

現改比較表

平成 26 年 7 月 18 日修正

平成 26 年 5 月 30 日

(削除、 追加、 差替)

現行	鉄道土木耐震標準改訂に伴う低層標準 2009 運用変更	備考
付録 9 設計例 1 (2 層建物)	付録 9 設計例 1 (2 層建物)	
1. 基本方針	1. 基本方針	
1.1 はじめに	1.1 はじめに	
本設計例は、「線路上空建築物（低層）構造設計標準 2009」を基に、2 層の橋上駅を想定して行ったもので、線路直交方向及び線路平行方向ともに地中梁無しで計画している。	本設計例は、「線路上空建築物（低層）構造設計標準 2009」を基に、2 層の橋上駅を想定して行ったもので、線路直交方向及び線路平行方向ともに地中梁無しで計画している。	
地盤は N 値が 3 程度の軟弱層が 10m 続き、その下に N 値 50 以上の支持層があるものとする。基礎は場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎とし、上部構造は線路直交・平行方向とも鉄骨ラーメン構造とする。	地盤は N 値が 3 程度の軟弱層が 10m 続き、その下に N 値 50 以上の支持層があるものとする。基礎は場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎とし、上部構造は線路直交・平行方向とも鉄骨ラーメン構造とする。	
架構モデルは、杭とラーメンを一体とするモデルとし、部材等の弾塑性性状を考慮した立体フレームの静的増分解析を行っている。最大級地震動については、建設地点近傍に活断層の存在が明らかではないと仮定し、「鉄道耐震標準」に定める L2 地震動のスペクトル II を用いることとする。	架構モデルは、杭とラーメンを一体とするモデルとし、部材等の弾塑性性状を考慮した立体フレームの静的増分解析を行っている。最大級地震動については、建設地点近傍に活断層の存在が明らかではないと仮定し、「鉄道耐震標準」に定める L2 地震動のスペクトル II を用いることとする。	
1.2 設計性能目標	1.2 設計性能目標	
本建築物は線路上空建築物であるので、列車の運行及び、旅客等の安全が確保できる構造とする。特に線路階は軌道のシェルターとしての機能を果たすため、以下の性能を有する構造とする。	本建築物は線路上空建築物であるので、列車の運行及び、旅客等の安全が確保できる構造とする。特に線路階は軌道のシェルターとしての機能を果たすため、以下の性能を有する構造とする。	
<ul style="list-style-type: none"> 常に、有害な振動が生じないこと。 中小地震時に、弾性範囲内の挙動であること。 大地震時に、列車の運行に支障をきたさない軽微な被害に留まること。 最大級地震時に、層崩壊しないこと。 	<ul style="list-style-type: none"> 常に、有害な振動が生じないこと。 中小地震時に、弾性範囲内の挙動であること。 大地震時に、列車の運行に支障をきたさない軽微な被害に留まること。 最大級地震時に、層崩壊しないこと。 	
2. 一般事項	2. 一般事項	
2.1 建物概要	2.1 建物概要	
<ul style="list-style-type: none"> 用 途 コンコース等 規 模 床面積 420[m²] 延べ床面積 420[m²] 階数 地上 2 階 構造高さ 10[m] 構造種別 S 造 骨組形式 線路平行方向 (X 方向) : 純ラーメン構造 線路直交方向 (Y 方向) : 純ラーメン構造 X 方向、Y 方向とも地中梁の無い構造形式 基礎種別 場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎 (杭径 1200 φ、杭先端 設計地盤面-11[m]) 	<ul style="list-style-type: none"> 用 途 コンコース等 規 模 床面積 420[m²] 延べ床面積 420[m²] 階数 地上 2 階 構造高さ 10[m] 構造種別 S 造 骨組形式 線路平行方向 (X 方向) : 純ラーメン構造 線路直交方向 (Y 方向) : 純ラーメン構造 X 方向、Y 方向とも地中梁の無い構造形式 基礎種別 場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎 (杭径 1200 φ、杭先端 設計地盤面-11[m]) 	

2.2 主要断面・使用材料

主要断面と使用材料を表1に示す。

表1 使用材料

	記号	部材	A [cm ²]	I [cm ⁴]	i _y [cm]	Z [cm ³]	Z _p [cm ³]	η	幅厚比
柱 (BCP325)	₂ C ₁	□-300×300×12	134.53	18335	11.67	1222	1439		FA
	₁ C ₁	□-450×450×22	351.71	102684	17.09	4564	5488		FA
大梁 (SN400B)	_R G ₁	HY-400×200×9×12	84.04	22806	4.37	1140	1290	8.42	FA
	_R G ₂	HY-400×200×9×16	99.32	28060	4.64	1403	1573	6.54	FA
	_R G ₃	H-400×200×8×13	84.12	23704	4.54	1185	1326	7.91	FA
	₂ G ₁	HY-600×250×12×22	180.15	111675	5.65	3723	4200	7.19	FA
	₂ G ₂	HY-600×300×12×28	240.01	158381	7.25	5279	5872	5.79	FA

杭 P₁ $\phi 1200$ [mm]
コンクリート $F_c = 24.0$ [N/mm²]
主筋 20-D29 (SD345) ($A_g/A_c = 1.14$ [%])
帯筋 D16@100 (SD295A)

2.3 伏図・軸組図

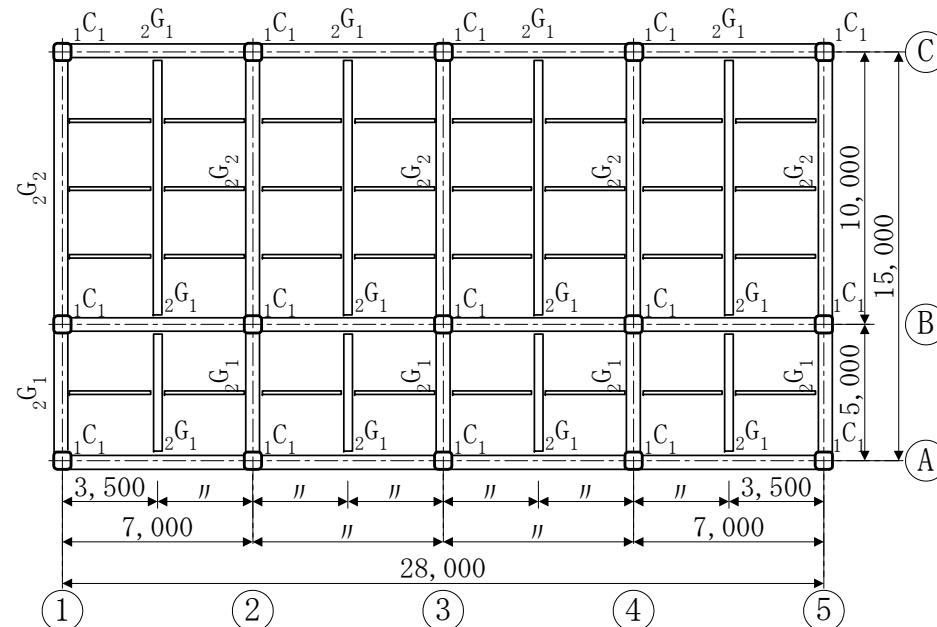


図1 2階床伏図

2.2 主要断面・使用材料

主要断面と使用材料を表1に示す。

表1 使用材料

	記号	部材	A [cm ²]	I [cm ⁴]	i _y [cm]	Z [cm ³]	Z _p [cm ³]	η	幅厚比
柱 (BCP325)	₂ C ₁	□-300×300×12	134.53	18335	11.67	1222	1439		FA
	₁ C ₁	□-450×450×22	351.71	102684	17.09	4564	5488		FA
大梁 (SN400B)	_R G ₁	HY-400×200×9×12	84.04	22806	4.37	1140	1290	8.42	FA
	_R G ₂	HY-400×200×9×16	99.32	28060	4.64	1403	1573	6.54	FA
	_R G ₃	H-400×200×8×13	84.12	23704	4.54	1185	1326	7.91	FA
	₂ G ₁	HY-600×250×12×22	180.15	111675	5.65	3723	4200	7.19	FA
	₂ G ₂	HY-600×300×12×28	240.01	158381	7.25	5279	5872	5.79	FA

杭 P₁ $\phi 1200$ [mm]
コンクリート $F_c = 24.0$ [N/mm²]
主筋 20-D29 (SD345) ($A_g/A_c = 1.14$ [%])
帯筋 D16@100 (SD295A)

2.3 伏図・軸組図

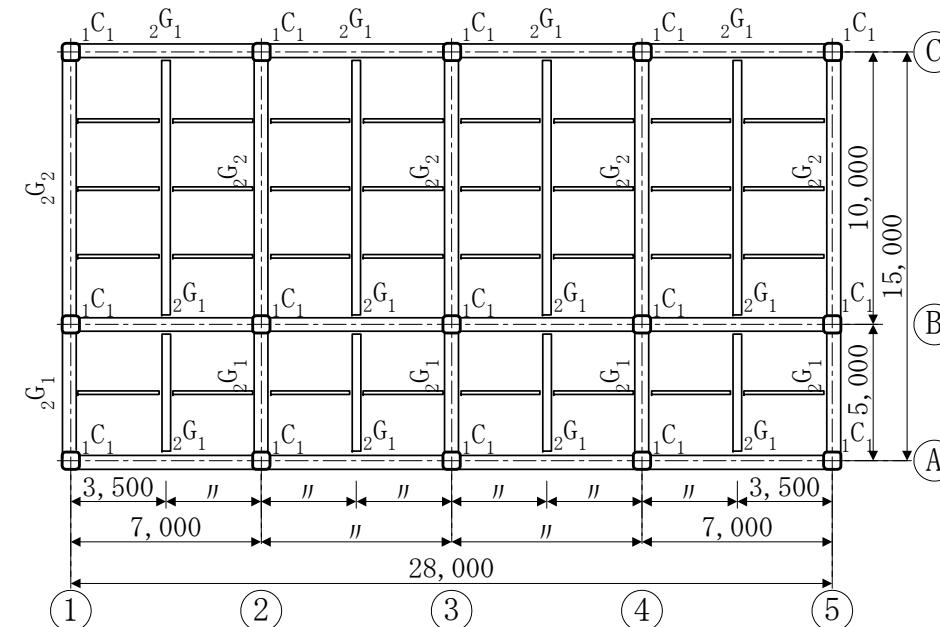
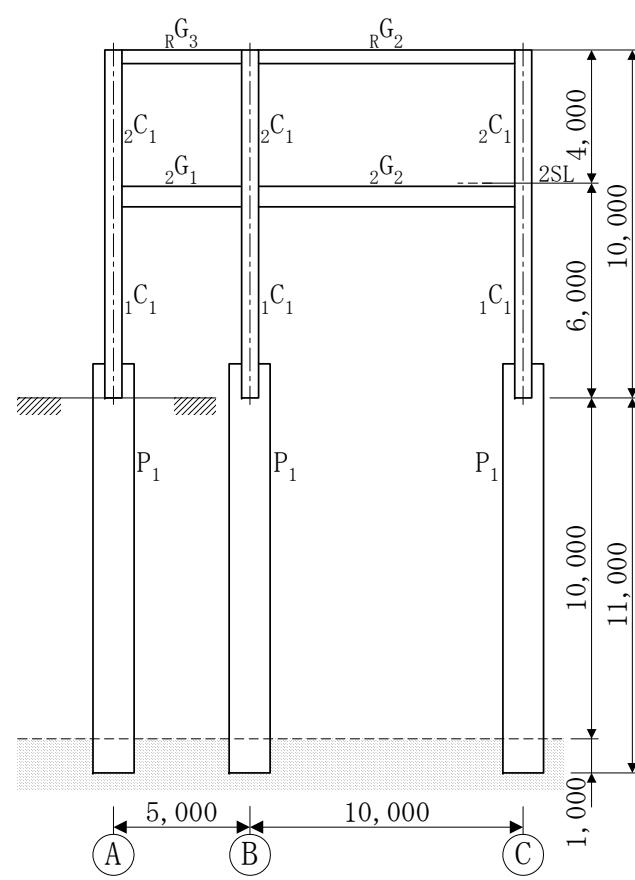
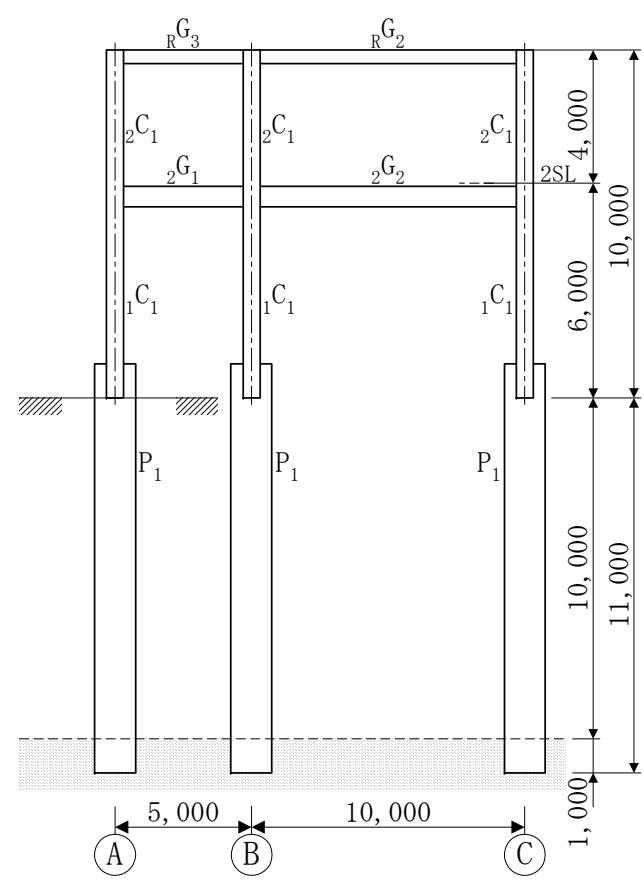
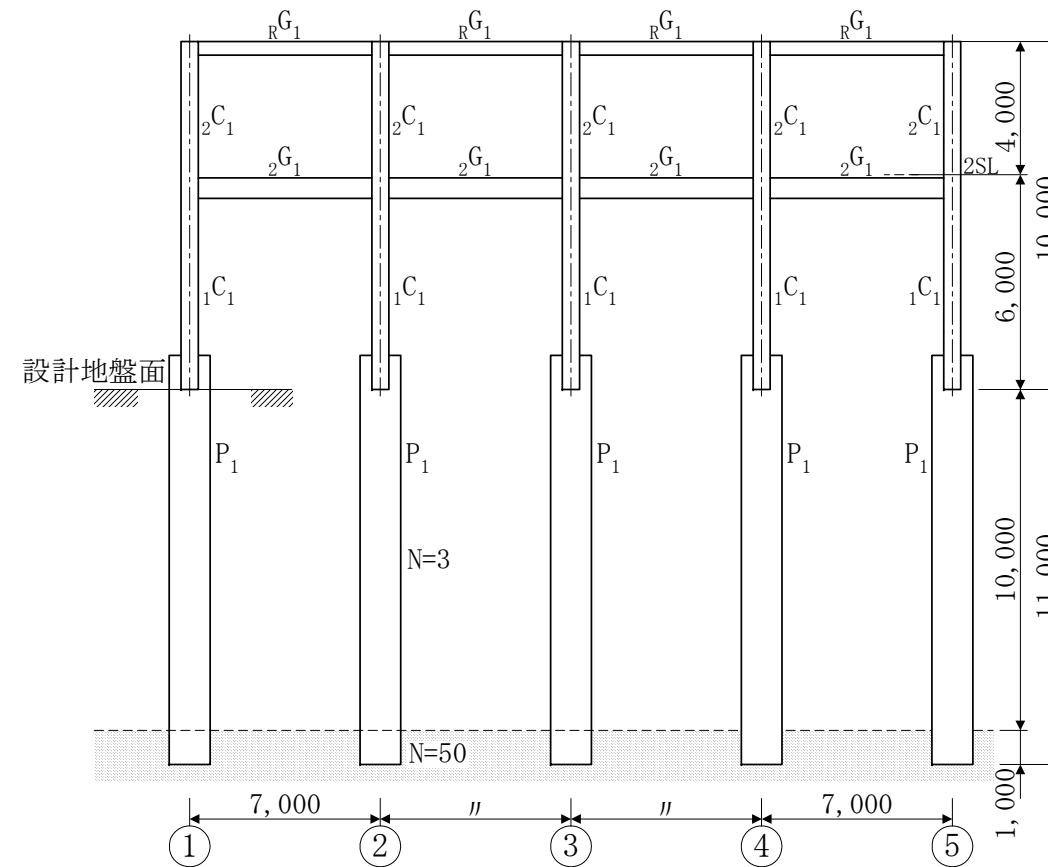
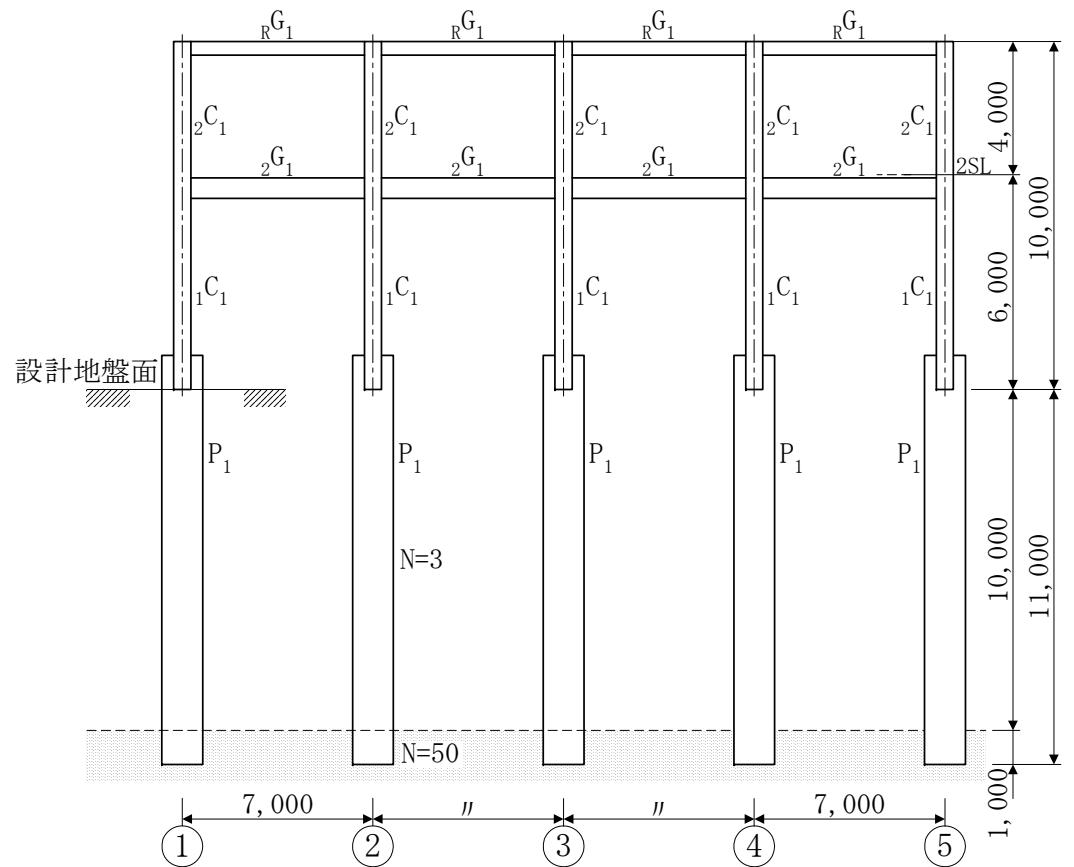


