

参考資料

目次

1. 鉄筋コンクリート製橋脚の耐震補強の考え方	1
(1) 平成7年兵庫県南部地震による被災の特徴	1
(2) 鉄筋コンクリート製橋脚の耐震補強の考え方	1
2. 既往の地震による被害事例	2
3. 一般的な橋梁における従来工法と緊急対策工法の比較事例	4
4. 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部における繊維材巻立て工法の設計計算例	5
(1) 設計条件	5
1) 上部構造	5
2) 下部構造	5
3) 鉛直荷重および橋脚が支持する上部構造部分の重量	5
4) 重要度の区分および地域区分	5
5) 地盤条件	5
6) 橋脚の断面構成	7
(2) 橋脚の照査	8
1) 橋脚の損傷断面の判定	9
2) 段落し部の曲げ耐力照査	10
3) 段落し部のせん断耐力照査	12
4) 照査結果のまとめ	16
(3) 炭素繊維材シートによる補強計算	17
1) 曲げ補強	17
2) せん断補強	20
参考資料 1 基礎の影響を考慮した減衰定数に基づく補正係数	23
参考資料 2 ディープビームの効果を考慮したせん断耐力の計算方法	24

1. 鉄筋コンクリート製橋脚の耐震補強の考え方

(1) 平成7年兵庫県南部地震による被災の特徴

- ①昭和55年道路橋示方書より古い基準を適用した鉄筋コンクリート製橋脚の段落し部における曲げせん断破壊により、橋脚の倒壊に至る甚大な被害が発生した。
- ②昭和55年道路橋示方書より古い基準を適用した鉄筋コンクリート製橋脚においても、橋脚基部の損傷では、橋脚の倒壊に至る甚大な被害は発生しなかった。
- ③昭和55年道路橋示方書以降の基準を適用した橋脚においては、甚大な損傷は発生しなかった。

(2) 鉄筋コンクリート製橋脚の耐震補強の考え方

上記(1)を踏まえ、昭和55年道路橋示方書より古い基準を適用した鉄筋コンクリート製橋脚について、段落し部に対する補強を優先的、限定的に実施し、落橋等の甚大な被害を防止し、緊急輸送道路としての機能を確保する。



写真. 兵庫県南部地震における単柱橋脚段落し部の破壊

2. 既往の地震による被害事例

被害事例 1 昭和 55 年道路橋示方書よりも古い基準を適用した鉄筋コンクリート製単柱橋脚の甚大な被害例（兵庫県南部地震）



被害事例 2 昭和 55 年道路橋示方書よりも古い基準を適用した鋼製単柱橋脚の甚大な被害例（兵庫県南部地震）



被害事例 3 昭和 55 年道路橋示方書よりも古い基準を適用した鉄筋コンクリート製単柱橋脚以外（壁式橋脚・ラーメン橋脚）の甚大な被害例（兵庫県南部地震）



甚大な被害を受けたのはいずれも
連続橋の固定橋脚

被害事例 4 単純桁橋・ゲルバー桁橋の甚大な被害例



写真. 単純桁形式の高架橋の落橋(兵庫県南部地震)



写真. ゲルバー桁橋の落橋(宮城県沖地震)

被害事例 5 流動化等の影響による甚大な被害例および斜橋・曲線橋の甚大な被害例



写真. 液状化・流動化による落橋(新潟地震)



写真. 流動化による橋脚基礎の変位(兵庫県南部地震)



