

3次元有限要素解析によるRC版の 衝撃破壊挙動解析と精度の検証

3-D Nonlinear Dynamic Analysis and Its Verification of Failure Modes for Reinforced Concrete Slab under Soft Impact Loads

宮本文穂* 北山篤** 五嶋真澄***

By Ayaho MIYAMOTO*, Atsushi KITAYAMA** and Masumi GOTOU***

* 工博, 山口大学教授, 工学部知能情報システム工学科 (〒755 宇部市常盤台2557)

** 工修, (株)大林組 土木技術本部 (〒101 東京都千代田区神田錦町3-20)

*** 理学士, 山口大学教務員, 工学部知能情報システム工学科 (〒755 宇部市常盤台2557)

In this paper, a 3-D nonlinear dynamic finite element analysis which includes post failure softening of concrete, bond behavior between concrete and reinforcement, loading and unloading criteria, etc. is newly proposed for evaluation of ultimate behaviors and failure modes of reinforced concrete slabs under impact loads. The reliability of the analytical results is also verified through comparisons with results of tests on full scale specimens subjected to soft impact load. As a result, the 3-D analysis is found to be capable of predicting the ultimate behaviors well until post failure range.

Key Words : soft impact load, RC slab, 3-D nonlinear dynamic FEM, failure mode, verification test

1. はじめに

衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリート(以下RC)構造物の破壊挙動は、静的荷重に対するそれとは異なり非常に複雑となることが知られている¹⁾。なかでも、RC版構造が衝撃荷重を受ける場合、静的荷重下では曲げ破壊に至るものが、慣性力などによる局部変形の増大などによって押し抜きせん断破壊を起こしやすくなることが特徴の一つとしてあげられる。阪神・淡路大震災では多くのRC構造物が設計時には想定されていなかった、せん断破壊が支配的と考えられる損傷を起こし、被害を大きくした。これには地震動の初期に発生したと考えられる衝撃的な上下動が寄与したとも考えられる²⁾。

このような面外のせん断破壊に対する効果的な補強方法として、せん断補強筋を配置することが一般に行われる。コンクリート版構造に対して版厚方向のせん断補強筋の効果を解析的に明らかにするには、3次元解析が必要となってくる。従来より著者等は、RC構造物に対する衝撃破壊挙動解析手法として有限要素法(以下FEM)の適用を試みてきた³⁾。初期に開発した"DYNASTI-B"は、ソフトな衝撃に対するRCはりの衝撃破壊挙動解析を行うことができ、RCはりのように2次元連続体とみなせる場合には、せん断補強筋の効果の解析が可能なプログラムとなっている。次に、RC版構造を対象として開発した"DYNASTI-S"は、積層化FEM解析によるソフトな衝撃に対する衝撃破壊挙動解析プログラムで、版厚方向のつり合い方程式を考慮することにより鉛直方向の応力および面

外せん断力の影響を考慮可能な準3次元プログラムであるが、版厚方向に配置されるせん断補強筋の効果を解析するには特別の工夫が必要となる。このような特別の工夫をすることなくせん断補強筋の効果、Dowel効果および骨材のかみ合い効果を含めた衝撃破壊挙動を解析するには、3次元FEM解析プログラムの開発が必要となってくる。

ここで、他の研究機関で開発されているRC構造物の衝撃破壊挙動が解析可能な3次元解析手法をみると、"DYNA-3D"で代表されるような有限要素法を適用した解析手法が圧倒的に多いが、有限差分法を適用した"AUTO-DYNA-3D"などや、個別要素法を適用した"RBM-3D"などの汎用プログラムがある。しかし、これらの汎用プログラムは、非常に高速の衝突現象(ハードな衝撃)を主な対象として開発された大容量の大型コンピュータの使用を前提としているため、解析コスト面やプログラムの変更、更新の面から考えて難点が多いこと、また、RC版の衝撃破壊挙動解析に必須と考えられるコンクリートと鉄筋間の付着特性、コンクリートの引張軟化特性や破壊条件(構成則)等の変更、追加が容易でないなど、問題点がないではない。

本研究は、従来より著者等が開発してきたソフトな衝撃荷重に対する衝撃破壊挙動解析を対象とした準3次元解析法である非線形積層化FEM解析プログラムをベースにし、6面体要素を適用することによって版厚方向に配置するせん断補強筋の効果等の解析が可能な3次元非線形FEM解析手法を開発したものである。また、その際、コンクリートと鉄筋の間の付着特性、コンクリートの引張軟

化特性、除荷時の取り扱いの改善およびコンクリートの3軸応力状態での破壊条件（構成則）を考慮することによって、破壊時最大衝撃力後の破壊挙動の解析を可能としている。最後に、本解析法によるRC版の衝撃挙動の解析結果の解析精度を検証するために、大型振り子式衝撃実験装置を用いた実験結果とを弾塑性領域で比較した結果についても述べるとともに、せん断補強筋配置の効果の解析結果を述べるものである。

2. RC版の衝撃挙動解析への3次元有限要素法の適用

6面体要素を用いた3次元非線形FEM解析プログラムを新たに開発するにあたり、従来より著者らが開発してきた積層化非線形FEM解析手法では、実験結果と比べて、比較的はやい段階で各要素が破壊した状態になり、実験における衝撃荷重の第一ピーク後の挙動の精度良い推定が困難であったため、ここでは、①コンクリート要素の弾塑性および破壊状態を3次元応力状態で評価するためのOttosenモデルの導入、②ひび割れ発生後のコンクリートの剛性を評価するためのコンクリートの引張軟化特性の導入および③ひび割れ発生後の変形状態やひび割れ分布特性に大きく影響するとされる、コンクリート要素と鉄筋要素間の付着特性の導入について述べ、その効果を検討する。

2.1 材料モデル

2.1.1 コンクリートの構成則⁴⁾

本研究では、コンクリートの構成則として、Ottosenにより提案された破壊曲面モデルを用いた。

コンクリートの破壊曲面は、一般的に次式のように表される。

$$f(\rho, \sigma_m, \theta) = \rho - \rho_f(\sigma_m, \theta) = 0 \quad |\theta| \leq 60^\circ \quad (1)$$

ここで、 $\rho = \sqrt{2J_2}$: 静水圧軸からの偏差応力成分、
 $\rho_f(\sigma_m, \theta)$: 偏差平面における破壊曲線。

上式において、 $\rho_f = \sqrt{2J_2}$ として式(1)を解くとOttosenのモデルが次式のように得られる。

$$\rho_f(\sigma_m, \theta) = \frac{1}{2a} \left[-\sqrt{2\lambda} + \sqrt{2\lambda^2 - 8(3b\sigma_m - 1)} \right]$$

$$\text{i. e.} \quad f(I_1, J_2, \theta) = a \frac{J_2}{f_c'^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_c'} + b \frac{I_1}{f_c'} - 1 = 0 \quad (2)$$

ここで、

$$\lambda = \begin{cases} k_1 \cos\left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(k_2 \cos 3\theta)\right] & \text{for } \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cos\left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-k_2 \cos 3\theta)\right] & \text{for } \cos 3\theta \leq 0 \end{cases}$$

上式は、応力不変量 I_1, J_2, θ を含む4パラメータモデルの破壊曲面を表わす式で、曲線子午線と非円形断面を有する。ここで、曲線子午線の形状は定数 a, b によって決定され、非円形の偏差断面は2定数 $\lambda_t = 1/\gamma_t, \lambda_c = 1/\gamma_c$ によって形成される。

によって形成される。

パラメータ a, b, k_1, k_2 および関数 λ は、コンクリートの圧縮強度および引張強度の比により、それぞれ表1および表2のように定められる。

表1 $\bar{f}_t' = f_t'/f_c'$ に対する各パラメータの値

$\bar{f}_t' = f_t'/f_c'$	a	b	k_1	k_2
0.08	1.8076	4.0962	14.4863	0.9914
0.10	1.2759	3.1962	11.7365	0.9801
0.12	0.9218	2.5969	9.9110	0.9647

表2 $\bar{f}_t' = f_t'/f_c'$ に対する関数 λ の傾向

$\bar{f}_t' = f_t'/f_c'$	λ_t	λ_c	λ_c/λ_t
0.08	14.4725	7.7834	0.5378
0.10	11.7109	6.5315	0.5577
0.12	9.8720	5.6979	0.5772

塑性変形の各段階は、加工硬化塑性理論を用いる場合、応力状態の載荷履歴に依存する載荷関数を用い、式(1)を次式のように修正することによって表すものとする。

$$f = \rho - k(k_0, \sigma_m) \rho_f(\sigma_m, \theta) = 0 \quad |\theta| \leq 60^\circ \quad (3)$$

次式および図1に破壊曲面の応力状態の分類を示す。

$$\text{tension-tension: } \sqrt{J_2} - \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 > 0$$

$$\text{tension-compression: } \sqrt{J_2} - \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 \leq 0 \quad \text{and} \quad I_1 \geq 0 \quad (4)$$

$$\text{compression-tension: } \sqrt{J_2} + \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 \geq 0 \quad \text{and} \quad I_1 < 0$$

$$\text{compression-compression: } \sqrt{J_2} + \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 < 0$$

