

**2012 年度
都市設計製図**

RC 橋脚の耐震設計

課題 3 : RC 橋脚の耐震設計 (その 2)

2012/12/24

学籍番号

氏名

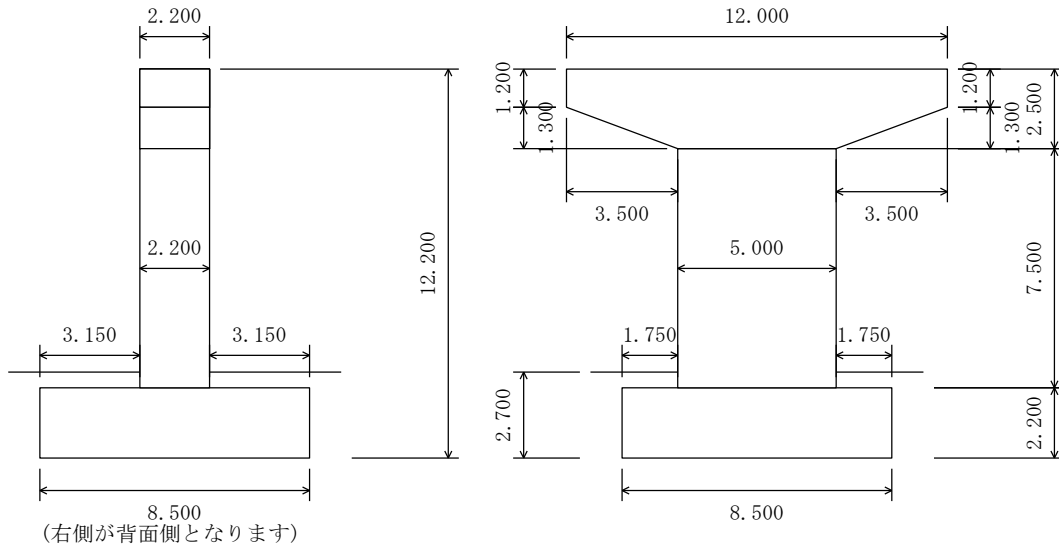
目次

1 章 設計条件	1
1.1 形状寸法	1
1.2 上部工反力	1
1.3 設計水平震度	1
1.4 単位重量他	1
1.5 柱	2
1.5.1 使用材料	2
1.5.2 鉄筋	2
1.6 柱躯体自重	3
2 章 柱の設計(レベル1地震動に対する許容応力度法による照査)	4
2.1 柱基部の断面力	4
2.2 柱基部断面の検討	4
3 章 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)	7
3.1 橋軸方向	7
3.1.1 結果一覧	7
3.1.2 水平耐力および水平変位	8
3.1.3 せん断耐力	13
3.1.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率	14
3.1.5 作用荷重	15
3.1.6 水平耐力の照査	16
3.1.7 残留変位による判定(B種橋)※オプション	17

1章 設計条件

1.1 形状寸法

形式 RC矩形柱橋脚(新設検討)
 はり形状タイプ はり式(矩形)
 基礎形式 直接基礎
 重要度の区分 B種の橋



1.2 上部工反力

上部工死荷重反力 R_D 7.100 (MN)
 上部工慣性力の作用位置 h_i 0.000 (m)

1.3 設計水平震度

地域区分 A地域 ($c_z=1$)
 地盤種別 II種地盤

許容応力度法 (レベル1地震動に対する許容応力度法による照査)		保有耐力法(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)			
		タイプIの設計震度、分担重量		タイプIIの設計震度、分担重量	
T = 0.31 (秒)		T = 0.31 (秒)			
k_h	W_u (MN)	k_{hco}	W_u (MN)	k_{hco}	W_u (MN)
0.25	6.330	1.30	6.330	1.47	6.330

T : 照査に用いる固有周期(秒)

c_z : 地域別補正係数

k_h : 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

k_{hco} : 地震時保有水平耐力法による設計に用いる設計水平震度の標準値

W_u : 橋脚が支持している上部工重量

1.4 単位重量他

断面設計のヤング係数比 15 (許容応力度法用)
 鉄筋コンクリートの単位重量 γ_c 24.50(kN/m³)

1.5 柱

1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}	21.0(N/mm ²)
コンクリートのヤング係数 E_c	23.5(kN/mm ²)
主鉄筋	SD345
帯鉄筋	SD345
鉄筋のヤング係数 E_s	200(kN/mm ²)

1.5.2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

引張側

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D38	39	120	130+36@125+130	120

圧縮側

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D38	39	120	130+36@125+130	120

右側面

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D38	15	120	105+14@125+105	120

左側面

かぶり (mm)	径	鉄筋 本数	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
120	D38	15	120	105+14@125+105	120

※鉄筋量合計 123120mm²

(2) 帯鉄筋

1) 横拘束筋、帯鉄筋

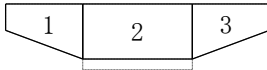
高さ間隔 s(mm)	横拘束筋の断面積 A_h (mm ²)	横拘束筋の有効長 d(mm)	帯張鉄筋の総断面積 A_w (mm ²)
150	286.5	952.0	1719.0

