

(13) プレストレスによって連結された土中埋め込み型 プレキャストコンクリートガードフェンスの 衝撃応答解析

IMPACT RESPONSE ANALYSIS OF THE PRECAST CONCRETE GUARDFENSE
BURIED INTO THE SOIL AND CONNECTED BY PRESTRESSING

小林一隆*・香月智**・石川信隆***・太田俊昭****

Kazutaka KOBAYASHI, Satoshi KATSUKI, Nobutaka ISHIKAWA and Toshiaki OHTA

*日本サミコン株式会社 技術部研究開発課 (〒950新潟市弁天橋通1-8-23)

**工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239横須賀市走水1-10-20)

***工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239横須賀市走水1-10-20)

****工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (〒239福岡市東区箱崎6-10-1)

キーワード: プレキャストコンクリートガードフェンス, 衝撃応答解析, ばね-質点系モデル
(precast concrete guardfense, impact response analysis, spring-lumped mass model)

1. 緒言

近年, 建設省土木研究所を中心にプレキャストコンクリートガードフェンス(以下, PGFと呼ぶ)の実車衝突実験が行われており¹⁾, その性能や効果に関する実験的評価が進められている. 一方, 筆者らは土中型PGFの単体に関する衝撃模型実験と衝撃応答解析²⁾, またPC鋼棒によって連結されたPGFの衝撃模型実験³⁾と衝撃応答解析⁴⁾を行ってきた. その結果, PGF単体の挙動は衝突速度が速くなると, 平行移動よりも回転変位が卓越することが認められ, また地盤ばね-質点系モデルを用いた衝撃応答解析により, 実験結果を比較的よくシミュレートすることも確認した. さらに, 2次元の剛体-ばねモデルを用いた解析により, 連結されたPGFの水平方向移動量をほぼシミュレートすることができた. しかし, さらに最大および残留移動量を正確に把握するためには, 回転変位を加味した3次元解析を行う必要がある.

本研究は, 上記の研究結果を踏まえて, PC鋼棒で連結した土中型PGFの衝撃挙動を3次元的に解析しようとしたものである. すなわち, 解析は地盤および連結用PC鋼棒をばねに置き換え, PC鋼棒による復元力を逐次加味して連結されたPGFの1個1個の断面方向の挙動とPGF全体の平面方向の挙動を交互に解析し, これより立体的な挙動を表現しようとしたものである. これらの計算結果を模型衝撃実験結果と比較することにより, 本解析法の妥当性を検証した.

2. 解析方法

2.1 解析モデル

解析に用いたPGFの形状寸法を図-1に示す. また, 模型実験の概要を図-2に示す. 図-3に解析モデルの概要図を示す. PGFは, 模型実験において衝撃時に測定された本体の引張ひずみが最大で70 μ 程度であり, 限界値の200 μ に対して小さいことや, またクラックも発生していないことから1質点の剛体としてモデル化した. 模擬衝突車両は模型実験においてコンクリート塊を用いたが, 実車両の緩衝性能を表現するために衝突点に発泡スチロールを