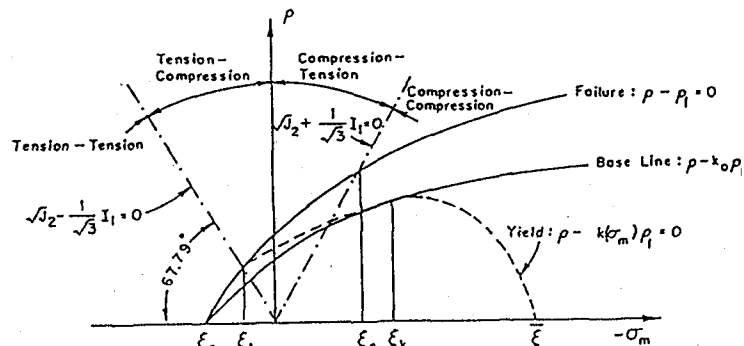


図1 破壊曲面の応力状態の分類

2.1.2 コンクリートの引張軟化特性^{5), 6)}

一般に、コンクリートの引張強度は圧縮強度の0.08～0.10倍とされている。従って、従来より仮定してきたひび割れ発生ひずみを 150μ と一定とした場合には引張強度を過大評価する恐れがある。ゆえに、コンクリート要素に引張軟化特性を取り入れ、ひび割れ発生後の挙動の改善を試みる。

本解析で取り入れたコンクリートの引張軟化特性は、Bazant, Z. P. らが提案したコンクリートの破壊エネルギー

を用いる引張軟化特性⁵⁾である。Bazantらは、多くの実験をもとにコンクリートの破壊エネルギーを、コンクリートのヤング係数 E_c 、引張強度 f_t' 、粗骨材の最大寸法 d_a を用いて次式に示すような推定式で提案している。

$$G_f = \frac{(0.3044 f_t' + 2.72) f_t'^2 d_a}{E_c} \quad (5)$$

ここで、 G_f : 破壊エネルギー (kgf/cm) ,
 E_c : ヤング係数 (kgf/cm^2) ,
 f_t' : 引張強度 (kgf/cm^2) ,
 d_a : 粗骨材の最大寸法 (cm) .

また、コンクリートの引張軟化特性を傾き E_t の直線で近似する(図2参照)と、コンクリートの破壊エネルギーの算定式は次式のように表される。

$$G_f = \omega_c \left(1 - \frac{E_c}{E_t} \right) \frac{f_t'^2}{2E_c} \quad (6)$$

ここで、 E_t : 引張軟化特性 (kgf/cm^2) ,
 ω_c : ひび割れ幅 ($\omega_c = n d_a, \text{cm}$) ,
 n : 実験値から求められる定数
(コンクリートに対してはおよそ $n=3$) .

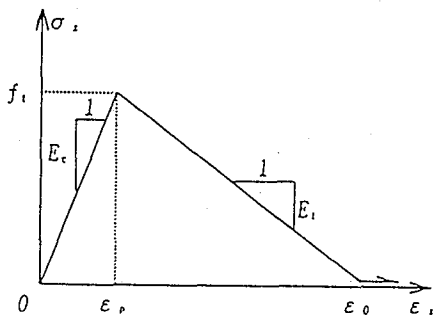


図2 引張軟化特性の応力～ひずみ関係

式(5)および式(6)より傾き E_t が求められる⁶⁾。これを x 軸に直角な面にひび割れが発生したと仮定し、マトリックスで表すと次式のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1-v^2}{\Delta} & \frac{v(1+v)}{\Delta} & \frac{v(1+v)}{\Delta} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{\Delta} \left(\frac{1-v^2}{\mu} \right) & \frac{1}{\Delta} \left(\frac{v}{\mu} + v^2 \right) & \frac{1}{\Delta} \left(\frac{v}{\mu} + v^2 \right) & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{\Delta} \left(\frac{1-v^2}{\mu} \right) & \frac{1}{\Delta} \left(\frac{v}{\mu} + v^2 \right) & \frac{1}{\Delta} \left(\frac{v}{\mu} + v^2 \right) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\mu E}{2(1+v)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E}{2(1+v)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\mu E}{2(1+v)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

Symmetric

ここで、

$$\Delta = \frac{\left[\frac{1-v^2}{\mu} - 2v^2(1+v) \right]}{E}$$

$$\frac{1}{\mu} = E \left(\frac{\varepsilon_0}{\sigma_1} + \frac{1}{E_t} \right) = - \frac{E}{E_t} \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0 - \varepsilon_p}$$

v : ポアソン比,

μ : ひび割れ係数,

ε_0 : コンクリートの剛性が0となるひずみ,

ε_p : 引張軟化時のひずみ.

上式で、 $\mu(0 \leq \mu \leq 1)$ はひび割れに関するパラメータで、 $\mu=1$ 、 $\sigma_1 = \sigma_t'$ のときにひび割れが発生する。また、 $\mu \rightarrow 1$ 、 $\sigma_1 \rightarrow 0$ 、 $\varepsilon_1 \rightarrow \varepsilon_0$ において完全にひび割れた状態となる。

例えば、 $E_c = 3.04 \times 10^5 (\text{kgf/cm}^2)$ 、 $d_a = 20(\text{mm})$ 、 $f_t' = 26.7 (\text{kgf/cm}^2)$ 、 $v = 0.17$ の場合は、図3に示すようにひび割れ発生後にコンクリートの剛性が低下する。

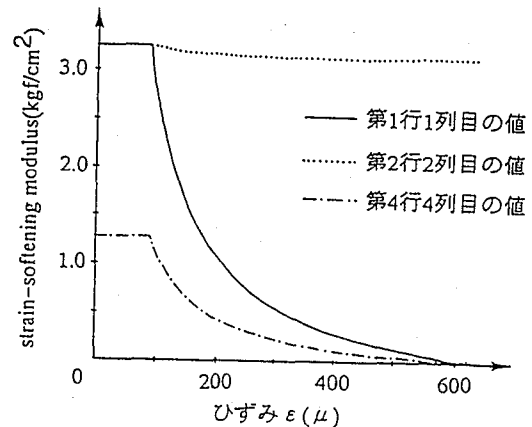


図3 剛性マトリックスの係数～ひずみ関係

2.1.3 コンクリートと鉄筋の付着特性

著者らの従来のプログラムでは、コンクリートと鉄筋間の付着を完全付着として取り扱ってきた。しかし、これでは、部材内で破壊が進行した際に、構造物の変形の計算値が実験値に比べ小さくなる傾向にあるため、RC部材の破壊挙動解析にはコンクリートと鉄筋間の付着を考慮する必要があると考えられる。

付着を表わす解析モデルとしては、Ngo and Scordelis が提案したボンドリンク要素⁷⁾が最も一般的に用いられている。また、黒正らは鉄筋の周囲にボンドゾーンを設け、その領域のコンクリートのせん断剛性のみを低減させて付着をボンドゾーンのせん断変形に置換する方法を提案している⁸⁾。しかし、これらは、鉄筋とコンクリートを切り離して考え、2要素間に別の要素を導入することを意味している。この手法は、積層化非線形FEM解析への導入は困難であり、たとえ導入できたとしても本解析法の特徴である、①自由度の数が比較的少なくてすむ、②計算時間が少ない等のメリットを失い、有効な手段とは考えられない。また、6面体要素を用いたFEM解析においても、解の収束が非常に難しく共役勾配法を用いた場合には発散する場合が多くなり最適とはいえない。

そこで、本解析では、次に示すような方法を用い、簡易的にコンクリート要素と鉄筋間の付着を取り入れることとする。

図4に示すモデルは、ばね k_1 が鉄筋を、 k_2 がコンクリートと鉄筋間の付着ばねを表している。

それぞれのバネ定数は k_1, k_2 であり、また、ばねの相対変位が x_1, x_2 であるとする。ここで、ばねにかか

る力の釣り合いから次式が得られる。

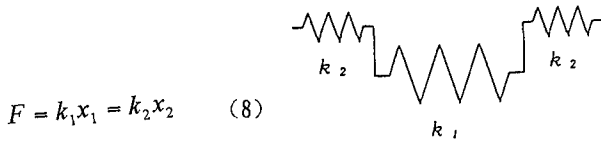


図4 付着ばねモデル

従って鉄筋と付着の両方を含んだ系で考えることによって、その相対変位を X 、ばね定数を K とすると次式が得られる。

$$F = KX \quad (9)$$

ここで、

$$K = \frac{k_1 k_2}{2k_1 + k_2}$$

付着特性を考えた鉄筋要素の増分力 ΔF と増分変位 Δl の関係は次式で表わされる。

$$\Delta F = K^* \Delta l \quad (10)$$

ここで、 $K^* = \frac{AE^*}{l}$ とすると次式が得られる。

$$\begin{aligned} E^* &= \frac{K^* l}{A} = \frac{l}{A} \frac{k_1 k_2}{2k_1 + k_2} \\ &= \frac{\frac{l}{A} k_1 \times \frac{l}{A} k_2}{2 \frac{l}{A} k_1 + \frac{l}{A} k_2} \\ &= \frac{E \times \frac{l}{A} k_2}{2E + \frac{l}{A} k_2} \end{aligned} \quad (11)$$

