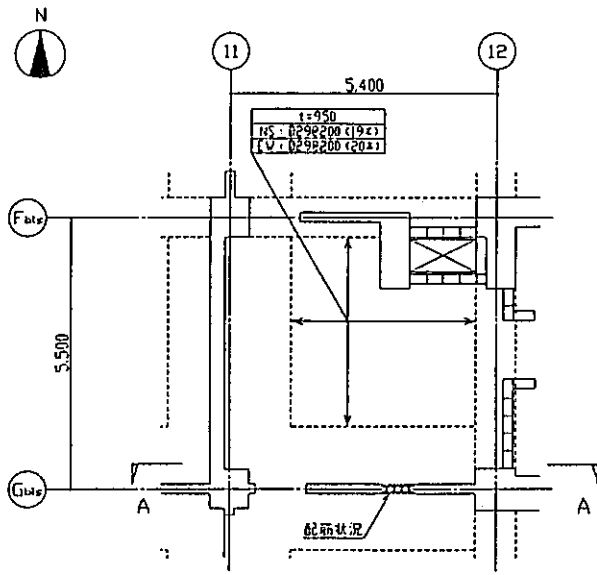
付表-4 開口辺長比による終局耐力の差異

a/ℓ	Type-1 (中央部)			Type-2 (中央端部)									Type-3 (コーナー部)						
	pu ($\times M_0$)	rpu ($=p/p_0$)	rPu ($=Pu/Pu_0$)	x1 (m)	pu1 ($\times M_0$)	x2 (m)	pu2 ($\times M_0$)	x3 (m)	pu3 ($\times M_0$)	pu ($\times M_0$)	rpu ($=p/p_0$)	rPu ($=Pu/Pu_0$)	x1 (m)	pu1 ($\times M_0$)	x2 (m)	pu2 ($\times M_0$)	pu ($\times M_0$)	rpu ($=p/p_0$)	rPu ($=Pu/Pu_0$)
0.00	1.920	1.000	1.000	2.500	1.920	3.865	3.293	-	-	1.920	1.000	1.000	2.500	1.920	-	-	1.920	1.000	1.000
0.05	1.824	0.950	0.948	2.531	1.897	3.735	2.762	-	-	1.897	0.988	0.985	2.532	1.872	-	-	1.872	0.975	0.973
0.10	1.731	0.902	0.893	2.558	1.877	3.603	2.419	-	-	1.877	0.978	0.968	2.563	1.826	-	-	1.826	0.951	0.942
0.15	1.643	0.856	0.837	2.573	1.866	3.456	2.197	-	-	1.866	0.972	0.950	2.592	1.786	-	-	1.786	0.930	0.909
0.20	1.561	0.813	0.780	2.570	1.868	3.286	2.058	-	-	1.868	0.973	0.934	2.617	1.752	-	-	1.752	0.913	0.876
0.25	1.486	0.774	0.726	2.542	1.888	3.094	1.982	-	-	1.888	0.983	0.922	2.634	1.729	-	-	1.729	0.901	0.844
0.30	1.421	0.740	0.673	2.484	1.932	2.882	1.957	-	-	1.932	1.007	0.916	2.642	1.719	-	-	1.719	0.895	0.815
0.35	1.365	0.711	0.624	2.392	2.008	2.656	1.978	3.257	1.953	1.953	1.017	0.893	2.636	1.727	3.250	1.857	1.727	0.899	0.789
0.40	1.321	0.688	0.578	2.268	2.126	2.423	2.048	3.110	1.932	1.932	1.006	0.845	2.613	1.757	3.028	1.809	1.757	0.915	0.769
0.45	1.291	0.673	0.536	2.115	2.301	2.189	2.175	2.945	1.933	1.933	1.007	0.803	2.569	1.818	2.969	1.802	1.802	0.938	0.748
0.50	1.280	0.667	0.500	1.937	2.558	1.958	2.376	2.764	1.958	1.958	1.020	0.765	2.500	1.920	2.913	1.820	1.820	0.948	0.711
0.55	1.295	0.674	0.470	1.740	2.941	1.733	2.683	2.569	2.008	2.008	1.046	0.729	2.401	2.081	2.860	1.866	1.866	0.972	0.678
0.60	1.352	0.704	0.451	1.528	3.531	1.512	3.156	2.361	2.086	2.086	1.087	0.695	2.269	2.331	2.811	1.946	1.946	1.014	0.649

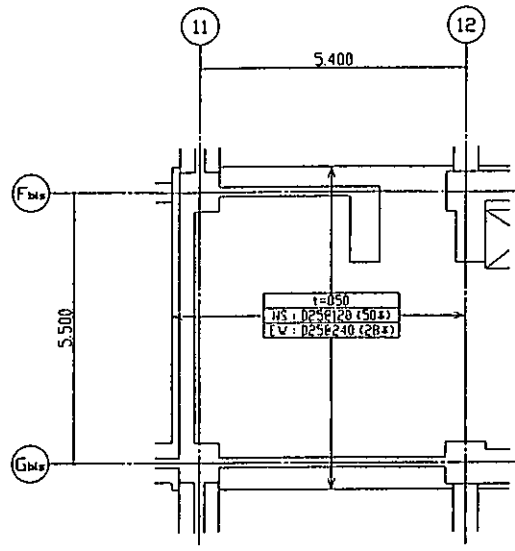
付録3 鉄筋コンクリート壁の寸法・配筋状況



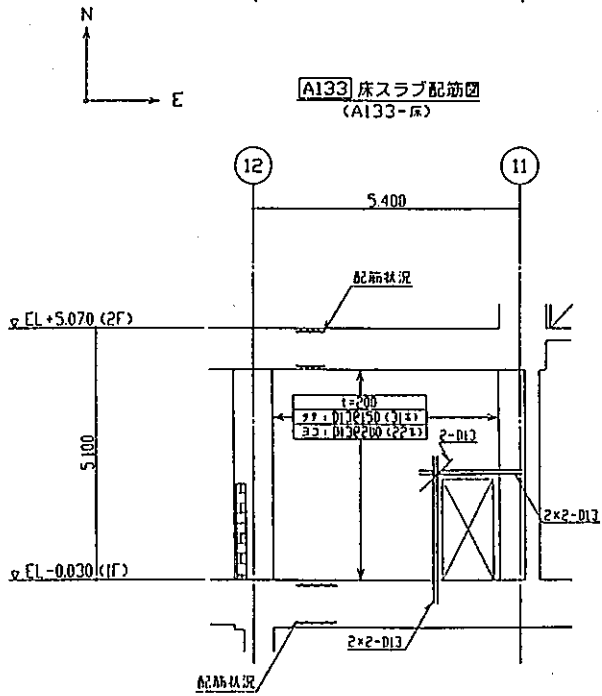
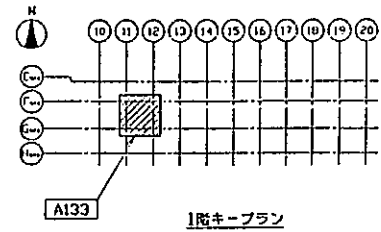
A133 躯体図



A133 床スラブ配筋図
(A133-床)

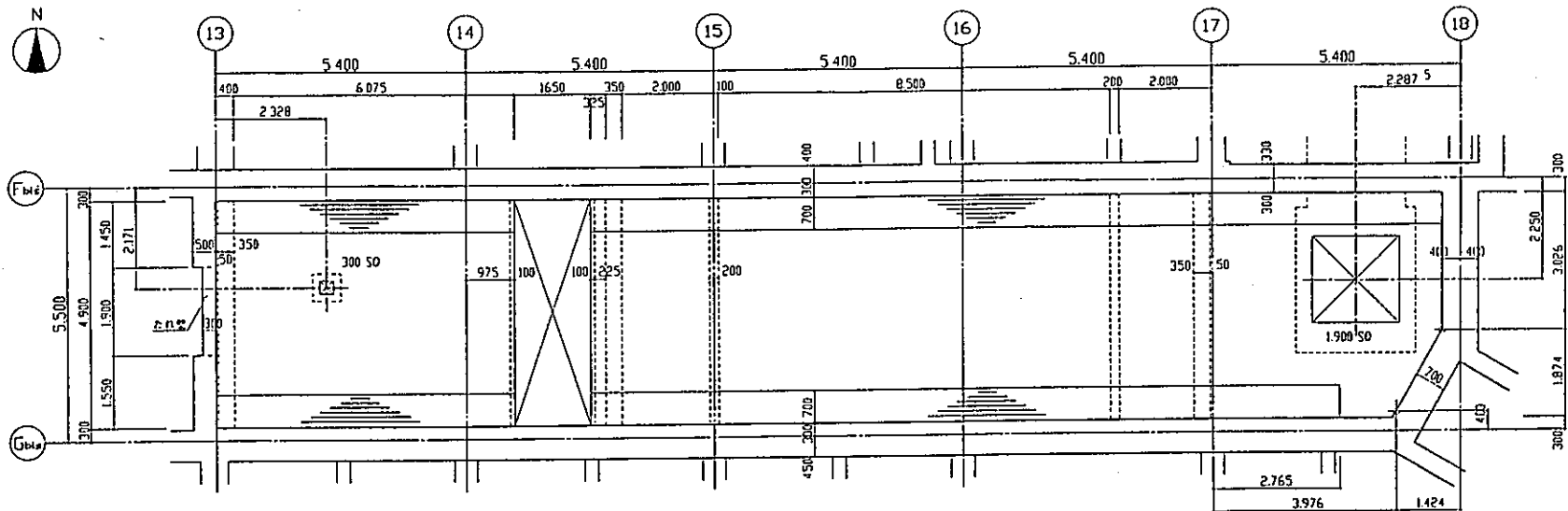


A133 天井スラブ配筋図
(A133-天井)

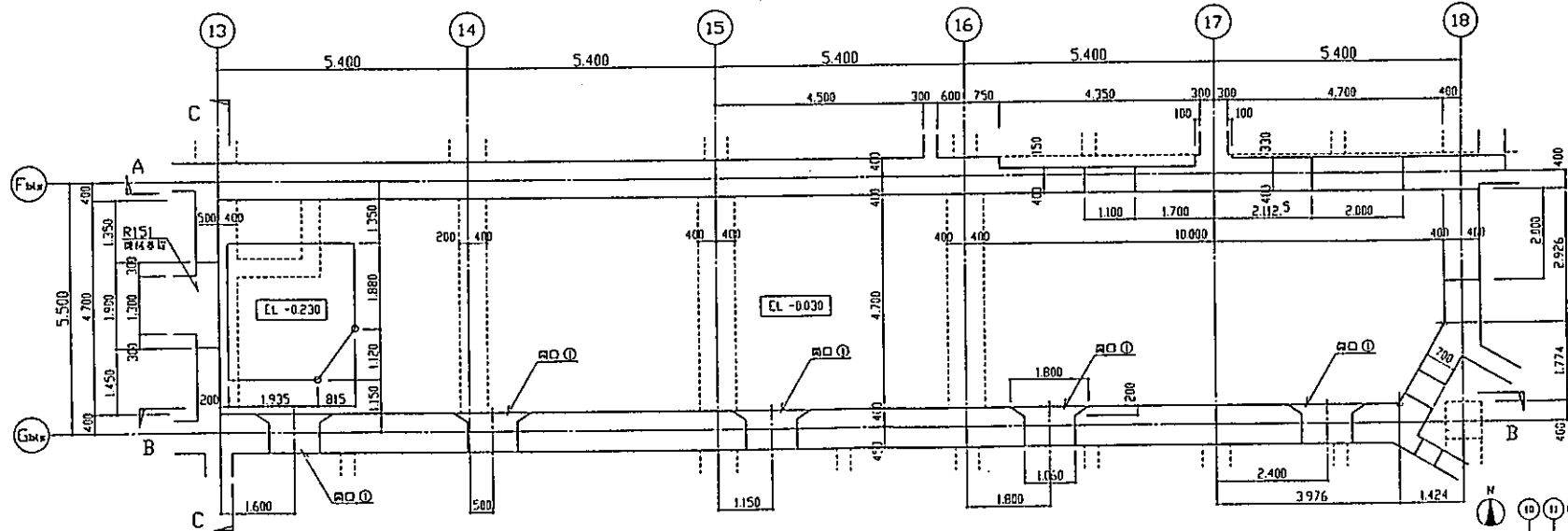


A-A 断面配筋図
(A133-壁)

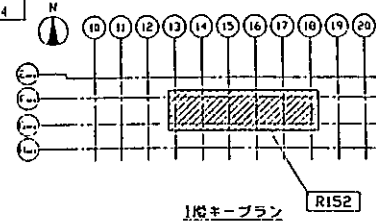
A133 配筋図



R152 天井見上図

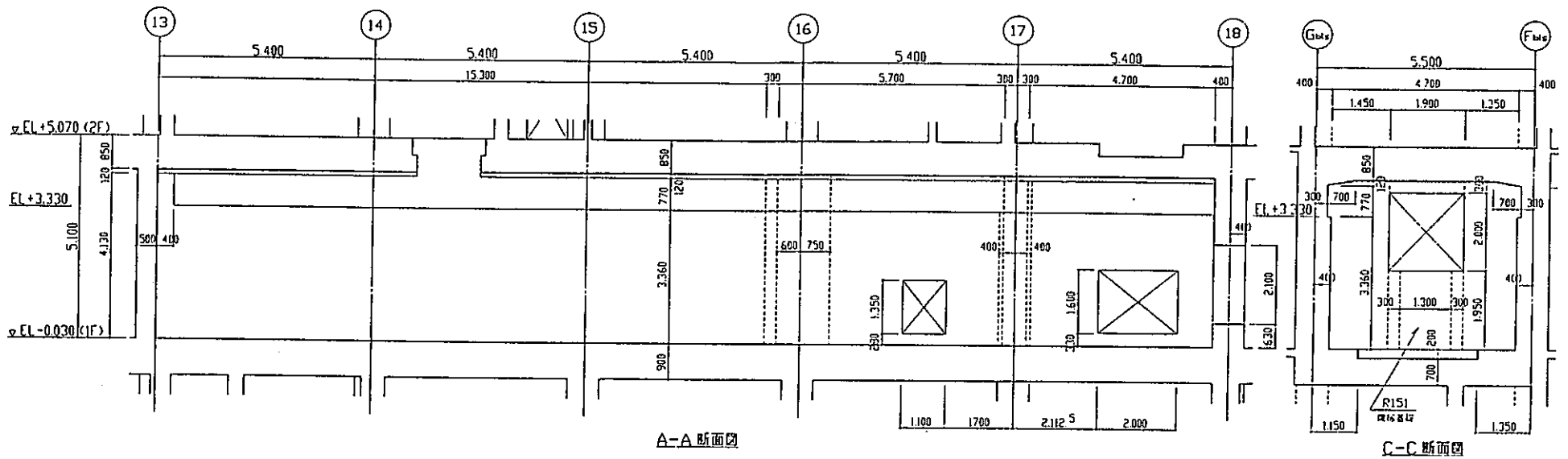


R152 床伏図



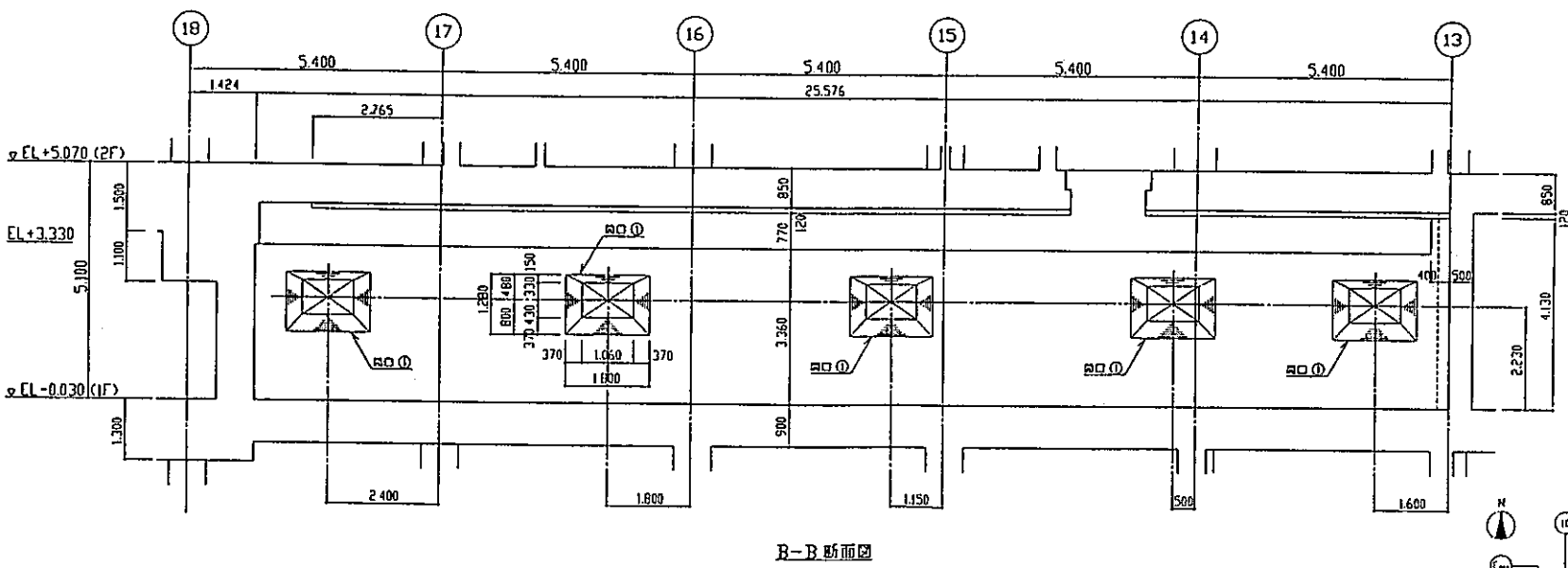
R152 1階キープラン

R152 躯体図 (1)

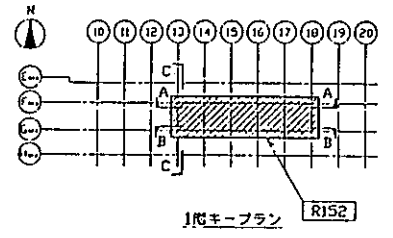


A-A 断面図

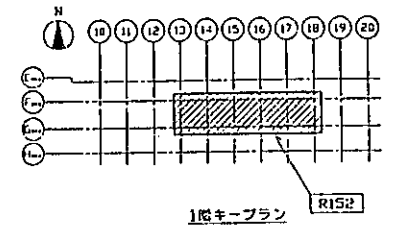
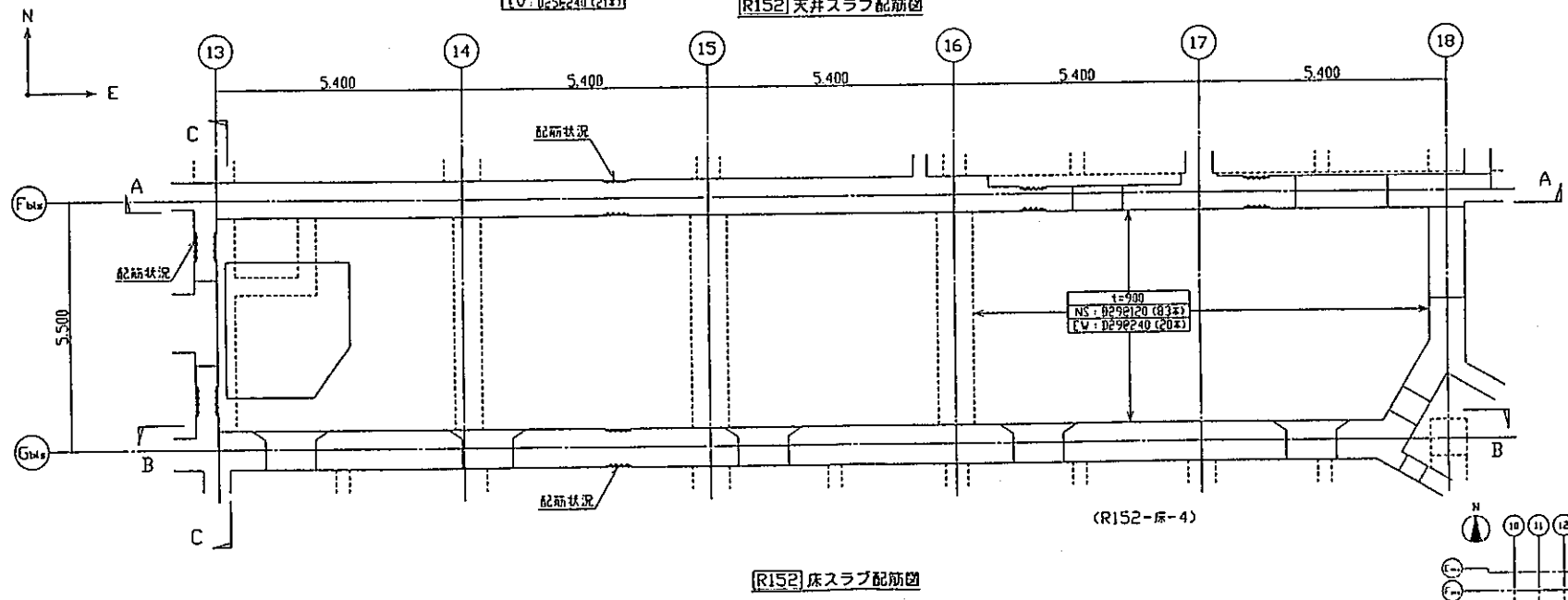
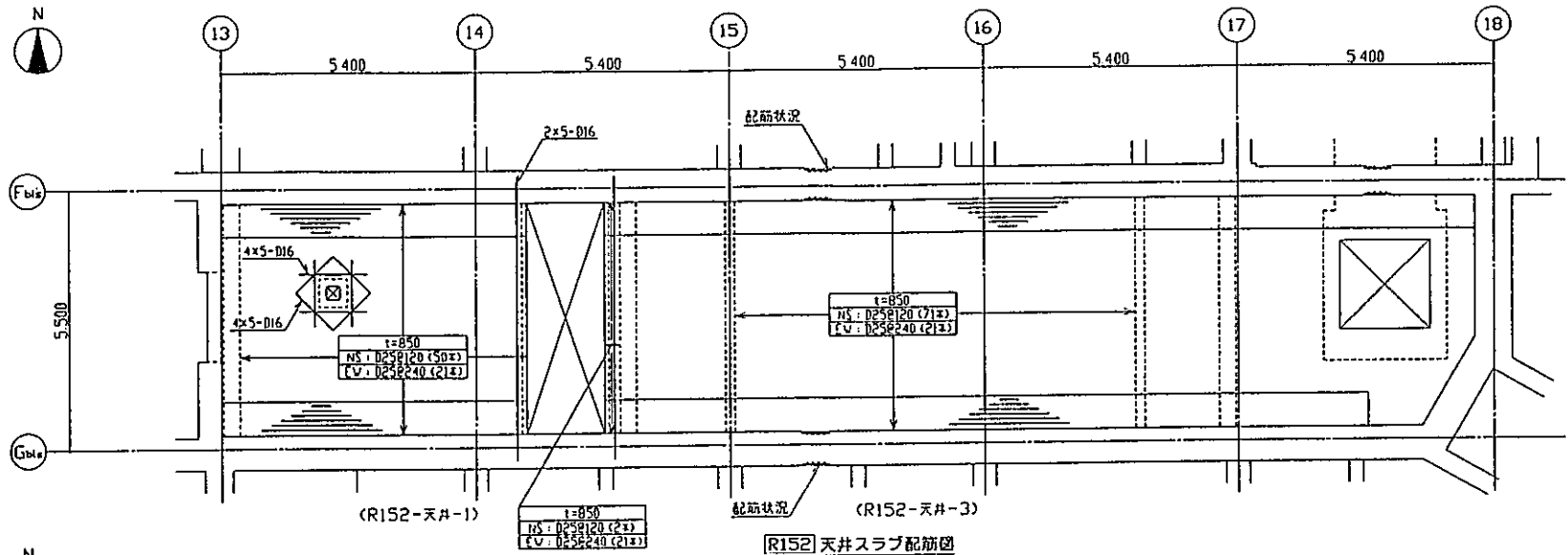
C-C 断面図



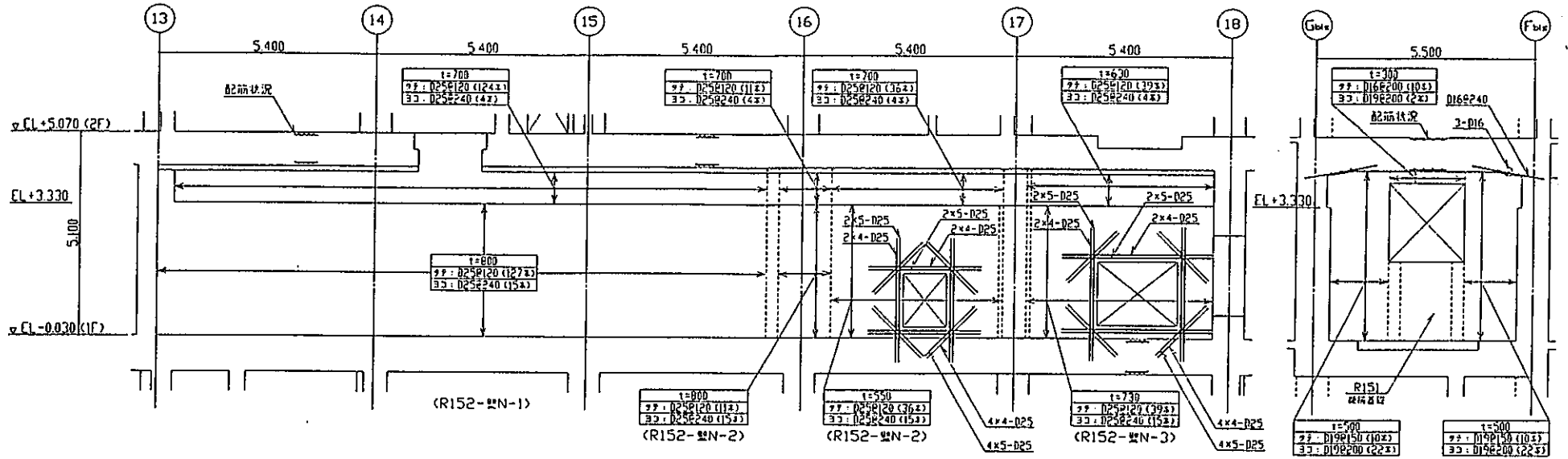
B-B 断面図



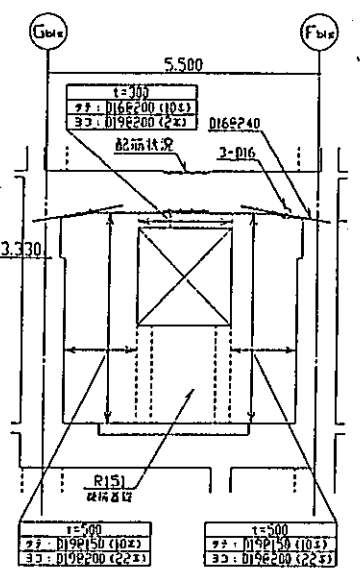
R152 躯体図 (2)



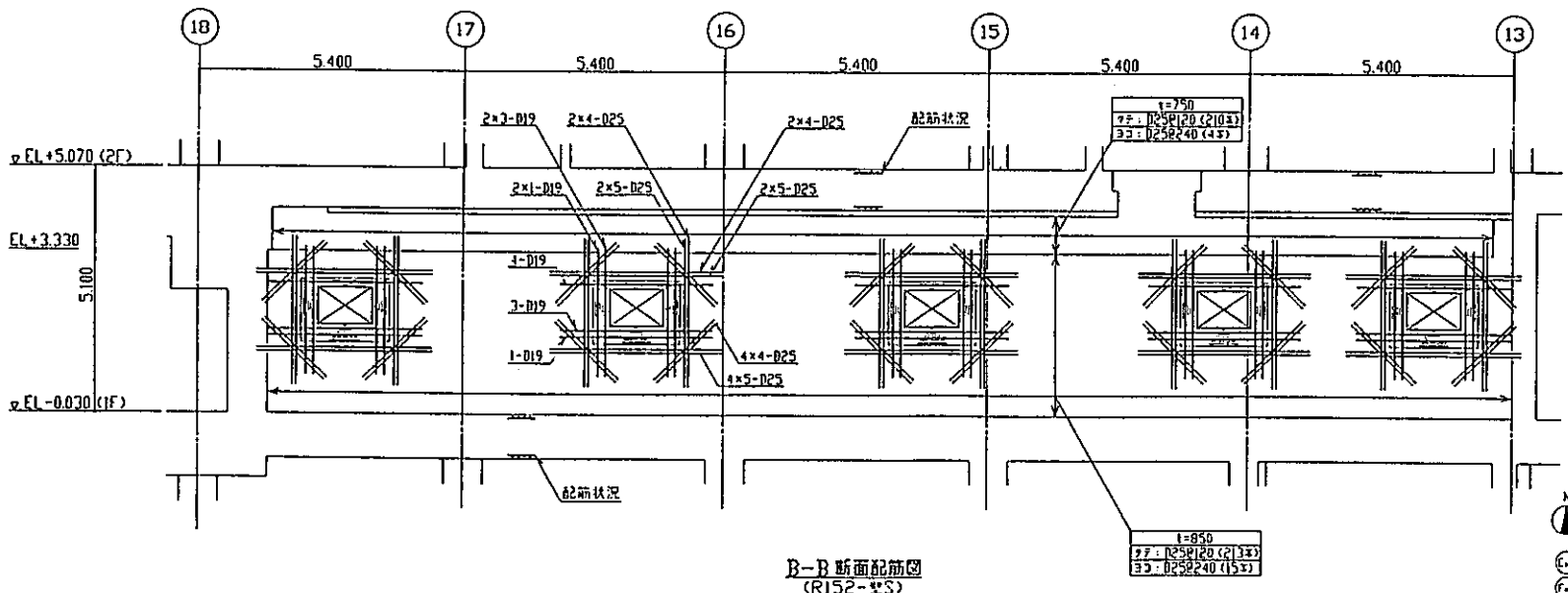
R152 配筋図 (1)



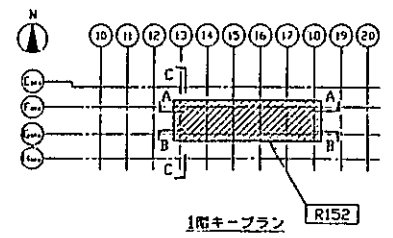
A-A 断面配筋図



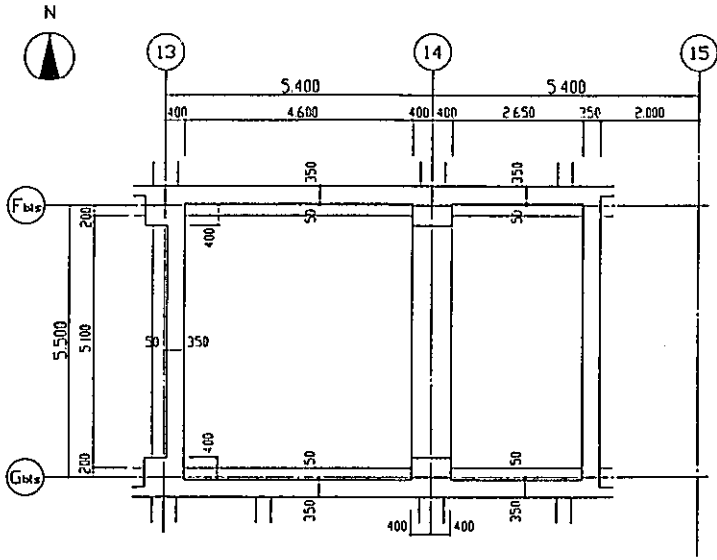
C-C 断面配筋図
(R152-壁W)



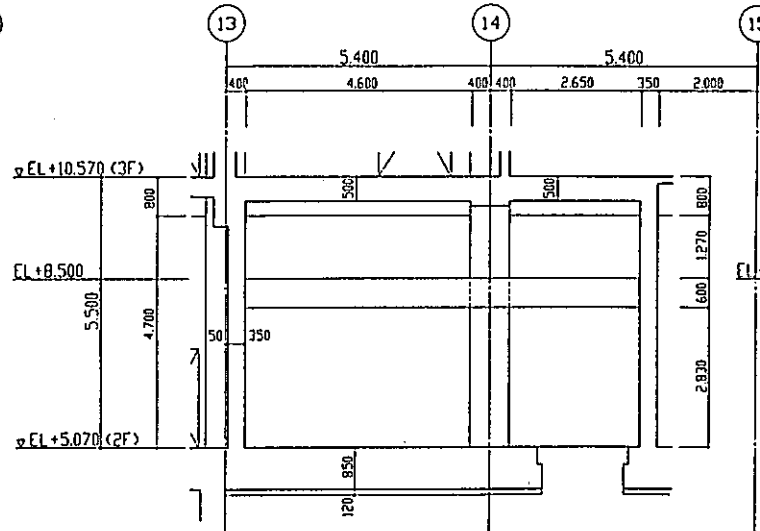
B-B 断面配筋図
(R152-壁S)



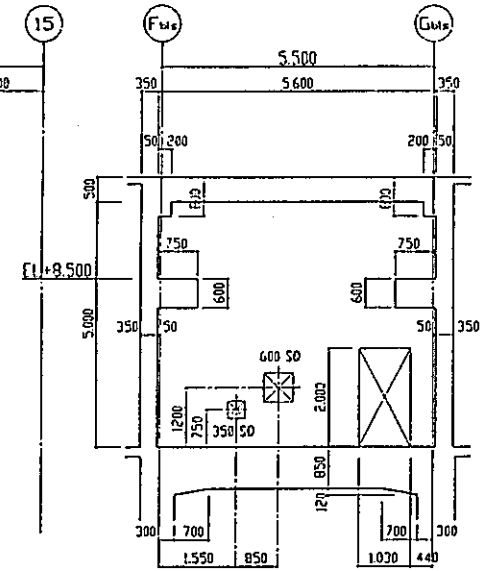
R152 配筋図 (2)



