

I - A84

単弦バランストアーチ橋の終局挙動解析

新日本製鐵 正 員 岡崎 邦広 熊本大学 正 員 崎元 達郎
 熊本大学 学生員 木下 照章 構造技術センター 正 員 大江 豊
 福岡県新北九州空港連絡道路建設事務所 正 員 角 和夫

1. まえがき

単弦アーチ形式をとる橋梁のアーチリブにおいては、圧縮力が支配的で、地震力などの面外に荷重が働く際の安全性の検討が必要である。またその検討には、エネルギー吸収能力などを知るために最大強度以降の挙動の追跡が重要である。そこで本研究では、弧長増分法の取り入れることによりこの問題を解決することを試みた。その際、Riks や Wempner が提唱した弧長増分法¹⁾を用い、収束計算過程には、収束性がよいとされている不平衡変位最小法²⁾と、修正 Newton Raphson 法を組み合わせる用いた。開発した弾塑性有限変位解析のプログラムを用いて、現在計画中の新北九州空港連絡橋の中央径間に用いられる単弦バランストアーチ橋の終局挙動を解析した。

2. 解析手法

増分つり合い方程式は以下の式で表される

$$(K_e + K_p + K_g)U = P - (T\bar{f} - \bar{P}) \quad (1)$$

ここに、 K_e : 弾性剛性マトリックス K_p : 塑性剛性マトリックス K_g : 幾何剛性マトリックス
 U : 増分節点変位ベクトル P : 増分節点外力ベクトル T : 座標変換マトリックス
 $\bar{f}$: 全節点断面力ベクトル $\bar{P}$: 全節点外力ベクトル

荷重ステップ m の i 回目の繰返し計算に際して現れる荷重増分パラメーター $\lambda^{(i)}_m$ 変位増分を $d^{(i)}_m$ と書けば増分幅は次式で表せる。

$$d_m^{(i)} \cdot d_m^{(i)} + \{\lambda_m^{(i)}\}^2 = (r_m)^2 \quad (2)$$

ここに r_m は各増分区分ごとに与えられる制御値である。 $d_m^{(i)}$ は Fig.1 の A 点における接線剛性行列を K 、基準荷重ベクトル f_0 とすると次式で与えられる。

$$d_m^{(i)} = \lambda_m^{(i)} d_m^{(0)}; d_m^{(0)} = K^{-1} f_0 \quad (3)$$

釣り合い経路上の各点において基準荷重ベクトル f_0 が対応する基準変位ベクトル $d_m^{(0)}$ に対してなす仕事 $f_0 \cdot d_m^{(0)}$ の方向と λ の符号とが一致することを考慮して符号を定め、式(2)を解くと増分制御式は次式で表される。

$$\lambda_m^{(i)} = \frac{f_0 \cdot d_m^{(0)}}{|f_0 \cdot d_m^{(0)}| \sqrt{1 + d_m^{(0)} \cdot d_m^{(0)}}} r_m \quad (4)$$

また $d_m^{(i)}$ から求まる断面力と、増分荷重ベクトルとの差から生じる不釣り合い力を $R^{(i)}_m$ とおけば、不平衡変位 $C_m^{(i)}$ 、および変位増分ベクトルは次式で表せる。

$$C_m^{(i)} = K^{-1} R_m^{(i)} \quad (5) \quad d_m^{(i+1)} = C_m^{(i)} + \lambda_m^{(i+1)} d_m^{(0)} \quad (6)$$

ここで不平衡変位は、もし解が釣り合い経路上にあれば、零となるベクトル量であるから、この不平衡変位が最小となるような方向に修正すればよい。そのためには、以下の式を満たすような λ を求めればよい。

$$\frac{\partial}{\partial \lambda_m^{(i+1)}} (d_m^{(i+1)} \cdot d_m^{(i+1)}) = 2\lambda_m^{(i+1)} d_m^{(0)} d_m^{(0)} + 2d_m^{(0)} C_m^{(i)} = 0 \quad (7)$$

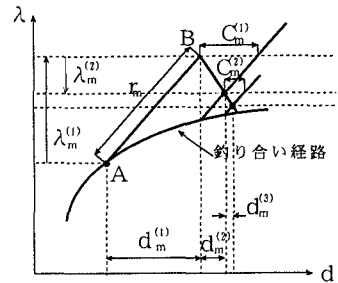


Fig.1 釣り合い経路の探索

キーワード: 単弦アーチ橋 弧長増分法 有限変位弾塑性解析

連絡先: 〒860 熊本市黒髪2丁目39-1、熊本大学工学部環境システム工学科

3. 骨組モデルの設定⁵⁾

解析モデルとして現在計画中的の新北九州空港連絡橋を対象とした。

- 1) 幅員方向の広がりや荷重の偏載を考慮するため、補剛桁に仮想横桁を想定する。
- 2) 単弦アーチ部材に、初期たわみを面外方向に $L a / 1000$ の最大値を持つ正弦半波形として与えた。
- 3) アーチリブに中間節点を設ける以外は部材交点のみ節点とする。