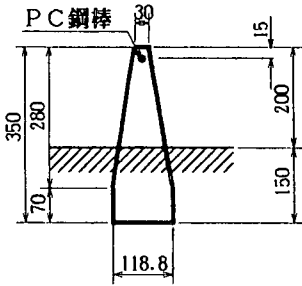


図-1 供試体の形状寸法

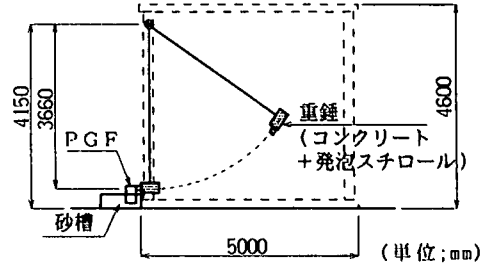
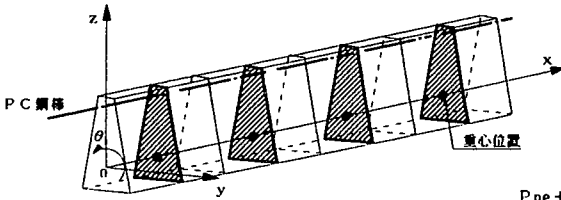
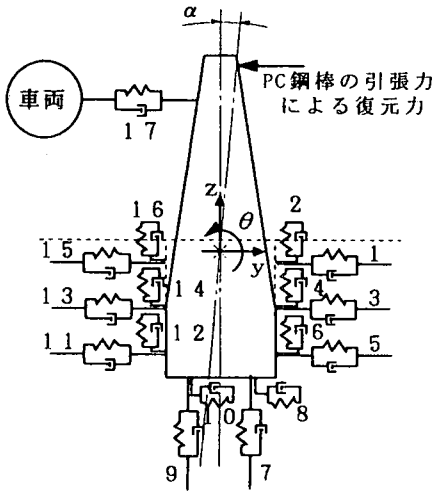
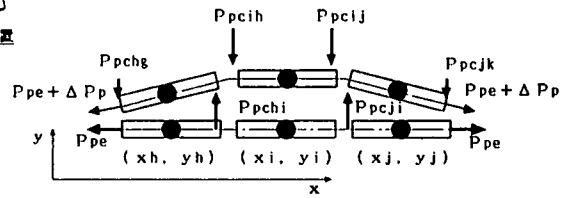


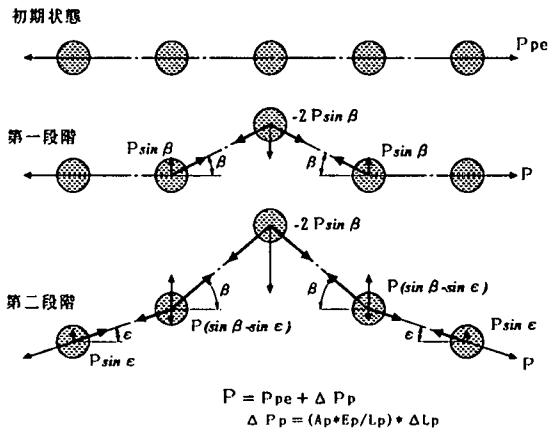
図-2 模型実験の概要



(a) 全体概要図



(b) 断面方向の解析モデル



(c) 平面方向の解析モデル (PC鋼棒の復元力)

図-3 解析モデルの概要図

装着させた。したがって、車両の衝突荷重は、発泡スチロールを局部ばねと局部ダッシュポットとしてモデル化することによって、PGFに作用させるものとした。また、埋戻しに用いた砂は、図-3(b)のように圧縮方向のみに働くばねとダッシュポット、PGFとの間に作用する摩擦抵抗を表現するせん断ばねとダッシュポットにそれぞれモデル化した。また、連結用のPC鋼棒は図-3(c)のように鋼棒の軸線方向に働くばねとした。

2.2 計算手順および基本式

図-3(a)のPGF 1個のy, z軸に関する解析は、マトリックス法を用いたウィルソンθ法を用いて以下の手順で行った。まずある時刻tにおいて単体PGFがαだけ回転した変形後の状態を考えると、モデル車両と土中式PGFの

$$\begin{bmatrix} \Delta\delta_1 \\ \Delta\delta_2 \\ \Delta\delta_3 \\ \Delta\delta_4 \\ \Delta\delta_5 \\ \Delta\delta_6 \\ \Delta\delta_7 \\ \Delta\delta_8 \\ \Delta\delta_9 \\ \Delta\delta_{10} \\ \Delta\delta_{11} \\ \Delta\delta_{12} \\ \Delta\delta_{13} \\ \Delta\delta_{14} \\ \Delta\delta_{15} \\ \Delta\delta_{16} \\ \Delta\delta_{17} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & H_1 \\ 0 & -\sin\alpha & -\cos\alpha & -\frac{L}{2} \\ 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & H_2 \\ 0 & -\sin\alpha & -\cos\alpha & -\frac{L}{2} \\ 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & H_3 \\ 0 & -\sin\alpha & -\cos\alpha & -\frac{L}{2} \\ 0 & -\sin\alpha & -\cos\alpha & -\frac{L}{4} \\ 0 & -\cos\alpha & \sin\alpha & -H_y \\ 0 & -\sin\alpha & -\cos\alpha & \frac{L}{4} \\ 0 & -\cos\alpha & \sin\alpha & -H_y \\ 0 & -\cos\alpha & \sin\alpha & -H_3 \\ 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & -\frac{L}{2} \\ 0 & -\cos\alpha & \sin\alpha & -H_2 \\ 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & -\frac{L}{2} \\ 0 & -\cos\alpha & \sin\alpha & -H_1 \\ 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & -\frac{L}{2} \\ \cos\alpha & -\cos\alpha & \sin\alpha & H_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta U_1 \\ \Delta U_2 \\ \Delta U_3 \\ \Delta U_4 \end{bmatrix}$$

