

3. 上下部一体構造の設計法

3.1 設計法

3.1.1 基本方針

桁端を橋台に埋め込んだ上下部一体橋梁は、次のような特徴を有すると考えられる。

- 1) 温度応力が内在し、桁に軸応力、橋台に転倒モーメントが発生する。また、桁端に固定端モーメント（負曲げ）が発生するが、その分、支間中央の曲げ（正曲げ）が軽減される。
- 2) 橋台にとって桁がストラットの役割を果たし転倒に対して有利な構造となる。
- 3) 地震時の水平力を分散できる。
- 4) 従来の支承や伸縮装置が不用となり、維持、管理が軽減され車両走行性、静音性が向上する。

よって上下部一体化により通常、橋桁支間中央の曲げや橋台基部の断面力は軽減され、逆に桁端と橋台上部との固定点近傍の断面力が増加する。この点を念頭において図3.1.1に上下部一体橋梁の設計フローを示す。

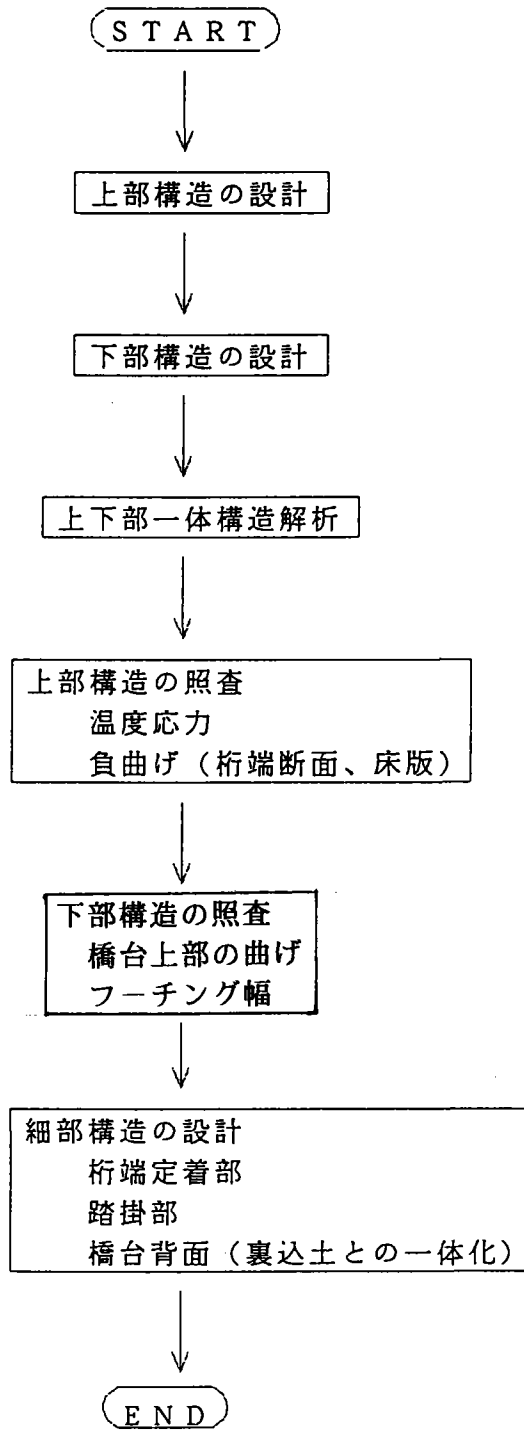


図 3.1.1 上下部一体橋梁の設計フロー

3.1.2 施工ステップと構造解析モデル

表3.1.1に示すような施工ステップを想定する。

橋台の上に通常の工法により橋桁が架設された状態を死荷重完成系とする。ただし、桁端はまだ橋台に埋め込まれていないとする。よって桁は、一端固定、他端可動（回転は両端とも自由）の通常の単純桁である。この系に計算の便宜上、舗装も含めた全ての死荷重を載荷する。また、裏込土は土圧として載荷する。

死荷重以降の荷重としては、活荷重、温度、地震等が考えられるがこれらは、桁端埋込後の上下部一体構造に載荷する。

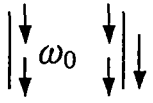
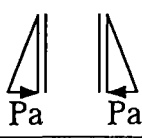
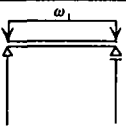
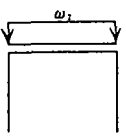
裏込土については、大別して、

- 1) 土圧として載荷する（荷重として扱う）
- 2) 水平バネとしてモデル化する（部材として扱う）

の2通りの考え方ができるが、いずれにしても橋台背面に負反力が生ずることは現実的でないので主働側は土圧、受働側はバネとして扱うことが妥当と考えられる。また、地震時の土圧は、常時土圧と地震時土圧が二重載荷とならないよう注意を要する。

表 3.1.1 上下部一体橋梁の施工ステップと構造解析モデル

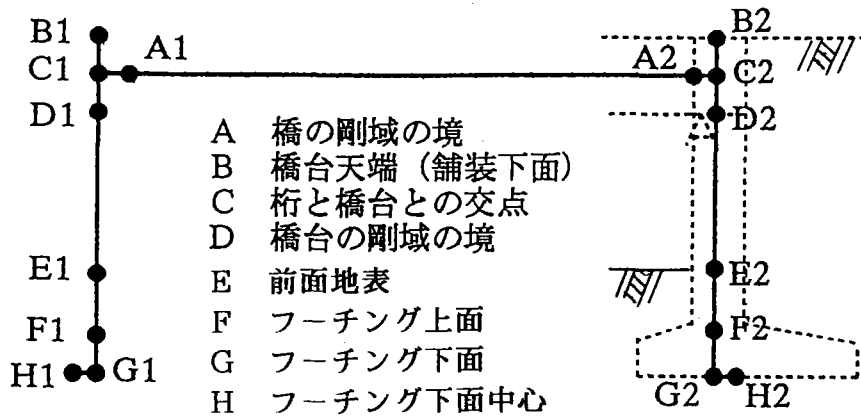
注) 橋台基部の地盤のバネ (K_H, K_V, H_θ) は図示略

No	ステップ	モデル	上部構造	下部構造
1	橋台施工			$w_0 =$ 橋体自重
2	裏込土 施工			$P_A =$ 主働土圧 or 静止土圧
3	桁架設 床版打設		桁端ヒンジ $w_1 =$ 鋼重+床版	
4	桁端埋込 舗装施工		桁端剛結 $w_2 =$ 舗装	
5	死荷重 完成系 (1+2+3+4)		便宜上、 w_1+w_2 を単純 梁に載荷 (上下部分離) 桁の軸力=0	従来(上下部分離)と 同じ
6	活荷重		以下(6~9)は桁端剛結 $w_L =$ 活荷重 (固定荷重扱い)	以下(6,7と9の受圧 側)はバネ支持
7	温度上昇			背面バネ反力だけ土 圧増加
8	温度降下			背面バネ反力だけ土 圧減少 通常は引張となるた めバネ無視
9	地震		$q:$ 水平慣性力 (上、下部)	$P_{EA} =$ 地震時主働土圧 左側:土圧の増分 $P_{EA} - P_A$ を載荷 右側:バネ支持

3.1.3 モデル化

(1) 構造系

1) 骨組



- 2) 桁の骨組 ($\overline{c_1c_2}$) : 桁の中立軸を通す。
- 3) 橋台の骨組 (BG) : 壁厚の中心を通す。
- 4) 基礎地盤のバネ : 点Hに集中バネ K_h, K_v, K_θ を設ける。
- 5) 橋台背面のバネ : 部材BGにバネを設ける。

(2) 荷重系

荷重の種類		常時			地震時 (kh:設計震度)		
		H	V	※	H	V	※
1	上部工	0	$\overline{c_1c_2}$ にw	0	$\overline{c_1c_2}$ に $k_h w$	$\overline{c_1c_2}$ にw	0
2	橋台	0	BFにw	0	BFに $k_h w$	BFにw	0
3	フーチング	0	点HにW	0	FGに $k_h W$	点HにW	0
4	前フーチング上載土	0	点HにW	※	EFに $k_h W$	点HにW	※
5	後フーチング上載土	0	点HにW	※	BFに $k_h W$	点HにW	※
6	土圧	BGに p_H	BGに p_V	※	BGに p_{EH}	BGに p_{EV}	※
7	地表荷重	0	点HにQ	※	0		
8	活荷重	0	$\overline{c_1c_2}$ にp, P	0	0		
9	温度	$\overline{c_1c_2}$ に $\pm 30^\circ\text{C}$			0		

注) ※は点Hに偏心モーメント

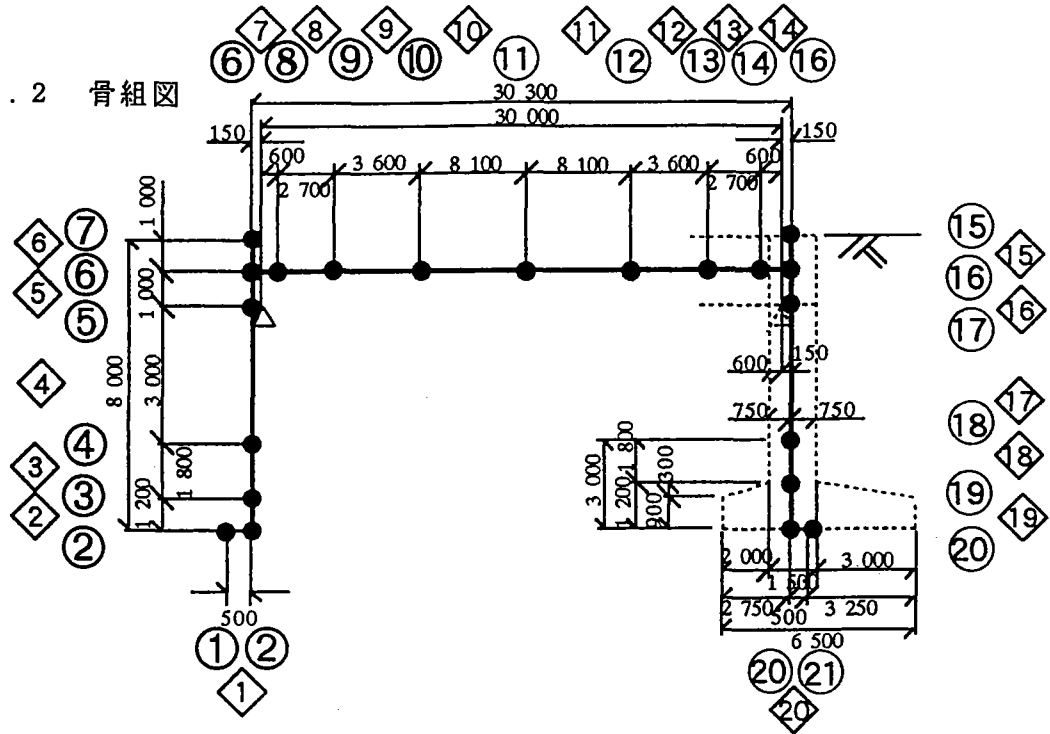
3.2 解析モデル

3.2.1 基本モデルの設定

上下部一体橋梁の力学的特徴を定量的に検討するために次のような基本モデルを設定する。

上部構造	非合成単純鋼桁	スパン	30m	車道幅員	10.8m
橋台	逆T式直接基礎	高さ	8m	幅	12 m
地盤	N値=30（支持地盤）， 5（橋台背面）				
設計水平震度	$K_h=0.2$				

3.2.2 骨組図



節点	X (m)	Y (m)	部材	A (m ²)	I (m ⁴)	E (t/m ²)	
①	-0.5	-8.0	①	10000	1000	2.35×10 ⁶	
2	0.0	-8.0	2	10000	1000	↓	
3		-6.8	3	18	3.375		
4		-5.0	4	18	3.375		
5		-2.0	5	10000	1000		
6		-1.0	6	10000	1000		
7		0.0	7	10000	1000		2.1×10 ⁷
8	0.75	-1.0	8	0.09488	0.03660		↓
9	3.45		9	0.14032	0.06681		
10	7.05		10	0.18240	0.09521		
11	15.15		11	0.18240	0.09521		
12	23.25		12	0.14032	0.06681		
13	26.85		13	0.09488	0.03660		
14	29.55		14	10000	1000	2.35×10 ⁶	
15	30.3	0.0	15	10000	1000	↓	
16		-1.0	16	10000	1000		
17		-2.0	17	18	3.375		
18		-5.0	18	18	3.375		
19		-6.8	19	10000	1000		
20		-8.0	20	10000	1000		
21	30.8	-8.0					

注) 部材 1, 2, 5~7, 14~16, 19, 20は剛部材(剛域)

3.2.3 地盤のバネ

式中の { } は (常時、地震時) を表わす。

(1) 基礎地盤のバネ

$$N = 30$$

$$E_0 = 28N = 840 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_{v0} = 1/30 a E_0 = 1/30 \times (1.2) \times 840 = \{28.0, 56.0\} \text{ kg/cm}^3$$

$$A_v = 6.5 \times 12.0 = 78 \text{ m}^2$$

$$I_v = 1/12 \times 6.5^3 \times 1.2 = 275 \text{ m}$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = 8.83 \text{ m}^2 = 883 \text{ cm}^2$$

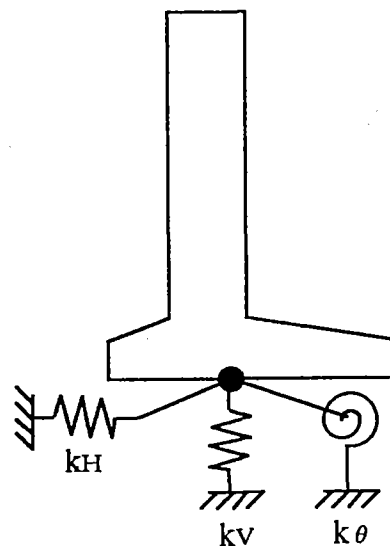
$$\begin{aligned} k_v &= k_{v0} (B_v/30)^{-3/4} = \{28.0, 56.0\} \times (883/30)^{-3/4} \\ &= \{2.22, 4.44\} \text{ kg/cm}^3 \\ &= \{2220, 4440\} \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

$$K_v = k_v A = \{2220, 4440\} \times 78 = \{173000, 346000\} \text{ t/m}$$

$$K_\theta = k_v I = \{2220, 4440\} \times 275 = \{611000, 1222000\} \text{ tm/rad}$$

$$K_H = \lambda K_v = 1/3 \times \{173000, 346000\} = \{58000, 115000\} \text{ t/m}$$

上記バネをフーチング底面中心に設ける。



(2) 橋台背面のバネ

水平バネのみ考慮する。

$$N = 5$$

$$E_0 = 28N = 140$$

$$k_{v0} = 1/30 E_0 = 1/30 \times (1, 2) \times 140 = \{4.67, 9.34\} \text{ kg/cm}^3$$

$$A_H = 8.0 \times 12.0 = 96.0 \text{ m}^2$$

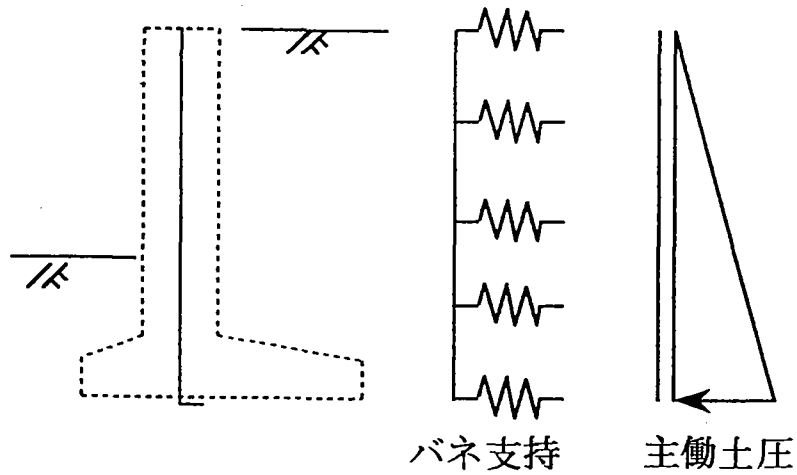
$$B_H = \sqrt{A_H} = 9.80 \text{ m} = 980 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} k_H &= k_{H0} (B_H/30)^{-3/4} = \{4.67, 9.34\} \times (980/30)^{-3/4} \\ &= \{0.342, 0.684\} \text{ kg/cm}^3 \\ &= \{342, 684\} \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

$$K_H = k_H B = \{342, 684\} \times 12.0 = \{4100, 8200\} \text{ t/m}^2$$

上記バネを橋台の骨組線に直角に設ける。

ただし、橋台が背面方向におされる場合にバネ支持とし逆方向の場合は、バネは設けず主働土圧を載荷する。



3.2.4 荷重

(1) 上部工

1) 常時

	w (t/m)
高欄	0.10 = 0.050×2
舗装	1.74 = 2.3×0.070×10.8
地覆	0.96 = 2.5×0.320×0.600×2
床版	6.60 = 2.5×0.220×12.0
ハンチ	0.66 = (0.210+0.120)×2
鋼重	1.72 = 0.430×4
Σ	11.78

