

(61) 地震荷重を含む組合せ荷重下での下部構造物の信頼度評価

京都大学工学部 正 山田 善一 同 正 家村 浩和
 京都大学工学部 正 野田 茂 愛知県庁 正 河野 修平

1 緒論

著者らは、これまでスパン20~300mの単純桁鋼道路橋を対象とし、死荷重、活荷重と雪荷重の組合せに対して、橋軸方向の上部構の安全性を検討してきた。最近のよう努めある信頼性理論に基づくコード・フェリブレーションなどに関連して、荷重組合せ係数を合理的に規定したり、組合せの重要性を認識することは、構造物の安全性を確保する際の重要課題の一つである。そこで、本研究では、まず実測データや確率統計的手法を用いて各種荷重のモデル化を試み、組合せ荷重効果の最大値の確率分布を求めた。この方法を三径間連続高架橋の橋脚に適用し、橋軸および橋軸直角方向において荷重の組合せのパターンや下部構造物の安全性について考察した。活荷重・風荷重・地震の影響は再帰ホアソン過程で表示し、温度変化の影響については正弦波モデルの提案とシミュレーションから推定した。特に、地震荷重の確率分布は、加速度応答スペクトルのアテニュエーション特性や地震危険度解析を用いて算定している。

2. 対象構造物および組合せ応力の算定

(1) 構造モデル 過去の橋梁の被害実態調査によれば、橋台・橋脚などの下部構造の被害とそれに誘発して上部構造の被害が生じている。そこで、本研究では、図-1に示すような三径間連続鋼床版工型桁橋の中で一様断面の二層H型鋼製ラーメン橋脚に注目した。特に、P3の橋脚を対象とし、その橋脚下端に発生する応力の調査を行ってみたい。橋脚P3の寸法は図-1に示す。なお、下部橋脚に影響を及ぼす上部構はP3に支持された両側の1/2スパンの桁部である。本研究ではこのプロトタイプを簡略化して、図-2のような構造モデルと考えた。ここで、計算に必要なパラメーターとして以下の諸量を導入する。

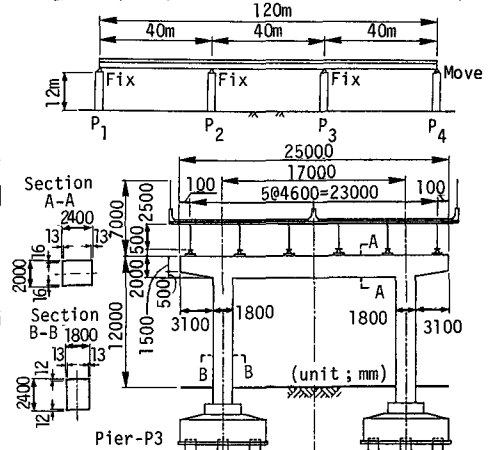


図-1 対象とした三径間連続高架橋の橋脚のプロトタイプ

A_c : 橋脚柱の断面積, g_B, g_c : 梁および橋脚柱の単位長さ当り重量, l_0, l_c : 梁および橋脚柱の長さ, l'_0 : 橋脚柱間長, I_B : 梁の断面2次モーメント, I_c, I'_c : 橋脚柱の橋軸方向および橋軸直角方向の断面2次モーメント, A : 上部構の有効鉛直投影面積, B, H_c : 橋脚柱の橋軸方向および橋軸直角方向の厚み, α, E : 鋼の線膨張率および弾性係数。

また、 $P_0, P_L, \Delta T, a, v$ は各々死荷重(kg), 活荷重(kg), 温度変化(deg), 最大応答加速度(gal), 風速(m/s)を意味する。

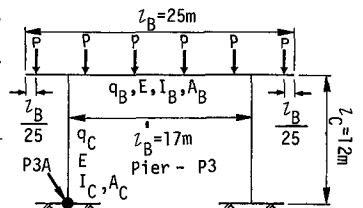


図-2 構造モデル

(2) 橋軸方向の荷重による応力 図-2に示す橋脚下端P3Aに生じる組合せ最大応力 σ_{Total} は、以下の各荷重効果の線形和で与えられると仮定する。

$$\sigma_{Total} = \sigma_0 + \sigma_1 (M_{Ea} + M_T) \frac{1}{I_c} \frac{B}{2} \quad (1)$$