増分時刻 dt に対する変形適合条件は、図-3 (b)を参照して次のようにマトリックス表示される。ただし、 α : 単体PGFの重心線の変形後の垂直軸とのなす角、 ΔU_1 : 衝突体の水平方向変位増分、 ΔU_2 : PGF重心の水平方向変位増分、 ΔU_3 : PGF重心の垂直方向変位増分、 ΔU_4 : PGFの回転量増分、 $\Delta\delta_1 \sim \Delta\delta_{17}$: 各ばねの内変形量増分（圧縮を正とする。）、 L : PGF底面の幅、 $H_1 \sim H_3$: PGF重心と砂地盤ばねとの距離、 H_4 : PGF重心と局部ばねとの距離、 H_y : PGF重心と底面との距離。ここで、式(1)の右辺の第一項のマトリックスを、変形適合マトリックスとして以下の計算に用いた。

また、微小時間 (dt) に関する本解析モデルの運動方程式は次のように表される。

$$M\ddot{d}u + G\dot{d}u + Kdu = df \quad \dots (2)$$

ただし、 $df = F(t+\theta dt) - F(t)$: 外力増分ベクトル、 θ : 時刻刻みに関する係数で $\theta > 1$ (ここでは $\theta = 1.4$ とした)、 $d\ddot{u}$: 加速度増分ベクトル、 $d\dot{u}$: 速度増分ベクトル、 du : 変位増分ベクトル、 M : 質量マトリックス、 G : 速度増分に対応する減衰マトリックス、 K : 変位増分に対応する構造全体剛性マトリックス。

式(2)をウィルソン θ 法によって解くことになるが、この計算を1つ1つのPGFの個数回だけ繰り返すことによって、各PGFの y, z 軸に関する変位が得られる。その後、図-3 (c)に示すように、 x, y 軸に関するPC鋼棒位置での変位に着目して、PC鋼棒に作用する軸力を算出する。ここで、PGFを連結しているPC鋼棒は、補修を考慮してアンボンドの状態で配置されているので、鋼棒の軸力は定着具間では一定の力として算出した。以下に、(h-i)間を例にとりPC鋼棒の軸力の算出手順を説明する。まず、要素間の変位後の距離(l_n)は、式(3)のように表すことができる。したがって、PC鋼棒の総延長(L_p')は式(4)のようになる。

$$l_n = \sqrt{(y_i - y_n)^2 + (x_i - x_n)^2} \quad \dots (3)$$

$$L_p' = \sum_{i=1}^{n-1} l_i \quad \dots (4)$$

また、増加伸び量は、 $\Delta L_p = L_p' - L_p$ となる。ただし、 L_p はPC鋼棒の初期総延長を示す。以上より、変位後にPC鋼棒に作用する総軸力は次のようになる。

$$P_{pc} = P_{pe} + (A_p \cdot E_p / L_p) \Delta L_p \quad \dots (5)$$

ただし、 P_{pc} : PC鋼棒の変位後の総軸力、 P_{pe} : 初期緊張力、 A_p : PC鋼棒の断面積、 E_p : PC鋼棒の弾性係数。

次に、以上の計算で求めたPC鋼棒の軸力を、各要素の y 方向の力に換算する。よって、要素間の回転変位角 β および(h-i)間に作用する y 方向の力 P_{pch} は次式のようになる。

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{y_i - y_n}{x_i - x_n} \right) \quad \dots (6) \quad P_{pch} = P_{pc} \times \sin \beta \quad \dots (7)$$

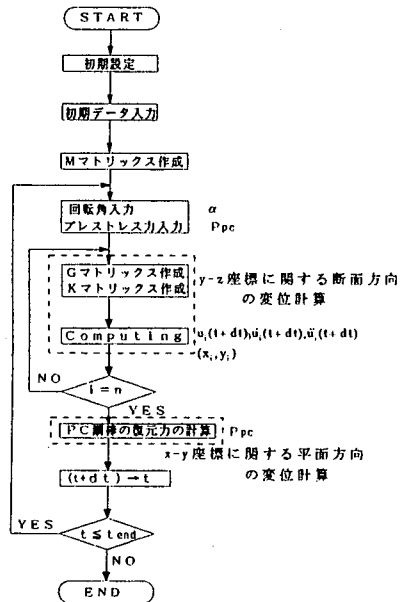


図-4 解析フローチャート

以上より、要素*i*に作用する*y*方向の力は次のように表すことができる。

$$P_{pc}(i) = -P_{pch} + P_{pcij} = P_{pc}(-\sin\beta + \sin(-\beta)) \dots (8)$$