2) 地震時

鉛直荷重：同上

水平荷重： $p_H = k_H w = 0.2 \times 11.78 = 2.356 \text{ t/m}$

(2) 橋台

1) 常時

壁の自重は、骨組に沿う等分布荷重 w とする。

$$w = 2.5 \times 12.0 \times 1.5 = 45.0 \text{ t/m}$$

フーチングの自重 W は、フーチング底面中心 E に集中載荷する。 ($M_E = 0$)

$$W = 2.5 \times 12.0 \times \left\{ (1.5 + 6.5) / 2 \times 0.3 + 6.5 \times 0.9 \right\}$$

$$= 211.5 \text{ t}$$

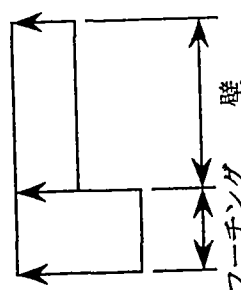
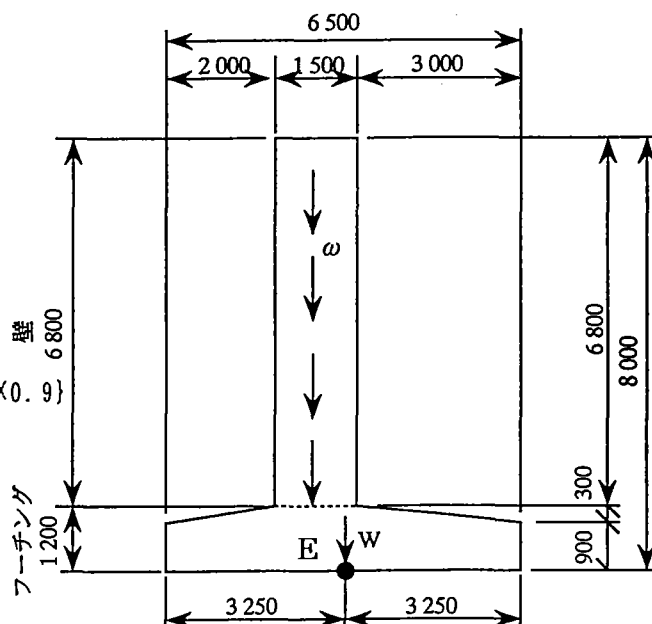
2) 地震時

鉛直荷重は常時と同じ。

水平荷重は、鉛直荷重に設計震度を乗じたものを、骨組に沿って等分布載荷する。

壁 $p_H = 0.2 \times 45.0 = 9.0 \text{ t/m}$

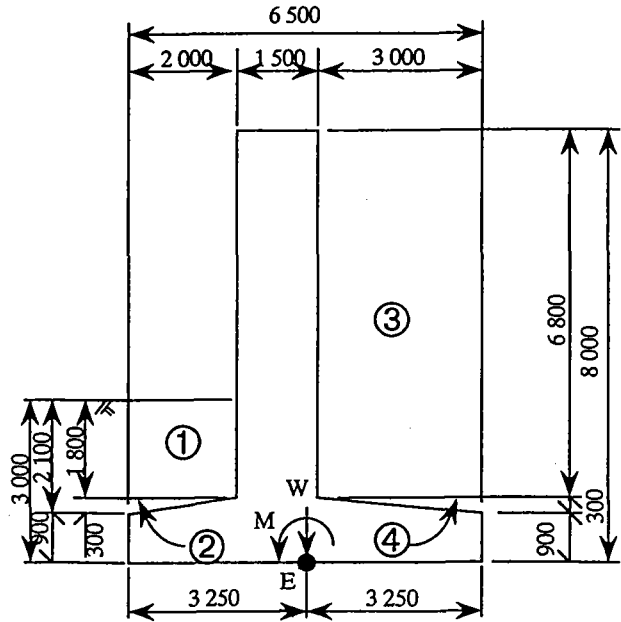
フーチング $p_H = 0.2 \times 211.5 / 1.2 = 35.3 \text{ t/m}$



(3) フーチング上載土

1) 常時

自重Wと偏心モーメントMをフーチング底面中心Eに集中荷重として載荷する。



前フーチング上載土		W(t)	x(m)	M(tm)
①	1.8×12.0×2.0×1.8	= 77.76	3.25-2.0/2= 2.250	174.96
②	1.8×12.0×2.0×0.3/2	= 6.48	3.25-2.0/3= 2.583	16.74
		84.24	2.276	191.70

後フーチング上載土		W(t)	x(m)	-M(tm)
③	1.8×12.0×3.0×6.8	= 440.64	3.25-3.0/2= 1.75	771.12
④	1.8×12.0×3.0×0.3/2	= 9.72	3.25-3.0/3= 2.25	21.87
		450.36	1.761	792.99

2) 地震時

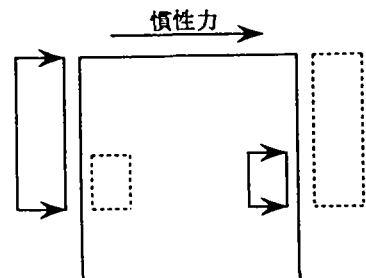
WとMは常時と同じ。

水平荷重(慣性力)は、簡単のため①、③の区間の骨組に分布荷重として載荷する。

前フーチング $p_H = 0.2 \times 84.24 / 1.8 = 9.36 \text{ t/m}$

後フーチング $p_H = 0.2 \times 450.36 / 8.0 = 11.26 \text{ t/m}$

ただし、橋台を押し方向の水平力のみ載荷する。



(4) 土圧

1) 常時

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$, $c = 0 \text{ t/m}^2$, $\phi = 40^\circ$, $\alpha = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$, $\delta = \phi/3 = 13.3^\circ$
 地表荷重 $q = 1.0 \text{ t/m}^2$, 橋台幅 $B = 12.0 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(40-0)}{\cos^2 0 \cos(0+13.3^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ+13.3^\circ) \sin(40^\circ+0)}{\cos(0+13.3^\circ) \cos(0-0)}} \right]^2} \\
 &= \frac{0.7660^2}{1.0 \times 0.9730 \times \left[1 + \sqrt{\frac{0.8021 \times 0.6428}{0.9730 \times 1.0}} \right]^2} \\
 &= 0.202
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p_A &= K_A \gamma x - 2c\sqrt{K_A} + K_A q \\
 &= 0.202 \times 1.8 \times x - 0 + 0.202 \times 1.0 \\
 &= 0.364x + 0.202 \text{ (t/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$f = p_A B = 4.368x + 2.424 \text{ (t/m)}$$

$$f_H = f \cos \delta = 4.25x + 2.36 \text{ (t/m)}$$

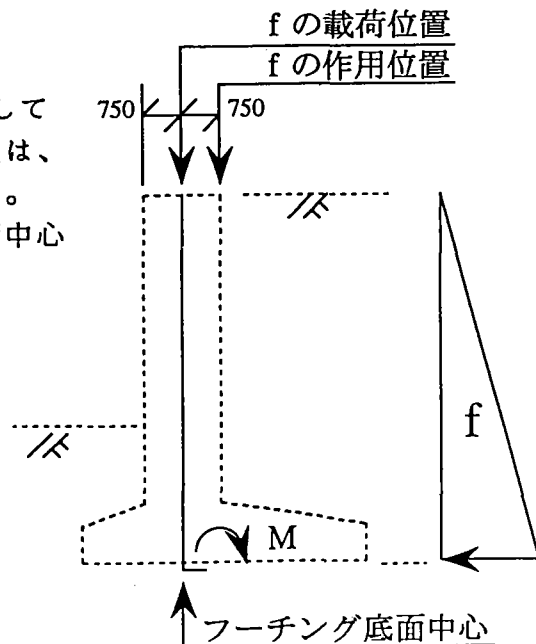
$$F_H = \int_0^8 f_H dx = 4.25 \times 8.0^2 / 2 + 2.36 \times 8.0 = 155 \text{ (t)}$$

$$f_v = f \sin \delta = 1.01x + 0.56 \text{ (t/m)}$$

$$F_v = \int_0^8 f_v dx = 1.01 \times 8.0^2 / 2 + 0.56 \times 8.0 = 37 \text{ (t)}$$

上記分布荷重 f_H , f_v を骨組に分布荷重として
 載荷する。ただし、 f_v の実際の作用位置は、
 橋台背面であるため骨組線から偏心する。
 これを補正するために、フーチング底面中心
 にモーメントを載荷する。

$$M = 37 \times 0.75 = 28 \text{ tm}$$



2) 地震時土圧

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, c = 0 \text{ t/m}^2, \phi = 40^\circ, \alpha = 0^\circ, \theta = 0^\circ, \delta_E = 0^\circ$$

$$q' = 0 \text{ t/m}^2, B = 12.0 \text{ m}, k_h = 0.2, \theta_o = \tan^{-1} k_h = 11.3^\circ$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_o - \theta)}{\cos \theta_o \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}{\cos(\theta + \theta_o + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(40 - 11.3 - 0)}{\cos 11.3 \cos^2 0 \cos(0 + 11.3 + 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 0) \sin(40 - 0 - 11.3)}{\cos(0 + 11.3 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.8772^2}{0.9806 \times 1.0^2 \times 0.9806 \times \left[1 + \sqrt{\frac{0.6428 \times 0.4801}{0.9806 \times 1.0}} \right]^2}$$

$$= 0.328$$

$$P_{EA} = \gamma \times K_{EA} - 2c\sqrt{K_{EA}} + q' K_{EA}$$

$$= 1.8 \times 0.328 - 0 + 0$$

$$= 0.590 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$f = P_{EA} B = 7.08 \text{ (t/m)}$$

$$f_H = f \cos \delta_E = 7.08 \text{ (t/m)}$$

$$f_V = f \sin \delta_E = 0 \text{ (t/m)}$$

載荷方法は常時と同様。ただし $f_V = 0$ のため $M = 0$ 。

(5) 地表荷重

1) 常時

地表荷重 $q = 1.0 \text{ t/m}^2$ による鉛直力 Q と
偏心モーメント M をフーチング底面
中心に載荷する。

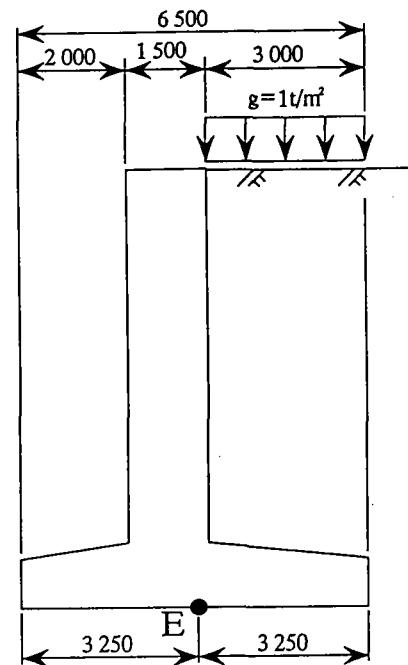
$$Q = 1.0 \times 12.0 \times 3.0 = 36.0 \text{ t}$$

$$M = 36.0 \times (3.25 - 3.0/2) = 63.0 \text{ tm}$$

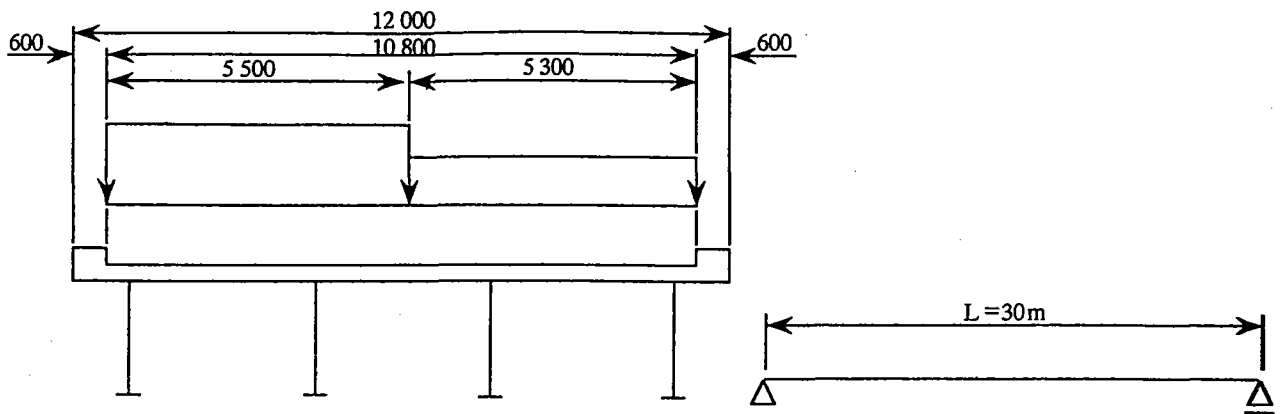
なお、 q による土圧は土圧の章で述べ
たごとく載荷する。

2) 地震時

地表荷重はなしとする。よって q による土圧もなし。



(6) 死荷重



$$\text{衝撃係数} \quad i = \frac{20}{50+L} = \frac{20}{50+30} = 0.25$$

$$\text{分布荷重} \quad p = 0.35 \times 5.5 + \frac{5.3}{2} \times 1.25 = 3.57 \text{ t/m}$$

$$\text{線荷重} \quad P = 5.0 \times 5.5 + \frac{5.3}{2} \times 1.25 = 50.94 \text{ t/m}$$

分布荷重pはスパン全長に載荷する。

線荷重Pの載荷位置は、スパン中央と橋台直上の2通りとする。

(7) 温度

上部工のみに、 $\pm 30^\circ\text{C}$ の温度変化を考慮する。

3.3 橋台背面の剝離の影響

本報告書では、モデルの簡略化のため、常時の解析モデルとして次のような仮定を設けている。

- 1) 温度上昇時 : 橋台と背面地盤は剝離しないと考え、橋台背面に地盤バネを設ける。
- 2) 温度下降時 : 橋台と背面地盤が完全に剝離すると考え、橋台背面には地盤バネを設置しない。

しかし、常時荷重（活荷重、温度変化）による橋台の変位状態には、図3.3.1に示すようなケースが考えられる。ここで、橋台頂部においてのみ剝離が生じる場合（b）とフーチング底部のみで剝離が生じる場合（c）は、上記仮定と異なることになる。そこで、橋台が実際にはどのような変位をし、部分的な剝離が生じた場合、上部工及び下部工にどの程度の影響が生じるのかを検討する。

まず、図3.3.2に示すような離散化モデルを用いて解析を行い、バネに引張が生じた場合、バネ値を零として再計算する。また、全てのバネに引張が生じた場合、バネ値を零として再計算する。また、全てのバネに引張が生じなくなるまで繰り返し計算を行う。解析に当たり、載荷荷重は次のものを用いた。