① 死荷重 (上部構の死荷重により発生する橋脚の鉛直反力 P_0 と橋脚の自重など) —— この軸力に対する応力 σ_0 は、

$$\sigma_0 = (P_0 + g_B l_0 + 2g_c l_c) / 2A_c \quad (2) \quad \text{である。}$$

② 活荷重 (活荷重により発生する橋脚の鉛直反力) —— この活荷重による軸力に対する応力 σ_1 は、

$$\sigma_1 = P_L / 2A_c \quad (3) \quad \text{となる。}$$

③ 温度の影響 —— 橋軸方向に対して上部構と橋脚を分散固定として結合すると、温度変化によって橋軸方向の

拘束力が働く。橋脚P1~P3間の二径間において、主桁の温度変化 ΔT により、橋脚P3が主桁から受ける最大曲げモーメント M_T は、 $M_T = \alpha l l_c \Delta T / (\frac{1}{K} + \frac{1}{K_c})$ (4) $[K = \frac{EA}{l}, K_c = \frac{3EI_c}{l^3}]$ となる。

④地震の影響 地震力によって橋脚下端に生じる最大曲げモーメント M_{EQ} は、 $M_{EQ} = P_{EQ} l + \frac{g_{EQ} l^2}{2}$ (5) $[P_{EQ} = (P_0 + P_L + g_B l_B) \frac{a}{g}, g_{EQ} = g_c \frac{a}{g}]$ となる。道路橋示方書・同解説のV耐震設計編では活荷重の重量効果を無視している。しかし、ここでは P_{EQ} の算定に当り P_L を含むことにより、活荷重を考慮した地震力を評価している。

(3)橋軸直角方向の荷重による応力 この場合の組合せ最大応力 σ_{Total} は次式で表わされる。

$$\sigma_{Total} = \sigma_D + \sigma_L + (M_D + M_L + M_T + M_{EQ} + M_W) \frac{1}{I_c} \frac{H_c}{2}$$
 (6)

なお、 σ_D と σ_L は式(2)と(3)により求められる。その他の $M_D \sim M_W$ の曲げモーメントは桁に作用する力 $P, g_B, \Delta T, P_{EQ}, P_W$ によって橋脚下端に生じ、各々以下の式(7)~(11)で示される。

①上載荷重による橋脚下端P3Aでの断面力 M_D (P1支承当りに作用する上載荷重)

$$M_D = \frac{1}{k+2} \frac{203}{2125} P l_B$$
 (7) $[k = \frac{I_B l_c}{I_c l_B}]$

②橋桁自重 $M_L = \frac{1}{k+2} \frac{193}{7500} g_B l_B^2$ (8)

③温度の影響 橋脚全体が一様温度変化 ΔT を受けるとし、日光直射部分と日陰部分との温度差は考慮しない。 $M_T = \frac{3(1+k)EI_B \alpha}{(2+k)k l_c} \Delta T$ (9)

④地震の影響 水平加速度のみを考え、簡単のため橋脚部分に作用する地震力は無視する。

$$M_{EQ} = \frac{(1+3k)l_c}{2(1+6k)} P_{EQ}$$
 (10)

⑤風荷重 橋脚部分に作用する風は無視して、上部構の有効鉛直投影面に作用する風を考えた。支承と通して橋脚に与えられる風荷重による曲げモーメント M_W は、

$$M_W = \frac{(1+3k)l_c}{2(1+6k)} P_W$$
 (11)

$[P_W = \frac{1}{2} C_D \rho A v^2, C_D$ 抗力係数, ρ : 空気密度]

3. 各種荷重モデルと組合せ荷重の最大値の確率分布

式(4)と(6)は、荷重効果(応力)として次式に書き改められる。

$$S = C_D P_0 + C_L P_L + C_T \Delta T + C_{EQ} a + C_W v^2$$
 (12)

ここで、 $C_D, C_L, C_T, C_{EQ}, C_W$ は荷重から荷重効果への変換係数である。

上式は、死荷重効果 $C_D P_0$ を正規化すれば、次のようになる。

$$S = 1 + C_L P_L + C_T \Delta T + C_{EQ} a + C_W v^2$$
 (13)