図1 2階床伏図



<p>3. 準備計算</p> <p>3.1 仮定荷重</p> <p>簡便のため、床固定荷重、積載荷重、壁重量等を床面にならした値を床荷重とする。</p> <p>表 2 仮定荷重 [kN/m²]</p> <table border="1" data-bbox="511 345 1124 451"> <thead> <tr> <th></th> <th>ラーメン用</th> <th>地震用</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RF</td> <td>4.0</td> <td>4.0</td> </tr> <tr> <td>2F</td> <td>11.0</td> <td>10.0</td> </tr> </tbody> </table> <p>3.2 設計用地震荷重</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 設計用一次固有周期 $T=0.03H$ $H=10[m]$ $\therefore T=0.3[sec]$ ・ 地盤種別 第2種地盤 ・ 振動特性係数 $R_t=1.0$ ・ 地震地域係数 $Z=1.0$ ・ 標準せん断力係数(一次設計用) $C_0=0.2$ ・ 地震力の算出 <p>表 3 設計用地震荷重</p> <table border="1" data-bbox="330 848 1314 977"> <thead> <tr> <th>階</th> <th>W_i [kN]</th> <th>ΣW_i [kN]</th> <th>α_i</th> <th>A_i</th> <th>C_{i1}</th> <th>Q_{i1} [kN]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>上層階</td> <td>1914.7</td> <td>1914.7</td> <td>0.287</td> <td>1.498</td> <td>0.299</td> <td>574.0</td> </tr> <tr> <td>線路階</td> <td>4756.6</td> <td>6671.3</td> <td>1.000</td> <td>1.000</td> <td>0.200</td> <td>1334.3</td> </tr> </tbody> </table> <p>3.3 風荷重及び雪荷重</p> <p>本計算例では耐震設計に重点をおいているので、風荷重、雪荷重については省略する。しかし、実際の設計にあたっては実状にあわせて、これらを考慮しなければならない。</p> <p>4. 解析条件</p> <p>4.1 解析概要</p> <p>3次元立体増分解析を行う。解析条件を以下に示す。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 外力分布形は、A_i 分布とする。 ・ 荷重増分解析は、1ステップあたり、ベースシア係数にして 0.005 とする。設計用地震荷重時は、40ステップに対応する。 ・ 材料強度は F 値の 1.1 倍とする。 ・ 梁の終局曲げ耐力は、ディープビームと同様にウェブの曲げ伝達を考慮する。なお、梁の剛性にスラブの協力幅を考慮し、耐力の割り増しは行わない。 ・ 梁の復元力特性は、バイリニアとし、2次勾配は初期勾配の 1/1000 とする。 ・ 柱の復元力特性はバイリニアとし、2次勾配は初期勾配の 1/1000 とする。柱の終局曲げ耐力は M-N インタラクションを考慮する。 ・ 杣の復元力特性はトリリニアとし、2次剛性(曲げひび割れ後の剛性低下率)は初期剛性の 0.3、3次剛性は初期剛性の 1/1000 とする。杣の終局耐力は、M-N インタラクションを考慮する。終局曲げ耐力は、e 関数法により求める。e 関数法の解析仮定は、次のとおりである。 <ol style="list-style-type: none"> 1) 断面内各点の歪度は中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートは引張応力を負担しない。 3) 曲げ終局強度は圧縮縁のコンクリートの歪度が終局歪み ($\varepsilon_u=0.3\%$) に達する曲げモ 		ラーメン用	地震用	RF	4.0	4.0	2F	11.0	10.0	階	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_{i1}	Q_{i1} [kN]	上層階	1914.7	1914.7	0.287	1.498	0.299	574.0	線路階	4756.6	6671.3	1.000	1.000	0.200	1334.3	<p>3. 準備計算</p> <p>3.1 仮定荷重</p> <p>簡便のため、床固定荷重、積載荷重、壁重量等を床面にならした値を床荷重とする。</p> <p>表 2 仮定荷重 [kN/m²]</p> <table border="1" data-bbox="1781 345 2394 451"> <thead> <tr> <th></th> <th>ラーメン用</th> <th>地震用</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RF</td> <td>4.0</td> <td>4.0</td> </tr> <tr> <td>2F</td> <td>11.0</td> <td>10.0</td> </tr> </tbody> </table> <p>3.2 設計用地震荷重</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 設計用一次固有周期 $T=0.03H$ $H=10[m]$ $\therefore T=0.3[sec]$ ・ 地盤種別 第2種地盤 ・ 振動特性係数 $R_t=1.0$ ・ 地震地域係数 $Z=1.0$ ・ 標準せん断力係数(一次設計用) $C_0=0.2$ ・ 地震力の算出 <p>表 3 設計用地震荷重</p> <table border="1" data-bbox="1591 848 2575 977"> <thead> <tr> <th>階</th> <th>W_i [kN]</th> <th>ΣW_i [kN]</th> <th>α_i</th> <th>A_i</th> <th>C_{i1}</th> <th>Q_{i1} [kN]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>上層階</td> <td>1914.7</td> <td>1914.7</td> <td>0.287</td> <td>1.498</td> <td>0.299</td> <td>574.0</td> </tr> <tr> <td>線路階</td> <td>4756.6</td> <td>6671.3</td> <td>1.000</td> <td>1.000</td> <td>0.200</td> <td>1334.3</td> </tr> </tbody> </table> <p>3.3 風荷重及び雪荷重</p> <p>本計算例では耐震設計に重点をおいているので、風荷重、雪荷重については省略する。しかし、実際の設計にあたっては実状にあわせて、これらを考慮しなければならない。</p> <p>4. 解析条件</p> <p>4.1 解析概要</p> <p>3次元立体増分解析を行う。解析条件を以下に示す。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 外力分布形は、A_i 分布とする。 ・ 荷重増分解析は、1ステップあたり、ベースシア係数にして 0.005 とする。設計用地震荷重時は、40ステップに対応する。 ・ 材料強度は F 値の 1.1 倍とする。 ・ 梁の終局曲げ耐力は、ディープビームと同様にウェブの曲げ伝達を考慮する。なお、梁の剛性にスラブの協力幅を考慮し、耐力の割り増しは行わない。 ・ 梁の復元力特性は、バイリニアとし、2次勾配は初期勾配の 1/1000 とする。 ・ 柱の復元力特性はバイリニアとし、2次勾配は初期勾配の 1/1000 とする。柱の終局曲げ耐力は M-N インタラクションを考慮する。 ・ 杣の復元力特性はトリリニアとし、2次剛性(曲げひび割れ後の剛性低下率)は初期剛性の 0.3、3次剛性は初期剛性の 1/1000 とする。杣の終局耐力は、M-N インタラクションを考慮する。終局曲げ耐力は、e 関数法により求める。e 関数法の解析仮定は、次のとおりである。 <ol style="list-style-type: none"> 1) 断面内各点の歪度は中立軸からの距離に比例する。 2) コンクリートは引張応力を負担しない。 3) 曲げ終局強度は圧縮縁のコンクリートの歪度が終局歪み ($\varepsilon_u=0.3\%$) に達する曲げモ 		ラーメン用	地震用	RF	4.0	4.0	2F	11.0	10.0	階	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_{i1}	Q_{i1} [kN]	上層階	1914.7	1914.7	0.287	1.498	0.299	574.0	線路階	4756.6	6671.3	1.000	1.000	0.200	1334.3
	ラーメン用	地震用																																																											
RF	4.0	4.0																																																											
2F	11.0	10.0																																																											
階	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_{i1}	Q_{i1} [kN]																																																							
上層階	1914.7	1914.7	0.287	1.498	0.299	574.0																																																							
線路階	4756.6	6671.3	1.000	1.000	0.200	1334.3																																																							
	ラーメン用	地震用																																																											
RF	4.0	4.0																																																											
2F	11.0	10.0																																																											
階	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_{i1}	Q_{i1} [kN]																																																							
上層階	1914.7	1914.7	0.287	1.498	0.299	574.0																																																							
線路階	4756.6	6671.3	1.000	1.000	0.200	1334.3																																																							

ーメントとする。

4) 鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 関係は降伏点で折れ曲がる完全弾塑性型とする。

5) コンクリートの $\sigma - \varepsilon$ 関係はe関数とする。

- 地盤ばねは、バイリニアでモデル化する。
- X方向は対称形であるため、解析対象を正加力(図面 左→右)のみとし、Y方向については両方向それぞれについて解析を行う。
- RFおよび2Fは剛床を仮定する。

4.2 柱および杭の終局曲げ耐力

柱の終局曲げ耐力図を図4に、杭の終局曲げ耐力図を図5に示す。 M_u -Nインタラクションは、柱は曲げモーメント0点と軸耐力の0.25倍の点を結ぶ3線分とし、杭はe関数法により得られた M_u -Nインタラクションカーブを5線分に近似し設定した。また、曲げひび割れ耐力は $c\sigma_t \cdot Z_e$ より得られる。 $(c\sigma_t$: コンクリートの引張強度*、 Z_e : 鉄筋の効果を考慮した断面係数)。

* コンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ は、日本建築学会「RC規準」に準じて $0.56\sigma_B^{0.5}$ とした(σ_B の単位はN/mm²)。

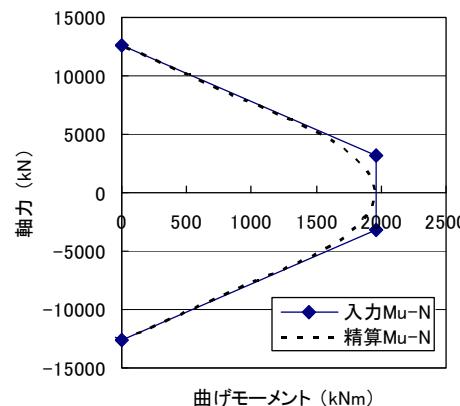


図4 柱の M_u -N関係 (450x22 BCP325)

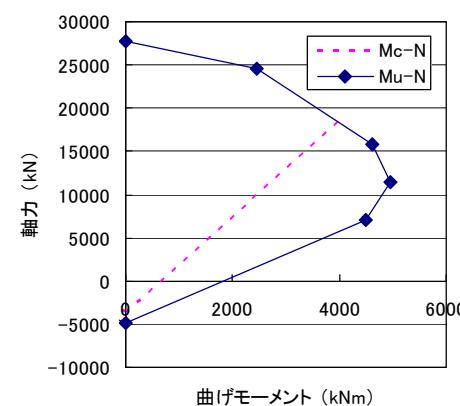


図5 杭のM-N関係 (φ 1200)

4.3 地盤ばね

4.3.1 水平地盤ばね

水平地盤ばねは、杭全長において1m毎に配置し、 E_0 はN値から推定し、 C_u は地盤調査等で既知と仮定する。代表例として、設計地盤面-1mの地盤ばねについてのみ算定の途中経過を以下に示す。なお、本来は群杭の影響を考慮すべきだが、本設計例では省略した。

まず、水平地盤反力係数 k_h を算出する。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B'^{-3/4}$$

設計地盤面-1mは粘性土で E_0 をN値より推定するので $\alpha=60$ 、単杭の場合は $\xi=1.0$ であるから、

$$k_{h0} = 60 \times 1.0 \times 700 \times 3 \times 120^{-3/4} = 3475 \text{ [kN/m}^3\text{]} = 3.48 \times 10^{-6} \text{ [kN/mm}^3\text{]}$$

となり、地盤ばねの非線形性をバイリニアで置換するので、その初期勾配を $1.5k_{h0}$ とする。したがって、杭径1200mm、有効長さ1000mmであるので、設計地盤面-1mの地盤ばねは以下のようになる。

$$K_h = 1.5 \times 3.48 \times 10^{-6} \times 1200 \times 1000 = 6.26 \text{ [kN/mm]}$$

次に、極限地盤反力 P_y を算出する。 $C_u=10\text{kN/m}^2$ で既知と仮定すると、単杭の場合は $\mu=1.4$ 、設計地盤面-1mで $z/B \leq 2.5$ であるので、

$$p_y = 2 \cdot (1 + \mu \cdot z/B) \cdot C_u = 2 \times (1 + 1.4 \times 1.0 / 1.2) \times 10 \\ = 43.3 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 4.33 \times 10^{-5} \text{ [kN/mm}^2\text{]}$$

$$P_y = 43.3 \times 10^{-5} \times 1200 \times 1000 = 52 \text{ [kN]}$$

ーメントとする。

4) 鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 関係は降伏点で折れ曲がる完全弾塑性型とする。

5) コンクリートの $\sigma - \varepsilon$ 関係はe関数とする。

- 地盤ばねは、バイリニアでモデル化する。
- X方向は対称形であるため、解析対象を正加力(図面 左→右)のみとし、Y方向については両方向それぞれについて解析を行う。
- RFおよび2Fは剛床を仮定する。

4.2 柱および杭の終局曲げ耐力

柱の終局曲げ耐力図を図4に、杭の終局曲げ耐力図を図5に示す。 M_u -Nインタラクションは、柱は曲げモーメント0点と軸耐力の0.25倍の点を結ぶ3線分とし、杭はe関数法により得られた M_u -Nインタラクションカーブを5線分に近似し設定した。また、曲げひび割れ耐力は $c\sigma_t \cdot Z_e$ より得られる。 $(c\sigma_t$: コンクリートの引張強度*、 Z_e : 鉄筋の効果を考慮した断面係数)。

* コンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ は、日本建築学会「RC規準」に準じて $0.56\sigma_B^{0.5}$ とした(σ_B の単位はN/mm²)。

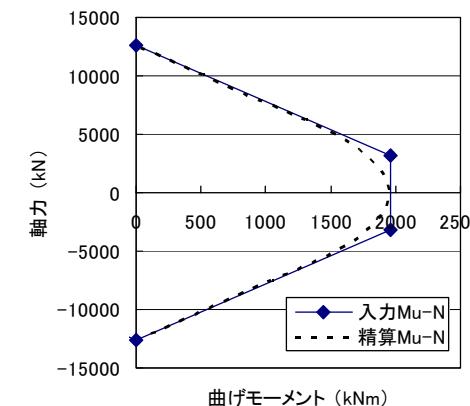


図4 柱の M_u -N関係 (450x22 BCP325)

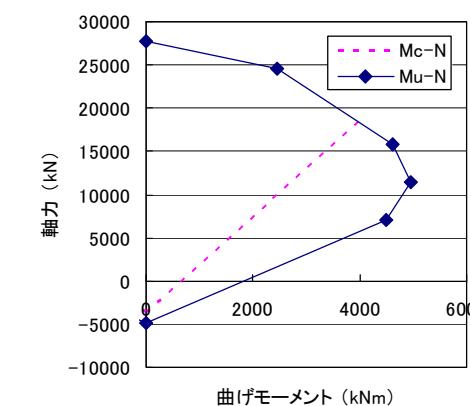


図5 杭のM-N関係 (φ 1200)

4.3 地盤ばね

4.3.1 水平地盤ばね

水平地盤ばねは、杭全長において1m毎に配置し、 E_0 はN値から推定し、 C_u は地盤調査等で既知と仮定する。代表例として、設計地盤面-1mの地盤ばねについてのみ算定の途中経過を以下に示す。なお、本来は群杭の影響を考慮すべきだが、本設計例では省略した。

まず、水平地盤反力係数 k_h を算出する。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B'^{-3/4}$$

設計地盤面-1mは粘性土で E_0 をN値より推定するので $\alpha=60$ 、単杭の場合は $\xi=1.0$ であるから、

$$k_{h0} = 60 \times 1.0 \times 700 \times 3 \times 120^{-3/4} = 3475 \text{ [kN/m}^3\text{]} = 3.48 \times 10^{-6} \text{ [kN/mm}^3\text{]}$$

となり、地盤ばねの非線形性をバイリニアで置換するので、その初期勾配を $1.5k_{h0}$ とする。したがって、杭径1200mm、有効長さ1000mmであるので、設計地盤面-1mの地盤ばねは以下のようになる。

$$K_h = 1.5 \times 3.48 \times 10^{-6} \times 1200 \times 1000 = 6.26 \text{ [kN/mm]}$$

次に、極限地盤反力 P_y を算出する。 $C_u=10\text{kN/m}^2$ で既知と仮定すると、単杭の場合は $\mu=1.4$ 、設計地盤面-1mで $z/B \leq 2.5$ であるので、

$$p_y = 2 \cdot (1 + \mu \cdot z/B) \cdot C_u = 2 \times (1 + 1.4 \times 1.0 / 1.2) \times 10 \\ = 43.3 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 4.33 \times 10^{-5} \text{ [kN/mm}^2\text{]}$$

$$P_y = 43.3 \times 10^{-5} \times 1200 \times 1000 = 52 \text{ [kN]}$$

と求められる。水平地盤ばねを表4に示す。

表4 水平地盤ばね

地盤ばね		極限地盤反力		
k_{h0} [$\times 10^{-6}$ kN/mm 3]	K_h [kN/mm]	p_y [$\times 10^{-5}$ kN/mm 2]	P_y [kN]	
3.48	3.13	3.13	2.58	16 16
3.48	3.13	6.26	3.75 23	52
3.48	3.13		4.92 29	
3.48	3.13	6.26	6.08 37	80
3.48	3.13		7.25 43	
3.48	3.13	6.26	8.42 51	105
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	72.63	9.00 54	1198
77.23	69.50		190.64 1144	
77.23	69.50		199.94 1200	1200

*群杭の影響検討は省略した

4.3.2 杭先端回転ばね・杭先端鉛直ばね

$\beta \cdot L$ の計算

$$\beta = \{B \cdot k_{h_e} / (4E \cdot I)\}^{1/4}$$

B : 杭径 [cm]

L : 杭長 [cm]

k_{h_e} : 設計地盤面から $1/\beta$ 程度の区間の平均基準水平地盤反力係数 [kN/cm 3]

E : 杭のヤング係数 [kN/cm 2] I : 杭体の断面 2 次モーメント [cm 4]

$$\phi 1200[\text{mm}], L=1100[\text{cm}], B=120[\text{cm}], k_{h_e}=1.5 \times 3.48[\text{N/cm}^3], \beta=0.161[\text{m}^{-1}]$$

$$\beta \cdot L = 0.161 \times 11.0 = 1.78$$

$\beta \cdot L < 2.5$ であるので杭先端回転ばね・杭先端鉛直ばねを考慮する。

杭先端回転ばね (K_R)

$$k_v = 0.2 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B^{-3/4} = 0.2 \times 2 \times 25 \times 50 \times (120)^{-3/4}$$

$$= 13.791[\text{kgf/cm}^3] = 135148[\text{kN/m}^3]$$

$$I_v = \pi B^4 / 64 = \pi \times 1.2^4 / 64 = 0.102[\text{m}^4]$$

$$K_R = k_v \cdot I_v = 135148 \times 0.102 = 13756.4[\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}]$$

ただし、回転ばねの負担曲げモーメントが大きい場合は、回転ばね剛性が低下するので注意する。

杭先端鉛直ばね (K_V)

$$K_v = k_v \cdot A_v = 135148 \times 1.131 = 152849[\text{kN/m}]$$

と求められる。水平地盤ばねを表4に示す。

表4 水平地盤ばね

地盤ばね		極限地盤反力		
k_{h0} [$\times 10^{-6}$ kN/mm 3]	K_h [kN/mm]	p_y [$\times 10^{-5}$ kN/mm 2]	P_y [kN]	
3.48	3.13	3.13	2.58	16 16
3.48	3.13	6.26	3.75 23	52
3.48	3.13		4.92 29	
3.48	3.13	6.26	6.08 37	80
3.48	3.13		7.25 43	
3.48	3.13	6.26	8.42 51	105
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	6.26	9.00 54	108
3.48	3.13		9.00 54	
3.48	3.13	72.63	9.00 54	1198
77.23	69.50		190.64 1144	
77.23	69.50		199.94 1200	1200

4.3.2 杭先端回転ばね・杭先端鉛直ばね

$\beta \cdot L$ の計算

$$\beta = \{B \cdot k_{h_e} / (4E \cdot I)\}^{1/4}$$

B : 杭径 [cm]

L : 杭長 [cm]

k_{h_e} : 設計地盤面から $1/\beta$ 程度の区間の平均基準水平地盤反力係数 [kN/cm 3]

E : 杭のヤング係数 [kN/cm 2] I : 杭体の断面 2 次モーメント [cm 4]

$$\phi 1200[\text{mm}], L=1100[\text{cm}], B=120[\text{cm}], k_{h_e}=1.5 \times 3.48[\text{N/cm}^3], \beta=0.161[\text{m}^{-1}]$$

$$\beta \cdot L = 0.161 \times 11.0 = 1.78$$

$\beta \cdot L < 2.5$ であるので杭先端回転ばね・杭先端鉛直ばねを考慮する。

杭先端回転ばね (K_R)

$$k_v = 0.2 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B^{-3/4} = 0.2 \times 2 \times 25 \times 50 \times (120)^{-3/4}$$

$$= 13.791[\text{kgf/cm}^3] = 135148[\text{kN/m}^3]$$

$$I_v = \pi B^4 / 64 = \pi \times 1.2^4 / 64 = 0.102[\text{m}^4]$$

$$K_R = k_v \cdot I_v = 135148 \times 0.102 = 13756.4[\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}]$$

ただし、回転ばねの負担曲げモーメントが大きい場合は、回転ばね剛性が低下するので注意する。

杭先端鉛直ばね (K_V)

$$K_v = k_v \cdot A_v = 135148 \times 1.131 = 152849[\text{kN/m}]$$

5. 一次設計

5.1 応力図・水平変位図

増分解析の $C_0=0.2$ 時の曲げモーメント図、せん断力図を図 6~9 に、水平変位図を図 10~15 に示す。この値を基に断面算定を行う。

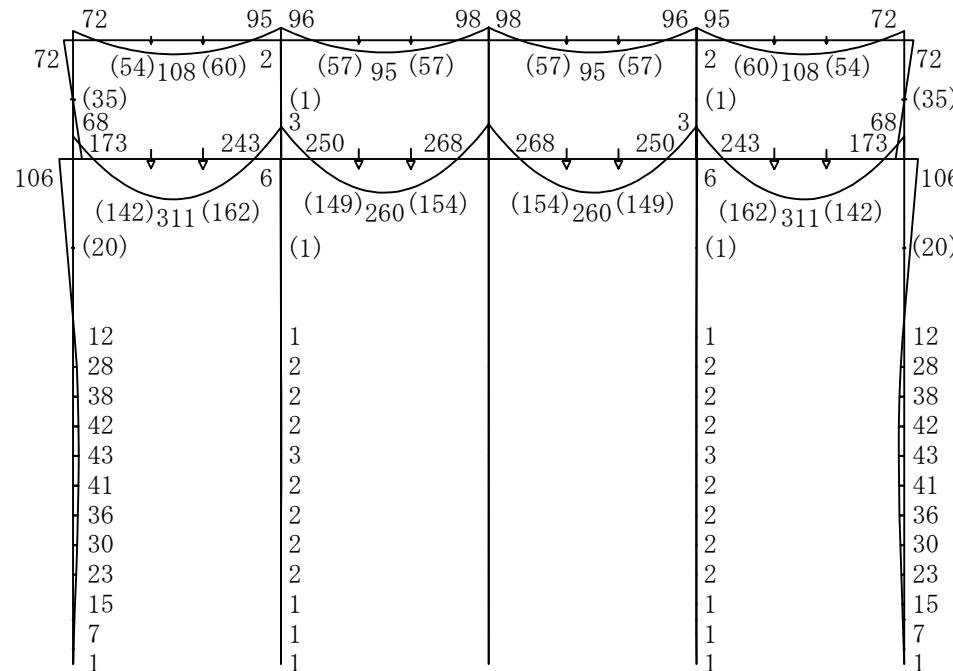


図 6 X 方向長期応力図(B 通り)