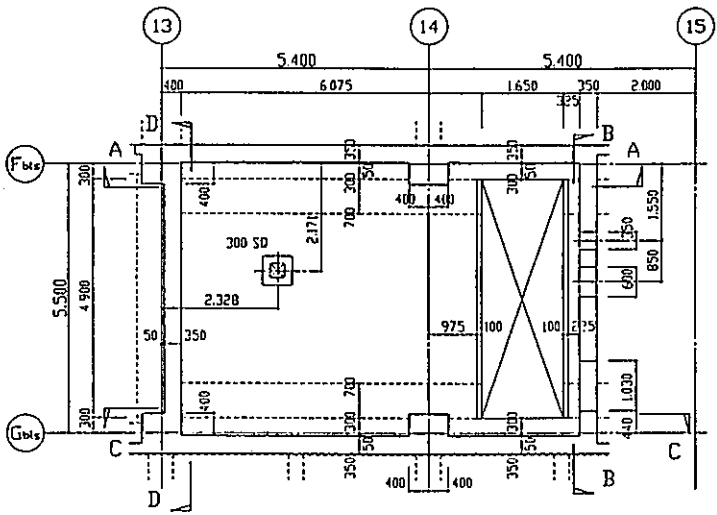
A234 天井見上図



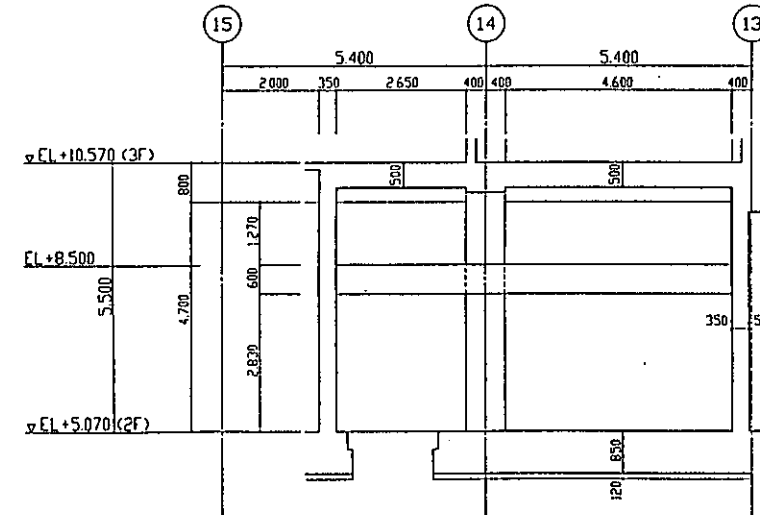
A-A断面図



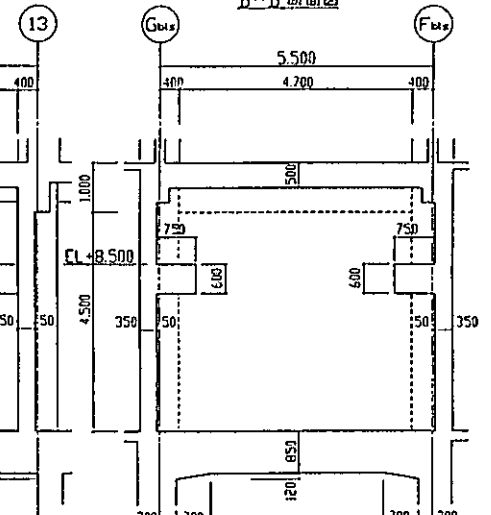
B-B断面図



A234 床伏図

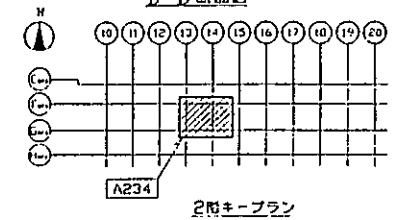


C-C断面図

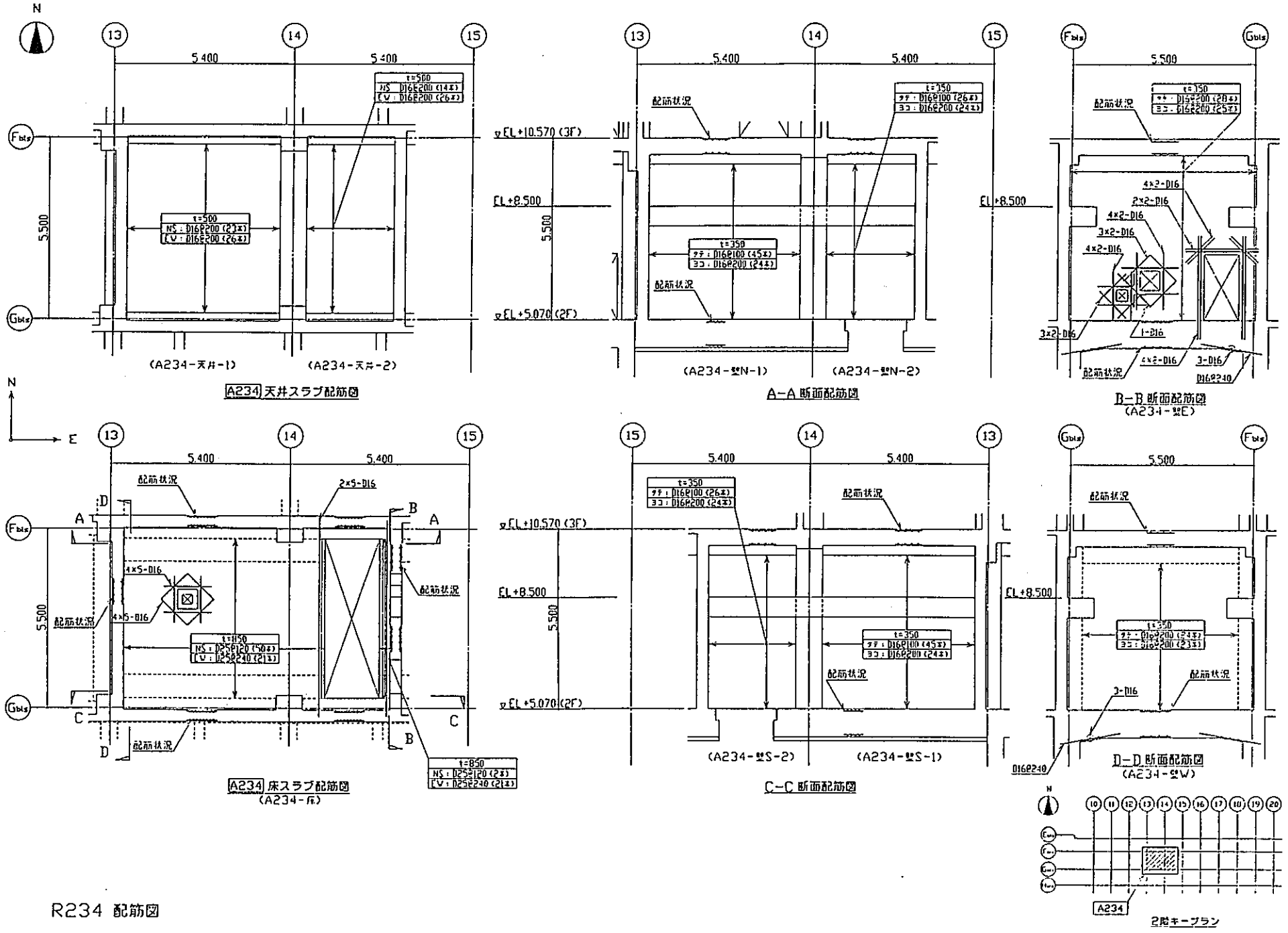


D-D断面図

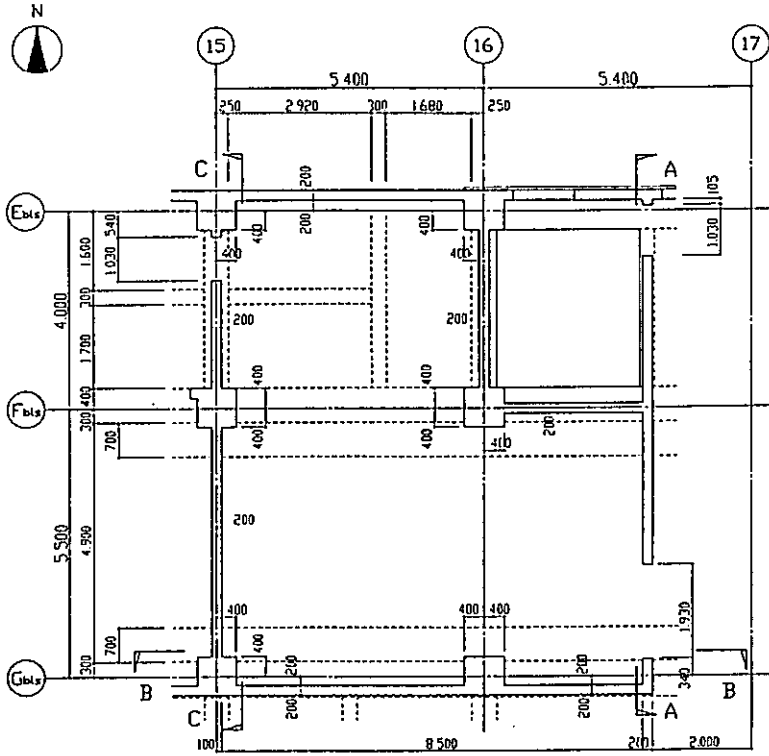
A234 躯体図



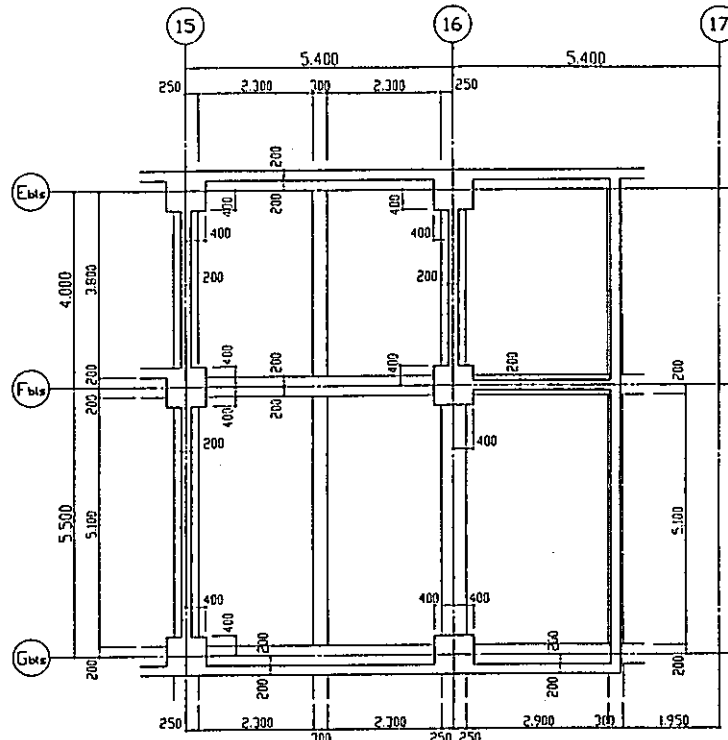
A234 2階キープラン



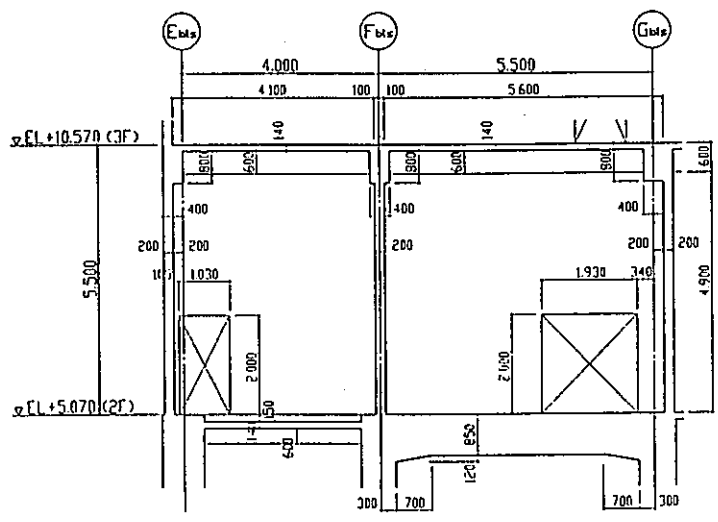
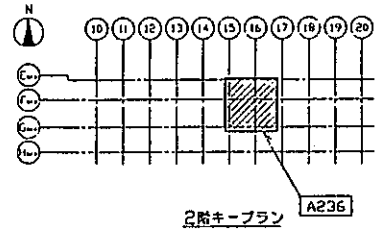
R234 配筋図



A236 床伏図

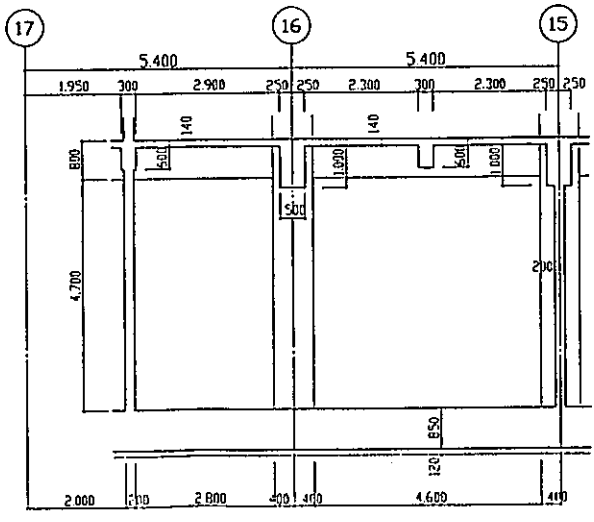


A236 天井見上図

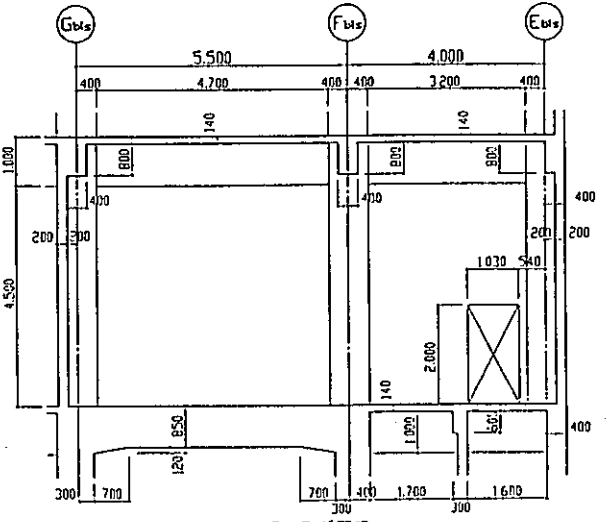


A236 躯体図

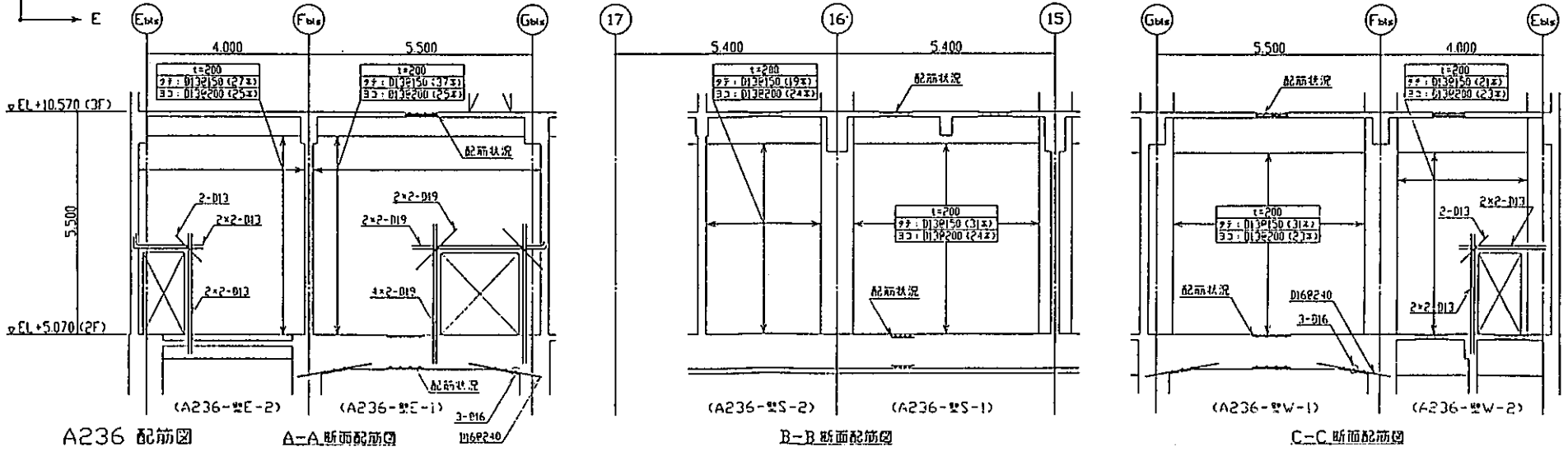
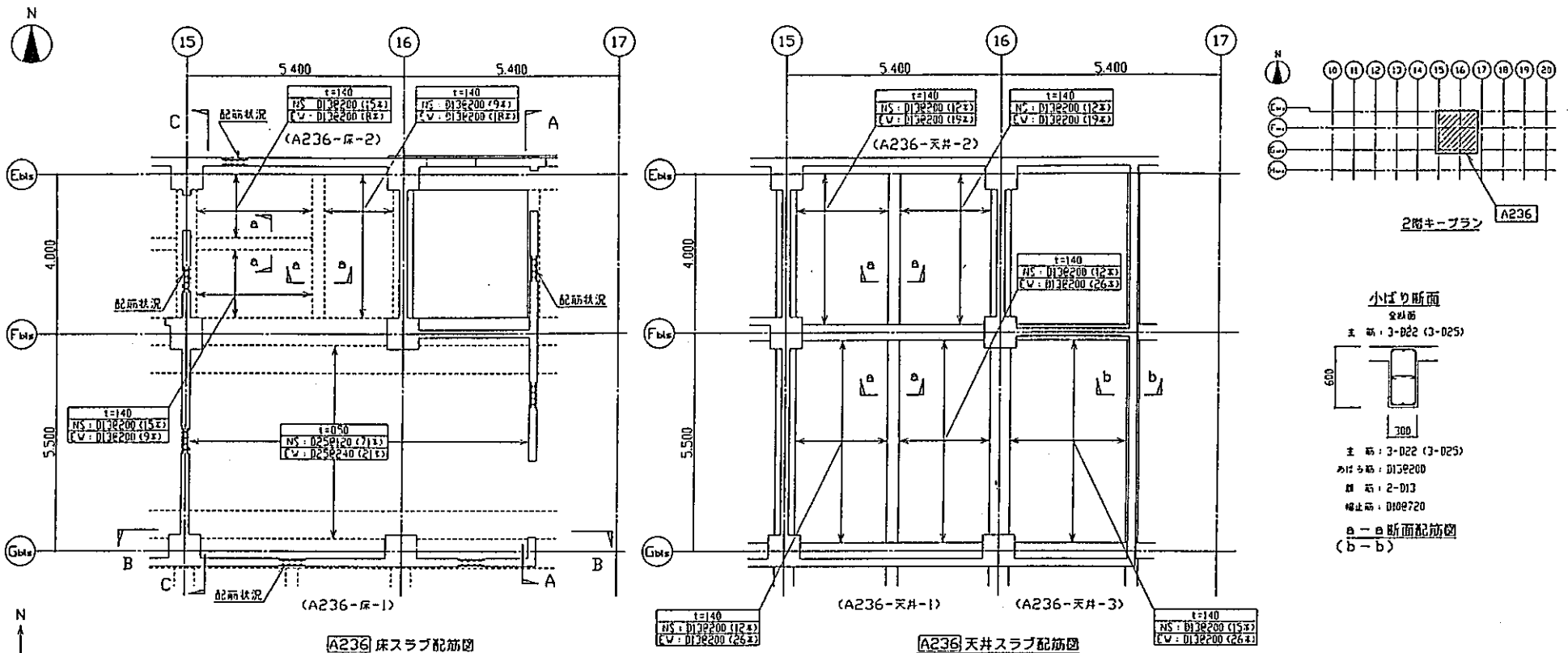
A-A 断面図



B-B 断面図



C-C 断面図



付録-4 FEM解析コードの概要

鉄筋コンクリート構造物の全体破壊解析コードCARC-SHELL-DYNの概要を以下に示す。

2.1 板要素の剛性評価の概要

鉄筋コンクリート構造物を簡単に取り扱えるシェル要素を採用し、構造物は平面要素の集合体に近似する。

シェル要素として三角形4つからなる四辺形平板要素を採用し、面内抵抗を表わす剛性行列は一定ひずみの仮定より求め、平板曲げ要素としての取扱いはClough, Fellipa等の開発した適合モデルを導入する。

図2.1に示すように基本となる三角形要素を重心0と各頂点を結ぶ直線によって3個の領域に分け、三角形の各頂点に3自由度、各辺の midpoint に法線方向回転角の1自由度をとり、全体で12自由度を設定する。それぞれの領域において10項からなる3次多項式の変位関数を仮定し、各領域の境界線上において変位の適合条件を適用することによって変位関数を定める。この変位関数に基づいて最終的に面外12自由度、面内6自由度の変位自由度に対するひずみ—変位行列 [B] が算定される。

また、コンクリートのひびわれ、圧縮降伏、圧壊、鉄筋の降伏を評価するため、図2.2に示すように板厚方向を数層に分割した積層要素を採用する。断面が平面保持する仮定から、任意位置におけるひずみは、中立面位置のひずみと任意位置までの距離を用いて表わすことができる。この任意面のひずみ—中立面ひずみ行列を [G] とする。

ここで応力—ひずみ行列を [D] で表わすと仮想仕事の原理から剛性行列 [K] が下式で算定される。

$$[K] = \int_V [B]^T [G]^T [D] [G] [B] dV \quad \dots\dots (2.1)$$

図2.3に示すように四辺形要素剛性は、(2.1)式で導かれた剛性を重ね合わせ辺の midpoint の法線方向回転角が線形に変化すると仮定による消去を行い、最終的に計24自由度の剛性行列となる。

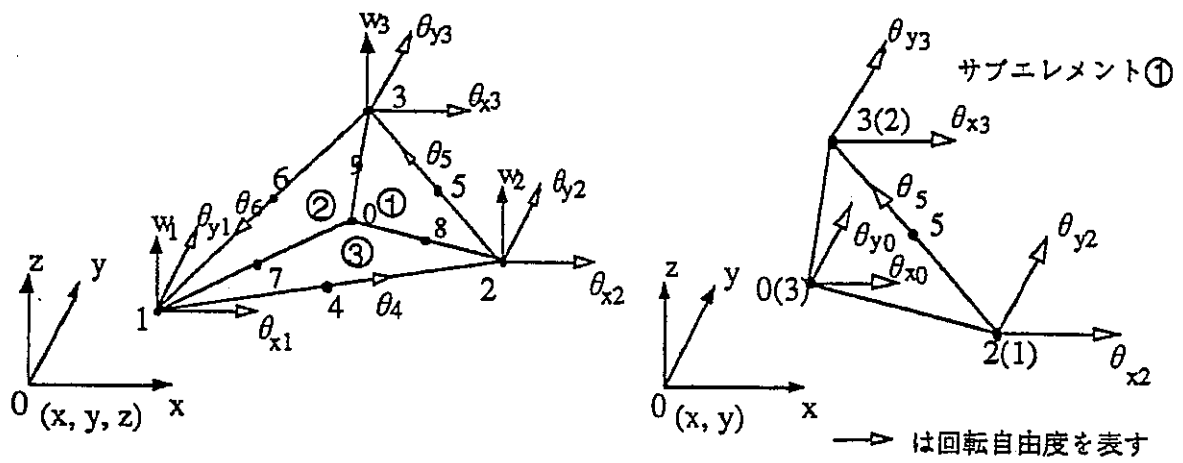


図2.1 三角形要素の変位とサブエレメント

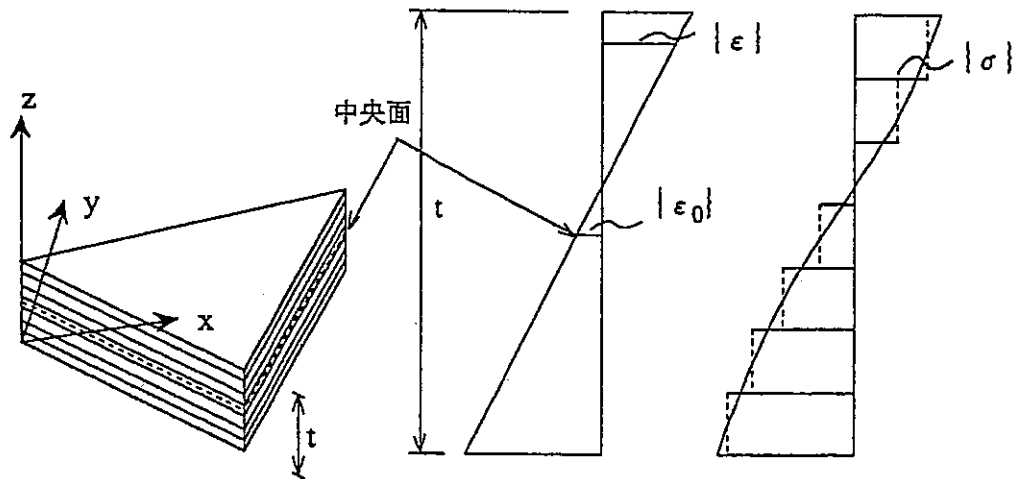


図2.2 層分割及び応力とひずみ

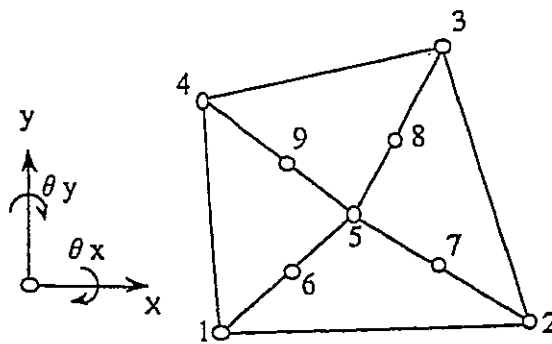


図2.3 四角形要素

2.2 数値積分法

数値積分法として無条件安定であり、考えている振動数の範囲では周期誤差がなく2次オーダーの精度を有するNewmark β 法を採用した。

Newmark β 法は、次のように表わされる。

$$M a_{n+1} + C v_{n+1} + K_{n+1} d_{n+1} = f_{n+1} \quad \dots\dots (2.2)$$

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t v_n + (\Delta t)^2 (1-2\beta) a_n + 2\beta a_{n+1} / 2 \quad \dots\dots (2.3)$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t ((1-\gamma) a_n + \gamma a_{n+1}) \quad \dots\dots (2.4)$$

ここでM, C, K は質量、減衰、剛性のマトリックス、a, v, d は加速度、速度、変位のベクトル、fは外力ベクトルである。添え字n は、時刻n Δt 時点を表す。

上式において構造物の復元力は非線形であるので、このような場合には、増分解法が有効である。

$$M \Delta a + C \Delta v + K \Delta d = \Delta f \quad \dots\dots (2.5)$$

$$(M + \gamma \Delta t C + \beta (\Delta t)^2 K) \Delta a = \Delta f - \Delta t C a_n - \Delta t K v_n + (\Delta t)^2 \Delta a / 2 \quad \dots\dots (2.6)$$

減衰マトリックスCは、次のレーリ型の減衰を採用する。

$$C = \alpha_1 M + \alpha_2 K \quad \dots\dots (2.7)$$

なおnステップにおける不釣合力は、n+1ステップで解除する。

2.3 鉄筋コンクリート材料特性

1) コンクリートの引張側特性

ひびわれを図2.4 に示すように要素内に一様に分布する分布ひびわれモデルで表現し、コンクリートの主応力が、引張強度に達する主応力に直角な方向にひびわれが生ずるとする。主応力度は、弾性論から、

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad \dots\dots (2.8)$$

ただし、 $\tan 2\theta_{cr} = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$

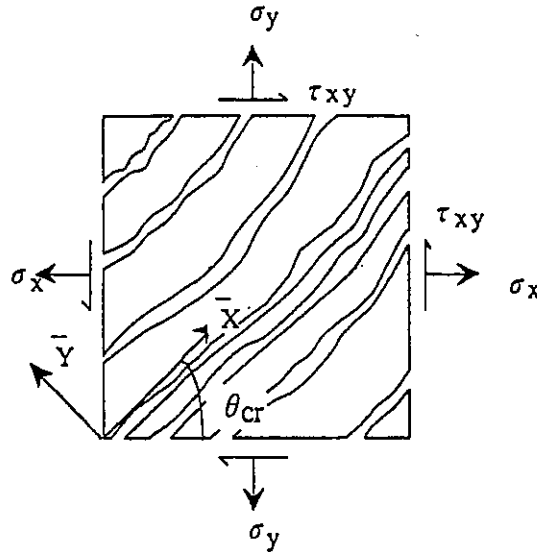


図2.4 分布ひびわれ(Smeared Crack) モデル

2) コンクリートの圧縮側特性

圧縮領域の塑性時の構成則は、初期降伏条件、流動則、硬化則により規定されるものとする。

a. 初期降伏条件

次のDrucker-Prager式を用いる。

$$f = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad \dots (2.9)$$

ここに、 $I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$

$$J_2 = \frac{1}{6} \{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 + 6\tau_{yz}^2 + 6\tau_{zx}^2 \} \quad \dots (2.10)$$

α : 塑性変形に伴って生ずる体積変化の割合を示す定数

κ : 降伏応力

この降伏条件を主応力空間に描けば図2.5のようになる。ただし、引張側ではひびわれの発生に対して主応力度による破壊条件を設けているので前項1)で述べた扱いをしている。

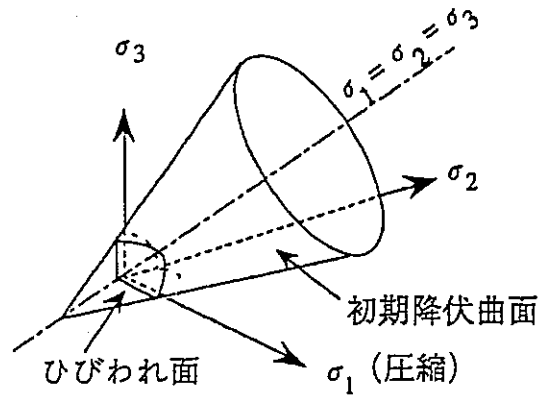


図2.5 3次元における降伏条件

b. 流動則

降伏後の変形は関連流動則に従うものとし、塑性ひずみ増分 $\{d\epsilon^P\}$ が降伏曲面の法線方向に向かうと仮定すると次式で表される。

$$\{d\epsilon^P\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} d\lambda \quad \dots\dots (2.11)$$

ここに、 $d\lambda$: 比例定数 ($d\lambda > 0$)

c. 硬化則

塑性流れが進行するときの後続の降伏曲面は等方硬化則に従うものとする。

d. 塑性時の応力—ひずみ関係式

以上より、塑性時の応力増分とひずみ増分の関係を表す構成式 $[D^P]$ は次のようになる。

$$[D^P] = [D^e] - \frac{[D^e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e]}{H' + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \quad \dots\dots (2.12)$$

ここに、 $[D^e]$: 弾性時の応力ひずみマトリックス

H' : ひずみ硬化率

e. コンクリートの応力—ひずみ関係

コンクリートの応力—ひずみ関係はトリリニアを仮定し、各状態は図2.6のように表示される。

なお、コンクリートの圧縮破壊は要素の主ひずみが圧縮破壊ひずみをこえた場合に生じるものとし、圧縮破壊後は要素の応力負担を 0 にする。

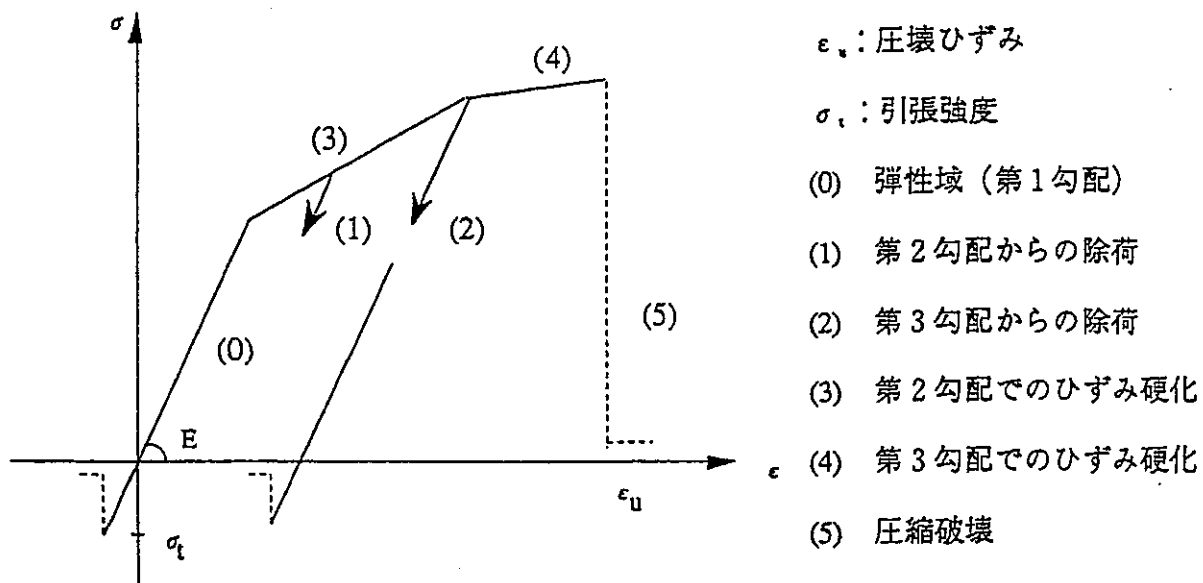


図 2.6 コンクリートの応力—ひずみ関係

3) 鉄筋の材料特性

鉄筋要素は、図2.7に示すように等価な厚みを持つ一様な板として取り扱う。

剛性は軸方向のみ考え、応力—ひずみ関係は図2.8に示すように、バイリニア型と仮定する。

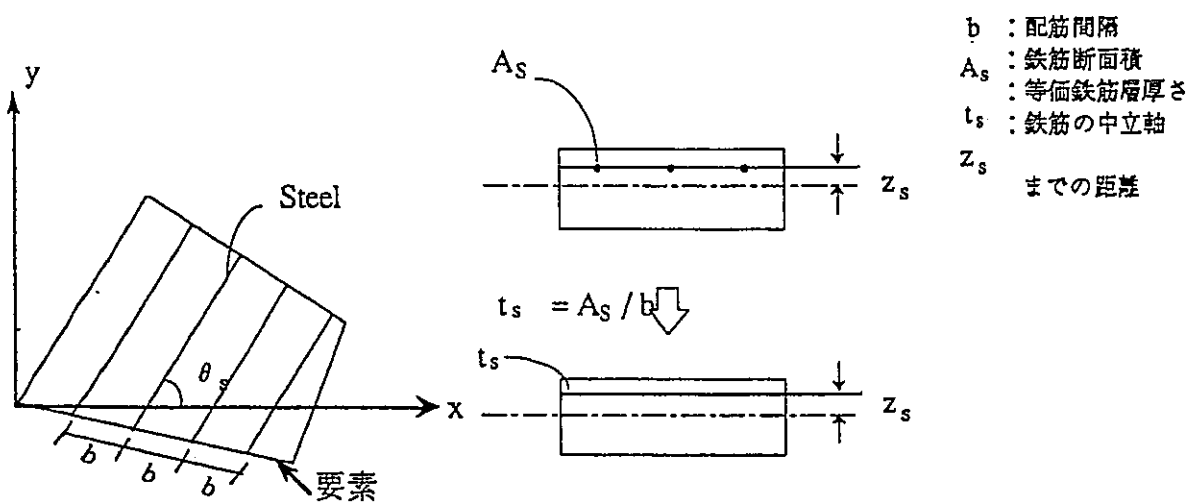


図 2.7 鉄筋要素

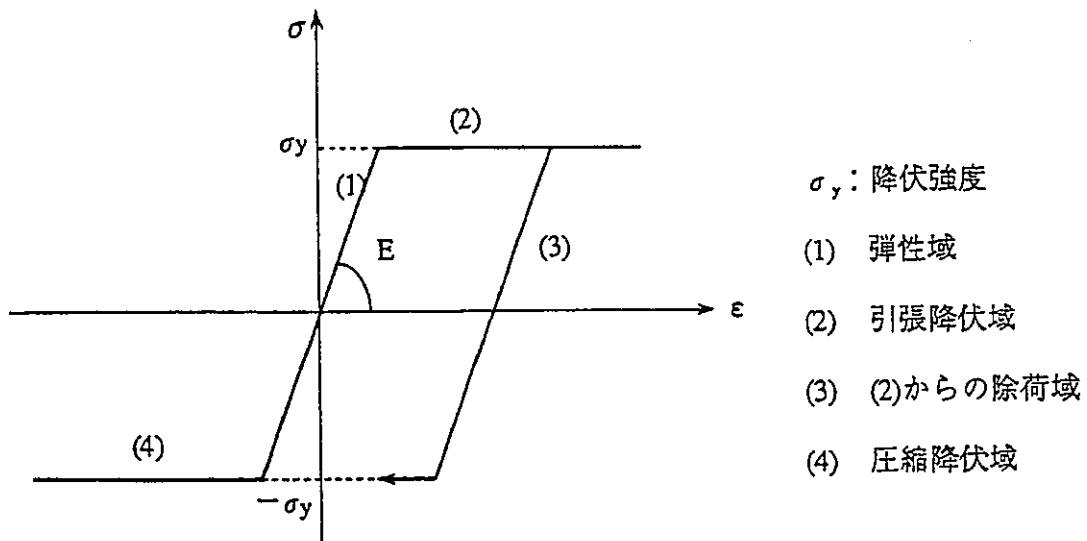
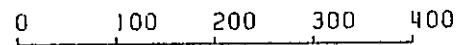
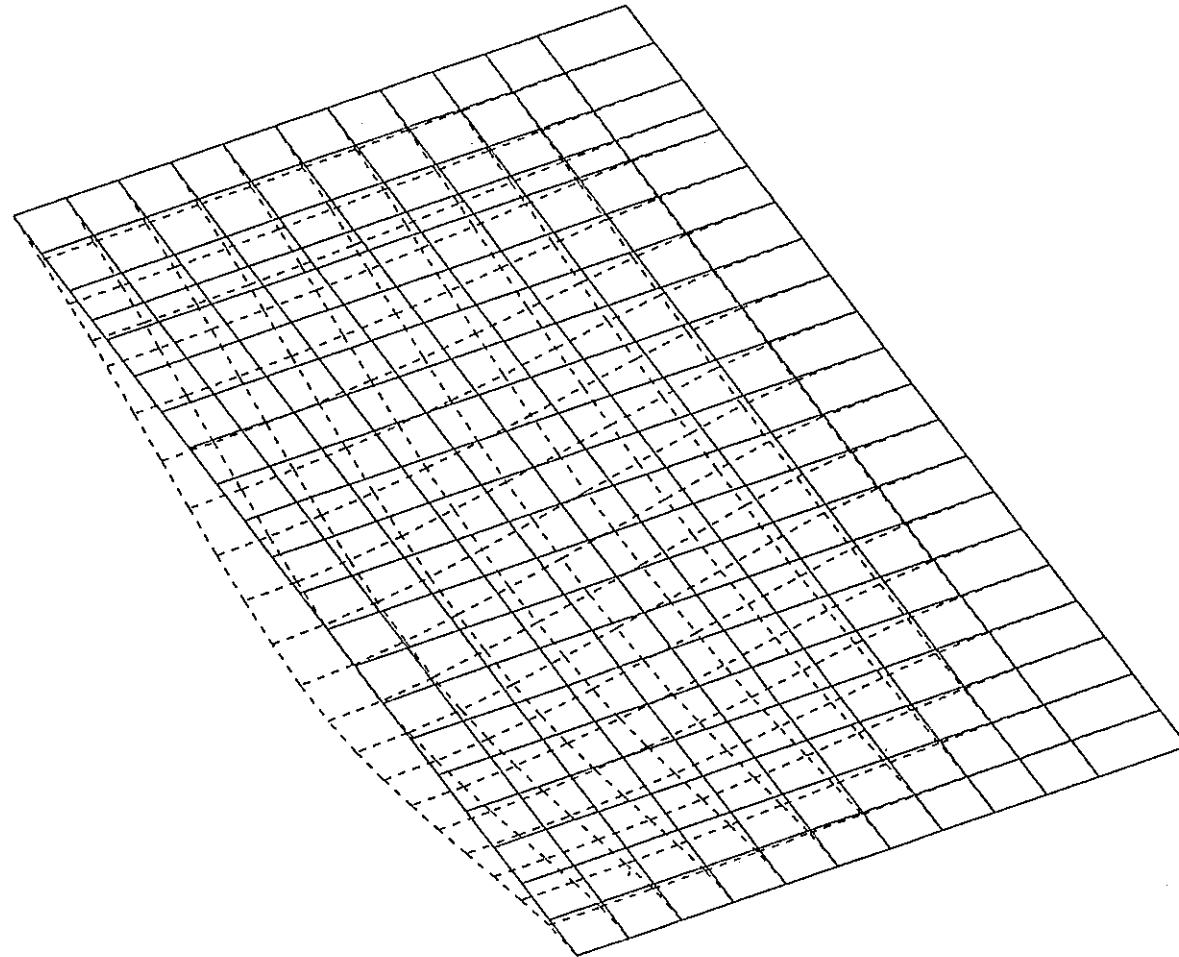