なお、橋軸方向については、 $C_D P_0 = 58.097 \text{ kg/cm}^2, C_L = 8.6618 \times 10^{-7}, C_W = 0, C_{EQ} = 1.681 \times 10^{-4}, C_T = 3.8619 \times 10^{-1}$ 、橋軸直角方向については、 $C_D P_0 = 8.4536 \text{ kg/cm}^2, C_L = 8.66 \times 10^{-7}, C_W = 1.9985 \times 10^4, C_{EQ} = 7.274 \times 10^{-3}, C_T = 6.5358 \times 10^{-2}$ の値が求められた。

(1)各荷重の確率分布 死荷重は変動しない一定値とする。活荷重、風荷重、地震荷重は図-3の再帰ポアソン過程(λ: 荷重到着率, $\mu_L = \frac{1}{\Delta t}$: 平均継続時間, 荷重強度の条件付確率密度)でモデル化した。なお、各荷重の諸パラメータについては、大阪地区の観測データを用いて決定した。

①活荷重 完全波帯時のデータを用い、第1種極値分布を採用した。 μ_{LL} は1.5時間とする。荷重強度の平均値 μ_L と標準偏差 σ_L 、発生率 ν_L は2通りを想定した。Case 2: $\nu_L = 3.4737 \times 10^3$ (1/year), $\mu_L = M$, Case 7: $\nu_L = 6.9474 \times 10^3$ (1/year), $\mu_L = M + 3\sigma$ 。ただし、 $M = 1.4449 \times 10^4$ (kg), $\sigma = 5.2226 \times 10^4$ (kg)。橋軸方向については $\sigma_L = \sigma$ 、橋軸直角方向については $\sigma_L = 0.3 \mu_L$ とする。

- : the value of the process of the arrival is ZERO with probability p
- : the value of the process at the arrival is NOT ZERO with probability q

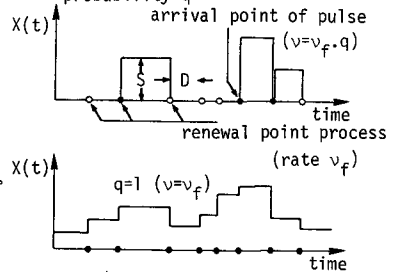
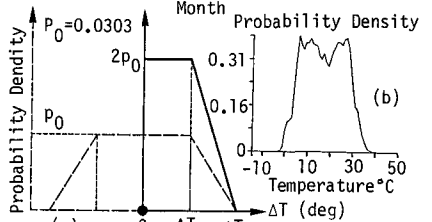
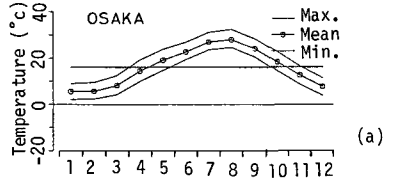


図-3 荷重の再帰ポアソン過程



(c) $T_L = -5^\circ\text{C}, T_U = 39^\circ\text{C}, T_1 = 6^\circ\text{C}, T_2 = 28^\circ\text{C}, T_0 = 17^\circ\text{C}$

図-4 気温による温度変化の確率密度関数 (大阪地区)

②温度の影響——構造設計上問題となる気温の影響は、構造物内の温度差と平均的温度的変化の二つである。本研究では、気温と部材温度とはほぼ等しいと考え、平均的溫度変化を組合せ荷重に導入した。1日の気温変化は正弦波的²⁾か、日平均気温の月別平均値も図-4(a)のように変化する³⁾。このことから、気温 T を推定するのに次式を採用した。

$$T(^{\circ}\text{C}) = T_0 + T_y \sin 2\pi t_{\text{annual}} + T_d \sin 2\pi t_{\text{daily}} \quad (14)$$

ここに、 T_0, T_y, T_d は正規変数²⁾、 $t_{\text{annual}}, t_{\text{daily}}$ は位相差を考慮した日数と時間を表す一様分布変数⁴⁾である。大阪地区の気温データから、 $T_0: N(16.5, 0.7^2), T_y: N(11.6, 0.5^2), T_d: \sin 2\pi t_{\text{daily}} \geq 0$ と $N(3.9, 1.9^2), \sin 2\pi t_{\text{daily}} < 0$ のとき $N(3.9, 1.6^2)$ が推定された。上式(14)の確率密度分布を解析的に求めることは複雑である。ここでは175,200回のシミュレーションを実施して、図-4(b)の分布を求めた。さらに、これを図-4(c)のような台形に簡略化した。平均値 $T_0 = 17^{\circ}\text{C}$ 、上,下限界 $T_U = 39^{\circ}\text{C}, T_L = -5^{\circ}\text{C}$ は実測値⁴⁾によく符合している。また、建設終了時($T_0 = 17^{\circ}\text{C}$)からの温度変化 ΔT の分布も図中に示している。この温度荷重は常時作用しているものとする。

