

簡易動的解析法によるPCはりの動的終局変形の推定

A PREDICTION METHOD OF DYNAMIC ULTIMATE DEFORMATION OF PRESTRESSED CONCRETE BEAM
BY SIMPLIFIED ANALYTICAL METHOD

圓林榮喜^{*}, 香月智^{**}, 石川信隆^{***}, 太田俊昭^{****}

Hidenobu ENRIN, Satoshi KATSUKI, Nobutaka ISHIKAWA and Toshiaki OHTA

^{*} 工修 防衛大学校研究員 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)
^{**} 工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)
^{***} 工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)
^{****} 工博 九州大学大学院教授 都市環境工学専攻 (〒810-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

This paper presents a simplified prediction method of the dynamic ultimate deformation of the prestressed concrete (PC) beams subjected to high speed loading. First, the static and high speed loading tests were carried out for the four kinds of PC beams reinforced by circular spiral rebars. It was found that the circular spiral reinforcement was very effective in the static loading, but it was not effective in the high speed loading, because PC tendons were broken and the ultimate deformation became smaller. This brittle failure may be due to the larger bond stress between the PC tendons and the concrete under the high speed loading. Therefore, in order to clarify the experimental results, a simplified analytical method is developed by considering the strain rate effect of the bond strength. The predicted load and the ultimate deformation by the proposed method were in good agreement with the experimental results. Finally, this method is applied to predict the dynamic ultimate deformation of the unbond-prestressed concrete beam under high speed loading.

Keywords: high speed loading, prestressed concrete beam, ultimate deformation, bond-slip, unbond

1. 緒言

プレストレストコンクリート製ロックシェッド(以下, PCロックシェッド)が, 大規模な落石を受ける際に現れる限界状態はいろいろ考えられるが, ロックシェッド内の通過車両のための建築限界を直接的に侵すような致命的な破壊を招くものがある¹⁾. PCはりのPC鋼材が破断する限界状態もその一つで, PCはりの設計においては, PC鋼材の破断が先行することのないように断面設計が行われている²⁾. したがって, 圧縮側コンクリート部の破壊を先行させるように, またその破壊を遅らせてはりの曲げじん性を向上させるように圧縮側コンクリートをスパイラル筋によって補強する方法も提案されている³⁾. しかし, この方法は静的な荷重実験を背景として考案されたものであるため, 衝撃的荷重を受ける場合の適用性については未解明なままであった.

そこで著者らは, この方法の動的な荷重状態での効果を調べるために, スパイラル筋による圧縮側コンクリート補強を行っ

たPCはりに対して, 静的および高速荷重実験を行った⁴⁾. その結果, 静的荷重では予想したとおりPC鋼線は破断することなく, スパイラル筋で補強した供試体に曲げじん性の増加が見られた. しかし, 高速荷重実験ではすべての供試体においてPC鋼線の破断が先行し, そのじん性が静的荷重時に比べて約 2/3~1/2 小さくなることが認められた. このことは, 従来の静的設計でPC鋼線が破断しないように設計しても, 高速荷重時にはPC鋼線が破断する可能性があることを示したものである. この原因は, スパイラル筋による圧縮側コンクリートの補強方法が高速荷重時にはひずみ速度効果によって圧縮側コンクリートの強度をかえって増加させるため, 相対的に引張側のPC鋼線の破断を招く結果となったものと考えられる. また, 実験後のひび割れ状況の観察によると, 静的荷重時の方が高速荷重時よりもひび割れ分布が広く分散するためPC鋼線のすべりが高速荷重よりも大きくなるものと考え, PC鋼線とコンクリートとの付着の度合いを示す係数を, 静的荷重状態で

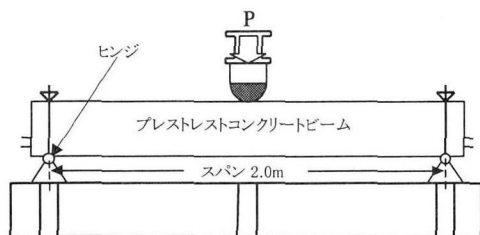


図-1 実験概要図

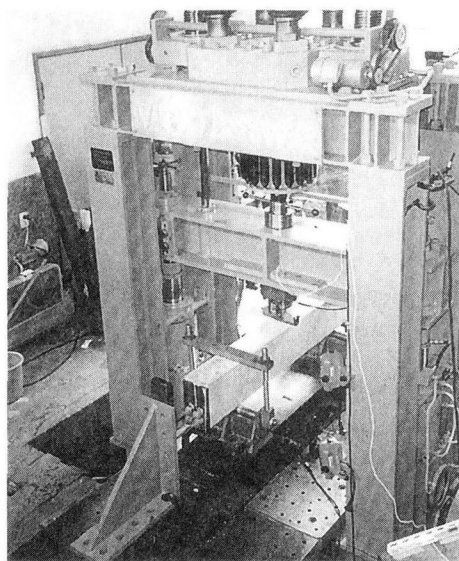


写真-1 高速載荷実験状況

は0.4(完全アンボンド状態では0, 完全付着状態では1.0), 高速載荷状態では0.9として終局限界を簡易に推定する手法⁹⁾を提案した。しかし, この係数の根拠が不明確であったため汎用性に欠けるという問題点があった。

そこで本研究は, 高速載荷を受けるPCはり部材の動的終局変形を推定するための簡易動的解析法を開発し, 実験結果との比較検討を行うとともに, アンボンドPCはりに対して応用するものである。すなわち, まず簡易動的解析法の解析モデルは, 簡略性と汎用性を鑑みて道路橋示方書⁹⁾でRC橋脚の耐震じん性評価に用いられている断面分割法をベースとして使用した。ただし, コンクリート, 鉄筋およびPC鋼線の弾塑性の構成則はそれぞれ修正 Popovics 式, バイリニア型およびトリリニア型の弾塑性モデルとしている。そのうえで, PC鋼線の付着すべりの判定とそのひずみ量の算定法を導入した。次に, 付着限界応力の動的増加係数を考慮した構成則を用いることにより, 載荷速度の違いがすべり領域の拡がりに及ぼす影響を評価できるよう工夫した。さらに, 本解析法の妥当性を検証するために, ①コンクリート, 鉄筋およびPC鋼線の応力～ひずみ関係にひずみ速度効果を考慮した場合の影響, ②付着限界応力の動的増加係数を用いた場合の影響などについて考察した。最後に, 付着すべり現象がPC鋼線の破断を遅らす原因であることが判明したため, この演繹的検証として

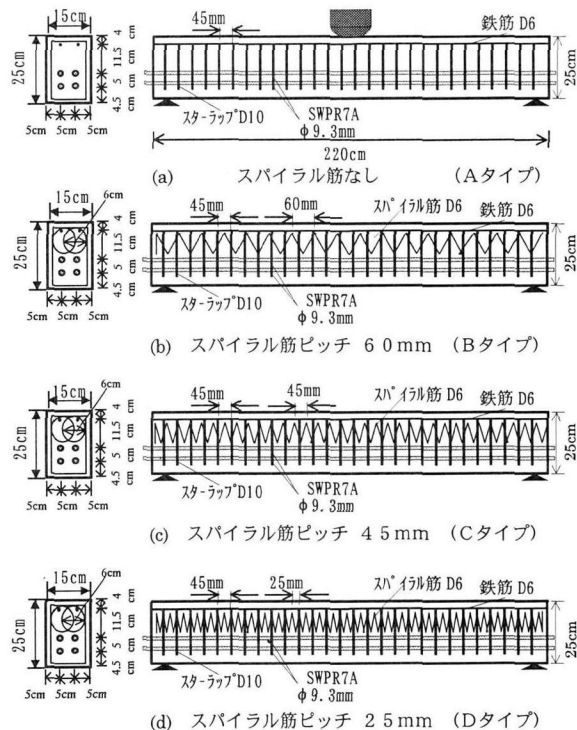


図-2 実験供試体 断面および寸法

表-1 材料の諸元

材料名	項目	数量
モルタル	水セメント比	0.47
	セメント (kg/m ³)	600
	水 (kg/m ³)	298
	細骨材 (kg/m ³)	1300
	圧縮強度 (N/mm ²)	39
PC鋼線	初期引張力 (kN/本)	66.6

のアンボンドPCはりの高速載荷実験を再度行い, 動的終局変形についても本手法によって推定可能であることを示した。

2. PCはり部材の静的・高速載荷実験の概要⁴⁾

2.1 実験要領

はり試験体は図-1に示すように回転可能な支持具で支間2mで支持した。載荷は先端が曲率半径5cmの鋼棒で製作した治具を用いて, はりの中央点に線荷重を静的および高速で載荷した。ここで, 高速載荷実験⁶⁾とは, はりを載荷アクチュエータに接触させたまま最大4m/sの一定速度で載荷し, はりの終局限界までの荷重および変位を測定できる実験で, はりの動的限界性能を調べるものである。実験状況を写真-1に示す。この高速変形速度4m/sは, 落石がサンドクッションを経てロックシェッド本体に作用するはりの変形速度(例えば, 重錘重量5tfが高さ5mから落下するときの最大変位速度は約170cm/s)⁷⁾に比較して極めて大きいものであるが, ここでは動的終局変形を条件的により厳しい載荷速度で調べることにした。