図2.8 鉄筋の応力—ひずみ関係

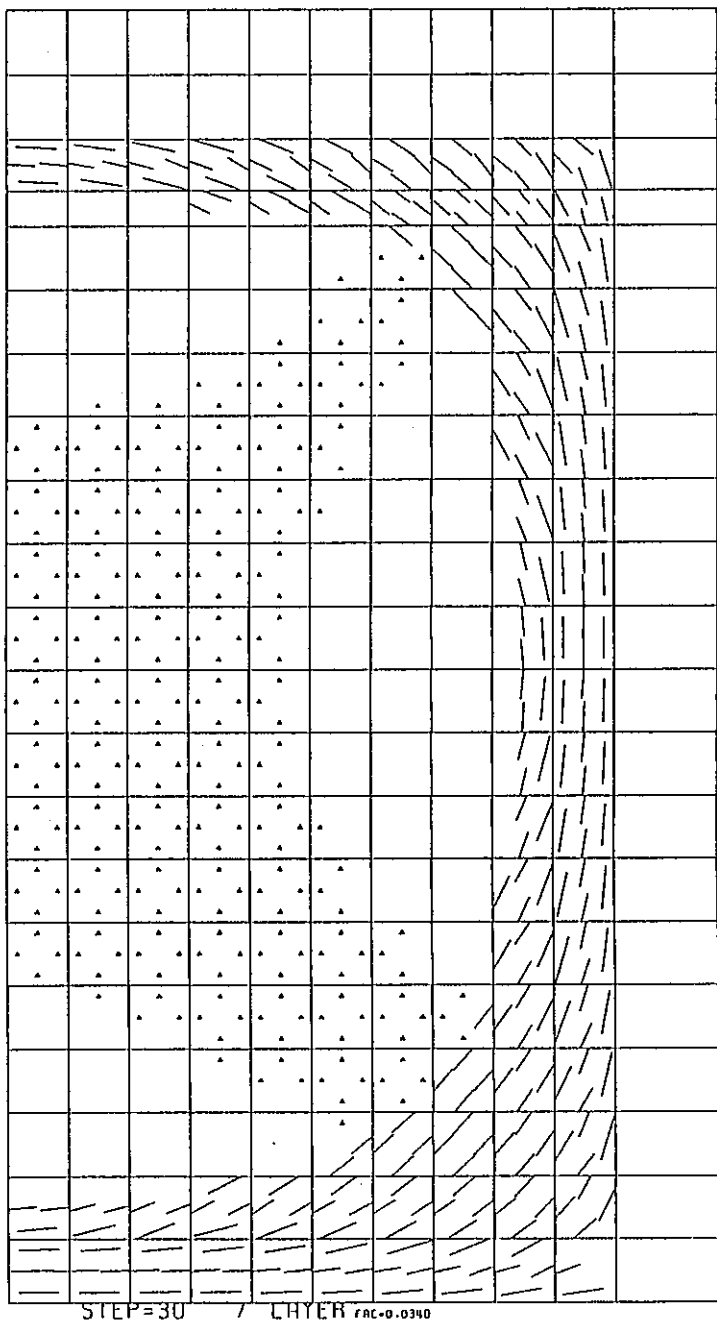


A236 W-1

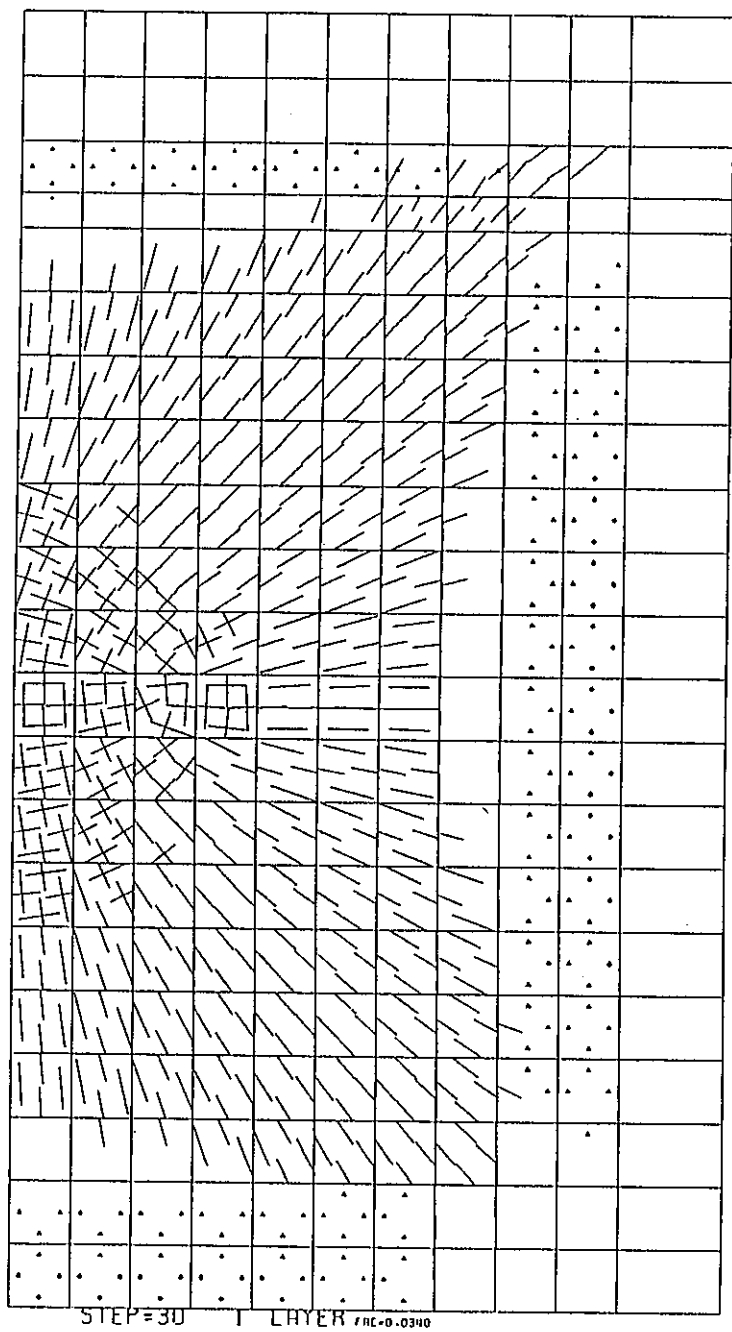
付図-1.1 A236-壁W-1 ; 変形図

ケース名称
A236 W-1

30



付図-1.2 A236-壁W-1；破壊状況図（表面）



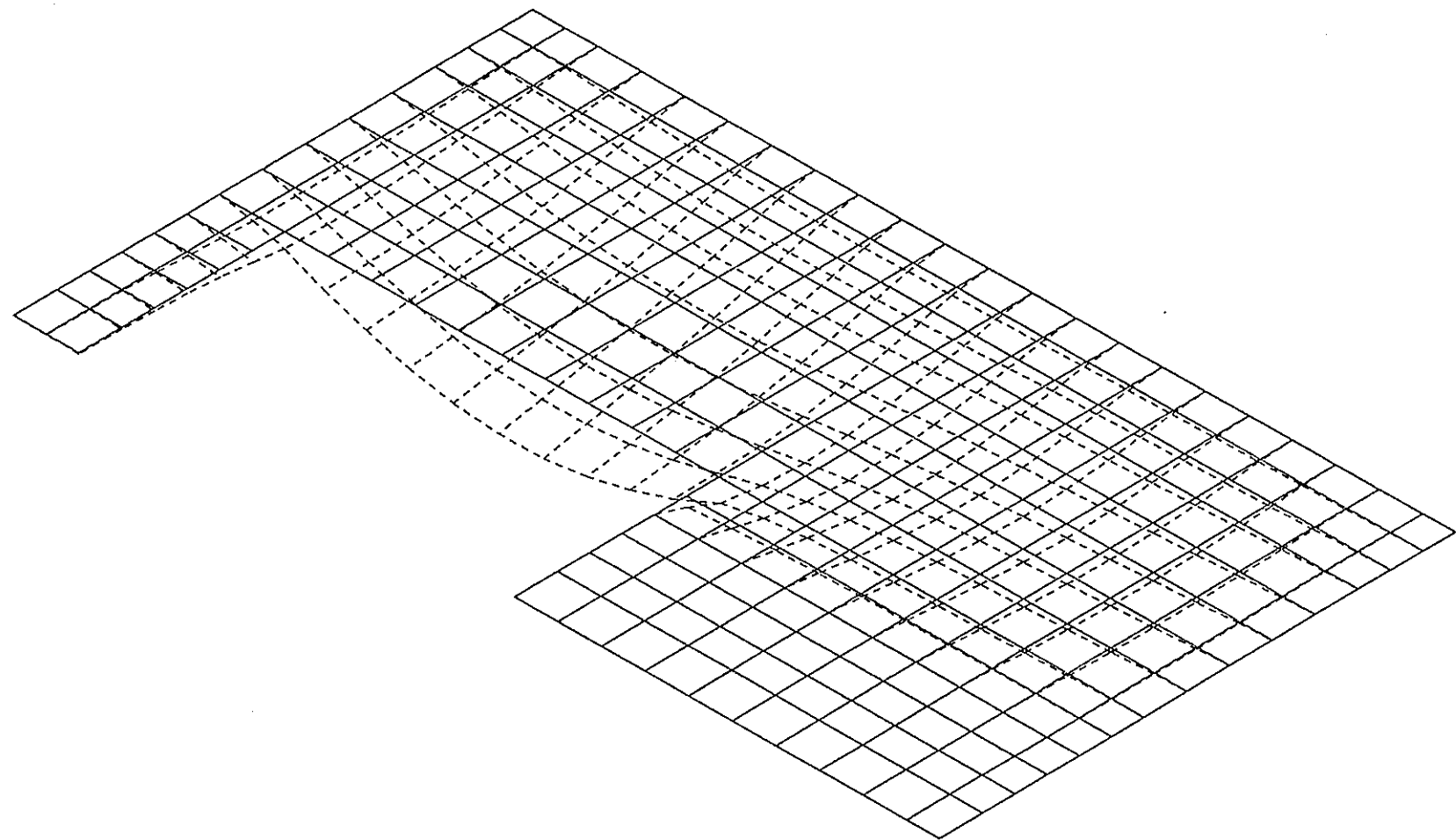
付図-1.3 A236-壁W-1；破壊状況図（裏面）

A236 W-1

R152T

単位 : cm

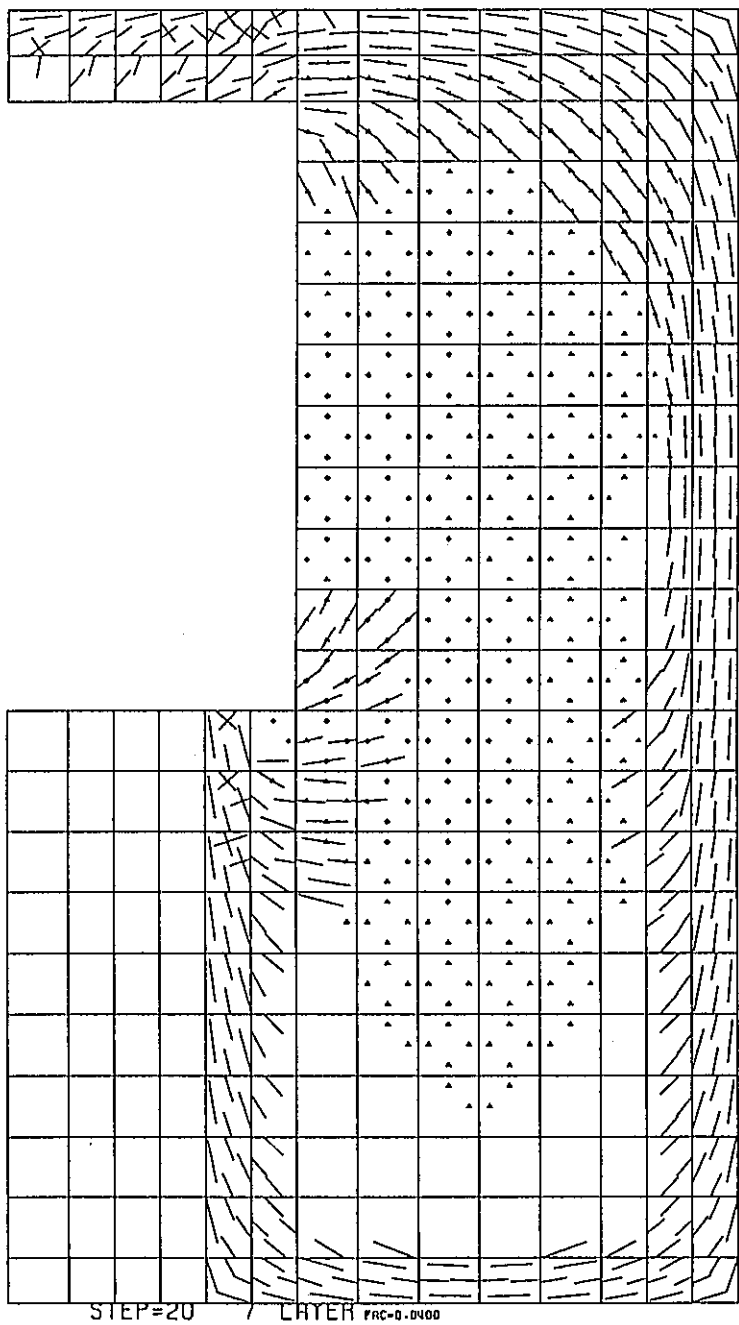
変形図



DONEN R152T

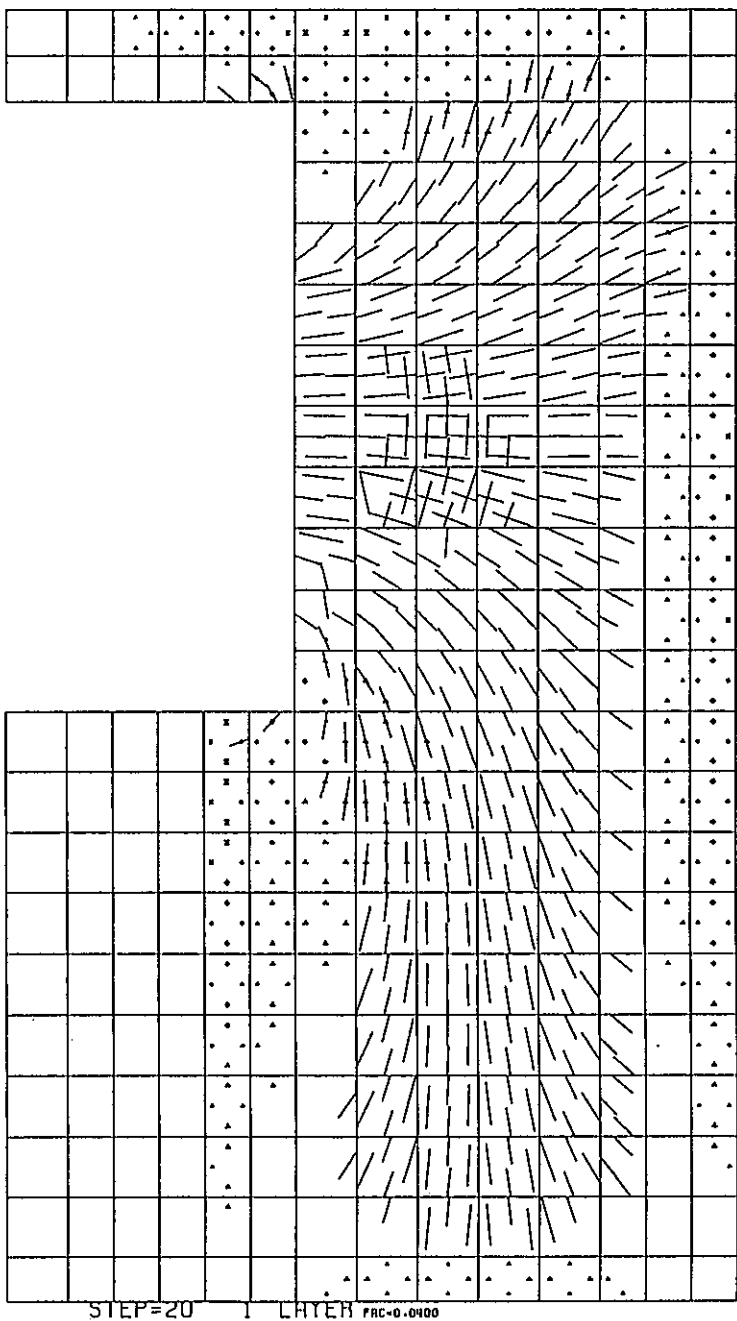
付図-2.1 R152-壁W；変形図

ケース名称 20
R152T



付図-2.2 R152-壁W；破壊状況図（表面）

R152T



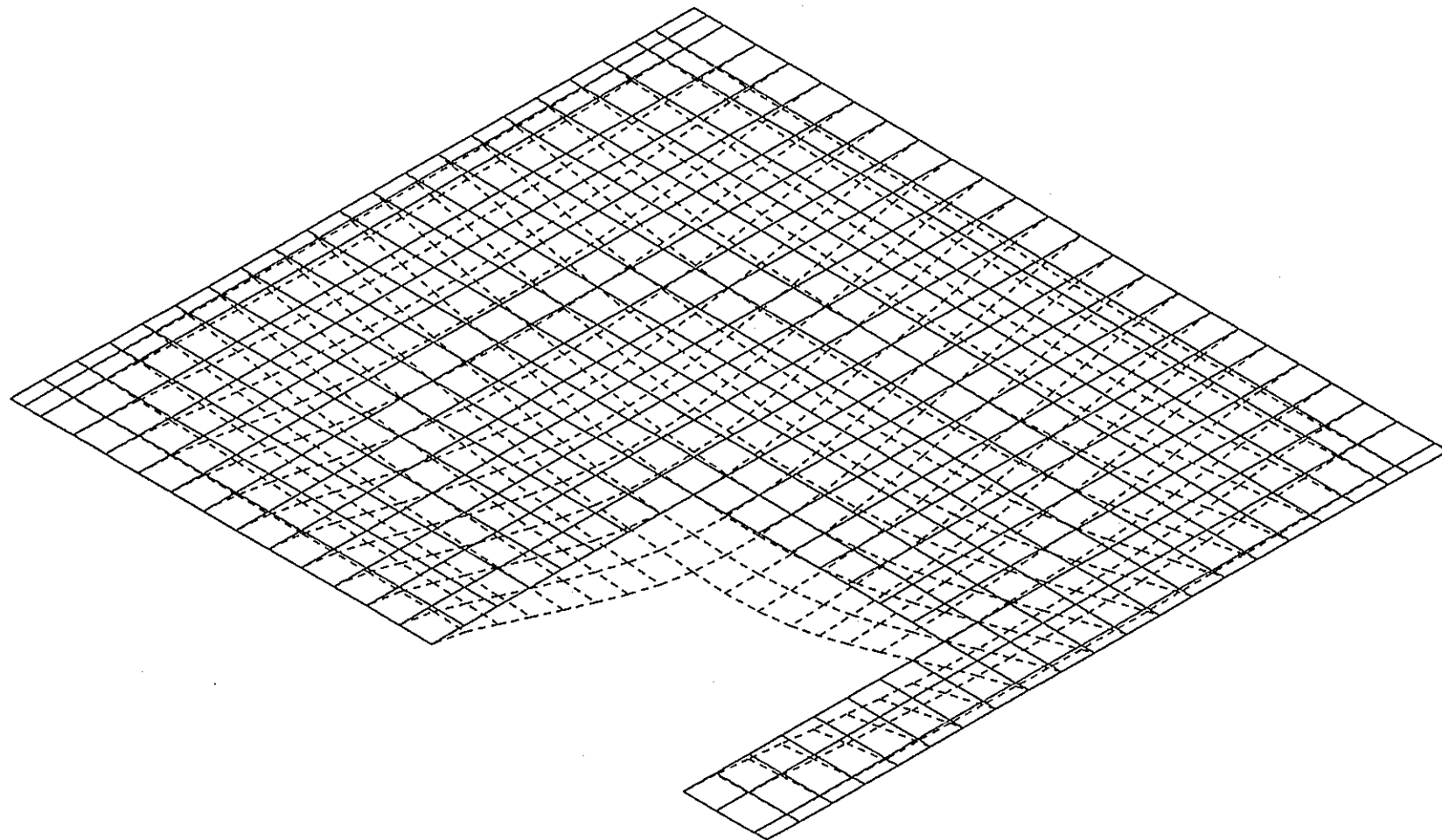
R152T

付図-2.3 R152-壁W；破壊状況図（裏面）

A236E1

単位 : cm

変形図



—74—

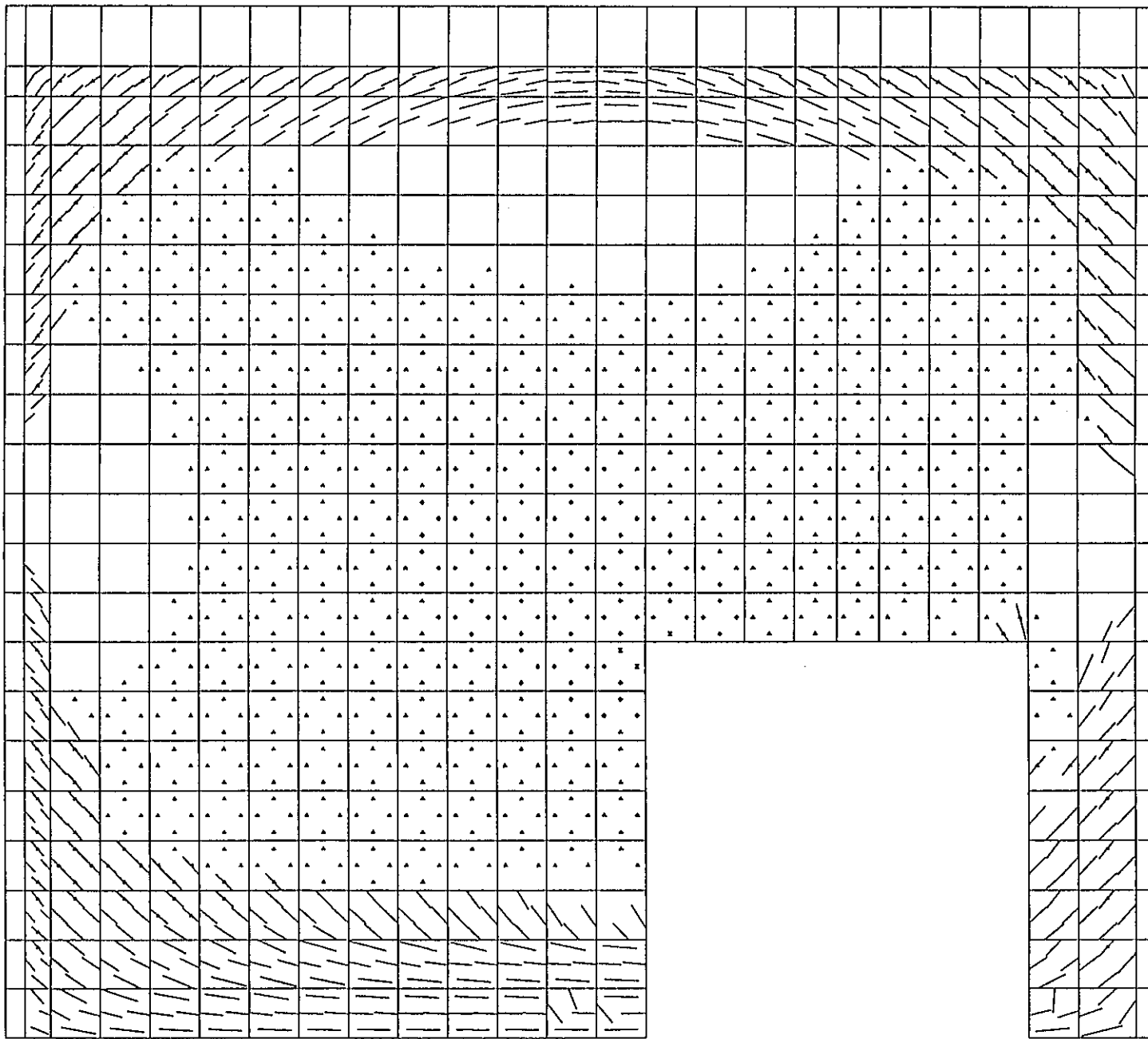
0 100200300400500600700

DONEN A236E1

付図-3.1 A236-壁E-1；変形図

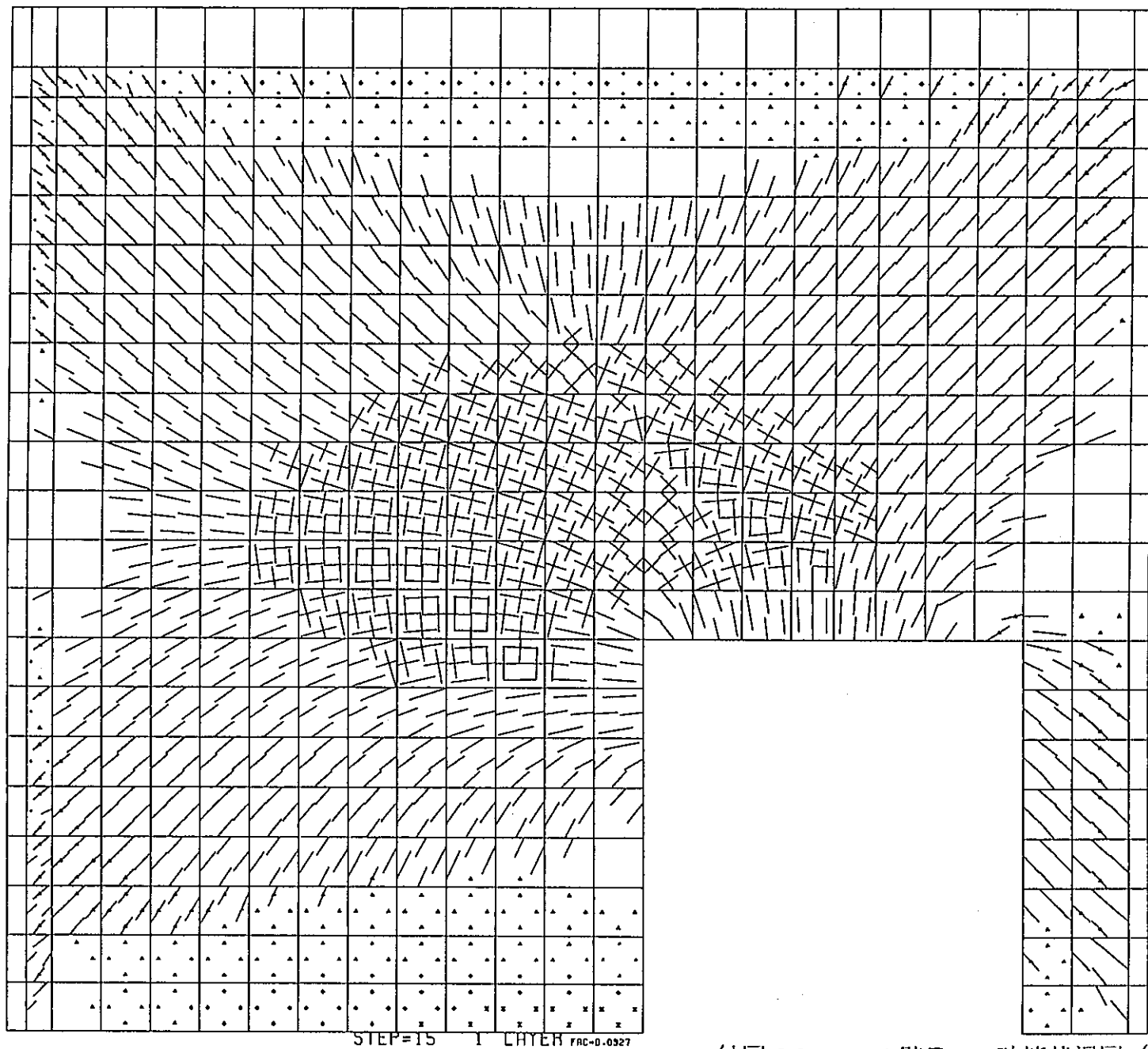
ケース名称
A236

15



A236E1

付図-3.2 A236-壁E-1；破壊状況図（表面）

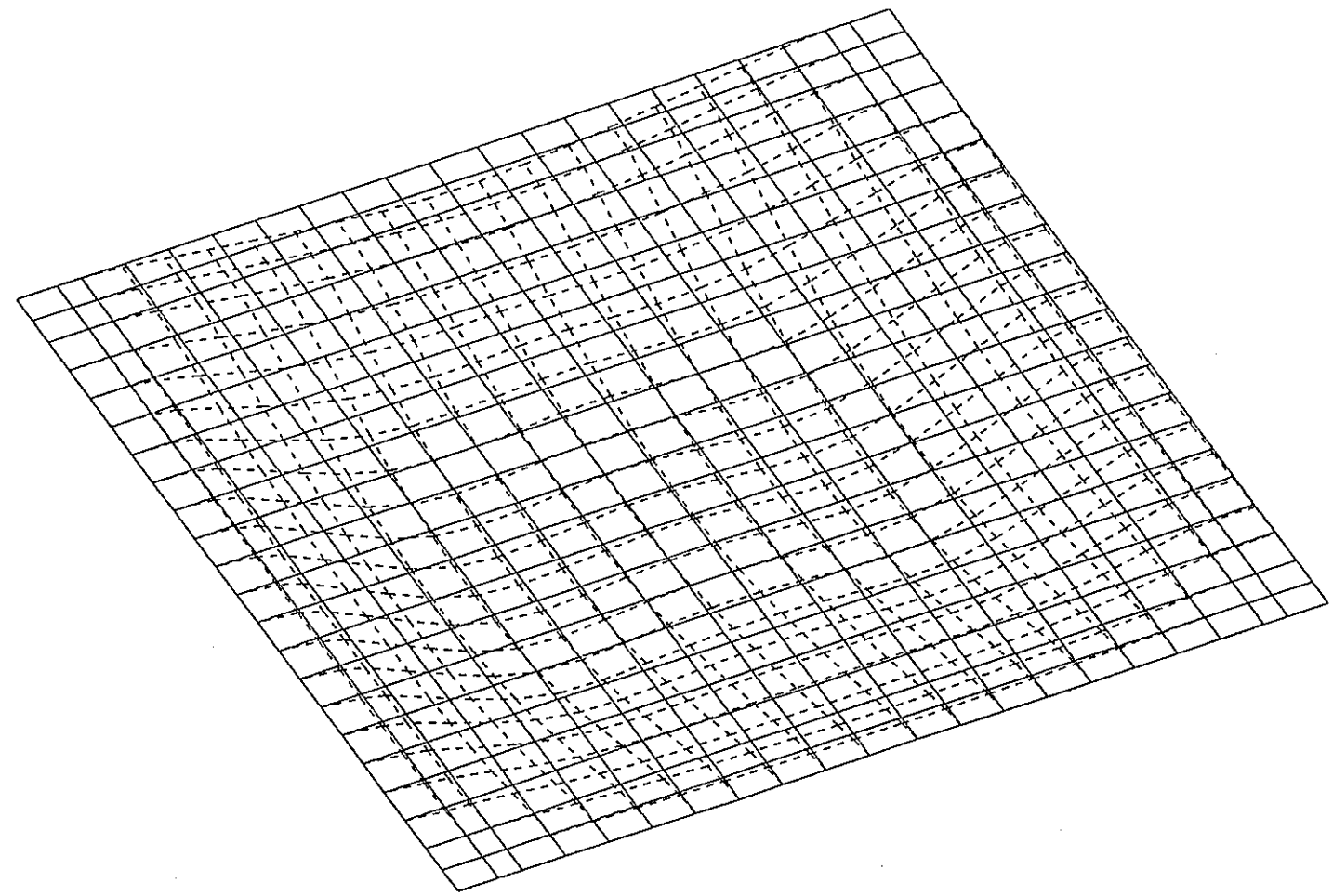


A236E1

STEP=15 1 LAYER FRC-0.0927

付図-3.3 A236-壁E-1；破壊状況図（裏面）

変形図

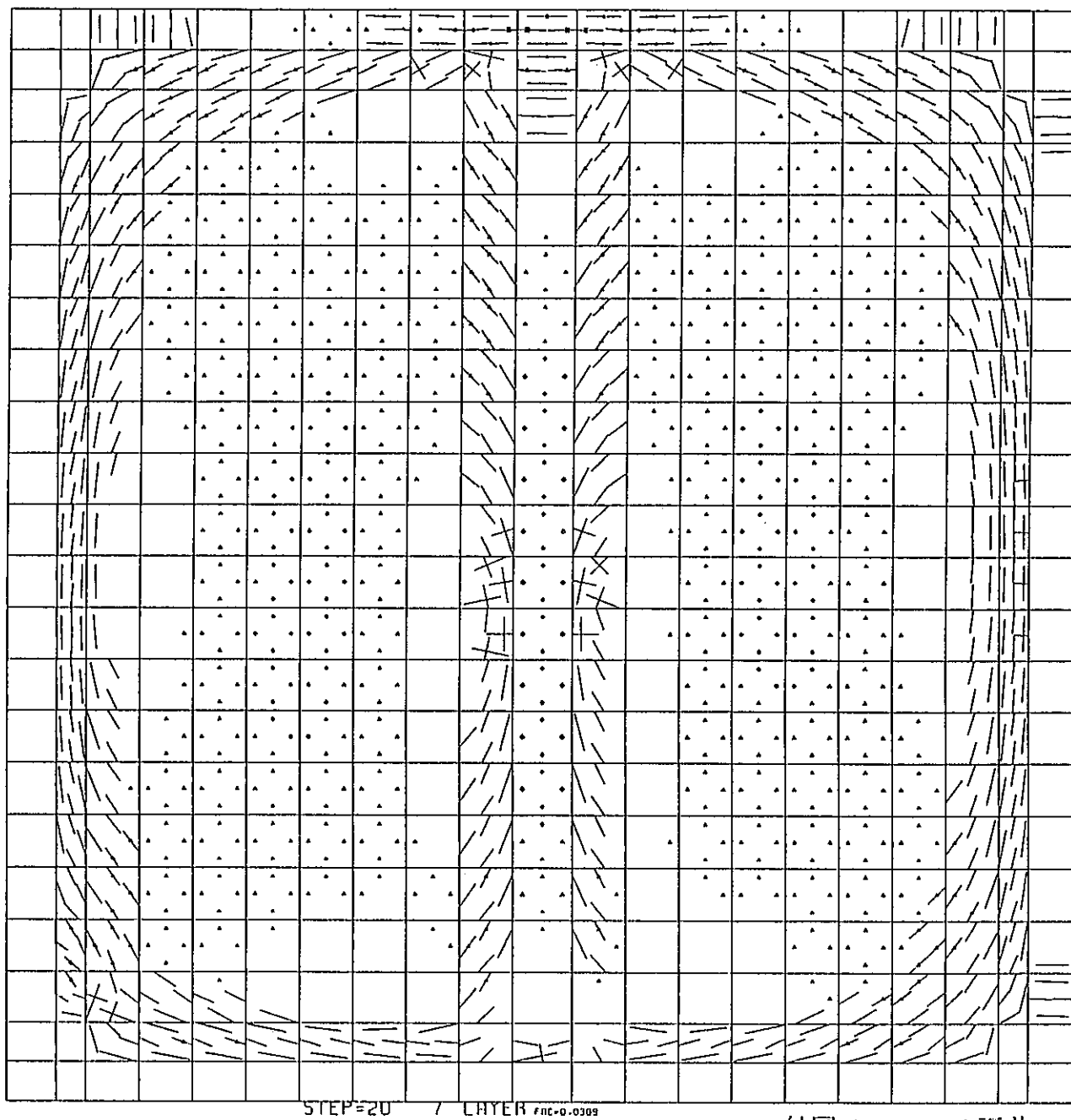


0 100 200 300 400

A236 T-1

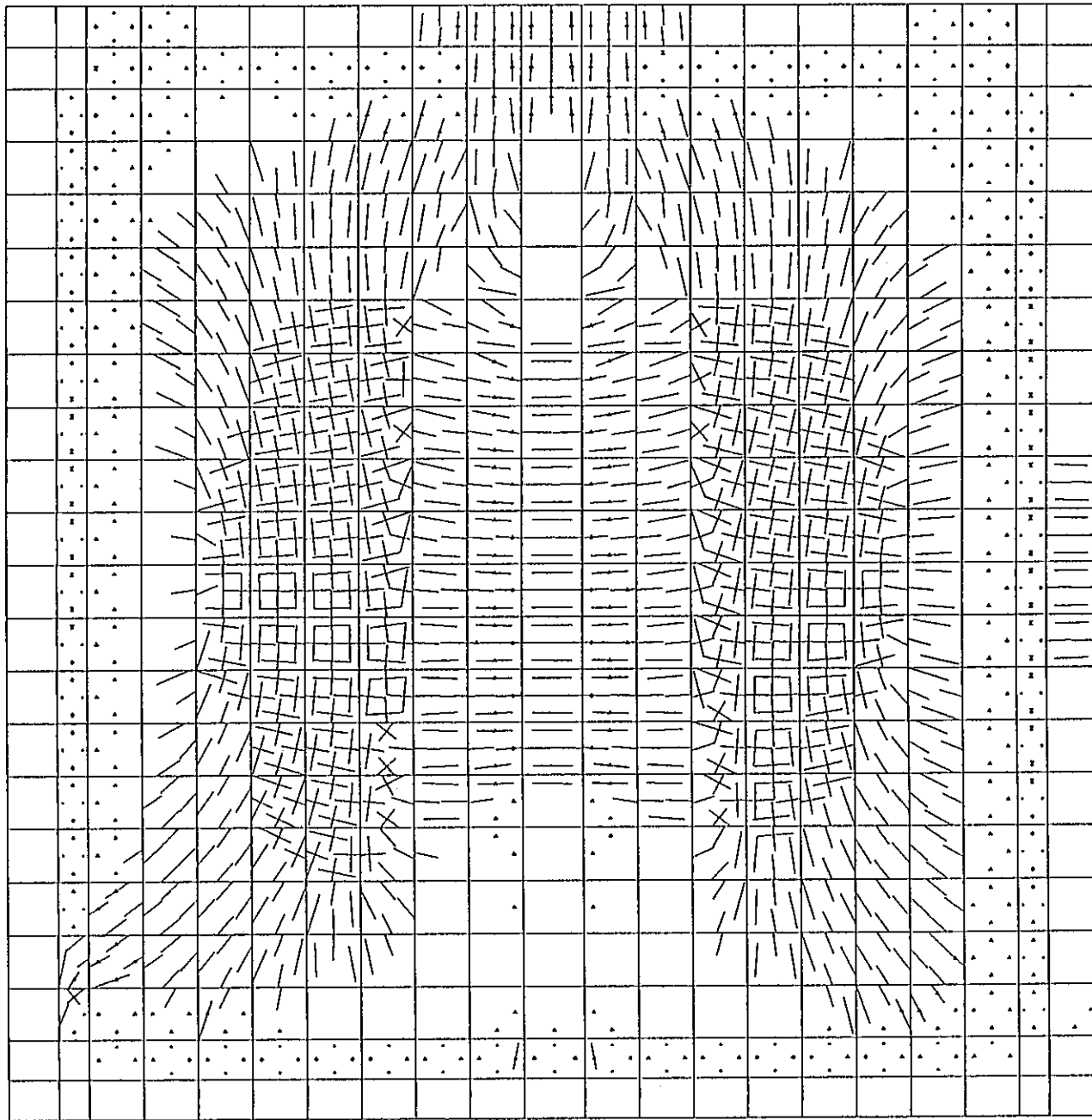
付図-4.1 A236-天井-1 ; 変形図

ケース名称
A236 T-1



A236 T-1

付图-4.2 A236-天井-1；破壊状況图（表面）



STEP=20 1 LAYER FRC=0.0309

付图-4.3 A236-天井-1；破壊状況图（裏面）

A236 T-1

付録-6 既往実験による版の終局強度とその補正及び6面同時負荷時の耐力について

(1) 既往実験による版の終局強度とその補正について

既往の鉄筋コンクリート床版の面外加力実験に用いられている試験体の代表的な寸法は200cm×200cm×6cmであり、これよりも大きな形状の試験体による実験は行われていない。また、加力方法は等分布荷重を模擬した9点集中荷重による載荷が多い。