(()無し…曲げモーメント [kN·m]、()…せん断力 [kN])

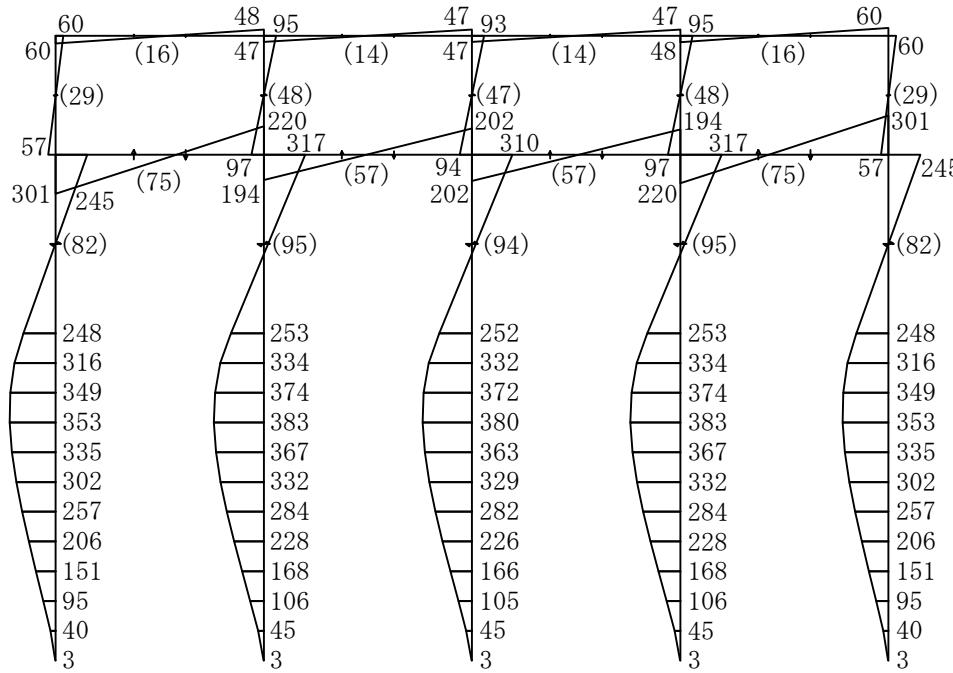


図 7 X 方向正加力地震時応力図(B 通り)

(()無し…曲げモーメント [kN·m]、()…せん断力 [kN])

5. 一次設計

5.1 応力図・水平変位図

増分解析の $C_0=0.2$ 時の曲げモーメント図、せん断力図を図 6~9 に、水平変位図を図 10~15 に示す。この値を基に断面算定を行う。

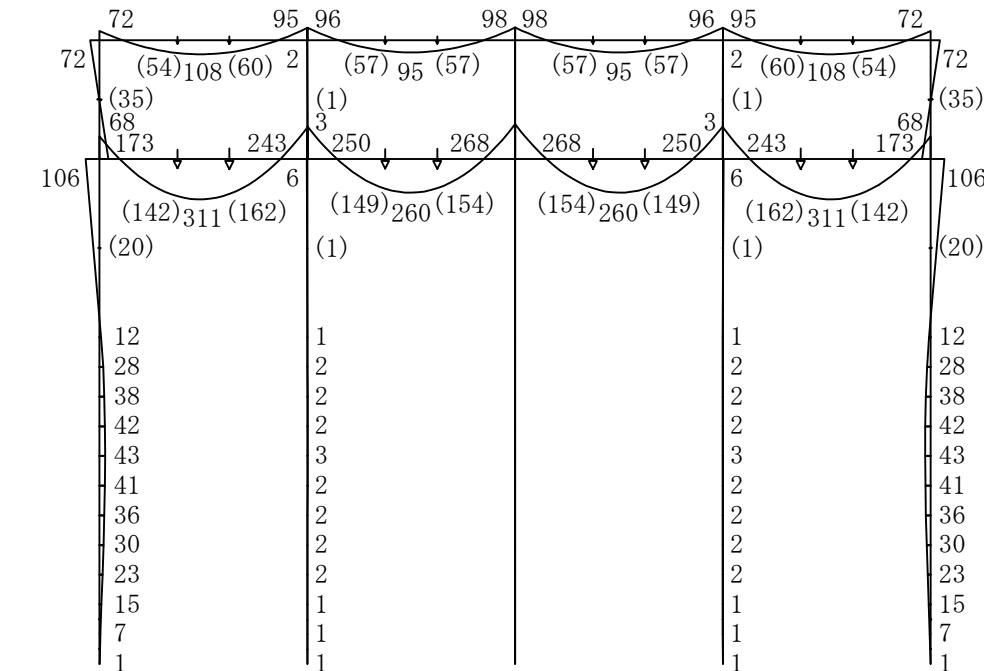


図 6 X 方向長期応力図(B 通り)

(()無し…曲げモーメント [kN·m]、()…せん断力 [kN])

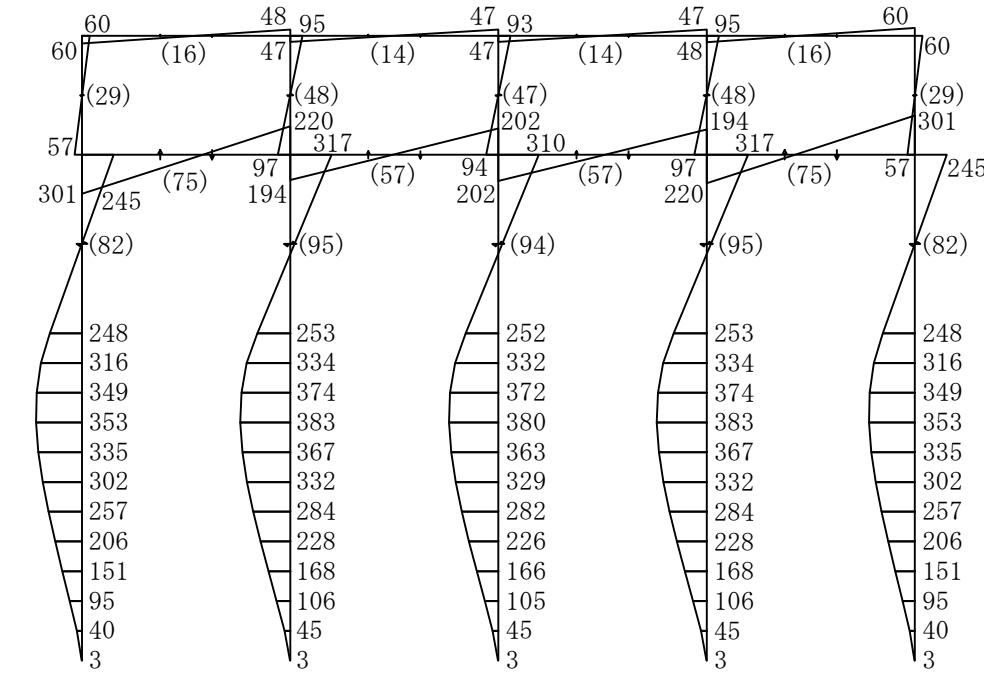


図 7 X 方向正加力地震時応力図(B 通り)

(()無し…曲げモーメント [kN·m]、()…せん断力 [kN])

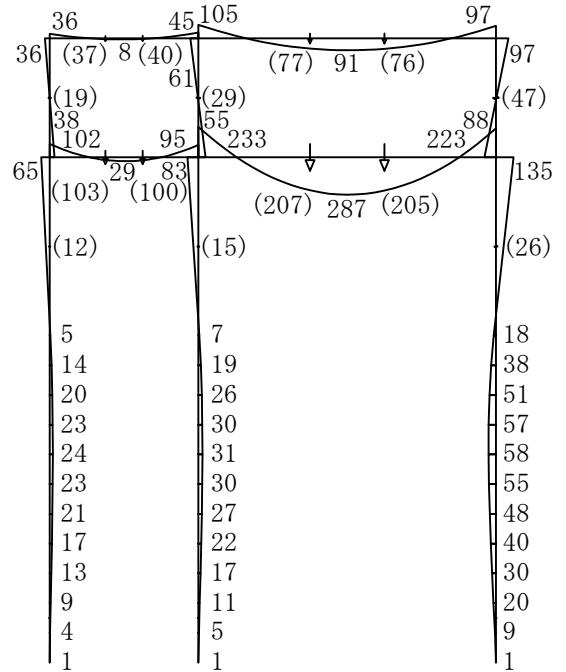


図8 Y方向長期応力図(3通り)

(()無し…曲げモーメント [kN・m]、()…せん断力 [kN])

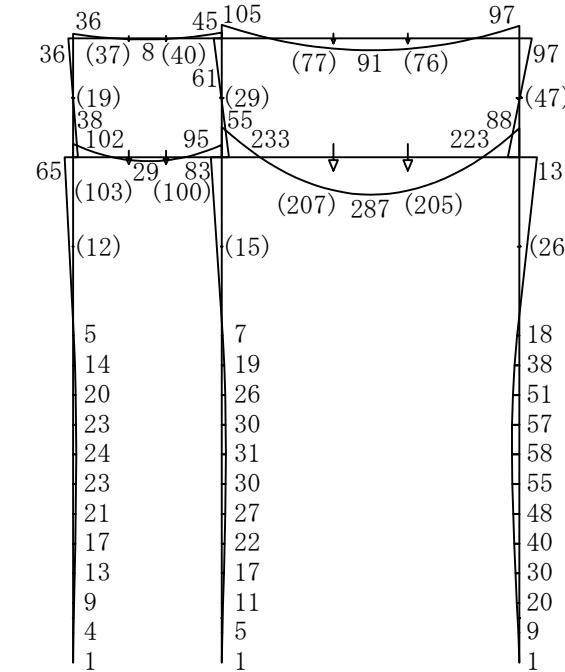


図8 Y方向長期応力図(3通り)

(()無し…曲げモーメント [kN・m]、()…せん断力 [kN])

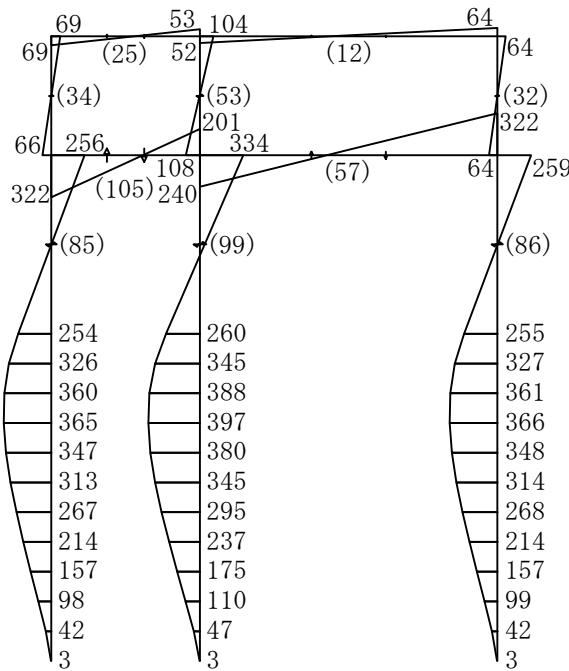


図9 Y方向正加力地震時応力図(3通り)

(()無し…曲げモーメント [kN・m]、()…せん断力 [kN])

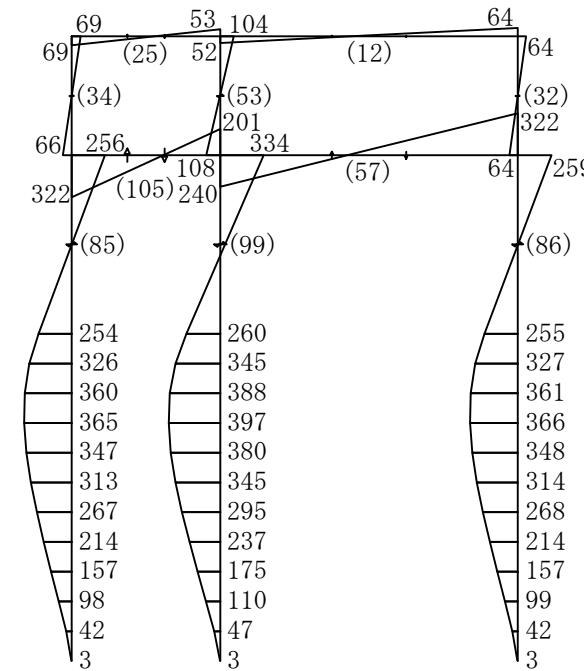


図9 Y方向正加力地震時応力図(3通り)

(()無し…曲げモーメント [kN・m]、()…せん断力 [kN])

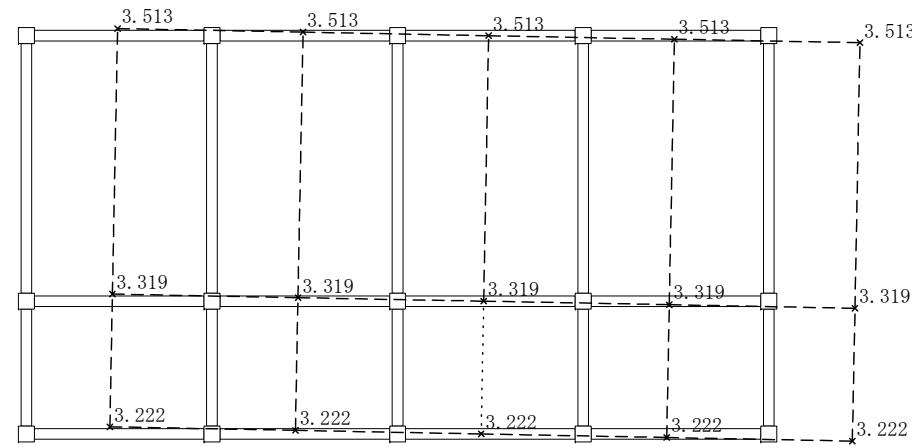


図 10 X 方向正加力水平変位(屋根面) [cm]

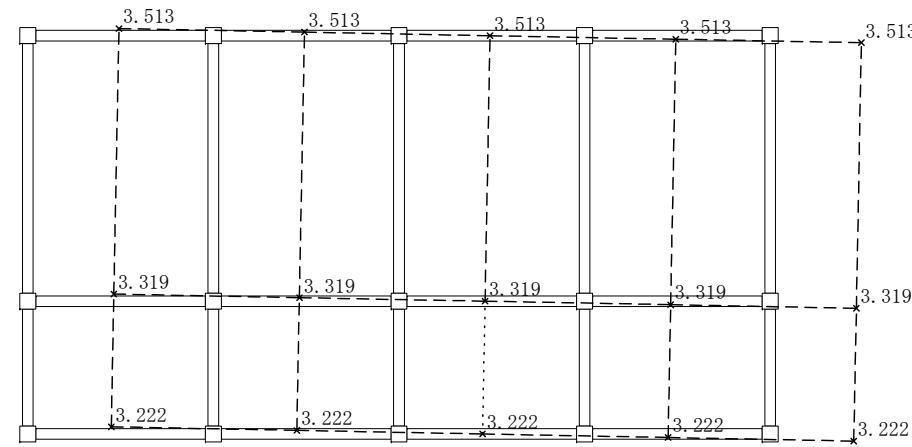


図 10 X 方向正加力水平変位(屋根面) [cm]

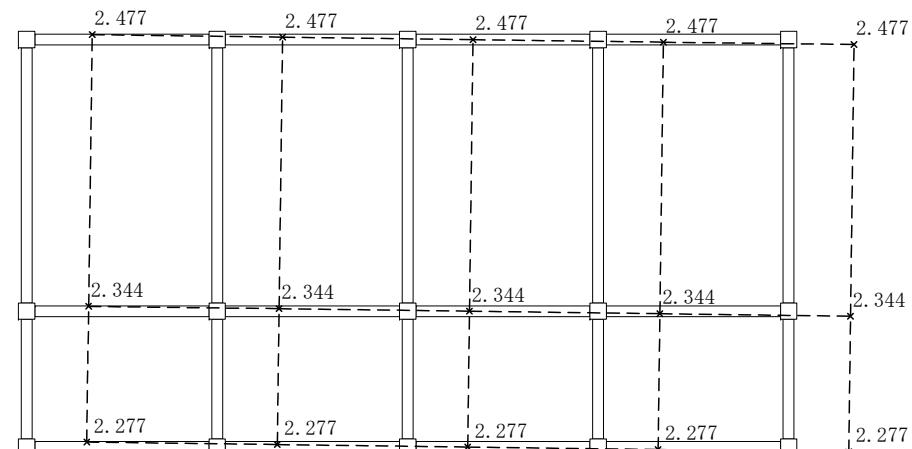


図 11 X 方向正加力水平変位(2階床面) [cm]

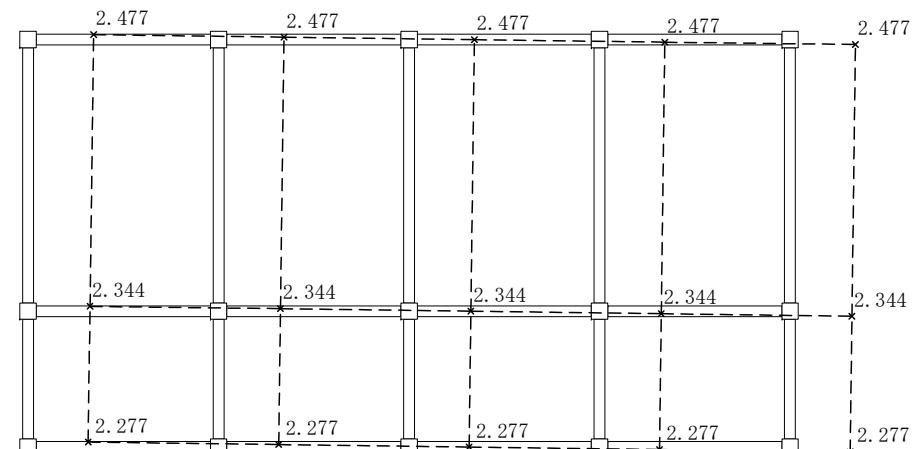


図 11 X 方向正加力水平変位(2階床面) [cm]

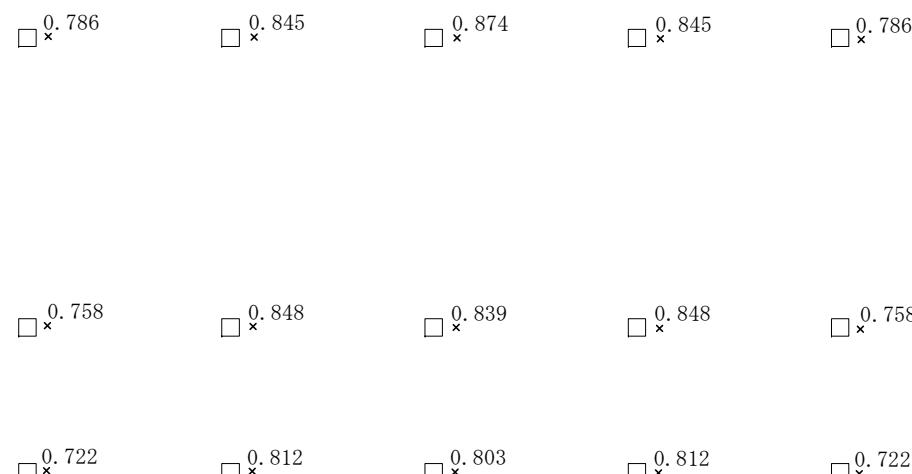


図 12 X 方向正加力水平変位(設計地盤面) [cm]