2.2 供試体

準備した供試体は, 従来の設計技術²⁾でじん性が高いと

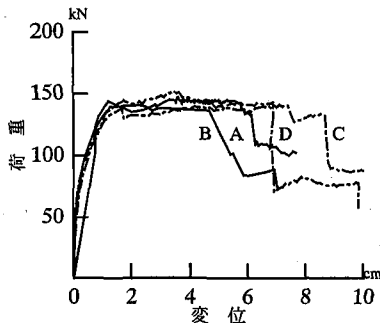


図-3 静的荷重時荷重～変位関係

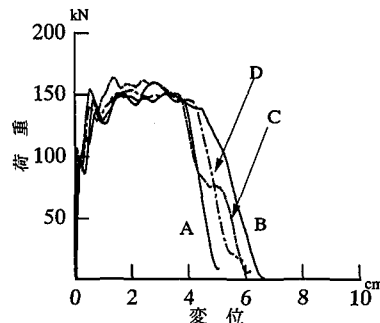


図-4 高速荷重時荷重～変位関係

	静的荷重実験	高速荷重実験
A なし		
B 60 mm		
C 45 mm		
D 25 mm		

図-5 破壊形態

される鋼材指数 $q=0.275$ の断面である供試体(Aタイプ)を基準として、これに円形スパイラル筋を粗から密に配したB, C, Dタイプの図-2に示す計4種類である。ちなみに、 q が0.3より充分に小さい場合にはPC鋼線が挙げて破断するためじん性が小さく、一方、 q が0.3より大きい場合には、PC鋼線は弾性にとどまって圧縮側コンクリートのみが破壊に至るためじん性が小さくなると言われている²⁾。 q が0.3より小さく0.3に近い場合にはPC鋼線の降伏と圧縮側コンクリートの圧壊が同時に進行するため、大きなじん性が得られると考えられている。この場合には圧縮側コンクリートの軟化領域の勾配によって終局限界の変形能が支配されるため、スパイラル筋を圧縮側に導入することによって軟化勾配を緩やかにし、静的にはPCはりの終局限界変形を伸ばすことができる⁷⁾。表-1に供試体の材料諸元を示す。なお、本来ならば材料としてコンクリートを用いるべきであるが、本実験では主としてPC鋼線やスパイラル筋が部材の耐力および変形性能に及ぼす効果を調べるため、また、供試体寸法が小さいことや材料の強度のばらつきを押さえるために、コンクリートの代わりにプレミックスタイプの無収縮モルタルを用いた。

2.3 実験結果

図-3に静的荷重実験による荷重～変位関係を示す。すべての供試体において耐力が一定のまま変形のみが増加する安定した弾塑性挙動が観察され、スパイラル筋による補強効果が認められる。すなわち、CとDタイプの終局変位は、期待どおり無補強のAタイプに比し約20～40%伸びており、曲げじん性が増加している。しかし、BタイプはAタイプよりも小さく、これは供試体材料のばらつきの影響も考えられるが、鈴木ら⁸⁾の示すスパイラル筋効果限界($S/D \leq 0.7$)よりもスパイラル筋ピッチ間隔が広すぎた(Bタイプ $S/D = 1.0$)ことにも帰因している。一方、図-4に示す高速荷重実験では、すべての供試体とも約4cm程度の変位量で耐力が低下しており、スパイラル筋による補強効果は見られず、静的荷重に比し約1/3～1/2小さいじん

性となっている。図-5に各供試体の実験終了後のひび割れ状況および破壊形態を示す。これより、静的荷重ではPC鋼線は降伏しているものの、その破断は見られず最終的に圧縮側モルタルの圧壊によって破壊している。また、引張側には多数の曲げひび割れが観察され、ひび割れ近傍に存在するPC鋼線まわりの付着すべりが広く分散していることが推定される。一方、高速荷重実験ではすべての供試体においてPC鋼線に破断が生じており、この破断点が図-4に示した終局変位に対応している。また、高速荷重では引張側のひび割れ分布が荷重点近傍の狭い範囲に集中していることが観察され、PC鋼線の付着すべりはあまり生じていないと推定される。すなわち、高速荷重状態では、スパイラル筋補強をしないAタイプにおいても圧縮側コンクリートがひずみ速度効果によって強度が増加するため、相対的に引張側のPC鋼線が弱くなり破断し易くなる。したがって、圧縮側をスパイラル筋で補強するB, C, Dタイプの場合はさらに圧縮側を強くすることになり、かえって引張側のPC鋼線の破断を早めることになる。よって、高速荷重状態では、圧縮側をスパイラル筋で補強する方法はあまり効果がないといえる。

3. 解析法

3.1 解析モデル

ここでは、静的および高速荷重に対するPCはりの終局変位を推定できる簡易解析法の開発をめざす。まず静的荷重においてPC鋼線まわりの付着すべりがPCはり部材の曲げじん性に大きな影響を及ぼしていると考えられるので、解析手法はこれを考慮できることが必要である。次に、高速荷重では荷重点を急激に加速することによる変形モードの影響(慣性力によって曲げ変形が中央部に集中すること)を考慮できることおよび材料のひずみ速度効果についても考慮できる解析法が必要である。ここでは、設計における性能評価という観点から簡略化されたモデルとして、道路橋示方書⁹⁾で鉄筋コンクリート橋脚の非線形曲げ耐力評価に用いられている断面分割法のモ

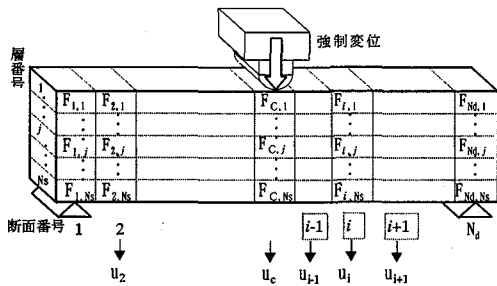


図-6 解析モデル

モデルを拡張してその解析を試みることとした。すなわち、図-6に示すようにはりを軸方向に分割したうえで各断面要素を水平方向に分割する。分割された要素は、はり軸直角方向の変形のみ生ずるものとし、はり方向への分割断面にはすべり領域のPC鋼線を除いて平面保持が成立するものとする。このような仮定に基づくと、図-6に示すようにはり軸方向に分割された要素群を代表するたわみ変位 u_i 方向のみを考慮したはり要素モデルとして解析が可能である。

3.2 解析基本式

(1) 運動方程式

図-6に示す解析モデルの動的な力のつり合い条件は次式のように表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{D}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_K(\mathbf{u}) = \mathbf{P} \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{M}$: 質量マトリックス、 $\ddot{\mathbf{u}}$: 加速度ベクトル、 $\mathbf{D}$: 減衰マトリックス、 $\dot{\mathbf{u}}$: 速度ベクトル、 $\mathbf{F}_K(\mathbf{u})$: 剛性抵抗力ベクトル、 $\mathbf{P}$: 節点外力ベクトル

以下に、これらの各値の算出法について記すこととする。

(2) 質量マトリックス、減衰マトリックスおよび外力ベクトル

質量マトリックス $\mathbf{M}$ は、隣接する要素のたわみ変位 u_i, u_{i+1} の間に生ずる回転慣性力の影響を考慮した分布質量マトリックスを用い、次式によって与えられる⁹⁾。

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3}m_{12} & \frac{1}{6}m_{12} & & & & \\ \frac{1}{6}m_{12} & \frac{m_{12}+m_{23}}{3} & \frac{1}{6}m_{23} & & & \\ & \frac{1}{6}m_{23} & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & \frac{1}{6}m_{n-2,n-1} \\ 0 & & & \frac{1}{6}m_{n-2,n-1} & \frac{m_{n-2,n-1}+m_{n-1,n}}{3} & \frac{1}{6}m_{n-1,n} \\ & & & & \frac{1}{6}m_{n-1,n} & \frac{1}{3}m_{n-1,n} \end{bmatrix} \quad (2)$$

ここで、 $m_{i,j}$ ははり断面方向への連続する要素 $i, j (=i+1)$ の重心間における質量 $(= (m_i + m_j)/2)$ 。

減衰マトリックス $\mathbf{D}$ については、Reileigh 減衰の考え方に基づいて、はりの変形に伴う周辺空気の粘性の影響は小さいと

考え、粘性減衰マトリックスを無視した次式によって表わされる。

$$\mathbf{D} = \beta_R \cdot \mathbf{K}_e \quad (3)$$

ただし、 β_R : 構造減衰定数 (ここでは第1次固有周期の5%に相当する $\beta_R = 5.0 \times 10^{-3} \text{sec}$ を用いた。)、 $\mathbf{K}_e$: 断面分割法によって求まる初期弾性応答域での構造剛性マトリックス。