よって、ここでは実験結果をA236-壁W1の条件（短辺 L_x ×長辺 L_y ×板厚 $t=450\text{cm} \times 470\text{cm} \times 20\text{cm}$ ： $L_x/t=22.5$ ，等分布荷重）と比較できるように、スパンと板厚の比（ L/t ）による補正及び荷重条件による補正を行うこととした。比較する実験結果はA236-壁W1がほぼ正方形であることから、正方形版とした。

まず、表3.3.1の実験結果の終局強度を分布荷重に変換したものを資料-1（81,82ページ）の附表-6.1の実験値（ハッチ部）と付図-6.1に示す。これによると、実験終局強度は $0.40 \sim 1.90\text{kgf/cm}^2$ の値を示すことがわかる。

次に、補足-1（91ページ）に示すような手法により、正方形版に関するスパンと板厚の比（ L/t ）による補正及び荷重条件による補正のグラフが求められる。このグラフをもとに表3.3.1の実験値(PuE)を正方形版のみに関して変換したものが、実験補正值(PuE')となる。この結果、実験補正值は $1.46 \sim 2.52\text{kgf/cm}^2$ の値を示すことがわかる。

さらに、上記文献に加えて資料-2（83～86ページ）に示す4つの文献について同じ考察を行った結果、実験結果の終局分布荷重は、 $0.405 \sim 2.14\text{kgf/cm}^2$ の値を示し、補正後の実験値は $1.43 \sim 3.07\text{kgf/cm}^2$ の値を示す。

以上より、 $L/t=22.5$ 程度のスラブの終局分布荷重は少なくとも 1.4kgf/cm^2 以上あるものと考えられる。

(2) 6面同時負荷時の耐力について

資料-3（87ページ）に示すように、6面が同時に荷重を受ける場合には、FEMの解析モデルの境界条件を考えると、報告書で示したFEMの解析条件（周辺の柱梁を付帯柱のねじり剛性を考慮した要素を用いて、周辺をピン支持とする）よりも拘束度が高くなることになる。

周辺の拘束度と終局強度の関係については、資料-4（実験例；88ページ）、資料-5（降伏線理論；90ページ）を参考にすると、ピン支持のように拘束が無い場合に比べて、完全固定条件では、終局強度が2倍程度大きくなることがわかる。

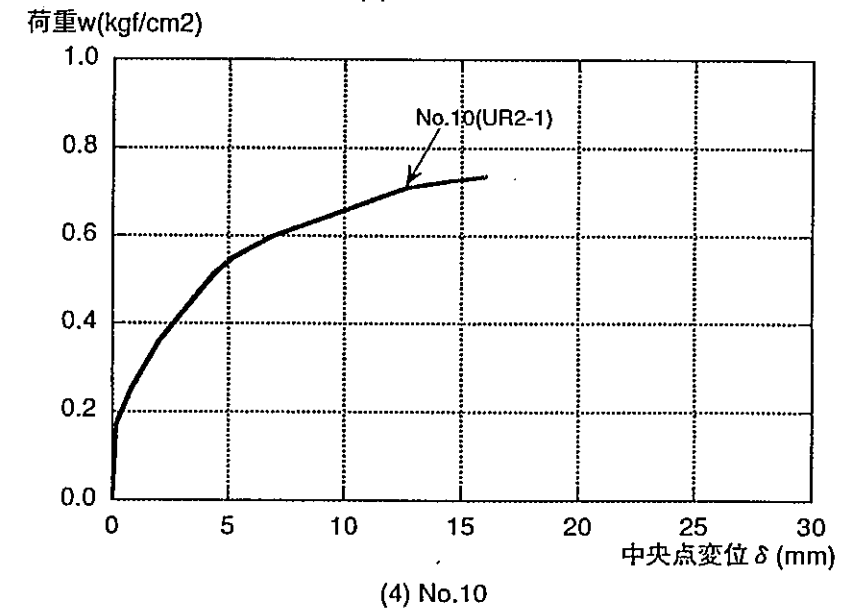
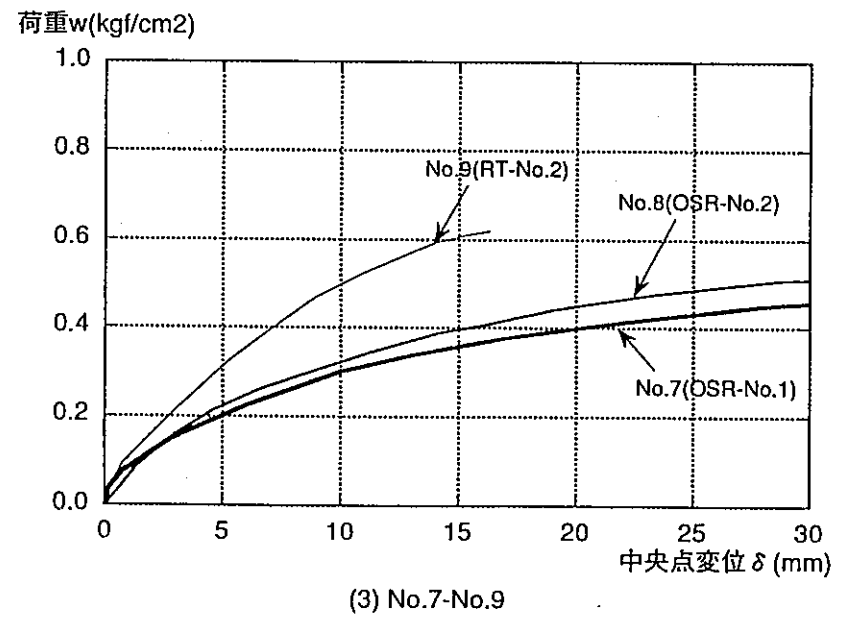
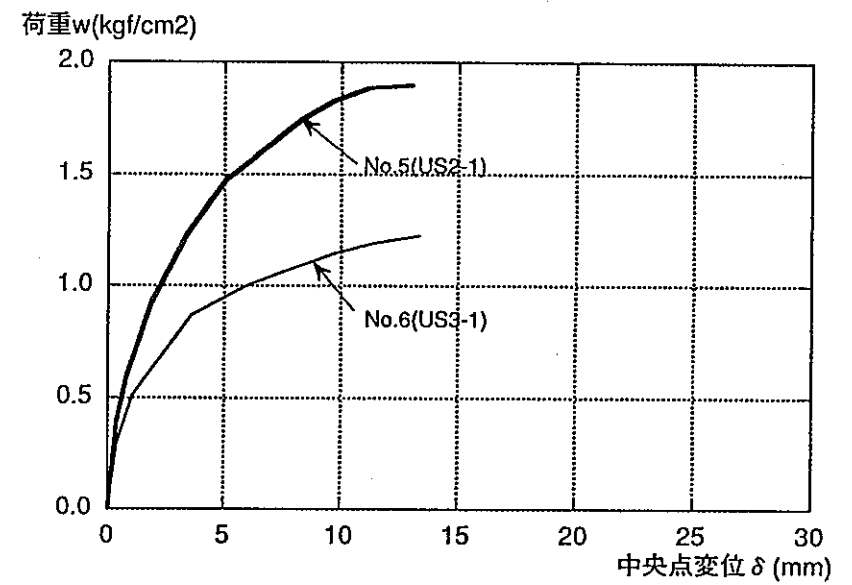
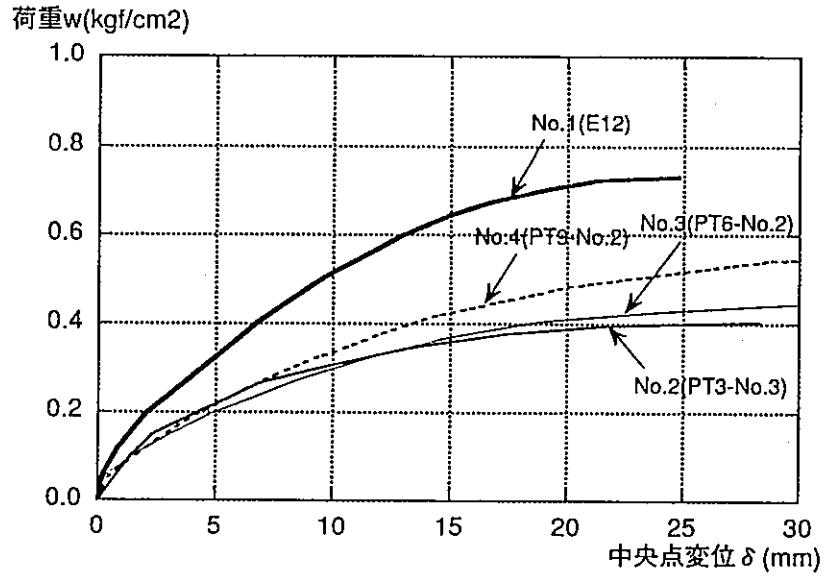
以上のことを考慮すると、6面全ての壁・スラブをモデル化して解析した場合、強度は同程度かあるいは大きくなると考えられる。

本資料の最後に、参照した4つの文献を添付する。

付表-6.1 既往実験結果（等分布荷重・四辺固定支持）と計算結果との比較

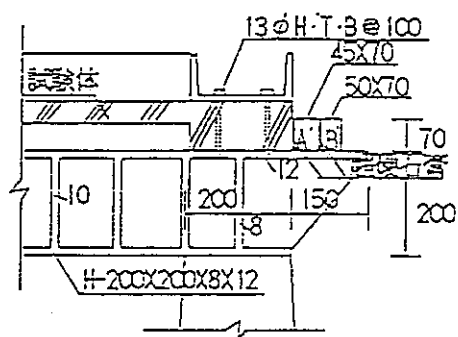
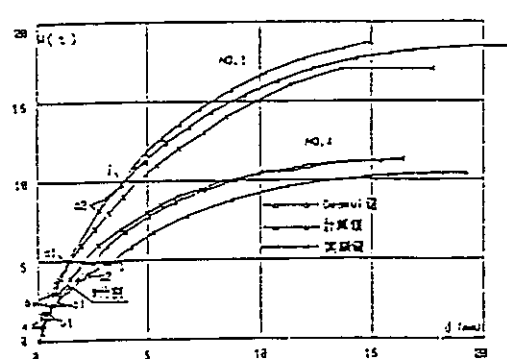
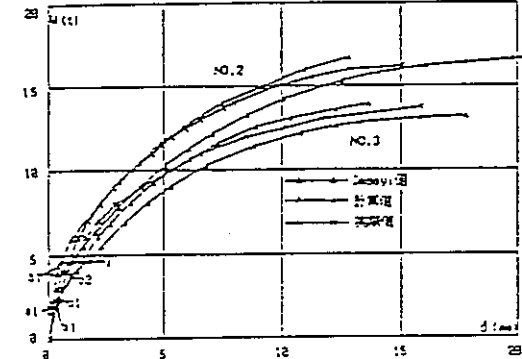
No.	実験者	試験体の種類	スラブ寸法 (cm)				鉄筋				コンクリート		降伏強度 (t)/(kgf/cm ²) ⁽⁶⁾		終局強度 (t)/(kgf/cm ²) ⁽⁶⁾				F.E.M. P _{uA} ⁽¹¹⁾	実験値正値 P _{uE}	
			スパン ⁽¹⁾ L _x ×L _y (加力点数)	開口	版厚 t	L _x /t	配筋 ⁽²⁾	鉄筋比 ⁽³⁾ (%)	降伏点 ⁽⁴⁾ (kgf/cm ²)	引張強度 ⁽⁵⁾ (kgf/cm ²)	圧縮強度 ⁽⁹⁾ (kgf/cm ²)	引張強度 ⁽⁹⁾ (kgf/cm ²)	計算値		実験値 P _{uE}	計算値					
													P _{y0} ⁽⁷⁾	P _{y1} ⁽⁸⁾		P _{u0} ⁽¹⁰⁾	P _{u1} ⁽¹⁰⁾	P _{u2} ⁽¹¹⁾			
1	坂尻, 日野	E12	200×200 (9)	-	6.51	30.7	4.0φ @100 dw.	0.38	5390	5900	254.0	21.5	5.40 0.14	9.67 0.24	29.20 0.73	13.28 0.33	23.77 0.59	24.78 0.62	37.20 0.93	-	2.21
2		PT3-No.3	200×200 (9)	-	6.01	33.3	3.0φ @100 dw.	0.24	6900	7590	228.0	18.9	4.92 0.12	8.34 0.21	16.19 0.40	11.24 0.28	19.66 0.49	20.60 0.52	-	1.46	
3	土岐, 坂尻	PT6-No.2	200×200 (9)	-	5.78	34.6	4.5φ @100 dw.	0.55	5100	5610	228.0	18.9	7.26 0.18	9.96 0.25	17.77 0.44	17.03 0.43	23.66 0.59	24.97 0.62	-	1.72	
4		PT9-No.2	200×200 (9)	-	6.31	31.7	5.5φ @100 dw.	0.75	6300	6930	228.0	18.9	9.31 0.23	12.26 0.31	22.10 0.55	22.00 0.55	29.25 0.73	30.88 0.77	-	1.80	
5	東, 小森	US2-1	70×70 (16)	-	3.30	21.2	3.2φ @50 S.	1.22	2430	3400	230.3	19.3	1.05 0.21	2.62 0.53	9.30 1.90	2.51 0.51	6.37 1.30	7.20 1.47	-	2.52	
6		US3-1	70×70 (16)	-	3.20	21.9	3.2φ @50 S.	1.22	2430	3400	230.3	19.3	1.01 0.21	2.49 0.51	6.00 1.22	2.44 0.50	6.06 1.24	6.85 1.40	-	1.73	
7		OSR-No.1	200×200 (9)	50×50 (中央)	6.06	33.0	4.0φ @100 S.	0.21	5300	5830	338.0	25.9	2.94 0.08	6.64 0.18	17.92 0.48	6.19 0.17	15.28 0.41	15.80 0.42	-	1.53	
8	土岐, 坂尻	OSR-No.2	200×200 (9)	50×50 (中央)	6.03	33.2	4.0φ @100 S.	0.21	5300	5830	338.0	25.9	2.66 0.07	6.29 0.17	19.28 0.51	5.52 0.15	14.45 0.39	14.90 0.40	-	1.84	
9		RT-No.2	200×200 (9)	125×125 (コーナー)	7.30	27.4	4.5φ @100 dw.	0.44	5100	5610	214.0	18.9	5.65 0.23	8.58 0.35	15.88 0.65	13.10 0.54	20.29 0.83	21.30 0.87	-	1.58	
10	小森	UR2-1	70×140 (32)	-	2.80	25.0	3.2φ @50 S.	1.18	2760	3360	269.4	21.9	1.42 0.14	3.18 0.32	7.20 0.73	3.23 0.33	7.35 0.75	7.92 0.81	8.99 0.92	-	-

(注)：(1) L_x：短辺内法スパン、L_y：長辺内法スパン (2) dw：複配筋、S：単配筋 (3) 単位幅当たりの版厚に対する鉄筋比、複配筋の場合は上下層筋を合算した値。 (4) 引張強度が掲載されていないNo.2,4,7,9については、No.1の降伏比を参考に算定した。 (5) 引張強度が掲載されていないNo.4,6,9については、0.245F_cと0.803で推定した。
 (6) 自重・載荷制限を含む。但しNo.1は含まない。 (7) P_{y0}：単位幅当たりの板の支持モーメントM₀として0.9α_cγ_d(R C基礎式)を使用し、板の理論解より算出。 (8) P_{y1}：コンクリートの引張強度(c_{ei})も考慮したM₀を使用し、板の理論解より算出（鉄筋強度には、降伏点を使用）。 (9) P_{u0}：M₀として0.9α_cγ_d(R C基礎式)を使用し、降伏線理論(Johansen提案)より算出。 (10) P_{u1}：c_{ei}を考慮したM₀を使用し、降伏線理論より算出（鉄筋強度には、降伏点を使用）。 (11) P_{u2}：c_{ei}を考慮したM₀を使用し、降伏線理論より算出（鉄筋強度には、引張強度を使用）。 (12) CARC-SHELLによる解析値。

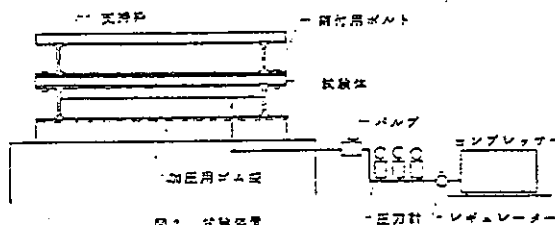
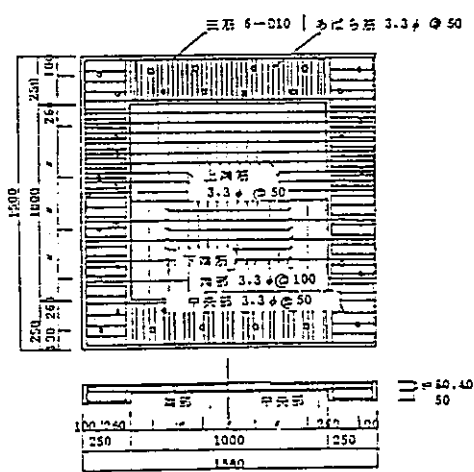
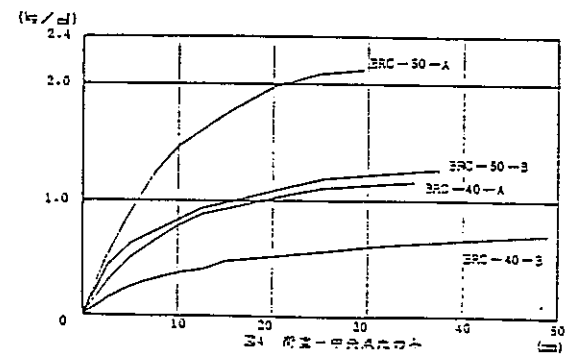
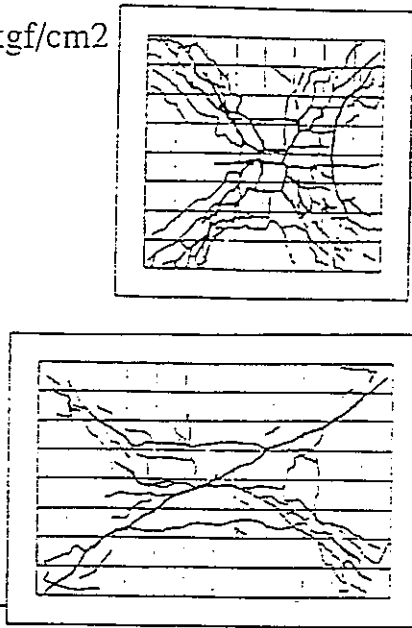


付図-6.1 既往実験結果

(1) 文献 1	文献名	強固な補剛架構をもつ鉄筋コンクリート床版の実験 (その1 四辺拘束の等厚版)	
	著者名	松山輝男、土橋由造、井野 智、上田正男	
	出典	日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) 昭和59年10月	
研究 内容	RC床版	寸法	短辺×長辺×板厚=200cm×200cm×6.4cm (200/6.4=31.25)
		補強筋	縦横とも10cm間隔の異形溶接金網 (φ4mm) のダブル配筋
	載荷方法	ジャッキを用い、各辺の4等分線の交差部を載荷点とする9点集中荷重 (各点の載荷面積: 10cm×10cmの正方形)	
	境界条件	壁柱付きの周辺補剛梁により拘束 	
	実験結果 (終局耐力)	最大荷重: 31.80tonf → 0.975kgf/cm ² 補正荷重: 3.074kgf/cm ²	

(2) 文献 2	文献名	鉄筋コンクリート正方形スラブの耐力とたわみに関する研究 (格子梁置換による解析)		
	著者名	藤本敬之		
	出典	日本建築学会構造系論文報告集 第447号 1993年5月		
研究 内容	RC床版	寸法	短辺×長辺×板厚=100cm×100cm×5.0cm (100/5.0=20.0)	
		補強筋	縦横とも $\phi 3\text{-@}50$ のダブル配筋	
	<p>載荷方法</p> <p>ジャッキを用い、各辺の4等分線の交差点を載荷点とする9点集中荷重</p>	<p>境界条件</p> <p>4辺を拘束フレームにより固定</p>  <p>図-16 拘束フレーム寸法とスラブ支持状態</p>		
<p>実験結果 (終局耐力)</p> <p>最大荷重: 11.3~17.0tonf → 1.13~1.70kgf/cm²</p> <p>補正荷重: 1.464~2.203kgf/cm²</p>				
	 <p>図-14 荷重-たわみ曲線 (No.1とNo.4)</p>		 <p>図-15 荷重-たわみ曲線 (No.2とNo.3)</p>	

(3) 文献 3	文献名	ラーメン架構内にあるRC床スラブの設置部位別の終局耐力について (イリノイ大学で実施した実験結果)	
	著者名	日野正照、坂尻公也、土橋由造	
	出典	日本建築学会構造系論文報告集 第445号 1993年3月	
研究 内容	RC床版	寸法	短辺×長辺×板厚=152.4cm×152.4cm×3.81cm (152.4/3.81=40.0)
		補強筋	補強筋は3.17mmの角鋼 (ダブル配筋)
	載荷方法	柱脚をピンとした3×3スパンのラーメン架構内に置かれた9枚のスラブを16点集中荷重をトーナメント方式で同時に加力。	
	境界条件		
	実験結果 (終局耐力)	<p>最大荷重(E) : 8.49tonf → 0.405kgf/cm² 補正荷重(E) : 1.563kgf/cm²</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; border-radius: 10px; display: inline-block;"> <p>試験区間E以外は架構がスラブの終局耐力に達する前に崩壊したため、省略した。</p> </div>	
		<p>図-13 実験スラブ各点の荷重・たわみ曲線-1 ([] 内は終局総荷重)</p>	

(4) 文献 4	文献名	等分布荷重を受けた周辺補剛鉄筋コンクリート長方形スラブの曲げ耐力に関する実験的研究		
	著者名	榎谷栄次、町田恭一		
	出典	日本建築学会関東支部研究報告集 Vol.53 昭和57年		
研究 内容	RC床版	寸法	短辺×長辺×板厚=100cm×100cm×4.0cm (100/4=25.0)	
		補強筋	補強筋は3.3φの焼鈍鉄線@100 (ダブル配筋)	
	載荷方法	空気圧による等分布荷重による載荷	境界条件	水平拘束梁による拘束
	 <p>図2 実験装置</p>		 <p>RC 50 (40) 3 s.c 1/100</p>	
<p>実験結果 (終局耐力)</p> <p>最大荷重：5.55～8.49tonf→1.16～2.14kgf/cm² 補正荷重：1.432～2.642kgf/cm²</p>				
 <p>図1 荷重-中央変位関係</p>				

■ 6面すべてモデル化し、6面すべてに圧力をかけたときの強度について

A 2 3 6 壁W1のモデルは、現状では下部床面全固定支持、上部および横は付帯梁/柱および面外方向についているスラブ/壁の拘束効果を考慮して等価なねじり剛性を有する要素を介する半固定支持としている(図1)。

いま対象壁を含む部屋全体を解析すれば強度はどのように変わるかを考える。

仮に構造物を同じ4枚の壁(図2)を解析しようとする事を考える。対称性を考えると、1/8モデルを次の対称条件で解析できる。

柱位置 回転固定、斜め45度方向滑り

壁中央 回転固定、面外方向滑り

すなわち柱位置では現状の半固定支持より拘束度が高くなる。実際の部屋は対象でないため回転固定となることはないが、それでも同じ内圧がかかるとすれば現状の支持条件より拘束度が高くなると考えられる。

一方、周辺の拘束の影響が壁の強度にどう影響するかは、既往の実験で研究されている(1989/9 坂尻、土橋、第403号日本建築学会構造系論文集)。この文献では「拘束度の低い他の試験体の終局荷重の実験値は、拘束度の低下とともに・・・耐荷能の次第に減少する傾向が明瞭に読み取れる」と記述されている。

以上のことを考慮すると、6面すべての壁・スラブをモデル化して解析した場合、強度は同程度かあるいは大きくなると考えられる。

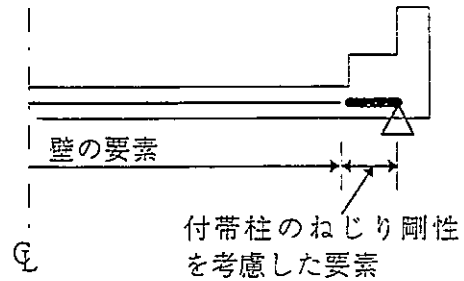


図1 壁の断面図およびFEモデル

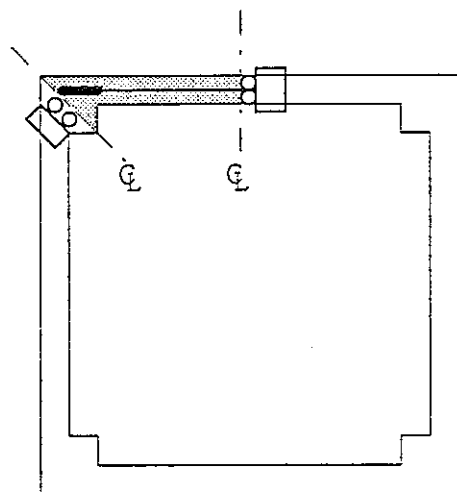


図2 壁4面のFEモデル

「周辺拘束形鉄筋コンクリート床スラブの終局強度について、収縮ひび割れ防止剤」

の値をRC規準¹⁰⁾によったものを指す。

2. 試験体と実験の概要

2.1 実験の目的と試験体の概要

実験の目的とするところは、周辺梁の剛性の差違が圧縮膜力の発生と持続に及ぼす効果の度合いを明確にし、周辺固定時の各種の終局強度計算値と実験値相互の関係を調べ、実験値と各種解との適応性について検証することにある。

試験スラブは図-1に示すように、はる周辺完全固定のE12と、拘束度を順次低下させた計6体の正方形版である。E1、E2、E6は周辺梁と床版の剛性比率を実際の建物に近い状態に設定したもので、E1とE2は梁

断面を変化させ、E6は周辺に隣接スラブを設けてある。E10、E11、E12はいずれも床版の寸度に比べると通常の周辺梁より格段に強固な拘束度を有する試験体である。

試験スラブはすべて辺長2mの正方形単一平板で、補強筋には溶接金網を使用し、E1-E6は丸筋、E10-E12は異形鉄筋で、いずれも直径4mm、縦横とも間隔100mmの複配筋とした。実験終了後に計測した版厚と鉄筋位置を表-1に、使用材料の諸元を表-2に示す。ただし版厚は約40箇所、鉄筋位置は上、下端筋とも約50箇所測定した平均値である。また、試験場所が屋外のこともあり、収縮ひび割れを防止するため、周辺梁上面外縁

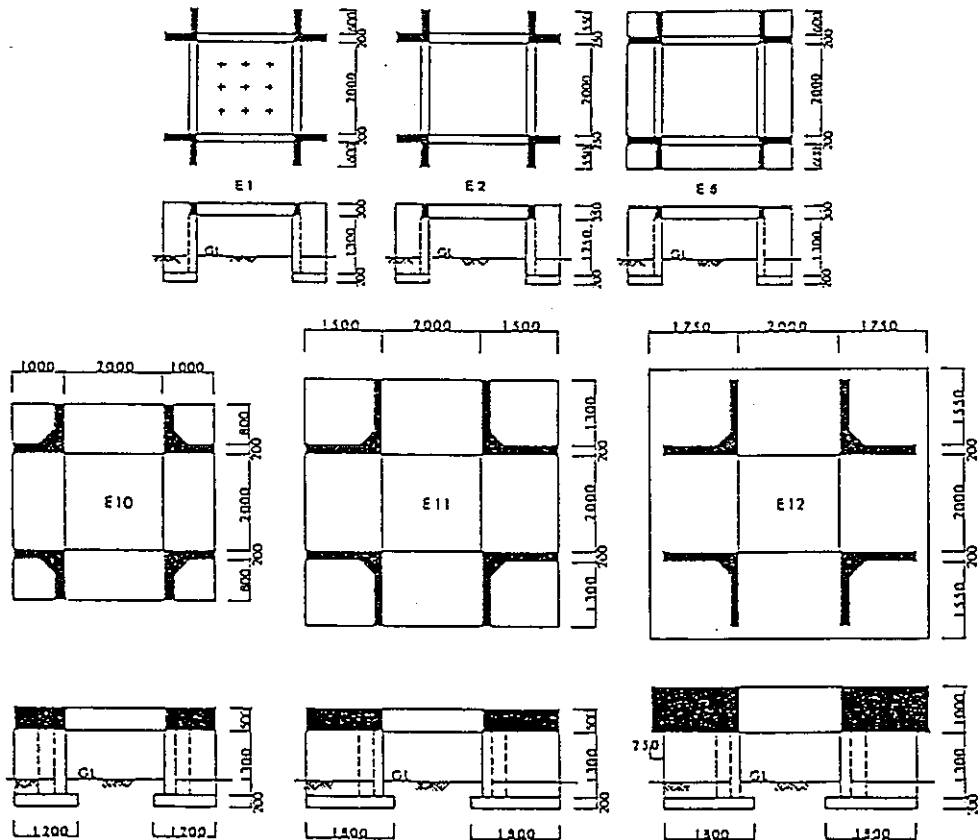


図-1 試験体の形状 (単位: mm) (E1の+印は載荷位置, 他も同じ)

表-1 版厚と鉄筋位置の実測値

試験体	版厚 mm	2x/d	縁からの鉄筋中心距離 (mm)	
			上端筋	下端筋
E1	56.0	35.7	16.7	14.0
E2	57.1	34.8	13.3	14.7
E6	60.3	33.2	19.6	16.3
E10	62.5	32.0	17.5	10.2
E11	64.2	31.2	19.3	11.4
E12	65.1	30.7	15.6	8.6

表-2 材料の諸元

材料	試験体	E1-E6	E10	E11	E12
コン	圧縮強度 F_c kg/cm ²	221	243	248	254
	引張強度 σ_{ct} kg/cm ²	13.0	19.8	20.6	21.5
クリ	弾性係数 E_s t/cm ²	243	240	246	227
	E_o t/cm ²	259	252	271	253
ト	ポアソン比 ν	0.13	0.20	0.21	0.20
溶接	降伏点強度 kg/cm ²	6,100	5,450	5,300	5,350
	破断点強度 kg/cm ²	5,500	6,000	5,900	5,900
金網	弾性係数 t/cm ²	2,100	2,100	2,100	2,100
	伸び %	14	20	21	21

- μ : 終局時の版中央点変形係数
- k_1 : 最大圧縮応力度位置を通る矩形表示塊と原塊の面積比
- k_2 : 圧縮応力換重心の圧縮線からの距離に関する定数
- k_3 : 最大圧縮応力度とコンクリートの圧縮強度との比
- l : 辺長
- d : 版厚
- $n, d, n_1 d$: 正および負降伏断面における圧縮線から中立軸までの距離
- d_1, d_1' : 正および負降伏断面における引張鉄筋の圧縮線までの距離
- d_2, d_2' : 正および負降伏断面における圧縮鉄筋の圧縮線までの距離
- T, T' : 正および負降伏断面における単位長さ当たりの引張鉄筋の抵抗力
- C, C_1 : 正および負降伏断面における単位長さ当たりの圧縮鉄筋の抵抗力
- C_2, C_2' : 正および負降伏断面における単位長さ当たりのコンクリートの抵抗圧縮力
- N, N' : 正および負降伏断面の版中央面における単位長さ当たりの面内圧縮力
- M, M' : 正および負降伏断面の版中央面に関する単位長さ

当たりの抵抗曲げモーメント
 F_c : コンクリートの圧縮強度

参考文献

- 1) British Standards Institution CP-110, Part 1, 1972
- 2) K. W. Johansen: Abhandlungen d. I. V. B. II. Bd. 1, 1932
- 3) A. Hillerborg [Jämviktsteori för armerade betongplattor] Betong, Vol. 41, 1956, Nr. 4
- 4) 例え L. A. J. Ockleston [Arching action in reinforced concrete slabs] The Structural Engineer, June, 1958
- 5) R. Park [Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short-term uniform loading with edges restrained against lateral movement] Pro. Inst. Civil Eng. No. 6, 1964