次に、単位面積当たりの鉄筋の付着ばね定数を α とし、鉄筋要素面積を $2B$ 、奥行き単位長さあたりの付着長を $\sum s_i / L$ とすると鉄筋要素の付着ばね定数は次式で表わすことができる。

$$k_2 = \alpha \sum \frac{s_i}{L} B \quad (12)$$

付着特性を取り入れた鉄筋要素のひずみが ϵ^* であるとすると次式が得られる。

$$EA\epsilon = F = E^* A\epsilon^* \quad (13)$$

したがって、

$$\epsilon = \frac{E^* \epsilon^*}{E} \quad (14)$$

また、付着バネの相対変位を x_2 とおくと次式が得られる。

$$k_2 x_2 = F = E^* A\epsilon^* \quad (15)$$

よって、

$$x_2 = \frac{E^* A\epsilon^*}{k_2} \quad (16)$$

この方法では、積層化非線形FEM解析に対してそのメリットを失うことなく導入することができ、また、6面体要素を用いたFEM解析においても共役勾配法の収束性に対

して影響を及ぼすことはない。

2.2 積層化非線形有限要素解析法⁹⁾

2.2.1 解析概要

積層化非線形FEM解析は、薄板理論を用いRC版を版厚方向に積層化することで弾塑性解析を可能にした解析方法である。従って本解析法の前提として薄板理論の仮定が成立することになる。以下は本解析法の仮定である。

① 弾塑性域において平面保持の仮定が成立し、微小変形理論が適用できるものとする。従って、コンクリートの各薄層には層間の滑りは生じないものとする。

② RC版は、仮想のコンクリート層と仮想の鉄筋層により構成されるものとする。鉄筋層は線材として扱う。

③ 破断または破壊に応じて、各要素の有する弾性エネルギーは、等価な要素節点力に置換する。

④ 静的試験による材料特性を用いる。一般には、動的な現象においてはひずみ速度効果の影響を受け、剛性や破壊応力の増加があるとされているが、本解析においては、速度効果を慣性項で考慮可能と考えたほか、衝撃力作用下においては載荷速度が一定ではなく正確な導入が困難であるためである。

次に本解析で対象とするコンクリート要素モデルについて述べる。対象モデルは長方形平板要素モデルで、コンクリート版を厚さ方向に層分割する(図5参照)。各層は平面応力状態とし、各節点は5自由度($u, v, \omega, \theta_x, \theta_y$)を有するものとする。

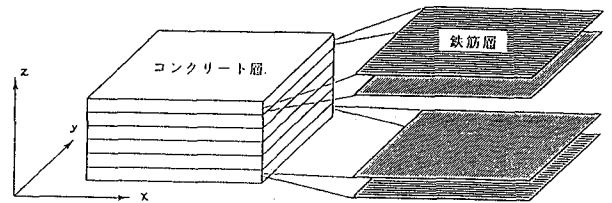


図5 積層化モデルと座標

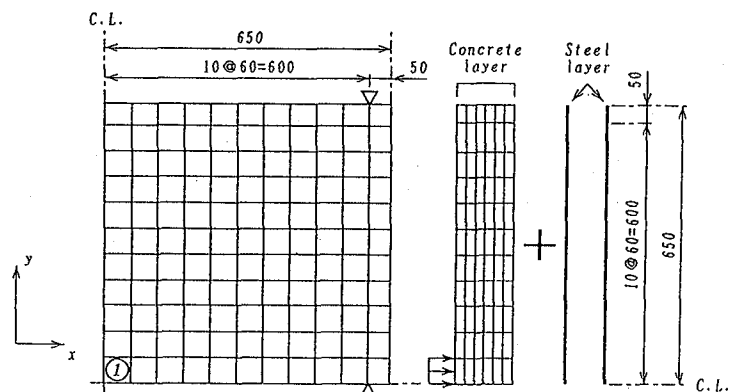


図6 コンクリート版の1/4有限要素モデル(積層) unit:(cm)

従来の著者らの解析では²⁾、例えばRC版を8層に分割し、コンクリート層6層と補強筋層2層というようにしていた。しかし、本解析では補強筋位置を自由に設定可能とし、また、補強筋を線材として扱うために、図5のようにコンクリート層に補強筋層(ある1方向のみ剛性

を持つ)を挿入するモデルとした。鉄筋層は非常に薄い
ため、コンクリート層と重なることによる影響はないと
考えられる。

コンクリートの破壊条件は、前述のOttosenによるモデル
を用い、動的平衡方程式の解法としてNewmark- β 法
($\beta=1/4$)を用いる。解析対象は後述の実験で用いるコ
ンクリート版をモデル化し、コンクリート層6層、補強
筋層2層の計8層のモデルで、図6に示すように対称性
を考慮して1/4部分のみを解析する。また、衝撃荷重は
①の部分に部分等分布で作用するものとする。

2.2.2 引張軟化特性および付着特性の影響

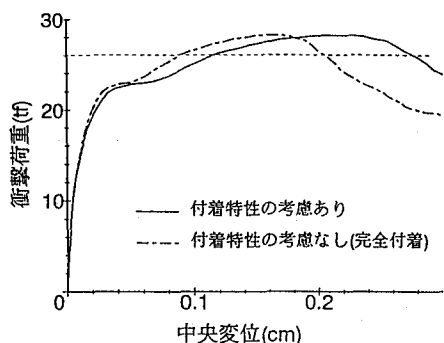


図7 衝撃荷重～版中央変位曲線

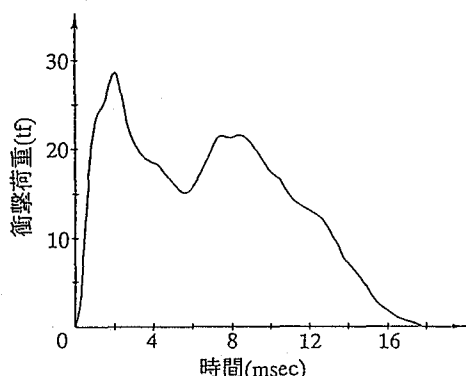


図8 衝撃荷重～時間関係

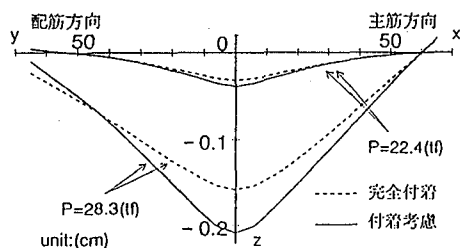


図9 コンクリート版の変形分布

図7に衝撃荷重～コンクリート版中央変位関係を示す。
比較したモデルは、コンクリートと鉄筋間の付着特性を
考慮した場合と完全付着であるとした場合である。ただ
し、両者とも引張軟化特性は考慮していない。また、図
8にRC版の衝撃荷重～時間曲線を示している。これは後
述の実験から得られたデータを基本としたもので、図6
中の①の部分に作用させた。解析に用いたコンクリート
の材料特性は以下のとおりである。

$$\text{圧縮強度} : f'_c = 331.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{引張強度} : f'_t = 24.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{ヤング係数} : E_c = 2.76 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$$

図7から付着特性の考慮の有無を比較してみると、作
用する衝撃荷重と変位が大きくなるに従って両者の差は
開くようになり、塑性域における同一の衝撃荷重下では、
付着特性を考慮した変位の解析結果の方が考慮しないも
のより大きくなっている。また、図9に衝撃荷重が22.4
tf時および28.3tf時(ピーク時)における主筋方向と配
力筋方向の変形分布を示す。この図より明らかなように、
衝撃荷重が大きくなるに従って版の剛性の変化の差も大
きくなっており、また、付着を考慮した場合は、y軸方向
の端部の変化が完全付着の場合より小さくなっている。
その原因としては、付着を考慮した場合の版中央付近の
剛性低下が完全付着とした場合に比べ早いというこ
とが考えられる。次に、図10は付着特性を考慮した場合
の引張軟化特性の考慮の有無によるコンクリート版の衝
撃荷重～版中央変位曲線を、図11に衝撃荷重が22.4tf時
および28.3tf時における主筋および配力筋方向の変形分布
を示す。これらの図より、ひび割れ発生時におけるコン
クリート版の剛性低下は、引張軟化特性を考慮しない場
合の方が考慮した場合と比べて大きくなるということが
わかる。また、引張軟化特性を考慮した場合は考慮しな
い場合に比べ中央付近の剛性低下が急激ではないため、
y軸方向の端部における変位が大きくなる傾向にある。