- ケース1 : 30℃の温度上昇
- ケース2 : 30℃の温度下降
- ケース3 : 活荷重+30℃の温度上昇
- ケース4 : 活荷重+30℃の温度下降

また、パラメータとして、底面地盤のN-値(5, 10, 20, 30, 40, 50)を用いた。

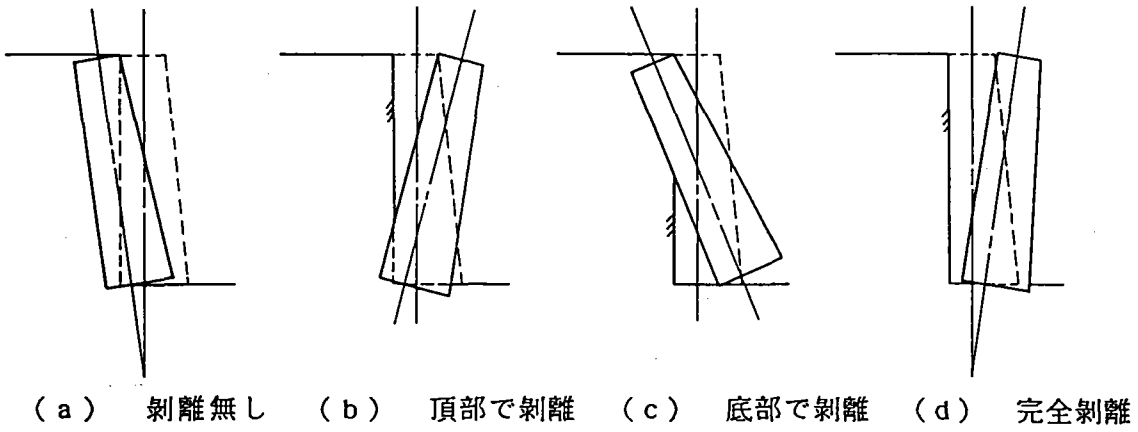


図-3.3.1 橋台の変位状況

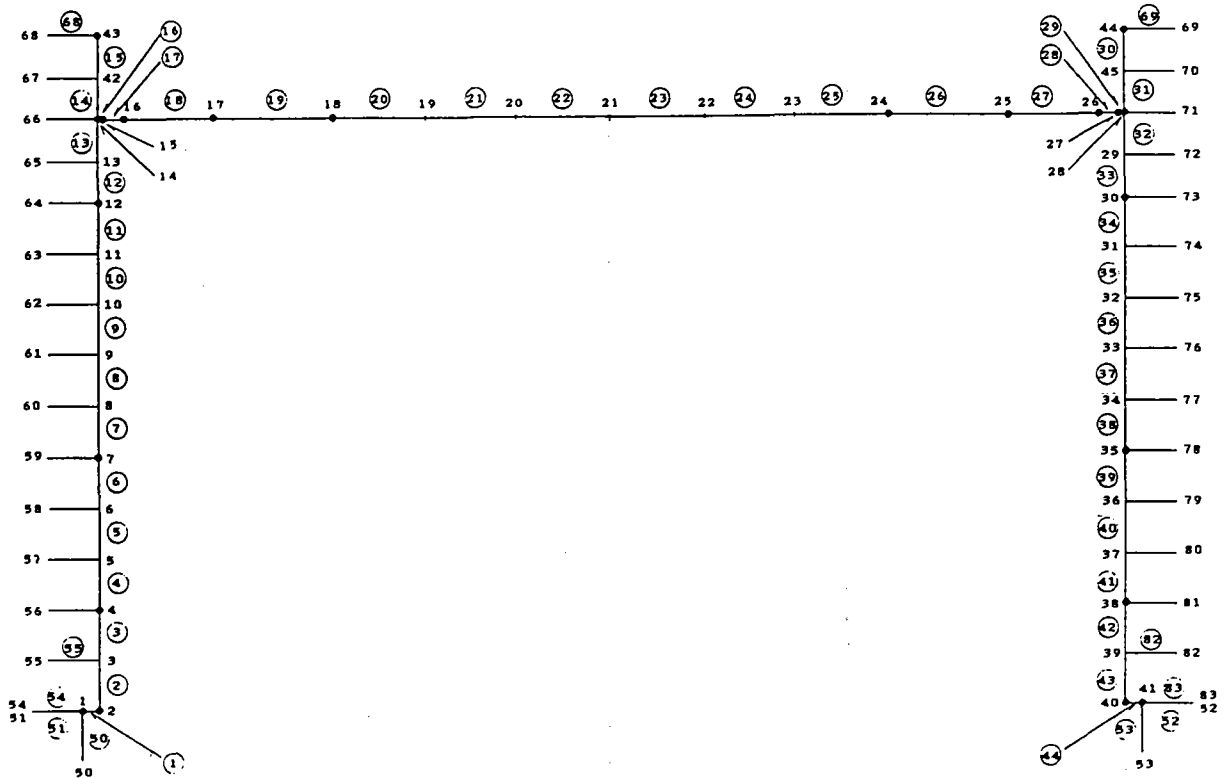


図-3.3.2 離散系モデル

解析結果

30℃の温度上昇が作用した場合（ケース1）、N-値5以外では剝離は起こらず橋台は全体的に背面地盤側に変位した（図3.3.1（a））。N-値5の場合は、フーチング底面で剝離が生じた。その時の桁に作用する軸力、及びフーチング中心、桁端、桁中央の曲げモーメントを表3.3.1に示す。表中、厳密解は部分的な剝離を考慮した解析方法による解であり、近似解は部分的な剝離を無視した解析結果である。ここで、両者を比較するため、誤差率として次のような値を用いている。

$$\text{誤差率} = \frac{\text{近似解} - \text{厳密解}}{\text{厳密解}} \times 100 (\%)$$

	軸力 (tf)	モーメント (tf・m)		
		フーチング中心	桁端	桁中央
厳密解	92.01	71.98	72.51	72.55
近似解	92.01	72.04	72.57	72.60
誤差率 (%)	0.00	0.08	0.08	0.07

表3.3.1 ケース1

表3.3.1より、ケース1において、軸力は剝離を考慮してもまったく変わらない。また、モーメントについては、近似解の方が若干大きくなっているが、誤差率は0.07~0.08(%)と小さく差はほとんどないと考えられる。

次に、30℃の温度低下が作用した場合（ケース2）、橋台は、N-値に関係無く背面全体において剝離（d）した。また、活荷重と30℃の温度上昇が作用した場合（ケース3）は、逆に全く剝離しなかった。

活荷重と30℃の温度低下が作用した場合（ケース4）は、N-値20以下において、橋台頂部が剝離し（b）、それ以上では、全体的に剝離した。N-値20以下における軸力を表3.3.2に、フーチング中心、桁端、桁中央の曲げモーメントを表3.3.3~表3.3.5に示す。それぞれN-値が小さいほど誤差は大きくなっている。しかし、フーチング中心及び桁端の曲げモーメントは、誤差率1~3%程度であり、問題ないと思われる。軸力、フーチング中心のモーメントについては、N

-値5において、大きく違っているが、近似解の方が値が大きく危険側を考慮していることとなり、安全面の悪影響とはならない。

また、直接基礎を用いる場合の基礎地盤のN-値は粘性土で、20、砂質土で30以上である。すべてのケースにおいて、N-値20では、1%以下の誤差しかなく、N-値30においては、解析仮定とまったく同一の結果である。

N-値	5	10	20
厳密解(tf)	29.08	23.14	9.26
近似解(tf)	32.58	23.93	9.32
誤差率(%)	12.03	3.414	0.647

表3.3.2 桁に生じる軸力

N-値	5	10	20
厳密解(tf・m)	290.1	306.2	317.9
近似解(tf・m)	281.4	304.0	317.4
誤差率(%)	2.999	0.718	0.157

表3.3.3 フーチング中心のモーメント

N-値	5	10	20
厳密解(tf・m)	504.8	489.3	477.9
近似解(tf・m)	513.7	490.9	477.9
誤差率(%)	1.763	0.327	0.000

表3.3.4 桁端モーメント

N-値	5	10	20
厳密解(tf・m)	109.1	179.5	292.2
近似解(tf・m)	118.0	182.5	292.6
誤差率(%)	8.157	1.671	0.137

表3.3.5 桁中央のモーメント

結論

荷重ケースに関わらず、底面地盤の N - 値が大きくなるとフーチングの変位が拘束されるため、温度上昇及び温度上昇 + 活荷重では剥離しなくなる。また、温度下降及び温度下降 + 活荷重では、全面剥離となる。

N - 値が小さい場合は、温度上昇及び温度下降 + 活荷重において部分的な剥離が生じる。ただし、前者は部分剥離を考慮しなくともほとんど断面力に差はない。後者については、 N - 値5以外では部分剥離の考慮は必要ないと思われる。 N - 値5 の場合は、軸力及びフーチング中心でのモーメントに大きな差が現れた。しかし、双方とも近似解の方が大きな値となっている。つまり、部分的な剥離を考慮しなくとも、 N - 値5 では、若干の影響があるが、危険側を考慮することになり案全面では悪影響とはならない。また、 N - 値10以上ではほとんど影響はない。特に、 N - 値30以上では先の仮定と一致し全く問題はない。

よって、常時の解析モデルは、 N - 値が低い場合、厳密解を得ることは出来ないが、大きな影響はなく、妥当なモデルといえる。

3.4 橋台背面土のN-値の影響

3.4.1 目的

上下部一体構造の特徴のひとつでもある背面土のN-値の影響に着目し比較検討を行う。解析モデルでは橋台背面土の影響を橋台が背面土方向に変形を起こす場合のみに背面土から受ける力をバネでモデル化し、変形の大きさに比例して橋台がバネの反力を受けるものと考えている。従って、温度上昇時及び地震時では背面バネのばね定数によって橋台もしくは桁に働く断面力に大きな差がでることが予想される。背面バネのバネ定数は背面土のN-値に支配されておりN-値の想定値を変化させれば橋台もしくは桁に働く断面力にも差が出ることになる。そこで背面土のN-値を変化させた場合の断面力について比較検討を行うものとする。

3.4.2 解析結果

温度上昇及び地震時の荷重ケースの変形及び断面力図を図3.4.1及び2にしめす。図3.4.1及び2より温度上昇時及び地震時とも背面バネのN-値の大きさによって脚上端の変形状態がN-値に比例して変化していることがわかる。また断面力では温度上昇時では桁の軸力、地震時では脚の曲げモーメント及び桁の軸力にN-値による差が大きく出ていることが判断できる。

3.4.3 組合せ荷重解析結果

上記のように背面バネのN-値は特定の荷重の特定の断面力について影響が大きいことがわかる。そこで、これらの断面力の変化が断面決定に対してどの程度影響があるかを比較検討する。断面力は脚上下端及び桁部最大断面力に着目し解析を行う。解析結果を表3.4.1に示す。表3.4.1に示されている断面力のうち軸力及び曲げモーメントについてN-値をパラメータとしての比較図を図3.4.3に示す。

1)脚部断面力について

図3.4.3より、曲げモーメントは地震時の曲げモーメントが背面バネのN-値の影響を大きく受けることから、N-値を0と考えた場合には死+地の荷重ケースの曲げモーメントが最大となり、N-値を考慮すると温度下降時が最大

となる。また、軸力についてはN-値の影響はそれほど大きくは無く、N-値の変化による軸力の変化は小さいことがわかる。

2) 桁部断面力について

図3.4.3より、曲げモーメントはN-値の影響によってあまり変化しない。しかし、軸力については温度上昇時の軸力がN-値の影響を大きく受けることから死+活+温(+)の荷重ケースの軸力が最大となり、N-値変化による軸力の変化は大きいことがわかる。

3.4.4 N-値の変化による断面応力度の変化

図3.4.3よりN-値の変化によって桁軸力が大きく影響を受け、断面に与える影響が大きいことがわかる。これらの変化量によって断面の応力度がどの程度変化するかを概略計算すると

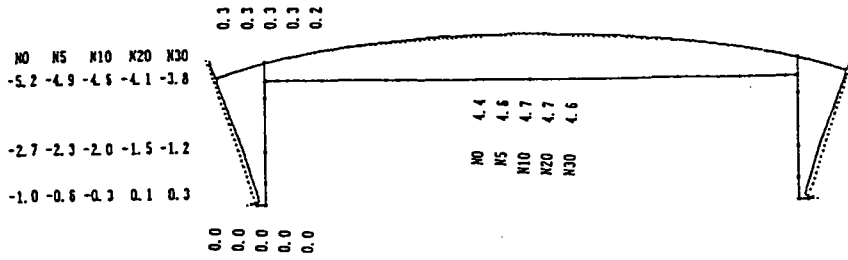
$$\sigma_n = 93000 / 948.8 = 98.0 \text{ kg/cm}^2$$

となりN-値の影響によって最大100kg/cm²程度の応力差が発生している。

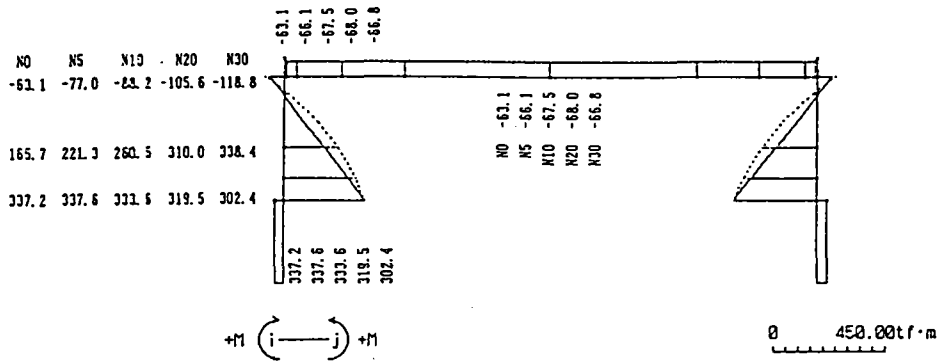
3.4.5 考察

背面バネのN-値は各荷重ケースで考えれば温度上昇及び地震時については影響が大きいものと思われる。これらの影響は温度上昇時には桁の断面力、地震時には脚の断面力に対して影響を与えることとなるが、脚断面力については温度下降時の断面力が支配的で一部地震時の断面力が温度降下時の断面力よりも大きくなる場合があるがそれはN-値を0と考えた場合で現実問題としてはほぼ影響が無いと考えてよいものと思われる。しかし、桁の断面力については温度上昇時の軸力による影響は大きく、桁全面にわたって同軸力が働くことを考えると注意が必要である。応力的には最大100kg/cm²程度の応力差であるので現実問題としては多少応力的に余裕のある断面構成を行っておけば設計に際しては問題ないものと考えられる。

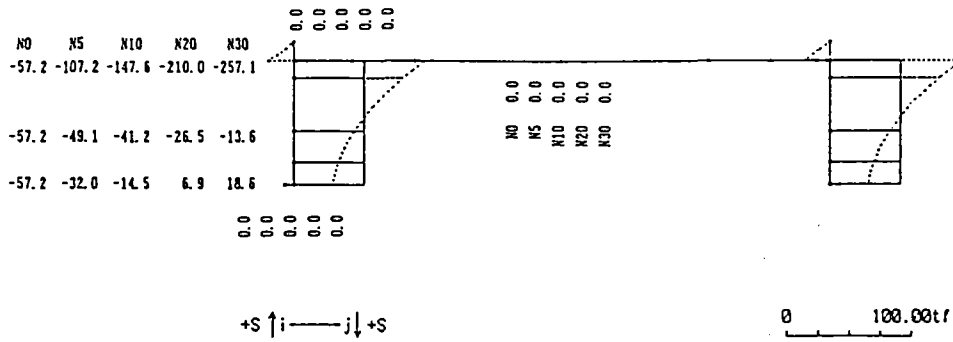
変位図 (CASE 5 ~ CASE 6) 温度荷重(°)