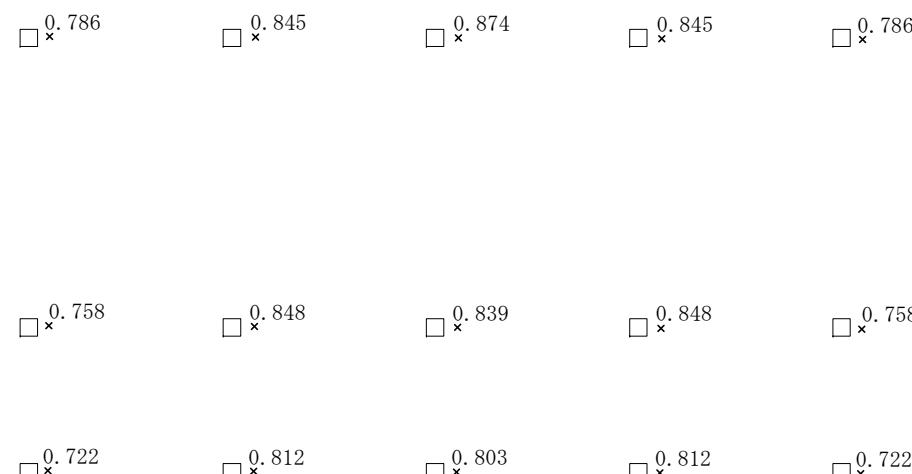


図 12 X 方向正加力水平変位(設計地盤面) [cm]

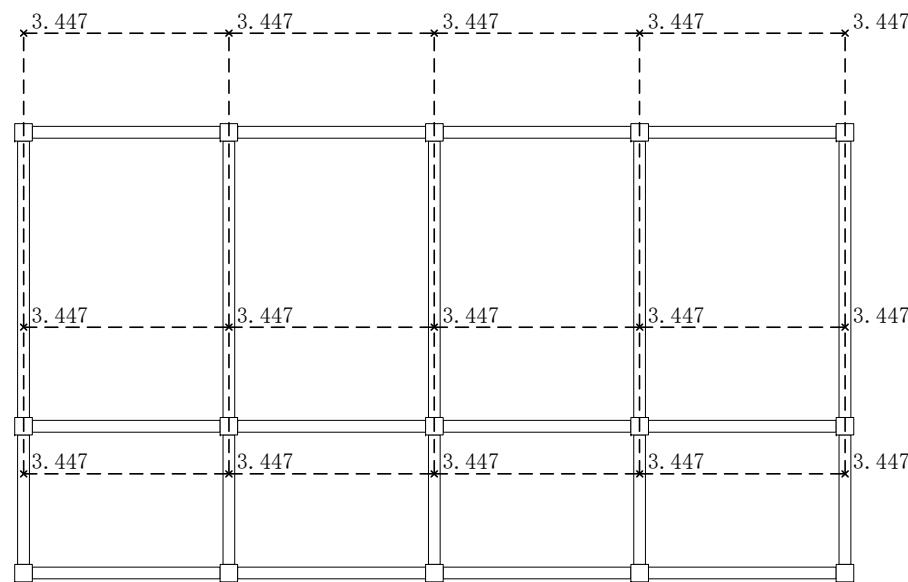


図 13 Y 方向正加力水平変位(屋根面) [cm]

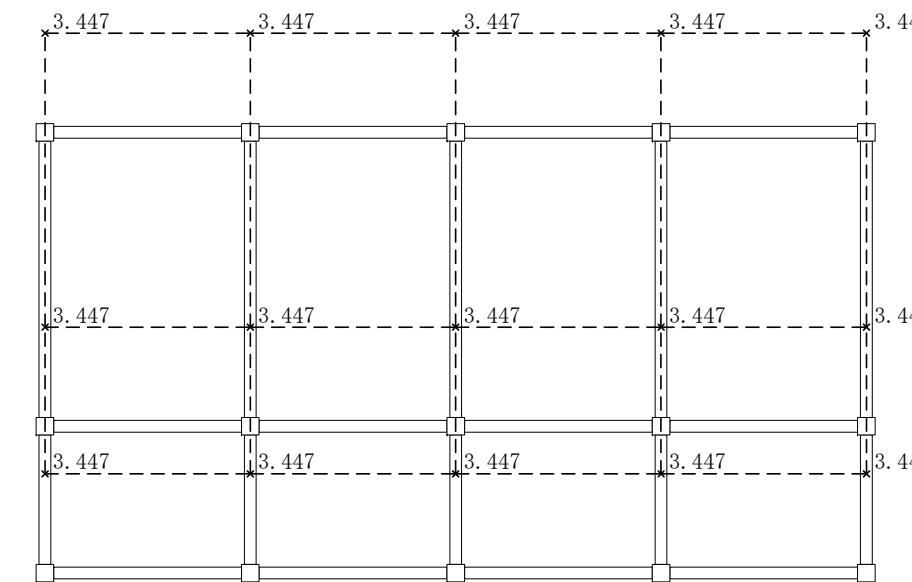


図 13 Y 方向正加力水平変位(屋根面) [cm]

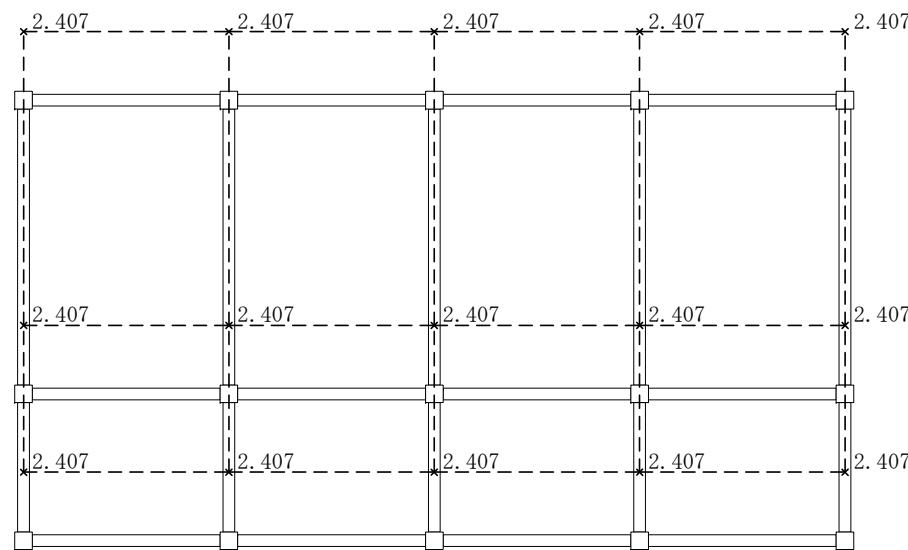


図 14 Y 方向正加力水平変位(2 階床面) [cm]

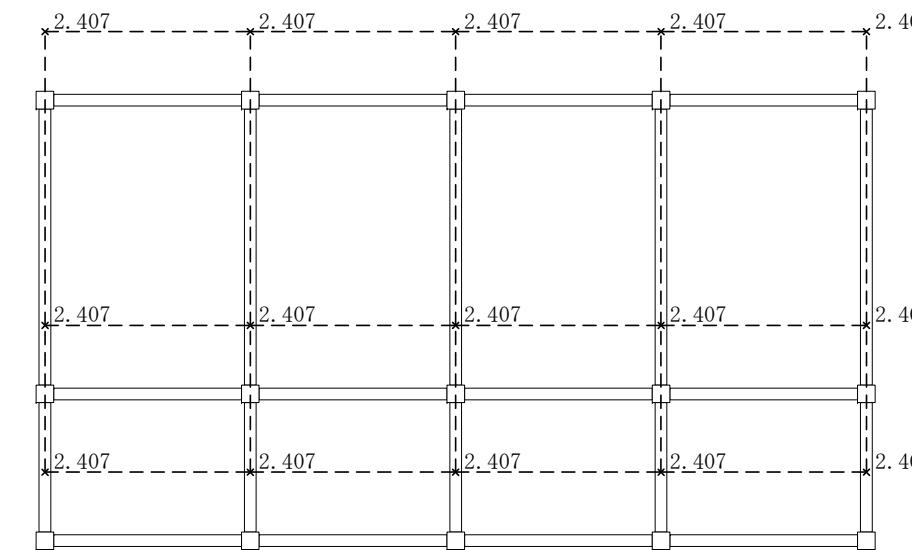


図 14 Y 方向正加力水平変位(2 階床面) [cm]

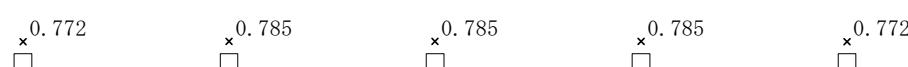
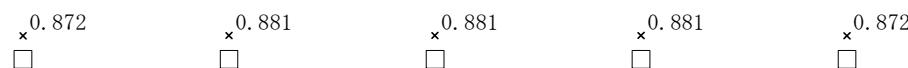
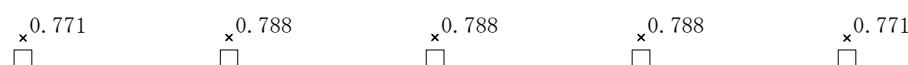


図 15 Y 方向正加力水平変位(設計地盤面) [cm]

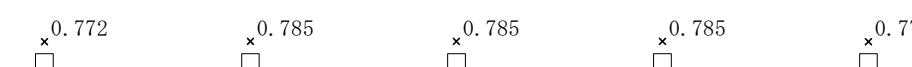
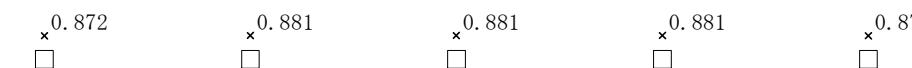
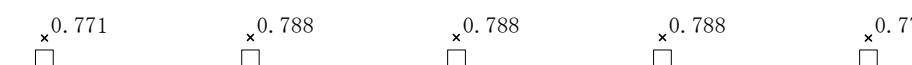


図 15 Y 方向正加力水平変位(設計地盤面) [cm]

5.2 偏心率・剛性率・層間変形角・杭頭変位

5.2.1 偏心率

偏心率を表5に示す。線路階の剛性は、下部構造の値を含めて算定している。

表5 偏心率

階	X方向							
	g [m]	k [m]	e [m]	K_R [MN·m]	K_x [MN·m]	r_e [m]	R_e	F_e
上層階	14.00	14.00	0.00	7518	58.48	11.34	0.071	1.000
線路階	14.00	14.00	0.00	10621	56.62	13.70	0.058	1.000
階	Y方向							
	g [m]	k [m]	e [m]	K_R [MN·m]	K_y [MN·m]	r_e [m]	R_e	F_e
上層階	7.44	6.64	0.80	7518	55.19	11.67	0.000	1.000
線路階	7.45	6.66	0.80	10621	55.52	13.83	0.000	1.000

線路階の偏心率は、0.2以下であり規定値を満たしている。ただし、Y方向の線路階の偏心率が0.05以下となっているので、杭の応力と変位に対して割り増しを行う必要がある。Y方向の杭の応力・変形割増率を表6に示す。本設計例の場合、最大で1.06倍の割り増しが必要である。

表6 杭の応力・変形割増率

	1	2	3	4	5
剛心からの距離	-14.00	-7.00	0.00	7.00	14.00
補正率(倍率)	1.06	1.03	1.00	1.03	1.06

5.2.2 剛性率

剛性率を表7に示す。線路階の剛性率は0.6以上であり、必要保有水平耐力の割増しの必要はない。

表7 剛性率の検討

階	X方向				Y方向			
	δ_s [cm]	γ	R_s	F_s	δ_s [cm]	γ	R_s	F_s
上層階	0.98	1/406	1.024	1.000	1.04	1/385	1.009	1.000
線路階	1.55	1/387	0.976	1.000	1.59	1/378	0.991	1.000

5.2.3 層間変形角

層間変形角を表8に示す。線路階の層間変形角の算定にあたり、層間変位は、2階床の水平変位と設計地盤面位置での杭の水平変位との差である。両方向ともに、規定値(上層階で1/200以下、線路階で1/150以下)を満たしている。

表8 層間変形角

X方向		1	2	3	4	5
上層階	A	1/423	1/423	1/423	1/423	1/423
	B	1/410	1/410	1/410	1/410	1/410
	C	1/386	1/386	1/386	1/386	1/386
線路階	A	1/387	1/409	1/407	1/409	1/387
	B	1/379	1/400	1/398	1/400	1/379
	C	1/355	1/375	1/373	1/375	1/355
Y方向		1	2	3	4	5
上層階	A	1/384	1/384	1/384	1/384	1/384
	B	1/384	1/384	1/384	1/384	1/384
	C	1/384	1/384	1/384	1/384	1/384
線路階	A	1/347	1/359	1/370	1/359	1/347
	B	1/368	1/381	1/392	1/381	1/368
	C	1/346	1/360	1/371	1/360	1/346

5.2 偏心率・剛性率・層間変形角・杭頭変位

5.2.1 偏心率

偏心率を表5に示す。線路階の剛性は、下部構造の値を含めて算定している。

表5 偏心率

階	X方向							
	g [m]	k [m]	e [m]	K_R [MN·m]	K_x [MN·m]	r_e [m]	R_e	F_e
上層階	14.00	14.00	0.00	7518	58.48	11.34	0.071	1.000
線路階	14.00	14.00	0.00	10621	56.62	13.70	0.058	1.000
階	Y方向							
	g [m]	k [m]	e [m]	K_R [MN·m]	K_y [MN·m]	r_e [m]	R_e	F_e
上層階	7.44	6.64	0.80	7518	55.19	11.67	0.000	1.000
線路階	7.45	6.66	0.80	10621	55.52	13.83	0.000	1.000

線路階の偏心率は、0.2以下であり規定値を満たしている。ただし、Y方向の線路階の偏心率が0.05以下となっているので、杭の応力と変位に対して割り増しを行う必要がある。Y方向の杭の応力・変形割増率を表6に示す。本設計例の場合、最大で1.06倍の割り増しが必要である。

表6 杭の応力・変形割増率

	1	2	3	4	5
剛心からの距離	-14.00	-7.00	0.00	7.00	14.00
補正率(倍率)	1.06	1.03	1.00	1.03	1.06

5.2.2 剛性率

剛性率を表7に示す。線路階の剛性率は0.6以上であり、必要保有水平耐力の割増しの必要はない。

表7 剛性率の検討

階	X方向				Y方向			
	δ_s [cm]	γ	R_s	F_s	δ_s [cm]	γ	R_s	F_s
上層階	0.98	1/406	1.024	1.000	1.04	1/385	1.009	1.000
線路階	1.55	1/387	0.976	1.000	1.59	1/378	0.991	1.000

5.2.3 層間変形角

層間変形角を表8に示す。線路階の層間変形角の算定にあたり、層間変位は、2階床の水平変位と設計地盤面位置での杭の水平変位との差である。両方向ともに、規定値(上層階で1/200以下、線路階で1/150以下)を満たしている。

表8 層間変形角

X方向		1	2	3	4	5
上層階	A	1/423	1/423	1/423	1/423	1/423
	B	1/410	1/410	1/410	1/410	1/410
	C	1/386	1/386	1/386	1/386	1/386
線路階	A	1/387	1/409	1/407	1/409	1/387
	B	1/379	1/400	1/398</td		

5.2.4 杭頭変位

杭頭変位を杭径に対するパーセント表記にしたものと表9に示す。なお、Y方向については、ねじれ補正後の値である。全ての杭において、杭頭変位が杭径の1.5%以下である。

表9 杭頭変位[%]

X方向	1	2	3	4	5
A	0.60	0.67	0.67	0.67	0.60
B	0.63	0.70	0.70	0.70	0.63
C	0.65	0.73	0.72	0.73	0.65

Y方向	1	2	3	4	5
A	0.68	0.67	0.65	0.67	0.68
B	0.76	0.75	0.73	0.75	0.76
C	0.68	0.68	0.66	0.68	0.68

5.3 柱・梁の断面算定

5.3.1 大梁の断面算定

全て許容応力度以内であることを確認した。以下に代表例を示す。ただし、スパンが20m以下そのため鉛直震度の考慮は行わない。なお、スパンが20mを超える場合は、長期荷重の応力度比が0.75以下であることを確認すればよい。

${}_2G_2$ (3B-3C) HY-600×300×12×28

横補剛の検討

n: 横補剛本数 3[本]

$\lambda_y \leq 170+20n$ (SN400 級)

$\lambda_y = 1000/i_y = 1000/7.25 = 137.9 \leq 170+20 \times 3 = 230$ OK

断面応力度の検討(短期荷重時)

$M_D = M_L + M_E = 223+322=545$ [kN·m] (右端) $Q_D = 207+57=264$ [kN] (左端)

$l_b = 1000/4 = 250$ [cm]

$\lambda = 250/7.25 = 34.5$

$\eta = 5.79$

$f_b = 235$ [N/mm²]

$f_s = 135.7$ [N/mm²]

$\sigma_b = M_D/Z = (545 \times 10^3 \times 10^3) / (4939 \times 10^3)$

$= 103.2$ [N/mm²] < f_b OK

$\tau = Q_D/A_w = (264 \times 10^3) / (56.8 \times 10^2)$

$= 40.4$ [N/mm²] < f_s OK

たわみの検討

0.514 [cm] = 1/1942 < 1/500 OK

5.3.2 柱の断面算定

全て許容応力度以内であることを確認した。以下に代表例を示す。

${}_1C_1$ (3B) □-450×450×22 (BCP325)

断面応力度の検討

$N_D = 861$ [kN] (短期)

$M_{Dx} = 0+310=310$ [kN·m] (短期)

$M_{Dy} = 83$ [kN·m] (長期)

$Q_D = 0+94=94$ [kN] (短期)

$l_c = 600 \times 1.5 = 900$ [cm]

$i_y = 17.09$ [cm]

5.2.4 杭頭変位

杭頭変位を杭径に対するパーセント表記にしたものと表9に示す。なお、Y方向については、ねじれ補正後の値である。全ての杭において、杭頭変位が杭径の1.5%以下である。

表9 杭頭変位[%]

X方向	1	2	3	4	5
A	0.60	0.67	0.67	0.67	0.60
B	0.63	0.70	0.70	0.70	0.63
C	0.65	0.73	0.72	0.73	0.65

Y方向	1	2	3	4	5
A	0.68	0.67	0.65	0.67	0.68
B	0.76	0.75	0.73	0.75	0.76
C	0.68	0.68	0.66	0.68	0.68

5.3 柱・梁の断面算定

5.3.1 大梁の断面算定

全て許容応力度以内であることを確認した。以下に代表例を示す。ただし、スパンが20m以下そのため鉛直震度の考慮は行わない。なお、スパンが20mを超える場合は、長期荷重の応力度比が0.75以下であることを確認すればよい。

${}_2G_2$ (3B-3C) HY-600×300×12×28

横補剛の検討

n: 横補剛本数 3[本]

$\lambda_y \leq 170+20n$ (SN400 級)

$\lambda_y = 1000/i_y = 1000/7.25 = 137.9 \leq 170+20 \times 3 = 230$ OK

断面応力度の検討(短期荷重時)

$M_D = M_L + M_E = 223+322=545$ [kN·m] (右端) $Q_D = 207+57=264$ [kN] (左端)

$l_b = 1000/4 = 250$ [cm] $\lambda = 250/7.25 = 34.5$

$\eta = 5.79$

$f_b = 235$ [N/mm²] $f_s = 135.7$ [N/mm²]

$\sigma_b = M_D/Z = (545 \times 10^3 \times 10^3) / (4939 \times 10^3)$

$= 103.2$ [N/mm²] < f_b OK

$\tau = Q_D/A_w = (264 \times 10^3) / (56.8 \times 10^2)$

$= 40.4$ [N/mm²] < f_s OK

たわみの検討

0.514 [cm] = 1/1942 < 1/500 OK

5.3.2 柱の断面算定

全て許容応力度以内であることを確認した。以下に代表例を示す。

${}_1C_1$ (3B) □-450×450×22 (BCP325)

断面応力度の検討

$N_D = 861$ [kN] (短期)

$M_{Dx} = 0+310=310$ [kN·m] (短期)

$M_{Dy} = 83$ [kN·m] (長期)

$Q_D = 0+94=94$ [kN] (短期)

$l_c = 600 \times 1.5 = 900$ [cm] $i_y = 17.09$ [cm]