以上の計算を1個1個のPGFの個数回だけ行い、算出された*y*方向の力をPGF全体の応答解析におけるPGFの復元力として外力*F*(*t*+ θ *dt*)に代入するものとした。以上の解析のフローチャートを図-4に示す。なお、解析の終了時間は実験結果より、ここでは衝撃挙動の終了する0.4秒とした。

3. 解析結果

ここでは、平成6年に行った模型実験について衝撃応答解析を行い、本解析法の妥当性を検証するものである。

3.1 各係数の決定方法

まず本解析を適用するに当たり、各係数を決定する。

(1) 車両の局部ばね定数

車両の局部ばね定数を決定するために、発泡スチロールを用いた一軸圧縮試験を行った。試験に用いた供試体は模型実験に用いたものと同じ寸法(10cm×10cm×20cm)とした。試験より得られた荷重～変位関係を図-5に示す。ばね定数としては図中の式を採用するものとした。

(2) 車両の局部減衰係数(C_{CAR})

減衰係数は一般に次の式で表される。

$$C_{CAR} = 2h_{CAR} \sqrt{m_{CAR} K_{CAR}} \dots (9)$$

ただし、C_{CAR}：車両の局部減衰係数、h_{CAR}：減衰定数、m_{CAR}：車両の質量、K_{CAR}：車両の局部ばね定数。ここに、減衰定数と呼ばれる値は、通常の構造物では2～20%といわれているが、本解析においては、固定壁に衝突させた実験で得られた加速度～時間関係をもとに、h_{CAR}=0.05と決定した。よって、車両の局部減衰係数は次のようになる。

$$C_{CAR} = 2 \times 0.05 \times \sqrt{(160/980) \times 187.0} = 0.553 \text{ (kgf} \cdot \text{sec/cm)}$$

(3) PC鋼棒のばね定数(K_{PC})

連結用のPC鋼棒(φ5mm：断面積A_p=0.196cm²)をPGF設置後に、予め製作時に埋め込まれたφ9mmのアルミ管に挿入し、1.5tfの初期緊張力で緊張することにより、コンクリートにプレストレスを導入した。ここでは、式(5)中の(A_p・E_p/L_p)をばね定数とおくものとした。したがって、PC鋼棒のばね定数は、以下のようになる。

$$K_{PC} = 0.196 \times 2.0 \times 10^6 / 1900 = 206.3 \text{ (kgf/cm)}$$

(4) 土の鉛直方向地盤反力係数(K_v)

土の地盤反力係数は、直径30cmの剛体円盤を用いた平板載荷試験を行って決定した。鉛直方向地盤反力係数は、道路橋示方書⁹⁾の次の式を用いて実構造物に換算した。

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \dots (10)$$

ただし、K_v：鉛直方向地盤反力係数、K_{v0}：平板載荷試験の鉛直方向地盤反力係数、B_v：基礎の換算載荷幅

ここに、B_v=√A_v=√11.9×100=34.5 (cm) ただし、A_v：鉛直方向の載荷面積

したがって、 $K_v = 4.24 \times \left(\frac{34.5}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 3.82 \text{ (kgf/cm}^3)$

(5) 土の水平方向地盤反力係数(K_h)

土の水平方向地盤反力係数は、道路橋示方書の次の式を用いて算出した。

$$K_h = K_{h0} \left(\frac{B_h}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \dots (11)$$

