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

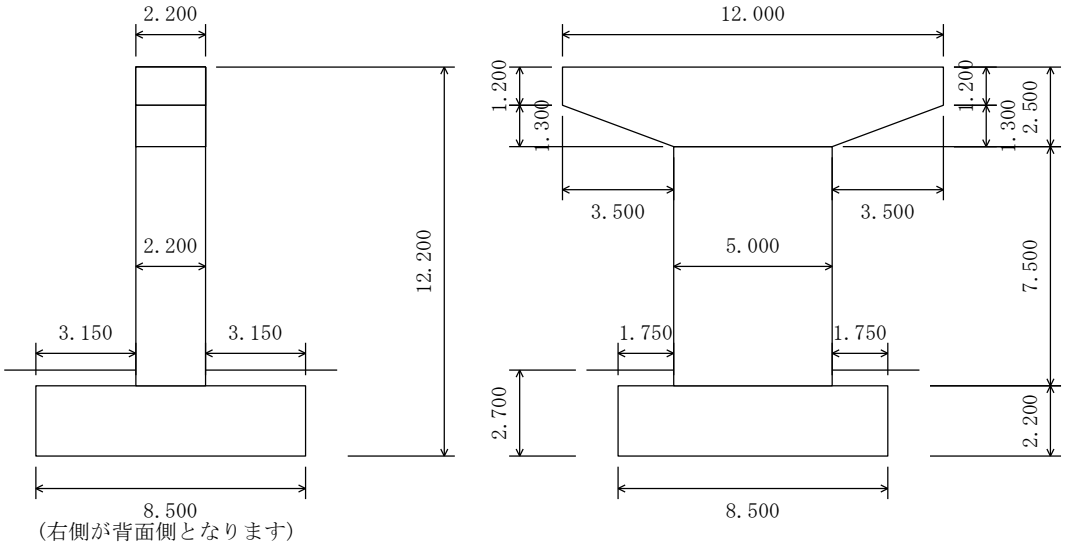
目次

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/m^3)

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 123120mm^2

(2) 帯鉄筋

1) 横拘束筋、帯鉄筋

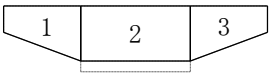
高さ間隔 s(mm)	横拘束筋の断面積 A_h(mm^2)	横拘束筋の有効長 d(mm)	帯張鉄筋の総断面積 A_w(mm^2)
150	286.5	952.0	1719.0

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・24.50 = 1.37176(MN)

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

$X_c = \Sigma(V \cdot X_g)/\Sigma V$ = 0.000(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・24.50 = 2.02125(MN)

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

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

(3) 重量合計

ΣW = 3.39301(MN)

(4) 重心位置

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

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

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 躯体	7.100 3.393	1.583 0.848	10.000 5.830	15.825 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 2080	D29 D29	39 39	25053.6 25053.6
		鉄筋量合計 ΣA_s =		50107.2

τa1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 2	左側方 右側方	D29 D29	7.5 7.5	4818.0 4818.0
		鉄筋量合計	ΣAss =	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’ 曲げモーメント M せん断力 S		MN MN-m MN	10.493 20.771 2.431
部材断面幅 B 断面高 H 有効高 d		mm mm	5000 2200 2080
圧縮縁～中立軸 x		mm	692
曲げモーメントに対する照査	圧縮応力度 σ_c 引張応力度 σ_s	N/mm^2 N/mm^2	8.15 245.36
	許容圧縮応力度σ_{ca}の基準値 許容引張応力度σ_{sa}の基準値	N/mm^2 N/mm^2	7.0 200
	許容応力度の割増し係数 α 許容圧縮応力度 σ_{ca} 許容引張応力度 σ_{sa}	－ N/mm^2 N/mm^2	1.5 10.50 300.00
	判定		$\sigma_c \leqq \sigma_{ca}$ OK $\sigma_s \leqq \sigma_{sa}$ OK
せん断力に対する照査	平均せん断応力度 τ_m＝S/(B・d)	N/mm^2	0.234
	許容せん断応力度τ_{a1}の基準値 許容せん断応力度τ_{a2}の基準値	N/mm^2 N/mm^2	0.22 1.6
	許容せん断応力度の補正係数 c_e ※ c_{pt} c_N	－ － －	0.838 1.255 1.000
	許容応力度の割増し係数 α 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	1.5 0.347 2.400
	判定		$\tau_m \leqq \tau_{a1}$ OK