$\lambda_c = 900/17.09 = 52.7$ $f_b = 325 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $A_w = 175.86 \text{ [cm}^2\text{]}$ $\sigma_c/f_c + \sigma_{bx}/f_b + \sigma_{by}/f_b = (N_D/A)/f_s + (M_{Dx}/Z)/f_b + (M_{Dy}/Z)/f_b$ $= ((861 \times 10^3)/(351.71 \times 10^2))/257.7 + ((310 \times 10^3 \times 10^3)/(4564 \times 10^3))/325$ $+ ((83 \times 10^3 \times 10^3)/(4564 \times 10^3))/325$ $= 0.10 + 0.21 + 0.06$ $= 0.37 < 1.0 \text{ OK}$ $\tau = Q_D/A_w = (94 \times 10^3)/(175.86 \times 10^2)$ $= 5.3 \text{ [N/mm}^2\text{]} < f_s \text{ OK}$	$f_c = 257.7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $f_s = 187.0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $A_w = 175.86 \text{ [cm}^2\text{]}$ $\sigma_c/f_c + \sigma_{bx}/f_b + \sigma_{by}/f_b = (N_D/A)/f_s + (M_{Dx}/Z)/f_b + (M_{Dy}/Z)/f_b$ $= ((861 \times 10^3)/(351.71 \times 10^2))/257.7 + ((310 \times 10^3 \times 10^3)/(4564 \times 10^3))/325$ $+ ((83 \times 10^3 \times 10^3)/(4564 \times 10^3))/325$ $= 0.10 + 0.21 + 0.06$ $= 0.37 < 1.0 \text{ OK}$ $\tau = Q_D/A_w = (94 \times 10^3)/(175.86 \times 10^2)$ $= 5.3 \text{ [N/mm}^2\text{]} < f_s \text{ OK}$												
<p>5.4 杭の鉛直支持力・断面算定</p> <p>鉛直支持力の検討</p> <p>算定式及び計算条件</p> <p>杭種別：場所打ち杭</p> <p>杭長：11[m]</p> <p>摩擦：全て考慮</p> <p>$q_u = 20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$</p> <p>$\bar{N}$：杭先端のN値</p> $R_a = 1/3(R_p + R_f) = 1/3(R_p + R_{f_s} + R_{f_c}) = 1/3(150 \cdot \bar{N} \cdot A_p + (3.3 \cdot N_s \cdot L_s + 1/2 \cdot q_u \cdot L_c) \phi) = 1/3 \times (150 \times 50 \times 1.13 + (3.3 \times 30 \times 1.0 + 1/2 \times 20 \times 10.0) \times 3.77) = 3075.077 \text{ [kN]}$ <p>最大長期荷重(B2, B4)</p> <p>1182[kN] < R_a OK</p> <p>許容応力度は、日本建築センター「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」に準じる。</p> <p>曲げ耐力の検討(B3)</p> <table border="0"> <tr> <td>$N_L = 886 \text{ [kN]}$ (長期)</td> <td>$N_{Sx} = 886 \text{ [kN]}$ (短期)</td> </tr> <tr> <td>$N_{Sy} = 947 \text{ [kN]}$ (短期)</td> <td>$M_L = 31 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (長期)</td> </tr> <tr> <td>$M_{Sx} = 0 + 380 = 380 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</td> <td>$M_{Sy} = 30 + 397 \times 1.06^* = 451 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</td> </tr> </table> <p>※杭の応力・変形割増率 (表6参照)</p> <p>杭の偏心によるモーメント</p> <p>$Me_x = 0.1 \times N_{Sx} = 89 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</p> <p>$Me_y = 0.1 \times N_{Sy} = 95 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</p> <p>$A = 1130973 \text{ [mm}^2\text{]}$</p> <p>曲げ耐力の検討</p> <p>コンクリート打設の状態を泥水中として、M-N インタラクションカーブから短期曲げ耐力を求める。</p> <p>$M_s = 1327 \text{ [kN]}$</p> <p>$\max(M+Me) = 451 + 95 = 546 \text{ [kN}\cdot\text{m}] < M_s$ OK</p> <p>せん断耐力の検討</p> <p>$Q_L = 15 \text{ [kN]}$ (長期)</p> <p>$Q_E = 94 \times 1.06^* = 100 \text{ [kN]}$ (地震時)</p> <p>$\tau = \min(F_c/45, 1/1.5 \cdot (0.49 + F_c/100)) = \min(24/45, 1/1.5 \times (0.49 + 24/100)) = 0.49 \text{ [N/mm}^2\text{]}$</p> <p>$\tau_L = \kappa \cdot Q_L/A = 4/3 \times 15/1130973 = 0.0000176 \text{ [kN/mm}^2\text{]}$</p> <p>$= 0.0176 \text{ [N/mm}^2\text{]} < \tau$ OK</p> <p>$\tau_S = \kappa \cdot (Q_L + 2Q_E)/A = 4/3 \times (15 + 2 \times 100)/1130973 = 0.000253 \text{ [kN/mm}^2\text{]}$</p> <p>$= 0.253 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 0.735 = 1.5 \cdot \tau$ OK</p>	$N_L = 886 \text{ [kN]}$ (長期)	$N_{Sx} = 886 \text{ [kN]}$ (短期)	$N_{Sy} = 947 \text{ [kN]}$ (短期)	$M_L = 31 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (長期)	$M_{Sx} = 0 + 380 = 380 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)	$M_{Sy} = 30 + 397 \times 1.06^* = 451 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)	<p>5.4 杭の鉛直支持力・断面算定</p> <p>鉛直支持力の検討</p> <p>算定式及び計算条件</p> <p>杭種別：場所打ち杭</p> <p>杭長：11[m]</p> <p>摩擦：全て考慮</p> <p>$q_u = 20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$</p> <p>$\bar{N}$：杭先端のN値</p> $R_a = 1/3(R_p + R_f) = 1/3(R_p + R_{f_s} + R_{f_c}) = 1/3(150 \cdot \bar{N} \cdot A_p + (3.3 \cdot N_s \cdot L_s + 1/2 \cdot q_u \cdot L_c) \phi) = 1/3 \times (150 \times 50 \times 1.13 + (3.3 \times 30 \times 1.0 + 1/2 \times 20 \times 10.0) \times 3.77) = 3075.077 \text{ [kN]}$ <p>最大長期荷重(B2, B4)</p> <p>1182[kN] < R_a OK</p> <p>許容応力度は、日本建築センター「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」に準じる。</p> <p>曲げ耐力の検討(B3)</p> <table border="0"> <tr> <td>$N_L = 886 \text{ [kN]}$ (長期)</td> <td>$N_{Sx} = 886 \text{ [kN]}$ (短期)</td> </tr> <tr> <td>$N_{Sy} = 947 \text{ [kN]}$ (短期)</td> <td>$M_L = 31 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (長期)</td> </tr> <tr> <td>$M_{Sx} = 0 + 380 = 380 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</td> <td>$M_{Sy} = 30 + 397 \times 1.06^* = 451 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</td> </tr> </table> <p>※杭の応力・変形割増率 (表6参照)</p> <p>杭の偏心によるモーメント</p> <p>$Me_x = 0.1 \times N_{Sx} = 89 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</p> <p>$Me_y = 0.1 \times N_{Sy} = 95 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)</p> <p>$A = 1130973 \text{ [mm}^2\text{]}$</p> <p>曲げ耐力の検討</p> <p>コンクリート打設の状態を泥水中として、M-N インタラクションカーブから短期曲げ耐力を求める。</p> <p>$M_s = 1327 \text{ [kN]}$</p> <p>$\max(M+Me) = 451 + 95 = 546 \text{ [kN}\cdot\text{m}] < M_s$ OK</p> <p>せん断耐力の検討</p> <p>$Q_L = 15 \text{ [kN]}$ (長期)</p> <p>$Q_E = 94 \times 1.06^* = 100 \text{ [kN]}$ (地震時)</p> <p>$\tau = \min(F_c/45, 1/1.5 \cdot (0.49 + F_c/100)) = \min(24/45, 1/1.5 \times (0.49 + 24/100)) = 0.49 \text{ [N/mm}^2\text{]}$</p> <p>$\tau_L = \kappa \cdot Q_L/A = 4/3 \times 15/1130973 = 0.0000176 \text{ [kN/mm}^2\text{]}$</p> <p>$= 0.0176 \text{ [N/mm}^2\text{]} < \tau$ OK</p> <p>$\tau_S = \kappa \cdot (Q_L + 2Q_E)/A = 4/3 \times (15 + 2 \times 100)/1130973 = 0.000253 \text{ [kN/mm}^2\text{]}$</p> <p>$= 0.253 \text{ [N/mm}^2\text{]} < 0.735 = 1.5 \cdot \tau$ OK</p>	$N_L = 886 \text{ [kN]}$ (長期)	$N_{Sx} = 886 \text{ [kN]}$ (短期)	$N_{Sy} = 947 \text{ [kN]}$ (短期)	$M_L = 31 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (長期)	$M_{Sx} = 0 + 380 = 380 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)	$M_{Sy} = 30 + 397 \times 1.06^* = 451 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)
$N_L = 886 \text{ [kN]}$ (長期)	$N_{Sx} = 886 \text{ [kN]}$ (短期)												
$N_{Sy} = 947 \text{ [kN]}$ (短期)	$M_L = 31 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (長期)												
$M_{Sx} = 0 + 380 = 380 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)	$M_{Sy} = 30 + 397 \times 1.06^* = 451 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)												
$N_L = 886 \text{ [kN]}$ (長期)	$N_{Sx} = 886 \text{ [kN]}$ (短期)												
$N_{Sy} = 947 \text{ [kN]}$ (短期)	$M_L = 31 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (長期)												
$M_{Sx} = 0 + 380 = 380 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)	$M_{Sy} = 30 + 397 \times 1.06^* = 451 \text{ [kN}\cdot\text{m}]$ (短期)												

6. 二次設計

6.1 増分解析結果

6.1.1 荷重係数-層間変形角

荷重係数-層間変形角の関係を図 16~18 に示す。両方向とも傾きに大きな差は見られない。特に、線路階は保有耐力算定時（層間変形角 1/75 時）を超えても耐力は上昇する傾向がある。

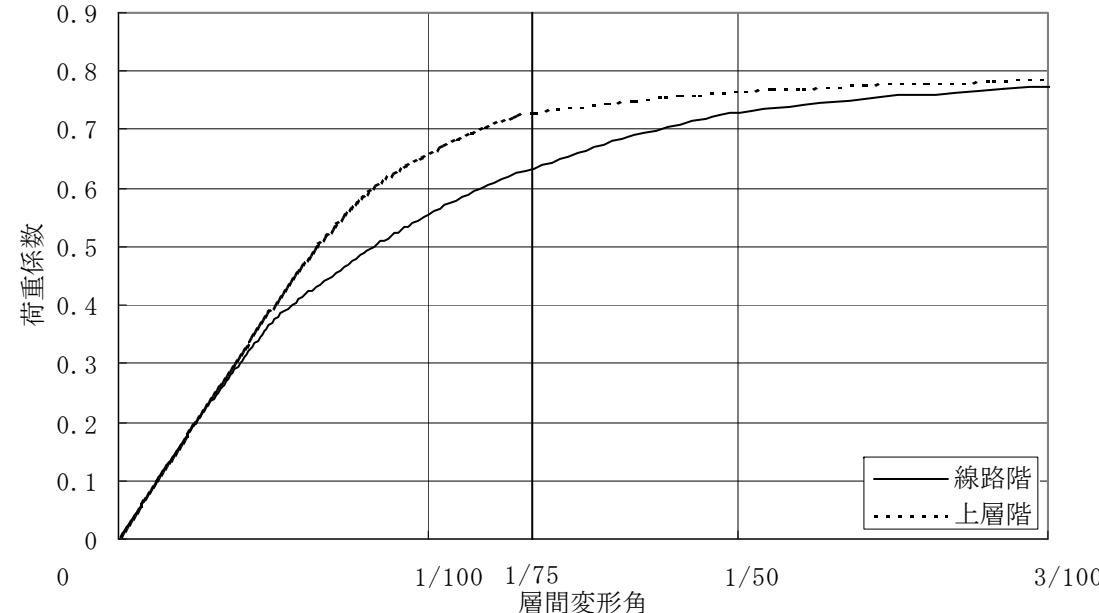


図 16 X 方向(線路平行方向)正加力時 荷重係数-層間変形角

6. 二次設計

6.1 増分解析結果

6.1.1 荷重係数-層間変形角

荷重係数-層間変形角の関係を図 16~18 に示す。両方向とも傾きに大きな差は見られない。特に、線路階は保有耐力算定時（層間変形角 1/75 時）を超えても耐力は上昇する傾向がある。

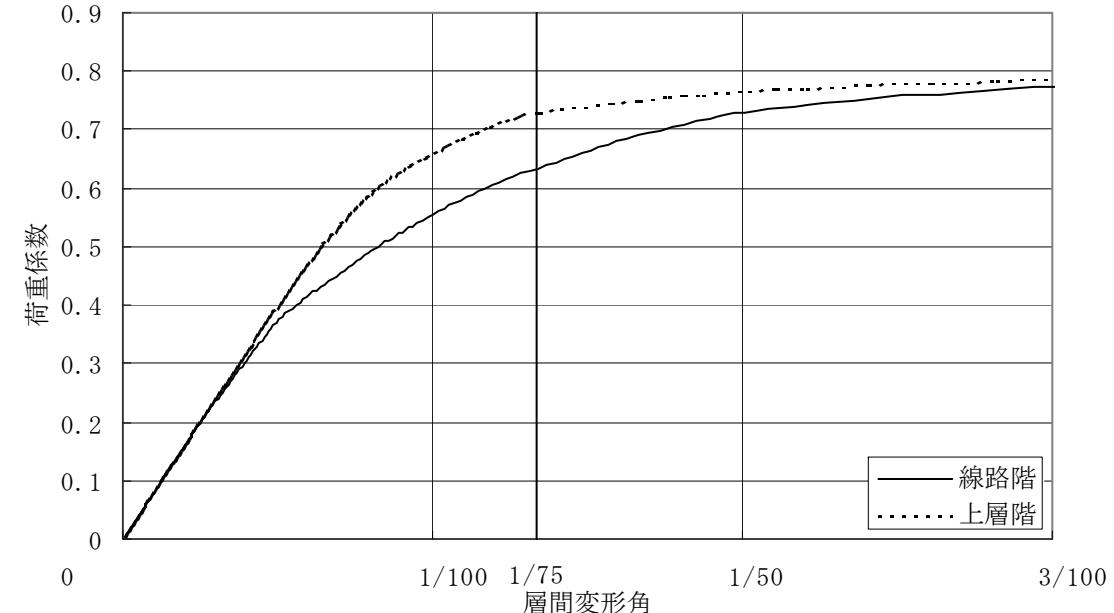


図 16 X 方向(線路平行方向)正加力時 荷重係数-層間変形角

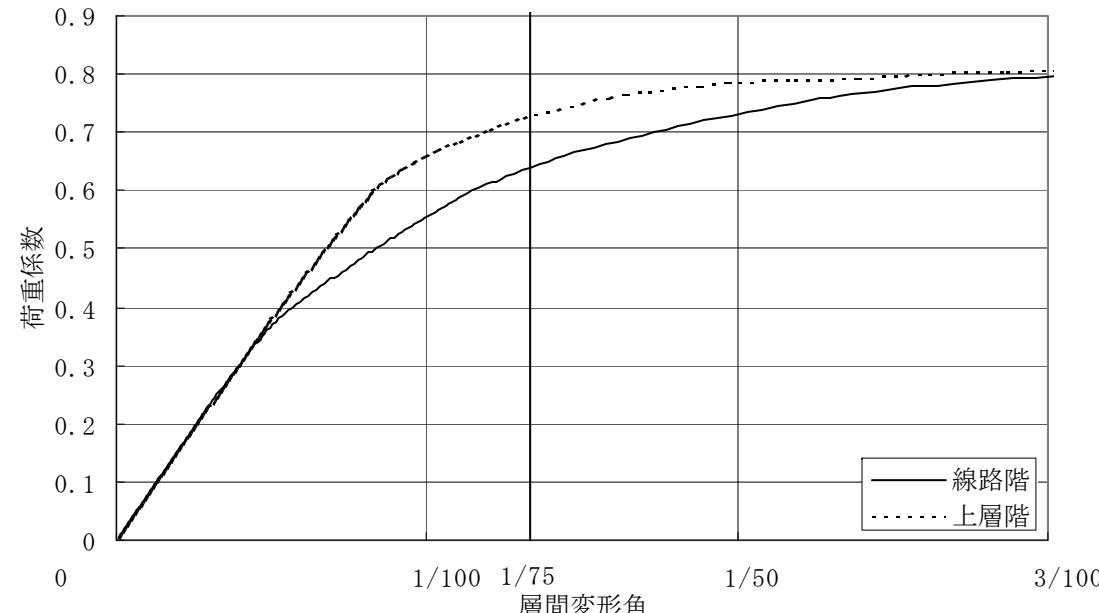


図 17 Y 方向(線路直交方向)正加力時 荷重係数-層間変形角

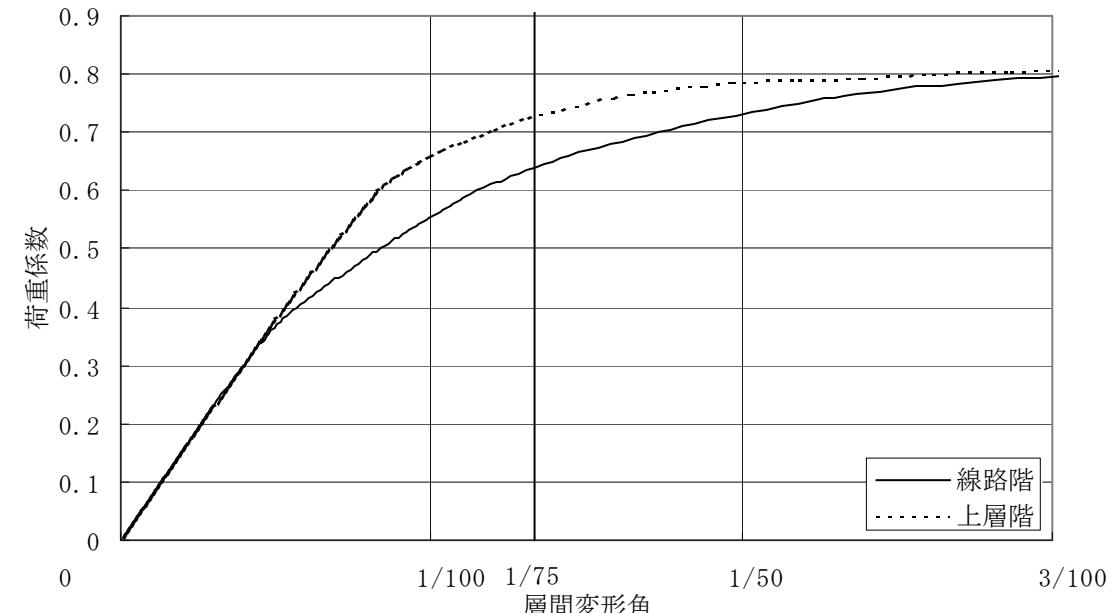


図 17 Y 方向(線路直交方向)正加力時 荷重係数-層間変形角

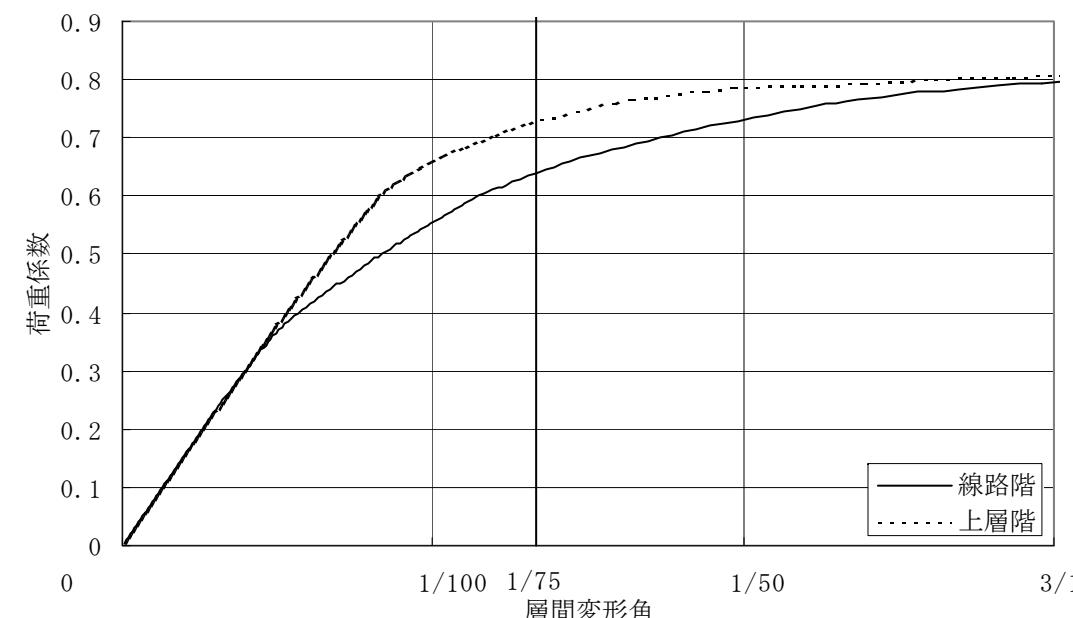


図 18 Y 方向(線路直交方向)負加力時 荷重係数－層間変形角

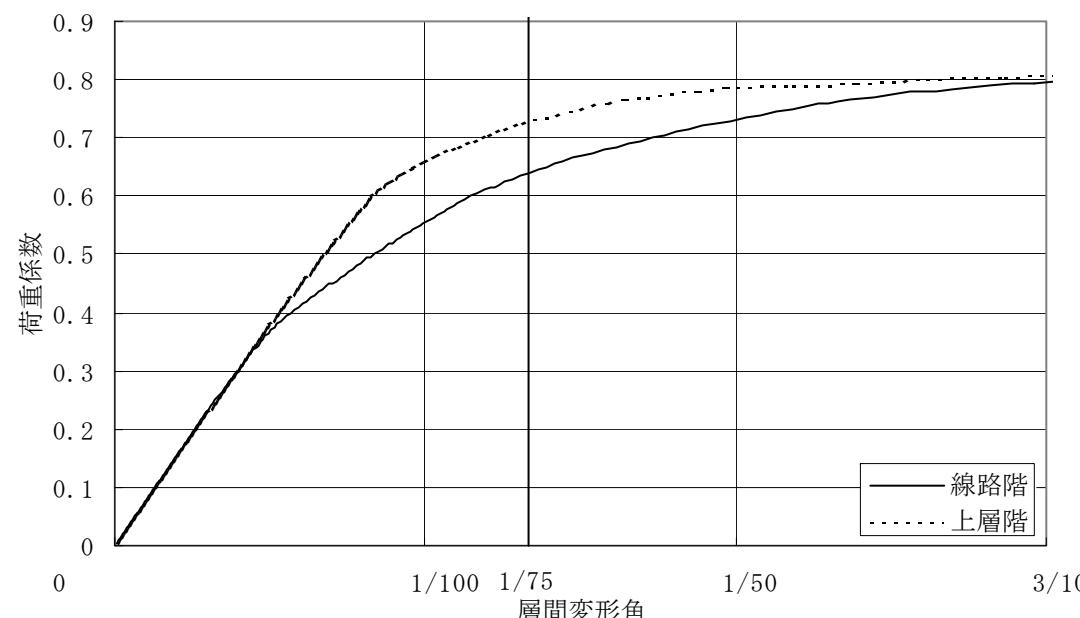


図 18 Y 方向(線路直交方向)負加力時 荷重係数－層間変形角

6.1.2 ヒンジ発生状況

終局状態時のヒンジ発生状況を図 19~21 に示す。○は柱、梁及び杭に発生したヒンジの発生位置、○印の数値及び地盤ばね横の数値は、それぞれのヒンジ発生時、地盤降伏時の荷重係数である。なお、杭に関しては、それぞれの杭において最も早く発生したヒンジのみを示している。これらの図から、線路階柱頭部にヒンジ発生した後に杭にヒンジが発生して全体崩壊に達していることがわかる。また、杭のヒンジ発生時の荷重係数は初発が 0.800 であり、保有水平耐力算定時（線路階の荷重係数 0.635）には、杭にヒンジが発生していない。