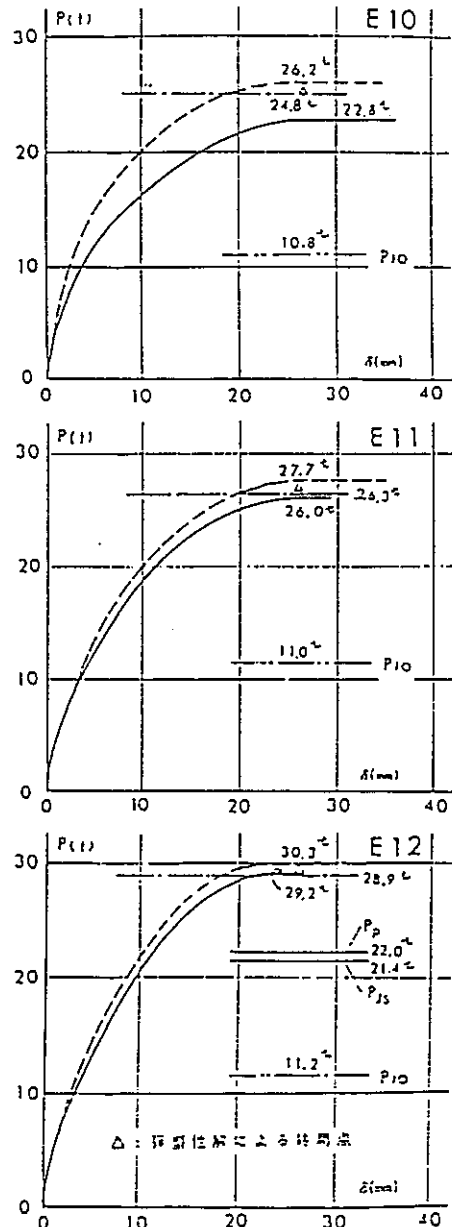
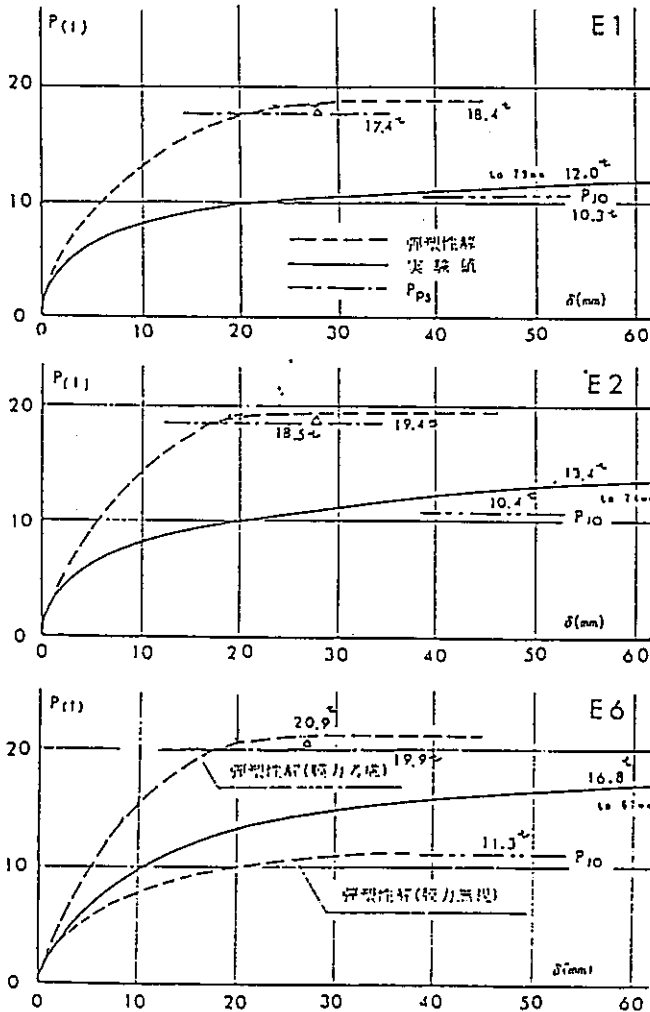
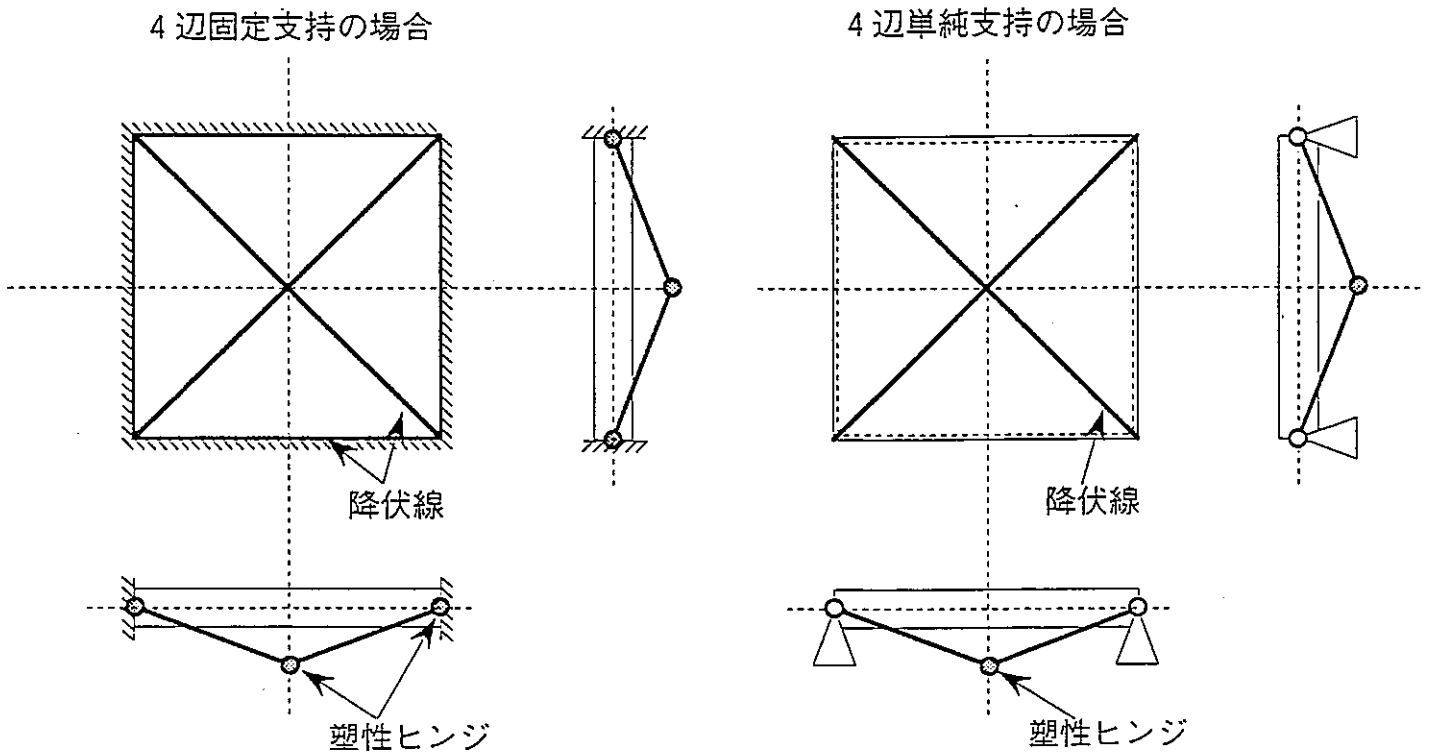


図-10 版中央点の荷重・たわみ曲線 (自重, 載荷装置 (150 kg) を除く)

■降伏線理論に於ける支持条件の差異による終局耐力の比較（正方形板：等分布荷重）

4 辺固定支持及び 4 辺単純支持の場合の等分布荷重時の降伏線は以下のように形成される。



正方形板の 1 辺を L 、全ての塑性ヒンジの全塑性モーメントを M_0 とすれば、4 辺固定支持及び 4 辺単純支持の場合のそれぞれの終局分布荷重 $w(\text{fix})$ 、 $w(\text{free})$ は内力と外力の釣り合いより以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
 w(\text{fix}) &= \frac{48M_0}{L^2} \\
 w(\text{free}) &= \frac{24M_0}{L^2}
 \end{aligned}
 \rightarrow w(\text{fix}) = 2w(\text{free})$$

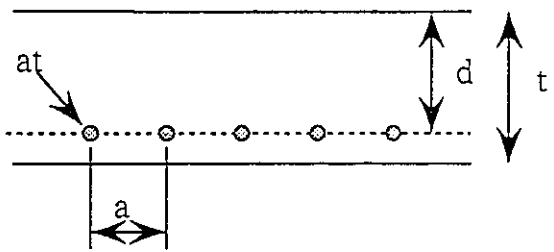
上記結果より、4 辺の支持条件を固定から単純支持（ピン）に換えることにより終局荷重が半分になることが分かる。

補足-1 (実験結果の補正)

(1) スラブ内法スパン (L) と板厚 (t) の比 (L/t) による補正

4 辺固定スラブの降伏線理論による終局分布荷重 w は、スラブの単位幅あたりの塑性モーメント M0 を用いて、

$$w = \frac{48M_0}{L^2}$$



t : 板厚
d : 有効せい
at : 引張鉄筋断面積
a : 鉄筋ピッチ

と表せる。ここで簡単のために M0 を「RC 基準の式」

$$M_0 = 0.9 \sigma_y (at/a) d$$

$$= 0.9 \sigma_y \cdot p_t \cdot d^2$$

} $p_t = at / (a \cdot d)$: 引張鉄筋比

を用いて、w の式に代入すると

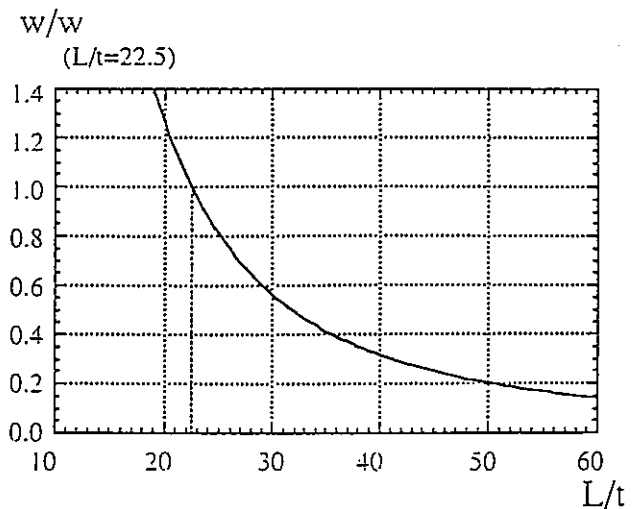
$$w = \frac{43.2 \sigma_y \cdot p_t}{\left(\frac{L}{d}\right)^2}$$

$$= \frac{43.2 C_1 \cdot \sigma_y \cdot p_t}{\left(\frac{L}{t}\right)^2}$$

$d = C_1 \cdot t$
ただし、C1 は定数。

と w が L/t を用いて表せる。

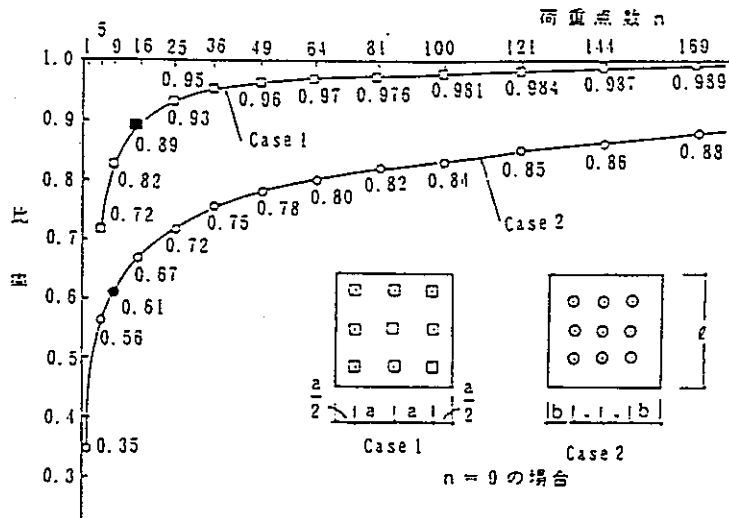
ここで、鉄筋比 p_t 、鉄筋の降伏点 σ_y 、定数 (鉄筋位置を表す) C_1 を、一定とすれば、A236-壁W1 ($L/t = 22.5$) に対する補正係数のグラフが右図のように求められる。



最大耐力と L/t との関係

(2) 載荷条件による補正

文献3によれば集中荷重を受ける正方形版の等分布荷重を基準とした終局耐力は、下図のように表せる。



図—21 集中荷重をうける正方形版の等分布荷重を基準とした終局耐力

これによると、Case.2の場合（日本で実施されている実験で使用）では、

9点集中荷重：0.61

16点集中荷重：0.67

32点集中荷重：0.72

となり、集中荷重とすると耐力が等分布荷重時の6割程度となることがわかる。

2740

日本建築学会大会学術講演提要
(関 西) 昭和 39 年 10 月

固定な補強鉄筋をもつ鉄筋コンクリート平板の試験 (その1, 四辺拘束の等厚版)

○正倉 隆 山田 清雄¹ 河上 謙三 橋本²
岡 洋野 吉³ 河上 昌正 佐藤⁴

はじめに 周辺に拘束鉄筋をもつRC平板は、補強鉄等の拘束鋼が受ける曲げ以上の大きさになると、コンクリートの垂直の伸張に半から版厚に存在する圧縮ドーム効果によって、水平方向の拘束鋼が平板の荷重性能に支配的な影響を及ぼすことが知られている。従つて実験により、この種平板の完全固定状態を達成することは、拘束鋼との許容力の関係を驗する類の試験を遂行するに比し、極めて困難なことと思われる。従前の既述の試験では、RC版は補強鉄筋の中央パネルを用いて、ほぼ完全固定に近い拘束鋼を得てはいるが、単一梁橋では、既述の先きの数多くの実験をも含めて、未だその例を見えていない。本報告は、前述の単一RC補強鉄筋によつて、完全固定状態を得るべく計画・実施した周辺拘束RC平板の試験実験について述べたものである。

1 実験の概要

(1) 試験平板と補強鉄筋 試験体は、版厚6.4cm、刃渡りスパン2mの正方形平板で、補強筋には直径10mm間隔の単形鉄筋(φ4筋)を用い、ダブル配筋とした。この試験平板は、図1に示すようにT型の柱をもつ梁橋と共に製作打設したもので、補強鉄筋としての周辺梁は、水平剛性を高めるため、巾150cm、高さ50cmの橋長断面とし、補強筋も万全を期するため、図2に示すように、水平方向の曲げに対する補強を優先させて配筋した。表1には、使用した河砂利コンクリートと補強筋の材料性状を、また表2には、実験終了後計測した版厚(22点の平均値)と鉄筋の被り厚(18点の平均値)を記した。

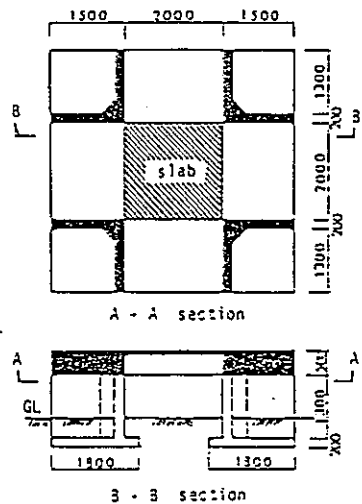


図1 試験体と補強鉄筋の配筋

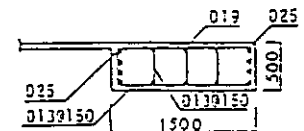


図2 補強筋の配筋詳細

(2) 載荷方法及び三種測定項目 試験実験は、既述の載荷鋼筋と埋設ワイヤシラスを用い、各辺の4等分線の交点部を載荷点とする9点集中荷重(各点の載荷面積は10cm×10cmの正方形)で実施した。漸増荷重に対する版中央部の撓みを変位変位計で、また4つの周辺梁中央部外側面の上・下2点の水平変位と、梁内側下面の地面変位をダイヤルゲージ(精度1/100mm)により測定し、又平板の周辺中央部の上縁のコンクリートの歪をストレインゲージを用いて計測した。

2 実験結果と考察

(1) 振動数 載荷実験に先立ち、表2 試験平板の固有振動数
試験体の振動数を計測し83.7Hzを得たが、表3には、平板版を完全固定と見做したとき、開口梁より得られる振動数が、実験値に一致するための、梁版の有効スパン長と、コンクリートのヤング係数の関係を比較してあげた。

版厚 cm	版厚の1/10 cm	版厚の1/12 cm
6.4	1.6	0.9
(6.2~6.6)	(0.9~1.9)	(0.3~1.2)

コンクリートのヤング係数 (kg/cm ²)	有効スパン長 (m)	ヤング係数 (kg/cm ²)
21000	2.34	
21000	2.10	
21000	2.22	21000
21000	2.18	13315 (24)
21000	2.22	12300 (24)

(2) 荷重-撓み曲線

図3には、実験荷重-撓み

表1 コンクリートと補強筋の材料性状

項目	単位	値	試験方法
コンクリート	強度	3.73	圧縮ポテンシャル
鉄筋	引張強度	2.5	JIS B 4 鋼線鋼 4
	引張断面積	2.77	
	引張断面積	2.74	
コンクリート	引張強度	15.0	圧縮機
	引張断面積	1.6	
	引張断面積	1.52	
鉄筋	引張強度	51.0	圧縮機
	引張断面積	1.0	
	引張断面積	1.0	
コンクリート	強度	17.3	17.0~17.5
コンクリート	引張強度	331.9 kg/cm ²	323.8~336.2
	引張断面積	299.0 kg/cm ²	292.1~305.3
	引張断面積	261.0 kg/cm ²	254.1~271.1
	引張断面積	231000.0 kg/cm ²	228000~234000
	引張断面積	238000.0 kg/cm ²	235000~245000
鉄筋	引張強度	5.2	5.2~5.21
	引張断面積	1.0	
	引張断面積	3200.0 kg/cm ²	
コンクリート	引張強度	3500.0 kg/cm ²	
	引張断面積	1.0	
	引張断面積	2100000.0 kg/cm ²	

寸法線と、図 4 参照。FEM による膜力を考慮したときと無視した場合の 2 種の結果を記したが、実験曲線は両者からほぼ等しい。膜力考慮の無視により、可成りの誤差状態にある。然し乍ら、この結果は、本試験体程度の補強率では、完全固定条件を得るには、示た見分ではないことを示している。

(3) 補強筋の形状

周辺筋の形状の補強

は、本試験体の補強率の荷重の増減を推測する際の基礎となる。図 4 は、周辺筋の外側面上・下 2 面の荷重一水平位置の測線曲線が、また、図 5 は、図 4 の上下の水平位置を測線間隔で読み、荷重一回転を曲線の形に整理して図示したものである。これらの結果によれば、外側面上部の最大水平位置で 0.1mm ほど、然るべき量ではないが、補強筋が梁の内外三輪ドーム作用により外側に押し出され、梁全体が外側に回転することを示している。又、図 6 には、梁の側面下部の測線曲線を掲げた。

(4) コンクリートの亀裂と荷重可重

図 7 には、ストレインゲージによつて初亀裂荷重を求めべく計測した荷重周辺部上縁のコンクリートの荷重一変位線を示したが、図中の曲線は全測定地点、荷重 2.5t 前後で変位が大きく変化しており、この時点で亀裂が生じたのであろう。また図 8 は、実験終了後の梁上・下面の亀裂図を掲げたが、周辺筋には亀裂は全く認められなかった。尚、梁下に鉄筋のため、鉄筋荷重の反作用と、梁の縦筋を含めた計算値とを比較して一覽した。

表 4 計算値の比較 (単位、mm、mm²とせん断)

試験体	膜力考慮の FEM 荷重 P_{11}	膜力無視の FEM 荷重 P_{10}	Johansen 式		計算値 / 実験値			
			P_{12}	P_{13}	P_1/P_{11}	P_2/P_{11}	P_3/P_{11}	P_4/P_{11}
11 号体 (A. J. Ockleston)	31.30	38.51	13.21	12.23	1.21	0.57	0.38	0.70

(Arching action in reinforced Concrete Slabs) The Structural Engineer, Vol. xxxv, No. 4, 1933

2) ニヤビシ (コンクリートの弾性コンクリートの設計) 建築学会誌 建築学会誌 453, 1930, 9

3) Stresses (Die Eigenwertprobleme für die elastische rechteckige Platte) Ing.-Arch., Berlin, 1936

4) 試験体 (周辺筋式のある全断面コンクリート梁の弾性曲線と荷重状態について) 建築学会誌 建築学会誌 454, 1931, 3

5) ニヤビシ (コンクリートの弾性コンクリートの設計) 建築学会誌 453, 1930, 9

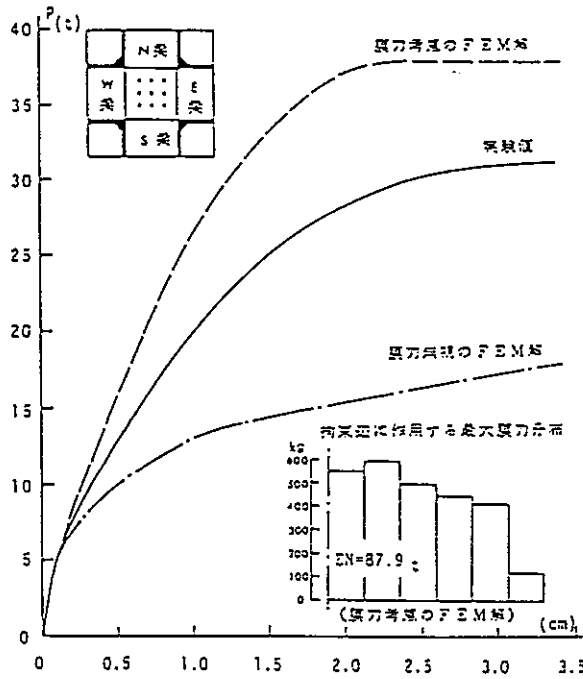


図 3 周辺筋の荷重一水平位置

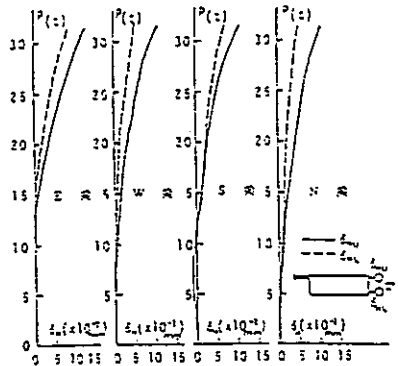


図 4 周辺筋の外側面上・下 2 面の荷重一水平位置

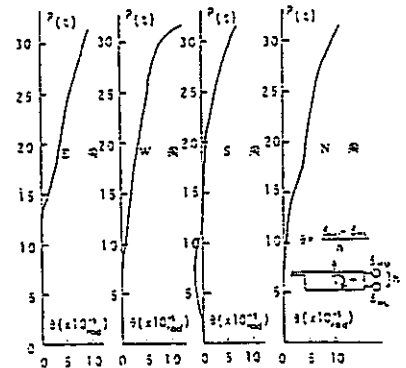


図 5 周辺筋の内側面上・下 2 面の荷重一水平位置

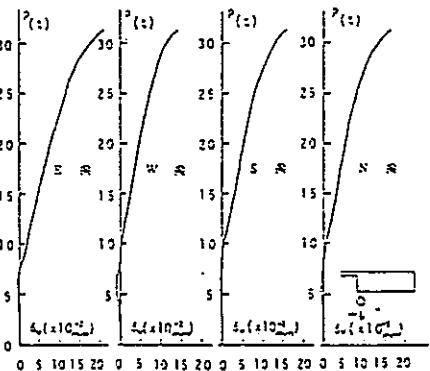


図 6 周辺筋の側面下部の荷重一水平位置

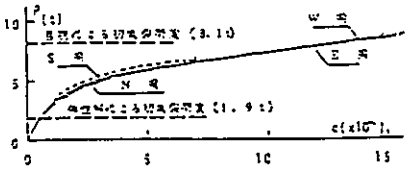


図 7 周辺筋式周辺筋の梁上縁のコンクリートの荷重一変位線

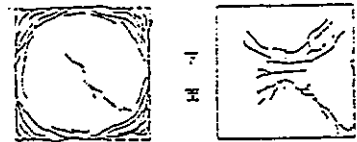


図 8 実験終了時の梁の亀裂

1) 実験結果 2) 比較式 3) 比較式 4) 比較式

[論 文]

日本建築学会構造系論文報告集 第 447 号・1993 年 5 月
Journal of Struct. Constr. Engng. A1J, No. 447, May, 1993

鉄筋コンクリート正方形スラブの耐力とたわみに関する研究

格子梁置換による解析

STUDIES ON THE STRENGTH AND DEFLECTION OF REINFORCED CONCRETE
SQUARE SLABS

Analysis by a equivalent cross beam structure

藤本 敬之*

Takayuki FUJIMOTO

The purpose of this study is to develop a simple theory of allowing for compressive membrane action in the elastic-plastic analysis of square reinforced concrete slabs with partial lateral restraint at all edges by using a equivalent cross beam structure. And the load-deflection relationship obtained from the analysis are compared with the test results of nine concentrated loaded square slabs in which lateral displacement at the boundaries is prevented by very stiff surrounding frame.

Consequently, it is shown that the approximate method using a equivalent cross beam structure can pursue the load-deflection curves obtained from tests.

Keywords : membrane action, cross beam, load-deflection, reinforced concrete slab
圧縮面内力, 格子梁, 荷重-たわみ, 鉄筋コンクリートスラブ

§1. 序

鉛直荷重を受ける鉄筋コンクリートスラブ(以下 RC スラブと称す)の荷重-たわみ関係を簡単な表現式で追求することは極めて困難である。その第一の要因は、荷重増加による亀裂幅と亀裂領域の拡大によって、スラブ挙動がより複雑化していくことにある。1932年に、Johansen¹⁾はこの困難のもとをなす亀裂を極めて単純にして取り扱い、容易に終局耐力を算出できるように体系化した降伏線理論を発表して注目を浴びた。しかしながら、RC スラブの終局耐力が Johansen 破壊荷重をはるかに超えることを Okeleston²⁾によって見いだされ、その原因が、1953年、スラブ内で誘起される圧縮面内力にあることを論じられて以来、圧縮面内力を含む理論展開が支配的となって現在に至っている。ここでは、スラブ挙動をより単純化した表現式で取り扱う一つの流れを追う立場で本報告の背景をなす歴史的一端を述べる。

まず、圧縮面内力を RC スラブから抽出し、説明することが必要であるとの観点から、Cristiansen³⁾、Roberts⁴⁾、大野・柴田⁵⁾、小森⁶⁾、Liebenberg⁷⁾らが一向向性スラブを用いて圧縮面内力の説明を行っている。その中でも、Cristiansen が完璧をなすものとして注目される。筆者も同じ立場に立って、1985年に論文⁸⁾を発表

している。

二方向性スラブでは、Park⁹⁾が1954年に剛塑性帯板法を発表した。それは RC スラブが剛塑性帯板から成るものと考え、降伏線理論の改善機構をあてはめて式の展開を計り、終局耐力を求めたものである。スラブ挙動を簡単な式で表現し得た点で、極めて高い評価を得ている。Datta¹⁰⁾らは、その剛塑性帯板法を、正方形スラブ周辺の水平変位条件を考慮した塑性解析に取り入れている。Desayi¹¹⁾らも周辺固定スラブの弾塑性解析に用いて、荷重-たわみ曲線の追求を行っている。また、土橋¹²⁾らは修正 Park 法を展開して、その解が周辺固定スラブ実験値に極めてよく適合することを示している。

圧縮面内力の発生原因が RC スラブの塑性変位に入っている亀裂の進展によるものであることを考えれば、降伏線理論をあてはめて式の展開を計るのは、極めて合理的に思える。さらに、より簡単な表現式で RC スラブの挙動をとらえようとの試みも自然の流れであろう。この流れの中に小森¹³⁾の交叉帯スラブの近似解法も挙げられ、正方形スラブの荷重-たわみ曲線を水平変位条件も導入して精度よく追求している。しかしながら、この近似解法には、善本となる周辺固定スラブにも適合するか否かの検討が残されており、その評価は今後に残されて

* 近畿大学 助教授・工博

Assoc. Prof., Kinki Univ., Dr. Eng.

いる。

圧縮面内力の誘起にはスラブ厚/スパン比、スラブ周辺の回転、水平および鉛直変位等、多くの支持条件の影響を受ける。特に、周辺の支持条件が最も大きな要因になることは周知の事実であるが、スラブを二方向性スラブとして解析する場合、周辺の支持条件を解析に取り入れるのは容易でない。この困難を解決する一つの方法はスラブを二方向とも一方向性の帯板、または、梁状部材に置換して、簡略化することであろうと考える。簡略化は前記した、より簡単な表現式でスラブの挙動をとらえようとの方法であり、スラブの周辺支持条件を取り入れやすくする方法である。

以上のような簡略化したモデルの使用と、さらに、周辺支持条件を取り扱いやすい形で導入することが、さまざまな支持条件を受けるスラブ解析に、極めて重要な役割を果たす要因になろうと考える。

この観点に立って、筆者は、周辺支持条件の一つである水平変位が弾性支持される RC 正方形スラブを対象に、格子梁モデルで弾塑性解析を試み、荷重-たわみ関係を追求し得ることを示そう。解析方法は、Desayi らによる方法と同様に、降伏線の形成を境にして、前半は弾塑性解析、後半は圧縮面内力の効果によって荷重増加が生ずるものとして、塑性解析を行う。弾塑性域における亀裂発生状況のとらえ方は、置換部材端部に生ずる曲げモーメントの大きな順に亀裂が起こるものとする。そして、亀裂発生に伴う荷重-たわみ曲線を得る方法には Desayi らの方法を一部用いる。さらに、塑性域におけるスラブ中央の塑性たわみはスラブ降伏線上の塑性回転によってのみ生ずるとして、ヒンジ部の塑性領域、コンクリート強度時のひずみおよび最終ひずみを考慮する。コンクリートの応力ひずみ関係には ϵ 関数法¹⁴⁾を用いる。このような手法のもとに、圧縮面内力算定式の誘導を計り、スラブ耐力の計算を行っている。この圧縮面内力の誘導時に、スラブ周辺の広がりである水平変位量を置換部材長手方向の縮み量に対する割合（以後拘束度と称す）で表し、拘束度を一変数として導入している。拘束度はあらかじめ求めている値を使用するために、圧縮面内力の算出が容易である。得られた圧縮面内力から、置換部材端の曲げ、ねじりモーメントを計算して、スラブ耐力が簡単に算出できる。簡単な表現式でスラブ挙動をとらえ、計算し得ることが特徴となっている。

本報告で取り扱う格子梁モデルと水平変位の導入方法がより簡単な理論展開につながり、他の支持条件をも取り入れやすくすると考え、正方形スラブの弾塑性解析を試み、1つの提案を行った。

本解析による解の適合性は、筆者の実験による4柱の RC 正方形スラブで検討している。使用したスラブは H 形鋼材で組んだ固定度の低い拘束フレームでスラブの周

辺を支持している。そのため基本となる周辺固定スラブに適合することの検証には文獻¹²⁾を用いて行っている。本報告はすでに口頭発表¹⁵⁾したものを、一部修正してまとめたものである。

§2. 耐力とたわみ算定式の誘導

本報告では、正方形スラブを対象にして図-1(a)のように、スラブ上面二方向の4等分割線上の交点9箇所均等に鉛直集中荷重 p が作用する場合を取り扱う。さらに、Johansen 荷重時 (j 点と称す)以前において、同図の4等分割線上に幅 $L/4$ を集約して、格子梁構造にモデル化する。

j 点以後の塑性解析時には、図-1(a)に周辺部材を加えた図-1(b)を用いる。これらのモデルを用いる理由はより簡単に計算を行いたいことと、Johansen 降伏線を基本仮定に据えたいために降伏線を表せる最小部材数としている。また、図-1(b)に周辺部材を加えた理由は、降伏線上の全断面の曲げ、ねじりモーメントを算出して、スラブ解析を行いたいためである。

さらに、スラブ周辺の水平変位と回転を互形鋼で組んだ鋼製の支持台(図-10(a)と(b)拘束フレームと称す)で拘束する場合を取り扱う。拘束フレームによるスラブの支持状況は j 点以前では完全固定状態で、 j 点以後水平変位については、弾性的に抵抗を受け、拘束フレームの回転はスラブのたわみに与える影響が小さく、無視できるものとする。

解析にあたり、次の仮定をおく。

2.1 基本仮定

- (1) 格子梁に置換して解析できるとする。
- (2) コンクリートの引張力は無視する。
- (3) 断面は変形後も平面を保持する。
- (4) 圧縮面内力による部材長手方向の縮み量は弾性範囲とする。
- (5) 圧縮面内力は Johansen 荷重後の塑性たわみによって誘起されるとする。

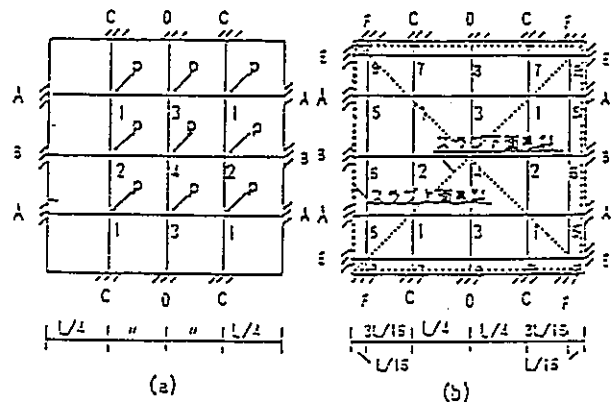


図-1 Johansen 荷重までと以後の格子梁モデルおよび拘束機構

- (6) 拘束フレームへ作用する圧縮内力は等分布とする。
- (7) コンクリートの応力ひずみ関係は ϵ 関数法で表す。
- (8) セン断剛性および塑性ヒンジ間の曲げ剛性は無限大とする。
- (9) 亀裂によるねじり剛性の低下の割合は曲げ剛性の低下の割合と同じとする。

2.2 Johansen 荷重以前の解析

図-1(a) と図-2を用いて、荷重-たわみ曲線を追跡していく。まず、スラブ端の中央 (B, D 点) に亀裂が生ずる。次に、スラブ中央 (4 点) に亀裂が生ずる。さらに、荷重の増加に伴って、スラブ端の中央 (B, D 点) の引張鉄筋が降伏し、次に、スラブ中央 (4 点) の降伏に進展して、Johansen 荷重に達するとする。j 点まで亀裂が広がっていく順序を図-3 に○印で示す。この亀裂に伴う曲げ剛性の変化は文献(16)を用いて、曲げモーメントと曲率の関係を示す図-4 の値を使用する。亀裂発生後、引張鉄筋降伏までは、 M_c と M_y の中間値 $M_a = (M_c + M_y)/2$ の時の曲げ剛性 $K_a = E_c I_a$ を用いる。 $I_a = \gamma I_y$ として、 γ は次式で示す。

$$1/\gamma = 1 + (K_a/K_y - 1)(1 - M_c/M_a)/(1 - M_c/M_y) \dots\dots\dots (1)$$

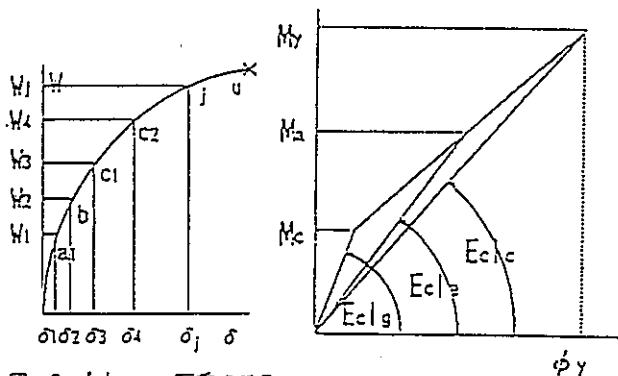


図-2 Johansen 荷重までの荷重-たわみ関係

図-4 曲げ剛性の低下

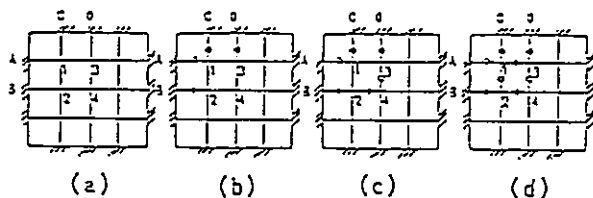


図-3 亀裂進行状況

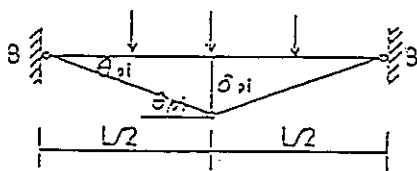


図-5 B-B 部材の塑性変形

スラブ置換部材の両材端の亀裂状況に応じて、1) 無亀裂と亀裂、2) 亀裂と亀裂、3) 亀裂と降伏に分け、それぞれの平均値で部材の曲げ剛性を表す。j 点では 0.5 ϵ_c を使用。

無亀裂部材のねじり剛性は、 $G_c J_p = \alpha \delta H^3 G_c$ で表す。亀裂によるねじり剛性の低下の割合は曲げ剛性の低下の割合と同じとする。このねじり剛性の亀裂による低下を、定量的に精度よく得ることは、文献が少ない現状において、極めて困難である。ここでは文献(17), (18) より、剛性低下の割合を大きめに取り扱っている。

図-2 の a1-c2 各点の算出は図-3 の亀裂状況下で $p = 1t$ (全荷重 9t) 作用させ、B (または D 点)、あるいは 4 点のモーメント M とたわみ δ を求めておく。例えば、図-2 の b1 点の場合、部材断面の亀裂モーメント M_c とすれば、図-2 の W_i と δ_i は

$$W_i = \frac{9}{M} M_c, \delta_i = \delta_1 + \frac{\delta}{9}(W_i - W_1) \dots\dots\dots (2)$$

で求められる。

2.3 Johansen 荷重以後の塑性解析

図-1(b) より B-B 部材を取り出して、圧縮内力とたわみの関係を誘導する。この圧縮内力はスラブ周辺に等分布に作用するとする。

1) たわみの算出

任意荷重時の塑性回転角は部材端、中央端共に同じで θ_{pl} とする。中央のたわみ δ_{pl} は図-5 より

$$\delta_{pl} = \theta_{pl} \cdot L/2 \dots\dots\dots (3)$$

θ_{pl} を曲率 ϕ_c と任意荷重時における等価ヒンジ長 βL_p の関係図-6(a), (b) から、(4) 式を得て、コンクリート圧縮線ひずみ ϵ_{cs} と中立軸位置 K で示す。

$$\theta_{pl} = \beta L_p (\phi_c - \phi_{yi}) = \beta L_p d \epsilon_{cs} / (K - \phi_{yi}) \dots\dots\dots (4)$$

さらに、任意荷重時の βL_{pi} を終局時の等価ヒンジ長 βL_p を用いて、次のように示す。

$$\beta L_{pi} = \beta L d \epsilon_{ci} - \epsilon_{cs} / (\epsilon_{csu} - \epsilon_{cs}) \dots\dots\dots (5)$$

βL_p は (6) 式に示すように Mattock⁽¹⁹⁾ の値を用いる。

$$\beta L_p = 1.14 \sqrt{z/d} \cdot d/2 \dots\dots\dots (6)$$

d は有効せい、 z は部材のモーメント零の位置より部材端までの距離で、 $z = L/4$ である。 $\phi_{yi} = \phi_y / M_y \cdot M_i$ とする。 ϕ_{yi} , ϕ_y は M_i , M_y 時の曲率である。 $\phi_y = \epsilon_{cs} / K$ で M_y 時のコンクリート圧縮ひずみ ϵ_{cs} と中立軸 K より得る。終局時のコンクリート圧縮線ひずみ $\epsilon_{csu} = 0.055 / \sqrt{F_c}$ で Jeage⁽²⁰⁾ の値を用いる。