※許容せん断応力度τa1 =α・ce・cpt・cN・[τa1の基準値]
　許容せん断応力度τa2 =α・[τa2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
最小鉄筋の量照査	曲げを受ける部材	ひびわれモーメント M_c 限界状態モーメント M_{ls2} 1.7M	MN-m MN-m MN-m	10.909 49.723 35.310
		判定		$M_c \leqq M_{ls2}$ OK
	軸方向力を受ける部材	A' 0.008A' 全鉄筋量ΣA_s	mm^2 mm^2 mm^2	1220116.9 9760.9 123120.0
		判定		0.008A'≦ΣA_s OK
	ひび割れ防止	mあたり500mm^2の鉄筋量 As* 全鉄筋量 ΣAs	mm^2 mm^2	7200.0 123120.0
		判定		A_s*≦ΣA_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} 限界状態モーメント M_{ls2}	MN-m MN-m	49.717 49.723
		判定		My0≦M_{ls2} OK
	軸方向力を受ける部材	部材断面積 A 0.06A 全鉄筋量 ΣA_s	mm^2 mm^2 mm^2	11000000.0 660000.0 123120.0
		判定		0.06A≧ΣA_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，

$\varepsilon'_c = \sigma'_c / E_c = 8.15/(2.35\times10^4) = 0.0003468 = 0.347\times10^{-3}$

$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = 245.36/(15 \cdot E_c) = 0.0006961 = 0.696\times10^{-3}$

より

$x = 692(mm)$

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}・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・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}・W	1.149	1.016	1.348	1.192
水平耐力に対する判定	$P_a > k_{hc}$・W OK	$P_a > k_{hc}$・W OK	$P_a > k_{hc}$・W OK	$P_a > k_{hc}$・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 μr	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

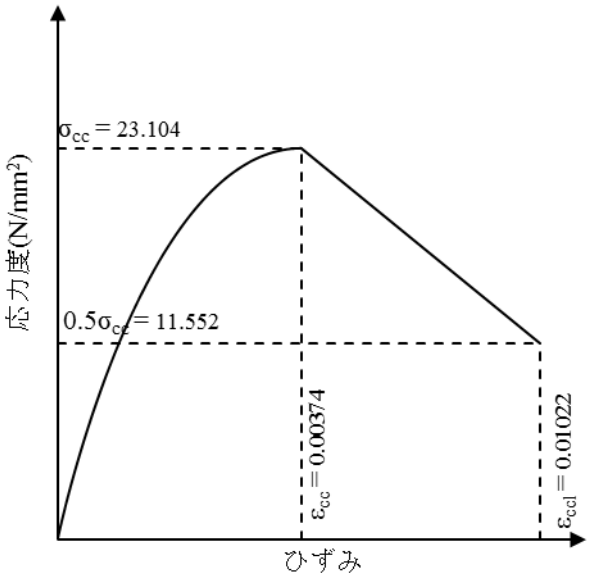
降伏変位 δ_y(mm)	49.72	49.72	49.73	49.73
限界状態時変位 δ_{ls}(mm)	196.26	196.26	259.18	259.18

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, β = 0.40 (∵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　$\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc}$　とする。