曲げモーメント図 (CASE 5 ~ CASE 6) 温度荷重(°)



せん断力図 (CASE 5 ~ CASE 6) 温度荷重(°)



軸力図 (CASE 5 ~ CASE 6) 温度荷重(°)

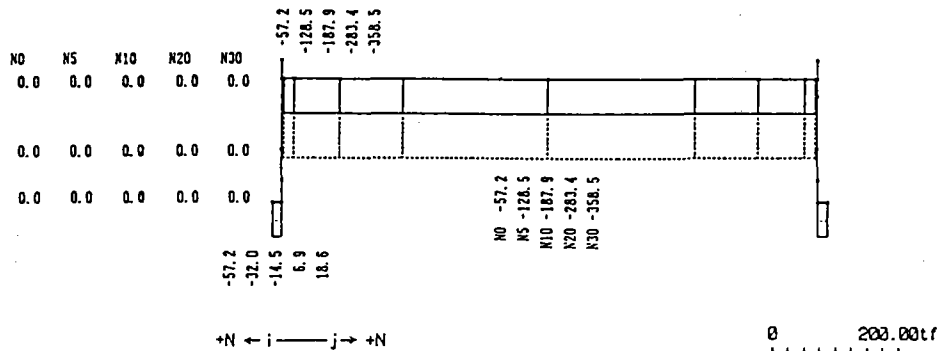
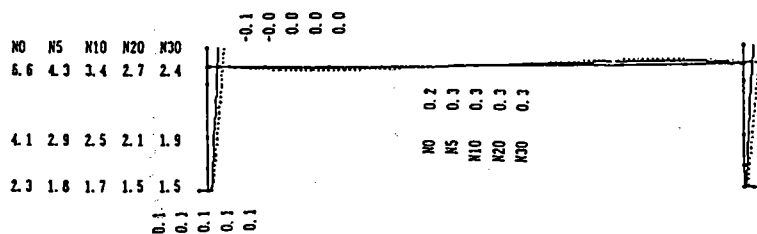
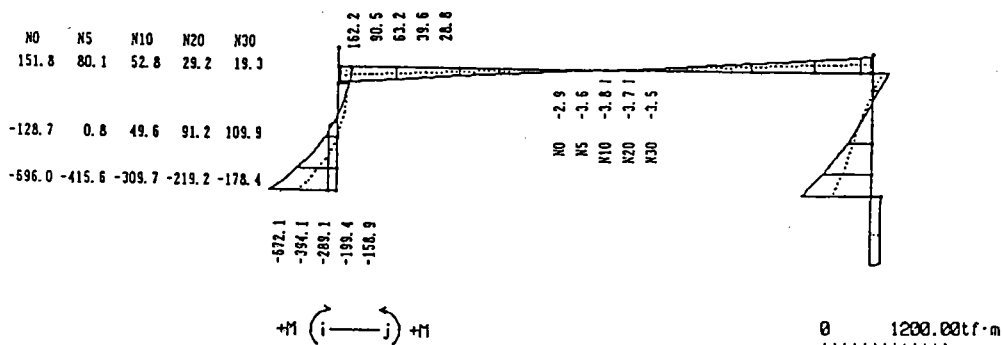


図 3.4.1 温度上昇時解析結果

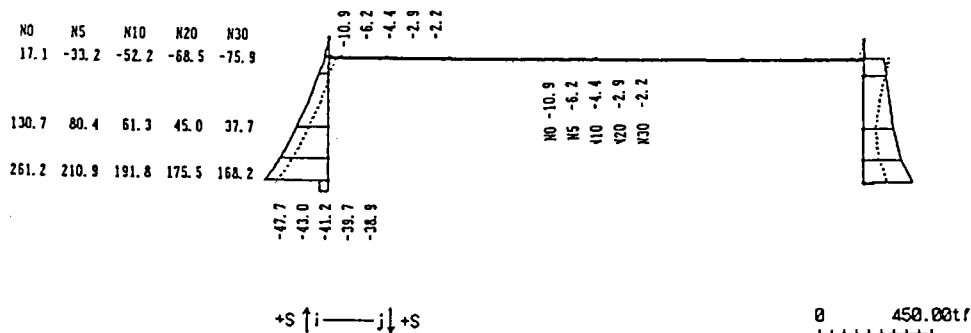
変位図 (CASE 21 ~ CASE22) 地震時



曲げモーメント図 (CASE 21 ~ CASE 22) 地震時



せん断力図 (CASE 21 ~ CASE 22)



軸力図 (CASE 21 ~ CASE 22)

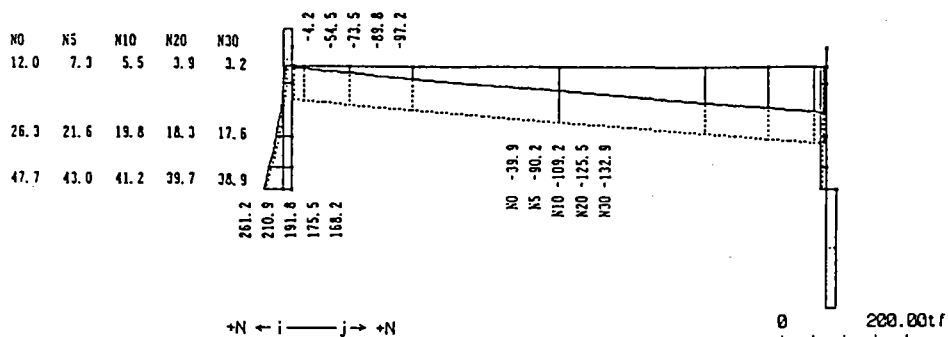


図 3.4.2 地震時解析結果
-41-

表 3.4.1 組合せ荷重解析結果

脚部

1) PT. 2

変位	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
活荷重C	-0.9	-0.8	-0.7	-0.6	-0.5
温度+	-1.0	-0.6	-0.3	0.1	0.3
温度-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
地震時	2.3	1.8	1.7	1.5	1.5
死・活	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
死・活・温(+)	0.7	1.1	1.5	1.9	2.2
死・活・温(-)	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8
死+地	3.3	3.0	2.9	2.8	2.8

曲げモーメント	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	-464.8	-464.8	-464.8	-464.8	-464.8
活荷重C	-25.9	-19.3	-14.1	-6.0	0.1
温度+	337.2	337.6	333.6	319.5	302.4
温度-	-337.2	-337.2	-337.2	-337.2	-337.2
地震時	-696.0	-415.6	-309.7	-219.2	-178.4
死・活	-490.7	-484.1	-478.9	-470.8	-464.7
死・活・温(+)	-133.5	-127.4	-126.3	-131.6	-141.1
死・活・温(-)	-719.9	-714.2	-709.7	-702.6	-697.3
死+地	-773.9	-586.9	-516.3	-456.0	-428.8

せん断力	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	154.9	154.9	154.9	154.9	154.9
活荷重C	-51.5	-45.1	-40.3	-33.3	-28.5
温度+	-57.2	-32.0	-14.5	6.9	18.6
温度-	57.2	57.2	57.2	57.2	57.2
地震時	261.2	210.9	191.8	175.5	168.2
死・活	103.4	109.8	114.6	121.6	126.4
死・活・温(+)	40.2	67.7	87.0	111.7	126.1
死・活・温(-)	139.7	145.2	149.4	155.5	159.7
死+地	277.4	243.9	231.1	220.3	215.4

軸力	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	-521.2	-521.2	-521.2	-521.2	-521.2
活荷重C	-79.6	-79.6	-79.6	-79.6	-79.6
温度+	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
温度-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
地震時	47.7	43.0	41.2	39.7	38.9
死・活	-600.8	-600.8	-600.8	-600.8	-600.8
死・活・温(+)	-522.4	-522.4	-522.4	-522.4	-522.4
死・活・温(-)	-522.4	-522.4	-522.4	-522.4	-522.4
死+地	-315.7	-318.8	-320.0	-321.0	-321.5

2) PT. 6

変位	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
活荷重C	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3
温度+	-5.2	-4.9	-4.6	-4.1	-3.8
温度-	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
地震時	6.6	4.3	3.4	2.7	2.4
死・活	3.6	3.7	3.7	3.7	3.7
死・活・温(+)	-1.4	-1.0	-0.8	-0.3	-0.1
死・活・温(-)	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7
死+地	6.7	5.1	4.5	4.1	3.9

曲げモーメント	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	-28.5	-28.5	-28.5	-28.5	-28.5
活荷重C	-386.7	-387.6	-388.1	-388.6	-388.8
温度+	-63.1	-77.0	-88.2	-105.6	-118.8
温度-	63.1	63.1	63.1	63.1	63.1
地震時	151.8	80.1	52.8	29.2	19.3
死・活	-415.2	-416.1	-416.6	-417.1	-417.3
死・活・温(+)	-415.9	-428.8	-439.0	-454.5	-466.2
死・活・温(-)	-306.2	-307.0	-307.4	-307.8	-308.0
死+地	82.2	34.4	16.2	0.5	-6.1

せん断力	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
活荷重C	-51.5	-55.3	-57.8	-60.7	-62.2
温度+	-57.2	-107.2	-147.6	-210.0	-257.1
温度-	57.2	57.2	57.2	57.2	57.2
地震時	17.1	-33.2	-52.2	-68.5	-75.9
死・活	-47.0	-50.8	-53.3	-56.2	-57.7
死・活・温(+)	-90.6	-137.4	-174.7	-231.5	-273.7
死・活・温(-)	8.9	5.6	3.4	0.9	-0.4
死+地	14.4	-19.1	-31.8	-42.7	-47.6

軸力	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	-224.5	-224.5	-224.5	-224.5	-224.5
活荷重C	-79.6	-79.6	-79.6	-79.6	-79.6
温度+	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
温度-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
地震時	12.0	7.3	5.5	3.9	3.2
死・活	-304.1	-304.1	-304.1	-304.1	-304.1
死・活・温(+)	-264.4	-264.4	-264.4	-264.4	-264.4
死・活・温(-)	-264.4	-264.4	-264.4	-264.4	-264.4
死+地	-141.7	-144.8	-146.0	-147.1	-147.5

桁部

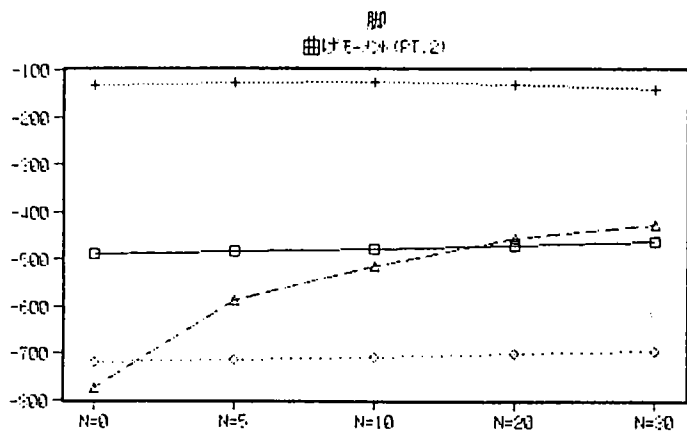
桁部

変位	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	-73.9	-73.9	-73.9	-73.9	-73.9
活荷重C	-11.8	-11.7	-11.6	-11.4	-11.3
温度+	4.4	4.6	4.7	4.7	4.6
温度-	-4.4	-4.4	-4.4	-4.4	-4.4
地震時	0.2	0.3	0.3	0.3	0.3
死・活	-85.7	-85.6	-85.5	-85.3	-85.2
死・活・温(+)	-70.7	-70.4	-70.3	-70.1	-70.1
死・活・温(-)	-78.3	-78.3	-78.2	-78.0	-77.9
死+地	-49.1	-49.1	-49.1	-49.1	-49.1

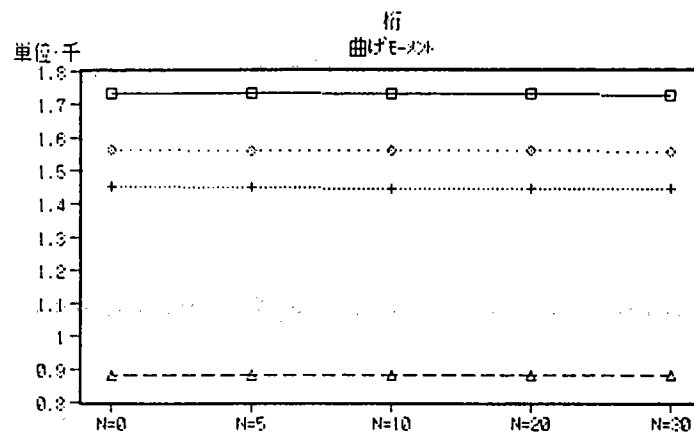
曲げモーメント	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	1325.3	1325.3	1325.3	1325.3	1325.3
活荷重C	408.9	407.2	405.8	403.8	402.3
温度+	-63.1	-66.1	-67.5	-68.0	-66.8
温度-	63.1	63.1	63.1	63.1	63.1
地震時	-2.9	-3.6	-3.8	-3.7	-3.5
死・活	1734.2	1732.5	1731.1	1729.1	1727.6
死・活・温(+)	1453.1	1449.0	1446.6	1444.4	1444.2
死・活・温(-)	1562.9	1561.4	1560.2	1558.4	1557.1
死+地	881.6	881.1	881.0	881.1	881.2

せん断力	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	178.5	178.5	178.5	178.5	178.5
活荷重C	79.6	79.6	79.6	79.6	79.6
温度+	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
温度-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
地震時	-10.9	-6.2	-4.4	-2.9	-2.2
死・活	258.1	258.1	258.1	258.1	258.1
死・活・温(+)	224.4	224.4	224.4	224.4	224.4
死・活・温(-)	224.4	224.4	224.4	224.4	224.4
死+地	111.7	114.9	116.1	117.1	117.5

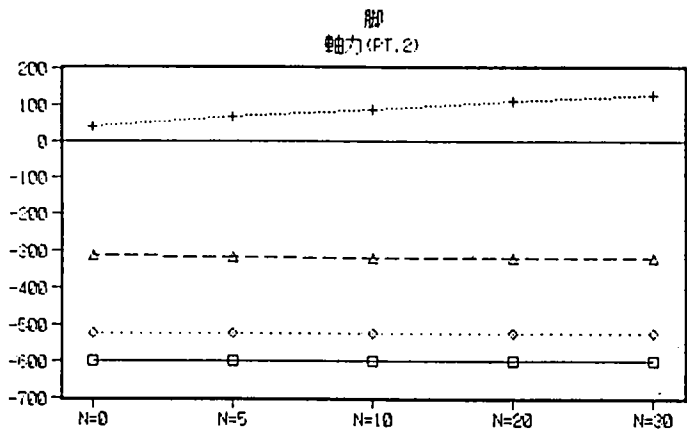
軸力	N=0	N=5	N=10	N=20	N=30
死荷重	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
活荷重C	-51.5	-53.8	-54.8	-55.0	-53.9
温度+	-57.2	-128.5	-187.9	-283.4	-358.5
温度-	57.2	57.2	57.2	57.2	57.2
地震時	-75.6	-125.8	-144.9	-161.2	-168.6
死・活	-51.5	-53.8	-54.8	-55.0	-53.9
死・活・温(+)	-94.5	-158.5	-211.0	-294.3	-358.6
死・活・温(-)	5.0	3.0	2.1	1.9	2.9
死+地	-50.4	-83.9	-96.6	-107.5	-112.4