式(1)を変位、速度、加速度および外力が既知量(添字D)として与えられる項と未知量(添字F)として与える項に分類すると次式となる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{DD} & \mathbf{M}_{DF} \\ \mathbf{M}_{FD} & \mathbf{M}_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_D \\ \ddot{\mathbf{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{D}_{DD} & \mathbf{D}_{DF} \\ \mathbf{D}_{FD} & \mathbf{D}_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_D \\ \dot{\mathbf{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{F}_{KD}(\mathbf{u}_D) \\ \mathbf{F}_{KF}(\mathbf{u}_F) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_F \\ \mathbf{P}_D \end{bmatrix} \quad (4)$$

ここで、変位、速度、加速度間にニューマーク β 法の積分関係を適用すると $\ddot{\mathbf{u}}_D, \dot{\mathbf{u}}_D, \mathbf{u}_D$ のすべてが既知項となることを考慮して、下段の式を未知項(左辺)と既知項(右辺)に整理すると次式が得られる。

$$\mathbf{M}_{FF}\ddot{\mathbf{u}}_F + \mathbf{D}_{FF}\dot{\mathbf{u}}_F + \mathbf{F}_{KF}(\mathbf{u}_F) = \mathbf{P}_D - \mathbf{M}_{FD}\ddot{\mathbf{u}}_D - \mathbf{D}_{FD}\dot{\mathbf{u}}_D - \mathbf{F}_{KF}(\mathbf{u}_D) \quad (5)$$

式(5)の未知数 $\ddot{\mathbf{u}}_F, \dot{\mathbf{u}}_F, \mathbf{u}_F$ は、ニューマーク β 法の時間積分と連立することによって反復陰解法を用いて解くことができる。この結果、 $\ddot{\mathbf{u}}_F, \dot{\mathbf{u}}_F, \mathbf{u}_F$ も既知となるため、改めて上段の式より、未知の外力ベクトル $\mathbf{P}_F$ が次式によって求められる。

$$\mathbf{P}_F = \mathbf{M}_{DD}\ddot{\mathbf{u}}_D + \mathbf{M}_{DF}\ddot{\mathbf{u}}_F + \mathbf{D}_{DD}\dot{\mathbf{u}}_D + \mathbf{D}_{DF}\dot{\mathbf{u}}_D + \mathbf{F}_{KD}(\mathbf{u}_D) + \mathbf{F}_{KF}(\mathbf{u}_F) \quad (6)$$

本解析では、両節点 ($i=1, N_d$) において $u_i = 0$ 、中央の強制変位点 ($i=N_c$) において時々刻々の速度 (V_c : 式(30)参照) が既知項として与えられる。よって、強制変位に伴う載荷外力 P_c が式(6)のベクトル $\mathbf{P}_F$ の要素として得られる。

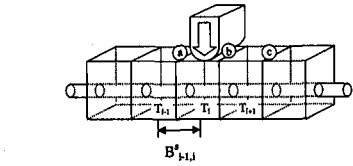
(3) 断面分割法による各材料のひずみの算定

式(1)における抵抗力ベクトル $\mathbf{F}_K(\mathbf{u})$ の算定においては、①ひずみ速度による材料構成則、②断面力の釣り合いの照査(中立軸アンバランス)、③PC鋼線の破断、④すべり領域での平面保持の除外などが考慮される必要がある。そこで本研究では、断面分割法に基づいて時々刻々の各材料のひずみを以下のような変形適合条件および構成則を用いて求める。

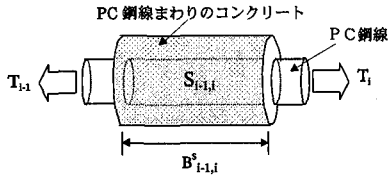
a) コンクリートおよび圧縮鉄筋のひずみ

まず、連続する3つの要素を用いて要素 i の左右境界平面の相対回転変形量 θ_i が次式によって求められる。

$$\theta_i = \frac{u_i - u_{i-1}}{(\ell_i + \ell_{i-1})/2} - \frac{u_{i+1} - u_i}{(\ell_i + \ell_{i+1})/2} \quad (7)$$



(a) はりの分割要素とすべり判定領域 $B_{i-1,i}^s$



(b) 付着力と引張力の関係

図-7 はり要素の分割とすべり判定領域の設定

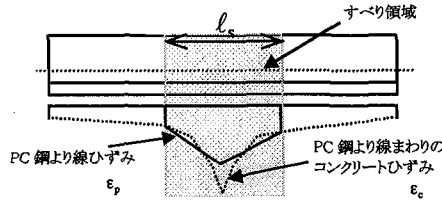


図-8 すべり領域におけるひずみ分布

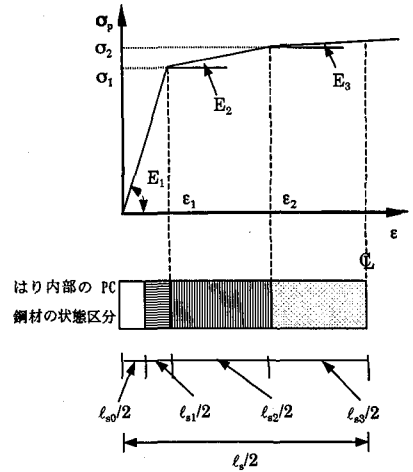


図-9 すべり領域のPC鋼材の弾塑性状態区分

ここで, u_{i-1}, u_i, u_{i+1} :それぞれ要素 $i-1, i, i+1$ の変位量,
 l_{i-1}, l_i, l_{i+1} :それぞれ要素 $i-1, i, i+1$ の長さ.

分割要素内における曲率が一定であると仮定すると, 要素 i の曲率 ϕ_i が次式によって与えられる.

$$\phi_i = \frac{\theta_i}{l_i} \quad (8)$$

よって, コンクリート要素および圧縮鉄筋のひずみが平面保持の仮定に基づきそれぞれ次式によって求められる.

$$\varepsilon_{cij} = (x_{ij} - x_i^{(N)})\phi_i + \varepsilon_{c0ij} \quad (9a)$$

$$\varepsilon_{sij} = (x_{ij} - x_i^{(N)})\phi_i + \varepsilon_{s0ij} \quad (9b)$$

ここで, ε_{cij} : i 断面/層のコンクリートひずみ, ε_{sij} : i 断面/層の鉄筋ひずみ, x_{ij} : i 断面/層のはり上縁からの距離, $x_i^{(N)}$: i 断面のはり上縁から中立軸までの距離, $\varepsilon_{c0ij}, \varepsilon_{s0ij}$:それぞれ i 断面/層におけるコンクリートと鉄筋の初期プレストレス力によるひずみ

b) 完全付着状態のPC鋼線のひずみ

ボンドPCはりのPC鋼線のひずみは, コンクリートとの付着が充分であり, 平面保持の仮定に従うものとして次式によって算出される.

$$\varepsilon_{pij}^{(B)} = (x_{ij} - x_i^{(N)})\phi_i + \varepsilon_{pc0ij} \quad (10)$$

ここで, ε_{pc0ij} : i 断面/層におけるPC鋼線の初期プレストレス力によるひずみ

c) 付着すべり領域のPC鋼線ひずみ

(a) すべり判定

図-7 に示すように, 離散化されたはりの隣接する2要素 $i-1, i$ の間にすべり判定領域 $B_{i-1,i}^s$ を設けると, 付着力 $S_{i-1,i}$ とPC鋼線の引張力の差との間には, 次の力の釣り合い条件式が成立する.

$$S_{i-1,i} = T_i - T_{i-1} \quad (11)$$

ここで, T_{i-1}, T_i :それぞれ $i-1, i$ 要素におけるPC鋼線の引張力, $S_{i-1,i}$: $B_{i-1,i}^s$ 領域に生ずる付着力.

式(11)に完全付着状態を仮定したPC鋼線の引張力を代入すると, 完全付着に必要な付着力 $S_{i-1,i}$ が求まり, これを用いて付着状態は次の2つの状態に分類される.

① 完全付着状態

$$S_{i-1,i} < S_{Dmax} \quad (12a)$$

② すべり状態

$$S_{i-1,i} \geq S_{Dmax} \quad (12b)$$

ただし, S_{Dmax} : 動的限界付着力であり, 次式によって与えられる.

$$S_{Dmax} = \alpha_D S_{smax} \quad (13)$$

ここで, α_D : 動的限界付着倍率, S_{smax} : 静的限界付着力.