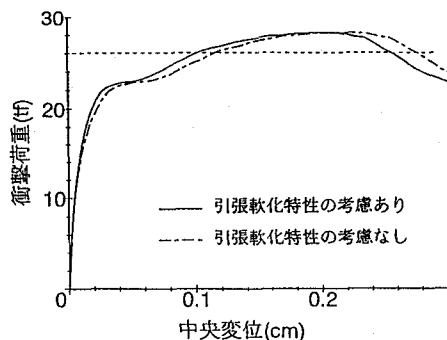


図10 衝撃荷重～版中央変位曲線

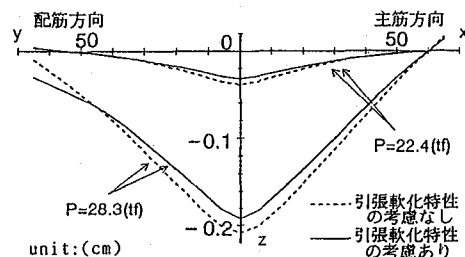


図11 コンクリート版の変形分布

2.3 6面体要素による3次元有限要素解析法¹⁰⁾

2.3.1 解析概要

衝撃荷重下における破壊モードは静的荷重下における
それに比べ、載荷速度が速くなるにつれて曲げ破壊から
押し抜きせん断破壊に至る傾向が著しくなる。従って、
衝撃力が作用する方向の応力 (σ_z) およびせん断応力

(τ_{yz}, τ_{zx}) が、コンクリート要素の弾塑性および破壊の評価において重要になってくると考えられる。そこで、それらの評価するために4面体や6面体の立体要素を用いた3次元FEM解析が必要となる。しかし、6面体要素などの3次元解析は節点数および自由度が2次元解析および準3次元の積層化非線形FEM解析に比べかなり増加し、計算時間と費用が大幅に増える。

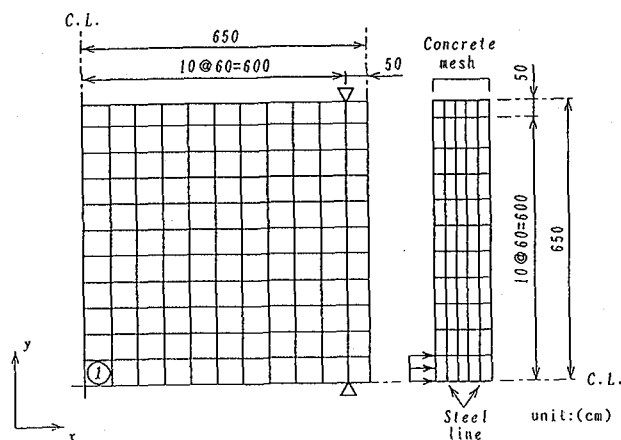


図12 コンクリート版の1/4有限要素モデル(3次元)

本解析で用いるコンクリート要素は、8節点6面体のアイソパラメトリック要素で、要素の積分点はガウスの積分点($2 \times 2 \times 2$)を用いている。また、補強筋は線材として扱っている。図12に本解析で用いるコンクリート版の1/4部分のモデルを示す。衝撃荷重は①部分に部分等分布で作用させる。本解析で用いた一次方程式の解法は、できるだけディメンジョンを小さくするために、共役勾配法を用いている。動的平衡方程式の解法には、Newmark- β 法を用い、質量マトリックスには整合質量マトリックスを用いている。また、コンクリート要素の破壊条件は前述のOttosenにより提案された4パラメータモデルを用いる。

2.3.2 引張軟化特性および付着特性の影響

図13に引張軟化特性の考慮無しのもとで、コンクリートと鉄筋間の付着特性を考慮したモデルおよび完全付着としたモデルによる衝撃荷重～コンクリート版中央変位関係の比較を示す。この図よりひび割れ発生後あたりから両者の挙動が少し異なってくることがわかる。これも積層化非線形FEM解析結果の場合と同様、同一の衝撃荷重が作用する時点での変位は、付着を考慮した場合の方が大きくなっている。しかし、その影響は積層化非線形FEM解析と比較して小さい(図7参照)。

図14に付着特性を考慮した上で引張軟化特性の有無による衝撃荷重～版中央変位曲線の比較を示す。この図より、引張軟化特性を考慮した場合、考慮しない場合と比べてひび割れ発生後の挙動に大きな変異が生じていることがわかる。

図15に付着特性の有無および引張軟化特性の考慮の有

無の組み合わせによる各荷重段階におけるコンクリート版のx, y軸方向の変形分布の解析結果の一例を示す。これらの図より引張軟化特性を考慮しない場合、付着特性の考慮の有無に関わらず、変位が小さい段階から版中央付近に変位が集中しており、押し抜きせん断破壊に至る分布を示している。

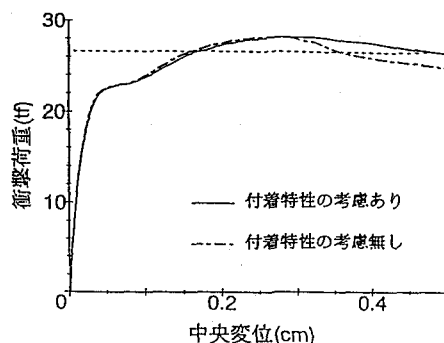


図13 衝撃荷重～版中央変位曲線

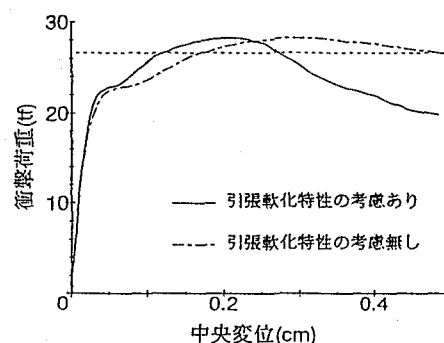


図14 衝撃荷重～版中央変位曲線

図16に付着を考慮した場合の引張軟化特性の有無によるピーク時のひび割れ分布を示す。図中では、ひび割れした部分を塗りつぶしている。この図からも明らかなように引張軟化特性を考慮しない場合は、コンクリート版中央付近にひび割れが集中していることがわかる。

以上のように、引張軟化特性を考慮しない場合は、コンクリート版中央付近にひび割れが集中する傾向がみられる。これは、引張軟化特性を考慮しない場合、積層化非線形FEM解析と比較して、 τ_{yz}, τ_{zx} の影響が大きいためであると考えられ、ひび割れ後のせん断力の伝達を考慮していないためであると考えられる。このひび割れ発生に伴う剛性の急激な低下は、引張軟化を考慮することで図15(c)および図16(b)に示すように大幅に改善することができる。

2.4 まとめ

積層化非線形FEM解析および6面体要素を用いた3次元非線形FEM解析の概要を述べるとともに、これらの数値解析に影響を及ぼすと考えられるコンクリートの引張軟化特性とコンクリートと鉄筋間の付着特性の導入方法についても述べ、比較解析を行った。解析の結果より、引張軟化特性および付着特性はそれぞれ数値解析に大きく影

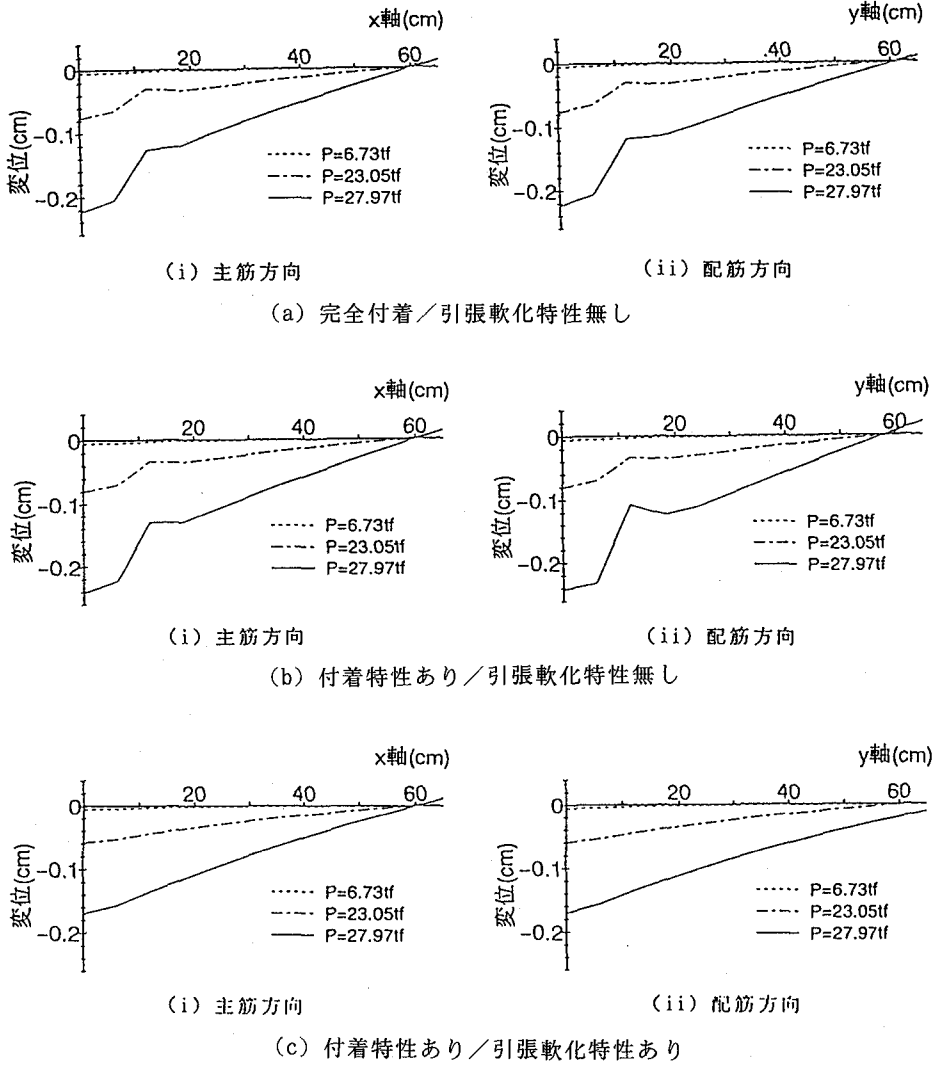
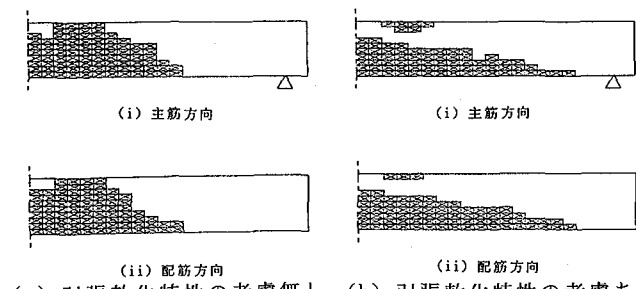


