

論文

[2016] RCアーチ橋における非線形解析

上田芳夫 (阪神高速道路公団)

正会員 〇幸左賢二 (同 上)

正会員 若狭忠雄 (新構造技術(株))

松尾法弘 (同 上)

1. まえがき

近年コンクリート構造物の非線形解析についての研究が進んでおり、昭和61年改訂土木学会コンクリート標準示方書でも限界状態設計法に移行する方向となっている。従来、構造物の破壊耐力のみに着目していたが、限界状態設計法においては構造物全体系の終局耐力を明らかにする必要があり全体系のより詳細な破壊形態を把握する必要が生じている。不静定構造物の挙動は構造物にクラックを生じた後、線形解析とはかなり異なった形態となる。即ち鉄筋の降伏後塑性ヒンジが発生しその回転能によりモーメントの再配分が生じ、構造物全体の破壊耐力は増加する。前述のコンクリート標準示方書では限界状態設計法が取り入れられ線形設計を行う場合でも回転能があればモーメントの再配分として支点モーメントの15%以下を考慮してよいこととなっている。諸外国ではすでに10年以上前から限界状態設計法が実施されており、モーメントの再配分の考え方が取り入れられている。アーチ構造は不静定次数の高い構造物でありモーメント再配分の影響が大きいと考えられることから、現在橋梁計画中のスパン150mのアーチ橋モデルを対象として非線形解析により構造系全体の破壊耐力、モーメント再配分率およびじん性等を検討した(図-1参照)。また、アーチ橋は軸力の支配的な構造物であることから軸力の変動も考慮した。

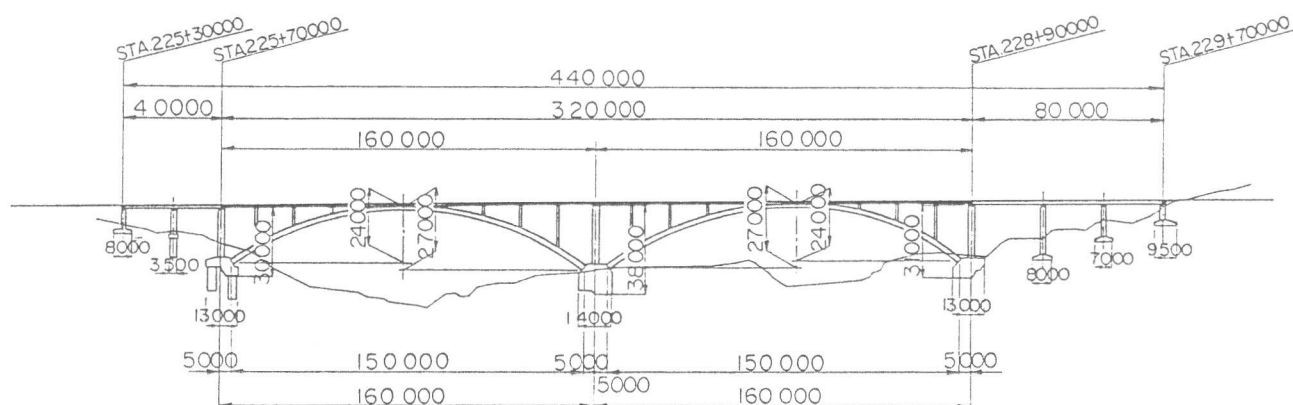


図-1 モデル橋梁構造図

2. 非線形解析手法

2.1 解析概要

非線形解析法としては逐次荷重増分法により、荷重を増分させクラック発生および鉄筋降伏発生後において、曲げ剛性を変化させ全体系を解析し終局耐力の計算を行う。すなわち、各部材のM- ϕ 曲線を用い、剛性評価を行い変位法により全体系の解析を順次行う方法である。

2.2 解析手法

断面力の解析はあらかじめ求めた、軸力(N)作用時のM- ϕ 曲線を基に断面曲げモーメントに対する部材の曲げ剛性を接線勾配で評価し、M_c（クラック発生モーメント）、M_y（鉄筋降伏モーメント）後は低下した剛性に逐次変更しながら平衡状態まで繰り返し計算する。数値計算は微小変形理論に基づくマトリクス変位法により解析する。荷重は自重（乾燥収縮を考慮）、地震水平荷重または活荷重の係数倍を載荷して、各断面のM_c、M_y、M_u（終局モーメント）に達した荷重係数を求める。非線形解析全体フローチャートを図-2に示す。本検討では各断面のN_u（軸力）値の0.5%が変動するたびにM- ϕ 曲線を再計算して断面力の計算をおこなった。