※$\rho_s = 4 \cdot A_h / (s \cdot d) \leqq 0.018$

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

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

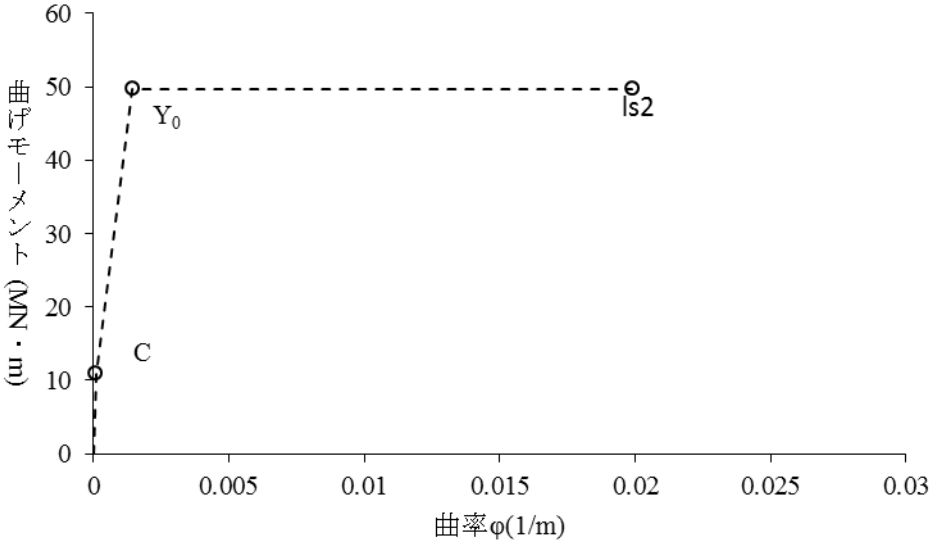
$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \cdot \alpha \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy}$

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

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

(2)柱基部の曲げモーメント～曲率関係

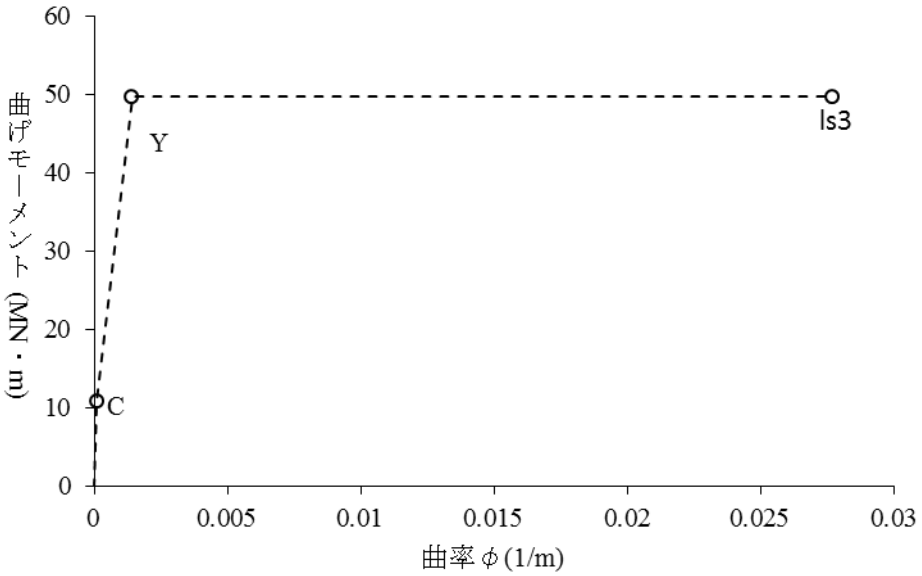
1) 耐震性能2タイプII地震動



	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 Yo	49.717	1.440×10^{-3}
限界状態時 ls2	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 Yo	49.717	1.440×10^{-3}
限界状態時 ls3	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　$P_c = M_c / h = 1.0909$ (MN)

・初降伏時水平耐力　$P_{y0} = M_{y0} / h = 4.9717$ (MN)