2) せん断耐力算定条件

断面幅b(mm)	有効高d(mm)	引張主鉄筋比 p_t (%)
5000	2080	0.592

1.6 柱躯体自重

(1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H ₁ (m)	右高さ H ₂ (m)	幅 B (m)	部材長 L(m)	体積 V(m ³)
1	左側絞り部	1.200	2.500	2.200	3.500	14.24500
2	はり中央	2.500	2.500	2.200	5.000	27.50000
3	右側絞り部	2.500	1.200	2.200	3.500	14.24500

No	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ⁴)	V・Y _g (m ⁴)	V・Z _g (m ⁴)
1	14.24500	-4.0450	1.5369	0.0000	-57.6217	21.8937	0.0000
2	27.50000	0.0000	1.2500	0.0000	0.0000	34.3750	0.0000
3	14.24500	4.0450	1.5369	0.0000	57.6217	21.8937	0.0000
Σ	55.99000	-----	-----	-----	0.0000	78.1623	0.0000

※表中の図心(X_g,Y_g,Z_g)は、はり下端位置の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ P_H = 7.500(m)

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 55.99000 \cdot 24.50 = 1.37176(\text{MN})$$

$$Y = \Sigma(V \cdot Y_g) / \Sigma V + P_H = 8.896(\text{m})$$

$$X_c = \Sigma(V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000(\text{m})$$

(2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 B _{r1} (m)	直角下幅 B _{r2} (m)	橋軸上幅 B _{a1} (m)	橋軸下幅 B _{a2} (m)	柱高 H(m)	体積 V(m ³)
1	矩形柱	5.000	5.000	2.200	2.200	7.500	82.50000

No	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ⁴)	V・Y _g (m ⁴)	V・Z _g (m ⁴)
1	82.50000	0.0000	3.7500	0.0000	0.0000	309.3750	0.0000
Σ	82.50000	-----	-----	-----	0.0000	309.3750	0.0000

※表中の図心(X_g,Y_g,Z_g)は、柱基部の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 82.50000 \cdot 24.50 = 2.02125(\text{MN})$$

$$Y = \Sigma(V \cdot Y_g) / \Sigma V = 3.750(\text{m})$$

$$X_c = \Sigma(V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000(\text{m})$$

(3) 重量合計

$$\Sigma W = 3.39301(\text{MN})$$

(4) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma(W \cdot Y)}{\Sigma W} = 5.830(\text{m})$$

$$X_c = \frac{\Sigma(W \cdot X_c)}{\Sigma W} = 0.000(\text{m})$$

2章 柱の設計(レベル1地震動に対する許容応力度法による照査)

2.1 柱基部の断面力

ケース: 地震時

	鉛直力 (MN)	水平力 (MN)	作用高 (m)	曲げモーメント (MN-m)
上部工反力	7.100	1.583	10.000	15.825
躯体	3.393	0.848	5.830	4.946
合計	10.493	2.431	—	20.771

2.2 柱基部断面の検討

2.2.1 断面形状および鉄筋配置

断面幅 $B = 5.000$ (m) 断面高さ $H = 2.200$ (m)

曲げ応力の照査に用いる主鉄筋 (※側方鉄筋を考慮しない)

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
圧縮 引張	120	D29	39	25053.6
	2080	D29	39	25053.6
鉄筋量合計 $\Sigma A_s =$				50107.2

算出時に引張鉄筋比に算入する主鉄筋

番号	鉄筋位置	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	左側方	D29	7.5	4818.0
2	右側方	D29	7.5	4818.0
鉄筋量合計 $\Sigma A_{ss} =$				9636.0

2.2.2 断面照査

(1) 曲げモーメントおよびせん断力に対する照査

			橋軸方向
軸力	N'	MN	10.493
曲げモーメント	M	MN-m	20.771
せん断力	S	MN	2.431
部材断面幅	B	mm	5000
断面高	H	mm	2200
有効高	d	mm	2080
圧縮縁～中立軸		x	692
曲げモーメントに対する照査	圧縮応力度 σ_c	N/mm ²	8.15
	引張応力度 σ_s	N/mm ²	245.36
	許容圧縮応力度 σ_{ca} の基準値	N/mm ²	7.0
	許容引張応力度 σ_{sa} の基準値	N/mm ²	200
	許容応力度の割増し係数 α	—	1.5
	許容圧縮応力度 σ_{ca} 許容引張応力度 σ_{sa}	N/mm ² N/mm ²	10.50 300.00
判定			$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$ OK $\sigma_s \leq \sigma_{sa}$ OK
せん断力に対する照査	平均せん断応力度 $\tau_m = S/(B \cdot d)$	N/mm ²	0.234
	許容せん断応力度 τ_{a1} の基準値	N/mm ²	0.22
	許容せん断応力度 τ_{a2} の基準値	N/mm ²	1.6
	許容せん断応力度の補正係数 c_e ※	—	0.838
	c_{pt}	—	1.255
	c_N	—	1.000
	許容応力度の割増し係数 α	—	1.5
許容せん断応力度 τ_{a1} 許容せん断応力度 τ_{a2}	N/mm ² N/mm ²	0.347 2.400	
判定			$\tau_m \leq \tau_{a1}$ OK