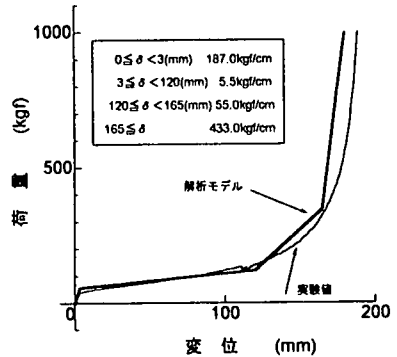


図-5 発泡スチロールの荷重～変位関係

ただし、 K_H ：水平方向地盤反力係数、 K_{H0} ：平板載荷試験の鉛直方向地盤反力係数、 B_H ：基礎の換算載荷幅

ここに、 $B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{15.0 \times 100} = 38.7$ 。ただし、 A_H ：水平方向の載荷面積。

$$\text{したがって、 } K_H = 4.24 \times \left(\frac{38.7}{30} \right)^{\frac{3}{4}} = 3.503 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

また、上の水平方向地盤反力係数は、地表面で0で、基礎底面の深さで K_H となる直線分布とした。

(6) 上のせん断方向地盤反力係数 (K_S)

上のせん断地盤反力係数は、道路橋示方書により次の式を用いて算出した。

$$K_S = \lambda K_H \quad \dots (12)$$

ただし、 K_S ：せん断地盤反力係数、 λ ：鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比 (1/3~1/4)、 K_H ：鉛直方向地盤反力係数。ここでは、 $\lambda = 1/3$ と仮定し、 $K_S = (1/3) \times 3.82 = 1.273 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ とした。

(7) 土の減衰係数

上の減衰係数は次の式を用いて計算するものとした。

$$C_{SHL} = 2h \sqrt{m K_{SHL}} \quad \dots (13)$$

一般に、上の減衰係数は弾性波動の伝播によるエネルギー損失(幾何減衰)と、ひずみ履歴または粘性効果による内部エネルギー損失に大別でき、幾何減衰定数については次の式が提案されている⁶⁾。

$$h_x = \frac{0.425}{\sqrt{B_x}} \quad \dots (14) \quad h_y = \frac{0.288}{\sqrt{B_y}} \quad \dots (15)$$

$$\text{ここに、 } B_x = \frac{1-\nu}{4} \frac{m}{\rho \gamma_0^3}, \quad B_y = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{m}{\rho \gamma_0^3}, \quad \gamma_0 = \sqrt{\frac{4cd}{\pi}}$$

ただし、 h_x ：鉛直方向減衰定数、 B_x ：鉛直方向質量比、 h_y ：水平方向減衰定数、 B_y ：水平方向質量比、 ν ：ポアソン比 ($0 \leq \nu \leq 0.5$)、 ρ ：単位体積重量 ($1.5 \times 10^{-3}/980$)、 c 、 d ：底版の短辺、長辺 (12cm, 100cm)、 m ：PGFの質量 (80/980)。いま、砂のポアソン比をゆる詰め状態を想定して0.5と仮定すると各定数は次のようになる。

$$\gamma_0 = 19.46, \quad B_x = 0.905, \quad B_y = 1.357, \quad h_x = 0.447, \quad h_y = 0.247$$

一方、内部損失に関する減衰定数は0.01~0.05程度であるので、これを無視するものとした。

3. 2 計算結果

以上のような諸式を用いて衝撃模型実験結果との比較を行う。

(1) 衝突点PGFの変位~時間関係

図-6は、衝突点PGFの天端から2cmの位置における変位~時間関係を示したものである。衝突応答時間に若干の位相差が生じているが、最大変位および残留変位についてはほぼ一致している。また、回転変位~時間関係および水平変位~時間関係を図-7に示す。さらに、衝突点PGFの断面