3.1 部材断面諸量の決定

以下の様に断面をモデル化し、塑性域を追跡する為、断面を要素に分割する。

- 1) 補剛桁については、三室長方形箱型断面とする。
- 2) アーチリブは、アーチ支点部で Fig.3(a)、クラウン部では(e)の様な断面へと推移していく26種類の断面で構成されている。
- 3) 仮想横桁は、 z 軸まわりの断面二次モーメントが補剛桁のねじり定数に等しい箱型断面とする。

3.2 荷重条件の設定

荷重条件を Table.1 に示す。D,L,I,W,EQ は、道路橋示方書に規定される設計荷重である。地震荷重 EQ は、震度を 0.23 とした震度法による荷重である。荷重条件(1)~(3) は AASHTO、荷重条件(4)~(6)は道路橋示方書を参照し設定した。

特に(4)~(6)については、許容応力度設計法における安全率 1.7 を各ケースの割り増し係数で除することによって荷重係数とした。Table.1 の第一項を載荷後、 α を変化させて第二項を漸増載荷し、有限変位と塑性化を考慮して釣り合い経路を求める。

4. 単弦バランストアーチ橋の解析結果と考察

Table.1 は、耐荷力に相当する最大荷重係数 α_u の一覧で、 α_{req} は各荷重条件において保証すべき荷重係数である。全ケースにおいて、解析値 α_u はこの値を大きく上回っており、全構造形として見ると本橋が十分な安全性を有していることが確認された。結果の一例として荷重条件(6)の荷重変位関係を Fig.4 に示す。

5. あとがき

弧長増分法を用いた解析法の単弦バランストアーチ橋のような3次元鋼骨組構造物の終局挙動解析への適用性を示した。本解析手法は収束計算時に増分荷重が変動するため、急激な応力の変動が生じるような極めて不安定な状態においては、他の方法に比べて荷重ステップ数を多くしないと適切な近似解を得られないことがある。単弦アーチ部材は、風荷重及び地震荷重に対して弾性設計で断面が決定されているので、各設計荷重に対する最大荷重係数は非常に大きい。ただし局部座屈は解析に考慮されないので別途検討が必要である。

参考文献 1) 依田照彦ほか：弧長法に基づく板殻構造物の耐荷力解析、構造工学論文集 1988 2) 依田照彦ほか：不平衡変位最小法を用いた繰り返し外力を受ける骨組構造物の弾塑性有限変位解析、土木学会論文集 No.531/I-77-86,1996 3) 小松定夫、崎元達郎：Nonlinear Analysis of Spatial Frames..., 土木学会論文集 No.252,1976.8 4) 小松定夫、崎元達郎：ダブルデッキ単弦ローゼ桁橋の耐荷力に関する研究、阪神高速道路公団、大阪大学災害科学研究所報告書 1979 5) 木下照章：単弦バランストアーチ橋の耐荷力解析、熊本大学提出 平成8年度 卒業論文

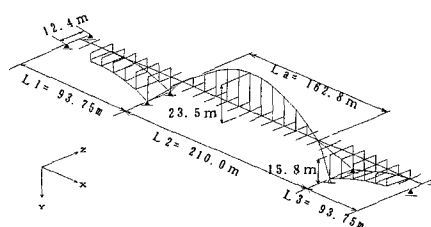


Fig2. 骨組モデル

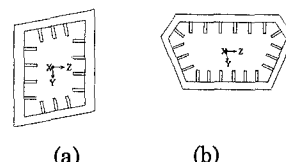


Fig.3 断面形状

Table.1 最大荷重係数

	荷重条件	α_{req}	α_u	α_u / α_{req}
(1)	$1.3D + \alpha(L+I)$	2.86	5.21	1.82
(2)	$1.25D + \alpha W$	1.25	4.15	3.32
(3)	$1.3D + \alpha EQ$	1.30	5.46	4.20
(4)	$1.7D + \alpha(L+I)$	1.70	4.02	2.36
(5)	$1.36(D+L) + \alpha W$	1.36	3.22	2.37
(6)	$1.13(D+L) + \alpha EQ$	1.13	5.27	4.66

D: 死荷重 L: 活荷重 I: 衝撃荷重 W: 風荷重 EQ: 地震荷重

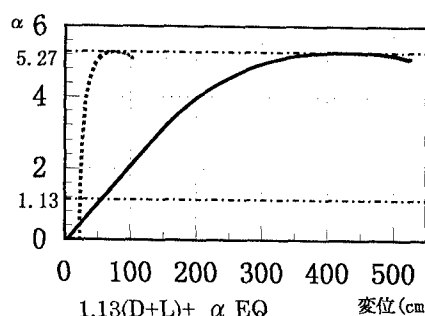


Fig.4 荷重-変位 (アーチクラウン) 関係