図15 コンクリート版の変形分布



(a) 引張軟化特性の考慮無し (b) 引張軟化特性の考慮あり
図16 断面内ひび割れ発生領域 (付着特性の考慮あり)

軟化特性および付着特性はそれぞれ数値解析に大きく影響を及ぼしていることが明らかとなり、それぞれ影響の大きいものは、積層化非線形FEM解析では付着特性、6面体要素を用いた3次元FEM解析では引張軟化特性の考慮の有無である。これは、それぞれ剛性に大きな影響を受ける軸が、積層化FEM解析ではx軸とy軸であり、6面体要素を用いた3次元FEM解析ではz軸であるためと考えられる。また、これらの特性を考慮することにより実験との精度が大きく向上し、より精度の高い解析が行えると考えられる。

3. RC版の振り子式重錘落下実験と解析精度の検証

ここでは、普通鉄筋RC版およびFRP筋を鉄筋の代わりに補強筋として用いたコンクリート版に対する衝撃破壊実験について述べる。本実験は、単質点の衝撃体による衝撃作用を対象とした、コンクリート版に対する振り子式重錘落下衝撃実験である。実験の目的は、各種RC版に衝撃荷重を加えた場合に、どのような衝撃破壊挙動（衝撃荷重～変位曲線、衝撃荷重～時間曲線、ひび割れ発生状況）を示すかを把握することである。そして、これらの実験結果を用いて積層化非線形FEMおよび6面体要素を用いた3次元非線形FEM解析の解析精度の検証を行う。

3.1 振り子式重錘落下実験 3.1.1 実験供試体

実験に用いたコンクリート版は、縦130cm、横130cm、厚さ13cmで、スパン長120cm

mの2辺単純支持の複鉄筋コンクリート版である²⁾。版の両端に埋め込んだボルトによってコンクリート版を実験装置に固定する。また、実験に用いたコンクリート版の種類を表3に示す。FRP筋に高強度コンクリートを組み合わせた主な理由として、FRP筋のヤング係数が鉄筋に比べ小さく、これをコンクリート側の剛性をあげることににより補うためである。また、普通コンクリート版と高強度コンクリート版の衝撃挙動の違いを比較する意味もある。次に、実験に用いたコンクリートの一軸材料特性を表4に、FRP筋の一軸材料特性を表5に示す。鉄筋はSD35(ヤング係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)を用いている。なお、高強度コンクリートに使用した混和剤は、電気化学工業(株)製 $\Sigma 5000$ である。また、FRP筋には東邦レーヨン(株)製の高弾性炭素繊維を用いた。

3.1.2 実験装置および実験方法

本実験は、図17に示す大型振り子式衝撃実験装置を用いて行った。500kgfの円盤状の衝撃体を小型のウインチで所定の落下高さまで引き上げ、振り子のように落下させることによって斜線部分に設置したコンクリート版に衝

撃作用を与える。ただし、本研究ではソフトな衝撃荷重を対象としているため、コンクリート版中央部に鉄板を固定しその上にゴム版を接着しており、衝撃荷重はこれらを介してコンクリート版に伝えられる。なお、コンクリート版に加えられる衝撃力の測定は、重錘に設置した加速度計（200G）を用いて計測した。

表 3 供試体の種類

名称	コンクリートの種類	補強筋の種類
RC-35	普通コンクリート	鉄筋(SD35)
RC-A	普通コンクリート	連続繊維補強筋Type A
HRC-A	高強度コンクリート	連続繊維補強筋Type A
RC-B	普通コンクリート	連続繊維補強筋Type B
HRC-B	高強度コンクリート	連続繊維補強筋Type B

表 4 コンクリートの一軸材料特性

コンクリート版	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
RC-35	331.4	24.3	2.76×10^5	0.196
RC-A, RC-B	356.6	26.7	3.04×10^5	0.168
HRC-A, HRC-B	1032.6	38.7	3.75×10^5	0.217

表 5 FRP筋の一軸材料特性

補強筋	繊維の種類	断面積 (cm ²)	破断荷重 (tf)	破断ひずみ (μ)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
Type A	高弾性炭素繊維 ベスファイト HM35-12K	1.217	11.07	7020	1.33×10^5
Type B	高強度炭素繊維 トレカ T700S-12K	1.216	21.11	17000	1.01×10^5

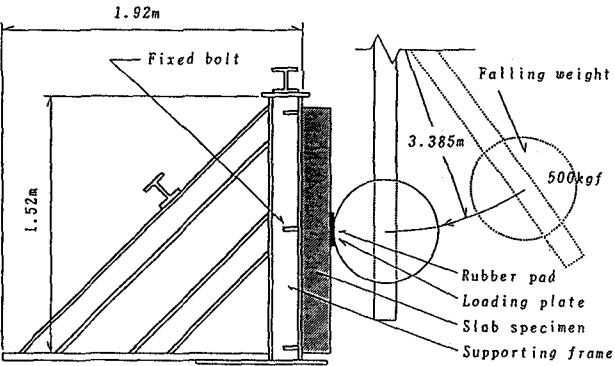


図17 衝撃破壊実験装置

本実験は1回の重錘落下によってコンクリート版が破壊に至る場合の破壊挙動を得ることを目的として行うため、重錘の落下高さは著者らによる改良前の積層化非線形FEM解析結果を用いて算出している。解析によるそれぞれのコンクリート版に対する破壊時の重錘落下高さは、それぞれRC-35版で65cm、RC-A版で40cm、HRC-A版で65cmとなっている。また、RC-B版およびHRC-B版は、RC-35版とRC-A版およびHRC-A版の衝撃破壊挙動を参考にそれぞれ65cm、80cmと設定した。

3.1.3 重錘落下実験結果および考察

表 6 および図18に各種コンクリート版の重錘落下1回目の主な衝撃実験結果の一覧および衝撃荷重～版中央変

位曲線をそれぞれ示す。

重錘落下高さは、各種コンクリート版それぞれに対して設定された所定の落下高さとし、2回目以降も同じ落下高さとした。

表 6 主な実験結果の一覧

Type of Slabs	Height of Fall (cm)	Loading Rate (tf/msec)	Maximum Load (tf)	Maximum Deflection (mm)
RC-35	65.0	14.32	28.64	12.44
RC-A	40.0	8.35	22.54	8.64
HRC-A	65.0	9.11	29.92	10.34
RC-B	65.0	8.62	24.99	13.91
HRC-B	80.0	14.00	31.50	15.72

単質点系重錘によるコンクリート版の衝撃破壊実験における衝撃荷重～時間曲線は、弾性挙動実験の場合とは異なり、衝撃荷重のピークが2回ある（図 8 参照）。この衝撃荷重の第 1 ピークは、衝突初期の被衝撃体の抵抗によるもので、第 2 ピークは高次の振動モードによるものであると考えられる。従って、HRC-A版を除く、コンクリート版は重錘の落下が 2 回目、3 回目となるにつれて初期剛性および第 1 ピーク時の衝撃荷重が下がってきており、コンクリート版の破壊が落下回数とともに進行していることがうかがえる。しかし、HRC-A版の場合は、他のコンクリート版と比較して、あまり破壊が進行していないために初期剛性の低下およびピーク時の衝撃荷重の低下の傾向が小さいと考えられる。