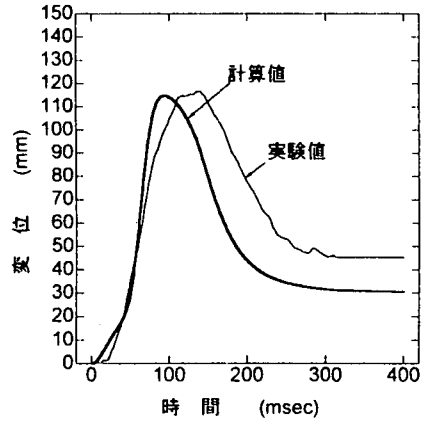


図-6 衝突点PGFの変位~時間関係

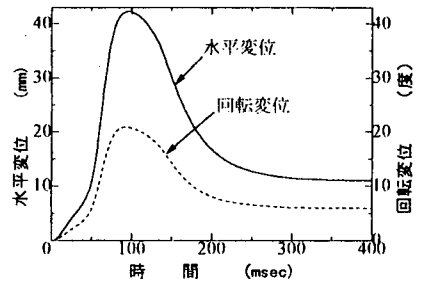


図-7 衝突点PGFの回転、水平変位~時間関係

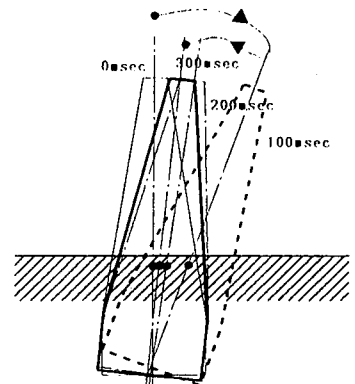


図-8 衝突点PGFの変形過程 (No. 10のPGF)

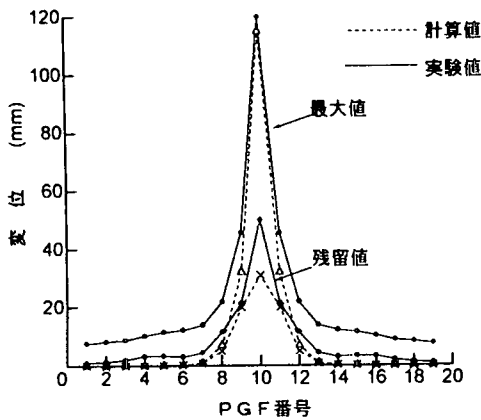


図-9 PGFの変位分布

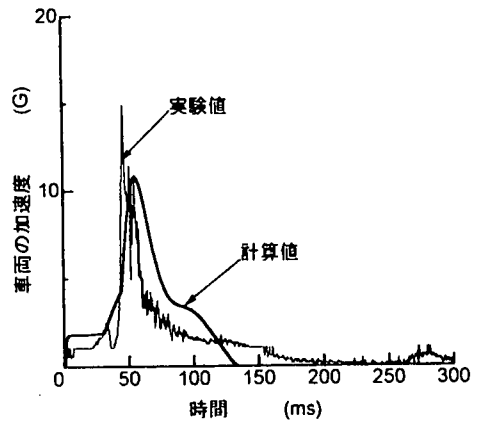


図-10 車両の加速度～時間関係

的な変形過程を図-8に示す。これらより、最大水平変位および最大回転角は約100msecの時に生じているが、以後復元して約300msecの時に残留変位(回転角)が一定となり始めることがわかる。

(2) PGFの変位分布

各PGFの最大変位および残留変位の分布状況を図-9に示す。残留変位はほぼ一致しているが、最大変位は衝突点以外では計算値の方が小さくなっている。これは、本解析においてせん断力の伝達が考慮されていないためであると思われる。

(3) 車両の加速度～時間関係

車両の加速度～時間関係を図-10に示す。これより、加速度についても実験値をほぼシミュレートできているものと思われる。

4. 結論

本解析法は、単体PGFの断面的なばね-質点系モデルに連結用のPC鋼棒の軸力(復元力)を加味することによって、立体的なPGFの衝撃挙動を追跡しようとしたものである。計算値と実験値を比較した場合、変位の分布に若干の相異はあるが、設計で最も重要な衝突点PGFの最大変位と残留変位および車両の加速度については、比較的良くシミュレートできたものと思われる。

参考文献

- 1) 瀬尾卓也, 酒井洋一ほか: プレキャストコンクリート製防護柵の実車衝突実験について, 土木学会第2回落石等による衝撃問題に関する講演論文集, pp.65~70, 平成5年6月; 2) 奥田将樹, 小林一隆, 石川信隆, 太田俊昭: Impact Behavior of the Unit Body of Precast Concrete Guardfense Buried into the soil, 3rd KERENSKY CONFERENCE, pp.465~470, 1994年7月; 3) 奥田将樹, 小林一隆, 石川信隆: 土木学会第2回関東支部技術研究発表会概要集, pp.36~37, 平成7年3月; 4) 小林一隆, 奥田将樹, 石川信隆, 太田俊昭: 上中型プレキャストコンクリートガードフェンスの模型実験に対する衝撃応答解析, 土木学会第50回年次学術講演会概要集第1部(B), pp.1112~1113, 平成7年9月; 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 平成6年2月; 6) F. E. リチャード・J. R., J. R. ホーレ・J. R., R. D. ウッズ: 土と基礎の振動, 鹿島出版会, 1975年10月