6.1.2 ヒンジ発生状況

終局状態時のヒンジ発生状況を図 19~21 に示す。○は柱、梁及び杭に発生したヒンジの発生位置、○印の数値及び地盤ばね横の数値は、それぞれのヒンジ発生時、地盤降伏時の荷重係数である。なお、杭に関しては、それぞれの杭において最も早く発生したヒンジのみを示している。これらの図から、線路階柱頭部にヒンジ発生した後に杭にヒンジが発生して全体崩壊に達していることがわかる。また、杭のヒンジ発生時の荷重係数は初発が 0.800 であり、保有水平耐力算定時（線路階の荷重係数 0.635）には、杭にヒンジが発生していない。

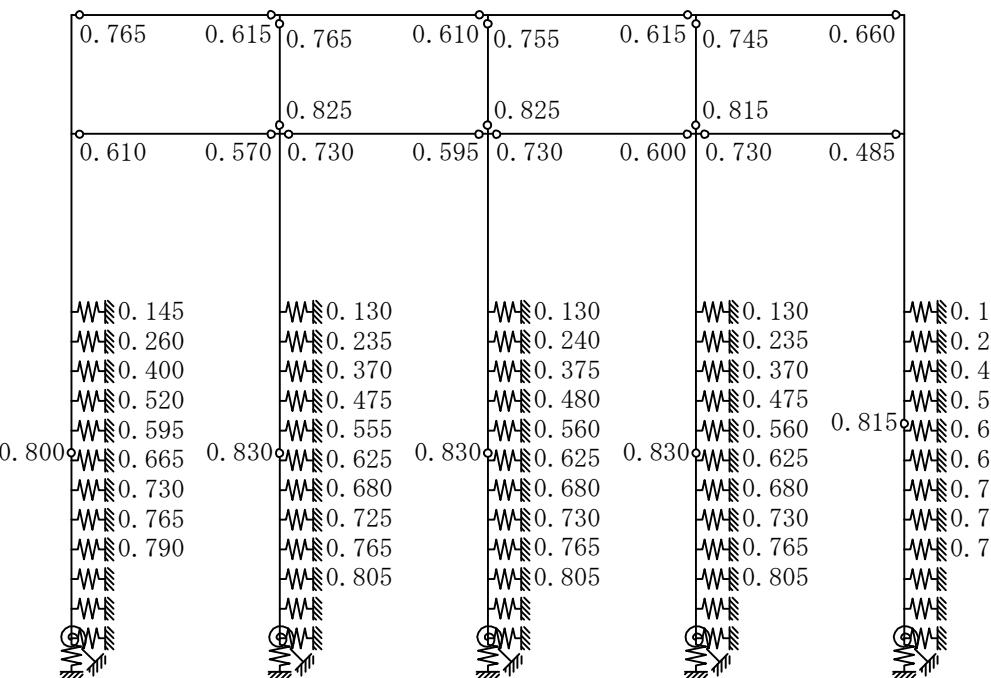


図 19 X 方向(線路平行方向)正加力時 ヒンジ発生図 B 通り

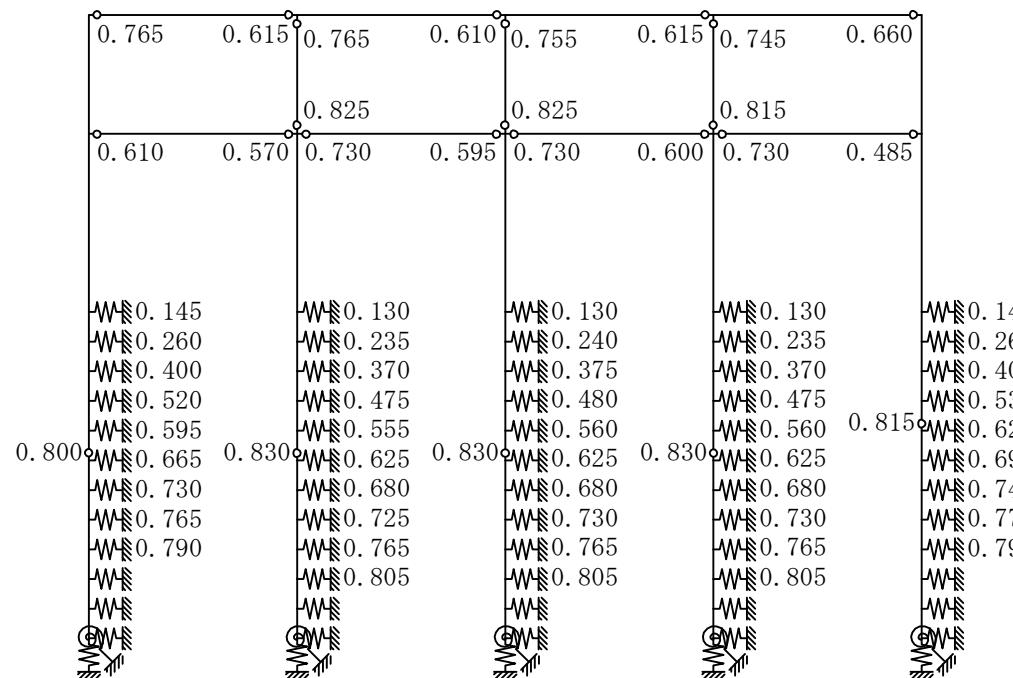


図 19 X 方向(線路平行方向)正加力時 ヒンジ発生図 B 通り

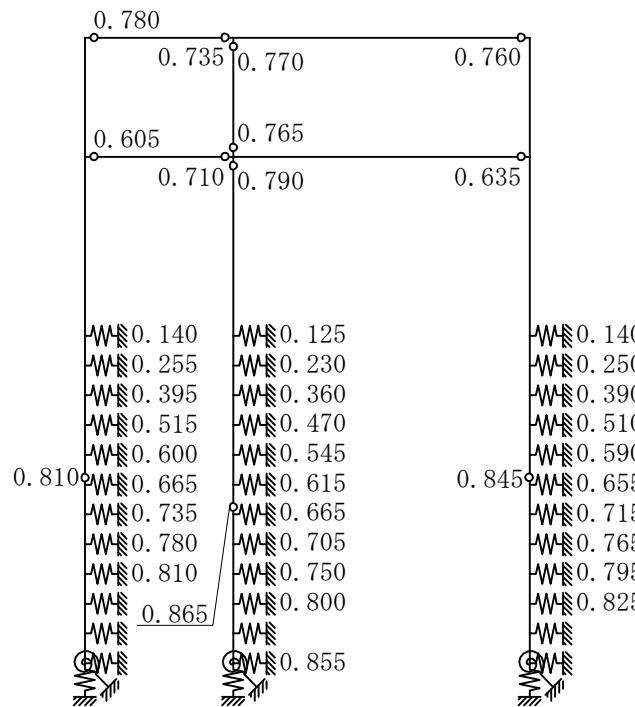


図 20 Y 方向(線路直交方向)正加力時 ヒンジ発生図 3 通り

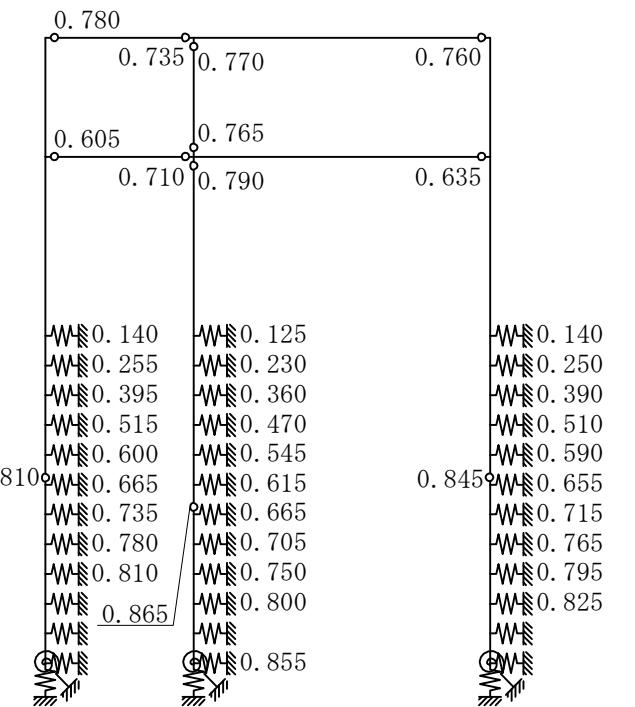


図 20 Y 方向(線路直交方向)正加力時 ヒンジ発生図 3 通り

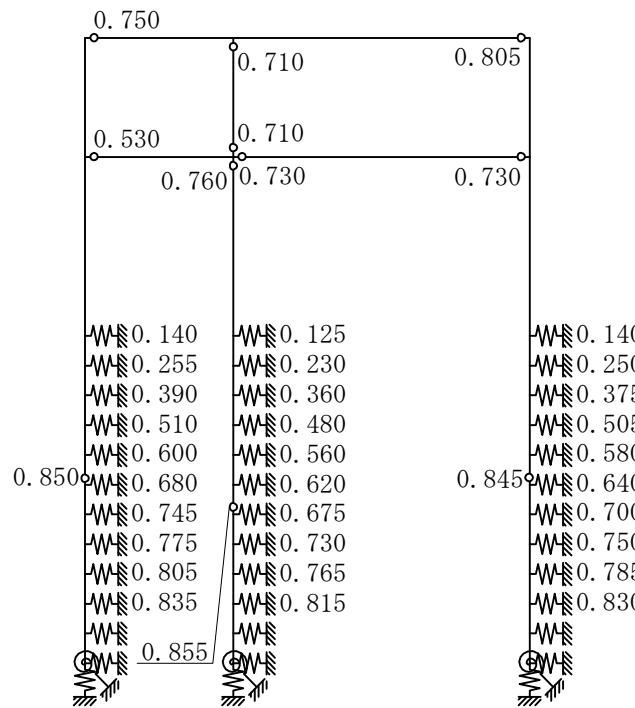


図 21 Y 方向(線路直交方向)負加力時 ヒンジ発生図 3 通り

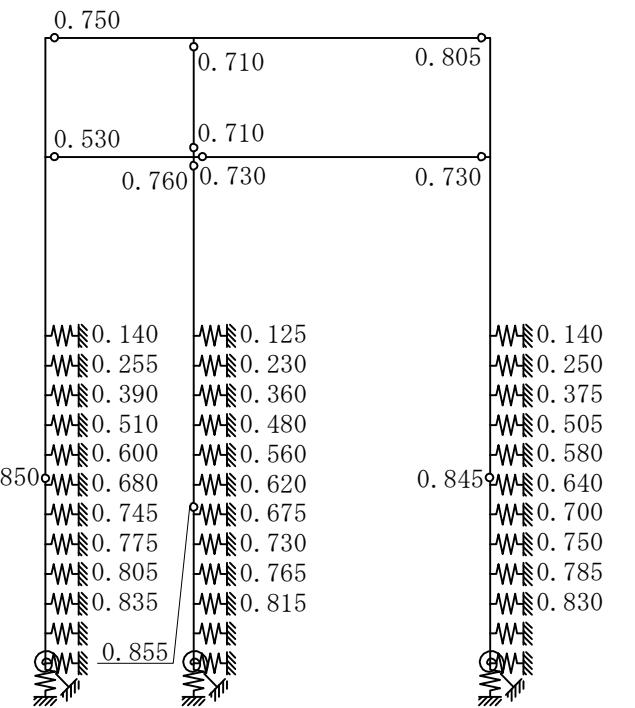


図 21 Y 方向(線路直交方向)負加力時 ヒンジ発生図 3 通り

6.2 必要保有水平耐力

各層の層間変形角が1/75に達した時の荷重係数、線路階に対する上層階の比、算定した必要保有水平耐力を表10に示す。両方向とも荷重係数の比が0.9以上のため線路階先行降伏と判定する。増分解析時においても上層階よりも線路階が早いステップで層間変形角1/75に達する。また、地中梁が両方向に無いので線路階の $D_s' = 0.45$ となり、 F_{e_s} は5.2節での検討から全て1.0である。

表10 層降伏順序と必要保有水平耐力

	X方向		Y方向正加力		Y方向負加力	
	上層階	線路階	上層階	線路階	上層階	線路階
保有水平耐力 [kN]	2094	4235	2094	4269	2109	4202
Q_u (荷重係数)	0.730	0.635	0.730	0.640	0.735	0.630
上層階/線路階	1.150		1.141		1.167	
降伏順序	線路階先行降伏		線路階先行降伏		線路階先行降伏	
D_s	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
D_s'	0.25	0.45	0.25	0.45	0.25	0.45
F_{e_s}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Q_{u_n} (荷重係数)	0.250	0.450	0.250	0.450	0.250	0.450

6.3 保有水平耐力

6.3.1 柱梁パネル耐力比

柱梁パネル耐力比を層毎に算出し崩壊形の判定を行う。各節点における柱梁パネル耐力および柱梁耐力比を表11に、柱梁パネル耐力比の計算結果を表12に示す。その結果、柱梁パネル耐力比は1.0以上となり全体崩壊形と判定される。また、表13に示すように柱梁耐力比 $\Sigma M_{c,i} / \Sigma M_{b,i}$ はX方向が1.51、Y方向が1.42となった。

表11 線路階の各節点における柱梁パネル耐力 [kN·m] および柱梁耐力比

通り	X方向				Y方向				
	梁 $M_{b,i}$	柱 $M_{c,i}$	$M_{c,i}/M_{b,i}$	パネル $M_{p,i}$	通り	梁 $M_{b,i}$	柱 $M_{c,i}$	$M_{c,i}/M_{b,i}$	パネル $M_{p,i}$
A	1 1023	2476	2.42	2247	1	A 1086	2476	2.28	2247
	2 2045	2475	1.21	2247		B 2603	2473	0.95	2247
	3 2045	2475	1.21	2247		C 1518	2475	1.63	2223
	4 2045	2475	1.21	2247		A 1086	2475	2.28	2247
	5 1023	2476	2.42	2247		B 2603	2462	0.95	2247
B	1 1023	2473	2.42	2247	2	C 1518	2470	1.63	2223
	2 2045	2462	1.20	2247		A 1086	2475	2.28	2247
	3 2045	2462	1.20	2247		B 2603	2462	0.95	2247
	4 2045	2462	1.20	2247		C 1518	2470	1.63	2223
	5 1023	2473	2.42	2247		A 1086	2475	2.28	2247
C	1 1023	2475	2.42	2247	3	C 1518	2470	1.63	2223
	2 2045	2470	1.21	2247		A 1086	2475	2.28	2247
	3 2045	2470	1.21	2247		B 2603	2462	0.95	2247
	4 2045	2470	1.21	2247		C 1518	2470	1.63	2223
	5 1023	2475	2.42	2247		A 1086	2475	2.28	2247
4	1 1023	2475	2.42	2247	4	B 2603	2462	0.95	2247
	2 2045	2470	1.21	2247		C 1518	2470	1.63	2223
	3 2045	2470	1.21	2247		A 1086	2476	2.28	2247
	4 2045	2470	1.21	2247		B 2603	2473	0.95	2247
	5 1023	2475	2.42	2247		C 1518	2475	1.63	2223

表12 柱梁パネル耐力比

direction	階	$\Sigma \min(1.5M_{b,i}, 1.3M_{p,i})$ [kN]	$\Sigma M_{c,i}$ [kN]	$\Sigma M_{c,i} / \Sigma \min(1.5M_{b,i}, 1.3M_{p,i})$
X	2	35490	37068	1.04
Y	2	34129	37068	1.09

表13 柱梁耐力比

direction	階	$\Sigma M_{b,i}$ [kN]	$\Sigma M_{c,i}$ [kN]	$\Sigma M_{c,i} / \Sigma M_{b,i}$
X	2	24545	37068	1.51
Y	2	26034	37068	1.42

6.2 必要保有水平耐力

各層の層間変形角が1/75に達した時の荷重係数、線路階に対する上層階の比、算定した必要保有水平耐力を表10に示す。両方向とも荷重係数の比が0.9以上のため線路階先行降伏と判定する。増分解析時においても上層階よりも線路階が早いステップで層間変形角1/75に達する。また、地中梁が両方向に無いので線路階の $D_s' = 0.45$ となり、 F_{e_s} は5.2節での検討から全て1.0である。

表10 層降伏順序と必要保有水平耐力

	X方向		Y方向正加力		Y方向負加力	
	上層階	線路階	上層階	線路階	上層階	線路階
保有水平耐力 [kN]	2094	4235	2094	4269	2109	4202
Q_u (荷重係数)	0.730	0.635	0.730	0.640	0.735	0.630
上層階/線路階	1.150		1.141		1.167	
降伏順序	線路階先行降伏		線路階先行降伏		線路階先行降伏	
D_s	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
D_s'	0.25	0.45	0.25	0.45	0.25	0.45
F_{e_s}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Q_{u_n} (荷重係数)	0.250	0.450	0.250	0.450	0.250	0.450

6.3 保有水平耐力

6.3.1 柱梁パネル耐力比

柱梁パネル耐力比を層毎に算出し崩壊形の判定を行う。各節点における柱梁パネル耐力および柱梁耐力比を表11に、柱梁パネル耐力比の計算結果を表12に示す。その結果、柱梁パネル耐力比は1.0以上となり全体崩壊形と判定される。また、表13に示すように柱梁耐力比 $\Sigma M_{c,i} / \Sigma M_{b,i}$ はX方向が1.51、Y方向が1.42となった。

表11 線路階の各節点における柱梁パネル耐力 [kN·m] および柱梁耐力比

通り	X方向				Y方向				
	通り	梁 $M_{b,i}$	柱 $M_{c,i}$	$M_{c,i}/M_{b,i}$	パネル $M_{p,i}$	通り	梁 $M_{b,i}$	柱 $M_{c,i}$	$M_{c,i}/M_{b,i}$
A	1 1023	2476	2.42	2247	1	A 1086	2476	2.28	2247
	2 2045	2475	1.21	2247		B 2603	2473	0.95	2247
	3 20								

6.3.2 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

6.3.1 項において全体崩壊形と判定されたため、冷間成形角形鋼管の柱耐力を低減する追加検討は行なわず保有水平耐力の比較を行う。保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較表を表 14 に示す。

各層とも保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回る。

表 14 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

	X 方向		Y 方向正加力		Y 方向負加力	
	上層階	線路階	上層階	線路階	上層階	線路階
崩壊形	全体崩壊				全体崩壊	
Q_u (荷重係数)	0.730	0.635	0.730	0.640	0.735	0.630
$Q_{u,n}$ (荷重係数)	0.250	0.450	0.250	0.450	0.250	0.450
$Q_u/Q_{u,n}$	2.920	1.411	2.921	1.422	2.941	1.400

6.4 柱一杭接合部及び杭の検討

6.4.1 柱一杭接合部の耐力

増分解析の結果、線路階の降伏メカニズムは図 22 に示すように、線路階柱頭降伏と杭の地中部降伏となつた。本設計例では、このメカニズム時応力を柱一杭接合部の検討用応力とする。

鉄骨柱の負担する曲げモーメントがベースプレート下面位置で全て鉄筋コンクリート杭に伝達するものと仮定し、外柱・内柱それぞれについて検討結果を示す。なお、柱脚は根巻き形式として検討した。