③風荷重——藤野⁵⁾らから求めた極値分布の混合I型分布を採用した。ただし、 $v_w = 1(1/\text{year}), \mu_{dw} = 1.903 \times 10^{-5}(\text{year})$

④地震の影響——大阪地区から半径300km以内の679年から1977年までの地震記録⁴⁾から、 $v_{EQ} = 9.745 \times 10^{-7}(\text{year})$ とした。また、ニュートン M と地震発生回数 N_M との関係は、相関係数 $\rho = -0.94$ で、

$$\log_{10} N_M = H(M_0 - M) \left\{ a - b(M - M_0) H(M - M_0) \right\} \quad (15) \quad \left[a = 2.4, b = 0.5, M_0 = 5.2, M_U = 8.6 \right]$$

と線形関係とした。地震動の継続時間は $T_d(\text{sec}) = 0.02 e^{0.74M} + 0.3 \Delta$ (Δ :震央距離)と $T_d = 11.2M - 5.3(M > 5)$ の関係を用いて、平均的に $\mu_{dEQ} = 1.143 \times 10^6(\text{year})$ と推定した。また、加速度 \ddot{x} のベクトル成分の確率分布は、向角 α と考慮してCornell流の地震危険度解析から求めた。 $P_{S_a}(x) = \text{Prob}[S_a \leq x] = K \left(1 - \frac{1}{r_2^2 - r_1^2} \text{DGX}^{-\frac{b \ln 10}{2.3026 b_1(T, h)}} \right) (x \leq x_u)$

ここで、 $D = \exp\left(\frac{b \ln 10 \cdot M_0}{2.3026 b_1(T, h)}\right) 10^{\frac{b_2(T, h) b \ln 10}{2.3026 b_1(T, h)}}$, $G = \frac{-2}{T - T_c} (r_1^{T - T_c} - r_2^{T - T_c})$, $t = \frac{b \ln 10}{2.3026 b_1(T, h)} - 1$ (16)
 $K = \left[1 - \exp\left\{ \frac{b \ln 10}{2.3026 b_1(T, h)} (M_U - M_0) \right\} \right]^{-1}$
 ただし、 $\log_{10} S_a(T, h) = b_0(T, h) + b_1(T, h)M - b_2(T, h) \log_{10}(\Delta + 30)$ (17) ⁷⁾ [固有周期 T , 減衰定数 h]
 ここでは、 $r_1 = 30, r_2 = 330$ としている。なお、橋軸方向の固有周期 T と概算すると $T = 0.8\text{s}$ となり、 $X_E = 13\text{gal}$, $X_U = 637\text{gal}$ となる。同様に、橋軸直角方向にハックは $T = 0.61\text{s}, X_E = 22\text{gal}, X_U = 719\text{gal}$ である。 h は 0.05 といた。

(2) 組合せ荷重効果の最大値の確率分布 活荷重、風荷重と地震の過渡的荷重による組合せ荷重効果の最大値の確率分布は、荷重間の同時発生の可能性と考慮して、WenのLoad Coincidence Method⁸⁾によって算出した。常時作用荷重(死荷重と温度荷重)のそれは、その荷重のレベル r の超過確率を用いて求めた。常時作用荷重と過渡的荷重の組合せ荷重効果の最大値の確率分布は、各荷重の確率分布のたたみ込み積分より求めた。このため、式(3)が用いられる。なお、構造物の再現期間は50年とした。

4. 下部構造物の破壊確率

組合せ荷重効果の最大値の確率分布から、橋脚の破壊確率 P_f を求めた。種々の荷重組合せに応じて、閾値レベル r は、 $r = 1 + \frac{T}{D} + \frac{L}{D}$, $1 + \frac{T}{D} + \frac{EQ}{D}$, など(D, T, L, EQ, W : 死荷重, 温度変化, 活荷重, 地震, 風荷重による荷重効果)を意味する。