2.3 M- ϕ 曲線

前述の通り、各部材の仮定軸力作用時のM- ϕ 曲線を作成しておき、これを用いて剛性評価を行う。M- ϕ 曲線の計算法は次のように行う。各断面におけるコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線を仮定し軸力を含む力の釣合条件から存在軸力（N）におけるM_c、M_yおよびM_uと各々の曲率 ϕ を計算する。なお、M_uは圧縮コンクリート部において0.0035のひずみを生じたときのモーメントと定義した。M- ϕ 曲線フローチャートを図-3に示す。

2.4 材料強度

コンクリートの応力-ひずみ曲線は多数の式が提案されているが、形状相違による耐荷力の影響は小さいと考えられることから道路橋示方書に示される次式の曲線のみを考慮した。

$$\begin{aligned} 0 < \varepsilon_c \leq 0.002 & \quad \sigma_c = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot \varepsilon_c / (0.002 \cdot (2 - \varepsilon_c / 0.002)) \\ 0.002 < \varepsilon_c \leq 0.0035 & \quad \sigma_c = 0.85 \cdot \sigma_{ck} \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 σ_c ：コンクリートの応力度 σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

ε_c ：コンクリートのひずみ

また鉄筋の応力-ひずみ曲線は、道路橋示方書に示される鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮しないもの、および鉄筋降伏後3割程度ひずみ硬化を考慮する2種類とした（図-8に示す）。

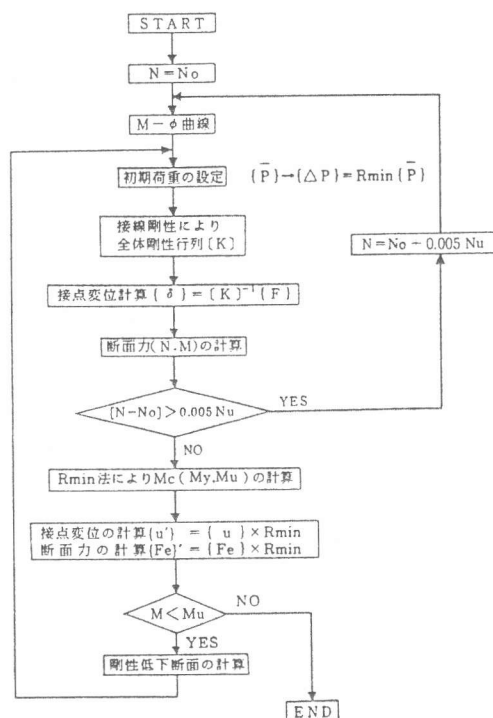


図-2 非線形解析フローチャート

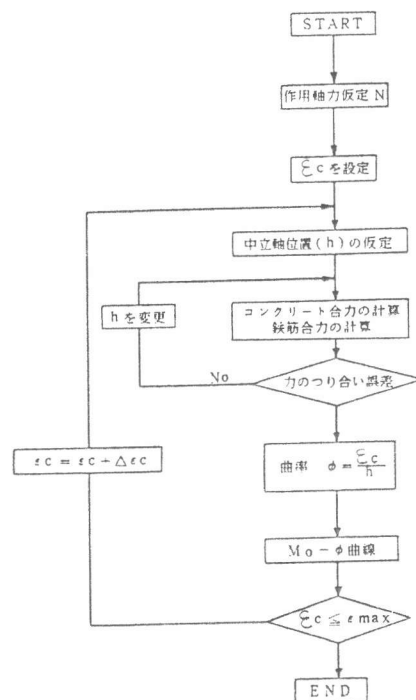


図-3 M- ϕ 曲線フローチャート

3. 解析モデルおよびパラメータ

3.1 実橋モデル

実橋はアークスパン150mのコンクリート2連アーチ橋であり、その一連部分についてモデル化を行った。アーチライズは $f_l=24.0\text{m}$, $f_r=27.0\text{m}$ でアーチリブは箱断面(9.5x2.8m)であり、補剛桁はRCホロー断面(9.5x0.8m)である。

3.2 解析モデル

解析モデルは図-4に示すように平面骨組みモデルとし、アーチリブのみ非線形部材とし、鉛直材、補剛桁は線形部材とする。また本解析では曲げモーメントの大きくなる箇所について細分割($l=d/4$ ここで d :部材高)と粗分割($l=d$)の場合について解析した。