柱 せ い	450 [mm]
杭 径	1200 [mm]
主 筋	20-D29
フープ筋	D16@100
杭鉄筋のかぶり	100 [mm]
根巻きコンクリートの高さ	1200 [mm]
接合部頂部からフープ筋天端までの距離	100 [mm]
$p_g = a_t/A = 20 \times 642/\pi \times 600^2 = 0.0114$	
$= 1.14 [\%]$	
等価断面幅	$B_e = (\pi \times 600^2)^{1/2} = 1063.47 \rightarrow 1063 [mm]$

曲げ耐力の検討

490 クラスのため接合部耐力係数 $\alpha = 1.2$

軸力 0 と仮定して M-N インタラクションから算出

$$bM_u = 1900 [kN \cdot m]$$

外柱

$$1.2 \cdot bM_p = 1.2 \cdot (jM_p + cQ_u \cdot l_j) = 1.2 \times (674.2 + 364 \times 1.2) = 1333.2 [kN \cdot m] < bM_u \quad OK$$

内柱

$$1.2 \cdot bM_p = 1.2 \cdot (jM_p + cQ_u \cdot l_j) = 1.2 \times (386.6 + 402 \times 1.2) = 1042.8 [kN \cdot m] < bM_u \quad OK$$

せん断耐力の検討

$$b_e = 1063 - 450 = 613 [mm]$$

外縁から主筋重心までの距離 = $100 + 16 + 29/2 = 130.5 \rightarrow 135$

$$r_j = 7/8 \cdot r_d = 7/8 \times (1063 - 135) = 812 [mm]$$

$$F_{c,s,y} = \min(F_c/30, 0.49 + 0.01F_c) \times 1.5 = 1.095 [N/mm^2]$$

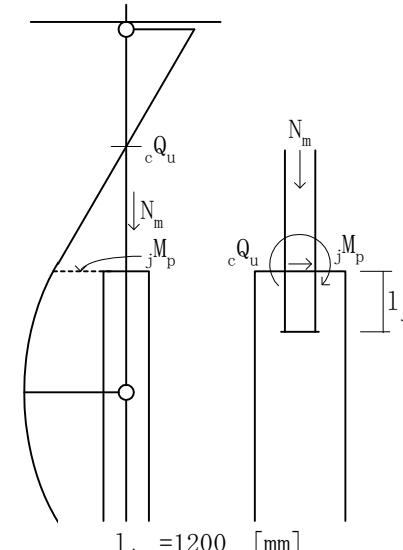


図 22 柱一杭接合部検討用メカニズム

6.3.2 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

6.3.1 項において全体崩壊形と判定されたため、冷間成形角形鋼管の柱耐力を低減する追加検討は行なわず保有水平耐力の比較を行う。保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較表を表 14 に示す。

各層とも保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回る。

表 14 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

	X 方向		Y 方向正加力		Y 方向負加力	
	上層階	線路階	上層階	線路階	上層階	線路階
崩壊形	全体崩壊				全体崩壊	
Q_u (荷重係数)	0.730	0.635	0.730	0.640	0.735	0.630
$Q_{u,n}$ (荷重係数)	0.250	0.450	0.250	0.450	0.250	0.450
$Q_u/Q_{u,n}$	2.920	1.411	2.921	1.422	2.941	1.400

6.4 柱一杭接合部及び杭の検討

6.4.1 柱一杭接合部の耐力

増分解析の結果、線路階の降伏メカニズムは図 22 に示すように、線路階柱頭降伏と杭の地中部降伏となつた。本設計例では、このメカニズム時応力を柱一杭接合部の検討用応力とする。

鉄骨柱の負担する曲げモーメントがベースプレート下面位置で全て鉄筋コンクリート杭に伝達するものと仮定し、外柱・内柱それぞれについて検討結果を示す。なお、柱脚は根巻き形式として検討した。

柱 せ い	450 [mm]
杭 径	1200 [mm]
主 筋	20-D29
フープ筋	D16@100
杭鉄筋のかぶり	100 [mm]
根巻きコンクリートの高さ	1200 [mm]
接合部頂部からフープ筋天端までの距離	100 [mm]
$p_g = a_t/A = 20 \times 642/\pi \times 600^2 = 0.0114$	
$= 1.14 [\%]$	
等価断面幅	$B_e = (\pi \times 600^2)^{1/2} = 1063.47 \rightarrow 1063 [mm]$

曲げ耐力の検討

490 クラスのため接合部耐力係数 $\alpha = 1.2$

軸力 0 と仮定して M-N インタラクションから算出

$$bM_u = 1900 [kN \cdot m]$$

外柱

$$1.2 \cdot bM_p = 1.2 \cdot (jM_p + cQ_u \cdot l_j) = 1.2 \times (674.2 + 364 \times 1.2) = 1333.2 [kN \cdot m] < bM_u \quad OK$$

内柱

$$1.2 \cdot bM_p = 1.2 \cdot (jM_p + cQ_u \cdot l_j) = 1.2 \times (386.6 + 402 \times 1.2) = 1042.8 [kN \cdot m] < bM_u \quad OK$$

せん断耐力の検討

$$b_e = 1063 - 450 = 613 [mm]$$

外縁から主筋重心までの距離 = $100 + 16 + 29/2 = 130.5 \rightarrow 135$

$$r_j = 7/8 \cdot r_d = 7/8 \times (1063 - 135) = 812 [mm]$$

$$F_{c,s,y} = \min(F_c/30, 0.49 + 0.01F_c) \times 1.5 = 1.095 [N/mm^2]$$

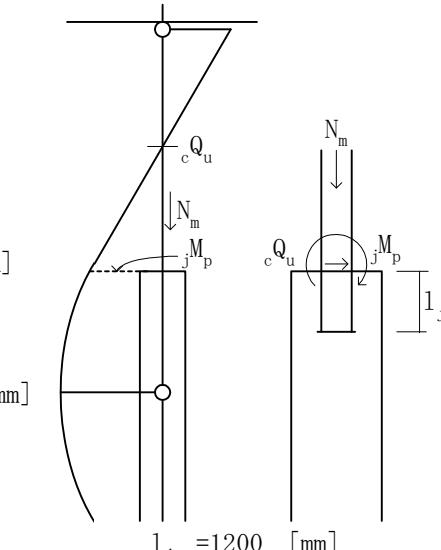


図 22 柱一杭接合部検討用メカニズム

$$F_{wy} = 295 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$p_w = A_w / (b_e \cdot x) = 2 \times 199 / (613 \times 100) = 0.00649 = 0.649 [\%]$$

$$j Q_u = Q_y = b_e \cdot r_j (F_{c_s y} + 0.5 \cdot F_{w y} \cdot p_w) = 613 \times 812 \times (1.095 + 0.5 \times 295 \times 0.0064) = 1021034 = 1021 [kN]$$

外柱

$$j Q = Q_r = (j M_p + c Q_u \cdot 1_j) / 1_r = (674.2 + 364 \times 1.2) / 1.1 = 1010 \text{ [kN]} \quad < j Q_u \quad \text{OK}$$

内柱

$$j Q = Q_r = (j M_p + c Q_u \cdot 1_j) / 1_r = (386.6 + 402 \times 1.2) / 1. = 790 \text{ [kN]} \quad < j Q_u \quad \text{OK}$$

軸力の検討

一次設計時に引張軸力が生じないことを確認した。(また、層降伏メカニズム時において接合部に作用する引張軸力が僅少であるため、接合部の引張耐力の検討はここでは省略した。)

根巻きコンクリートの高さの検討

$$l_j = 1200 \text{ [mm]} > 1125 \text{ [mm]} = 450 \times 2.5$$

根巻きコンクリートのかぶりの検討

$$W = (1200 - 450) / 2 = 375 \text{ [mm]} > 315 \text{ [mm]} = 450 \times 0.70$$

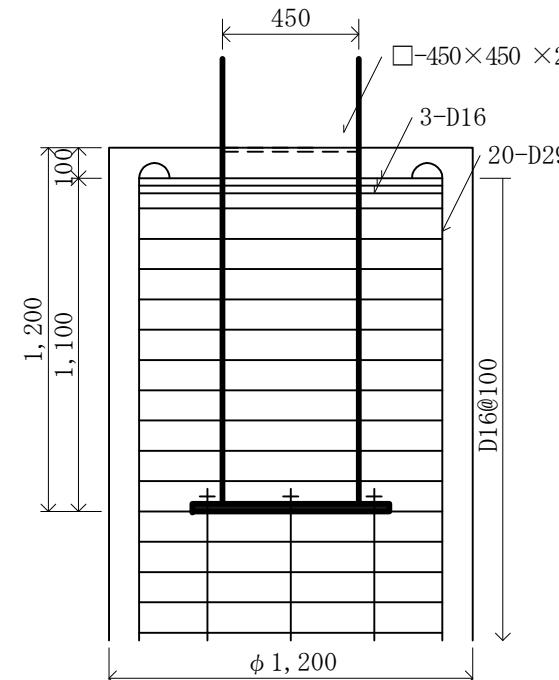


図 23 根巻き柱脚

$$F_{wy} = 295 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$p_w = A_w / (b_e \cdot x) = 2 \times 199 / (613 \times 100) = 0.00649 = 0.649 [\%]$$

$$j Q_u = Q_y = b_e \cdot r_j (F_{c_s y} + 0.5 \cdot F_{w_y} \cdot p_w) = 613 \times 812 \times (1.095 + 0.5 \times 295 \times 0.00649) = 1021034 = 1021 [kN]$$

外柱

$$j Q = Q_r c = (j M_p + c Q_u \cdot 1_j) / 1_r = (674.2 + 364 \times 1.2) / 1. = 1010 \text{ [kN]} \quad < j Q_u \quad \text{OK}$$

内柱

$$j Q = Q_r = (j M_p + c Q_u \cdot 1_j) / 1_r = (386.6 + 402 \times 1.2) / 1. = 790 \text{ [kN]} \quad < j Q_u \quad \text{OK}$$

軸力の検討

一次設計時に引張軸力が生じないことを確認した。(また、層降伏メカニズム時において接合部に作用する引張軸力が僅少であるため、接合部の引張耐力の検討はここでは省略した。)

根巻きコンクリートの高さの検討

$$l_j = 1200 \text{ [mm]} > 1125 \text{ [mm]} = 450 \times 2.5$$

根巻きコンクリートのかぶりの検討

$$W = (1200 - 450) / 2 = 375 \text{ [mm]} > 315 \text{ [mm]} = 450 \times 0.70K$$

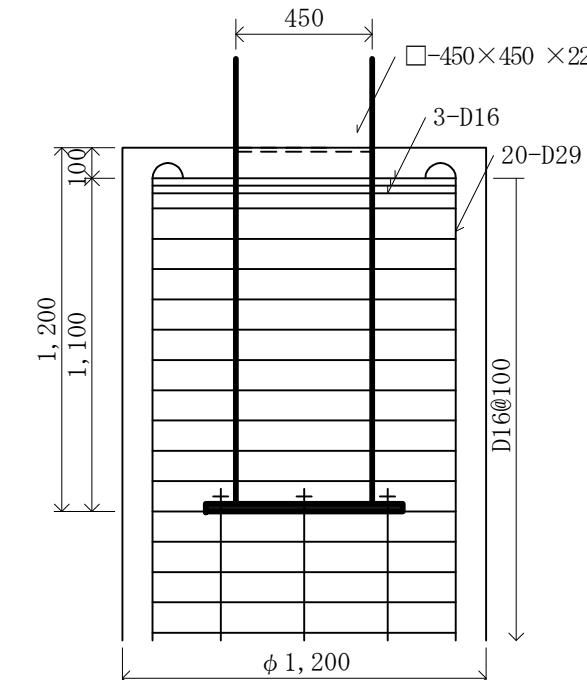


図 23 根巻き柱脚

<p>6.4.2 桁の終局せん断強度</p> <p>B3 の杭について検討する。メカニズム時に線路階柱に作用するせん断力は 441kN、曲げモーメントは 683kN・m であり、杭頭に作用する軸力は 1099kN である。</p> $p_t = p_g / 2 = 0.57 [\%]$ $M / (Q \cdot d) = 683 \times 1000 / (441 \times 932.5) = 1.66$ $p_w = a_w / (B_e \cdot x) = 2 \times 199 / (1063 \times 100) = 0.00374 = 0.374 [\%]$ $\sigma_o = N/A = 1099 \times 1000 / 1130973 = 0.972 [\text{N/mm}^2]$ $p_u = \{ (0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 0.85 (p_w \cdot \sigma_{wy})^{1/2} + 0.1 \sigma_o \} B_e \cdot r \cdot j$ $= \{ (0.053 \times 0.57^{0.23} \times (24+18)) / (1.66+0.12) + 0.85 \times (0.00374 \times 295)^{1/2} + 0.1 \times 0.972 \} \times 1063 \times 812$ $= 1803 [\text{kN}]$ $1.3 \cdot Q_u = 1.3 \times 441 = 573.3 < p_u$ <p style="text-align: center;">OK</p>	<p>6.4.2 桁の終局せん断強度</p> <p>B3 の杭について検討する。メカニズム時に線路階柱に作用するせん断力は 441kN、曲げモーメントは 683kN・m であり、杭頭に作用する軸力は 1099kN である。</p> $p_t = p_g / 2 = 0.57 [\%]$ $M / (Q \cdot d) = 683 \times 1000 / (441 \times 932.5) = 1.66$ $p_w = a_w / (B_e \cdot x) = 2 \times 199 / (1063 \times 100) = 0.00374 = 0.374 [\%]$ $\sigma_o = N/A = 1099 \times 1000 / 1130973 = 0.972 [\text{N/mm}^2]$ $p_u = \{ (0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 0.85 (p_w \cdot \sigma_{wy})^{1/2} + 0.1 \sigma_o \} B_e \cdot r \cdot j$ $= \{ (0.053 \times 0.57^{0.23} \times (24+18)) / (1.66+0.12) + 0.85 \times (0.00374 \times 295)^{1/2} + 0.1 \times 0.972 \} \times 1063 \times 812$ $= 1803 [\text{kN}]$ $1.3 \cdot Q_u = 1.3 \times 441 = 573.3 < p_u$ <p style="text-align: center;">OK</p>
<p>7. 構造規定</p> <p>7.1 鉄骨部材の検討</p> <p>7.1.1 柱・梁仕口部の検討</p> <p>6.3.1 項から線路階柱頭部における各節点の柱梁耐力比は 0.8 以上（表 11 参照）であるので、$M_w/M_p \geq 0.25$ または $L_o/D \leq 8$ の検討を行う。代表例を以下に示す。</p> <p>(B1-B2) HY-600×250×12×22</p> $M_w = w \sigma_y (D - 2 \cdot t_f) 2 \cdot t_w / 4 = 235 \times (600 - 2 \times 22) 2 \times 12 / 4 = 217940880 [\text{N} \cdot \text{mm}]$ $= 218 [\text{kN} \cdot \text{m}]$ <p>Z_p 算定条件として全断面を考慮するとする。</p> $Z_p = A_f / 2 \cdot (B - t_f) / 20 \cdot 2 + A_w / 2 \cdot (B - 2t_f) / 10 / 4 \cdot 2$ $= 11000 / 2 \times (600 - 22) / 2 \times 2 + 6672 / 2 \times (600 - 2 \times 22) / 2$ $= 4106408 [\text{mm}^3]$ $M_p = F \cdot Z_p = 235 \times 4106408 = 965005880 [\text{N} \cdot \text{mm}] = 965 [\text{kN} \cdot \text{m}]$ $M_w / M_p = 0.23 < 0.25$ <p style="text-align: center;">OK</p> $L_o = 7000 - 450 / 2 - 450 / 2 = 6550$ $L_o / D = 6550 / 600 = 10.9 > 8$ <p style="text-align: center;">OK</p> <p>代表例として採用した梁については、柱・梁仕口部の検討を行う必要はない。しかし、同様の検討を線路階の全ての柱頭部について検討したところ、Y 構面の A-B にかかる梁（スパン 5m の梁）において $L_o / D = 7.6$ となった。そこで、これらについて柱・梁接合部の検討を実施する。</p> <p>梁(A3-B3) HY-600×250×12×22</p> <p>柱 $\square-450 \times 450 \times 22$</p> <p>最大曲げ耐力 $J M_u$ を算定する。</p> $h_d = H - 2 \cdot t_w = 60 - 2 \times 2.2 = 55.6 [\text{cm}]$ $M_0 = t_c^2 \cdot F_{y,c} / 4 = 2.2^2 \times 3.3 / 4 = 4.01 [\text{t} \cdot \text{cm}]$ $h_c = D - t_c = 45 - 2.2 = 42.8 [\text{cm}]$ $t_s = (t_d - t_f) / 2 = (2.8 - 2.2) / 2 = 0.3 [\text{cm}] \quad (t_d: \text{ダイヤフラムの厚さ})$ $S_r = 3.5 [\text{cm}] \quad (\text{梁せい方向のスカラップの寸法})$ $C_1 = -h_d \cdot (16 \cdot M_0 + t_w \cdot h_c \cdot F_y) = -55.6 \times (16 \times 4.01 + 1.2 \times 42.8 \times 2.40) = -10417$	<p>7. 構造規定</p> <p>7.1 鉄骨部材の検討</p> <p>7.1.1 柱・梁仕口部の検討</p> <p>6.3.1 項から線路階柱頭部における各節点の柱梁耐力比は 0.8 以上（表 11 参照）であるので、$M_w/M_p \geq 0.25$ または $L_o/D \leq 8$ の検討を行う。代表例を以下に示す。</p> <p>(B1-B2) HY-600×250×12×22</p> $M_w = w \sigma_y (D - 2 \cdot t_f) 2 \cdot t_w / 4 = 235 \times (600 - 2 \times 22) 2 \times 12 / 4 = 217940880 [\text{N} \cdot \text{mm}]$ $= 218 [\text{kN} \cdot \text{m}]$ <p>Z_p 算定条件として全断面を考慮するとする。</p> $Z_p = A_f / 2 \cdot (B - t_f) / 20 \cdot 2 + A_w / 2 \cdot (B - 2t_f) / 10 / 4 \cdot 2$ $= 11000 / 2 \times (600 - 22) / 2 \times 2 + 6672 / 2 \times (600 - 2 \times 22) / 2$ $= 4106408 [\text{mm}^3]$ $M_p = F \cdot Z_p = 235 \times 4106408 = 965005880 [\text{N} \cdot \text{mm}] = 965 [\text{kN} \cdot \text{m}]$ $M_w / M_p = 0.23 < 0.25$ <p style="text-align: center;">OK</p> $L_o = 7000 - 450 / 2 - 450 / 2 = 6550$ $L_o / D = 6550 / 600 = 10.9 > 8$ <p style="text-align: center;">OK</p> <p>代表例として採用した梁については、柱・梁仕口部の検討を行う必要はない。しかし、同様の検討を線路階の全ての柱頭部について検討したところ、Y 構面の A-B にかかる梁（スパン 5m の梁）において $L_o / D = 7.6$ となった。そこで、これらについて柱・梁接合部の検討を実施する。</p> <p>梁(A3-B3) HY-600×250×12×22</p> <p>柱 $\square-450 \times 450 \times 22$</p> <p>最大曲げ耐力 $J M_u$ を算定する。</p> $h_d = H - 2 \cdot t_w = 60 - 2 \times 2.2 = 55.6 [\text{cm}]$ $M_0 = t_c^2 \cdot F_{y,c} / 4 = 2.2^2 \times 3.3 / 4 = 4.01 [\text{t} \cdot \text{cm}]$ $h_c = D - t_c = 45 - 2.2 = 42.8 [\text{cm}]$ $t_s = (t_d - t_f) / 2 = (2.8 - 2.2) / 2 = 0.3 [\text{cm}] \quad (t_d: \text{ダイヤフラムの厚さ})$ $S_r = 3.5 [\text{cm}] \quad (\text{梁せい方向のスカラップの寸法})$ $C_1 = -h_d \cdot (16 \cdot M_0 + t_w \cdot h_c \cdot F_y) = -55.6 \times (16 \times 4.01 + 1.2 \times 42.8 \times 2.40) = -10417$

$$\begin{aligned}
C_2 &= 2 \cdot \{4 \cdot h_d \cdot (4 \cdot t_s + h_d) \cdot M_0 - 2 \cdot h_c^2 \cdot M_0 + h_d \cdot h_c \cdot t_w \cdot S_r \cdot F_y\} \\
&= 2 \times \{4 \times 55.6 \times (4 \times 0.3 + 55.6) \times 4.01 - 2 \times 42.8^2 \times 4.01 \\
&\quad + 55.6 \times 42.8 \times 1.2 \times 3.5 \times 2.40\} = 119911 \\
C_3 &= -8 \cdot h_d \cdot t_s \cdot (2 \cdot t_s + h_d) \cdot M_0 + 4 \cdot h_c^2 \cdot (t_s + h_d) \cdot M_0 - h_d \cdot h_c \cdot t_w \cdot S_r^2 \cdot F_y \\
&= -8 \times 55.6 \times 0.3 \times (2 \times 0.3 + 55.6) \times 4.01 \\
&\quad + 4 \times 42.8^2 \times (0.3 + 55.6) \times 4.01 - 55.6 \times 42.8 \times 1.2 \times 3.5^2 \times 2.40 \\
&= 1529645 \\
X &= (-C_2 - (C_2^2 - 4 \cdot C_1 \cdot C_3)^{1/2}) / (2 \cdot C_1) \\
&= (-121339 - (121339^2 - 4 \times (-10417) \times 1515107)^{1/2}) / (2 \times (-10417)) \\
&= 19.17 [\text{cm}] \\
S_w &= 0.9 [\text{cm}] \quad (\text{ウェブが両面隅肉溶接の場合の隅肉のサイズ})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N_{0w} &= \min(t_w \cdot F_y, 2 \cdot S_w \cdot F_{yj} / 6^{1/2}, 2 \cdot t_c \cdot F_{yc} / 3^{1/2}) \\
&= \min(2.2 \times 3.3, 2 \times 0.9 \times 2.4 / 6^{1/2}, 2 \times 2.2 \times 3.3 / 3^{1/2}) \\
&= \min(7.3, 1.76, 8.42) = 1.76 \\
j M_{wu} &= (X - S_r) \cdot (h_w - X - S_r) \cdot N_{0w} = (19.17 - 3.5) \times (55.6 - 19.17 - 3.5) \times 1.76 = 909 [\text{tf} \cdot \text{cm}] \\
F_u &= 400 \times 100 / 1000 / 9.8 = 4.08 [\text{tf} / \text{cm}^2] \\
A_f &= 250 \times 22 / 100 = 55 [\text{cm}^2] \\
j M_{fu} &= A_f \cdot F_u \cdot (H - t_f) = 55 \times 4.08 \times (60 - 2.2) = 12976 [\text{tf} \cdot \text{cm}]
\end{aligned}$$