・終局水平耐力　$P_u = M_{ls2} / h = 4.9723$ (MN)　耐震性能2

$= M_{ls3} / h = 4.9726$ (MN)　耐震性能3

(4)ひび割れ変位、初降伏変位

$\delta_c = \int \varphi_c \cdot ydy = \Sigma(\varphi_{ci} \cdot y_i + \varphi_{ci-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2\times10^3 = 3.488$ (mm)

$\delta_{y0} = \int \varphi_{y0} \cdot ydy = \Sigma(\varphi_{y0i} \cdot y_i + \varphi_{y0i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2\times10^3 = 47.987$ (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Pc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Py0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Pc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Py0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）

$\delta_c = P_c \cdot h^3 / (3 \cdot E_c \cdot I)$

$= h^2 \cdot \varphi_c / 3$

・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.

$\delta_c = h^2 \cdot \varphi_c / 3 = 10.0^2 \cdot 0.1046\times10^{-3}/3 = 3.488\times10^{-3} = 3.488$ (mm)

$\delta_{y0} = h^2 \cdot \varphi_{y0} / 3 = 10.0^2 \cdot 1.4396\times10^{-3}/3 = 47.987\times10^{-3} = 47.987$ (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_{yo}: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 1.440×10^{-3} (1/m)

δ_{yo}: 橋脚の初降伏変位 = 47.99 (mm)

M_{yo}: 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 (mm)

ここに

φ_{ls2}：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

$=19.896\times10^{-3}$ (1/m)

φy：橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}}\right)\varphi_{yo} = 1.439785\times10^{-3} \quad (1/m)$$

δy：橋脚の降伏変位

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

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 (mm)

ここに

φ_{ls3}：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

$=27.729\times10^{-3}$ (1/m)

φy：橋脚基部断面における降伏曲率

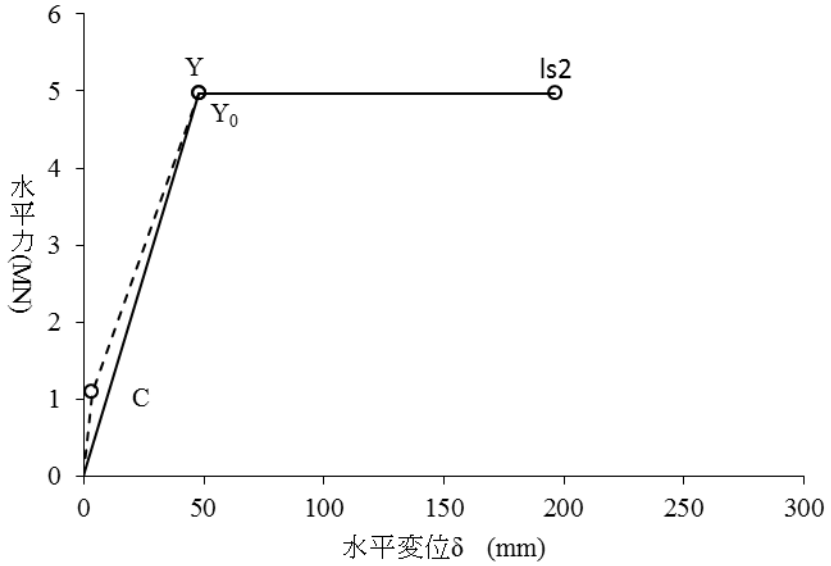
$$= \left(\frac{M_{ls3}}{M_{y0}}\right)\varphi_{yo} = 1.439864\times10^{-3} \quad (1/m)$$