この動的限界付着力とは, 鉄筋やPC鋼材などに急激な引抜き力(押込力)を与えた場合に得られる限界付着力のことで, 倍率 α_D は静的な場合に比して増加する倍率のことである. 石本ら¹⁰⁾は鉄筋の動的限界付着力が静的の 1.8~2.0 倍, Mindessら¹¹⁾は, PC鋼材の限界付着力が静的の 2.0~3.0 倍になると指摘している. 本研究では, これらを参考としてひずみ速度 10^0 で $\alpha_D = 2.0$ として用いることにした. また, 静的限界付着力 S_{smax} は, 島・周ら¹²⁾により提案する限界付着応力に基づき, 次式により求めることとした.

$$S_{smax} = \tau_c \cdot b \cdot \ell_{i-1} = 0.9(f'_c)^{2/3} \cdot b \cdot \ell_{i-1} \quad (14)$$

ここで, τ_c : 静的限界付着応力, b : PC鋼線の周長, ℓ_{i-1} : 付着要素長, f'_c : コンクリート圧縮強度.

さて, 式(12a)の完全付着状態のときのPC鋼線のひずみは, 式(10)によって決定されるが, 式(12b)のすべり状態のときは,

PC鋼線のひずみと引張力が以下のように修正されることになる。

まず、連続するいくつかの領域が、式(12b)よりすべり領域と判定されて、その全長を ℓ_s とすると、図-8に示すように領域内部のPC鋼線と周辺コンクリートのひずみ分布が異なることとなるが、全伸び量は一致しなければならない。すなわち、

$$\Delta\ell_{cpc} = \int_0^{\ell_s} \varepsilon_p dl = \int_0^{\ell_s} \varepsilon_c dl = \Delta\ell_{cc} \quad (15)$$

ただし、 ℓ_s :すべり領域の長さ、 ε_p :PC鋼線ひずみ、 ε_c :PC鋼線まわりのコンクリートひずみ、 $\Delta\ell_{cpc}$ 、 $\Delta\ell_{cc}$:すべりが生じている領域内でのPC鋼線の伸び量、およびPC鋼線まわりのコンクリートの伸び量。

ところで、PC鋼線の応力～ひずみ関係は、一般に図-9に示すようになるので、このすべり領域内ではPC鋼線のひずみがはり軸方向で図-8のように対称であると仮定して、PC鋼線の弾塑性状態に應ずる区分長に分類される。すなわち、

$$\begin{aligned} \int_0^{\ell_s} \varepsilon_p dl &= \int_0^{\ell_{s0}} \frac{\sigma_p}{E_1} dl + \int_0^{\ell_{s1}} \frac{\sigma_p}{E_1} dl + \\ &\int_0^{\ell_{s2}} \left(\frac{\sigma_p - \sigma_1}{E_2} + \varepsilon_1 \right) dl + \int_0^{\ell_{s3}} \left(\frac{\sigma_p - \sigma_2}{E_3} + \varepsilon_2 \right) dl = \Delta\ell_{cc} \end{aligned} \quad (16)$$

ただし、 σ_p :PC鋼線の応力、 E_1, E_2, E_3 :それぞれPC鋼線の弾性、弾塑性、塑性領域の剛性係数、 ℓ_{s0} :全すべり領域の中で部分的に付着している領域の長さ、 ℓ_{s1} :PC鋼線が弾性ですべりを生じている領域の長さ、 ℓ_{s2} :PC鋼線が弾塑性領域ですべりを生じている領域の長さ、 ℓ_{s3} :PC鋼線が塑性領域ですべりを生じている領域の長さ、 ε_1 :PC鋼線の降伏ひずみ、 ε_2 :PC鋼線の塑性ひずみ。

さらに、すべりを生じている領域($\ell_{s1}, \ell_{s2}, \ell_{s3}$)では、式(11)からPC鋼線の引張力の勾配が動的限界付着力に等しくなるように次式が成立する。

$$\frac{dT}{dx} = A_{pc} \cdot \sigma_p = \alpha_D 0.9 (f_c')^{2/3} \cdot b \quad (17)$$

ただし、 A_{pc} :PC鋼線の断面積、 dx :PC鋼線の軸方向微小距離。

よって、式(16)、(17)を $\ell_{s0}, \ell_{s1}, \ell_{s2}, \ell_{s3} \geq 0$ の条件のもとで連立して解くことにより、すべり領域内のPC鋼線のひずみおよび応力分布が決定される。

(4) 断面分割法によるはりの抵抗力ベクトル $\mathbf{F}_K(\mathbf{u})$ の算定

上記で得られた各材料のひずみをもとに、次項に述べるそれぞれの材料ごとの応力～ひずみ曲線を用いて、各層ごとのコンクリート、鉄筋およびPC鋼線の応力を求めることによって、断面内の圧縮合力 C_i と引張合力 T_i が次式によって求められる。

$$C_i = \sum_{j=1}^{n_{ci}} \sigma_{cij} A_{cij} + \sum_{j=1}^{n_{si}} \sigma_{sij} A_{sij} \quad (18a)$$

$$T_i = \sum_{j=n_{ci}+1}^{n_s} \sigma_{cij} A_{cij} + \sum_{j=n_{ci}+1}^{n_s} \sigma_{pcij} A_{pcij} \quad (18b)$$

ただし、 σ_{cij} : i 断面/層のコンクリート応力度、 A_{cij} : i 断面/層のコンクリート要素断面積、 σ_{sij} : i 断面/層の鉄筋応力度、 A_{sij} : i 断面/層の鉄筋要素面積、 σ_{pcij} : i 断面/層のPC鋼線の応力度、 A_{pcij} : i 断面/層のPC鋼線の要素面積、 n_{ci} :圧縮側のひずみを生ずる層の数、

ところで、式(18a, b)で求められる C_i 、 T_i は断面内の力のつり合い条件によって等しくならなければならない。すなわち、断面内の力のつり合いを得る中立軸の位置 $x_{opt}^{(N)}$ は、最適化の一手法である黄金分割法を用いて求められる。すなわち、

$$C_i(x_{opt}^{(N)}) = T_i(x_{opt}^{(N)}) \quad (19)$$

ただし、 $x_{opt}^{(N)}$: i 断面のはり上縁からの最適中立軸位置。最終的に、 i 断面に生ずるモーメント M_i は次式によって与えられる。

$$M_i = C_i(x_{opt}^{(N)}) \cdot Z_i = T_i(x_{opt}^{(N)}) \cdot Z_i \quad (20)$$

ここで、 Z_i : i 断面内の圧縮合力 C_i と引張合力 T_i の距離。

よって、式(20)の各要素ごとのモーメント M_i を用いて、 i 要素の抵抗力 F_{ki} は次式によって与えられる

$$\begin{aligned} F_{ki} &= -\frac{2}{\ell_{i-1} + \ell_i} M_{i-1} + \left(\frac{2}{\ell_{i-1} + \ell_i} + \frac{2}{\ell_i + \ell_{i+1}} \right) M_i \\ &\quad - \frac{2}{\ell_i + \ell_{i+1}} M_{i+1} \end{aligned} \quad (21)$$

以上より、はり全体に対する F_{ki} が求められ、これがはりの抵抗力ベクトル $\mathbf{F}_K(\mathbf{u})$ となる。

(5) ひずみ速度を考慮した材料の構成則

a) コンクリート

コンクリートの応力～ひずみ関係の基本形は、高橋¹³⁾の提案した修正 Popovics 式を用いた。

$$\sigma_c = \sigma_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \cdot \frac{n}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^n} \quad (\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cm}) \quad (22a)$$

$$\sigma_c = \sigma_{cm} \cdot \frac{(\varepsilon_u - \varepsilon_c)}{(\varepsilon_u - \varepsilon_{cm})} \quad (\varepsilon_c > \varepsilon_{cm}) \quad (22b)$$