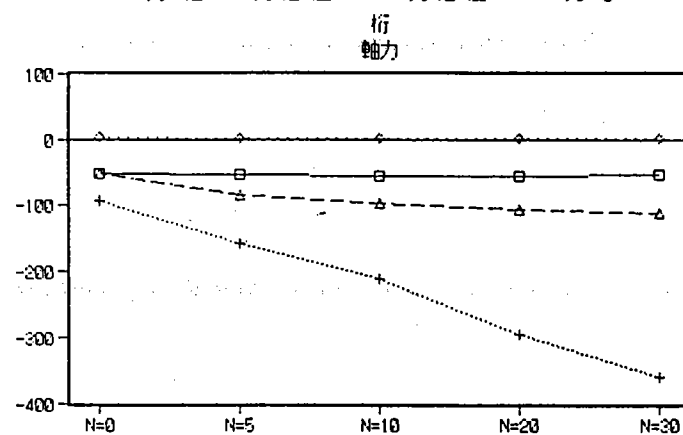
□ 死+活 + 死+活+温(+) ◇ 死+活+温(-) △ 死+地



□ 死+活 + 死+活+温(+) ◇ 死+活+温(-) △ 死+地



□ 死+活 + 死+活+温(+) ◇ 死+活+温(-) △ 死+地



□ 死+活 + 死+活+温(+) ◇ 死+活+温(-) △ 死+地

図 3.4.3 N 値影響度

3.5 支持地盤のN値の影響

3.5.1 検討方法

下部工の支持条件に影響する底板下面のN値に着目し、それをパラメータとして変化させ、平面骨組解析を行った。各N値に対する主要点の曲げモーメントの変化傾向を調べた。

N値は、表 3.5.1の値を適用した。ただし、下部工背面の支持条件に影響するN値は施工性を考慮し、N=5とした。

表 3.5.1 地盤のパネ

N	5	10	30	50	100	200
E O	140	280	840	1400	2800	5600
k V O	4.667	9.333	28.000	46.667	93.333	186.667
	9.333	18.667	56.000	93.333	186.667	373.333
A V	78	78	78	78	78	78
I V	275	275	275	275	275	275
B V	8.83	8.83	8.83	8.83	8.83	8.83
k V	0.37	0.74	2.22	3.69	7.39	14.77
	0.74	1.48	4.44	7.38	14.78	29.54
K V	29000	58000	173000	288000	576000	1152000
	58000	115000	348000	576000	1153000	2304000
K θ	102000	204000	611000	1015000	2032000	4062000
	204000	408000	1222000	2030000	4064000	8124000
K H	10000	19000	58000	96000	192000	384000
	19000	38000	115000	192000	384000	768000

注) 上段 常時
下段 地震時を示す。

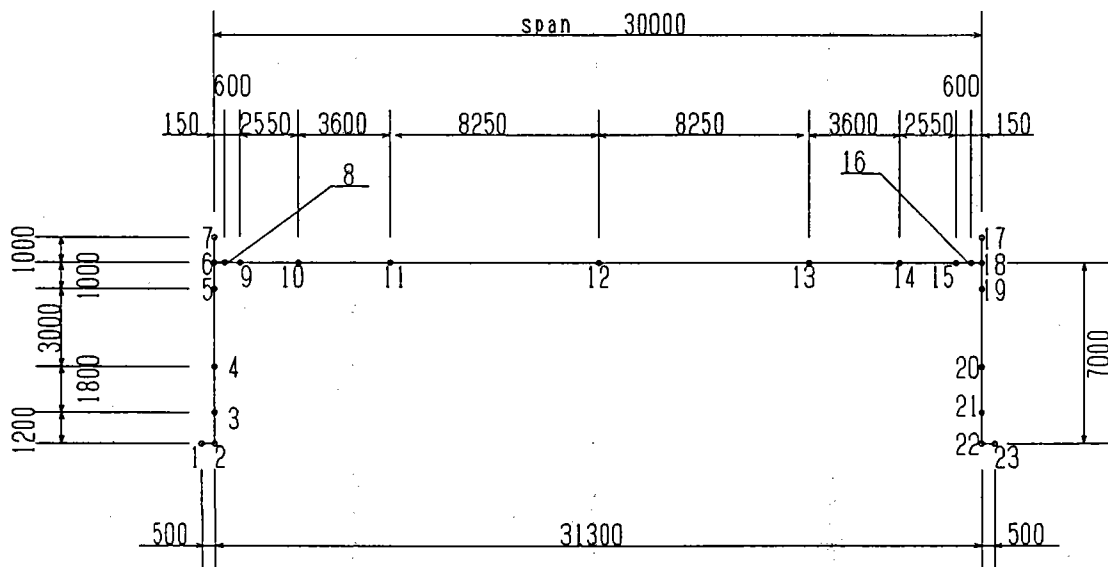


図 3.5.1 解析モデル

3.5.2 解析結果

N値を変化させた場合の曲げモーメントの結果を次頁以降に示す。図3.5.2は、下部工および上部工に着目した場合の組み合わせケースにおける曲げモーメントの分布形状を示す。図3.5.4は、モデル主要点に着目した場合の各N値に対する曲げモーメントの変化傾向を示す。解析結果の概要を以下に示す。

(1) 常時

上部工の断面力(格点12)は、N=5の場合 $M=1784\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200の場合 $M=1724\text{t}\cdot\text{m}$ となり約3%減少する。逆に下部工(格点1)の断面力は、N=5の場合 $M=-788\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200の場合 $M=-762\text{t}\cdot\text{m}$ になり約3%増加した。

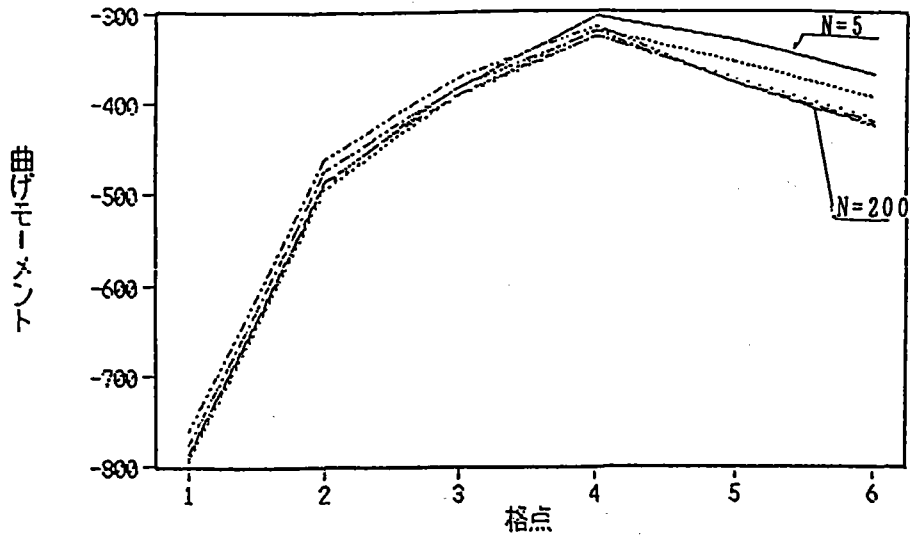
(2) 温度変化時

温度上昇の場合、上部工の断面力(格点12)は、N=5で $M=1710\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200で $M=1653\text{t}\cdot\text{m}$ となり3%増加する。下部工の(格点1,23)の断面力は、N=5で $M=-716\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200で $M=546\text{t}\cdot\text{m}$ になった。温度降下の場合、上部工の断面力はN=5で $M=1838\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200で $M=1797\text{t}\cdot\text{m}$ となり約2%減少する。下部工の(格点1,23)の断面力は、N=5で $M=-843\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200で $M=-2147\text{t}\cdot\text{m}$ になった。

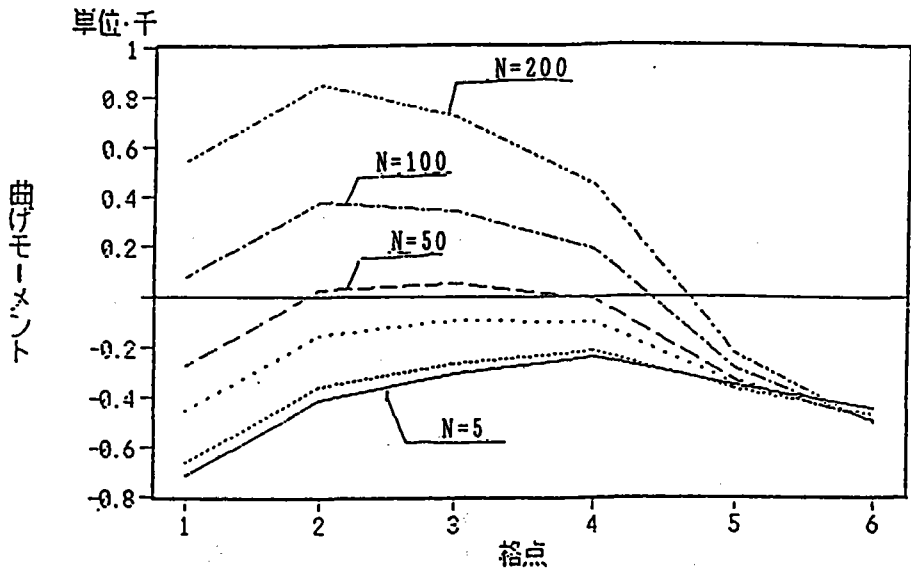
(3) 地震時

上部工の断面力(格点12)は、N=5の場合 $M=1294\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200の場合 $M=1326\text{t}\cdot\text{m}$ となり約2%増加している。逆に下部工(格点1)の断面力は、N=5の場合 $M=-735\text{t}\cdot\text{m}$ 、N=200の場合 $M=-1430\text{t}\cdot\text{m}$ になり約2倍減少した。

(a) 常時 D+Lc



(b) 温度上昇時 D+Lc+Tu



(c) 地震時 D+EQ

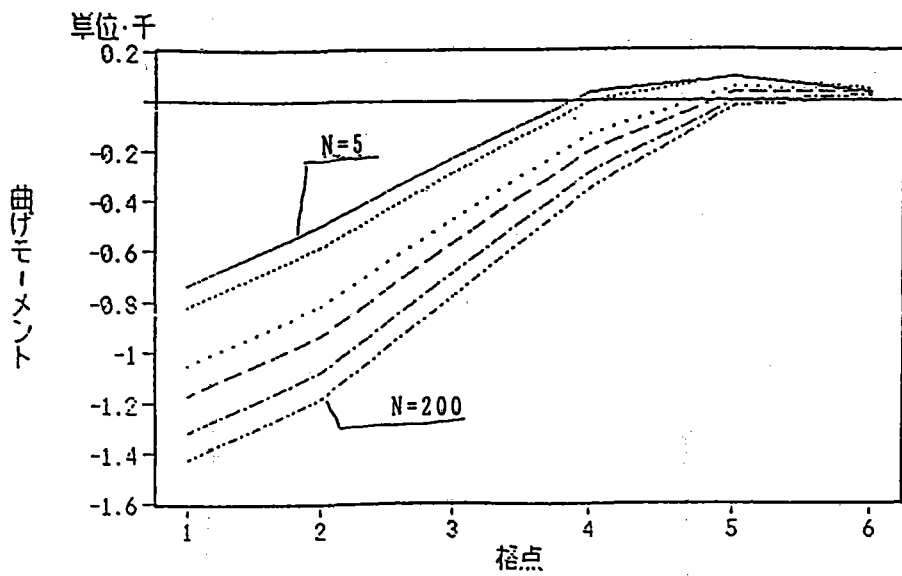
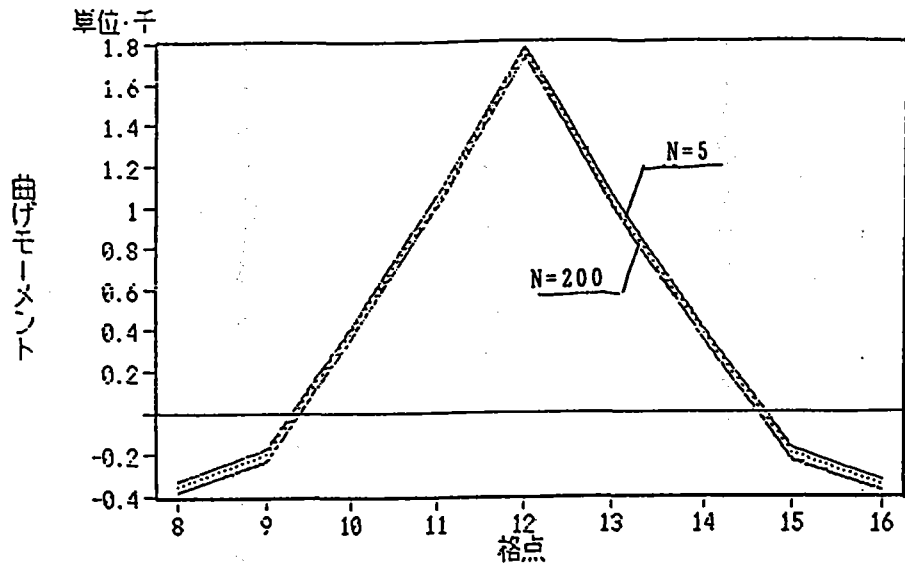
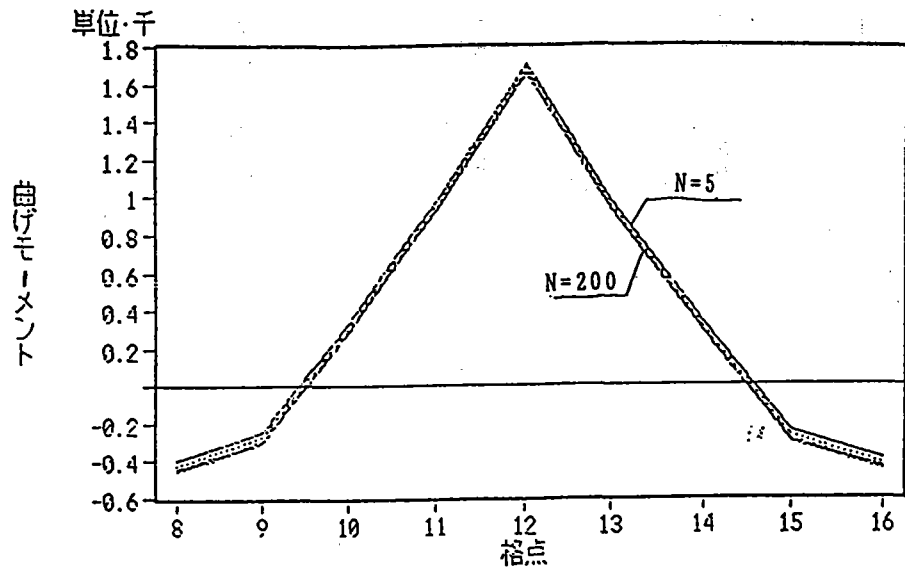