δy：橋脚の降伏変位

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

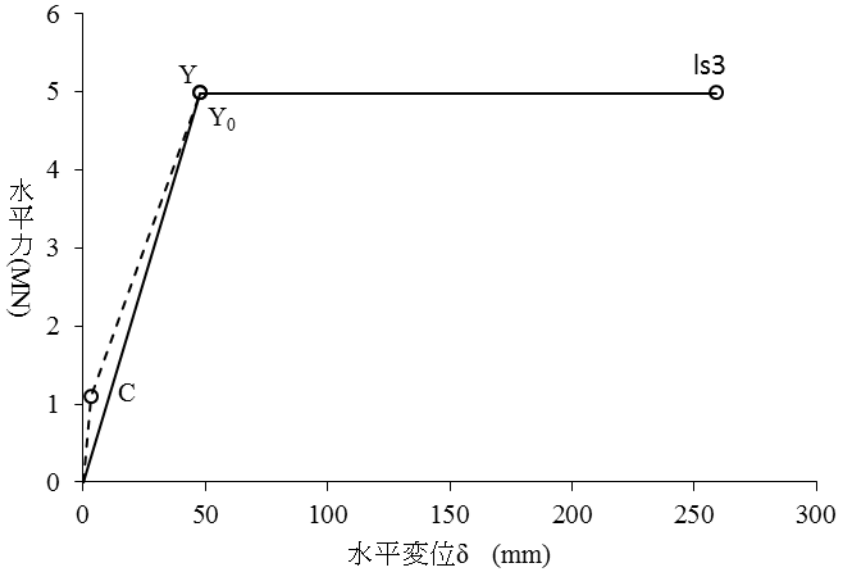
(6)水平力－水平変位の関係

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	Yo	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	Yo	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)

$d / 1.15 \leqq hp \rightarrow Ss = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-6}$ σ_{sy}の値の上限は345.0 (N/mm^2)までとする

$d / 1.15 > hp \rightarrow Ss = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot h_p / a \times 10^{-6}$

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 (MN)

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

2) ①耐震性能2タイプⅠ地震動

$P_s = S_c + S_s$ = 9.317 (MN)

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

ここに、

c_c: 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 (MN)

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

ここに、

c_c: 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 (MN)

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

ここに、

c_c: 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 (MN)

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

ここに、

c_c: 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

$P_u \leqq P_s$　より　　曲げ破壊型　となる。よって、

$P_a = P_u =$　　4.972 (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

$P_u \leqq P_s$　より　　曲げ破壊型　となる。よって、

$P_a = P_u =$　　4.972 (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

$P_u \leqq P_s$　より　　曲げ破壊型　となる。よって、

$P_a = P_u =$　　4.973 (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

$P_u \leqq P_s$　より　　曲げ破壊型　となる。よって、

$P_a = P_u =$　　4.973 (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　α_2 = 1.2　α_3 = 1.2(道示Vより)

※破壊形態の判定について

$P_u \leqq P_s$　：曲げ破壊型

$P_s < P_u \leqq P_{s0}$　：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Pa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

μ_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（≧0.4・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

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

ここに、

$c_z \cdot k_{hco}$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値 = 1.30

c_s : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 $= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_{a2} - 1)}) = 0.415$

μ_{a2} : 許容塑性率 = 3.408

②耐震性能2タイプII地震動

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

ここに、

$c_z \cdot k_{hco}$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値 = 1.47

c_s : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 $= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_{a2} - 1)}) = 0.415$

μ_{a2} : 許容塑性率 = 3.408

2) ①耐震性能3タイプⅠ地震動

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

ここに、

$c_z \cdot k_{hco}$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値 = 1.30

c_s : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 $= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_{a3} - 1)}) = 0.354$

μ_{a3} : 許容塑性率 = 4.500

②耐震性能3タイプII地震動

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

ここに、

$c_z \cdot k_{hco}$: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値 = 1.47

c_s : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 $= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_{a3} - 1)}) = 0.354$

μ_{a3} : 許容塑性率 = 4.500

(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 (MN)

ここに、

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

c_p: 等価重量算出係数 = 0.5(曲げ破壊型)

②耐震性能2タイプII地震動

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

ここに、

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

c_p: 等価重量算出係数 = 0.5(曲げ破壊型)

2) ①耐震性能3タイプⅠ地震動

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

ここに、

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

c_p: 等価重量算出係数 = 0.5(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 (MN)