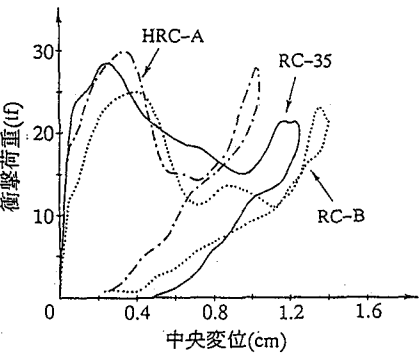


図19 衝撃荷重～版中央変位曲線

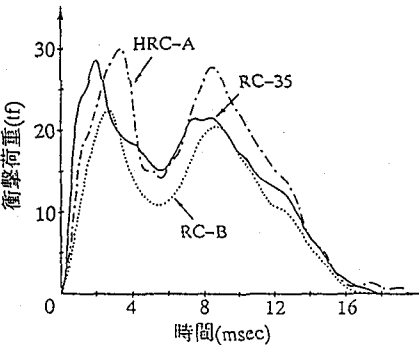


図20 衝撃荷重～時間関係

の剛性がRC-35版より高いHRC-A版は最大衝撃力も大きくなっている。しかし、衝撃荷重初期の剛性はHRC-A、RC-

図19および図20に同一高さから重錘を落下させた場合のRC-35、HRC-A、RC-B版の第1回目の重錘落下試験時の衝撃荷重～コンクリート版中央変位曲線と、衝撃荷重～時間曲線を比較して示す。図19より、RC-35版、HRC-A版、RC-B版は同一落下高さであるが、最大衝撃力および最大変位は異なることおよび補強筋の剛性の差によって現れたものと考えられ、コンクリート

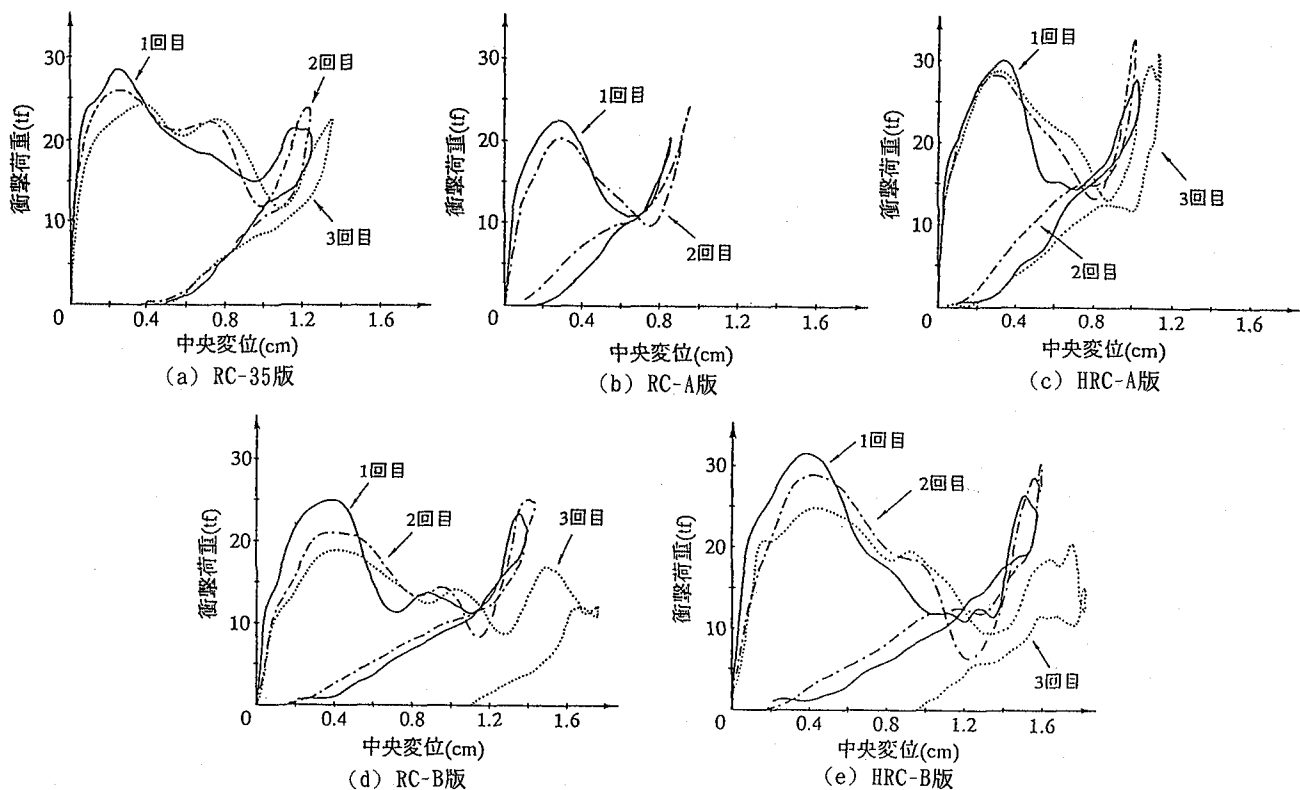


図18 各種コンクリート版の衝撃荷重～版中央変位曲線

B版ともRC-35版に比べ小さくなっている。これは、実験前にFRP筋コンクリート版の裏面に連続繊維に沿うようにして微小な乾燥収縮ひび割れが発生していることが確認されており、このひび割れのためにコンクリート版の剛性が低下し、衝撃作用初期の剛性が小さくなったものと考えられる。また、FRP筋のヤング係数が鉄筋より小さいことも原因であると考えられる。図20から各種コンクリート版の最大衝撃力への到達時間を比較すると、普通鉄筋RC版（RC-35版）に比べ各種FRP筋コンクリート版の方が、およそ0.3msecと長くなっている。これも、実験前にコンクリート版裏面に生じていた乾燥収縮ひび割れと、鉄筋に比べFRP筋のヤング係数が小さいことが原因と考え

られる。このひび割れは、連続繊維を固める樹脂とコンクリートの熱膨張係数の違いによるものと思われ、コンクリートの打設から実験実施までの時間が少し長くなったRC-B版およびHRC-B版では乾燥収縮ひび割れがかなり顕著に現れていた。

次に図21(a)～(c)に実験終了後の各種コンクリート版の裏面のひび割れ図の一例を示す。図21(a)に示すRC-35版は、版中央部から放射線状にひび割れが入っており、また載荷面裏面近傍で裏面剥離の現象が現れている。一方、図21(b)、(c)のFRP筋を用いたコンクリート版は、ほとんどのひび割れがFRP筋に沿って発生しており、放射線状に発生しているがRC-35版ほど進行してはいない。また、

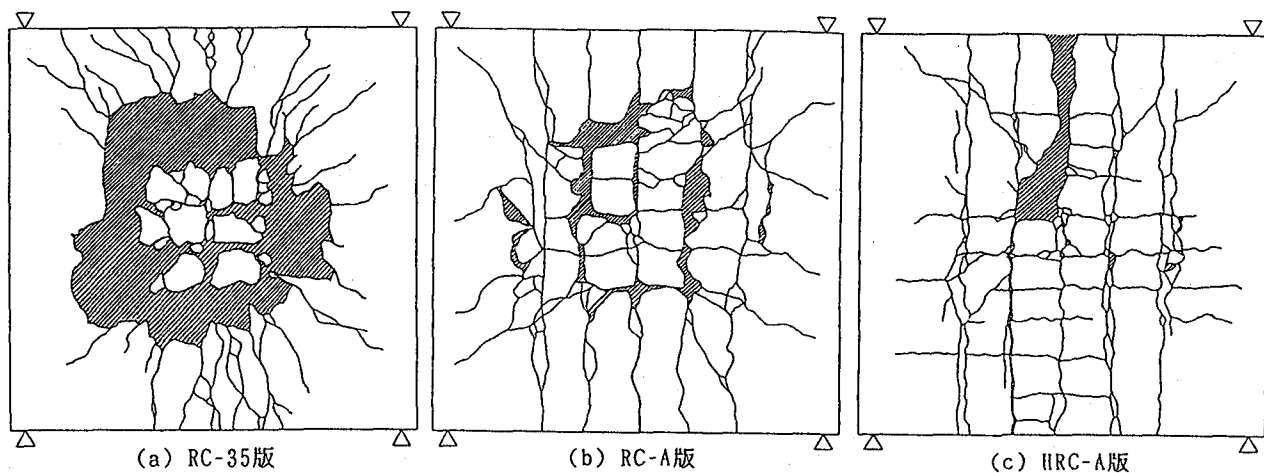


図21 コンクリート版裏面のひびわれ図

RC-35版と比較して裏面剥離もあまり発生していないことがわかる。この原因として、一つは実験前に版裏面に微小な乾燥収縮ひび割れが発生していたことがあげられる。また、もう一つの原因として、FRP筋は表面の樹脂が滑らかであり付着が期待できないが、各格子点において完全付着となっているため応力が格子点に集中しひび割れが発生、進展するのではないかと考えられる。また、FRP筋は連続繊維を樹脂で棒状に固めて形成されたものであるため曲げ強度およびせん断強度は低く、本実験においても連続繊維は載荷面の裏面付近で折れ曲がり、破断しているのが確認された。HRC-A版においては実験終了後、スパン中央のラインによって2つに折れてしまうという現象が生じている。