図 3.5.2 下部工曲げモーメント

(a) 常時 D+Lc



(b) 温度上昇時 D+Lc+Tu



(c) 地震時 D+EQ

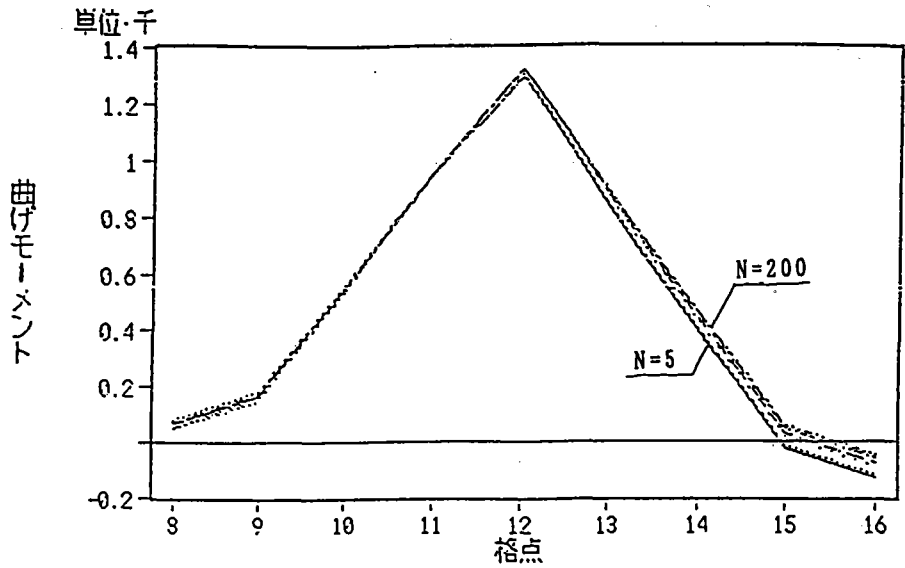
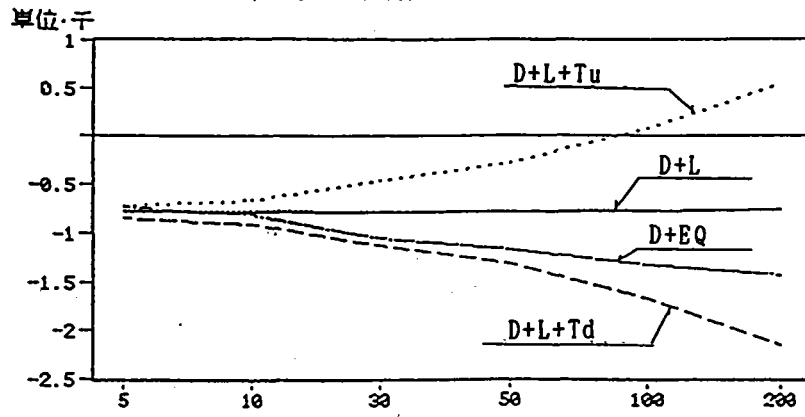
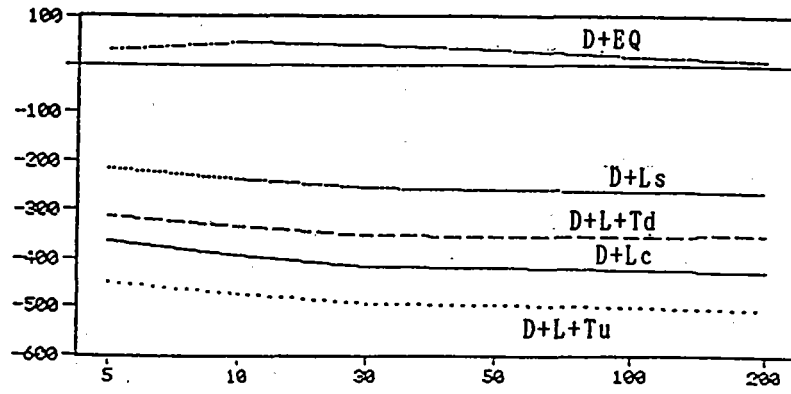


図 3.5.3 上部工曲げモーメント

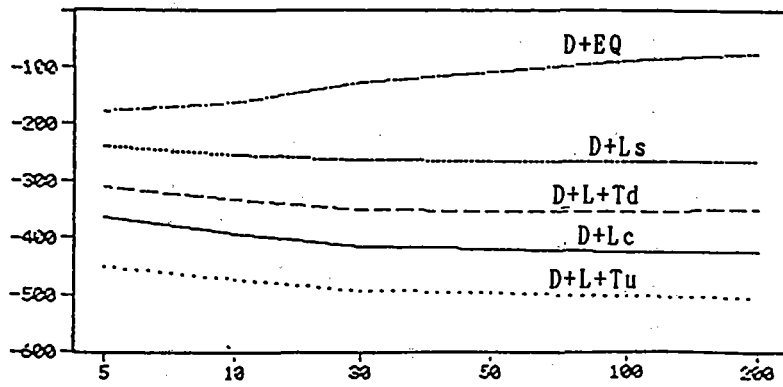
(a) 格点1



(b) 格点6



(c) 格点18



(d) 格点23

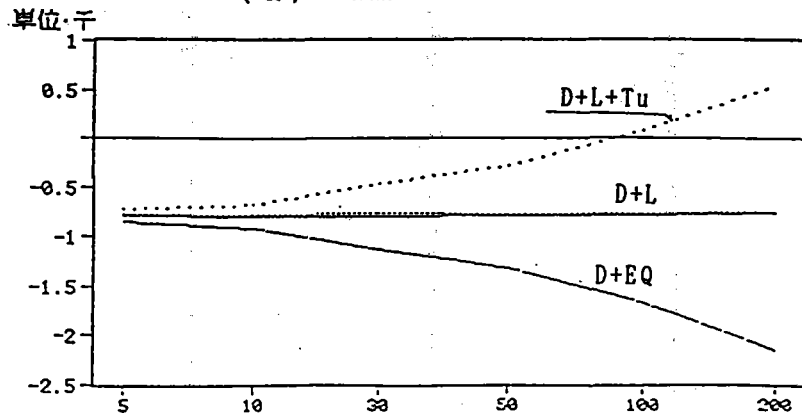


図 3.5.4 N値に対する曲げモーメントの変化

3.5.3 結論

前述の検討方針に基づいて、N値をパラメータとして変化させ、それに対する曲げモーメントの特性を調べた。その結果から以下に示すことが解った。

- (1) 上部工に着目した場合、単ケース及び組合せケースのいずれのケースにおいても、N値の変化に対する曲げモーメントの変化量は5%以内であり、ほとんど影響しない。
- (2) 下部工に着目した場合は、下記の通りとなる。
活荷重によるN値の変化に対する曲げモーメントの変化量は少ない。
一方、温度荷重及び地震荷重が下部工に及ぼす影響は大きい。
例えば、温度降下の場合には、2倍以上になる。
- (3) 荷重の組合せ時における設計断面力は、上部工については常時、下部工については温度降下時が支配的である。

3.6 橋台高の影響

3.6.1 解析方針

上下部一体構造における橋台高の影響に着目して解析を行う。
橋台高を変化させ、その解析結果の断面力を比較検討する。

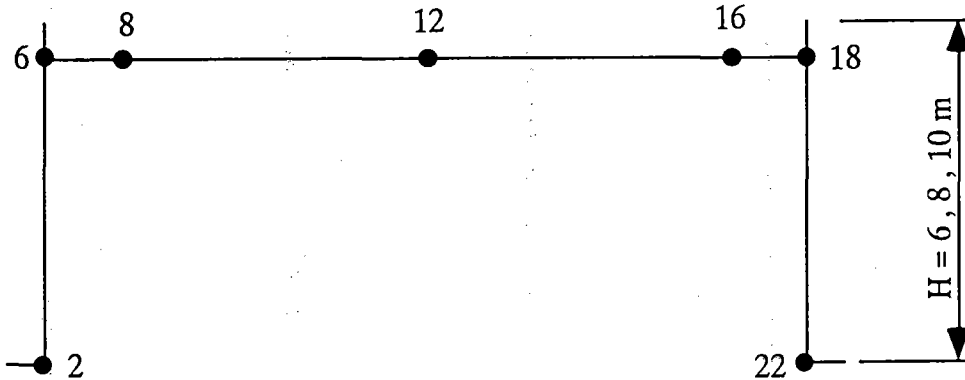
橋台高は、 $H=8\text{m}$ を標準とし、 $H=6\text{m}$ 、 $H=10\text{m}$ の3種類を対象とする。

3.6.2 解析データ

解析モデル及び荷重については、3.2を参照のこと。

3.6.3 解析結果の検討

下記各点の断面力に着目して、検討を行う。



曲げモーメント

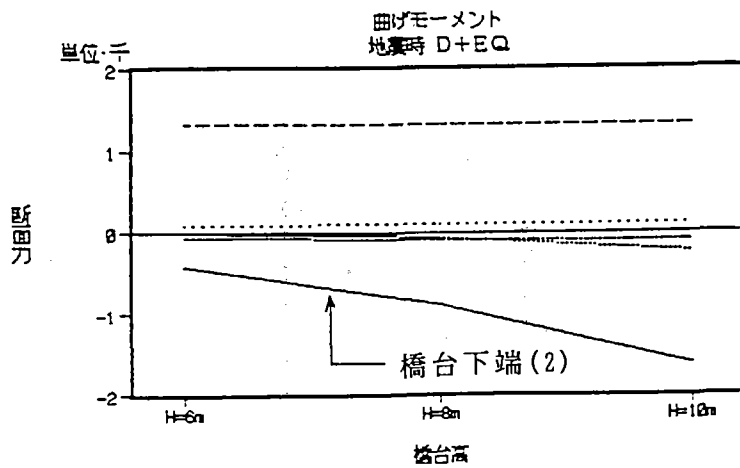
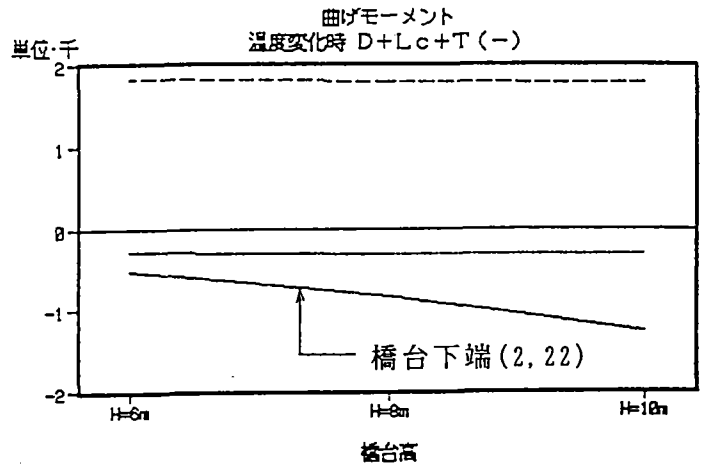
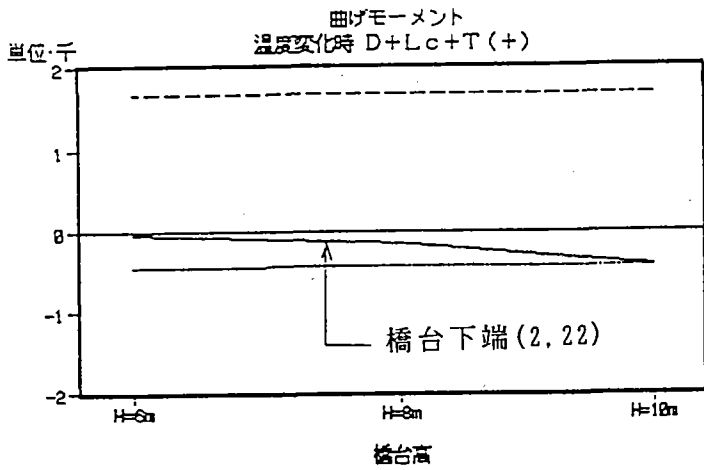
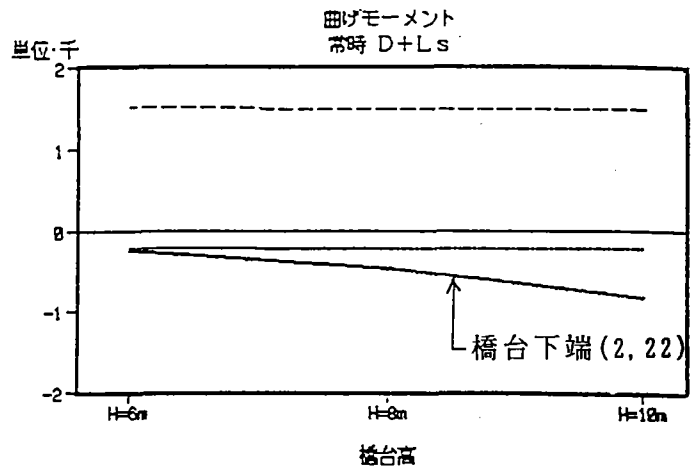
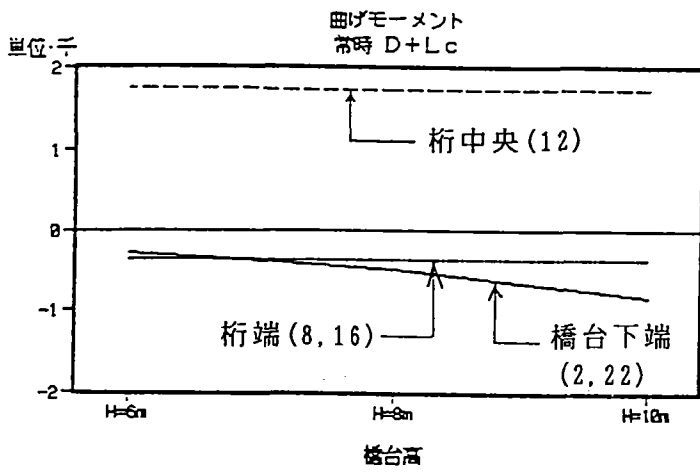
	常時D+Lc			常時D+Ls			温度変化時D+Lc+T(+)			温度変化時D+Lc+T(-)			地震時D+EQ			
	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	
梁 左	2	-286	-491	-834	-250	-464	-821	-49	-153	-420	-518	-828	-1262	-419	-881	-1614
	6	-404	-415	-419	-247	-253	-256	-498	-492	-487	-325	-352	-365	48	52	55
梁 右	22	-286	-491	-834	-258	-474	-830	-49	-153	-420	-518	-828	-1262	-15	-72	-250
	18	-404	-415	-419	-256	-263	-266	-498	-492	-487	-325	-352	-365	-125	-136	-156
桁	8	-363	-375	-378	-210	-217	-219	-445	-441	-436	-284	-312	-324	84	90	96
	12	1746	1734	1730	1512	1505	1503	1664	1668	1672	1825	1797	1784	1324	1321	1317
	16	-362	-375	-378	-218	-226	-229	-444	-441	-436	-283	-312	-324	-86	-97	-112

せん断力

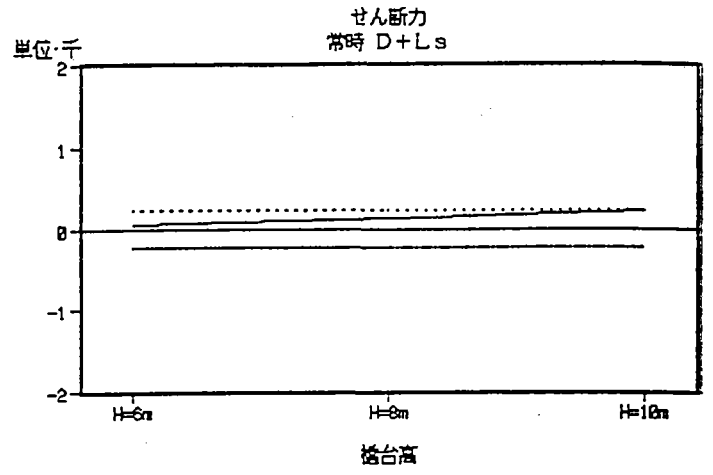
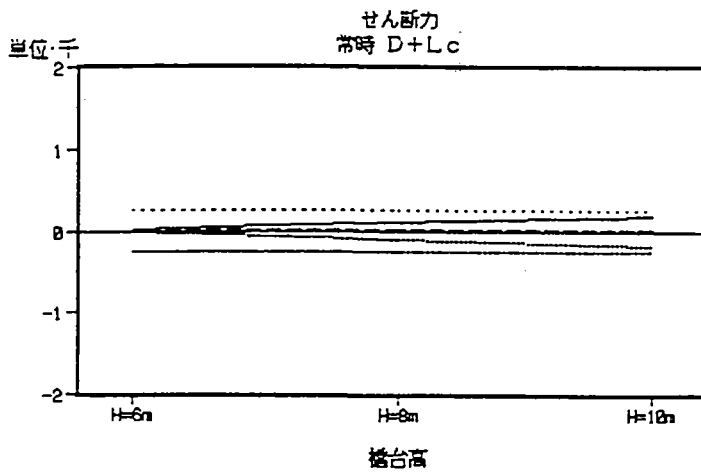
	常時D+Lc			常時D+Ls			温度変化時D+Lc+T(+)			温度変化時D+Lc+T(-)			地震時D+EQ			
	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	
梁 左	2	29	104	191	53	123	207	-12	72	166	91	161	245	226	366	553
	6	-58	-47	-41	-34	-28	-25	-164	-154	-149	4	10	13	21	-29	-64
梁 右	22	-29	-104	-191	-53	-123	-207	12	-72	-166	-91	-161	-245	-13	-58	-117
	18	58	47	41	34	28	25	164	154	149	-4	10	-13	71	101	135
桁	8	256	256	256	230	230	231	256	256	256	256	256	256	171	171	170
	12	25	25	25	0	0	0	25	25	25	25	25	25	-6	-6	-7
	16	-256	-256	-256	-231	-231	-231	-256	-256	-256	-256	-256	-256	-183	-183	-184