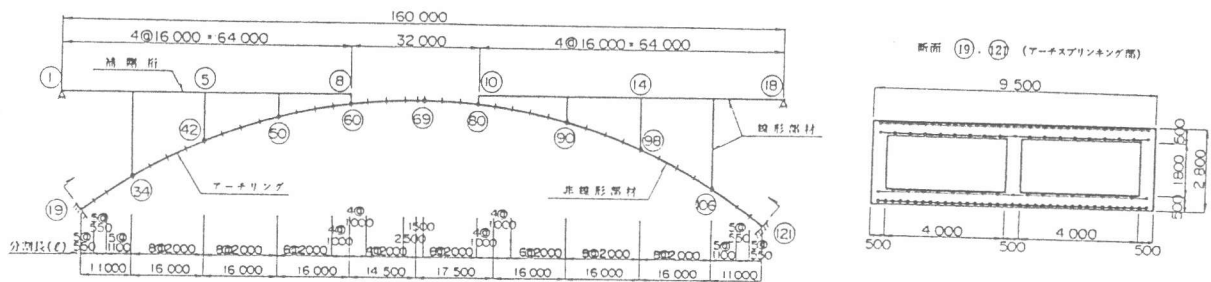


図-4 非線形解析モデル

3.3 解析パラメータ

解析パラメータとしては次の項目について検討する。

- 1) 軸力変動影響検討
- 2) 鉄筋のひずみ硬化影響検討
- 3) 曲率分布の分割長検討
- 4) 荷重組み合わせ(地震荷重, 活荷重)検討

以上のパラメータを基に、解析ケースとしては表-1に示す5ケースについて検討を行う。

4. 解析結果

4.1 代表解析例

代表解析例として表-1におけるケース1(軸力変動考慮, ひずみ硬化考慮なし, 分割長 $d/4$, 地震荷重作用時)の解析結果を示す。図-5に水平震度(荷重)の増加に伴う最大変位量の関係を示す。終局時最大変位量は、水平、鉛直方向とも中央点近傍50ポイント付近に生じ水平変位137mm, 鉛直変位304mmを生じ、これは後述する線形解析結果に比べて2.2倍の保有変位量を持つ。変位じん性率($\mu=\delta u/\delta y$)は水平方向 $\mu_x=2.5$ 、鉛直方向 $\mu_y=2.1$ となる。また、クラック発生($M_c=6321\text{t}\cdot\text{m}$, $\phi_c=1.502\times 10^{-4}$), 鉄筋降伏($M_y=8259\text{t}\cdot\text{m}$, $\phi_y=8.217\times 10^{-4}$), 終局($M_u=9162\text{t}\cdot\text{m}$, $\phi_u=179.54\times 10^{-4}$)とも左端基部の19断面で最初に生じる。曲率じん性率は22程度となり、多少小さめの値となった。これは、軸方向鉄筋量は0.7%程度であり、鉄筋量としては特に間

表-1 荷重組み合わせ

	軸力		ひずみ硬化		分割長		荷重	
	一定	変動	考慮	考慮せず	$l=d/4$	$l=d$	地震時	活荷重半載
1. ケース1		○		○	○		○	
2. ケース2	○			○	○		○	
3. ケース3		○		○		○	○	
4. ケース4		○	○		○		○	
5. ケース5		○		○	○			○

題ないが、基部付近では軸力が大きく設計荷重時軸方向応力度は $\sigma_c=40\text{kgf/cm}^2$ となり、設計曲げ圧縮応力度(140kgf/cm^2)の1/3程度を占めるためと考えられる。終局時地震荷重 $K_h=0.48$ となり、設計基準荷重($K_h=0.22$)の2.2倍となり非常に大きな耐力を有していることが判る。当初本構造物はRC構造であることから $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$ のコンクリート使用を基本としていたが、アーチリブ部において自重、断面および架設材料の軽減を図るために $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$ を使用し断面形状の軽減を図った。本解析結果は断面形状を減少させても耐荷力的に特に問題ないことを示している。図-6にアーチリブ全体の曲げモーメント分布を示す。図-6において線形解析とは剛性を一定とし最大モーメントを生じる断面がそれぞれクラック発生モーメント、鉄筋降伏モーメント、コンクリート示方書で定義する抵抗モーメントに達した状態をいう。図-6から地震荷重の増加に伴い部材の再配分がおり、特に、右端部分においては初期ひびわれ発生後モーメントが急激に増加し再配分の影響が大きいことが判る。