※許容せん断応力度 $\tau_{a1} = \alpha \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot [\tau_{a1} \text{の基準値}]$
許容せん断応力度 $\tau_{a2} = \alpha \cdot [\tau_{a2} \text{の基準値}]$

(2) 最小・最大鉄筋量の照査 (※オプション[道路橋示方書IV7.3])

			橋軸方向	
最小鉄筋量の照査	曲げを受ける部材	ひびわれモーメント M_c	MN-m	10.909
		限界状態モーメント M_{ls2}	MN-m	49.723
		1.7M	MN-m	35.310
	判定			$M_c \leq M_{ls2}$ OK
	軸方向力を受ける部材	A'	mm ²	1220116.9
		0.008A' 全鉄筋量 ΣA_s	mm ² mm ²	9760.9 123120.0
判定			$0.008A' \leq \Sigma A_s$ OK	
ひび割れ防止	mあたり500mm ² の鉄筋量 A_s^*	mm ²	7200.0	
	全鉄筋量 ΣA_s	mm ²	123120.0	
判定			$A_s^* \leq \Sigma A_s$ OK	
最大鉄筋量の照査	曲げを受ける部材	初降伏モーメント M_{y0}	MN-m	49.717
		限界状態モーメント M_{ls2}	MN-m	49.723
	判定			$M_{y0} \leq M_{ls2}$ OK
	軸方向力を受ける部材	部材断面積 A	mm ²	11000000.0
0.06A 全鉄筋量 ΣA_s		mm ² mm ²	660000.0 123120.0	
判定			$0.06A \geq \Sigma A_s$ OK	

ここに、

- c_e : 有効高 d に関する許容せん断応力度の補正係数
- c_{pt} : 引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
- c_N : 軸方向圧縮力による補正係数
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- τ_{a2} : スターラップと共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- A' : 計算上必要なコンクリート断面積

課題2では、「 c_e 、 c_{pt} 、 c_N 」については全て1と扱ってよい。課題3では正しい値を計算すること。

参考：中立軸の逆算

中立軸 x には、

$$x = \varepsilon'_c / (\varepsilon'_c + \varepsilon_s) \cdot d$$

の関係がある。よって、

$$\varepsilon'_c = \sigma'_c / E_c = 8.15 / (2.35 \times 10^4) = 0.0003468 = 0.347 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = 245.36 / (15 \cdot E_c) = 0.0006961 = 0.696 \times 10^{-3}$$

より

$$x = 692(\text{mm})$$

となる。

3章 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

3.1 橋軸方向

3.1.1 結果一覧

地震動の種類	耐震性能2タイプ I	耐震性能2タイプ II	耐震性能3タイプ I	耐震性能3タイプ II
耐震性の判定	OK	OK	OK	OK

終局位置	基部	基部	基部	基部
地震時保有水平耐力 P_a (MN)	4.972	4.972	4.973	4.973
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 P_u (MN)	4.972	4.972	4.973	4.973
せん断耐力 P_{s0} (MN)	10.761	10.761	10.761	10.761
せん断耐力 P_s (MN)	9.317	10.039	9.317	10.039
$k_{hc} \cdot W$ (MN)	4.327	4.893	3.689	4.171
設計水平震度 k_{hc}	0.539	0.610	0.460	0.520
構造物特性補正係数 c_s	0.415	0.415	0.354	0.354
許容塑性率 μ_a	3.408	3.408	4.500	4.500
$c_z \cdot k_{hco}$	1.30	1.47	1.30	1.47
等価重量 W (MN)	8.027	8.027	8.027	8.027
等価重量算出係数 c_p	0.5	0.5	0.5	0.5
$P_a / k_{hc} \cdot W$	1.149	1.016	1.348	1.192
水平耐力に対する判定	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK

許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	100.00	100.00		
慣性力作用位置 h (m)	10.000	10.000		
残留変位 δ_R (mm)	49.01	66.67		
残留変位補正係数 c_R	0.6	0.6		
最大応答塑性率 μ_r	2.702	3.315		
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0		
降伏変位 δ_y (mm)	47.99	47.99		
残留変位に対する判定	$\delta_R > \delta_{Ra}$ OK	$\delta_R > \delta_{Ra}$ OK		

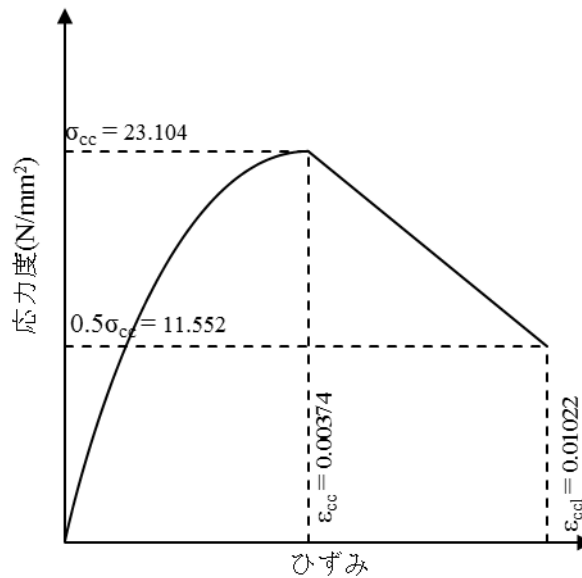
変位

降伏変位 δ_y (mm)	49.72	49.72	49.73	49.73
限界状態時変位 δ_{ls} (mm)	196.26	196.26	259.18	259.18