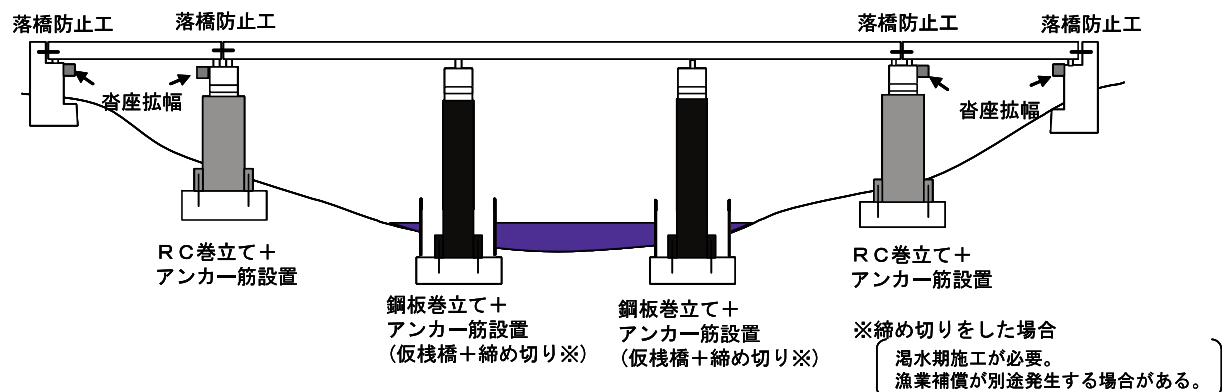
写真. 斜橋の落橋(兵庫県南部地震)



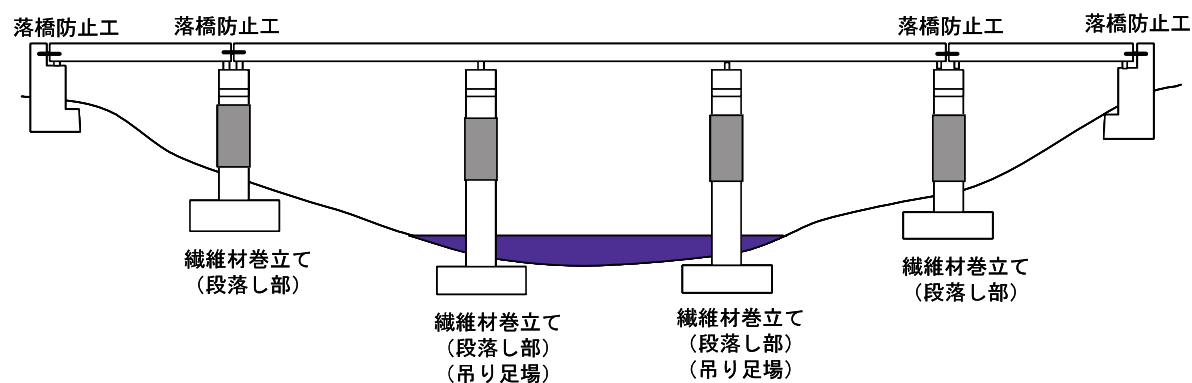
写真. 曲線橋の落橋(兵庫県南部地震)