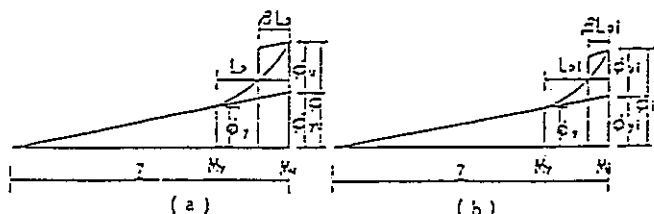


図-6 終局時と任意荷重時の曲げモーメント曲率と等価ヒンジ長

2) 圧縮面内力の算出

図一7の部材の伸びとたわみの関係から、圧縮面内力 N を誘導する。部材変形による断面重心の伸び $e_c + e_c$ を、圧縮面内力による部材の縮み e 、拘束フレームの外方向の広がり $k \cdot e$ (ke で示す) とすれば、

$$e_c + e_c - e = [(L/2 + ke)^2 + \delta_j^2]^{1/2} - [(L/2)^2 + \delta_j^2]^{1/2} \dots\dots\dots(7)$$

と、 $e_c + e_c = (H - 2K)\delta_j$ 、 $e = NL/2E_c A_c$ より

$$\frac{N(1+k)L}{2E_c A_c} = (H - 2K) \frac{2\delta_j}{L} - \frac{\delta_j^2 - \delta_j^2}{L}$$

これより

$$N = \left[(H - 2K) \frac{2\delta_j}{L} - \frac{\delta_j^2 - \delta_j^2}{L} \right] \frac{2E_c A_c}{(1+k)L} \dots\dots(8)$$

ここで、 E_c はコンクリートのヤング係数、 A_c は置換部材断面面積、 δ_j は Johansen 荷重時のたわみである。

また、図一8の部材水平方向の力の釣合いより、コンクリート圧縮応力度分布に e 関数法を用いて次式を得る。

$$N = bF(c\epsilon_1)K/c\epsilon_1 + a_c\sigma_c(K - d_c)/K - a_s\sigma_s \dots\dots\dots(9)$$

ここで、 a_c 、 a_s は圧縮、引張鉄筋断面面積、 d_c は圧縮縁から引張鉄筋までの距離、 $F(c\epsilon_1)$ は図一9の $c\epsilon_1$ までの面積を示す。

圧縮面内力 N の算出は、まず (8) と (9) 式に $c\epsilon_1$ を与え、 K を変化させて、(9) 式の $N \geq (8)$ 式の N になった瞬間の K を決定し、その K と $c\epsilon_1$ を (9) 式に代入して N を得る。この N を用いて曲げモーメント M を計算する。

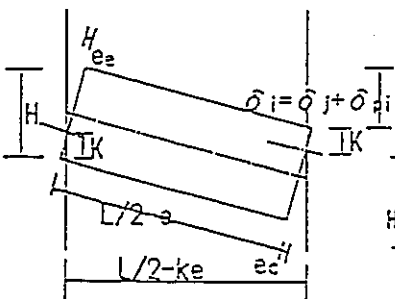
3) 曲げ・ねじりモーメントの算出

前節で求めた N 、 K 、 $c\epsilon_1$ に基づいて、次のように曲げ、ねじりモーメントを得る。

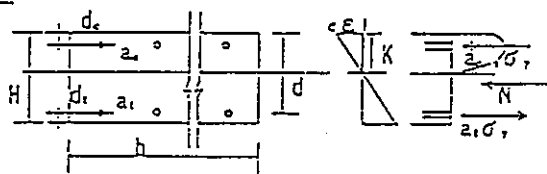
$$M = a_s\sigma_s(H - d_s - K) + a_c\sigma_c(K - d_c) + K^2 \frac{G(c\epsilon_1)}{c\epsilon_1} + N(0.5H - K)$$

$$T = cbH^2 G_c \frac{\delta_j}{L_j} \gamma_c \gamma \dots\dots\dots(10)$$

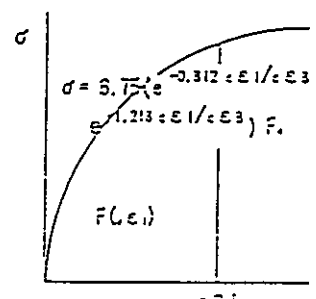
d_s はコンクリート引張縁から引張鉄筋までの距離、 $G(c\epsilon_1)$ は図一9の $c\epsilon_1$ まで面積が原点に対して与える1次



図一7 部材変形状態



図一8 部材断面のひずみと応力状態



図一9 e 関数表示

モーメント、 c は部材断面による係数、 ϵ_j は j 点以前の亀裂による曲げ剛性の減少率、 γ_j は j 点以後の曲げ剛性の増加率である。(10) 式中の L_j は部材長を示す。

4) 耐力の算出

(10) 式から得た各部分の曲げ、ねじりモーメント M 、 T と荷重 W の関係を仮想仕事式を用いて、図一1(b) から次のように求める。

$$W = 9p = \frac{32}{5L} (2_x M_x + 2_y M_y + 2_z M_z + 2_x M_x + 2_y M_y + 2_z M_z + 2_x T_x + 2_y T_y + 2_z T_z) - \Sigma M \dots\dots(11)$$

添字 x 、 y は部材の方向を、他の添字は位置を示す。 ΣM は圧縮面内力による付加モーメントの各部材の総和である。

5) Johansen 荷重以後の計算手順

まず、 j 点時のたわみ δ_j を出発点として、塑性たわみ δ_{pl} を増進させ、その部材生じた圧縮面内力 N から曲げモーメント M を計算する。この M に基づき曲げ剛性増加率 γ_j を求めてねじりモーメント T を計算する。求められた M 、 T より耐力 W を得る。たわみ δ_{pl} を増進させる方法はコンクリート圧縮縁ひずみ $c\epsilon_1$ を与えることによって得る。

j 点時において $c\epsilon_y$ 、 ϕ_y 、 δ_j および拘束度 k は既に求められている。(3) - (6) 式から知られるように、(3) 式の δ_{pl} は $c\epsilon_1$ と K の関数である。したがって、(8) 式の圧縮面内力 N は $c\epsilon_1$ と K の関数になる。また、(9) 式も $c\epsilon_1$ と K の関数であるから、 $c\epsilon_{pl} \geq c\epsilon_1 > c\epsilon_y$ の範囲で、 $c\epsilon_1$ をわずかなずつ増加させ、その部材 $c\epsilon_1$ に対応する K を求めて N を得る。その計算方法は2) の圧縮面内力で記したごとくである。次に、(10) 式の M 、 T を得て、(11) 式より耐力 W を算出する。

一方、たわみは (3) 式の δ_{pl} に δ_j を合計して算出する。これら一連の計算において、(4) 式 ϕ_{pl} の値は今求めようとしている $c\epsilon_1$ の前段階で得られた値を用いている。このことは M_i の値が N を求めてから得られるためである。

また、(9) 式の $N \geq (8)$ 式の N の関係を用いた根拠は、 $c\epsilon_1$ を与えて、 K を小さな値から変化させて N を

求めたときに、(8) 式の $N > (9)$ 式の N の状態から、(9) の $N \geq (8)$ の N の状態に遷移することに基づいている。

§3. 拘束フレームの拘束度の検討

RC 正方形スラブの荷重-たわみ関係を得る前に、拘束フレームの広がりである ke の拘束度 k とスラブ周辺支持条件が得られているか否かの検討を必要とする。そこで、使用した拘束フレームの変形性状から述べる。

3.1 拘束フレームの変形性状

図-10(a)、(b) は拘束フレームの変形性状を調べるために、油圧ジャッキでフレームの内側から水平方向に載荷している図である。図-11 の $r\delta_1$ と $r\delta_2$ は、この実験から得られた水平荷重 P と 2 辺の中央水平変位の関係を示している。これら水平変位の実験値から、2 方向同時に載荷したときの水平変位量を $r\delta_3 (= r\delta_1 - r\delta_2)$ で得て、同図に示している。一方、 $r\delta_2$ に相当する計算値 $r\delta$ は、下記に示すように、ねじり変形に曲げ変形を加えて行っている。ねじり変形は両端ピン支持で行い、曲げ変形は両端ピンと固定支持の和の 1/2 で求めている。この $r\delta$ の算出はフレームの隅角部と断面の取り扱いに明確さを欠くことから、実験値に合わせた方法を用いている。以上の結果、 $r\delta$ の計算値が図-11 のように精度よく求められたことから、上記と同じ方法で等分布の圧縮面内力 N_0 が作用したときの拘束度 k を得ている。

集中荷重等のねじりによるフレームの任意点 r の回転角 $r\theta$ は文献 21) を用いて次式で計算する。

$$r\theta = \frac{Py}{G_s J_d} \left\{ \frac{l-r}{l} \tau - \frac{l \cdot \text{sh} \pi (l-r) / l}{n \cdot \text{sh} \pi} \text{sh} \frac{\pi}{l} \tau \right\} \dots \dots \dots (12)$$

ここで、 G_s は鋼のせん断弾性係数、 J_d は純ねじりに対する慣性モーメント ($= 3.47 \times 10^{-4} \text{m}^4$)、 J_w は異形慣性モーメント ($= 2.407 \times 10^{-3} \text{m}^4$)、 l はフレームのスパン ($= 1.24 \text{m}$)、 $n = \sqrt{G_s J_d / E_s J_w} \cdot l = 9.233 \times 10^{-1}$ である。各数値は図-12 (S はせん断中心を示す) の拘束フレーム断面寸法より得ている。これらの数値を (12) 式に代入して、スパン l の中央点 $r = l/2$ の $r\theta$ を求めると、 $r\theta = 5.438 \times 10^{-4} P$ で、 $r\theta$ による測定点の変位 $r\delta_r$ は

$$r\delta_r = r\theta \cdot y = 4.220 \times 10^{-4} P \text{ (m)} \dots \dots \dots (13)$$

次に、曲げによる水平変位 $r\delta_w$ を両端ピンと固定状態の 1/2 で求めている。

$$r\delta_w = P l^3 (1/48 + 1/(4 \times 48)) / 2 E_s I_s = 1.825 \times 10^{-4} P \text{ (m)} \dots \dots \dots (14)$$

$E_s = 2.1 \times 10^4 \text{t/m}^2$ 、 $I_s = 5.473 \times 10^{-4} \text{m}^4$ である。

以上の値に基づいて、 $r\delta$ は次式から値を得ている、

$$r\delta = (r\delta_r + r\delta_w) / 2 = 3.023 \times 10^{-4} P \text{ (m)} \dots \dots \dots (15)$$

3.2 拘束フレームの拘束度 k の算出

図-13 のように、圧縮面内力 N_0 が拘束フレームの長

手方向に沿って等分布に作用しているとして計算する。ねじりによる拘束フレームの任意点 r の回転角 $r\theta$ は

$$r\theta = \frac{l^3}{n^2} \frac{m}{G_s J_d} \left\{ \frac{n^2}{2l^2} \tau (l-\tau) + \frac{c h \frac{\pi}{l} \left(\frac{l}{2} - \tau \right)}{c h \frac{\pi}{2}} + 1 \right\} \dots \dots \dots (16)$$

m は拘束フレームに作用するねじりモーメントで他の記号は集中荷重による場合と同じである。(16) 式から $r = l/2$ の $r\theta$ を求めると、 $r\theta = 5.597 \times 10^{-3} m$ 、 $m = N_0 \cdot y$ を得る。これより、測定点の水平変位量 $r\delta_r$ を圧縮面内力 N_0 を用いて

$$r\delta_r = r\theta \cdot y = 6.396 \times 10^{-4} N_0 \text{ (m)} \dots \dots \dots (18)$$

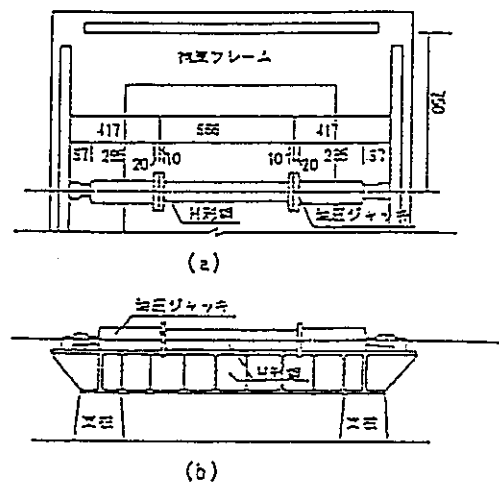


図-10 拘束フレームの平面図と側面図および水平加力

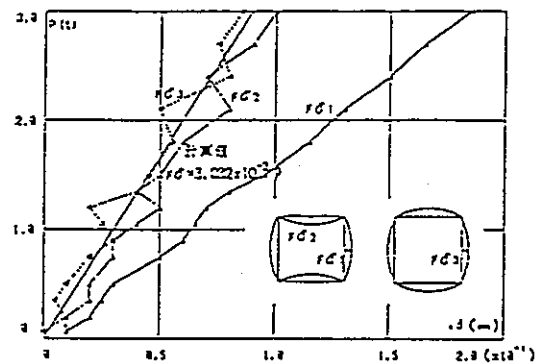


図-11 拘束フレームに作用する水平荷重と水平変位

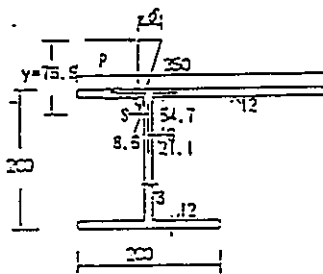


図-12 拘束フレーム部材断面

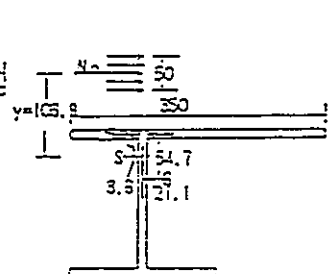
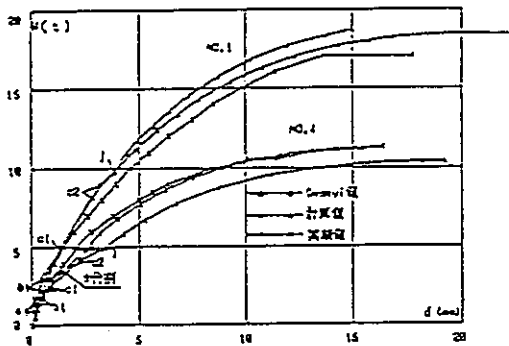
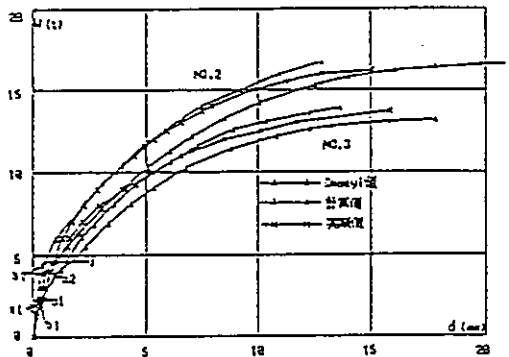


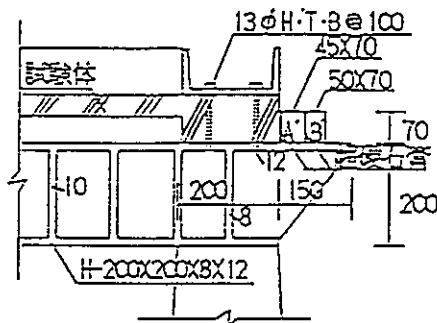
図-13 拘束フレームに作用する圧縮面内力とその位置



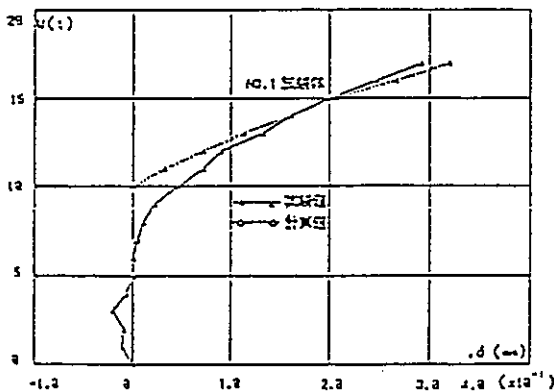
図一14 荷重-たわみ曲線 (No.1とNo.4)



図一15 荷重-たわみ曲線 (No.2とNo.3)



図一16 拘束フレーム寸法とスラブ支持状態



図一17 スラブに作用する荷重と水平変位

曲げによる水平変位 r_d は

$$r_d = N_s l^3 (5/384 + 1/384) / 2E_c I_s = 1.353 \times 10^{-3} N_s \text{ (m)} \dots\dots\dots (19)$$

このことから、全水平変位量 r_d は

$$r_d = (r_{d1} + r_{d2}) / 2 = 3.877 \times 10^{-3} N_s \text{ (m)} \dots\dots\dots (20)$$

一方、スラブによる縮み量 δ は

$$\delta = N_s L / 2E_c A \text{ (m)}$$

よって、拘束度 k は次式で得る。

$$k = r_d / \delta = 3.877 \times 10^{-3} \times 2E_c A / L \dots\dots\dots (21)$$

8.4. 実験値と解析結果の比較と考察

以上の算定式に基づき RC 正方形スラブについて計算した結果を、過去行った実験結果に基づいて比較検討を行う。P. Desayi¹¹⁾らによる方法を併記して、比較検討に供する。さらに、本解析の基本となる周辺固定スラブにも適合するかどうかの検証には修正 Park 法¹²⁾を用いる。P. Desayi¹¹⁾らによる方法は等分布荷重を用いて解かれているが、本報告では9点集中載荷で計算して、結果を得ている。また、j点以後において、本報告による拘束度 k を導入して算出している。

まず、実験時の状況と試験体について述べる。使用した試験体は4体 (No.1-No.4と名付ける) で、スパンは1mである。使用鉄筋は3φを用いて、2方向とも5cm 間隔のダブルで試験体周辺に平行に配筋している。No.1のみ溶接金網を使用している。鉄筋位置はかぶり厚3mmとして、1方向の $dc = dt = 4.5\text{mm}$ 、他方向 $dc = dt = 7.5\text{mm}$ である。モルタルは水/セメント比60%、セメント:砂=1:3(重量比)を用いている。その力学的性質を表一に示す。

図一16に試験体の周辺支持状態を示す。水平変位の拘束はH形鋼に鋼材B'を溶接して得ている。その鋼材B'と試験体間に鋼材A'を中に挟み、超硬石膏(3mm幅に充填)で固めてフレームと一体化している。鋼材A'は実験後試験体を無傷で取り出すために使用している。

1) 拘束フレームの比較検討

拘束フレームの外方向の広がりをNo.1試験体について、実験値と算定した圧縮面内力による r_d 値の比較を図一17で行っている。計算した値が若干大きく得られているが、極めてよく合っている。j点以前の初期段階ではわずかにスラブ内へ移動しているが、j点荷重近辺から、外方向へ広がっていく。その量は小さなものであるが、判然と見られる。図一17から載荷初期においてスラブ周辺がスラブ内に引張られるものの、その量は小さく、j点以前の支持条件である完全固定はほぼ満たし

表一 使用材料の力学的性質

試験体	せい (mm)	モルタル		鉄筋		
		強度 (N/mm ²)	弾性率の係数 (10 ⁴)	強度 (N/mm ²)	弾性率の係数 (10 ⁴)	
NO.1	5.0	301	2.43	1.75	5980	2.10
NO.2	5.3	350	2.55	1.97	2530	2.03
NO.3	5.2	232	2.13	1.63	2530	2.03
NO.4	4.4	242	2.18	1.40	3470	1.94

ていると考えてよく、 j 点以後においても、外方向への移動は小さく、支持部の回転によるスラブたわみへの影響はほとんど無視できる。

2) 周辺固定スラブへの適合性

荷重-たわみ関係の追跡に先立ち、本解析結果が周辺固定スラブにも適合するかどうかの検討を修正 Park 法を用いて行った。周辺固定の場合は拘束度 $k=0$ として計算すればよく、計算結果を修正 Park 値と併記して、表-2 に示している。No.2 のたわみ以外極めてよい結果を示している。このことから周辺固定スラブへの適合性は満たしていると考ええる。

3) 荷重-たわみ曲線および終局耐力の比較検討

図-14-図-15 から、 j 点以前の荷重-たわみ曲線において、計算値と若干のばらつきが見られるが、ほぼ妥当な範囲と思われる。No.2 の試験体は亀裂時と引張鉄筋降伏時で計算したモーメントがほぼ等しく、亀裂発生するや否や引張鉄筋が降伏点に達する。そのため引張鉄筋が降伏するときの $c1, c2$ は得られていない。 j 点以前において、モルタル強度の小さい試験体では本解析のたわみは大きく得られる傾向にある。この傾向の要因は、No.4 を 8 等分割して計算すれば、図-14 のように精度よく求められることから、4 等分割した格子梁モデルの粗さのためであろう。 j 点以後においては、本解析の耐力が実験値より大きめに得られている。図-17 から判断できるように、水平変位を実験値より過大に計算しているためであろう。たわみは実験値より小さく得られている。これはコンクリート最終ひずみの影響と考える。

本解析による終局時の耐力とたわみの比較を表-3 で行っている。終局時において、たわみは 2 割弱小さく得られているが、耐力は極めてよく合っている。

P. Desayi らの値は、図-14-図-15 から本解析の

表-2 周辺固定の場合の終局耐力とたわみの検討

試 験 体	実験値		計算値		修正Park/計算値	
	耐力	たわみ	耐力	たわみ	耐力	たわみ
NO.1	29.0	9.0	25.5	10.1	1.10	0.89
NO.2	30.3	8.5	29.1	6.8	1.04	1.25
NO.3	20.3	8.5	21.0	8.1	0.97	1.05
NO.4	15.7	10.3	15.1	10.2	1.04	1.01

注：修正Park値は修正値です。耐力は100、たわみは200である。

表-3 終局耐力とたわみ実験値および計算値

試 験 体	実験値		計算値		実験値/計算値	
	耐力	たわみ	耐力	たわみ	耐力	たわみ
NO.1	17.0	17.5	19.7	15.0	0.94	1.17
NO.2	15.2	15.0	16.7	12.8	0.97	1.17
NO.3	13.7	15.8	13.9	13.7	0.99	1.15
NO.4	11.3	15.3	11.2	15.4	1.01	1.05

注：耐力は100、たわみは200である。

値と比べ耐力は若干小さく、たわみは大きく得られる傾向にあるものの、実験結果をよく追跡しているといえるであろう。

さらに、本解析結果によって次のことが考察できる。 j 点では耐力たわみ共に引張鉄筋降伏時の応力度の影響が大きく作用し、 j 点以後の終局耐力に与える圧縮面内力の効果ではモルタル強度の影響が極めて大きく作用している。このことは、固定状態において、モルタル強度の大きい No.2 の場合、終局耐力は j 点の 6 倍に達していることによって判断される。また、他の試験体では j 点の 3 倍から 4 倍に達し、圧縮面内力の効果が判然としている。終局耐力に与える圧縮面内力の効果の大きさを示している。

§5. 結 論

以上、4 体の試験体について、荷重-たわみ曲線の追跡を行った。終局時のたわみは 2 割弱計算が小さく得られているが、スラブのたわみが精度よく得にくい一面を考えれば、妥当な範囲であろう。終局耐力では計算値と実験値がほぼ等しく、全体的には実験結果をよく追跡していると考ええる。

P. Desayi らの方法も帯板に置換しているために、スラブ周辺の拘束度を考慮することは簡単に行える。たわみが大きく得られているのは、スラブ断面の応力度分布を矩形分布に仮定しているためであろう。

スラブを平板のまま解析すれば、ヒンジ部分に広がっていく塑性領域の導入やスラブ周辺の拘束度を考慮することは極めて困難を来すが、これを梁置換による算定式には、容易に取り入れることができることを本報告は示している。わずかな試験体数で確定的に論ずることはできないが、より簡単な表現式で解析を行っていく方がスラブの挙動をとらえやすい利点を持っていると考える。

このように正方形スラブを格子梁構造にモデル化して、水平変位を拘束度として取り込み、極めて簡単に荷重-たわみ関係を追求できることを示した。

今後はスラブ周辺の回転、鉛直変位等の支持条件を導入して、いろんなスラブを対象に耐力と変形を追跡してゆきたい。

謝 辞

終始ご指導を頂いています北海道大学土橋白道名誉教授、広島大学嶋津孝之教授、大阪市立大学川村純夫教授、ならびに、当実験において多大の協力を得ましたご主人に感謝の意を表します。

記 号

- c_1, c_2 : 圧縮、引張鉄筋断面比
- A_0, A : 25 cm, 1 m 幅当たりのスラブ断面積
- δ : 置換部距離

E_c, E_s : コンクリート、鉄筋のヤング係数
 e : 圧縮面内力による部材長手方向の縮み量
 e_s, e_c : 部材端と中央の断面中心位置の伸び量
 G_c, G_s : コンクリート、鋼のせん断弾性係数
 H : スラブせい
 K : 中立軸から圧縮縁までの距離
 K_0, K_y, K_x : 無亀裂時 ($=E_c I_0$)、引張鉄筋降伏時 ($=E_c I_c$) (図-4)、Johansen 荷重時以後 ($=M_c/\phi_c$) の曲げ剛性
 k : スラブ周辺拘束フレームの外方向への変位量のスラブ縮み量に対する割合 (拘束度と称す)
 L, l : スラブ、拘束フレームのスパン
 M_c, M_y, M_x : 亀裂、降伏時、Johansen 荷重時以後の任意荷重時 (以後単に任意荷重とする) の曲げモーメント
 N, N_s : 置換部材に生ずる圧縮面内力、拘束フレームに作用する圧縮面内力
 P, p : 拘束フレームの辺中央に水平方向に作用する集中荷重、スラブ上面に作用する鉛直集中荷重
 W : スラブ上面に作用する全荷重
 y : 拘束フレームのせん断中心から水平集中荷重点までの距離
 $\beta L_{0y}, \beta L_y$: 任意荷重時、終局時における等価ヒンジ長
 ϵ_T, ϵ_T^* : 亀裂時の曲げ剛性減少率 ($=E_c I_c/E_c I_0$)、任意荷重時の曲げ剛性増加率 ($=K_y/K_0$)
 $\delta_j, \delta_{0j}, \delta_i$: Johansen 荷重時、任意荷重時のスラブのたわみ、 $\delta_i = \delta_j + \delta_{0j}$
 r_{d_T}, r_{d_M}, r_d : おじり、曲げモーメントによる拘束フレームの水平移動、 $r_d = r_{d_T} + r_{d_M}$
 $\epsilon_{cT}, \epsilon_{cT}^*, \epsilon_{c0}, \epsilon_{c0}^*$: Johansen 荷重時、任意荷重時、コンクリート強度時、終局時のコンクリート圧縮縁ひずみ
 θ_{0y}, θ_y : 任意荷重時の塑性回転角、全回転角
 σ_y, σ_c : 引張鉄筋の降伏応力度、圧縮鉄筋の応力度
 ϕ_c : 任意荷重時の曲率
 ϕ_{0y} : 任意荷重時の弾性曲率

参考文献

- 1) Johansen, K. W. : Yield-Line theory, Cement and Concrete, Association, London, 1952
- 2) Ockleston, A. J. : Load Tests on a three Story Reinforced Concrete Building in Johannesburg, THE STRUCTURAL ENGINEER, pp.304-322, 1955.10
- 3) Christiansen, K. P. : The effect of membrane stresses on the ultimate strength of the interior panel in a reinforced concrete slab, THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.45, No.3, pp.251-255, 1963.3
- 4) Roberts, E. H. : Load-carrying capacity of strips restrained against longitudinal expansion, Concrete, pp.369-373, 1959.9
- 5) 大野和男, ほか2名: 鉄筋コンクリート一方向固定スラブの面内力について, 日本建築学会論文報告集号外, p.343, 1957.10
- 5) 小森清司: 鉄筋コンクリートスラブの耐力とたわみ性状

に関する研究 (I)-変動面内力を考慮した RC 一方向の耐力とたわみの算定後一, 日本建築学会論文報告集, 第259号, pp.61-71, 1973.7

- 7) Liebenberg, A.C. : Arch action in concrete slabs, National Building Research Institute, Bulletin 40, CSIR Research Report, No.234, pp.1-30, 1955
- 8) 藤本政之, 森村 毅: 両端固定一方向中空スラブに関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第375号, pp.52-60, 1985.11
- 9) Park, R. : Ultimate strength of rectangular concrete slabs under short-term uniform loading with edges restrained against lateral movement, pro. Inst. Civil Eng., No.6, pp.125-150, 1964.6
- 10) Datta, T.K. and Ramesh, C.K. : Some experimental studies on a reinforced concrete slab-beam system, Magazine of Concrete Research, Vol.27, No.91, pp.111-120, 1975.6
- 11) Desayi, P. and Kulkarni, A.B. : Load-Deflection Behavior of Restrained R/C Slabs, J. of the Structural Division, ASCE, Vol.103, No.ST2, pp.405-419, 1977.2
- 12) 土橋白蓮, ほか2名: 周辺拘束方形鉄筋コンクリート系スラブの終局強度について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第403号, pp.57-55, 1989.9
- 13) 小森清司: 鉄筋コンクリートスラブの耐力とたわみ性状に関する研究 (Ⅳ)-鉄筋コンクリート正方形スラブの近似解法一, 日本建築学会論文報告集, 第311号, pp.30-41, 1982.1
- 14) 狩村 勉: 鉄筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度, 日本建築学会論文報告集, 第42号, pp.57-70, 1951.2
- 15) 藤本政之: 鉄筋コンクリート正方形スラブの耐力とたわみについて, 日本建築学会大会学術講演要録, pp.235-236, 1990.10
- 16) 小坂泰夫, 森田司郎: 鉄筋コンクリート構造, 丸善株式会社, pp.211-215, 1975.12
- 17) 松島 博: おじりと曲げを受ける鉄筋コンクリート部材の破壊時の変形と強度, セメント技術年報 XXVI, セメント協会, pp.430-434, 1956
- 18) 松島 博, 神山 一: おじりを受けるコンクリート部材の挙動, セメント技術年報 XXIII, セメント協会, pp.471-475, 1953
- 19) Mattock, A.H. : Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, Flexural Mechanics of Concrete, SP-12, ACI/ASCE, pp.143-131, 1955
- 20) 坂 静雄, 山田 健: 鉄筋コンクリート・プラスチックヒンジの回転限界, 日本建築学会論文報告集, No.53, pp.42-43, 1952.2
- 21) Vlasov, V.Z. : 薄肉断面ばりの理論, 技報堂, pp.1-65, 1967

(1992年6月25日原稿受理, 1993年2月1日採録決定)

[報 告]

日本建築学会構造系論文報告集 第445号・1993年3月
Journal of Struct. Constr. Engng. A1J, No. 445, Mar., 1993ラーメン架構内にある RC 床スラブの設置部位別の
終局耐力についてULTIMATE LOAD-BEARING CAPACITY OF R/C FLOOR SLABS
DEPENDING ON THEIR POSITION IN SUPPORTING FRAMEWORK日野正照*, 坂尻公也**, 土橋白造***
Masahiro HINO, Kohya SAKAJIRI and Yoshizo DOBASHI

This report estimates the ultimate load-bearing capacity of r/c floor slabs as it depends on their position in the framework supporting them. The estimation resorts to the modified Park method and the Johansen method both based on the yield-line theory, while comparing with available data of the experiment at Illinois University together with the authors' corresponding test results. The report also examines the extent of the effect of compressive membrane stress on the above load-bearing capacity, referring as well to how it differs between the cases of those structures being subject to uniformly distributed loading and concentrated loading.

Keywords : r/c floor slab, ultimate load-bearing capacity, yield-line theory, position in framework, degree of edge restraint, composite deformation of beam

RC 床スラブ, 終局耐力, 降伏線理論, 設置部位, 拘束度, 梁の複合変形

1. はじめに

鉄筋コンクリート床スラブの終局耐力は, 床版面内に圧縮膜力の生じない, 四隅点支持, 二対辺自由他辺支持等の, 境界条件の明快な場合は Johansen 値に近似し, また床スラブの周辺拘束度が低く, 圧縮膜力がそれほど増大しない場合には, 周辺固定の Johansen 値に近い値を与える。これに対して, 塑性域に入って圧縮膜力を生じ, 膜応力が上昇しながら耐荷能を持続する究極の状態である周辺固定時の終局耐力は, 筆者らが提案した修正 Park 法によって, 精度よく, かつ簡便に求めることができる¹⁾。しかし, 床スラブの一般的な支持状態である梁柱上に設置された床スラブの場合には, 周辺拘束機構に鉛直・水平・ねじりと言った複合変形を生ずるが, このような中間の拘束状態については, 梁を含めた塑性域から終局に至るまでの挙動に対する理論・実験両面の研究は, ほとんど手がけられておらず, 床版の終局耐力解析法として, 極めて有用な有限要素法をもってしても, いまだ説明し得ない現状にある。

一般の建築物において, 床スラブ周辺の境界条件が代表的に変化するの, 建物の隅部と, それに連なる外周部, および四周に梁架スラブのある建物中央部の床版

である。従来一般に行われている床版の実験的研究は, 周辺条件はともかく, ほとんどが単版を対象にしたものであって, ラーメン架構内の, スラブの設置部位別による終局耐力を検討した実験は極めて少なく, 筆者らが知る限りでは, イリノイ大学で行われた 1969 年報告の, 梁・柱からなるラーメン上 E, y 方向 3 連ずつ, 計 9 枚 1 組の床スラブの実験があるのみである²⁾。この実験版は, 梁心々間 5 feet (1.524 m), 版厚が 1.5 inch (38.1 mm) の正方形版で, それぞれの床スラブに 16 点集中荷重を同時に載荷し, 床スラブの ACI 規定に対する実証的検討を加えながら, 終局時まで載荷を行ったものである。

一方, 1980 年, 筆者らは, 梁の鉛直・水平・およびねじり変形に注目して, ラーメン架構内における床スラブの設置部位を想定した単一の試験体を製作し, 9 点集中荷重による破壊実験を行って, 床スラブの変形・耐力性状の差違を比較検討した³⁾。

本報告は, 上記二報告の実験結果を対比しながら, 修正 Park 法を中心に据えて, 周辺固定時の有限積層要素弾塑性解析法, Johansen 法, および修正 Johansen 法による理論値を比較の媒介として, ラーメン架構内における, 床スラブの設置部位別による終局耐力性状の概要

* 東京インタープライズ

** 竹中工務店・工博

*** 北海道大学 名誉教授・工博

Tokyo Enterprise

Takenaka Enterprise, Dr. Eng.

Emeritus Prof., Hokkaido Univ., Dr. Eng.