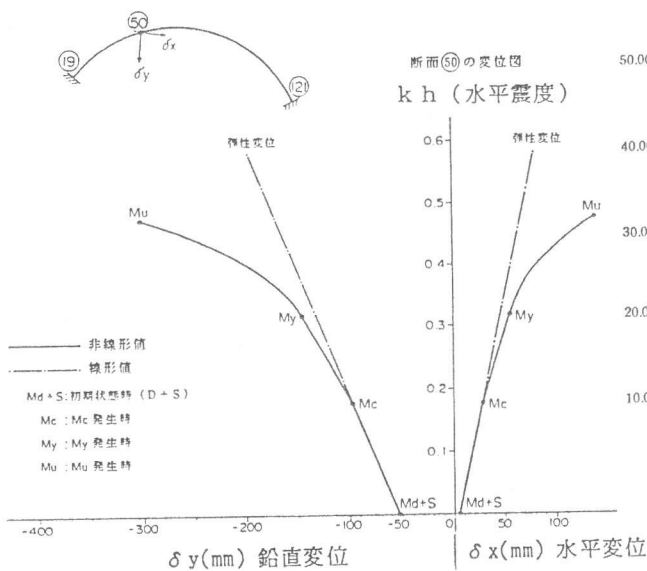


図-5 荷重-変位曲線

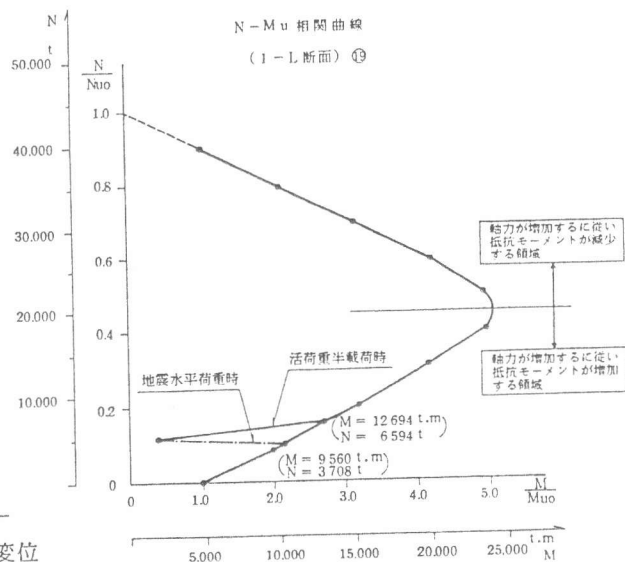


図-7 軸力-モーメント相関曲線

表-2 軸力変動影響解析結果

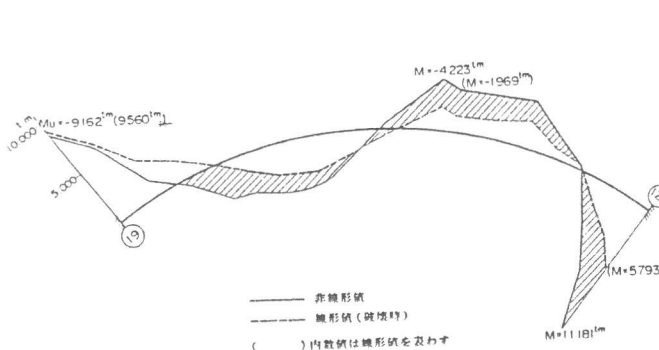


図-6 曲げモーメント図

4.2 軸力変動影響解析結果

自重（乾燥収縮を含む）を初期荷重とし、荷重増分としては地震水平荷重とし、軸力を一定とした場合と軸力を変動させた場合について検討する。部材の区分長は細分割（ $l=d/4$ ）とする。地震水平力を左から右方向に暫増载荷した場合、図-7の相関曲線関係で示すとおり左端基

		軸力一定の場合					軸力変動の場合				
		M	N	K_h	変位		M	N	K_h	変位	
					δx	δy				δx	δy
Mc	非線形	6768	4588	0.187	28	-100	6321	4079	0.170	26	-96
	線形	6768	4588	0.187	28	-100	6321	4079	0.170	26	-96
My	非線形	9162	4588	0.361	62	-161	8259	3842	0.308	53	-116
	線形	—	—	0.304	43	-131	8325	3849	0.269	38	-121
Mu	非線形	10491	4588	0.525	205	-413	9162	3395	0.477	137	-304
	線形	—	—	0.354	49	-143	9560	3708	0.319	46	-137