3.1.2 水平耐力および水平変位

(1) 柱基部の応力度-ひずみ曲線

横拘束筋の断面積	A_h	=	286.5	(mm^2)
横拘束筋の間隔	s	=	150	(mm)
横拘束筋の有効長	d	=	952.0	(mm)
横拘束筋の体積比	ρ_s	=	0.00802521	
横拘束筋の降伏点強度	σ_{sy}	=	345.0	(N/mm^2)
コンクリートの設計基準強度	σ_{ck}	=	21.0	(N/mm^2)
コンクリートのヤング係数	E_c	=	23500	(N/mm^2)
下降勾配	E_{des}	=	1783.944	(N/mm^2)
断面補正係数	α	=	0.20, $\beta = 0.40$	(\because 矩形)
最大圧縮応力時ひずみ	ϵ_{cc}	=	0.0037403	
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	σ_{cc}	=	23.104	(N/mm^2)
	n	=	1.35658273	
終局ひずみ	ϵ_{ccl}	=	0.01021592	
ただし、タイプIの地震動では	ϵ_{ccl}	=	ϵ_{cc}	とする。



$$\ast \rho_s = 4 \cdot A_h / (s \cdot d) \leq 0.018$$

$$E_{des} = 11.2 \cdot \sigma_{ck}^2 / (\rho_s \cdot \sigma_{sy})$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \cdot \beta \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} / \sigma_{ck}$$

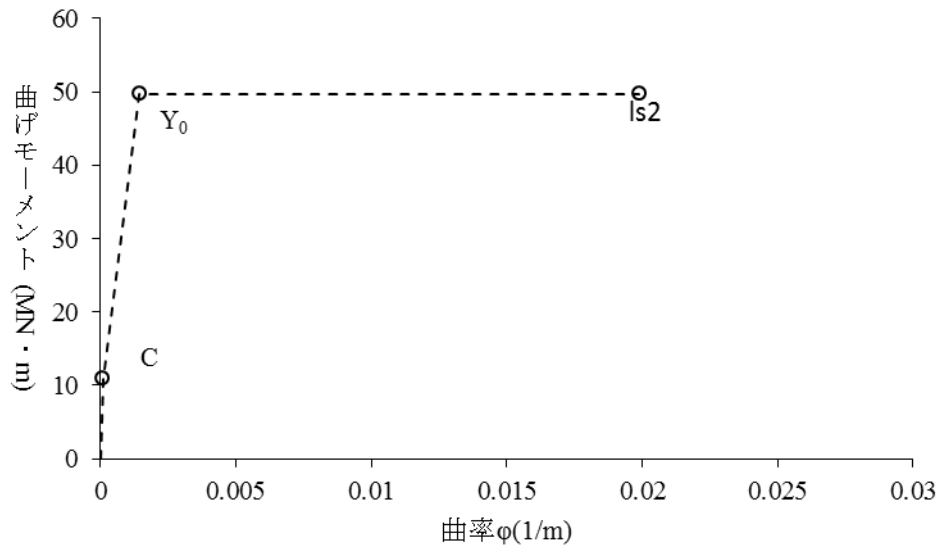
$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$$

$$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$$

$$\epsilon_{ccl} = \epsilon_{cc} + (0.5 \cdot \sigma_{cc}) / E_{des}$$

(2)柱基部の曲げモーメント～曲率関係

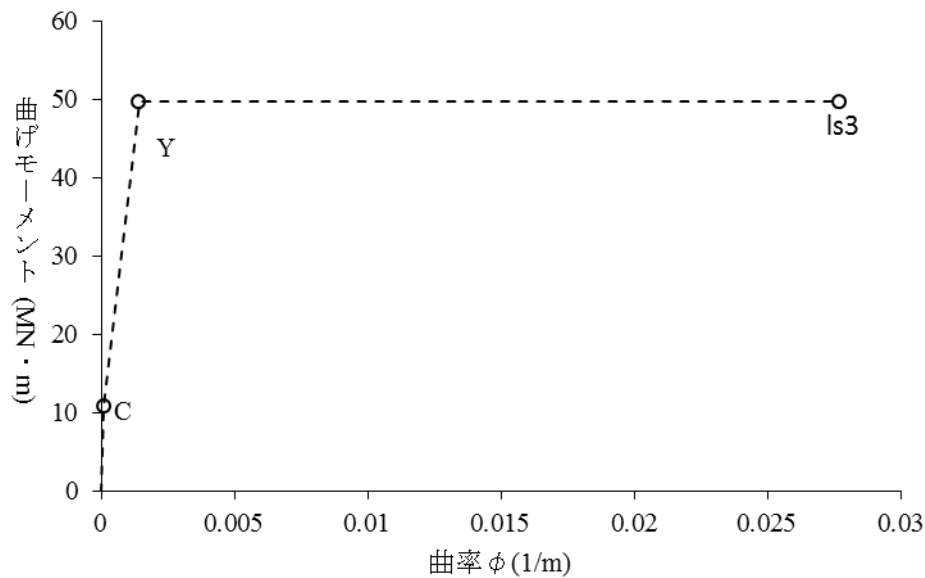
1) 耐震性能2タイプII地震動



	モーメント(MN·m)	曲率 (1/m)
ひび割れ時 C	10.909	0.105×10^{-3}
初降伏時 Y ₀	49.717	1.440×10^{-3}
限界状態時 ls ₂	49.723	19.896×10^{-3}