を論究したものである。

2. 試験体と実験の概要

2.1 イリノイ大学の試験概要

この実験 (I 実験と呼称) は、図-1 および図-2 に示すように、柱脚をピンとした x, y 方向とも 3 スパン、柱心々間 1.524 m の、ラーメン架構内におかれた 9 枚 1 組のスラブを対象としたもので、加力点の占める支配面積が等しくなるような 16 点集中荷重を、トーナメント方式で、9 枚のスラブに同時に加力した、極めて大規模な実験である。梁断面 (幅×丈) は外周梁 76.2×108 mm、内梁 76.2×127 mm で、柱断面は、隅柱 101.6×101.6 mm、側柱 101.6×152.4 mm、中柱 152.4×152.4 mm である。スラブ厚は 38.1 mm、鉄筋のかぶり厚とは

上下筋とも 4.8 mm、補強筋は 3.17 mm の角鋼であり、配筋の詳図を図-3 に掲げる。鉄筋の降伏点強度は 2950 kgf/cm²、破壊実験時のコンクリートの圧縮強度は 200 kgf/cm² である。

載荷は、ACI 規定の積載荷重 (L.L.) レベルでいったん除荷し、2 L.L., 4 L.L. と加力を繰り返してから崩壊に至らせた、長日時にわたる実験である。

2.2 筆者らの実験概要

筆者らの実験 (II 実験と呼称) は、図-4 に示すように、床スラブが建物内に置かれた位置の相違、すなわち建物隅角部と外周部、および内部を想定し、それぞれに

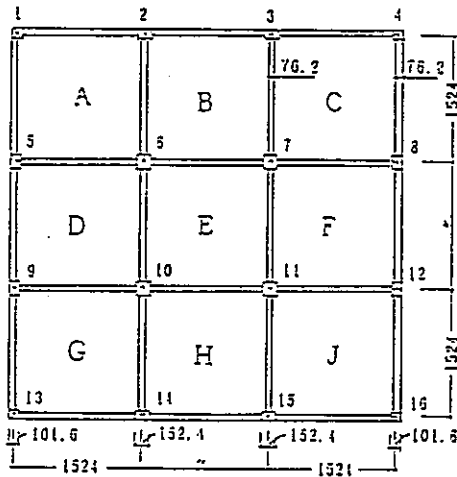
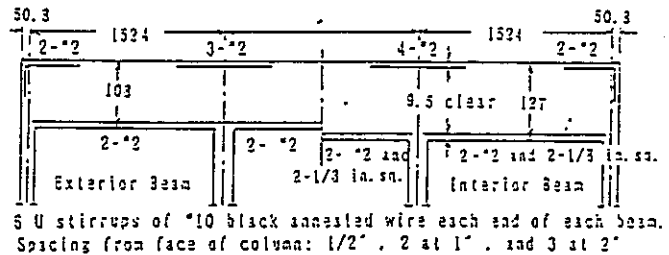
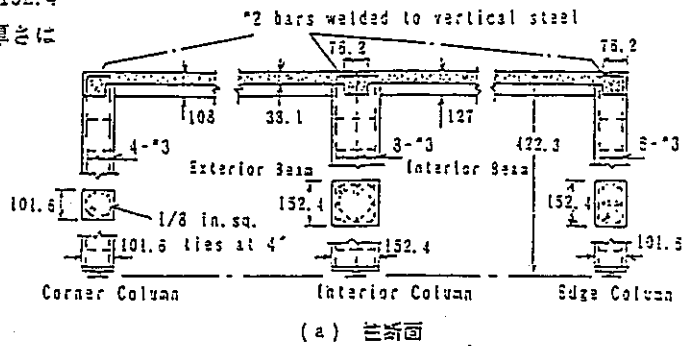


図-1 【実験梁横断面 (単位 mm)】



(a) 柱断面

(b) 梁配筋

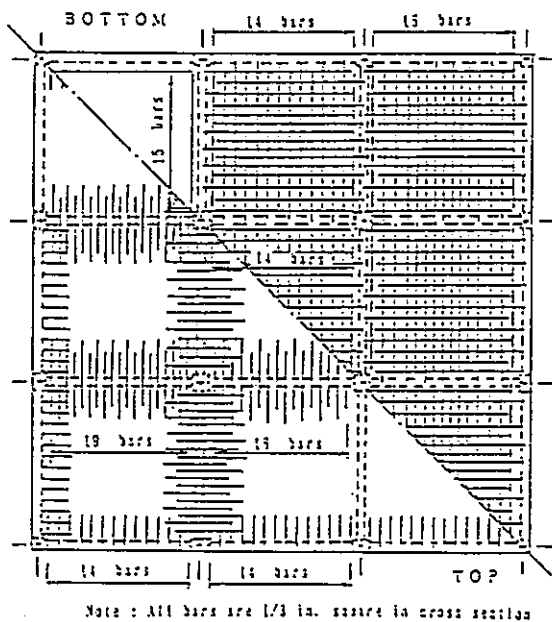


図-3 【実験スラブ配筋詳細】

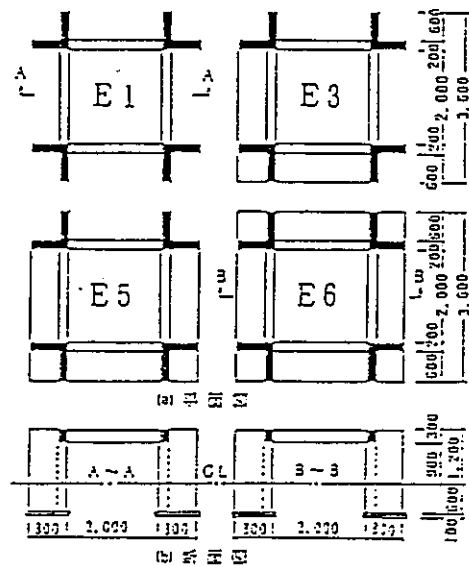


図-4 【実験の試験体位置 (単位 mm)】

表一 版厚と鉄筋位置の実測値 (H実験)

試験体	鉄筋 c (mm)	l/c	板からの鉄筋中心距離	
			上筋筋	下筋筋
1	55.0	35.7	15.7	14.0
2	52.2	33.2	20.5	12.7
3	52.0	35.0	21.0	14.0

隣接スラブを取り付けたE3, E5, E6の3種類と、比較のための四周に隣接スラブのないE1の、計4種類の単一試験体を用いて行った。試験スラブは設計版厚5.5cm、内法2mの正方形版で、壁付きの周辺補剛梁は、幅200mm、丈300mmである。

加力は、既設りと同様反力梁を利用し、各辺四等分線の交点上での9点集中荷重による載荷を運動オイルジャッキで行った。補強筋には直径4mm、縦筋とも間隔100mmの異形溶接金網を用い、複配筋とした。鉄筋の降伏点強度は6100kgf/cm²、実験時のコンクリート圧縮強度は、221kgf/cm²である。実験終了後に実測した版厚(21箇所平均)と鉄筋位置(20箇所平均)を表一に示す。

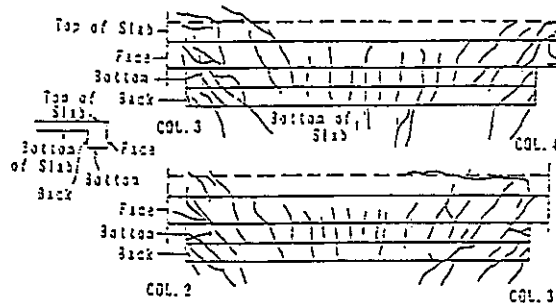
3. 実験結果

載荷によるスラブおよび梁のひび割れ発生状況、ならびに変形・耐力性状の実験結果を、I実験、H実験のそれぞれについて、図一5-15に掲げた。なおI実験につ

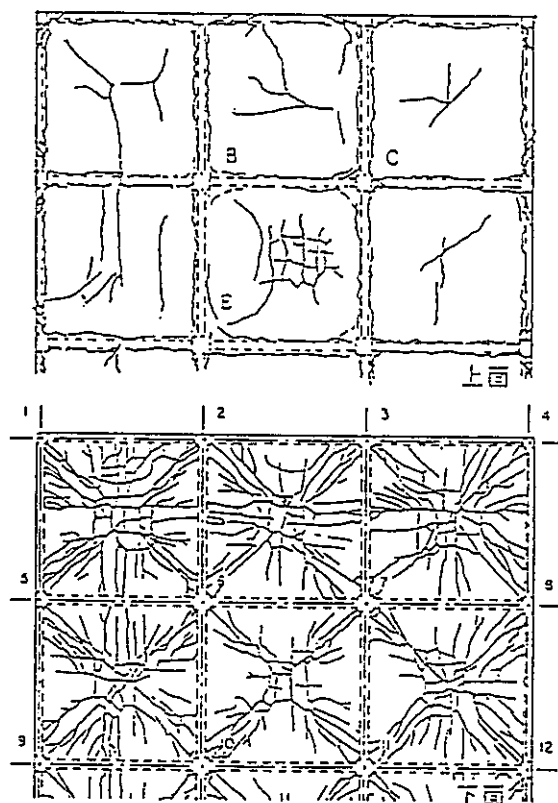
いては、設置部位による床スラブの耐力性状の差を調べるため、図一1の9体のスラブのうち、代表的なB, C, Eの3体についての実験結果を記載した。

3.1 スラブおよび梁の終局時のひび割れ

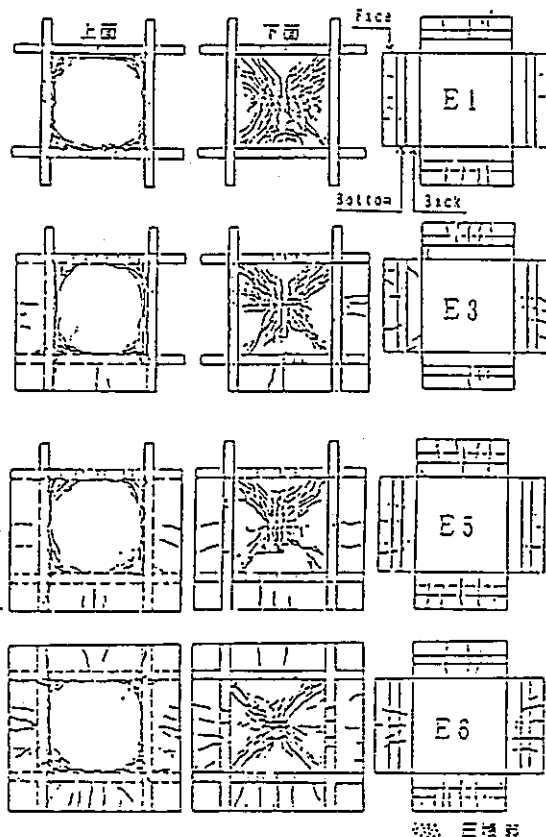
終局時におけるスラブおよび周辺梁のひび割れ発生状況を、I実験については図一5, 6に、H実験によるものを図一7に示す。両実験スラブのひび割れは表面、裏面とも、周辺荷重版の領域等に呈するひび割れの一般的様相と、ほぼ同様なパターンとなっている。しかしひび割れ図を詳細に比較検討すると、特にI実験のB版とC版の上面は、荷重辺に沿ったひび割れが、隅角点近くまで延び、全体として、円弧状よりはむしろ四角形に近いパターンとなっている。下面では、全般的には平板一般に見られる対角を結ぶX状の降伏線が形成されている



図一5 I実験梁の終局時における亀裂



図一6 I実験スラブの終局時における亀裂



図一7 H実験スラブと補剛梁の終局時における亀裂

が、終局耐力の小さな版ほど、ひび割れ本数の多い傾向が見られる。なお、原著では触れていないが、各版上面中央部のひび割れは、乾燥収縮によるものと思われる。

周辺梁のひび割れは、I実験では図-6に見られるように、梁中央部下端には白げひび割れが、両端部には、版縁等の大変形によるものと考えられるせん断状のひび割れが、梁中央部寄りにまで広がって発生している。

II実験の梁は図-7に示すように、中央部下端に白げひび割れが発生しているのみで、せん断ひび割れを見出すことは出来なかった。またII実験の隣接スラブおよび梁中央部外側面には、いずれも、実験スラブからの面内圧縮力による押し出し現象によって生じたと考えられる白げひび割れが、中央部近傍に発生している。

3.2 周辺梁の変形

I実験については、図-8に終局時近傍の荷重レベル2.60 t/m²等における架構全体の変形状態を、図-9に梁中央部の荷重・鉛直変位曲線を示した。I実験の梁の変形計測は、鉛直方向のみであるが、図-8に見られるように、同一部位と見なされる位置の計測値であっても、相当大きなバラツキがみられ、鉄筋コンクリート構造物の変形測定の難しさが伺われる。したがって梁の鉛直変位を、同一部位における平均値として比較するのが妥当と思われる。3連梁のうちの内スパン梁については、外局部の内スパンで0.25~0.46 cm (平均0.30 cm)、架

構中央部E版の四局梁では0.43~0.51 cm (平均0.47 cm)であり、運梁効果により変形は比較的小さい。これに対して外スパン梁は、外局の隅柱に取りつく梁で0.38~1.35 cm (平均0.76 cm)、隅柱に取りつき、外局梁の2倍の積載荷重を受ける、内部の外スパン梁で0.74~1.40 cm (平均1.06 cm)と、いずれも内スパン梁に比べて大きな変形を示している。

II実験では、周辺梁の中央点について、図-10に梁底内側端部の荷重・鉛直変位曲線を、図-11に梁底で

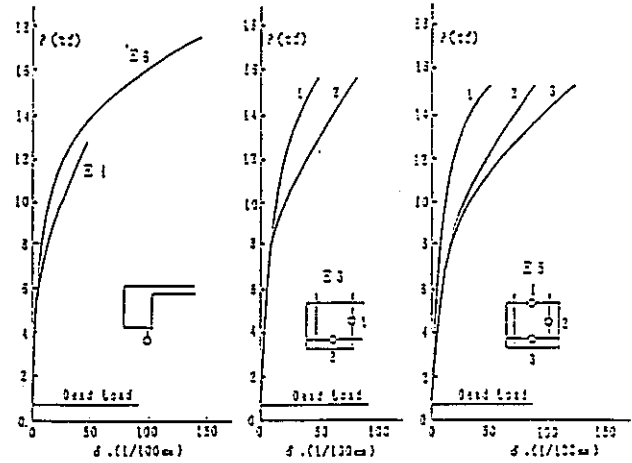


図-10 II実験周辺梁中央部の荷重・たわみ曲線

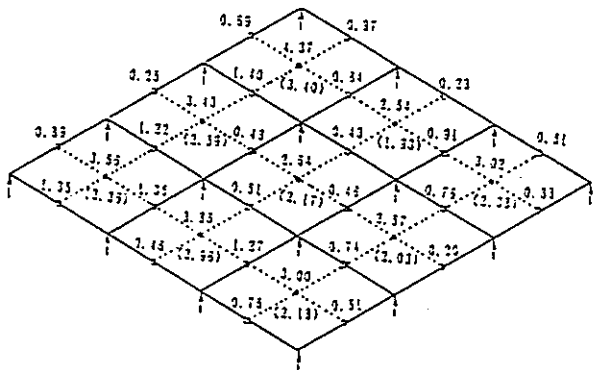


図-8 I実験2.60 t/m²時のたわみ(単位cm)
(括弧内はスラブの相対たわみ)

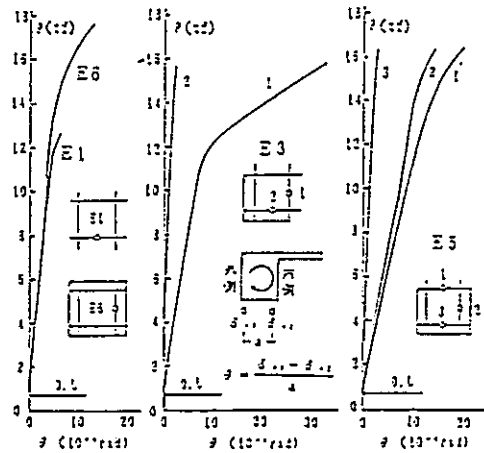


図-11 II実験周辺梁中央部の荷重・回転角曲線

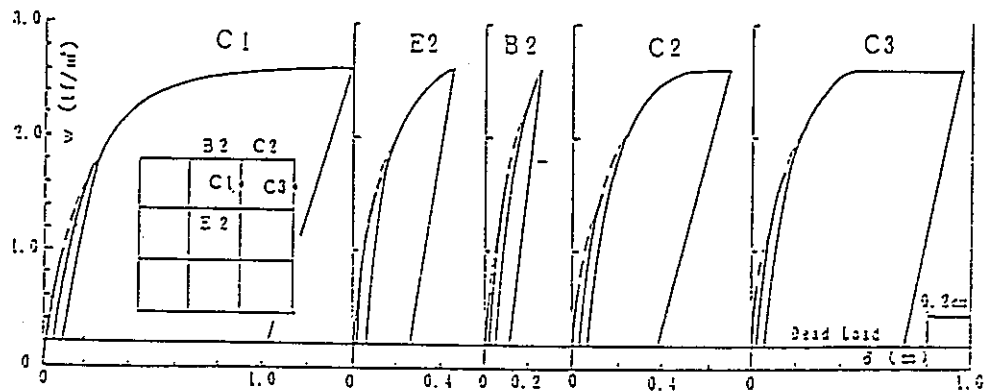


図-9 I実験周辺梁中央部の荷重・たわみ曲線

計測した荷重・回転角曲線を、図-12には梁断面上部部の荷重・水平変位曲線を掲げた。周辺が梁のみの試験体E1は、四周に梁接スラブのある試験体E6に比べ、同一荷重レベルでの変形は、鉛直、水平方向および回転とも大きな値となっている。

3.3 スラブ中央点のたわみと終局荷重

I実験は、前半の Test a と、後半の Test b の2段階にわたって載荷が行われている。Test a で、試験体BとCが荷重 2.62 t/m^2 で同時に崩壊したあと、いったん除荷し、Test b として、E試験体単独で実験を続けたものである。スラブ中央点の荷重・たわみ曲線は、図-13に試験体B、CをEと比較して描き、図-14には試験体Eを、Cの場合と併記して比較した。また図中には、周辺固定時の計算値として、圧縮強度考慮の修正 Park 値 P_{ps} と最大耐力時のスラブ中央点たわみ Δ 、および圧縮強度不考慮の Johansen 値 P_0 をも併記して、実験値と比較した。図-13の実験曲線上には、スラブ中央点の最大たわみの実験値を数値表示したが、この値は図

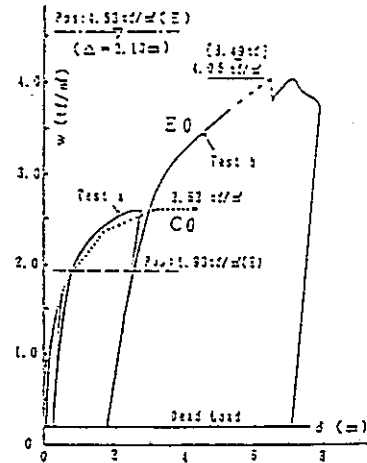


図-14 I実験スラブ中央点の荷重・たわみ曲線-2 ([] 内は終局総荷重)

—8を見てわかるとおり、周辺梁のたわみを含んだ絶対たわみであり、周辺梁の平均たわみを差引いたスラブの相対たわみは、特に隅角部にあるCスラブでは、版厚に

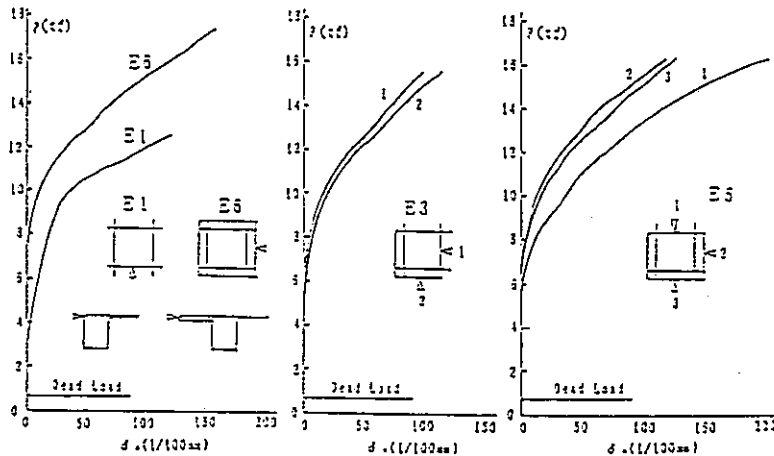


図-12 片端固定梁断面中央点の荷重・水平変位曲線

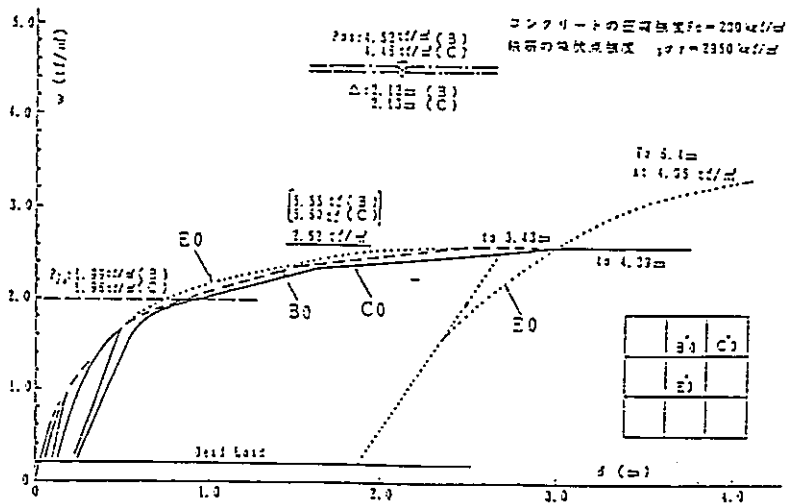
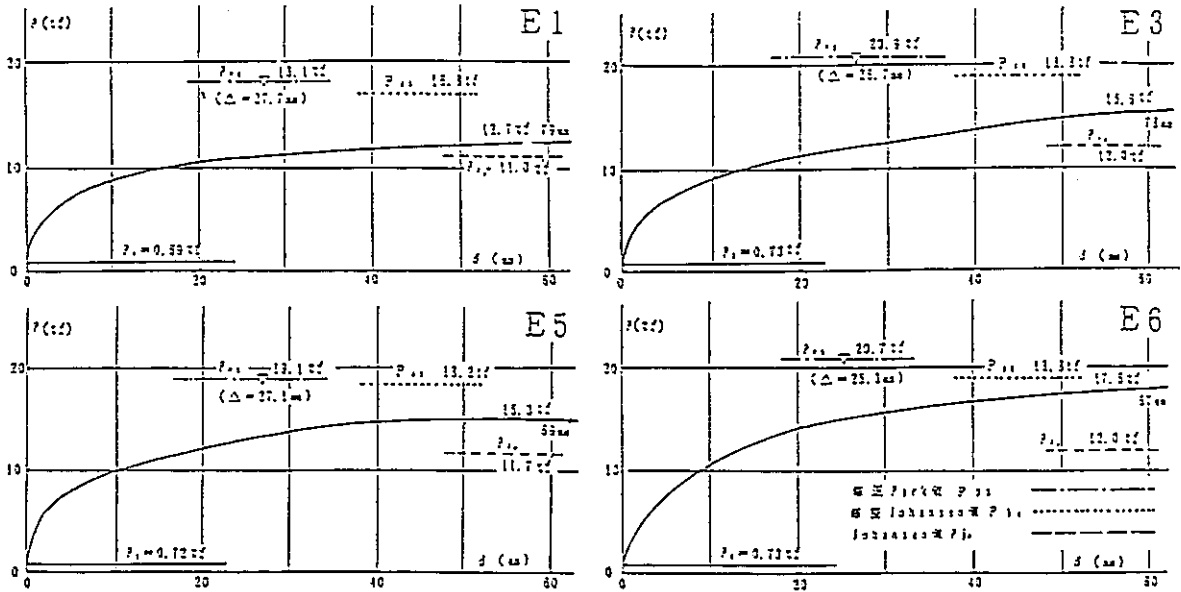


図-13 I実験スラブ中央点の荷重・たわみ曲線-1 ([] 内は終局総荷重)



コンクリートの圧縮強度 $f_c = 221 \text{ kg/cm}^2$, 鉄筋の降伏点強度 $f_y = 6100 \text{ kg/cm}^2$
 図一15 H実験スラブ中央点の荷重・たわみ曲線

近い大きな値を示している。なお、E試験体の、荷重 2.62 tf/m^2 以降の Test b に対する梁の変形の報告はない。

H実験については、図一15にスラブ中央点における荷重・たわみ曲線を一括して示し、図中に周辺固定時の計算値 P_{ps} , P_{ps} , 修正 Johansen 値 P_{js} と Δ , および実験時の終局荷重とたわみの値を記入した。図中の P_i は、載荷装置 150 kgf にスラブ自重を加えた値である。H実験では、各試験スラブとも、最大たわみは版厚をわずかに超えている。

4. 終局耐力式

実験に用いた荷重条件による周辺固定時の終局耐力式を、圧縮耐力考慮の場合と不考慮の場合について、降伏線理論により誘導する。ここで、圧縮耐力を考慮した解析は修正 Park 法に従い、圧縮耐力不考慮の場合は、Johansen 理論によるものとする。二つの実験のうち、H実験の9点集中荷重をうける正方形版の終局耐力式は、既に報告したが^{11,12)}、便宜上付式として再録する(記

号と定義は参考文献1)参照)。

4.1 圧縮耐力を考慮した終局耐力式

(1) 16点集中荷重

図一16のように、床版の中央点Cに仮想変位を与え、断面力と外力による仕事から、仮想働法により終局荷重を求める。荷版 AB の、図一17に示す降伏断面における内力作用による転力と曲げモーメントの総和は、

$$M + M' - NZ = a + \beta Z + \gamma Z^2 \dots \dots \dots (1)$$

となる。ここに、

$$a = 0.5 k_1 k_2 (1 - k_1) F_c d^2$$

$$\left. \begin{aligned} & -\frac{k_1}{2 k_1 k_2 F_c} (T' - T - C_2' + C_2) f \\ & + C_2 (0.5 d - d_1) + C_2' (0.5 d - d_1') \\ & + T (d_1 - 0.5 d) + T' (d_1' - 0.5 d) \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

$$\beta = 0.25 k_1 k_2 (2 k_1 - 3) F_c d$$

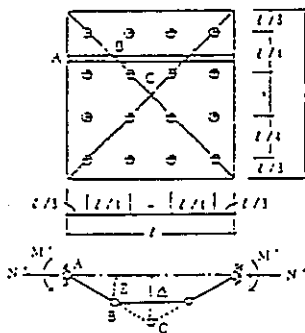
$$+ 0.5 (T' + T - C_2' - C_2)$$

$$\gamma = 0.125 k_1 k_2 (2 - k_1) F_c$$

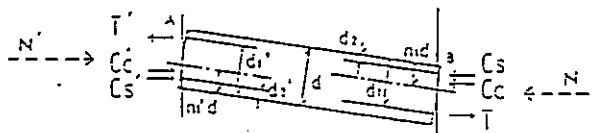
上記の内力による仕事 E_c は、床版の1/4部分について、

$$\begin{aligned} E_c &= 2 \int_0^{N'} (a + \beta Z + \gamma Z^2) \frac{2}{l} dx \\ &= \Delta \left(2a + \beta \Delta + \frac{2}{3} \gamma \Delta^2 \right) \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

となる。ただし x と y 方向で配筋が異なる場合には、全版について内力を求めても、加重平均した内力を用い



図一16 床版の降伏状態



図一17 床版降伏断面における内力作用

でも同じ値となるので、ここでは後者による内力によって表した。

I実験において、図-16に示す16点集中荷重時の外力仕事 E_e は、1点当たりの集中荷重を p 、自重を w とすれば、床版の1/4部分について、

$$E_e = \left(3p \times \frac{\Delta}{4}\right) + \left(p \times \frac{3}{4} \Delta\right) + \left(\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} l' w' \times \frac{1}{3} \Delta\right) = \left(\frac{3}{2} p + \frac{1}{12} w' l'\right) \Delta \dots\dots\dots (4)$$

内力仕事 E_i と外力仕事 E_e を等置すると、

$$p = \frac{2}{3} \left(2\alpha + \beta\Delta + \frac{2}{3} \gamma\Delta^2\right) - \frac{1}{18} w' l' \dots\dots\dots (5)$$

となり、終局荷重 P_{ps} は16 p + 自重であるから、 P_{ps} は次式のように求まる。

$$P_{ps} = 21.33\alpha + 10.67\beta\Delta + 7.11\gamma\Delta^2 + 0.11 w' l' \dots\dots\dots (6)$$

(2) 9点集中荷重時 (参考文献1))

$$P_{ps} = 14.4\alpha + 7.2\beta\Delta + 4.8\gamma\Delta^2 + 0.4 w' l' \dots\dots\dots (付1)$$

4.2 圧縮頹力不考慮の終局耐力式

(1) 16点集中荷重時

正および、負降伏断面の抵抗曲げモーメントを m 、 m' とすれば、図-16のように、版中央点Cの終局時変位が Δ の時、内力 m 、 m' による仕事 E_i は、床版の1/4部分について、

$$E_i = (m + m') l \times 2 \Delta / l = 2(m + m') \Delta \dots\dots\dots (7)$$

となり、外力仕事は(4)式であるから、両者を等置して1点当たりの集中荷重 p を求めると、

$$p = 4(m + m') / 3 - w' l' / 18 \dots\dots\dots (8)$$

したがって、圧縮頹力不考慮の終局荷重 P_{ps} は次式となる。

$$P_{ps} = 21.33(m + m') + 0.11 w' l' \dots\dots\dots (9)$$

(2) 9点集中荷重時 (参考文献5))

$$P_{ps} = 14.4(m + m') + 0.4 w' l' \dots\dots\dots (付2)$$

5. 実験結果の比較と考察

5.1 周辺拘束鉄筋の変形

(1) I実験補剛梁の変形

I実験補剛梁中央点の鉛直変形を、図-8で見ると、柱の剛性が低いこともあって、 x 、 y 方向各3連梁の中で、内スパン梁に比べて外スパン梁の変形が、特に大きくなっている。終局荷重に近い2.60 tf/m^2 の時、積載荷重を両側のスラブから受ける内スパン梁、すなわち、架橋中央部のスラブEを支える四周の梁の変形が、平均0.47 cmであるのに対して、片側スラブのみから荷重を受ける外周の外スパン梁の、C2、C3点での変形は、鋼筋の剛性が低く、かつスパン・梁丈比が14.1と大きいため、平均0.76 cmにも達している。

また、片側スラブ付の外周梁と同側スラブ付の内梁の、いずれも外スパン梁について鉛直変形を比較すると、前者のC2、C3点の変形は、上述のとおり平均0.76 cmであり、後者の同側スラブ付梁のC1点では平均1.06 cmで、スパン・梁丈比は12.0と、前者より小さいが、積載荷重は2倍あることもあって、片側スラブ付の梁の変形より大きくなっている。いずれにしても、外スパン梁のC1、C2、C3点とも、変形は極めて大きい。また、図-9の梁中央点における荷重・たわみ曲線を見ると、C1、C2、C3点では、 $w=2.60 \text{ tf/m}^2$ 近傍から変形が急激に増大し、梁補強筋が降伏点強度近くに達していることを示しており、これらの梁はいずれも、塑性域が伸展して破損点近くにあるものと考えられる。両側から荷重をうける内梁について、試みに弾性として、ラーメンの両側スラブ付き外スパン梁について、鉄筋の曲げ応力を求めると5.40 tf/cm^2 となり、せん断応力は22.1 kgf/cm^2 にも達している。なおスラブ補強筋は、降伏点強度5290 kgf/cm^2 のものを焼きなまして使用しているが、梁主筋については、原著にその記述がない。

梁の変形に関連して、表-2の終局耐力の実験値と周辺固定時の計算値との比、 P_i/P_{ps} により、スラブの周辺拘束状態による耐力の差異を、H、I両実験を対比しつつ検討を行ってみる。H実験では、3方向に隣接スラブのあるI実験のBスラブと同一部位にあると考えられるE5の方が、I実験のCスラブと同一部位に相当する2方向に隣接スラブのあるE3に比べて、6%ほど耐力が大きい。

これに対して、I実験ではスラブBとCの耐力に差がなく、しかも、同一断面のB、C、E3体のスラブのうち、四周を隣接スラブで囲まれた中央部のE試験体の終局荷重は4.05 tf/m^2 であるが、外周の一方、または二方に隣接スラブを欠くB、C試験体の終局荷重は、両者とも2.62 tf/m^2 と極端に近い。これは、架橋が床スラブより先に崩壊しない場合の、B、Cスラブ自体がもつ終局耐力に達する以前に、中央部のEスラブの周辺梁以外の、B、Cスラブを囲むいずれかの梁が、耐荷能を失ったことに起因することを示している。このことは、梁の

表-2 終局荷重の実験値と計算値の比較

項目	実験値		計算値				実験値		
	P_i	w_i	弾力考慮		弾力不考慮		P_i/P_{ps}	P_i/P_{ps}	
			P_{ps}	w_{ps}	P_{ps}	w_{ps}			
試験体	(:)	(: / m^2)	(:)	(: / m^2)	(:)	(: / m^2)	P_i/P_{ps}	P_i/P_{ps}	
I実験	B	5.55	2.32	9.56	4.32	4.23	1.89	0.53	1.12
	C	5.20	2.12	9.33	4.45	4.16	1.93	0.53	1.24
	E	2.49	4.25	2.50	4.53	4.04	1.93	0.89	2.10
H実験	B	12.3	2.13	12.1	4.53	11.1	2.75	0.79	1.14
	C	12.3	2.13	12.1	4.53	11.1	2.75	0.79	1.16
	E	17.3	4.33	16.0	4.75	12.0	2.93	0.91	1.31
平均		17.5	4.33	16.5	4.75	12.0	3.01	0.85	1.45

注: I実験の終局荷重表示実験値 P_i はスラブの荷重耐力に対する値を示す

ひび割れ状況を描いた図-8において、梁下端の曲げひび割れが、梁の中央部から両側端部に向かって進展し、また梁の大変形に伴うせん断ひび割れ状のひび割れが、両端部から中央に向かって広範囲に発達し、耐荷能を失い、崩壊寸前にあることから知る事ができる。

(2) H実験補剛梁の変形

二つの実験は、スパン、梁柱の剛性、載荷条件などが異なるので、梁の変形を同一に比較することはできないが、H実験結果の図-10を見ると、終局時における鉛直変形は、例えばE1試験体の $w=3.19 \text{ tf/m}^2$ ($P=12.6 \text{ tf}$) 時で約 0.5 mm、E6試験体の $w=4.38 \text{ tf/m}^2$ ($P=17.5 \text{ tf}$) 時で 1.4 mm ほどであり、I実験梁に比べて変形は極めて小さい。しかし、試験体E1-E6のすべての梁で、鉛直、水平、おじりと言った複合変形が生じており、スラブの終局耐力の実験値を、周辺固定時の計算値を基準として考えた場合、周辺の拘束度は、固定状態からはまだ担当低い試験梁構であるといえる。

図-11は、補剛梁の荷重・回転角曲線を描いたもので、拘束条件が対称なE1、E6の梁の回転角は、比較的小さいが、非対称なE3、E5では、梁の回転量に各辺で大きな差が見られる。これは周辺の拘束状態が非対称になると、圧縮膜力の発生機構が複雑な様相を呈することによるものと思われる。

図-12は、各試験体の主要な梁につき水平変位を計測し、床スラブの面内圧縮膜作用による、拘束梁の押し出し現象を調べたものである。E1とE6を、荷重レベル 12 tf において比較すると、周囲が梁のみのE1の水平変位は約 1 mm であるが、四周に梁接スラブのあるE6の水平変位は約 0.3 mm と、E1の 1/3 ほどであり、梁接スラブは、圧縮膜力の発生と持続に対する抵抗保持機構として、大きな役割を担っていることを明確に知りうる。

拘束条件が非対称なE3とE5につき、同じく荷重レベル 12 tf での水平変位を見ると、E5での梁接スラブのない梁は、それが有る梁の約 2 倍近い 0.7 mm ほどであり、かつ四周梁の水平変位の平均値は 0.5 mm 程度となっている。E3では、梁接スラブの有無による水平変位の差はみられず、0.4 mm ほどである。

拘束条件が非対称な梁構の場合の、塑性時における版面内の圧縮膜力発生機構については、実験的にも解析的にも、いまだほとんど説明されておらず、本実験のみでは試験体梁構の挙動を明快には説明し難く、解析方法の開発と実験を更に重ねて、これら事象の解明をはかる必要があるように思われる。

5.2 終局荷重時のスラブ中央点のたわみ

図-13および図-14に、I実験の床版中央点の荷重・たわみ曲線を、周辺梁の変形を含んだ絶対たわみによって示した。試験梁構全体の変形状態を描いた図-8によ

り、周辺梁中央点の平均たわみを差し引いたスラブ中央点の相対たわみを、梁の場合と同様に、部位別の平均値で求めると、B、Cスラブが終局荷重に達した 2.52 tf/m² 時点では、Bが平均 2.38 cm、Cで平均 2.53 cm、Eでは 2.17 cm となり、梁接スラブの有無が、スラブの変形性状に影響を与えていることを知ることができる。すなわち、四周に梁接スラブをもつEスラブのたわみが最も小さく、隅角部にある二梁辺に梁接スラブを欠くCスラブのたわみが、最も大きな値を示している。

B、Cスラブの崩壊後、さらに荷重を上げて実験を続けたEスラブでは、周辺梁の変形の記述がなく、スラブの相対たわみを知ることはできないが、終局時の絶対たわみは、図-14に示すように、6.4 cm と、極めて大きな値を示している。

I実験では、スラブ周辺補剛梁のスパン・梁丈比は前述のとおり、外周梁で 14.1、内梁で 12.0 であり、特に外周梁のスパン・梁丈比は、我が国で常用されるものよりかなり大きい。これに比べて、H実験のスパン・梁丈比は 6.7 と、I実験のものより鉛直剛性は極めて大きい。しかしH実験でも、梁のおじり、水平、鉛直の複合変形を考慮すると、まだスラブ周辺の補剛機構が固定時に比べて弱く、この影響によって、終局時のスラブ中央点のたわみは、図-15で見ると、版厚を超える大きな値を示している。

5.3 床スラブの設置部位による耐力の差

両試験版の終局耐力の実験値 P_e を、降伏線理論による周辺固定時の圧縮膜力を考慮した総荷重表示の修正 Park 値 P_{ps} と等分布荷重表示の w_{ps} 、および圧縮膜力不考慮の Johansen 値 P_n (総荷重)、 w_n (等分布荷重) と比較して表-2に示す。I実験の終局荷重は、原書によると、等分布荷重状態と見なして議論を進めているが、後述するように、I実験の 16 点集中荷重は等分布荷重状態とは言い難く、論述を明確にする上から、内スパンで囲まれた面積に対する総荷重表示とした値を表中に併記し、H実験の総荷重測定値についても、比較の都合上、終局耐力を単純にスラブ面積で除した等分布表示の値をも記した。

周辺固定の床スラブに対して、終局耐力を適確に表現できる修正 Park 法による値 P_{ps} を、H実験スラブの実験値 P_e と比較すると、梁接スラブの取り付け方による耐力性状の違いが、表-2に明瞭に現れている。すなわち、梁接スラブが四周にあるE6スラブの終局耐力が最も高く、周辺固定の場合の 85% となっており、三方に梁接スラブの取り付くE5では 81%、二梁辺にスラブのあるE3では 75% と、終局耐力は、周辺に取り付く梁接スラブが少なくなるに従って減少し、周辺が梁のみのE1では、耐力は周辺固定時の 70% にまで低下している。

I実験でも同様な傾向が見られ、四周に接合スラブのある中央部のEスラブは、終局耐力が最も大きく、周辺固定時の89%となっている。外周中央と隅部にあるBとCの試験スラブは、補剛梁の剛性が低いこともあって、両スラブとも同一の耐力を示しているが、耐力は格段低く、周辺固定時の58%である。B、C両スラブと、それぞれラーメン架構内において同一部位と見なせるII実験の、E5とE3スラブの耐力比 P_E/P_{E5} からみわかれるとおり、Bスラブの方がCスラブより耐力が大きいはずであるが、両スラブの耐力は同一となっている。これは前述のとおり当該スラブが固有の耐力に達する以前に、両スラブの補剛梁がほぼ同時に破壊し、耐荷能を失ったことによるものである。いずれにしてもII実験と同様、床スラブの設置部位によって、終局耐力には差異のあることを知ることができる。