これらのことから、FRP筋を用いたコンクリート版は、衝撃作用を柔軟に受けとめ、また裏面剥離が少ないなどの優れた点を持っているといえる。しかし、最終的な破壊性状を検討した場合に、補強筋の破断が生じることや、コンクリート版が2つに折れるなど、版としての靱性に問題があると思われ、FRP筋の曲げ強度およびせん断強度の改善が必要であると考えられる。

3.2 3次元有限要素解析の解析精度の検証

3.2.1 解析条件

ここでは、各解析にコンクリートの引張軟化特性およびコンクリートと鉄筋間の付着特性を取り入れたものを用いる。ただし、衝撃実験で用いたFRP筋は格子状の構造をしており、主筋および配筋方向の連続繊維が交差している交点においてコンクリートとFRP筋との力の伝達は完全であると考え、FRP筋を用いたRC-A版～HRC-B版は完全付着として解析を行った。また、各種コンクリート版の材料特性は実験で用いたコンクリートおよび補強筋の一軸材料特性を用い、コンクリート版に作用する衝撃荷重は、重錘に設置した加速度計から求められた加速度に重錘の質量を乗じたものを用いている。また、入力条件として積層化非線形FEM解析では、FRP筋コンクリート版について実験前にすでに裏面に微小ひび割れが入っていたことから、最下層のコンクリート要素は初期にひび割れが入っているという条件を付けて解析を行った。また、

6面体要素を用いた3次元非線形FEM解析では、いずれのコンクリート版も健全な状態であるとして解析を行った。

3.2.2 積層化非線形有限要素解析の解析精度の検証

図22(a)～(c)に各種コンクリート版の衝撃荷重～版中央変位曲線の解析結果と実験結果の比較の一例を示す。これらの図から、積層化非線形FEM解析結果は本実験結果と比較的良好な精度で対応していると考えられる。しかし、衝撃荷重の第1ピークに対応する変位はいずれも解析値の方が実験値に比べて小さくなっており、これは解析結果は実験結果に比べ慣性の影響を大きく受けているためではないかと思われる。また、実験の際にコンクリート版の支点が微小ではあるが、衝撃作用によって瞬間的に移動したことも考えられる。

次に、衝撃荷重の第2ピーク後に表れる最大変位について、RC-35版では実験値と比較して解析値の方が大きくなっているが、FRP筋を用いたコンクリート版に関してはいずれも解析値の方が実験値に比べ小さくなっており、特にHRC-B版の差が大きい。この原因として、コンクリート版が衝撃荷重を受けた際に、格子状に編まれたFRP筋の各交点に応力が集中してひび割れの進展を早めるため、解析に比べ実験でのコンクリート版の剛性が低くなり最大変位が大きくなったと考えられる。また、解析でコンクリートとFRP筋間の付着を完全付着と仮定したこともこの原因の一つと考えられる。

図23は、RC-35版の各時間ステップ（各荷重段階）における版全体の立体的変形分布を示す。これより、衝撃荷重の第1ピーク時近傍までの衝撃作用初期には版中央に変形が集中する傾向がみられるがその後は版全体が大きいたわみ、曲げ変形が支配的となっている。このことは1回目の重錘落下による衝撃作用ではコンクリート版が十分な破壊状態に至っていないことを示すものである。コンクリート版が十分な破壊状態に至る場合には、RC-35版、RC-B版およびHRC-B版の3回目の重錘落下による衝撃荷重～変形曲線のように衝撃荷重の第1、第2ピークが明確には現れてこずに、第1ピーク後に衝撃荷重は緩やかに下がりながら大きく変形するような曲線になるものと考えられる。

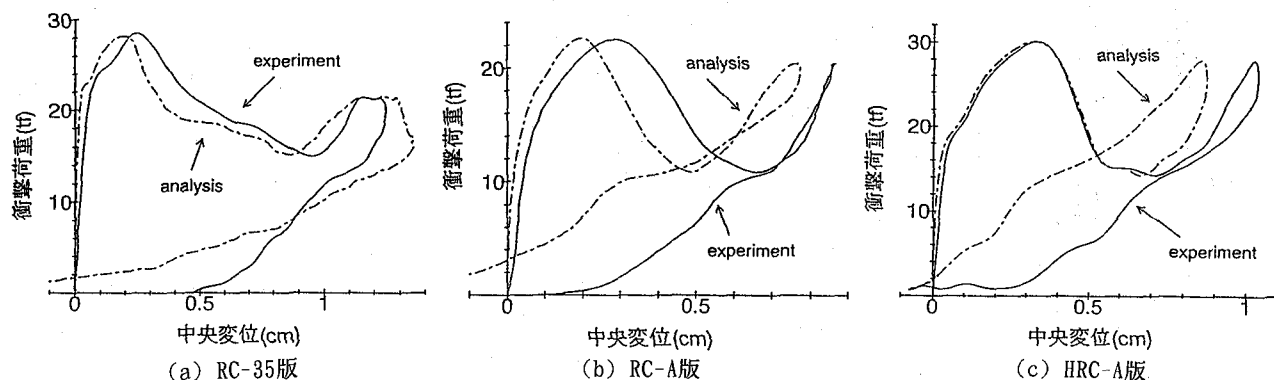


図22 衝撃荷重～版中央変位曲線

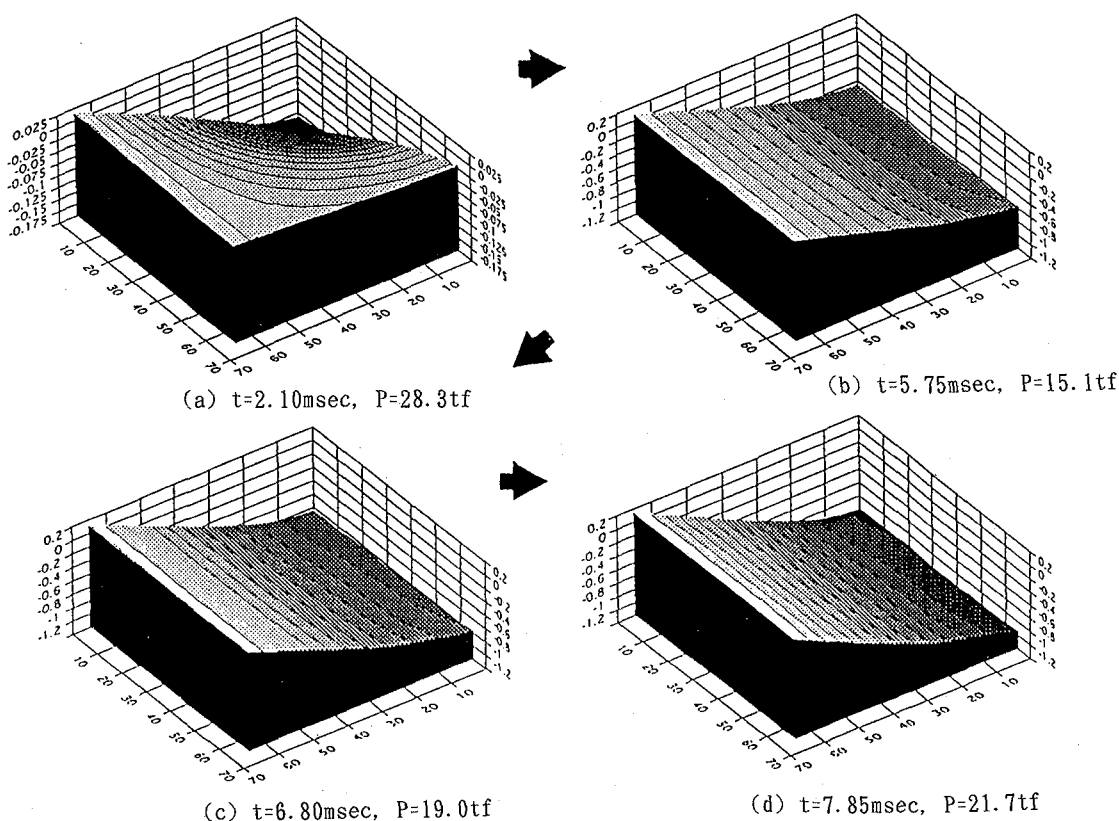


図23 RC-35版の立体変形分布 (1/4部分)

3.2.3 6面体要素を用いた3次元有限要素解析の解析精度の検証

図24に3次元FEM解析および実験におけるRC-35版の衝撃荷重～版中央変位曲線の比較を、図25にRC-35版の衝撃荷重の第1ピーク時までの変位分布を比較して示す。これらより、6面体要素を用いた3次元FEM解析による解析結果は、実験と比較して衝撃荷重の第1ピーク時から除荷段階まではよく一致しているものの、その後の挙動は一致しているとはいえない。この原因としては、本解析が荷重増分法を用いており、解析結果の除荷時における挙動を無視して負の荷重を作用させているため、除荷時およびその後の再載荷時において版の挙動と荷重との関係がアンバランスになっているためであると考えられる。また、本解析での供試体の要素分割は計算上の都合もあり多少粗く、各要素が解析精度向上にもっとも適した立