(1) 橋軸方向の荷重組合せ(図-5参照) $D+T$ の計算例からわかるように、 T の影響は D の効果に比べてかなり大きい。 $P_f = 10^{-4}$ で $r = 9.5$ だから、死荷重効果を差し引くと、温度変化 ΔT は $\frac{r-1}{C_T} = 22\text{deg}$ となる。本研究では建設終了時の部材温度を 17°C とした。従って、 22deg は部材温度の上限値に等しくなる。 $D+L, D+T+L$ の組合せにおいて、 L のCase2とCase7の相違はあまり見られなかったため、以後はCase7の結果のみを示す。 $D+L$ で活荷重強度の平均値 μ と採用すると、 r は $C_u \mu_L = 0.261$ となる。 $D+L$ からは $r \approx 1$ が推定された。この場合、 L の影響はさほど大きくないと言える。 $P_f = 10^{-4} \sim 10^{-6}$ の範囲において、 $D+T$ より得られる T のレベルは約8.5, $D+L$ から L のレベルは約1.1となる。両者のレベルの和は $D+T+L$ より求まる $T+L$ のレベル約9.2より大きい。このことは、個々の荷重効果の最大値の和が組合せ荷重効果の最大値に等しくならないことを意味する。 $D+EQ$ から、 $P_f = 10^{-4} \sim 10^{-6}$ ($r =$

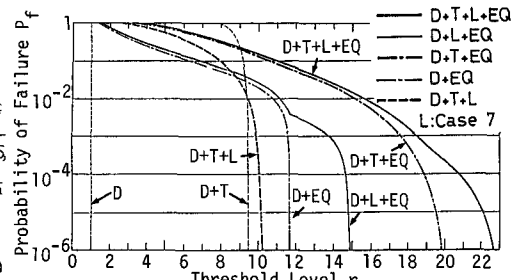


図-5 橋軸方向の荷重組合せの効果

117)において最大応答加速度 a は $\frac{11.7-1}{C_{Fa}} = 635 \text{ gal}$ となり、設計震度が0.2のとき、 $r_{EQ} = C_{EQ} \times 200 \text{ gal} = 3.36$ である。死荷重効果の1を加えると $r = 4.36$ となり、 P_f は図から逆算すると0.2である。このように発生率は低いから1度の采襲で多大な被害を及ぼす地震に対しては、ある程度のリスクを許容しておかざればならない。D+EQの急な勾配の曲線に比し、D+T+EQやD+T+L+EQの組合せにおいては r が P_f に及ぼす変化は鈍感である。ただし、D+L+EQとD+T+L+EQの計算に当っては、活荷重質量を震動質量に含めた荷重間の従属性を考えた。そのため、活荷重強度の平均値はモード($\mu = 0.45005 \sigma_L$)で近似し、 $2.777 \times 10^5 (\text{kg})$ とした。また地震荷重の等価変換係数 C_{EQ} を、式(6)と(11)より 2.131×10^{-2} と求めた。D+EQとD+L+EQならびにD+T+EQとD+T+L+EQの結果と比較すれば、Lを含むことにより、あるレベル r (変化点)から両者の r - P_f の曲線の傾向が変化していることがわかる。この変化点を超過したレベルの範囲ではLとEの組合せの項が卓越する。Lを自身の影響は小さくTやEQに比して無視できるが、LとEQの組合せの影響は大きく明瞭に現れれている。

(2)橋軸直角方向の荷重組合せ 図-6にはLとEQの従属性の効果を検討した。ただし、Case2とCase7の活荷重強度のモードは $1.25 \times 10^5 (\text{kg})$ 、 $2.605 \times 10^5 (\text{kg})$ である。等価変換係数 C_{EQ} はCase2で $8.182 \times 10^{-3} (\text{kg})$ 、Case7で $9.168 \times 10^{-3} (\text{kg})$ となる。同図より、従属性を考えたときのCase2とCase7の差が大きいのが特徴である。活荷重効果が大きく地震による荷重効果の大きさに近づけば、両者の組合せを考える必要がある。活荷重効果が小さくても死荷重効果に対して無視できるほど小さくない限り、活荷重質量と死荷重とともに震動質量に含む影響は大きい。Case7と考えたときには従属性を考慮しなくても明らかに組合せの効果が見られる。