圧縮耐力不考慮のJohansen値 P_{J0} は、I実験のEスラブおよびII実験のE6スラブに対しては、過少評価を与えるが、周辺に取り付く接合スラブが欠けてゆくに従い、Johansen値は実験値に近くなる傾向にある。

5.4 周辺拘束床スラブにおける圧縮耐力の発生と耐力上昇のメカニズム

周辺が拘束された床スラブは、白げ抵抗のほかに、版面内に圧縮耐力（アーチ作用）を生じて耐力が著しく上昇するのではないかと、とのOcklestonの指摘以来²⁾、床スラブの理論的実験的研究の志向する方向は、圧縮耐力の存在の確認と、その耐力上昇効果の模索に注がれた感がある。以下に記述する筆者らの有限積層要素弾塑性解析

折も、圧縮耐力の存在とその効果を確かめるための一つの試みであり³⁾、ここに、この解析により、圧縮耐力の発生と耐力上昇のメカニズムを考察してみる。

図-18は、表-3の諸元を用いた、平面分割数12×12、分割層数8の等分布荷重を受けるモデル正方形床スラブの、有限要素法による弾塑性解析である。また図中には、Johansen値 P_{J0} 、修正Johansen値 P_{J1} 、および修正Park値 P_{P1} を比較のため併記した。この版厚方向多層分割の解によれば、各荷重段階における版厚方向への亀裂の伸展状況と、固定辺に作用する圧縮耐力分布の推移の様相を明確に知りうる。すなわち、図-19(a)のA~B断面で代表的に見られるとおり、荷重が増大するとともに版の歪形が漸増し、版固定端上端と中央部下端が亀裂応力に達してひび割れが入り、さらに荷重が増加するとともに、版の固定端では上方から下方に、中央部では下方から上方へ亀裂が進展して圧縮耐力のアーチが形成され、軸方向応力および鉄筋応力が増大する。版の崩壊点近くになると、固定端下端中央部からコンクリートの圧壊現象が始まり、両側および上方に圧縮部分が延びて終局に至るものである。これらの図によって、周辺拘束床スラブの圧縮耐力の発生と接統、および耐力の上昇と版崩壊に至るメカニズムを知ることができる。

5.5 終局耐力に與与する荷重の寄与

修正Park法は、コンクリートによる効果を、軸力によるものと白げ作用によるものとに分離して、後者を鉄筋による白げ作用に加え、終局耐力が軸力と白げ効果に分離して評価できる解析法である⁴⁾。この考え方の具体的対応を、終局耐力式(6)の中の α 、 β 、 γ それぞれに対して、(2)式をもって示すと、 α と β の第1項、および γ はコンクリート効果としての軸力によるものである。一方、 α の第2項はコンクリートによる効果中の白げ作用によるものであり、また、 α の第3項-第6

表-3 モデル正方形版の諸元

• 辺長: 2 m × 2 m	• 版厚: 5.71 (= 2/4 = 35)
• 鉄筋比: 上下表 0.3% (複配筋)	• 各鉄筋からの鉄筋中心距離: 1.2 m
• $\sigma_c = 20.3 \text{ kgf/cm}^2$, $\epsilon_c = 2.1 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2$	• コンクリート: $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
• 鉄筋: 短辺鉄筋 $\sigma_s = \gamma = 3.300 \text{ kgf/cm}^2$, $\epsilon_s = 2.1 \times 10^{-4} \text{ kgf/cm}^2$	

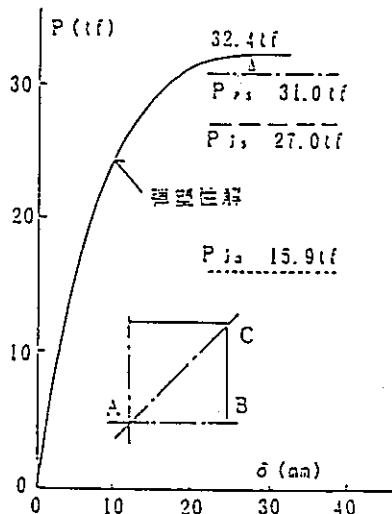
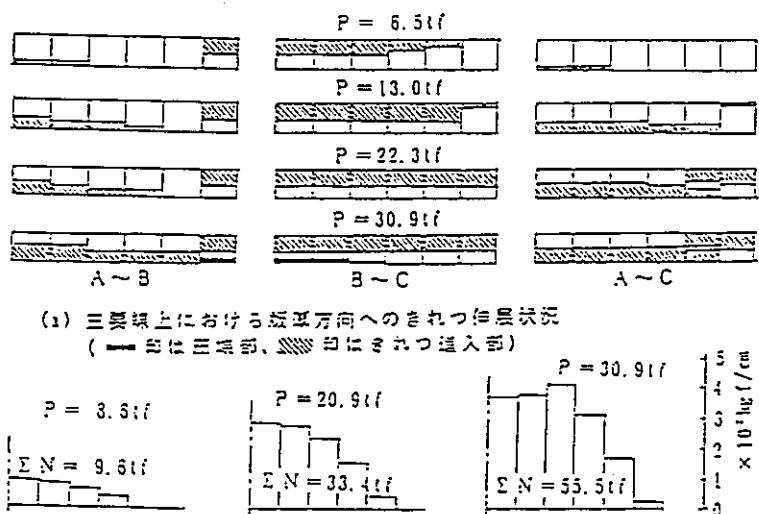


図-13 弾塑性解析による荷重・たわみ曲線と各種耐力線形値の比較



(a) 三要素線上における版厚方向へのき裂つ伸展状況 (— は圧縮部、// はき裂つ進入部)

(b) 固定辺に作用する圧縮耐力分布の推移

図-19 弾塑性解析による周辺固定版の荷重耐力の推移

項、およびβの第2項は、コンクリート中に配置された鉄筋によって生ずる曲げ効果によるものである。

図-20は、両実験で最も周辺固定状態に近いI実験のEスラブと、H実験のE6スラブについて、周辺を固定とした場合の終局耐力の値を修正 Park 法により求めて、終局耐力への各応力の寄与率を調べ、実験値を表-2から転記して比較したものである。この図から、終局耐力に占める各応力の分担割合の概略の概略を知ることができる。すなわち、周辺固定の場合は、耐力に占める軸力効果の割合が、I実験スラブで約75%、H実験スラブでは約73%にも達しており、軸力効果が鉄筋による効果を大幅に上回る値を示している。

両実験スラブでは、試験体の周辺拘束度が、固定状態からかけ離れていることにより、Eスラブで約10%、E6スラブでは15%ほど耐力が減少しているが、この耐力低下の原因のほとんどは、周辺拘束度の低下による軸力効果の減少によるものと思われる。また終局耐力の中で、特に大きな割合を占める面内軸力効果に対する抵抗保持機構として、隣接スラブが最も効果的に働くことは、前節でも述べたが、スラブの終局耐力に影響を与える最も大きな要因は、隣接スラブの複合変形に対する抑制効果にあるものと考えられることができる。

5.6 集中荷重時と等分布荷重時の終局耐力の比較

I実験の加力点は、図-16でも示したように、各荷重点の占める支配面積が同じになるように配置したものであり (Case 1 と呼称)、H実験は各辺等分線の交点上に加力したものである (Case 2 と呼称)。ここで両者の場合について、加力点数を増減させ、それぞれの場合の周辺固定正方形版の終局耐力式を修正 Park 法により求めると、表-4 のようになる。表中には比較のため、等分布荷重時の終局耐力式も併記した。

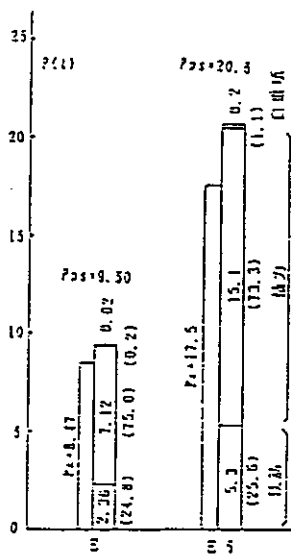


図-20 周辺固定時における終局耐力への各応力の寄与 (記入数値は単位kN、ただし括弧内は寄与率%)

集中荷重時の耐力性状を、等分布荷重の場合と比較するため、表-5に示すスパン・版厚比35、辺長2mのモデル正方形版について、表-4の修正 Park 式により終局耐力を計算し、等分布荷重時の耐力を基準とした集中荷重時の耐力比率を求めると、図-21 のようになる。この中で、中央1点集中荷重の場合には、筆者らの多くの実験上の経験からも、加力点で打抜き断する公算が大きい。ここでは仮定的な値として参考までに掲げた。Case 2 によるH実験の9点集中荷重による終局耐力は、等分布荷重時の約61%であるが、これをCase 1の載荷状態にすると等分布荷重時の約82%の耐力となる。

表-4 正方形版の終局耐力式

荷重状態	系列	式						
		α	$\beta \Delta$	$\gamma \Delta^2$	$\omega \Delta^3$			
周辺固定 正方形版	Case 1	4	8.000	4.000	2.667	0.333		
		3	17.143	2.571	2.571	0.236		
		2	19.038	2.318	2.318	0.132		
	周辺自由 正方形版	Case 1	15	21.333	10.667	7.111	0.111	
			10	22.222	11.111	7.407	0.074	
			5	22.222	11.111	7.407	0.074	
		Case 2	15	21.333	10.667	7.111	0.111	
			10	21.667	10.833	7.222	0.099	
			5	21.667	10.833	7.222	0.099	
			100	21.529	11.763	7.343	0.020	
			121	21.610	11.805	7.370	0.016	
			141	21.671	11.838	7.390	0.014	
			159	21.719	11.860	7.406	0.012	
			等分布荷重		24.0	12.0	3.0	-

表-5 周辺固定モデル平板の諸寸法と材料諸元

辺長 (m)	版厚 (mm)	l/d	鉄筋率 (%)	鉄筋径 (mm)	鉄筋の強度 (N/mm ²)	コンクリートの強度 (N/mm ²)
200	57.14	35	0.3	12	3000	210

注1: 複合変形・下筋それぞれの全版厚に対する鉄筋比
注2: 各縁から鉄筋中心までの距離

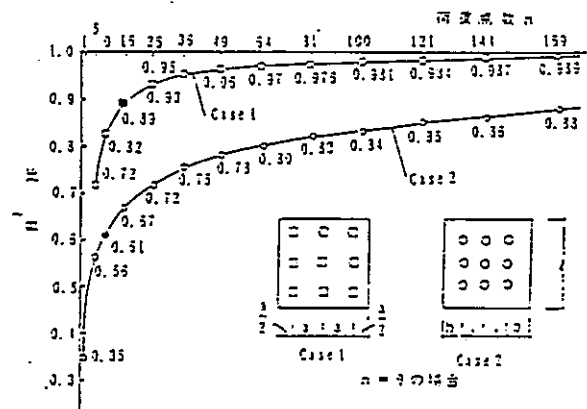
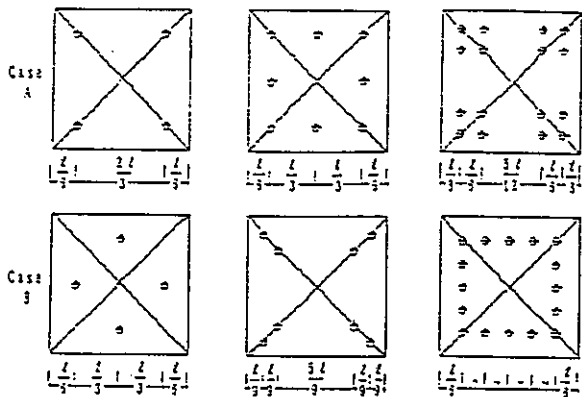


図-21 集中荷重をうける正方形版の等分布荷重を基準とした終局耐力



(a) 4点集中荷重 (b) 3点集中荷重 (c) 16点集中荷重
 図-22 等分布荷重を集中荷重で代替する載荷位置

I 実験は、等分布荷重状態と見なして 16 点載荷したものであるが、終局耐力は等分布荷重時の 89 % であり、この Case 1 の加力状態で、載荷点をさらに増して 144 点集中荷重としたときに、はじめて、ほぼ等分布荷重状態になることがわかる。

5.7 等分布荷重状態の終局耐力を集中荷重で代替する場合の載荷位置

実用設計において、最も基準となる荷重状態は等分布荷重であるが、字義通りに床スラブに等分布載荷の実験を行うためには、エアバックや水圧等の載荷によらねばならず、その装置の規模も大きくなり、かつスラブ上面のひび割れの観察はほとんど不可能である。前節で述べたように、集中荷重をうける床版は、荷重点の数が同一であっても、載荷点の配置によって終局耐力は大きく変動する。この解析的な発想により、簡単な集中荷重によって、等分布荷重時の終局耐力を代替表現できる集中荷重形式がわかれば甚だ便利である。

ここでは例として、4 点、8 点、および 16 点集中荷重の場合について、終局荷重が等分布荷重時と同一になる荷重配置を、試行錯誤的に求めて、図-22 に、それぞれ二つの場合について示した。

6. おわりに

H, I 両実験と、周辺固定時の修正 Park 法による耐力比較とその考察から、梁柱の寸法を、わが国で一般的に用いられている程度と仮定し、スラブ厚と配筋を日本建築学会 RC 規準にならう場合、スラブの設置部位別の終局耐力は、周辺固定時を基準にすると、建物外周の隅角部版、および中版では、それぞれ 65-75 %, 70-80 %, 建物の中央部版では 85-90 % 程度であると考えられる。これらの耐力の言及には、床スラブの軸力効果に対する添抗機構としての梁スラブの有無が、最も影響を及ぼしているものと判断される。特に、その耐力の中に占めるコンクリートの軸力効果の割合は、周辺固

定時で 70 % 前後の大きさに達し、鉄筋による引げ効果を大體に上回っていることを明らかにし、さらに、周辺荷重床スラブにおける圧縮力線の発生と耐力上昇のメカニズムを、有限層要素法と等価法を用いて検証した。

また実験技術上での問題として、従来等分布荷重状態を意図した実験に際して、普通一般には、荷重点の支配面積を同一とした 16 点、ないし 32 点集中荷重形式をもって、等分布荷重状態と見なしているが、この載荷方式による限り、加力点数を 144 点以上にしなければ等分布荷重状態にはならないことを示した。さらに例として、4 点ないし 16 点集中荷重形式で、等分布荷重時の終局耐力を表現できる荷重配置についての知見を述べ、今後の床スラブの実験に際しての、載荷方法の参考に供した。

本報告で述べた床スラブの設置部位別の終局耐力については、数少ない実験からの推論であり、床スラブの平面形、版厚、および梁柱断面などの多様性を考えると、ラーメン架構内における、床スラブの設置部位による終局耐力の推定は、極めて難しい問題である。したがって、梁の鉛直、水平、ねじりといった塑性変形を考慮した床スラブの終局耐力解析法の開発と、実験による検証は、今後の研究に待たれる課題である。

参考文献

- 1) 坂元公也, 日野正照, 土橋由通: 周辺荷重方形鉄筋コンクリート床スラブの終局強度について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 403 号, pp.57-55, 1989.9
- 2) W. L. Gamble, M. A. Sozen, C. P. Siess: Test of a Two-way Reinforced Concrete Floor Slabs, ASCE, ST6, pp.1073-1096, June 1959
- 3) 土橋由通, 内山武司, 上田正生, 坂元公也: ラーメンに組み込まれた RC 床版の実験, 日本建築学会大会学術講演発表資料 (関西), pp.1431-1432, 1980.9
- 4) 土橋由通, 坂元公也: 鉄筋コンクリート床版の終局強度について, 日本建築学会論文報告集, 第 277 号, pp.1-11, 1979.3
- 5) 坂元公也, 土橋由通: 周辺固定長方形スラブの終局強度理論による終局荷重の算定値と実験値の比較, 日本建築学会大会学術講演発表資料 (近畿) pp.15-16, 1987.10
- 6) A. J. Ockleston, et al.: Arching Action In Reinforced Concrete Slabs, The Structural Engineer, pp.197-201, June 1953
- 7) 土橋由通, 上田正生: 周辺を拘束した RC 床版の圧縮効果について、一圧縮強度後のコンクリートの応力減衰を考慮した材料非線形解析と実験との比較一, 日本建築学会論文報告集, 第 295 号, pp.67-76, 1980.10
- 8) 土橋由通, 日野正照, 坂元公也, 上田正生: 周辺固定 RC 床スラブの終局耐力に關する軸力効果の考察について, 日本建築学会大会学術講演発表資料 (北陸), 第 295 号, pp.295-296, 1982.3

(1992 年 7 月 10 日原稿受理, 1992 年 11 月 19 日採査決定)

49

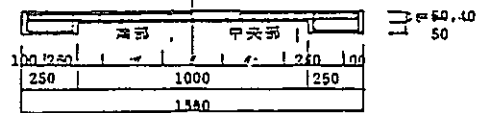
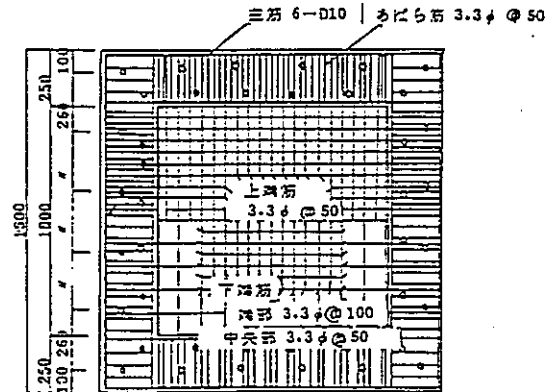
等分布荷重を受けた周辺補剛鉄筋コンクリート長方形スラブの
曲げ耐力に関する実験的研究

昭和57年度 日本建築学会
関東支部研究報告集

正会員 榎谷 京次¹⁾ の同 町田恭一²⁾

から空気を送り込み、その空気圧により等分布荷重を加える。測定方法は、スラブの短辺、長辺の1/4線上に計9個の変位計を振り付け、各点の撓みを測定した。また、周辺固定スラブにおいては、水平拘束度が重要な要素となる為、ス、y方向の梁中央部に水平変位測定用ダイヤルゲージを設置した。茲に因しては、下端鉄筋中央部及び上端鉄筋端部、コンクリートゲージはスラブ中央部の上下面に貼付し測定した。

BRC 50 (40) A s.o 1/100



BRC 50 (40) B s.o 1/100

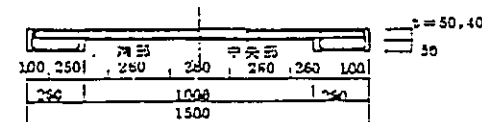
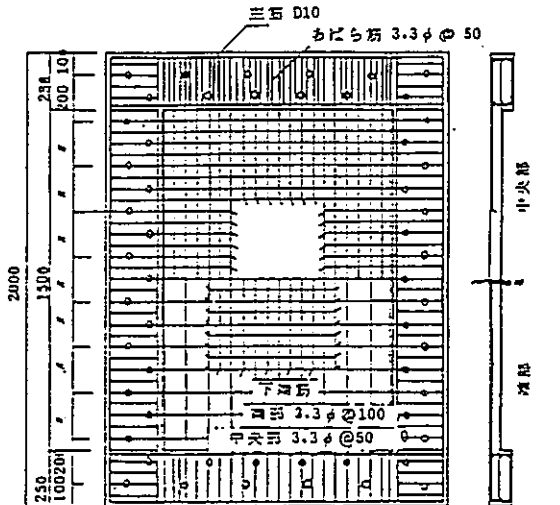


図1 試験体

1. 序

スラブの終局荷重を求める理論は、一般に曲げのみを考慮した、Johansenが誘導した破断線理論に代表される。しかし、この理論は面内力の無視できる鉄筋コンクリートスラブの破壊荷重の下限を与えるもので、周辺が部分拘束を受ける鉄筋コンクリートスラブにおいては、降伏後の撓みと荷重の関係が、小さな変化にしても重要になってくる。これは破断線理論において、考慮されない面内圧縮降伏力(アーチ効果)によるもので、破壊荷重の上限を与える。鉄筋コンクリートスラブの終局曲げ耐力の増加は、固定度と鉄筋量及びスラブの厚さに影響される。従って、本実験の周辺梁付き鉄筋コンクリートスラブにおいては、周辺拘束によるアーチ効果が生じると考えられる。

本研究では、このアーチ効果を考慮したParkによる理論式を用いて、その理論値と破断線理論値及び実験値との比較検討を行うとともに、スラブ厚及び辺長比による終局耐力及び破壊性状に及ぼす影響を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は図1に示す様に、梁幅250mm、梁丈100mmの梁を有する、スラブ厚40, 50mmのスパン1500x1000, 1000x1000mmから成る鉄筋コンクリートスラブ4種類である。BRC-40-A:スラブ厚40mm梁付き正方形鉄筋コンクリートスラブ, BRC-40-B:スラブ厚40mm, 梁付き長方形鉄筋コンクリートスラブ, BRC-50-A:スラブ厚50mm梁付き正方形鉄筋コンクリートスラブ, BRC-50-B:スラブ厚50mm, 梁付き長方形鉄筋コンクリートスラブ。混合は、砂セメント比S/c=2.0, 水セメント比w/c=50%とし、潤滑材は最大粒径2.5mmの川砂を使用した。配筋は、10番線(3.3φ)の規範鉄線を用いて、ベンド方法で行った。材料の機械的性質を表1に示す。

2.2 実験方法及び装置

実験方法は、試験体を図2に示す様に支持台と上枠にボルトで締め付け、固定支持状態とした。荷重は試験体と反力板間の加圧用ゴム袋に、コンプレッサー

コンクリート		鉄 筋		引張強度 (kg/cm ²)
ヤング係数 (×10)	ポアソン比	ヤング係数 (×10)	降伏点強度 (kg/cm ²)	
2.22	0.21	2.16	2394	2984

表1 材料の機械的性質

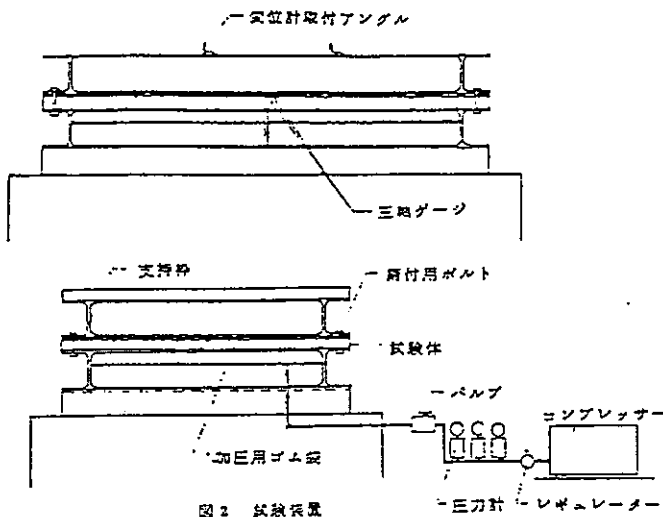


図2 試験装置

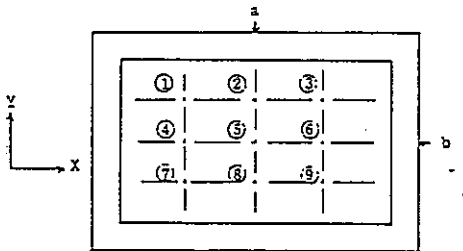


図3 測定位置

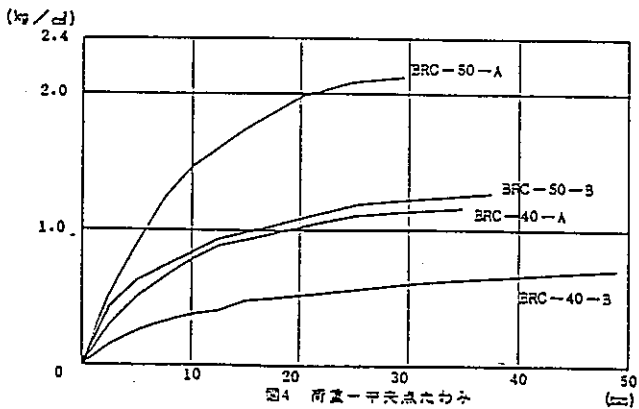


図4 荷重-中央点たわみ

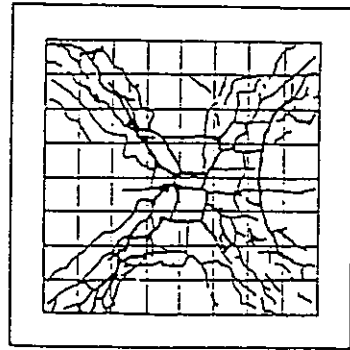
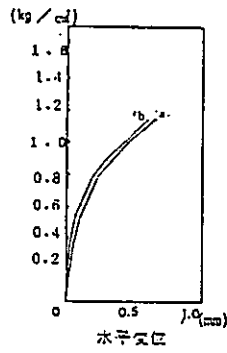
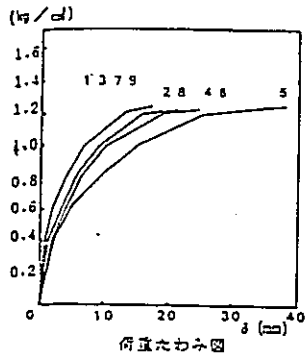
3. 結果及び考察

図4は、各試験体の荷重-中央点たわみ曲線であり、この結果を見ると、終局荷重は正方形スラブ板厚20、50mmでは、各々1.16kg/cm²、2.14kg/cm²、長方形スラブ板厚40、50mmでは、0.72kg/cm²、1.26kg/cm²である。この事からBRC-50-AはBRC-40-Aの1.25倍であり、BRC-50-BはBRC-40-Bの1.25倍である。この事は、板厚が増加すれば、図からも判ら様に剛性が増し、その結果抵抗モーメントが増加するとともに、特に本実験の様は周辺が拘束されたスラブの場合、面内圧縮薄膜力が生じ、板厚が厚くなるほどその圧縮力も増加し、終局耐力が増大すると考えられている。この事から、板厚50mmの場合40mmの8割前後の増加を、示したと思われる。同一板厚のスラブでは正方形は長方形の、40mmで1.61倍、50mmは1.70倍である。この事は、短辺のスパンが同じ場合、辺長比が大きくなれば終局耐力が減退する事と、解答が参考文献(1)で計算し明らかにした。これを見ると、アーチ効果を考慮した場合、辺長比1.0は1.5に対して1.35倍となつていすが、この計算結果は辺長と板厚の比βが30であり、このβが小さくなればなる程アーチ効果が増加し、終局耐力の増大につながる事から、本実験のβは20、25である為、より大きな値を示したと考えられる。図5は各スラブの短辺、長辺を四分割した点での荷重-たわみ曲線及び梁のス、yの向水平変位を示したものである。ここでは、スラブの対称点におけるたわみは、ほぼ等しい値を示している。一本のグラフで表わした。これらのグラフの水平変位を見ると、板厚50mmのスラブの方が正方形長方形とも、板厚40mmの変位に比べ、かなり大きい事が判る。また同一板厚において、正方形と長方形について比べると、正方形の方が長方形より多少大きく、長方形の場合長辺方向の梁の水平変位が、短辺のそれより大きくなる。前者は、板厚が厚くなる

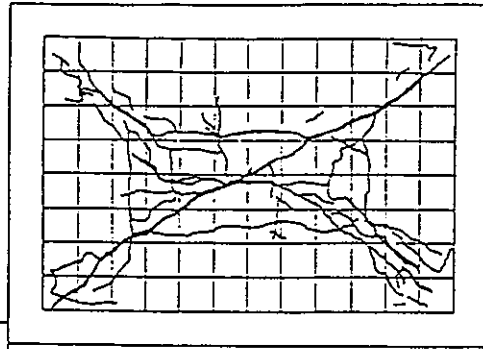
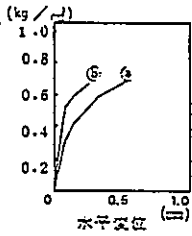
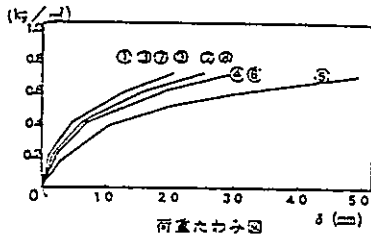
試験体	コンクリート		初期型鋼		最大たわみ (mm)	終局荷重			P ₀ / P ₁	P ₀ / P ₂
	耐圧強度 (kg/cm ²)	三方強度 (kg/cm ²)	荷重	たわみ (mm)		実験値 P ₀ (kg/cm ²)	理論値 P ₁ (kg/cm ²)	理論値 P ₂ (kg/cm ²)		
BRC-40-A	19.0	372.4	0.30	2.55	34.42	1.15	0.78	2.00	1.49	0.53
BRC-40-B	19.0	372.4	0.25	4.93	48.85	0.72	0.53	1.00	1.36	0.72
BRC-50-A	23.0	356.1	0.52	2.49	29.71	2.14	1.09	3.22	1.96	0.57
BRC-50-B	23.0	356.1	0.42	2.52	37.42	1.36	0.73	1.95	1.86	0.70

表2 結果一覧

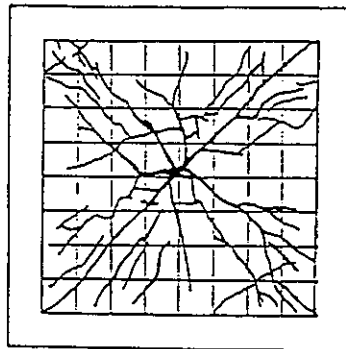
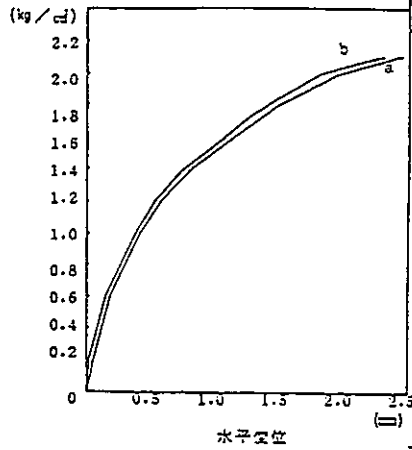
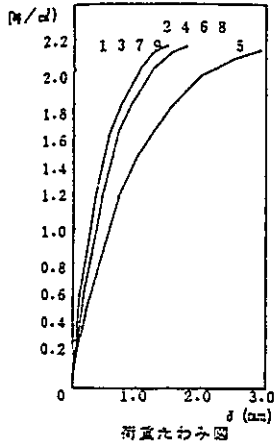
P₁: JOHANSENの理論算出値
P₂: PARKの理論算出値



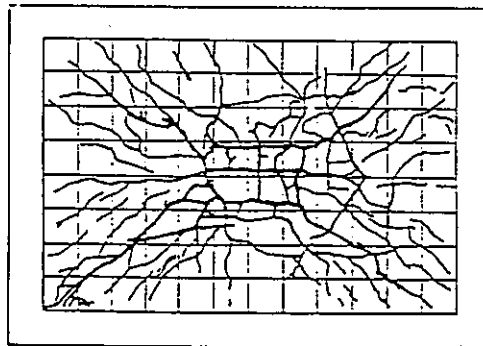
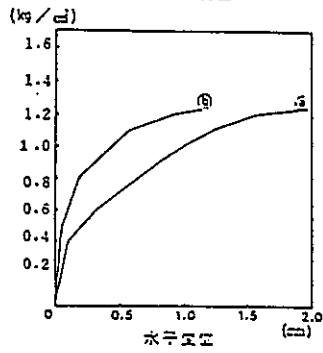
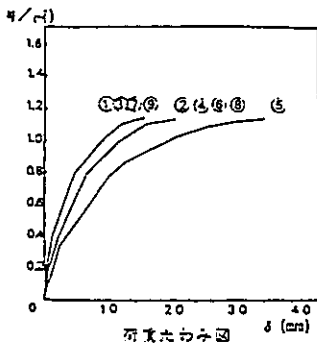
DRC-40-A
 初急変荷重
 0.30 kg/cm²
 終局荷重
 1.16 kg/cm²



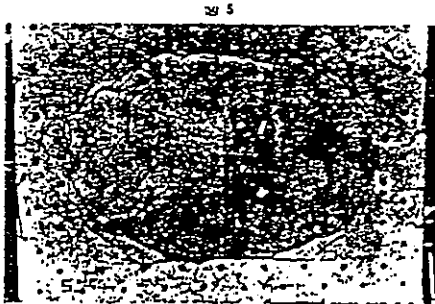
BRC-40-B
 初急変荷重
 0.25 kg/cm²
 終局荷重
 0.72 kg/cm²



BRC-50-A
 初急変荷重
 0.52 kg/cm²
 終局荷重
 2.14 kg/cm²



BRC-50-B
 初急変荷重
 0.42 kg/cm²
 終局荷重
 1.26 kg/cm²

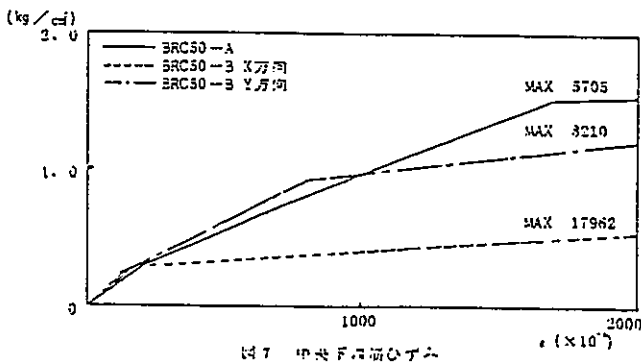


るとアーチ効果が増大し、その力が梁と押し出す事によろと考えられろ。後者は前にも述べた様に、正方形スラブの方が長方形スラブに比べ、終局耐力が大きい。即ち、アーチ効果が正方形スラブに大きく作用してろという事で、その結果正方形の水平変位が大きくなる、たと思われろ。また長方形スラブに因して長辺方向の水平変位が、短辺方向のそれより大きいのは、長辺方向梁の剛性が短辺方向より小さい事による。以上の事から、スラブの終局耐力は、水平拘束度の影響に大きく左右される事が判る。次に、各点での撓みと破断線理論に照らして見ると、長方形スラブに因しては、中央点⑤の撓みの1/2になるのが、点②④及び点①③⑦⑧であり、辺長比1.5の場合点④⑥では約3/10になる。この理論は線形的に考えており、実際には細かい亀裂が入り、非線形的撓みとなると同時に、降伏線が必ずしも45度方向に入るとは限らず、これらの事から理論と多少異なるが、ほぼ同様の傾向を示してろ事が判る。特に正方形スラブの場合、中央点⑤の撓み以外の残り8点は、本来破断線理論では同じになるが、上で述べた様に非線形的に撓むため多少、点②④⑥の方が大きくなる、ていうが、この値と点①③⑦⑧の値の中間値が、ほぼ破断線理論の考え方に上る。中央点の1/2の値とな、ており、点②④⑥と点①③⑦⑧の値はかなりこの値に近い事が判る。この事は、図6の亀裂図を見ても判る様に、正方形スラブではほぼ45度に降伏線に沿、た亀裂が入、ていうため、理論に近い形に判る、たと思われろ。また長方形スラブに因しては、板厚40mmの場合ほぼ45度に亀裂が入、ていうが、中央部に四角な亀裂が入、ており、板厚50mmでは、降伏線より外側に亀裂が入、ていう。この事から、前述した理論との誤差が生じたと思われ

ろ。しかし、全般的には降伏線に沿、た、あるいはそれに近い亀裂が生じており、本実験の撓みの結果から、Johansenが誘導した破断線理論は、面内力を無視する周辺単純支持、及び板厚の薄いスラブに因しては、有効であると思われろ。図7に板厚50mmのスラブに因する、中央下端筋の荷重-歪のグラフである。この図を見ると、正方形スラブは剛性が大きいので、鉄筋の歪も小さくなる、ていうが、長方形スラブに因しては、同じ撓みに対して長方向のスパンが短いので、その方向の歪が大きくなる、ていう。またこの結果は、耐力が鉄筋に依存したが、アーチ効果に依るものも示してろと考えられろ。即ち、アーチ効果が作用するのとは反対側の面内力が引張側のそれより上回、ていう事であり、引張側鉄筋歪が大きいう事は、亀裂が入り中立軸が上がるため、圧縮側面内力が減少し、アーチ効果もその分減る事になる。従、て、この事からも正方形スラブにアーチ効果が十分に働か、終局荷重が増大したと考えられろ。最後に、終局荷重の実験値と理論値の比較を行う。表2を見ると、実験の終局荷重値とJohansenの破断線理論値の比は、1以上であり、板厚50mmのスラブが40mmより大きく、正方形と長方形の違いは、やはり正方形スラブが大きくなる、ていう。この結果は、今まで述べてきた事から明らかである。次に、アーチ効果を考慮したParkの式による理論値は、実験値を全て上回、ていう。これは、水平変位の実験結果を見ると最大で2.5mm近くあり、水平拘束度が小さいのに対して、この理論の水平拘束の剛性評価がかなり大きく、その結果アーチ効果の増加によ、て終局耐力が大きくなる、たと考えられろ。今後の課題として、最大荷重使壞までの荷重-撓みの関係を実験で明らかにしたいと思ろ。

参考文献

(1) E. MAKITANI "The Effect of the Membrane Stresses on the Ultimate Loads of Reinforced Concrete Slabs with Partial Lateral Restraint at All Edges" 日本建築学会論文報告集, 第196号, June, 1972.
 (2) 桑 洋一, 小森清司 "等分荷重とラヤリ鉄筋コンクリート正方形スラブの終局耐力に因する実験的研究" 日本建築学会論文報告集, 第140号, Oct, 1967.
 (3) R. Park "Reinforced Concrete Slab" McGraw-Hill.



① 国東学院大学教授 (工学) ② 同大学院