軸力

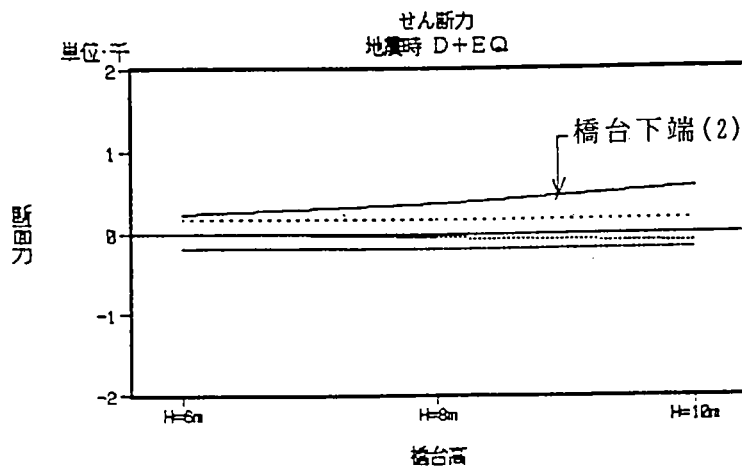
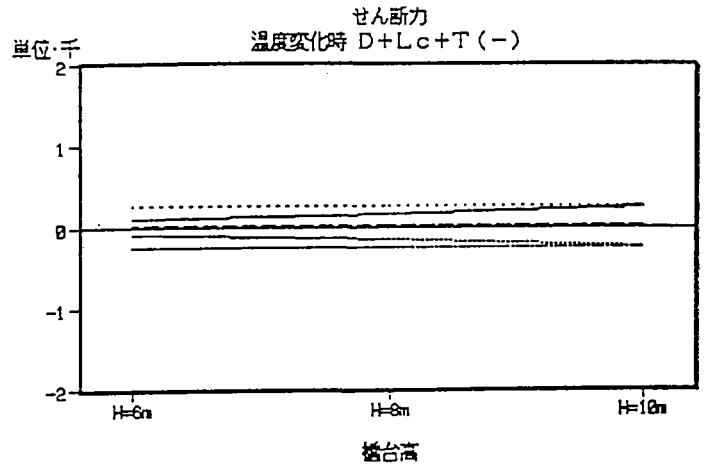
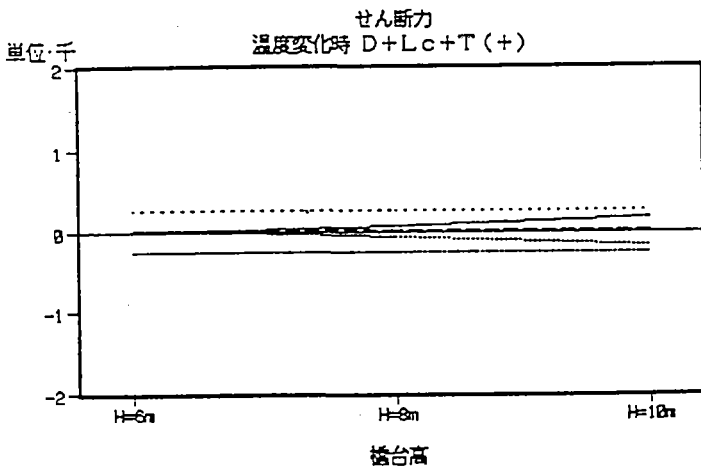
	常時D+Lc			常時D+Ls			温度変化時D-Lc+T(+)			温度変化時D-Lc+T(-)			地震時D+EQ			
	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	H=6m	H=8m	H=10m	
梁 左	2	-505	-601	-693	-530	-626	-718	-505	-601	-693	-505	-601	-693	-398	-478	-550
	6	-305	-305	-305	-330	-330	-330	-305	-305	-305	-305	-305	-305	-216	-218	-217
梁 右	22	-505	-601	-693	-479	-575	-667	-505	-601	-693	-505	-601	-693	-431	-527	-620
	18	-305	-305	-305	-279	-279	-279	-305	-305	-305	-305	-305	-305	-231	-231	-232
桁	8	-62	-52	-45	-38	-33	-29	-192	-180	-173	0	5	9	-21	-55	-65
	12	-62	-52	-45	-38	-33	-29	-192	-180	-173	0	5	9	-56	-90	-130
	16	-62	-52	-45	-38	-33	-29	-192	-180	-173	0	5	9	-91	-126	-166



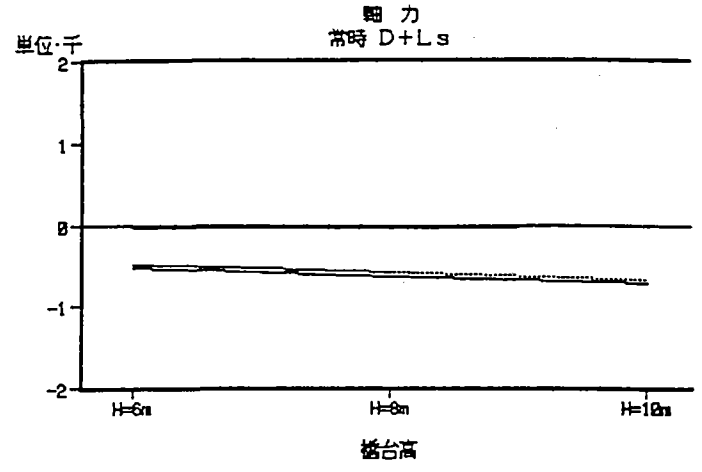
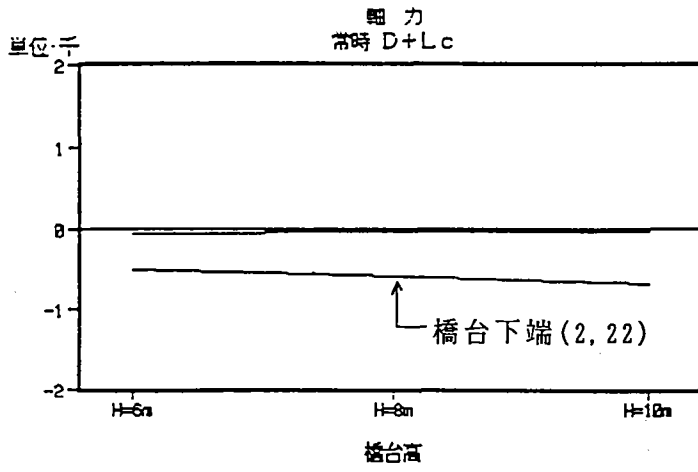
断面力



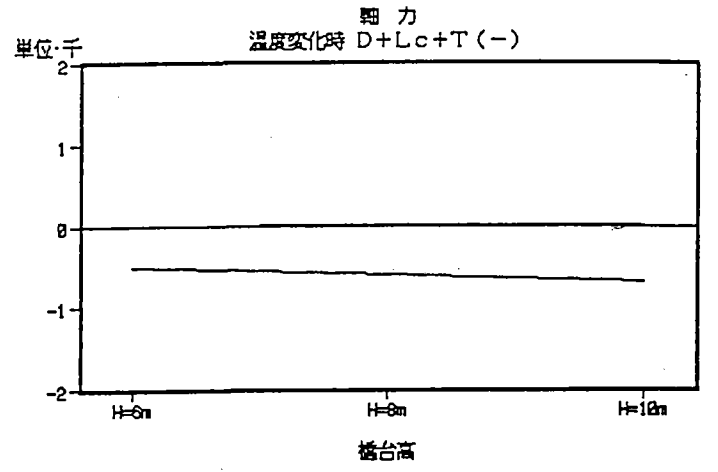
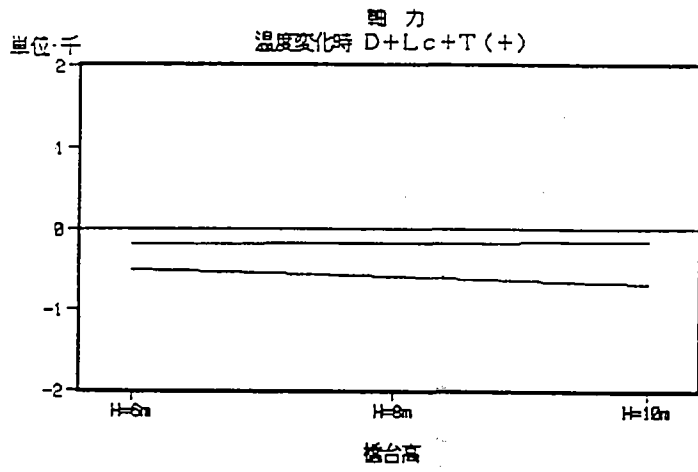
断面力



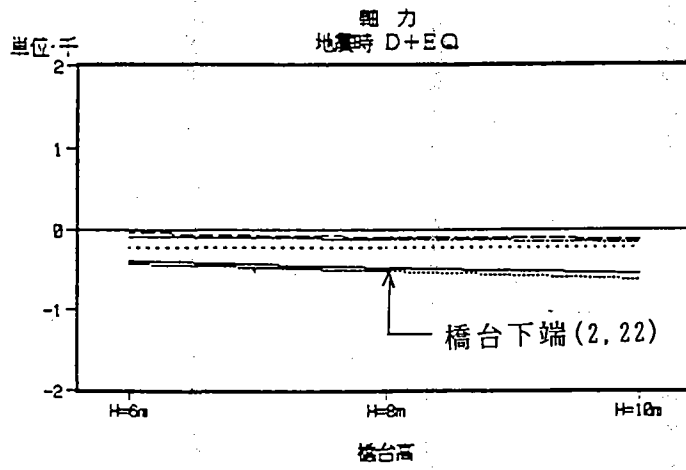
断面力



断面力



断面力



3.6.4 考察

1) 桁について

a) 曲げモーメント

常時においては、橋台高が高くなれば、支間中央部では断面力が1%程度減少するが、桁端部では4%程度増加している。

温度変化時では、温度下降時において、支間中央部で、2%程度減少し、桁端部では、9%程度増加している。温度上昇時では、支間中央部で、1%程度増加し、桁端部では、1%程度減少している。

地震時では、支間中央部では、1%程度減少し、桁端部では、15%程度増加している。

b) せん断力は、増減しない。

c) 軸力

常時では、支間中央・桁端部とも15%程度減少している。

温度変化時では、温度上昇時は、5%程度減少し、温度下降時は、増している。

地震時では、2～3倍程度増加している。ただし、応力度では、40 kg/cm²程度である。

2) 橋台について

a) 曲げモーメント

基部では、最大3倍程度の増加となっている。

隅角部では、8%程度の増加となっている。ただし、地震時のみ3倍程度の増加となっている。

b) せん断力

基部では、最大2倍程度の増加となっている。

隅角部では、各ケースで増減が異なるが、微小である。

c) 軸力

基部で、20%程度の増加となっている。

以上の内容により

橋台高が高くなることは、桁に着目すれば、断面力は支間中央部で減少し、桁端部で増加する傾向である。橋台部に着目すれば、断面力は基部でかなりの増加を示している。また、地震時は、特に増加幅が大きい。

すなわち、橋台基部はかなり不利な状態となり、桁端部も断面アップが必要となる。

橋台部については、別途検討が必要と思われる。

3.7 上部工死荷重の取り扱い

上下部一体橋梁を施行するにあたり、桁に上部工死荷重が影響を及ぼさないよう、橋台打設後仮支承を設け桁を仮架設し、床版打設後桁を固定するという施行手順を考えている。ここでは、桁を仮架設しないで橋台に固定し、その後床版打設等を行った場合、これら上部工死荷重が桁にどのような影響を与えるのかを明らかにする。

まず、軸力については、常時の解析モデルにおいて、次の2ケースの荷重を載荷し、解析結果を比較する。この場合の荷重（活荷重+30℃の温度上昇）は、桁に最大圧縮が生じるものである。

ケース1 : 活荷重+30℃の温度上昇+上部工死荷重

ケース2 : 活荷重+30℃の温度上昇

曲げモーメントに関しては、桁端、および桁中央においてそれぞれ不利と思われるケースについて解析する。まず、桁端部において、最大負曲げが生じる荷重を次の2ケースのように、常時の解析モデルに載荷し、両者を比較する。

[桁端] ケース1 : 活荷重+30℃の温度上昇+上部工死荷重

ケース2 : 活荷重+30℃の温度上昇

桁中央部については、次の3ケースを考える。

[桁中央] ケース1 : 活荷重+30℃の温度低下+上部工死荷重

ケース2 : 活荷重+30℃の温度低下

ケース3 : 上部工死荷重（死荷重完成系）

ここで、ケース1及びケース2は常時の解析モデルに、ケース3は死荷重完成系に載荷し、ケース1とケース2+ケース3を比較検討する。

また、基礎地盤のN-値（5, 10, 20, 30, 40, 50）をパラメータとした。

解析結果より、桁に生じる軸力、及びケース1の値をN1、ケース2をN2とした場合の軸力比（N1/N2）を図3.7.1に示す。死荷重を考慮した場合の桁の軸力は、死荷重を考慮しない場合の1.5~1.8倍になっている。

次に、桁端部及び桁中央に生じる曲げモーメントを図3.7.2及び図3.7.3に示す。まず、死荷重を考慮した場合の桁端部の負曲げは、死荷重を考慮しない場合の約2.7倍になることが分かる。また、図3.7.4より、負曲げが生じる区間も約2.7倍になっている。桁中央においては、死荷重を考慮した場合の桁中央部の曲げモーメントは、死荷重を考慮しない場合の約0.9倍になることが分かる。

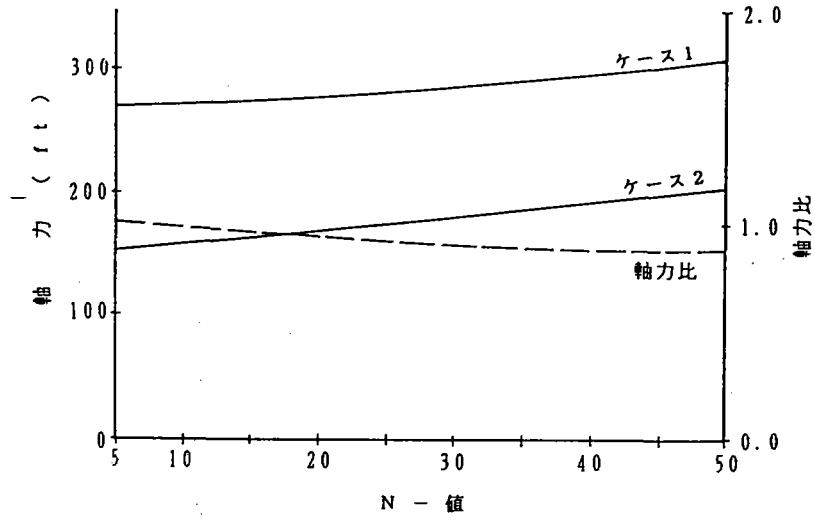


図-3.7.1 軸力とN-値の関係

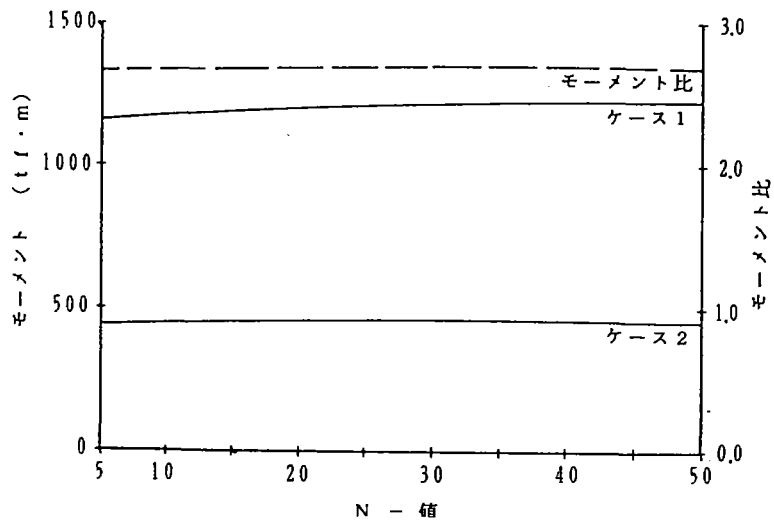


図-3.7.2 モーメントとN-値の関係 (桁端部)