3. 一般的な橋梁における従来工法と緊急対策工法の比較事例

従来工法：概算事業費 約140百万円※



緊急対策工法：概算事業費 約60百万円



橋脚の耐震補強工法の比較事例

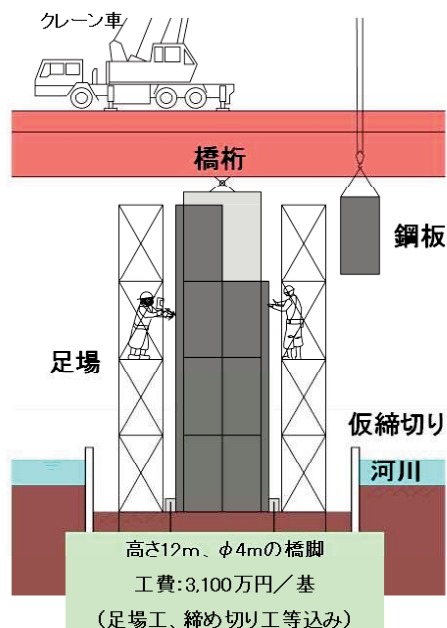


図. 鋼板巻立て工法

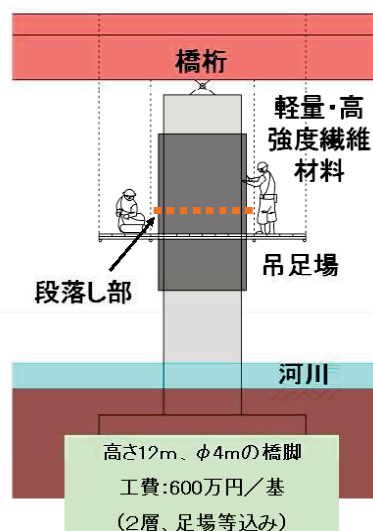


図. 軽量・高強度の繊維材巻立て工法

4. 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部における繊維材巻立て工法の設計計算例

(1) 設計条件

本設計計算例で対象とする鉄筋コンクリート橋脚（P2 橋脚）の設計条件は、以下に示すとおりである。

1) 上部構造（図-1 参照）

形 式：3 径間連続鋼鈑げた橋

支 間 長：25.0m+25.0m+15.0m

幅 員：全幅員 8.70m

支 持 条 件：固定，可動

支承の種類：密閉ゴム支承板支承

2) 下部構造（図-2 参照）

橋 脚：張出し式コンクリート製単柱橋脚（小判型断面）

基 礎：杭基礎（鉄筋コンクリート場所打ち杭）

使用材料

コンクリート： $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$

鉄 筋：SD295

設計水平震度： $k_h=0.20$ （当初設計）

3) 鉛直荷重および橋脚が支持する上部構造部分の重量

上部構造からの死荷重： $R_D=3100\text{kN}$

上部構造部分の重量