方体に比べて多少版状になっている。このため、解析上での応力およびひずみの要素間相互の伝達が完全ではなく、このような違いとなって現れたのではないかと考えられる。これらについては今後検討する予定である。

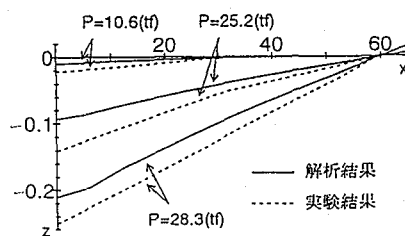


図25 RC-35版の変形分布

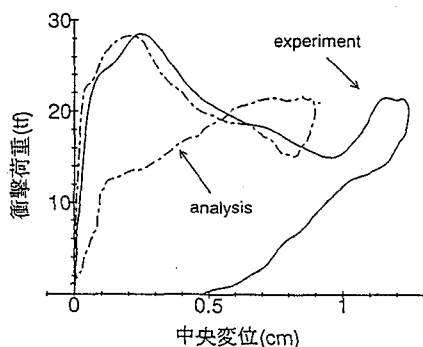


図24 衝撃荷重～版中央変位曲線 (RC-35版)

図26(a)～(d)にFRP筋を用いた各種コンクリート版の衝撃荷重～版中央変位曲線の衝撃荷重の第1ピークと除荷時までの解析と実験との比較を示す。積層化非線形FEM解析では、FRP筋を用いたコンクリート版に対しコンクリート版裏面にひび割れが入った状態で解析を行ったが、6面体要素を用いたFEM解析では健全な状態に対し解析を行っている。このため解析結果は、実験結果に比べ剛性が大きくなり変形量が小さくなったと思われる。また、衝撃荷重は非常に短い時間の間に作用するため、実験の際にコンクリート版を支える支柱にも衝撃作用が加わり微小ではあるが振動したと考えられ、この影響も解析値と実験値の差異に影響していると考えられる。しかし、コンクリート版の衝撃作用による破壊現象を対象とした場

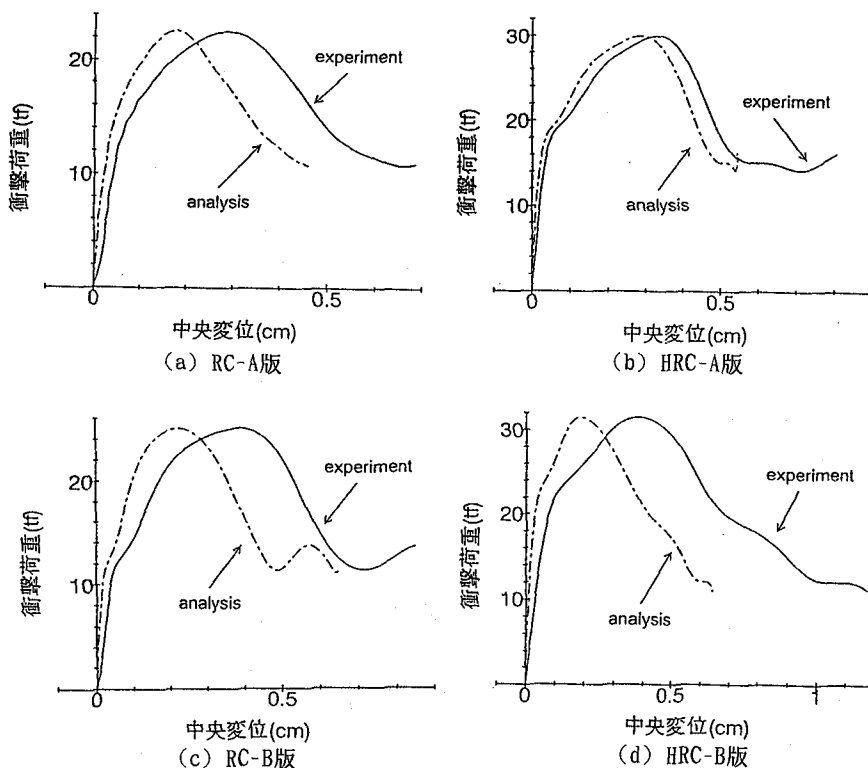


図26 衝撃荷重～版中央変位曲線

合、前述のように衝撃荷重の第1ピークあたりまでが重要となると考えられ、第2ピーク時の挙動はそれほど重要ではないと考えられる。従って、コンクリート版の衝撃破壊挙動を評価する場合には本解析法でも十分な精度が得られるものと考えられる。

3.3 まとめ

以上では、主にFRP筋を用いたコンクリート版に対する重錘落下衝撃実験について述べ、その実験結果を用いてコンクリートの引張軟化特性およびコンクリートと鉄筋間の付着特性を考慮した3次元FEM解析の解析精度の検証を行った。

その結果、まず、衝撃破壊実験では普通配筋RC版の衝撃破壊挙動と比較して、FRP筋コンクリート版のそれは、①衝撃荷重の載荷時からピーク時までの時間が長い、②ひび割れはFRP筋に沿って発生しやすく、裏面剥離が少ない、③破壊時において補強筋が破断するという現象が起こる等の特徴がみられた。

次に解析精度の検討であるが、積層化非線形FEM解析は除荷および再載荷を含めてよい精度が得られるようになったといえる。一方、6面体要素を用いた3次元FEM解析は、衝撃荷重の第1ピークと除荷付近まではよい精度と考えられるが、除荷の終了あたりから第2ピークにかけてはあまりよい精度とはいえない。しかし、衝撃作用によるコンクリート版の衝撃破壊挙動とその際の耐衝撃性の評価に関しては、第1ピークあたりまでが重要であると考えられるため、本解析で十分な精度を得ることができると考えられる。

4. 結論

本研究は、衝撃破壊挙動解析の精度向上に対して、コンクリートと鉄筋間の付着特性および、コンクリートのひび割れ発生後の引張軟化特性を導入することによって種々の検討を行った。また、コンクリート版の重錘落下実験を行い、FRP筋コンクリート版の衝撃破壊挙動の把握と、実験結果を用いて3次元有限要素解析の解析精度の検証を行った。本研究で得られた主要な結果を以下に要約する。

① 3次元FEM解析に適用したコンクリートの引張軟化特性およびコンクリートと鉄筋間の付着特性は、コンクリート版の衝撃破壊挙動において、ひび割れ発生後の剛性、ひび

割れ分布および変形分布に大きく影響し、これらの特性を考慮に入れることで解析結果を大きく改善することができることが確認された。

② FRP筋を用いたコンクリート版の衝撃破壊挙動は、普通鉄筋RC版のそれと比較して、衝撃荷重の載荷時から第1ピーク時までの時間が長く、またコンクリート版裏面のひび割れ性状が放射状に発達することが少ないなどの特徴が確認された。これらの実験結果を基に引張軟化特性および付着特性の2つの特性を考慮した3次元FEM解析結果の精度の検証を行った結果、比較的精度の良い結果が得られることが確認された。特に積層化非線形FEM解析では破壊後の除荷および再載荷においても精度よく実験をシミュレートできることがわかった。

参考文献

- 1) 土木学会：構造物の衝撃挙動と設計法，構造工学シリーズ6，1993.12.
- 2) King M. W. : Nonlinear Dynamic Analysis and Design Concepts for Concrete Structures subjected to Soft Impact Loads, 神戸大学大学院自然科学研究科博士論文, 1993.1.
- 3) 園田恵一郎, 小林治俊：兵庫県南部地震における土木構造物の地震衝撃破壊について，土木学会構造工学委員会衝撃問題研究小委員会資料, pp. 1-13, 1995.4.
- 4) Chen W. F., Han D. J. : Plasticity for Structural Engineers, Springer-Verlag, New York, pp. 345-405, 1988.
- 5) Bazant Z. P., Oh B. H. : Crack Band Theory for Fracture of Concrete, *Materiaux et Constr-uctions*, Vol. 16, No. 93, pp. 155-177, 1983.
- 6) Han D. J., Chen W. F. : Constitutive Modeling in Analysis of Concrete Structure, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113, No. 4, pp. 577-593, 1987.
- 7) Ngo D. and Scordelis A. C. : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, *ACI Journal*, pp. 152-168, 1967.
- 8) 黒正清治, 滝口克巳, 林静雄：異形鉄筋とコンクリートの付着に関する基礎的研究，日本建築学会大会論文概要集, pp. 1155-1156, 1974.
- 9) Mi-yamoto A., King M. W., Fujii M. : Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Slabs under Impulsive Loads, *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 4, pp. 411-419, 1991.
- 10) Dhett G. and Touzot G. 共著，福田収一監訳：最新有限要素法全解，(株)パーソナルメディア，1990.

(1995年9月18日受付)