$j M_u = j M_{wu} + j M_{fu} = 909 + 12976 = 13885 [\text{tf} \cdot \text{cm}] = 1361 [\text{kN} \cdot \text{m}]$

次に、梁端接合部の最大曲げ応力を算出する。ここで、改良スカーラップ工法で工場溶接とすると $\gamma = 1.0$ 、梁材として SN400B を用いているので $\alpha = 1.15$ とできる。また、塑性化領域を $0.5 \cdot D = 30 [\text{cm}]$ とすれば、 ξ は、

$$\xi = ((500-45)/2) / ((500-45)/2-60/2) = 1.15$$

となり、梁端接合部の最大曲げ応力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p &= \gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot Z_p \cdot F = 1.0 \times 1.15 \times 1.15 \times 4106408 \times 235 \\
&= 1278327409 [\text{N} \cdot \text{mm}] = 1278 [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad < j M_u \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

7.1.2 幅厚比の検討

線路階を構成する部材は全て FA ランクである。

7.1.3 線路階柱の細長比と軸力比の検討

最大軸力の柱 (Y 方向正加力時 B2, B4) について検討を行う。それぞれの応力は静的増分解析の結果の全体層降伏メカニズム時の応力である。

式(7.1)による検討

$$\begin{aligned}
l_c &= 6000 - 200 - 600 / 2 = 5500 [\text{mm}] \\
M_2 / M_1 &= 507 / 1283 = 0.40 \\
n_y &= N_m / N_y = N_m / (A \cdot \sigma_y) = 1075 / (35170 \times 325 \times 10^{-3}) = 0.0940 \\
\lambda_c &= (N_y / N_c)^{1/2} = \{(A \cdot \sigma_y) / (\pi^2 \cdot E \cdot I / l_c^2)\}^{1/2} \\
&= \{(35170 \times 325 \times 10^{-3}) / (\pi^2 \times 205940 \times 1070000000 / 5500^2 \times 10^{-3})\}^{1/2} = 0.399 \\
-0.5 < M_2 / M_1 &\leq 1.0 \text{ であるから、} \\
n_y \cdot \lambda_c^2 &= 0.0940 \times 0.399^2 = 0.015 \leq 0.14 = 0.10 \cdot (1 + M_2 / M_1) \quad \text{OK} \\
f \lambda_c &= (N_y / f N_c)^{1/2} = \{(A \cdot \sigma_y) / (\pi^2 \cdot E \cdot I / f l_c^2)\}^{1/2} \\
&= \{(35170 \times 325 \times 10^{-3}) / (\pi^2 \times 205940 \times 1070000000 / 8250^2 \times 10^{-3})\}^{1/2} = 0.598
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_2 &= 2 \cdot \{4 \cdot h_d \cdot (4 \cdot t_s + h_d) \cdot M_0 - 2 \cdot h_c^2 \cdot M_0 + h_d \cdot h_c \cdot t_w \cdot S_r \cdot F_y\} \\
&= 2 \times \{4 \times 55.6 \times (4 \times 0.3 + 55.6) \times 4.01 - 2 \times 42.8^2 \times 4.01 \\
&\quad + 55.6 \times 42.8 \times 1.2 \times 3.5 \times 2.40\} = 119911 \\
C_3 &= -8 \cdot h_d \cdot t_s \cdot (2 \cdot t_s + h_d) \cdot M_0 + 4 \cdot h_c^2 \cdot (t_s + h_d) \cdot M_0 - h_d \cdot h_c \cdot t_w \cdot S_r^2 \cdot F_y \\
&= -8 \times 55.6 \times 0.3 \times (2 \times 0.3 + 55.6) \times 4.01 \\
&\quad + 4 \times 42.8^2 \times (0.3 + 55.6) \times 4.01 - 55.6 \times 42.8 \times 1.2 \times 3.5^2 \times 2.40 \\
&= 1529645 \\
X &= (-C_2 - (C_2^2 - 4 \cdot C_1 \cdot C_3)^{1/2}) / (2 \cdot C_1) \\
&= (-121339 - (121339^2 - 4 \times (-10417) \times 1515107)^{1/2}) / (2 \times (-10417)) \\
&= 19.17 [\text{cm}] \\
S_w &= 0.9 [\text{cm}] \quad (\text{ウェブが両面隅肉溶接の場合の隅肉のサイズ})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N_{0w} &= \min(t_w \cdot F_y, 2 \cdot S_w \cdot F_{yj} / 6^{1/2}, 2 \cdot t_c \cdot F_{yc} / 3^{1/2}) \\
&= \min(2.2 \times 3.3, 2 \times 0.9 \times 2.4 / 6^{1/2}, 2 \times 2.2 \times 3.3 / 3^{1/2}) \\
&= \min(7.3, 1.76, 8.42) = 1.76 \\
j M_{wu} &= (X - S_r) \cdot (h_w - X - S_r) \cdot N_{0w} = (19.17 - 3.5) \times (55.6 - 19.17 - 3.5) \times 1.76 = 909 [\text{tf} \cdot \text{cm}] \\
F_u &= 400 \times 100 / 1000 / 9.8 = 4.08 [\text{tf} / \text{cm}^2] \\
A_f &= 250 \times 22 / 100 = 55 [\text{cm}^2] \\
j M_{fu} &= A_f \cdot F_u \cdot (H - t_f) = 55 \times 4.08 \times (60 - 2.2) = 12976 [\text{tf} \cdot \text{cm}] \\
j M_u &= j M_{wu} + j M_{fu} = 909 + 12976 = 13885 [\text{tf} \cdot \text{cm}] = 1361 [\text{kN} \cdot \text{m}]
\end{aligned}$$

次に、梁端接合部の最大曲げ応力を算出する。ここで、改良スカーラップ工法で工場溶接とすると $\gamma = 1.0$ 、梁材として SN400B を用いているので $\alpha = 1.15$ とできる。また、塑性化領域を $0.5 \cdot D = 30 [\text{cm}]$ とすれば、 ξ は、

$$\xi = ((500-45)/2) / ((500-45)/2-60/2) = 1.15$$

となり、梁端接合部の最大曲げ応力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned}
\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p &= \gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot Z_p \cdot F = 1.0 \times 1.15 \times 1.15 \times 4106408 \times 235 \\
&= 1278327409 [\text{N} \cdot \text{mm}] = 1278 [\text{kN} \cdot \text{m}] \quad < j M_u \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

7.1.2 幅厚比の検討

線路階を構成する部材は全て FA ランクである。

7.1.3 線路階柱の細長比と軸力比の検討

最大軸力の柱 (Y 方向正加力時 B2, B4) について検討を行う。それぞれの応力は静的増分解析の結果の全体層降伏メカニズム時の応力である。

式(7.1)による検討

$$\begin{aligned}
l_c &= 6000 - 200 - 600 / 2 = 5500 [\text{mm}] \\
M_2 / M_1 &= 507 / 1283 = 0.40 \\
n_y &= N_m / N_y = N_m / (A \cdot \sigma_y) = 1075 / (35170 \times 325 \times 10^{-3}) = 0.0940 \\
\lambda_c &= (N_y / N_c)^{1/2} = \{(A \cdot \sigma_y) / (\pi^2 \cdot E \cdot I / l_c^2)\}^{1/2} \\
&= \{(35170 \times 325 \times 10^{-3}) / (\pi^2 \times 205940 \times 1070000000 / 5500^2 \times 10^{-3})\}^{1/2} = 0.399 \\
-0.5 < M_2 / M_1 &\leq 1.0 \text{ であるから、} \\
n_y \cdot \lambda_c^2 &= 0.0940 \times 0.399^2 = 0.015 \leq 0.14 = 0.10 \cdot (1 + M_2 / M_1) \quad \text{OK} \\
f \lambda_c &= (N_y / f N_c)^{1/2} = \{(A \cdot \sigma_y) / (\pi^2 \cdot E \cdot I / f l_c^2)\}^{1/2} \\
&= \{(35170 \times 325 \times 10^{-3}) / (\pi^2 \times 205940 \times 1070000000 / 8250^2 \times 10^{-3})\}^{1/2} = 0.598
\end{aligned}$$

<p>式(7.3)による検討 $n_y \cdot f \lambda_c^2 = 0.0957 \times 0.598^2 = 0.034 < 0.25$ OK</p> <p>7.1.4 線路階柱の軸力比の検討 $N_m/N_y = 1075/(35170 \times 325 \times 10^{-3}) = 0.094 < 0.35$ OK</p> <p>7.2 柱-杭接合部の検討 柱-杭接合部の構造規定に関する検討は、6.4項に示す。</p> <p>7.3 杭の検討 主筋 20-D29、フープ筋 D16@100、鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さ 100mm とする。 主筋の間隔 $\pi \times (1200-200-16 \times 2-29)/20 = 147.4[\text{mm}] > 107.3 = 29 \times 3.7$ OK</p> <p>主筋の全断面積 $20 \times 642/(\pi \times 600^2) \times 100 = 1.14[\%] > 0.6[\%]$ OK</p>	<p>式(7.3)による検討 $n_y \cdot f \lambda_c^2 = 0.0957 \times 0.598^2 = 0.034 < 0.25$ OK</p> <p>7.1.4 線路階柱の軸力比の検討 $N_m/N_y = 1075/(35170 \times 325 \times 10^{-3}) = 0.094 < 0.35$ OK</p> <p>7.2 柱-杭接合部の検討 柱-杭接合部の構造規定に関する検討は、6.4項に示す。</p> <p>7.3 杭の検討 主筋 20-D29、フープ筋 D16@100、鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さ 100mm とする。 主筋の間隔 $\pi \times (1200-200-16 \times 2-29)/20 = 147.4[\text{mm}] > 107.3 = 29 \times 3.7$ OK</p> <p>主筋の全断面積 $20 \times 642/(\pi \times 600^2) \times 100 = 1.14[\%] > 0.6[\%]$ OK</p>
<p>8. 最大級地震動に対する検討 本設計例では線路階先行降伏かつ 6.3.1 項で検討した柱梁耐力比（表 13 参照）が 1.5 を下回った Y 方向について、梁降伏先行が保証されないことから最大級地震における柱部材の変形能の確認を行う。</p> <p>8.1 応答スペクトル法による応答変形量 最大級地震動として、「鉄道耐震標準」に示されている L2 地震動スペクトル II を用いる（図 24）。地盤種別は G3 地盤とする。</p> <p>図 24 応答スペクトルによる線路階応答値の推定</p>	<p>8. 最大級地震動に対する検討 本設計例では線路階先行降伏かつ 6.3.1 項で検討した柱梁耐力比（表 13 参照）が 1.5 を下回った Y 方向について、梁降伏先行が保証されないことから最大級地震における柱部材の変形能の確認を行う。</p> <p>8.1 応答スペクトル法による応答変形量 最大級地震動として、「鉄道耐震標準」に示されている L2 地震動スペクトル II を用いる（図 24）。地盤種別は G3 地盤とする。</p> <p>図 24 応答スペクトルによる線路階応答値の推定</p>

前記のスペクトルに対して、応答スペクトル法によって応答値を推定する。算出された応答値は杭頭の水平変位を含んだものとなるので、この値と増分解析の結果を基にして、応答層間変形量を推定する。Y方向正加力の算定過程を代表例として示し、その結果を負方向とともに表15に示す。応答変位14.9cm(層間変形角1/40)が最大値である。

$$M_u = \sum W_i / 9.80665 = 6671.3 / 9.80665 = 680.28 [t]$$

$$Q_{50} = 4968.4 [kN]$$

$$\delta_{50} = 24.20 [cm]$$

$$K_u = Q_{50} / \delta_{50} = 4968.4 / 24.20 = 205.3 [kN/cm] = 20530 [kN/m]$$

$$T_u = 2 \cdot \pi \cdot (M_u / K_u)^{1/2} = 2 \times \pi \times (680.28 / 20530)^{1/2} = 1.14 [sec]$$

$$\delta_r = 27.38 \cdot T_u^{0.799} = 27.38 \times 1.14^{0.799} = 30.4 [cm]$$

$$r \delta = 14.8 [cm] (1/41)$$

表15 応答スペクトル法による応答予測

	Y方向正加力	Y方向負加力
応答スペクトル法	全質量[t]	680.28
	線路階せん断力[kN]	4968.4
	線路階絶対変位[cm]	24.20
	等価剛性[kN/m]	20530
	地震動スペクトル	L2 SP II
	地盤種別	G3
	等価固有周期[sec]	1.14
	応答変形量[cm]	30.4
	応答層間変形量[cm] (応答層間変形角)	14.8 (1/41)

8.2 線路階柱の変形性能の確認

線路階が8.1節で推定した応答変形量を上回る保有変形性能を有するかを確認する目的で、線路階柱の保有層間変形量を算出する。Y方向正加力の算定過程を代表例として示し、その結果を負方向とともに表16に示す。線路階柱は全て□-450×450×22(BCP325)の同一断面である。

部材の保有累積塑性変形倍率

$$\alpha = (E / \sigma_y) [1.23 \cdot (t/B)]^2 = (205939.65 / 325) \times [1.23 \times (22/450)]^2 = 2.31$$

$$s = 1 / (0.778 + 0.130 \cdot (1/\alpha)) = 1 / (0.778 + 0.130 \times (1/2.31)) = 1.20$$

$$m \eta_u = 51.35 \cdot (2 \cdot s + 0.1) \cdot \{(s-1) / (s-0.3)\}^2$$

$$= 51.35 \times (2 \times 1.20 + 0.1) \times [(1.20-1) / (1.20-0.3)]^2 = 6.27$$

層の保有累積塑性変形倍率

本設計例は地中梁が両方向になく、 $\beta L > 1.5$ であるので $a_r = 1.25$ とする。また、パネルの塑性化を許容しないとして $a_p = 1.0$ とする。その他は設計標準に倣い、 $m \delta_y / r \delta_y = 1/3$ 、 $a_b = 5/3$ 、 $a_d = 2.0$ である。

$$r \eta_u = m \delta_y / (a_r \cdot r \delta_y) \cdot m \eta_u \cdot a_p \cdot a_b + a_d = 1 / (1.25 \times 3) \cdot 6.27 \times 1.0 \times 5/3 + 2.0 = 4.79$$

層の保有塑性率

$$r \mu_u = r \eta_u / 2 + 1 = 4.79 / 2 + 1 = 3.39$$

鉄骨柱の保有層間変形量

$$\delta_u = r \mu_u \cdot \delta_y = 3.39 \times 7.12 = 24.2 [cm] \quad (\delta_y \text{は柱にヒンジが生じないため梁の初発降伏時の層間変形とした})$$

前記のスペクトルに対して、応答スペクトル法によって応答値を推定する。算出された応答値は杭頭の水平変位を含んだものとなるので、この値と増分解析の結果を基にして、応答層間変形量を推定する。Y方向正加力の算定過程を代表例として示し、その結果を負方向とともに表15に示す。応答変位14.9cm(層間変形角1/40)が最大値である。

$$M_u = \sum W_i / 9.80665 = 6671.3 / 9.80665 = 680.28 [t]$$

$$Q_{50} = 4968.4 [kN]$$

$$\delta_{50} = 24.20 [cm]$$

$$K_u = Q_{50} / \delta_{50} = 4968.4 / 24.20 = 205.3 [kN/cm] = 20530 [kN/m]$$

$$T_u = 2 \cdot \pi \cdot (M_u / K_u)^{1/2} = 2 \times \pi \times (680.28 / 20530)^{1/2} = 1.14 [sec]$$

$$\delta_r = 27.12 \cdot T_u^{0.799} = 27.12 \times 1.14^{0.799} = 30.5 [cm]$$

$$r \delta = 14.9 [cm] (1/40)$$

表15 応答スペクトル法による応答予測

	Y方向正加力	Y方向負加力
応答スペクトル法	全質量[t]	680.28
	線路階せん断力[kN]	4968.4
	線路階絶対変位[cm]	24.20
	等価剛性[kN/m]	20530
	地震動スペクトル	L2 SP II
	地盤種別	G3
	等価固有周期[sec]	1.14
	応答変形量[cm]	30.5
	応答層間変形量[cm] (応答層間変形角)	14.9 (1/40)

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

8.2 線路階柱の変形性能の確認

線路階が8.1節で推定した応答変形量を上回る保有変形性能を有するかを確認する目的で、線路階柱の保有層間変形量を算出する。Y方向正加力の算定過程を代表例として示し、その結果を負方向とともに表16に示す。線路階柱は全て□-450×450×22(BCP325)の同一断面である。

部材の保有累積塑性変形倍率

$$\alpha = (E / \sigma_y) [1.23 \cdot (t/B)]^2 = (205939.65 / 325) \times [1.23 \times (22/450)]^2 = 2.31$$

$$s = 1 / (0.778 + 0.130 \cdot (1/\alpha)) = 1 / (0.778 + 0.130 \times (1/2.31)) = 1.20$$

$$m \eta_u = 51.35 \cdot (2 \cdot s + 0.1) \cdot \{(s-1) / (s-0.3)\}^2$$

$$= 51.35 \times (2 \times 1.20 + 0.1) \times [(1.20-1) / (1.20-0.3)]^2 = 6.27$$

層の保有累積塑性変形倍率

本設計例は地中梁が両方向になく、 $\beta L > 1.5$ であるので $a_r = 1.25$ とする。また、パネルの塑性化を許容しないとして $a_p = 1.0$ とする。その他は設計標準に倣い、 $m \delta_y / r \delta_y = 1/3$ 、 $a_b = 5/3$ 、 $a_d = 2.0$ である。

$$r \eta_u = m \delta_y / (a_r \cdot r \delta_y) \cdot m \eta_u \cdot a_p \cdot a_b + a_d = 1 / (1.25 \times 3) \cdot 6.27 \times 1.0 \times 5/3 + 2.0 = 4.79$$

層の保有塑性率

$$r \mu_u = r \eta_u / 2 + 1 = 4.79 / 2 + 1 = 3.39$$

鉄骨柱の保有層間変形量

$$\delta_u = r \mu_u \cdot \delta_y = 3.39 \times 7.12 = 24.2 [cm] \quad (\delta_y \text{は柱にヒンジが生じないため梁の初発降伏時の層間変形とした})$$

同様の算定を負方向についても行い、8.1節で推定した応答層間変形量と比較した。全ての場合において、 δ_u が δ_r を上回り、最大級地震時において層崩壊を生じないことを確認した。

表 16 鉄骨柱の保有層間変形量

		Y 方向正加力	Y 方向負加力
鉄骨柱	部材断面	□- 450x450x22	□- 450x450x22
	材質	BCP325	BCP325
	部材の保有累積塑性変形倍率	6.27	6.27
	層の保有累積塑性変形倍率	4.79	4.79
	層の保有塑性率	3.39	3.39
	降伏層間変位 [cm] (降伏層間変形角)	7.12 (1/84)	5.55 (1/108)
	保有層間変形量 [cm] (保有層間変形角)	24.2 OK	18.8 OK

同様の算定を負方向についても行い、8.1節で推定した応答層間変形量と比較した。全ての場合において、 δ_u が δ_r を上回り、最大級地震時において層崩壊を生じないことを確認した。

表 16 鉄骨柱の保有層間変形量

		Y 方向正加力	Y 方向負加力
鉄骨柱	部材断面	□- 450x450x22	□- 450x450x22
	材質	BCP325	BCP325
	部材の保有累積塑性変形倍率	6.27	6.27
	層の保有累積塑性変形倍率	4.79	4.79
	層の保有塑性率	3.39	3.39
	降伏層間変位 [cm] (降伏層間変形角)	7.12 (1/84)	5.55 (1/108)
	保有層間変形量 [cm] (保有層間変形角)	24.2 OK	18.8 OK