軸力N' = 10.493 (MN)

2) 耐震性能3タイプII地震動



	モーメント(MN·m)	曲率 (1/m)
ひび割れ時 C	10.909	0.105×10^{-3}
初降伏時 Y ₀	49.717	1.440×10^{-3}
限界状態時 ls ₃	49.726	27.729×10^{-3}

軸力N' = 10.493 (MN)

※柱基部の曲げモーメント～曲率関係について、課題2では、課題1の結果を用いればよい。課題3では、正しい軸力を用いて再度計算すること。

(3)水平耐力

よって、各水平耐力は次のようになる。

- ひび割れ水平耐力 $P_c = M_c / h = 1.0909 \text{ (MN)}$
- 初降伏時水平耐力 $P_{y0} = M_{y0} / h = 4.9717 \text{ (MN)}$
- 終局水平耐力 $P_u = M_{Is2} / h = 4.9723 \text{ (MN) 耐震性能2}$
 $= M_{Is3} / h = 4.9726 \text{ (MN) 耐震性能3}$

(4)ひび割れ変位、初降伏変位

$$\delta_c = \int \varphi_c \cdot y dy = \Sigma(\varphi_{ci} \cdot y_i + \varphi_{ci-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 3.488 \text{ (mm)}$$

$$\delta_{y0} = \int \varphi_{y0} \cdot y dy = \Sigma(\varphi_{y0i} \cdot y_i + \varphi_{y0i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 47.987 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力 P_c を作用させたときの曲率分布より求める。

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力 P_{y0} を作用させたときの曲率分布より求める。

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ_{ci} : 慣性力作用位置にひび割れ水平力 P_c を載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ_{y0i} : 慣性力作用位置に初降伏水平力 P_{y0} を載荷したときの各断面の曲率 1/m

※課題 2・3とも、以下の略算式を用いてよい。

- ひび割れ変位の略算式 (等断面片持ち梁の弾性解)

$$\begin{aligned} \delta_c &= P_c \cdot h^3 / (3 \cdot E_c \cdot I) \\ &= h^2 \cdot \varphi_c / 3 \end{aligned}$$

- 初降伏変位の略算式

$$\delta_{y0} = h^2 \cdot \varphi_{y0} / 3$$

この例では、次のようになる。

$$\delta_c = h^2 \cdot \varphi_c / 3 = 10.0^2 \cdot 0.1046 \times 10^{-3} / 3 = 3.488 \times 10^{-3} = 3.488 \text{ (mm)}$$

$$\delta_{y0} = h^2 \cdot \varphi_{y0} / 3 = 10.0^2 \cdot 1.4396 \times 10^{-3} / 3 = 47.987 \times 10^{-3} = 47.987 \text{ (mm)}$$

(5)終局変位

δ_{ls2} : 耐震性能2の限界状態に相当する変位(道示V 式(10.3.7)により求める)

δ_{ls3} : 耐震性能3の限界状態に相当する変位(道示V 式(10.3.13)により求める)

L_p : 塑性ヒンジ長(mm) = 838.481 (mm)

D : 断面高さ = 2200 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 10000 (mm)

φ_{y0} : 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 1.440×10^{-3} (1/m)

δ_{y0} : 橋脚の初降伏変位 = 47.99 (mm)

M_{y0} : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 49.717 (MN-m)

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント
= 49.723 (MN-m) 耐震性能2

M_{ls3} : 耐震性能3の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント
= 49.726 (MN-m) 耐震性能3

1) 耐震性能2タイプII地震動

$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\varphi_{ls2} - \varphi_y)L_p(h - L_p / 2) = 196.26 \text{ (mm)}$$

ここに

$$\begin{aligned} \varphi_{ls2} : \text{橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率} \\ = 19.896 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

φ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \varphi_{y0} = 1.439785 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

δ_y : 橋脚の降伏変位

$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 47.99 \text{ (mm)}$$

2) 耐震性能3タイプII地震動

$$\delta_{ls3} = \delta_y + (\varphi_{ls3} - \varphi_y)L_p(h - L_p / 2) = 259.18 \text{ (mm)}$$

ここに

$$\begin{aligned} \varphi_{ls3} : \text{橋脚基部断面における耐震性能3の限界状態に相当する許容曲率} \\ = 27.729 \times 10^{-3} \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