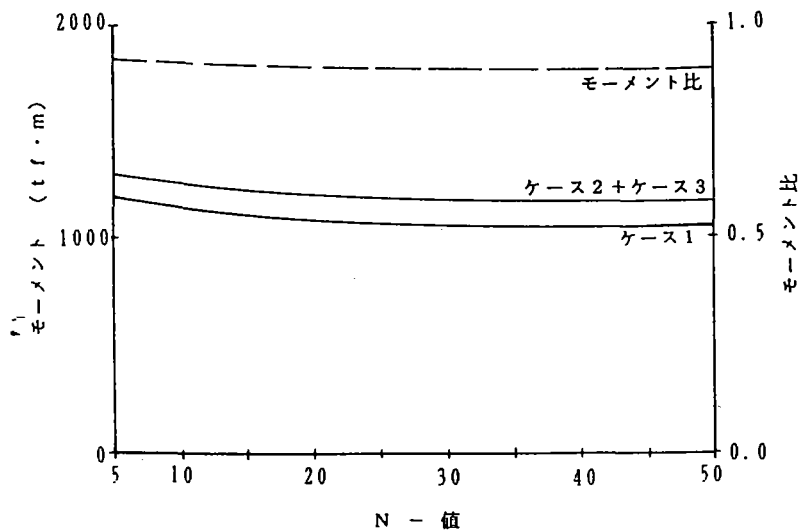
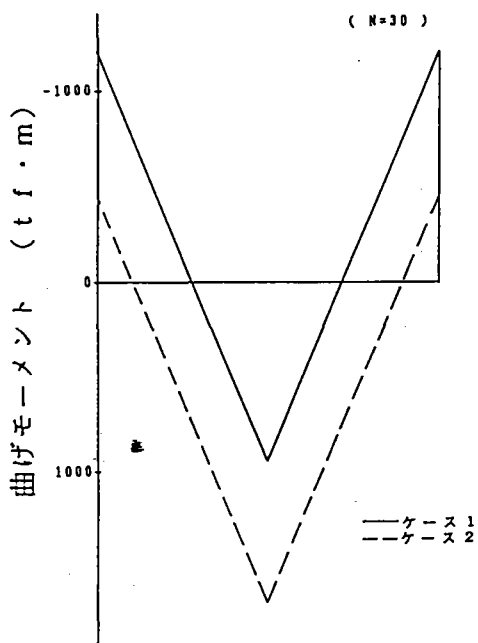
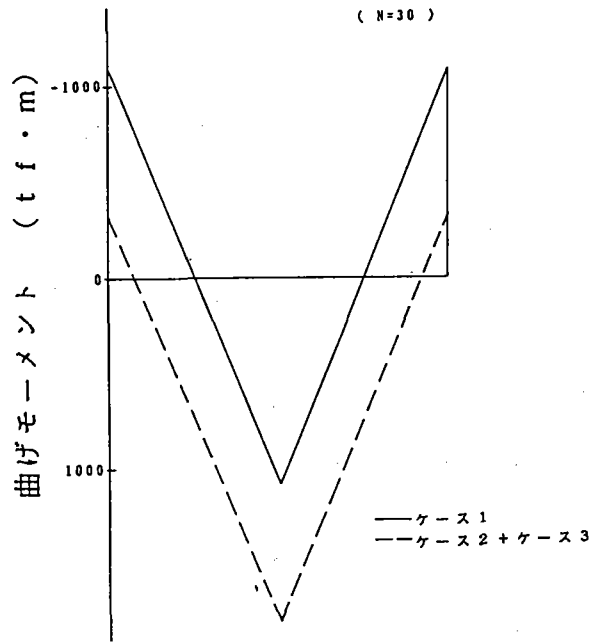


図-3.7.3 モーメントとN-値の関係 (桁中央部)



(a) 活荷重 + 30°C の温度上昇



(b) 活荷重 + 30°C の温度低下

図-3.7.4 曲げモーメント図

以上の結果より、上下部一体構造においては、施工時に上部工死荷重を考慮し、桁が死荷重の影響を受けないようにすることが望ましい。実際の施工としては、次のような手順が考えられる。

- 1) 橋台施工
- 2) 裏込め
- 3) 桁仮架設
- 4) 床版打設
- 橋台の安定を待つ
- 5) 橋台が安定した後、桁固定

上記の手順で施工を行なうことにより、上部工死荷重の影響や偏土圧による桁の応力を減少することが出来る。

架設状況によっては都合の良い施工順序を組めない場合がおこってくるが、そうした場合、活荷重時に桁と脚との結合条件をピンと仮定したほうが現実に近いことも想定される。そこで、その仮定での解析結果を下に参考に示し概略の比較を試みた。

内 訳	桁端 M(tfm)	桁中央 M(tfm)	桁 N(tf)
A 桁自重	0	1325.3	-12.5
B 下部工	0	0	52.6
C 背面土圧	0	0	-71.3
A+B+C	0	1325.3	-31.2
D 活荷重*	-376.5	407.2	-53.8
E 温度*	-66.1	-66.1	-128.5

*印は剛結の解析値を示す。

表-付1 ピン結合の場合の主桁の断面力

内 訳	ピンの場合	スライドの場合 (単位 tfm)
A 桁自重	23.5	-26.6
B 下部工	-186.3	0
C 背面土圧	167.0	-118.0
A+B+C	-4.2	-114.6

表-付2 橋脚根元の断面力(ピンとスライドの比較)

施工順序を変えると桁の軸力が

- ① 土工を後にして先に桁と脚とを施工してしまう場合 -71.3 tf
- ② 下部工と土工を済まして桁を床版打設後結合させる場合 0 tf
- ③ コンクリート打設の関係で結合部と床版を同時に打ってしまう場合
 $-12.5 \times 0.85 = -10.6 \text{ tf}$
- ④ ③の場合で土工を後施工とする場合 $-71.3 - 10.6 = -81.9 \text{ tf}$

となり、施工順序による桁自重・土圧による死荷重による影響が活荷重や温度と組み合わせた場合でも、大きな比率を占める場合がある。尚、③の場合は支承となるものを設置できず、すべりが期待できない場合相当するが床版打設後桁結合を行っても10t程度の軸力なので問題ないといえる。

3.8 土圧の取り扱い

3.8.1 はじめに

上部工と下部工を一体化したモデルは、従来の分離した構造と解析上次の点が異なっている。

- 1) 主桁は脚と結合されるため、曲げ性状が変わり桁端部において負曲げが作用する。また、桁の伸縮が拘束されるため軸力が発生する。
- 2) 脚は独立して立っているのではなく、主桁・背面土・基礎からの外力と相互に作用し合っている。
- 3) 基礎は上部からの反力(鉛直・水平・回転)に対して単独に地盤と釣り合うのではなく、上部工と一体となって変位する。

このことから、単に分離していた部材を繋げて門型ラーメンの構造となっているだけでなく、土圧による複雑な変形を起こすことになる。よって、今回検討した標準的解析結果に基づいて土圧の載荷方法について考察を行う。

3.8.2 土圧の分類

土についてはその変形と応力を解析する際に弾性的に扱うのが最も汎用性があり数値的に取扱いが容易なのでこの方法に頼らざるを得ない。しかし、それにより我々が解析を行う際には次のように荷重ケース・境界条件に応じて土圧の扱いを何種類か想定する必要があるが生じる。今回の解析では、下表の使いわけを行っている。

荷重ケース \ 土圧	土圧無視	静止荷重	主働土圧	受働土圧	パネとしての評価	
死荷重			○			
活荷重					○	
温度上昇					○	
温度下降	○					
地震			○		○	土圧のかかる壁の パネを無視
		水平方向の変形が無い静止状態	土の変形を考慮せず極限平衡状態を想定する	土の変形を考慮(線形)		

表 3.8.1 各ケースに於ける土圧の取扱い方法

ここで、活荷重取扱いに注意を要することが何点かあると思われる。

死荷重時・温度・地震時の各ケースについて今回の解析方法で残された問題を以後に述べたい。

3.8.3 死荷重における土圧

死荷重時、脚天端が自由変位する条件の場合には、施行時裏込め土を充填した際脚は前方へ変位する。このときの土圧は、クーロン主動土圧が働くであろうが、土は日数の経過と共になじんでくると静止状態の土圧がかかってくると想定される。

ここで、静止土圧 σ_{ho} は

$$\sigma_{ho} = K_o(\gamma z + q)$$

K_o : 静止土圧係数

γ : 土の単位重量

z : 深さ

q : 上載荷重

と表わされ、値としては下表にある中で多くの人に支持されている

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

を用いると今回の場合 $\phi = \phi'$ として

$$K_o = 1 - \sin 40' = 0.36$$

となり主動土圧の2倍程度となってしまう。

また、道路橋示方書では、0.5程度を推奨している。

よって実際の設計の際には静止土圧 K_o を考慮した K_A 、 ϕ の仮定値を選択する必要があると思われる。

また、ラーメン橋の場合 土圧の全部 及び 土圧の1/2 を載荷するよう道路橋示方書に規定されている。施工順序によっては、その状態を規定するよう唱えられており、そういう手法も念頭におく必要がある。

土の状態	K_o
正規圧密状態の土	$1 - \sin \phi'$
粘性土の突き固め(人力タツパ-)	1~2
同上(機械タツパ-で裏込め上広く)	2~6
過圧密粘性土	1~4
砂の突き固め(中位)	0.5
同上(密実)	1~1.5

表 3.8.2 静止壁の土圧係数¹⁾

3.8.4 背面バネによる反力

温度上昇時で考えると脚は外側へ倒れている。橋脚下端を中心にして回転変位を起こしているので、受働土圧が脚背面にかかった状態(ないしは、完全に受働までいかない $K_A < K_0 < K < K_p$)が予想される。今回の解析で脚天端変位が約6mm起きている。これは $6/8000=0.075\%$ で下のグラフの砂の場合で見てもほとんど静止状態といってよく極限状態にはほど遠いので、弾性的に扱ったバネ値より良い結果がでているものと思われる。ちなみに、この場合のバネ総反力は約80tで、受働土圧は2200tとなる。しかしながら、フレキシブルピアのような場合には受働状態までいく可能性があり、そのときに受働土圧を想定して解析しないと、桁に予想以上に軸力が働くことになってコンクリート橋と比べて著しく危険な状態となる。

(RC床版に軸力を分担させて軽減させる考え方はある程度有効かもしれない。)

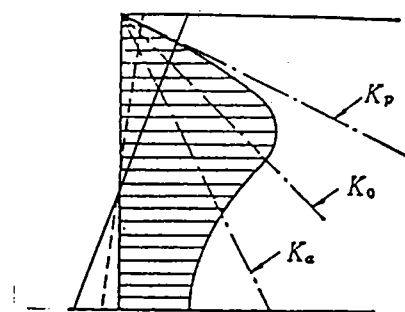
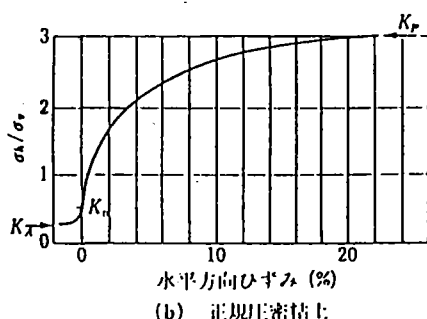
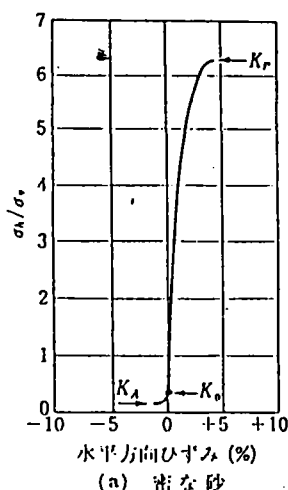


図 3.8.2 塑性状態の土圧分布³⁾

図 3.8.1 極限平衡状態に達するに必要な水平方向ひずみ²⁾

3.8.5 地震時土圧とバネ反力の組合せ

地震荷重としてクーロンの式を用いた道示の地震土圧を載荷している。これは、地震時にせん断破壊を起こす極限の状態での荷重である。一方、解析結果から脚天端の変位が4mmとなっており、塑性破壊を起こすまでに至っていないのではないかと思われるが、設計用荷重として広く用いられているものであり、この値($K_A=0.328$)を用いるのは妥当と思われる。一方、この主働側に対して受働側となる脚については土圧は載荷せず分布バネを設定している。(バネ値は常時の2倍)これにより、水平慣性力に抵抗すると期待している。

バネ反力の合計は、元端の変位 6mmより160t、受働土圧とした水平力は、2800t ここで、背面バネに生じる反力の分布と、もし受働土圧を載荷した場合とでは、土圧の圧の分布が上側が大きいのと下側が小さいのとで違っている。しかし、これは土圧分布式がクーロンの式で総土圧を算出し、それを深さ方向に増加すると仮定しているため、実際の分布とは異なっている。しかし、バネで評価すること

で脚にとって不利な外力の分布となり安全側の設計となる。ちなみに、当解析条件では脚天端変位が85mmとなると、バネ総反力が地震時受働土圧の水平力と等しくなる。

ここで問題となるのは

- ① 主働土圧のみではなく反対の脚の方で受働土圧を載荷する方が桁にとっては厳しいのではないかということであるが、今回の解析では、受働土圧を受けるほど変位がおきていないようである。よって、バネの評価が妥当である。
- ② 一体構造として脚の断面を小さくできた場合に変位量が大きくなって受働土圧を考慮する必要がないか。

ということであり、脚の最適断面を精算した後に検討を要する。

3.8.6 土圧の重ね合わせ

各荷重ケースの変位を足し合わせるということは、たとえば脚に着目すると、死荷重時の主働土圧（または静止土圧）・活荷重時のバネ反力及び温度上昇時のバネ反力が足し合わさったものとなる。これは、地震時の土圧と組み合わせると2重に足したことになるので注意を要するが、常時の組み合わせとしては静止状態の土に活荷重温度が作用すると考えると、足し合わせに無理がないようにも思われる。しかしながら、活荷重の変動は秒単位で起こっているであろうし、温度にしてみれば長いものは季節変動・短いものは日変化が起きている。こういった短期間の外力変動に対して土の変形が対応していけるのか未知の部分が多い。実際の設計に際しては、活荷重なしの場合、温度変化なしの場合、あるいは、それらを割り引いた応力の組み合わせを考慮に入れることも必要だと思われる。構造物自重・活荷重による応力に比べて土圧の割合が大きいので土圧の扱いは慎重を期す必要がある。

参考文献

- 1) 山口柏樹：土質力学 P240、技報道出版
- 2), 3) 土木工学ハンドブック 第9編 土質力学 第8章 土圧、技報堂出版