ただし、 $n = 0.57 \times 10^{-2} \times \sigma_{cm} + 1$ 、

σ_{cm} :コンクリートの最大圧縮応力、 ε_c :コンクリートのひずみ、 ε_{cm} :コンクリートの最大圧縮応力時ひずみ、 ε_u :コンクリ

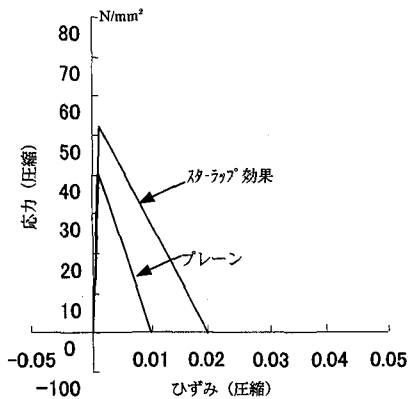


図-10 スターラップの横拘束効果を考慮した
コンクリートの応力～ひずみ関係

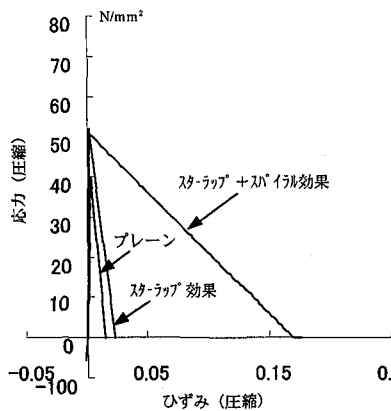


図-11 スパイラル筋の横拘束効果を考慮した
コンクリートの応力～ひずみ関係

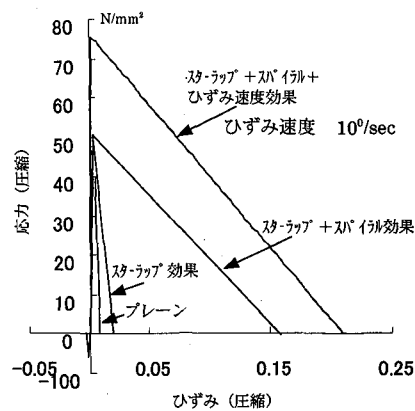


図-12 ひずみ速度効果とスパイラル筋の効果を
同時に考慮したコンクリートの応力～ひずみ関係

ートの破壊ひずみ(軟化領域の終了点で応力0となる点)。

引張応力に関しては、最大圧縮応力の10分の1まで圧縮と対称的に取り扱い、これを超過するひずみについては、応力を0とした。

さて、式(22a,b)中の標準的な値 σ_{cm} , ϵ_{cm} , ϵ_u は、スターラップ、スパイラル筋の拘束効果およびひずみ速度効果を考慮することによって以下のように変更される。まず、スターラップによる拘束効果は、次式のように表される¹³⁾。

$$\sigma_{cmst} = \sigma_{co} \cdot \left(1 + P_w \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{co}} \right) \quad (23a)$$

$$\epsilon_{cmst} = \epsilon_{co} \cdot (1 + Ce) \quad (23b)$$

$$\epsilon_{ust} = 5 \cdot (1 + Ce)^2 \cdot \epsilon_{co} \quad (23c)$$

$$\text{ただし、} P_w = \frac{(V_s + V_w)}{(S_{pw} \cdot A_{pw})}, \quad Ce = \frac{1333}{2} \cdot P_w \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{co}}$$

σ_{cmst} : スターラップ効果考慮後のコンクリートの最大圧縮応力, σ_{co} : プレーンコンクリートの最大圧縮応力, σ_y : 鉄筋降伏点, ϵ_{cmst} : スターラップ効果考慮後のコンクリートの最大圧縮応力時ひずみ, ϵ_{co} : プレーンコンクリートの最大圧縮応力時ひずみ, ϵ_{ust} : スターラップ効果考慮後のコンクリートの破壊ひずみ, V_s : スターラップ間の鉄筋体積 (cm³), V_w : スターラップ鉄筋の体積 (cm³), S_{pw} : スターラップ間隔 (cm), A_{pw} : スターラップ内の断面積 (cm²).

図-10に $\sigma_{co}=40\text{N/mm}^2$ のプレーンコンクリートをピッチ4.5cmでスターラップ(SD10)で拘束した場合の応力～ひずみ関係を示す。

次に、スパイラル筋の拘束効果は、鈴木ら³⁾の研究を参考に次式のように書き表せる。

$$\sigma_{cmsp} = \sigma_{cmst} \cdot (1 + CI) \quad (24a)$$

$$\epsilon_{cmsp} = \epsilon_{cmst} \cdot \left\{ 1 + 10 \cdot \left(\frac{240}{\sigma_{co}} \right) \cdot CI \right\} \quad (24b)$$

$$\epsilon_{usp} = \epsilon_{ust} \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{K_c} \right\} \quad (24c)$$

$$\text{ただし、} CI = 4.41 \cdot \frac{P_s \cdot \sigma_y}{\sigma_{co}} \cdot \left(1 - 1.24 \frac{S}{D} \right),$$

$$P_s = \frac{2 \cdot A_{sp}}{D \cdot S},$$

$$K_c = K_0 \cdot \left\{ \left(\frac{S}{D} \right)^2 + \frac{1}{1 + 25CI \left(\frac{240}{\sigma_{co}} \right) \left(\frac{1}{1 - 1.24(S/D)} \right)} \right\}$$

σ_{cmsp} : スパイラル筋による拘束効果後のコンクリートの最大圧縮応力, ϵ_{cmsp} : スパイラル筋による拘束効果後のコンクリートの最大圧縮応力時のひずみ, ϵ_{usp} : スパイラル筋による拘束効果後の破壊ひずみ, A_{sp} : スパイラル筋断面積, σ_y : 鉄筋降伏点応力, S : スパイラル筋ピッチ, D : スパイラル径, K_0 : プレーンコンクリートの軟化勾配係数。

図-11に、D6のスパイラル筋を6cmの径で、ピッチ2.5cmで補強した場合のコンクリートの応力～ひずみ関係を示す。

最後に、コンクリートのひずみ速度効果は、高橋ら¹³⁾の研究を参考に次式によって算定した。

$$\sigma_{cm} = \sigma_{cmsp} (1.49 + 0.268 \cdot \log \dot{\epsilon} + 0.035 (\log \dot{\epsilon})^2) \quad (25a)$$

$$\epsilon_{cm} = \epsilon_{cmsp} (1.24 + 0.053 (\log \dot{\epsilon})) \quad (25b)$$

$$\epsilon_u = \epsilon_{usp} \quad (25c)$$

図-12にスターラップおよびスパイラル筋の拘束効果を考慮したうえで、ひずみ速度効果を考慮したコンクリートの応力～ひずみ関係を示す。

b) 鉄筋の応力～ひずみ関係

鉄筋の応力～ひずみ関係は、高橋ら¹³⁾の提案したひずみ速度効果を考慮した実験式を用いて、次式によって与えられるものとした。

$$\sigma_s = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{ys}} \sigma_{ys} \quad (\epsilon_s < \epsilon_{ys}) \quad (26a)$$

$$\sigma_s = \sigma_{ys} + (\sigma_{us} - \sigma_{ys}) \cdot \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{ys})}{(\varepsilon_{us} - \varepsilon_{ys})} \quad (\varepsilon_{ys} \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{us}) \quad (26b)$$

ここで、 σ_s :鉄筋の応力、 ε_s :鉄筋のひずみ、 ε_{ys} :鉄筋の降伏ひずみ、 σ_{ys} :鉄筋の降伏応力、 ε_{us} :鉄筋の引張強度時のひずみ、 σ_{us} :鉄筋の引張強度。

これらのパラメータは、ひずみ速度の影響を考慮して、次式によって与えられる。

$$\sigma_{yusd} = \sigma_{yss} (10^{\bar{\beta}} + 0.993) \quad (27a)$$

$$\sigma_{ylsd} = \sigma_{yss} (1.202 + 0.04 \cdot \log \dot{\varepsilon}) \quad (27b)$$

$$\sigma_{usd} = \sigma_{uss} (1.172 + 0.037 \cdot \log \dot{\varepsilon}) \quad (27c)$$

$$\varepsilon_{flsd} = \varepsilon_{flss} (1.044 + 0.013 \cdot \log \dot{\varepsilon}) \quad (27d)$$

$$\text{ただし } \bar{\beta} = 0.3796 \cdot \log \dot{\varepsilon} - 0.2579$$

ここで σ_{yusd} :動的上降伏点、 σ_{ylsd} :動的下降伏点、 σ_{yss} :静的引張強度、 σ_{usd} :動的引張強度、 σ_{uss} :静的引張強度、 ε_{flsd} :動的破断ひずみ、 ε_{flss} :静的破断ひずみ。