φ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

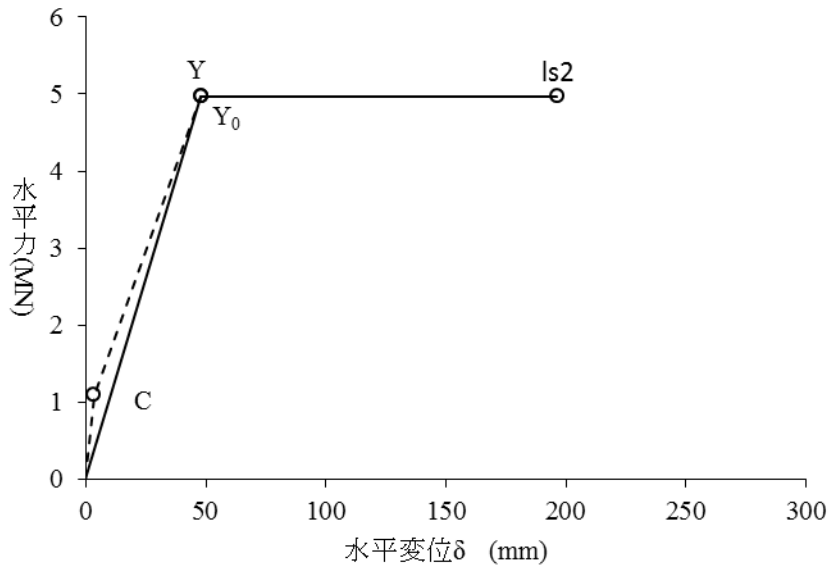
$$= \left(\frac{M_{ls3}}{M_{y0}} \right) \varphi_{y0} = 1.439864 \times 10^{-3} \text{ (1/m)}$$

δ_y : 橋脚の降伏変位

$$= \left(\frac{M_{ls3}}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 48.00 \text{ (mm)}$$

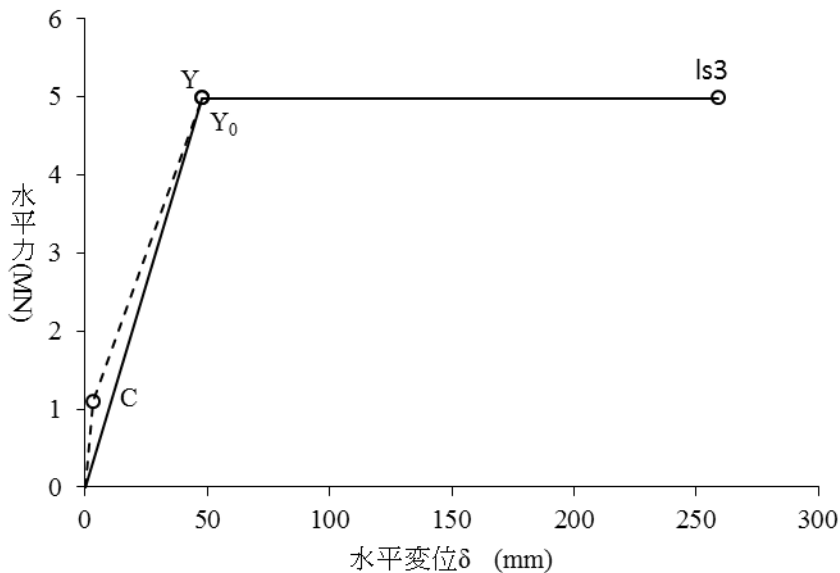
(6)水平力-水平変位の関係

1) 耐震性能2タイプII地震動



		水平力(MN)	変位(mm)
ひび割れ時	C	1.091	3.49
初降伏時	Y ₀	4.972	47.99
降伏時	Y	4.972	47.99
限界状態時	ls2	4.972	196.26

2) 耐震性能3タイプII地震動



		水平力(MN)	変位(mm)
ひび割れ時	C	1.091	3.49
初降伏時	Y ₀	4.972	47.99
降伏時	Y	4.973	47.99
限界状態時	ls3	4.973	259.18

3.1.3 せん断耐力

(1)破壊形態の判定に用いるせん断耐力

P_s : せん断耐力 (MN)	
P_{so} : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (MN)	
S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (MN)	
S_{co} : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合のコンクリートが負担するせん断耐力 (MN)	
σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度	= 21.0 (N/mm ²)
τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度	= τ_{a1} の基準値・1.5(小数点3桁目は切り捨て) = 0.330 (N/mm ²)
σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点強度	= 345.0 (N/mm ²)
h_p : 橋脚の高さ(基部から天端)	= 10000 (mm)
c_e : 有効高さdに関する補正係数	= 0.838
c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数	= 1.255
p_t : 引張主鉄筋比(図心から引張側)	= 0.592 (%)
b : 部材断面幅	= 5000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高	= 2080.0 (mm)
S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力	= 7.151 (MN)
$d / 1.15 \leq h_p \rightarrow S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-6}$	σ_{sy} の値の上限は345.0 (N/mm ²)までとする
$d / 1.15 > h_p \rightarrow S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot h_p / a \times 10^{-6}$	
A_w : 帯鉄筋の総断面積	= 1719.00 (mm ²)
a : // の部材軸方向の間隔	= 150 (mm)