ここに、

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

c_p: 等価重量算出係数 = 0.5(曲げ破壊型)

※等価重量算出係数cpについて c_p = 0.5(曲げ破壊型) = 1.0(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 なので、耐力は満足している。

ここに、

P_a ： 地震時保有水平耐力 (MN)

k_{hc} ： 設計水平震度 = 0.539

W ： 等価重量 = 8.027 (MN)

②耐震性能2タイプII地震動

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

ここに、

P_a ： 地震時保有水平耐力 (MN)

k_{hc} ： 設計水平震度 = 0.610

W ： 等価重量 = 8.027 (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 なので、耐力は満足している。

ここに、

P_a ： 地震時保有水平耐力 (MN)

k_{hc} ： 設計水平震度 = 0.460

W ： 等価重量 = 8.027 (MN)

②耐震性能3タイプII地震動

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

ここに、

P_a ： 地震時保有水平耐力 (MN)

k_{hc} ： 設計水平震度 = 0.520

W ： 等価重量 = 8.027 (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。

δ_R：橋脚の残量変位 $= C_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y$ ＝49.01 (mm)

μ_r：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

δ_y：橋脚の降伏変位 ＝47.99 (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。

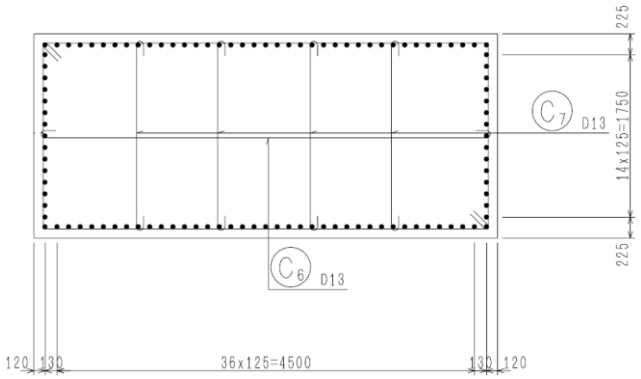
δ_R：橋脚の残量変位 $= C_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y$ ＝66.67 (mm)

μ_r：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

δ_y：橋脚の降伏変位 ＝47.99 (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_t(%)	0.334
帯鉄筋・中間帯鉄筋	D13ctc150
横拘束筋の体積比ρs(%)	0.355

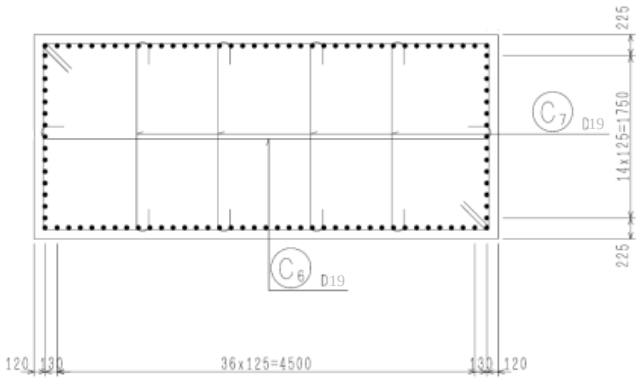
照査結果

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}・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・k_{hco}	1.75	1.75
等価重量 W (MN)	8.027	8.027
P_a / k_{hc}・W	0.433	0.504
水平耐力に対する判定	$P_a < k_{hc}$・W NG	$P_a < k_{hc}$・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 μr	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	$\delta_R \leqq \delta_{Ra}$ 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p_t(%)	0.592
帯鉄筋・中間帯鉄筋	D19ctc150
横拘束筋の体積比ρs(%)	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}・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・k_{hco}	1.47	1.47
等価重量 W (MN)	8.027	8.027
P_a / k_{hc}・W	1.016	1.192
水平耐力に対する判定	$P_a > k_{hc}$・W OK	$P_a > k_{hc}$・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 μr	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_{ls}(mm)	196.26	259.18