図-13 に鉄筋の応力～ひずみ関係に及ぼすひずみ速度効果の一例を示す。

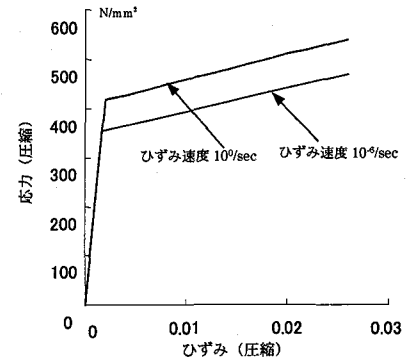


図-13 ひずみ速度効果を考慮した鉄筋の応力～ひずみ関係

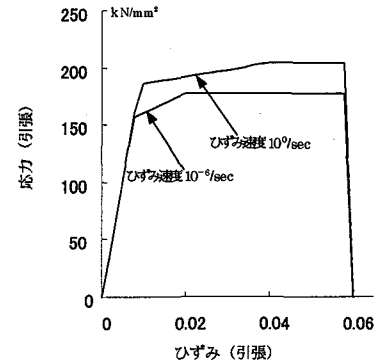


図-14 ひずみ速度効果を考慮したPC鋼線の応力～ひずみ関係

c) PC鋼線の応力～ひずみ関係

PC鋼線の応力～ひずみ関係は、園田ら¹⁴⁾によって提案された図-14に示すような3段階の弾塑性挙動として次式のように表した。

$$\sigma_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{yp}} \sigma_{yp} \quad (\varepsilon_p < \varepsilon_{yp}) \quad (28a)$$

$$\sigma_p = \sigma_{yp} + (\sigma_{up} - \sigma_{yp}) \cdot \frac{(\varepsilon_p - \varepsilon_{yp})}{(\varepsilon_{up} - \varepsilon_{yp})} \quad (\varepsilon_{yp} \leq \varepsilon_p < \varepsilon_{up}) \quad (28b)$$

$$\sigma_p = \sigma_{up} \quad (\varepsilon_{up} \leq \varepsilon_p \leq \varepsilon_{fp}) \quad (28c)$$

$$\sigma_p = 0 \quad (\varepsilon_p \geq \varepsilon_{fp}) \quad (28d)$$

ここで、 σ_p :PC鋼線の応力、 ε_p :PC鋼線のひずみ、 ε_{yp} :PC鋼線の降伏ひずみ、 σ_{yp} :PC鋼線の降伏応力、 ε_{up} :PC鋼線の引張強度時のひずみ、 σ_{up} :PC鋼線の引張強度、 ε_{fp} :PC鋼線の破断ひずみ。

これらのパラメータは、園田ら¹⁴⁾の提案したひずみ速度の影響を考慮した次式によって与えた。

$$\sigma_{ypd} = \sigma_{yps} (1.155 + 0.082 \cdot \log \dot{\varepsilon} + 0.009 (\log \dot{\varepsilon})^2) \quad (29a)$$

$$\sigma_{upd} = \sigma_{ups} (1.141 + 0.084 \cdot \log \dot{\varepsilon} + 0.011 (\log \dot{\varepsilon})^2) \quad (29b)$$

$$\varepsilon_{yp} = \sigma_{yp} / E \quad (29c)$$

$$\varepsilon_{up} = \varepsilon_{ups} \cdot \frac{(10 + \log \dot{\varepsilon})}{10} \quad (29d)$$

$$\varepsilon_{fp} = 0.06 \quad (29e)$$

ここで、 σ_{ypd} 、 σ_{upd} 、 ε_{upd} :それぞれPC鋼線の動的降伏応力、

動的引張強度、引張強度時のひずみ、 σ_{yps} 、 σ_{ups} 、 ε_{ups} :それぞれPC鋼線の静的降伏応力、静的引張強度、静的引張強度時のひずみ、 E :PC鋼線のヤング係数

(6) 解析手順

以上の基本式に基づいて、解析は Newmark β 法の反復陰解法を用いて解析する。解析の流れを図-15に示す。本解析は、すべり領域判定および、材料非線形などの多重の分岐を伴う計算であるので、図-15に示すように、はり方向各断面要素内における中立軸位置および、はり全体の加速度分布に対する二重の収束計算をくり返す処理となる。

4. 解析結果と考察

4.1 解析条件

解析は、前述した実験結果についてシミュレーションを試みるが、その際、各供試体に共通して、表-2に示す条件を用いた。また、はり中央の荷点速度の時刻歴関数を次式のように与えた。なお、実験ではモルタルを用いているが、モルタルの構成則はコンクリートと同一と仮定して行うことにする。

$$V_c = 7.8 \times 10^6 t^2 \quad (0 \text{ ms} < t \leq 3 \text{ ms}) \quad (30a)$$

$$V_c = 43500 t - 60 \quad (3 \text{ ms} < t \leq 10 \text{ ms}) \quad (30b)$$

$$V_c = 375 \quad (t > 10 \text{ ms}) \quad (30c)$$

ただし、 V_c :はり中央点の変位速度 (cm/s)。

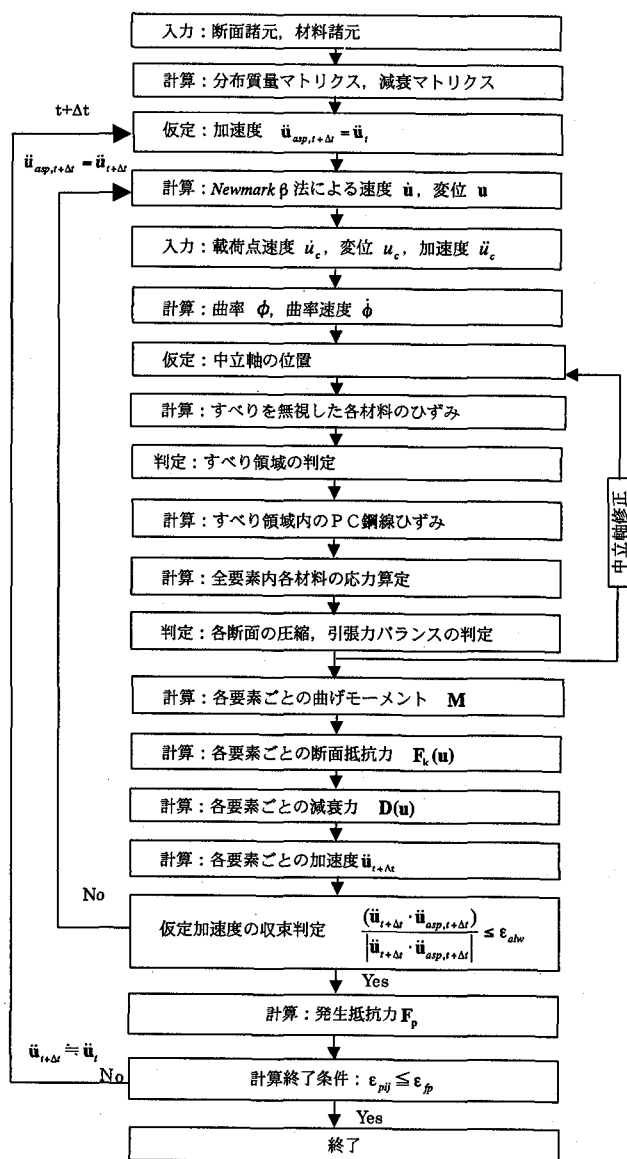


図-15 すべりを考慮した動的解析のフロー

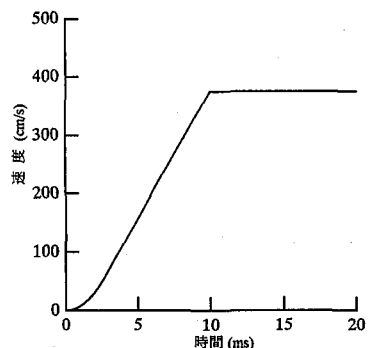


図-16 高速載荷におけるボンドPCはり(2m)の載荷点速度～時間関係

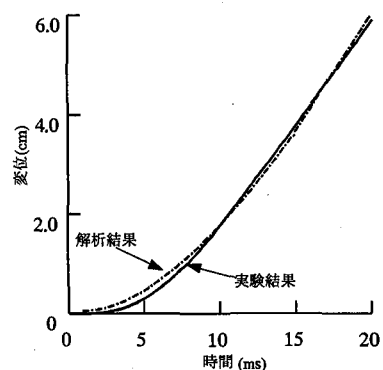


図-17 高速載荷におけるボンドPCはり(2m)の載荷点変位～時間関係

表-2 解析に用いた入力条件

はり分割数	10	モルタル圧縮強度 (N/mm ²)	39.0
断面分割数	25	鉄筋降伏点(N/mm ²)	343.
はり幅(cm)	15.	鉄筋引張強度 (N/mm ²)	500.
はり高さ(cm)	25.	鉄筋破断ひずみ	0.25
スパン(cm)	200.	PC鋼線引張強度 (N/mm ²)	1740.
はり質量(kg)	185.	初期プレストレス (k N/本)	66.6
時間増分 Δt (sec)	1.0×10^{-6}	PC鋼線破断ひずみ	0.06
構造減衰定数 β (sec)	5.0×10^{-5}	動的限界付着倍率 α_p	2.0

これを用いて得られる載荷点速度～時間関係は図-16 のようになり、これを積分して得られる変位～時間関係は図-17 のようになり実験結果とほぼ一致している。数値計算では、この図-16 を既知量として式(5)、(6)に用いている。

4.2 解析結果

すべりの影響を考察する前に、すべりを無視して慣性力による曲げ変形の中央集中効果の影響を考察したが、本実験では、載荷速度が定常状態に達するため、その効果は小さく、実験の破壊モードの変化を説明できないことがわかった。そこですべりの影響を考慮した解析を行い、考察を進める。図-18