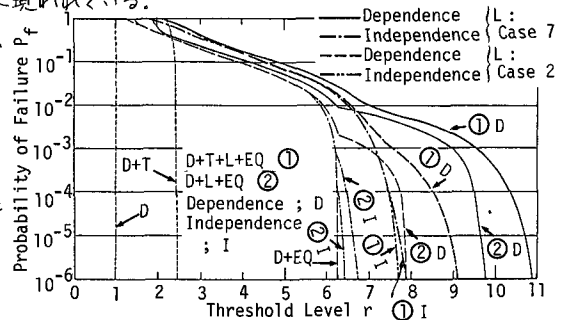


図-6 橋軸直角方向における活荷重と地震荷重の従属性の相違

図-7から以下のことわかる。D+Tに対して図-5と図-7を比較すると、橋軸直角方向においては程度変化の影響が小さい。同様にLの効果と比較すれば、活荷重の発生率の影響はあまりなく、むしろ強度の標準偏差の影響が大きい。D+EQからわかるように、あるレベル r を超過すると P_f の変化が急である。 $P_f = 10^{-4} \sim 10^{-6}$ ($r = 6.2$)において、 $a = \frac{r-1}{C_{Fa}} = 720 \text{ gal}$ となり、最大応答加速度の上限値に等しい。本研究では風速について上限と明確に決めていないので、D+WやD+T+Wの曲線はレベル r の変化に応じて漸らかに減少している。大阪地区の瞬間最大風速の実測値が 60 m/s であることを考えれば、上限を設定する必要もあるかもしれない。D+L+WとD+T+L+W比較から、活荷重の影響が大きければ、LとWの組合せを考える必要性が認められる。D+W+EQとD+T+W+EQも計算したが、これらはD+EQとD+T+EQとほぼ同じ曲線となった。WとEQの同時発生率 $V_{W, EQ}$ が $V_{W, EQ} = V_W \cdot V_{EQ} \cdot (\mu_{dW} + \mu_{dEQ}) = 1.965 \times 10^{-6}$ とかなり小さいためである。本試算例においては地震と風の組合せは考慮する必要がないであろう。しかし、 $C_w^* = 1.5 C_w$ 変換係数を考えれば、 $P_f < 10^{-2}$ の両者の組合せが必要となることもあった。全体的に、荷重の組合せを論じると、地震の影響が最も大きく、活荷重自体の影響が小さいにもかかわらず、特に活荷重と地震荷重との組合せ効果が卓越している。

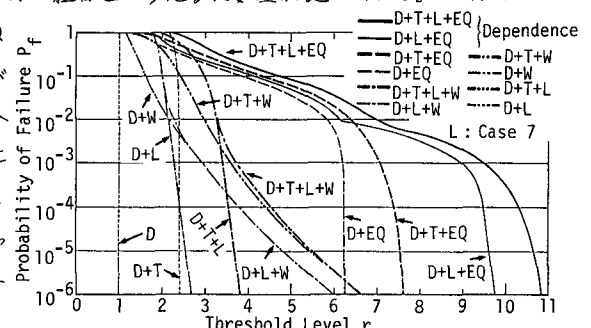


図-7 橋軸直角方向の種々の荷重組合せが破壊確率に及ぼす影響

謝辞 数々の貴重な資料を快く提供して頂いた阪神高速道路公団・江見 晋氏に謝意を表します。

参考文献 1) 山田・家村・野田・伊津野：第29回構造工学シンポジウム，pp133-144，1983.2. 2) 鈴木：気象統計学，地人書館，昭43.8. 3) 総理府統計局編：日本統計年鑑，第1回～第32回，1947～1980. 4) 東京大学編：理科年表，第55冊，丸善，1982. 5) 藤野・伊藤・酒井：土木学会論文報告集，第305号，pp.23-34，1981.1.6) Cornell, C. A.: B.S.S.A., Vol. 58, No.5, pp.1583-1606, October 1968. 7) 家入・亀田：土木学会第37回年次学術講演会盛衰概要集第1部，I-329, pp.667-688,昭57.10. 8) Wen, Y.-K. and H.T. Pearce: SRS No.489, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, March 1981.