注) 1. M (t.m), N (t), 変位 (mm)

2. Mc: ひびわれモーメント時

My: 鉄筋の降伏時

Mu: 終局モーメント時

部19断面では初期状態から軸力が徐々に減少する。そのため、軸力の減少に伴い断面の耐力が減少する。一方右端基部断面では初期状態よりも軸力は増加し断面耐力も増加する。軸力を一定とした場合と変動させた場合の比較を表-2に示す。19断面の同一の状況における荷重係数の差は10-17%,軸力変動の場合の方が小さくなっている。即ちMu時において両者の軸力差は1190tで荷重係数は軸力変動の場合のほうが小となる。これは着目部材の荷重のN-M相関曲線において軸力の減少に対し、抵抗モーメントも減少する領域にあるためであり、軸力変動を考慮しないと耐力を過大に評価する可能性がある。

4.3 鉄筋のひずみ硬化影響の検討

本橋では鉄筋D22(SD35)を使用しており、試験結果による鉄筋のひずみ曲線(図-8)を用い解析した。解析結果を表-3に示す。Myまではひずみ硬化の有無にかかわらず荷重係数は全く同じ値であり、降伏後硬化の影響が表れる。即ち破壊時において曲げモーメントは硬化のある方が5%増えその場合のKhは12%大となっている。また破壊時の鉄筋ひずみは硬化ありの場合が0.42%でなしの場合が0.45%で部材の曲率は0.018および0.017となっており、硬化ありの場合が多少少なくなっており、耐荷力的な効果は顕著に表れるがじん性率的な改善は見られない。

表-3 鉄筋ひずみ影響解析結果

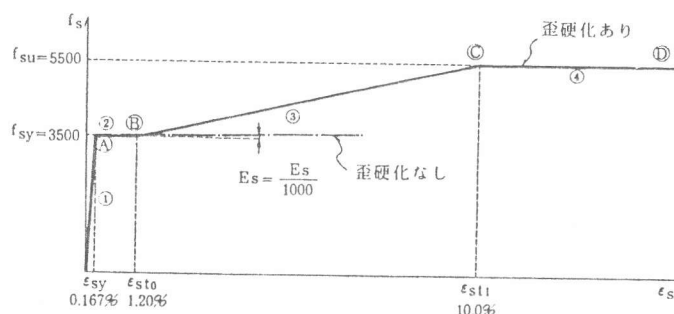


図-8 鉄筋の応力-ひずみ曲線

4.4 部材分割長(l=d/4,d)の比較

本解析においてはひびわれ発生後区分間においてM-φ曲線関係は一定であると仮定している。たとえば要素を大きく分割した場合、ひびわれ発生部以外に対しても断面の剛性低下を考慮することになり過小な部材剛性を考慮することになる。特に連続桁や斜張橋の主塔の解析では剛性低下の影響

表-4 部材区分長解析結果

		分割長 $l = d$ の場合						分割長 $l = d/4$ の場合					
		M	N	K _H	変位		M	N	K _H	変位		M	N
					δx	δy				δx	δy		
Mc	非線形	6 273	4 054	0.163	26	-94	6 321	4 079	0.170	26	-96	6 321	4 079
	線形	6 273	4 054	0.163	26	-94	6 321	4 079	0.170	26	-96	6 321	4 079
My	非線形	8 180	3 775	0.298	50	-138	8 259	3 842	0.308	53	-146	8 325	3 849
	線形	—	—	0.269	39	-120	8 325	3 849	0.269	38	-121	8 325	3 849
Mu	非線形	9 170	3 551	0.403	80	-195	9 162	3 395	0.477	137	-304	9 560	3 708
	線形	—	—	0.319	45	-133	9 560	3 708	0.319	46	-137	9 560	3 708

注) 1. M(t・m), N(t), 変位(mm)

が大きくはないが本アーチ構造のような不静定次数の大きい場合剛性低下の影響が著しく大きくなるため、分割長については配慮が必要となる。今解析では大きなモーメントを生じる部材分割長をdとd/4とした場合の影響について照査した。解析結果を表-4に示す。荷重係数は区分長 $l = d$ の場合の方が3-18%小さくなっている。これは分割長を大きく区分した場合の方が断面の剛性を過小評価しているためと考えられるがMu, My荷重がほぼ同じであることから分割長の取り方によって剛性低下の影響により耐荷荷重係数が1割程度変わること示している。