に解析で得られたAタイプの荷重～変位関係を実験結果と比較して示す。これより、図-18(a)に示す静的載荷の場合は最大耐力はやや実験値より小さいが、モルタル圧壊による破壊モードとその終局変位を良好にシミュレートできていることが認められる。一方、図-18 (b)に示す高速載荷時の場合は最大耐力がやや小さいが、PC鋼線の破断という破壊モードならびに終局変位を良くシミュレートできていることがわかる。

図-19 には、静的載荷時の中央点変位 0.6cm、2.0cm、6.5cm におけるPC鋼線ひずみ分布およびすべり領域を示す。すなわち、まず図-19(a)の中央点変位 0.6cm では、すべり領域が生じ、その長さは $\ell_s=66$ cmであった。また、すべりが生じてい

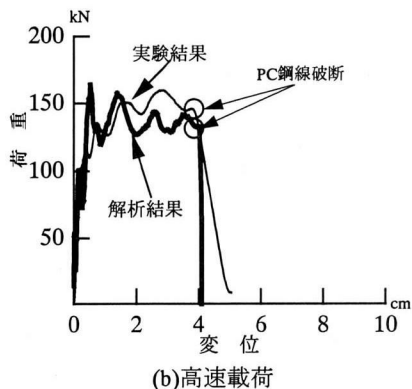
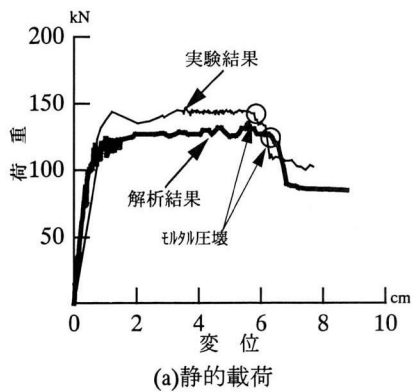


図-18 Aタイプの荷重～変位関係

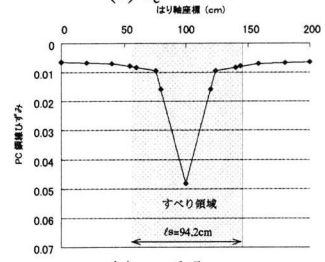
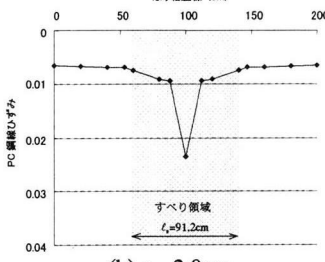
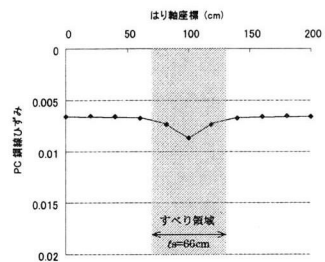


図-19 Aタイプの静的荷重時のすべり領域の広がりとPC鋼線ひずみ分布

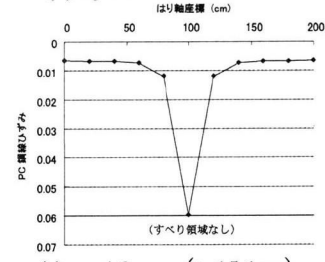
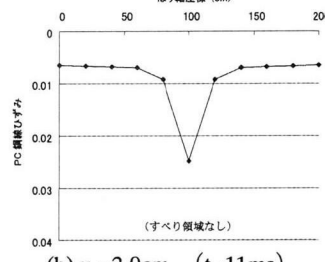
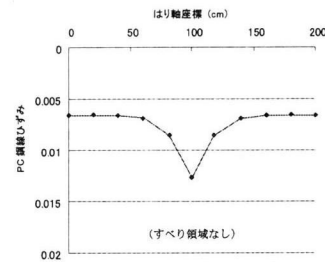


図-20 Aタイプの高速荷重時のすべり領域の広がりとPC鋼線のひずみ分布

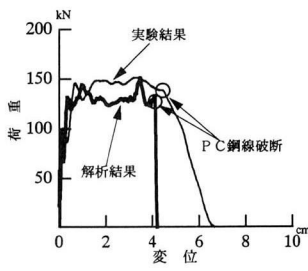
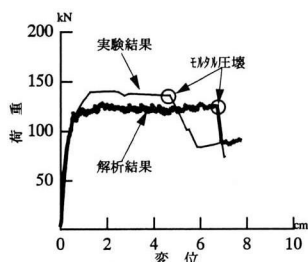


図-21 Bタイプの荷重～変位関係

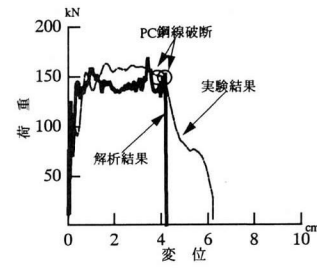
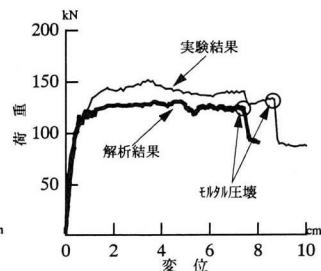


図-22 Cタイプの荷重～変位関係

表-3 各供試体に対する実験結果と解析結果との比較

供試体	荷重速度	実験結果			解析結果		
		耐力(kN)	終局変位(cm)	破壊モード'	耐力(kN)	限界変位(cm)	破壊モード'
Aタイプ	静的	146	6.3	モルタル圧壊	125	6.5	モルタル圧壊
	高速	161	3.8	PC鋼線破断	136	4.2	PC鋼線破断
Bタイプ	静的	139	4.9	モルタル圧壊	122	6.8	モルタル圧壊
	高速	154	4.6	PC鋼線破断	136	4.2	PC鋼線破断
Cタイプ	静的	139	8.9	モルタル圧壊	127	7.2	モルタル圧壊
	高速	164	4.0	PC鋼線破断	145	4.2	PC鋼線破断
Dタイプ	静的	143	7.5	モルタル圧壊	132	7.5	モルタル圧壊
	高速	154	4.3	PC鋼線破断	146	4.2	PC鋼線破断

るため荷重点中央でのひずみが完全付着状態の場合(図-20(a))に比較し緩和されていることがわかる。次に、図-19(b)の中央点変位 2.0cm では、すべり領域が現れその長さは $l_s = 91.2 \text{ cm}$ に達している。図-19(c)は、図-18(a)の○印で示し

た終局状態と一致するものであるが、ここではすべり領域 $l_s = 94.2 \text{ cm}$ となり、その中央点でのPC鋼線の最大ひずみは $\epsilon_{pc} = 0.048$ であり、破断ひずみの6%に達していない。すなわち、PC鋼線は破断しないでモルタルの圧壊により終局限界となってい

る。ここで図-19(b)のようにすべりが生じた後も中央点にひずみが集中して大きくなるのは、以下の理由による。つまり、PC鋼材のすべりが発生すると、図-19(a)のように、その領域内でひずみは緩和される。しかし、一旦PC鋼材が降伏してしまうと、すべり領域は大幅には拡大せず、載荷点部にひずみが集中することになる。これは、図-9 に示すように同じ付着力を発生させるのに、弾性領域では微小なひずみですむが、PC鋼材が塑性化すると大きなひずみが発生するためである。

一方、図-20 に示す高速載荷時でのシミュレーション結果では、図-20(a), (b), (c)のいずれの状態においても、すべり領域は発生せず完全付着の状態となっている。このため、 $u_c=4.2\text{cm}$ で中央点でのPC鋼線のひずみは破断ひずみ6%に達して破断することがわかる。

次に、BタイプおよびCタイプの荷重～変位関係を図-21 および 22 に示す。これより、まず静的載荷時については、解析結果の耐力がわずかに実験結果よりも小さくなっている。これは、解析に使用したスパイラル筋の横拘束効果によるモルタル圧縮強度の増加が、実際よりも小さかったためと考えられる。また、解析結果の終局変位は実験結果に比べ、Bタイプでは約 38%、Cタイプでは約 20%の違いが生じている。しかし、静的解析結果の破壊モードはいずれもモルタル圧壊で、実験結果と一致している。

一方、高速載荷時の解析結果では、耐力については静的載荷同様わずかに実験結果よりも小さくなっているが、終局変位は実験結果とほぼ等しい結果となり、PC鋼線の破断という破壊モードについても実験結果と一致している。

さらに、表-3 にすべての実験結果に対するシミュレーションの結果を示す。解析結果の耐力については、実験値と約 15% 以内の値となった。終局限界変位については、BおよびCタイプの静的載荷時を除き、良くシミュレートできている。また、破壊モードについてはすべての実験結果と一致しており、極めて良好にシミュレートできることがわかる。