1) P_{so}

$$P_{so} = S_{co} + S_s = 10.761 \text{ (MN)}$$

$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 3.610 \text{ (MN)}$$

2) ①耐震性能2タイプ I 地震動

$$P_s = S_c + S_s = 9.317 \text{ (MN)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2.166 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$c_c: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.6$$

②耐震性能2タイプII地震動

$$P_s = S_c + S_s = 10.039 \text{ (MN)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2.888 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$c_c: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

3) ①耐震性能3タイプ I 地震動

$$P_s = S_c + S_s = 9.317 \text{ (MN)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2.166 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$c_c: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.6$$

②耐震性能3タイプII地震動

$$P_s = S_c + S_s = 10.039 \text{ (MN)}$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2.888 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$c_c: \text{正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

3.1.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) ①耐震性能2タイプ I 地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 4.972 \text{ (MN)}$$

$$\mu_{a2} = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_2 \cdot \delta_y} = 3.408$$

とする。

②耐震性能2タイプII地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 4.972 \text{ (MN)}$$

$$\mu_{a2} = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_2 \cdot \delta_y} = 3.408$$

とする。

(2) ①耐震性能3タイプ I 地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 4.973 \text{ (MN)}$$

$$\mu_{a3} = \frac{\delta_{ls3}}{\alpha_3 \cdot \delta_y} = 4.500$$

とする。

②耐震性能3タイプII地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 4.973 \text{ (MN)}$$

$$\mu_{a3} = \frac{\delta_{ls3}}{\alpha_3 \cdot \delta_y} = 4.500$$

とする。

ここに、

P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μ_a : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α : 安全係数 $\alpha_2 = 1.2$ $\alpha_3 = 1.2$ (道示Vより)

※破壊形態の判定について

$P_u \leq P_s$: 曲げ破壊型

$P_s < P_u \leq P_{s0}$: 曲げ損傷からせん断破壊移行型

$P_{s0} < P_u$: せん断破壊型

※地震時保有水平耐力 P_a について

$P_a = P_u$: 曲げ破壊型

P_u : 曲げ損傷からせん断破壊移行型

P_{s0} : せん断破壊型

※鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 μ_a について

$\mu_a = 1$ (せん断破壊型, 曲げ損傷からせん断破壊移行型)

$\delta_{ls}/(\alpha \cdot \delta_y)$ (曲げ破壊型)

3.1.5 作用荷重

(1)設計水平震度

k_{hc} : 設計水平震度 ($\geq 0.4 \cdot c_z$)

c_z : 地域別補正係数 = 1.00(A地域)

1) ①耐震性能2タイプ I 地震動

$$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.539 \geq 0.4 \cdot c_z$$

ここに、

$$\begin{aligned} c_z \cdot k_{hco}: & \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 1.30 \\ c_s &: 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} &= 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu_{a2} - 1}) = 0.415 \\ \mu_{a2} &: \text{許容塑性率} &= 3.408 \end{aligned}$$

②耐震性能2タイプII地震動

$$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.610 \geq 0.4 \cdot c_z$$

ここに、

$$\begin{aligned} c_z \cdot k_{hco}: & \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 1.47 \\ c_s &: 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} &= 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu_{a2} - 1}) = 0.415 \\ \mu_{a2} &: \text{許容塑性率} &= 3.408 \end{aligned}$$

2) ①耐震性能3タイプ I 地震動

$$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.460 \geq 0.4 \cdot c_z$$

ここに、

$$\begin{aligned} c_z \cdot k_{hco}: & \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 1.30 \\ c_s &: 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} &= 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu_{a3} - 1}) = 0.354 \\ \mu_{a3} &: \text{許容塑性率} &= 4.500 \end{aligned}$$

②耐震性能3タイプII地震動

$$k_{hc} = c_s \cdot c_z \cdot k_{hco} = 0.520 \geq 0.4 \cdot c_z$$

ここに、

$$\begin{aligned} c_z \cdot k_{hco}: & \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 1.47 \\ c_s &: 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} &= 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu_{a3} - 1}) = 0.354 \\ \mu_{a3} &: \text{許容塑性率} &= 4.500 \end{aligned}$$

(2)等価重量

W: 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

W_p : 橋脚の重量 $W_p = 3.393$ (MN)

1) ①耐震性能2タイプ I 地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 8.027 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$\begin{aligned} W_u: & \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &W_u = 6.330 \text{ (MN)} \\ c_p: & \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

②耐震性能2タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 8.027 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$\begin{aligned} W_u: & \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &W_u = 6.330 \text{ (MN)} \\ c_p: & \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

2) ①耐震性能3タイプ I 地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 8.027 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 } W_u = 6.330 \text{ (MN)}$$

$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

②耐震性能3タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 8.027 \text{ (MN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 } W_u = 6.330 \text{ (MN)}$$

$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

※等価重量算出係数 c_p について

$$c_p = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

$$= 1.0 \text{ (せん断破壊型, 曲げ損傷からせん断破壊移行型)}$$

3.1.6 水平耐力の照査

(1) ①耐震性能2タイプ I 地震動

$$P_a = 4.972 > k_{hc} \times W = 4.327 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$P_a: \text{地震時保有水平耐力 (MN)}$$