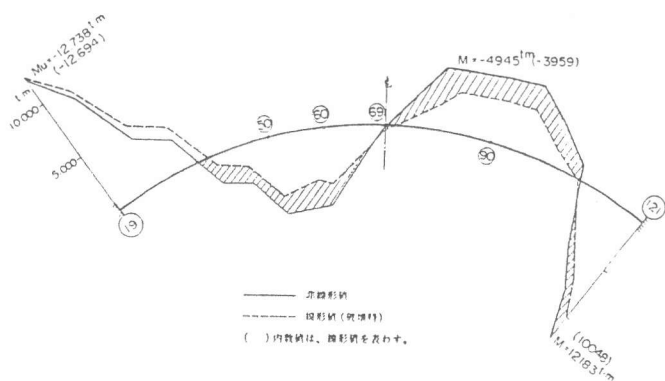


図-9 モーメント分布図

4. 5 活荷重半載荷の検討

前章で示すように地震作用荷重に対してはいずれの場合も非線形解析結果は非常に大きな耐荷力をもつことが明らかになった。本稿では活荷重分布のうちもっとも危険側である活荷重半載状態における耐荷力について検討する。本稿では初期荷重としては自重（乾燥収縮を含む）とし荷重としてアー

チの左半分に活荷重半載荷($w=2.45\text{t/m}$)を載荷する。モーメント図を図-9、変位図を図-10に示す。Mcまでは半載荷の影響により左側のみ変位が大きい。Mcを過ぎると50ポイント付近は下方向にたわみ、60ポイント付近は上向きに大きくたわみ、121ポイント、50ポイントの曲げモーメントが増加する。その後19,60,90ポイントの曲げモーメントがほとんど同様に増加してゆき最終的にはほとんど同時に破壊モーメントに達する。表-5に活荷重半載解析結果を示すが耐荷力は線形解析値で10倍、非線形解析値で13倍程度保有耐力があることがわかる。また非線形の場合水平変位238mm、鉛直変位577mmと線形解析の2.5倍の保有変位を有している。

5. まとめ

コンクリートアーチ橋において非線形解析を適用した結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 地震作用時解析結果は設計基準荷重に対して2.2倍程度の耐荷力を持つ。また活荷重半再載状態に対しても1.3倍程度の非常におおきな耐荷力を持つ。
- 2) 線形解析との対比によるとモーメントの再配分効果により非線形解析結果は30-50%程度の耐荷力の増加が見込まれる。
- 3) 本橋のアーチリブはRC部材であるが設計強度を 400kg/cm^2 と高めることにより十分な耐力を持ちながら断面の減少を図れることが明らかになった。
- 4) 通常のアーチ部材においては終局荷重に近づくにつれて軸力が減少し耐荷力を減少させる可能性があることから、非線形解析の適用にあたっては軸力変動を考慮することが望ましい。
- 5) 本解析では分割長および鉄筋ひずみ硬化等により10数%耐荷荷重が変動する可能性を示しており、今後特に分割長の取り方についてさらに検討する必要がある。

表-5 活荷重半載解析結果

		① 断 面				
		M	N	α	変 位	
					δx	δy
Mc	非線形	7 297	5 593	5.22	39	-144
	線 形	7 297	5 593	5.22	39	-144
My	非線形	11 368	6 782	11.12	129	-344
	線 形	10 975	6 275	8.66	61	-198
Mu	非線形	12 738	7 197	13.36	238	-577
	線 形	12 694	6 594	10.27	71	-223

ここに線形値は $M_u = M_d + s + \alpha M_L$, $M_d + s = 1717 \text{ t.m}$
線形解析の初期値で表わされる。
 $\alpha = (12,694 - 1717) / 1069 = 10.27$

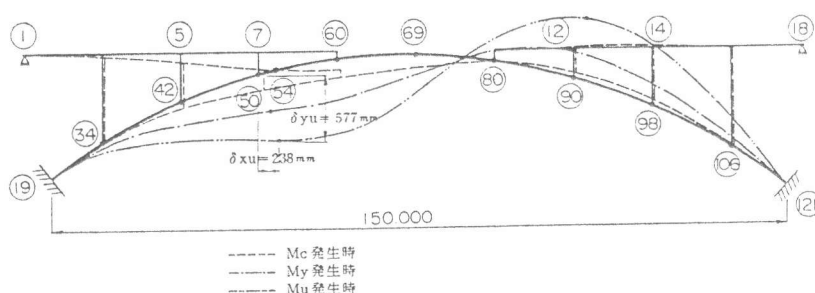


図-10 荷重半載時の変位図