5. アンボンドPCはりへの適用

前述のように、静的載荷時においてPC鋼線の付着すべりが終局変位に対して大きな影響を及ぼしていることが判明したので、これにヒントを得て付着すべりの全く生じないアンボンドPCはりがじん性の増加を期待できると考えた。また提案手法もこれを良くシミュレートできる必要がある。そこで、図-23 に示すようなアンボンドPCはりおよび同一条件でのボンドPCはりを別途作製して高速載荷実験を行った。図-24 に高速載荷実験結果の荷重～変位関係を示す。ボンドPCはりが変位 2.5cm でPC鋼線が破断に達して終局限界に達するのに対し、

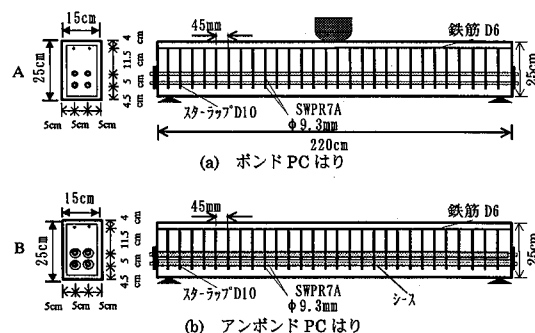


図-23 ボンドおよびアンボンドPCはりの断面および寸法

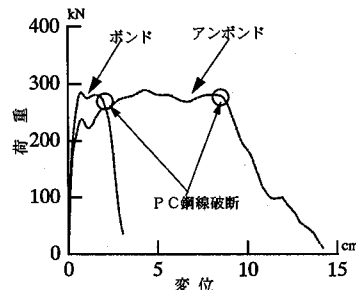


図-24 高速載荷時のアンボンドPCはりおよびボンドPCはりの荷重～変位関係(実験結果)

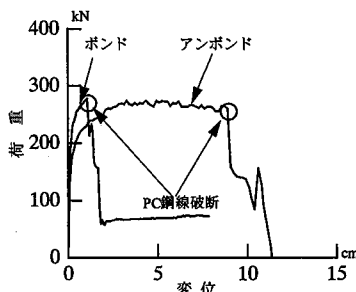
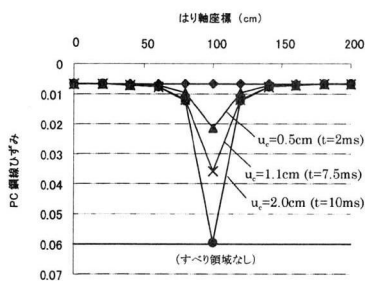
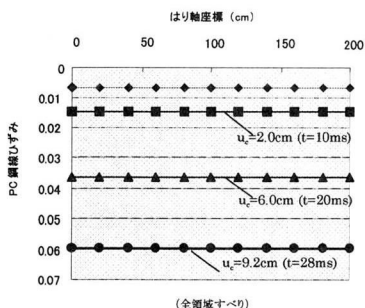


図-25 高速載荷時のアンボンドPCはりおよびボンドPCはりの荷重～変位関係(解析結果)

アンボンドPCはりでは約 9cm まで終局変位が伸び、約3倍のじん性向上が得られることがわかった。図-25 には、提案手法を用いてこれらの実験結果をシミュレートした場合の荷重～変位関係を示す。解析は、ボンドの場合の終局変位が約 2.2cm となり、実験結果よりやや過小に評価するものの、アンボンドの場合では、実験結果とほぼ等しい約 9.2cm と良くその終局変位とPC鋼線の破断モードを推定していることがわかる。図-26 には、高速載荷時のボンドPCはりアンボンドPCはりのPC鋼線のひずみ分布を比較して示す。ボンドPCはりではすべり領域が全く存在せず、ひずみ分布が中央に集中するのに対し、アンボンドPCはりでは、全領域を付着力0としたすべり領域として解析するため、はり全体で均一なひずみ分布が得られる。このため、同一中央点変位に対して最大ひずみは相対的に小さくなり、破断ひずみの6%に対し大きな中央点変位 ($u_c=9.2\text{cm}$) によってのみ到達可能となる。すなわち、PC鋼線が破断し難くなることがわかる。



(a)ボンドPCはり



(b)アンボンドPCはり

図-26 高速載荷時のボンドPCはりおよびアンボンドPCはりのひずみ分布(解析結果)

6. 結言

本研究は、PCはり部材に対する高速載荷実験を行ったうえで、PC鋼線の付着すべりとひずみ速度効果を考慮したPCはり部材の動的終局変形解析法を提案したものである。本研究の成果を要約すると以下のようになる。

(1) 静的実験ではスパイラル筋による補強効果が得られるが、高速載荷時にはその効果を期待できないことが確認された。

(2) 従来の断面分割法に基づくPCはり部材の動的応答解析法に、コンクリート、鉄筋およびPC鋼線のひずみ速度効果を考慮した応力～ひずみ関係を導入したうえで、PC鋼線のすべり効果を考慮した解析法へと改良した。この際、高速変形時には限界付着強度の増加を考慮できる動的限界付着倍率を導入した。

(3) 本解析手法により、静的載荷時および高速載荷時の異なる破壊モードおよび終局変位をいずれも良好にシミュレートできることが認められた。また、静的載荷時にはPC鋼線のすべり領域の拡がりによりじん性を増加させ、高速載荷時には、すべり領域が生ぜずPC鋼線のひずみが載荷点部に集中している状態も推定できることがわかった。

(4) 付着すべりの影響にヒントを得て、アンボンドPCはりの高速載荷実験およびシミュレーション解析を試みた結果、アンボンドPCはりには、高速載荷時においても非常に大きなじん性を

示し、その終局変位がボンドPCはりの約3倍に達することが認められた。また、提案手法はこれを良くシミュレートできることもわかった。

以上、本解析手法は、静的および高速載荷を受けるPCはりの終局変位の推定に対し、有効であることが判明した。さらに、本法は橋脚のような片持ちはり的なPC構造へも応用が可能と思われる。しかし、ここで用いた動的限界付着倍率などの値については未だ不明な点が多いので、今後この点に関してより詳細な実験的検討を行う予定である。

謝 辞：

本研究を行うにあたり、実験においては日本サミコンの小林一隆氏、解析においては当時防衛大学校学生の下山一貴氏のご援助を受けた。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 川上英男：ロックシェットの崩壊機構，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12, No. 2, pp. 701～706, 1990年6月。
- 2) 渡辺明他：新体系土木工学3 4 プレストレストコンクリートの力学，pp. 51～52, 1989年9月。
- 3) 鈴木計夫，中塚信 他：円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの補強及び変形特性，「材料」，第34巻，第376号，pp. 33～39, 1985年1月。
- 4) 圓林栄喜，小林一隆，香月智，石川信隆：高速載荷時の円形スパイラル筋で補強したPCはりの弾塑性挙動に関する一考察，構造工学論文集，Vol. 42A, pp. 1235～1246, 1996年3月。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp. 119～161, 1996年12月。
- 6) 土木学会：構造工学シリーズ 6 構造物の衝撃挙動と設計法，pp. 39～40, 1993年12月。
- 7) 佐藤昌志，今野久志，岸徳光，渡部敏：実規模PC覆工の衝撃破壊実験，第4回構造物の衝撃問題に関するシボジウム講演論文集，pp. 271～276, 1998年6月。
- 8) 鈴木計夫，中塚信 他：プレストレスト鉄筋コンクリートはり部材の終局限界点とその特性，コンクリート構造物の靱性とその評価法に関する研究論文集，pp. II 193～204, 1988年3月。
- 9) 川井忠彦：マトリックス法振動および応答，コンピュータによる構造工学講座 I-4-B, pp. 128～129, 1971年2月。
- 10) 石本陽一，島弘：鉄筋とコンクリートの付着応力～すべり関係に及ぼす載荷速度の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15, No. 2, pp. 129～134, 1993年6月。
- 11) X. Ye, N. Wang, S. Mindess : Effect of Loading Rate and Support Conditions on The Mode of Failure of Prestressed Concrete Railroad Ties Subjected to Impact Loading, Cement and Concrete Research, Vol. 24, pp. 1286-1298, 1994.
- 12) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力～すべり関係，土木学会論文集，第378号/V-6, pp. 165～174, 1987年2月。
- 13) 高橋芳彦，大野友則 他：衝撃を受ける鉄筋コンクリートはりの弾塑性挙動に及ぼすひずみ速度効果，構造工学論文集，Vol. 37A, pp. 1567～1580, 1991年3月。
- 14) 園田佳臣，小林直行 他：ひずみ速度効果を考慮したPCはり部材の動的曲げ耐力と変形性能，構造工学論文集，Vol. 38A, pp. 1455～1465, 1992年3月。

(1998年9月18日受付)