$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.539$$

$$W: \text{等価重量} = 8.027 \text{ (MN)}$$

②耐震性能2タイプII地震動

$$P_a = 4.972 > k_{hc} \times W = 4.893 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$P_a: \text{地震時保有水平耐力 (MN)}$$

$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.610$$

$$W: \text{等価重量} = 8.027 \text{ (MN)}$$

(2) ①耐震性能3タイプ I 地震動

$$P_a = 4.973 > k_{hc} \times W = 3.689 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$P_a: \text{地震時保有水平耐力 (MN)}$$

$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.460$$

$$W: \text{等価重量} = 8.027 \text{ (MN)}$$

②耐震性能3タイプII地震動

$$P_a = 4.973 > k_{hc} \times W = 4.171 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$P_a: \text{地震時保有水平耐力 (MN)}$$

$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.520$$

$$W: \text{等価重量} = 8.027 \text{ (MN)}$$

3.1.7 残留変位による判定(B種橋) (※オプション)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位	=	100.00 (mm)
c_R : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので	=	0.6
r : 橋脚の降伏剛性に対する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので	=	0.0

(1) 耐震性能2タイプⅠ地震動

$\delta_R < \delta_{Ra}$ なので残留変異による照査を満足している。

$$\delta_R : \text{橋脚の残量変位} = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 49.01 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r : \text{橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left(C_z \cdot k_{hco} \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 2.702$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 47.99 \text{ (mm)}$$

(2) 耐震性能2タイプⅡ地震動

$\delta_R < \delta_{Ra}$ なので残留変異による照査を満足している。

$$\delta_R : \text{橋脚の残量変位} = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y = 66.67 \text{ (mm)}$$

$$\mu_r : \text{橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left(C_z \cdot k_{hco} \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 3.315$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = 47.99 \text{ (mm)}$$

なお耐震性能3に関しては残留変位による判定は実施しない。

課題 2、課題 3 結果比較

課題 2	
配筋図	
主鉄筋	D29@125
主鉄筋比 $p_c(\%)$	0.334
帯鉄筋・中間帯鉄筋	D13ctc150
横拘束筋の体積比 $p_s(\%)$	0.355

照査結果

地震動の種類	耐震性能2 タイプII	耐震性能3 タイプII
耐震性の判定	NG	NG
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 P_a (MN)	3.020	3.020
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 P_u (MN)	3.020	3.020
せん断耐力 P_{s0} (係数1.0) (MN)	6.594	6.594
せん断耐力 P_s (MN)	5.908	5.908
$k_{hc} \cdot W$ (MN)	6.981	5.993
設計水平震度 k_{hc}	0.870	0.747
構造物特性補正係数 c_s	0.497	0.427
許容塑性率 μ_a	2.524	3.246
$c_z \cdot k_{hco}$	1.75	1.75
等価重量 W (MN)	8.027	8.027
$P_a / k_{hc} \cdot W$	0.433	0.504
水平耐力に対する判定	$P_a < k_{hc} \cdot W$ NG	$P_a < k_{hc} \cdot W$ NG

許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	100.00	/
慣性力作用位置 h (m)	10.00	
残留変位 δ_R (mm)	263.52	
残留変位補正係数 c_R	0.6	
最大応答塑性率 μ_r	11.314	
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	
降伏変位 δ_y (mm)	42.58	
残留変位に対する判定	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ NG	

変位

降伏変位 δ_y (mm)	42.58	42.58
終局変位 δ_{ls} (mm)	128.98	165.90

課題 3	
配筋図	
主鉄筋	D38@125
主鉄筋比 ρ_l (%)	0.592
帯鉄筋・中間帯鉄筋	D19ctc150
横拘束筋の体積比 ρ_s (%)	0.803

照査結果

地震動の種類	耐震性能2 タイプII	耐震性能3 タイプII
耐震性の判定	OK	OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 P_a (MN)	4.972	4.973
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 P_u (MN)	4.972	4.973
せん断耐力 P_{s0} (係数1.0) (MN)	10.761	10.761
せん断耐力 P_s (MN)	10.039	10.039
$k_{hc} \cdot W$ (MN)	4.893	4.171
設計水平震度 k_{hc}	0.610	0.520
構造物特性補正係数 c_s	0.415	0.354
許容塑性率 μ_a	3.408	4.500
$c_z \cdot k_{hco}$	1.47	1.47
等価重量 W (MN)	8.027	8.027
$P_a / k_{hc} \cdot W$	1.016	1.192
水平耐力に対する判定	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK	$P_a > k_{hc} \cdot W$ OK

許容残留変位 δ_{Ra} (mm)	100.00	
慣性力作用位置 h (m)	10.00	
残留変位 δ_R (mm)	66.67	
残留変位補正係数 c_R	0.6	
最大応答塑性率 μ_r	3.315	
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	
降伏変位 δ_y (mm)	47.99	
残留変位に対する判定	$\delta_R > \delta_{Ra}$ OK	

変位

降伏変位 δ_y (mm)	49.72	49.73
終局変位 δ_s (mm)	196.26	259.18