橋軸方向： $W_u=6850\text{kN}$

橋軸直角方向： $W_u=3100\text{kN}$

橋脚躯体の重量： $W_p=2590\text{kN}$

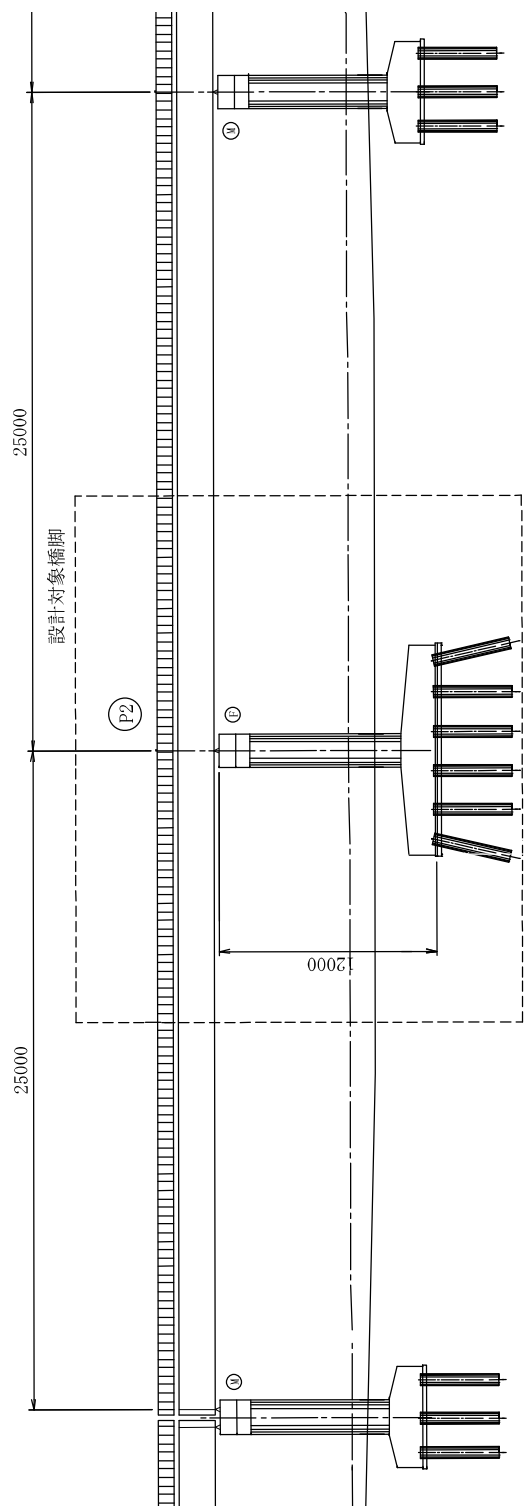
4) 重要度の区分および地域区分

重要度の区分：B 種の橋

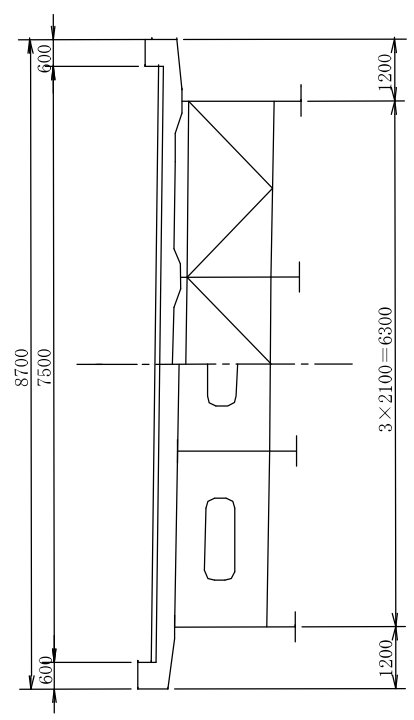
地 域 区 分：A 地域

5) 地盤条件

耐震設計上の地盤種別：II 種地盤



(a) 側面図



(b) 上部構造断面図

図-1 設計対象橋梁

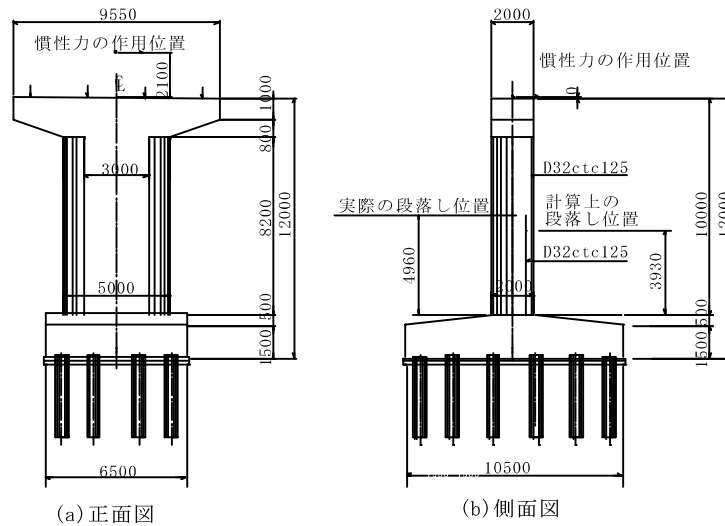


図-2 設計対象橋脚

6) 橋脚の断面構成

段落し高さ：橋脚基部から 3.930m（計算上の段落し位置）

主 鉄 筋：（段落し部） D32ctc125-1 段

（基部） D32ctc125-2 段

帯 鉄 筋：表-1，図-3 参照

表-1 帯鉄筋の構成

(a) 橋軸方向

範囲 (m)	ピッチ (mm)	帯鉄筋 A_w	横拘束筋 A_h	有効長 (m)
3.930～8.200	300	D16×2	D16×1	4.800
0.000～3.930	300	D16×4	D16×2	4.700

(b) 橋軸直角方向

範囲 (m)	ピッチ (mm)	帯鉄筋 A_w	横拘束筋 A_h	有効長 (m)
3.930～8.200	300	D16×2	D16×1	1.800
0.000～3.930	300	D16×4	D16×2	1.700

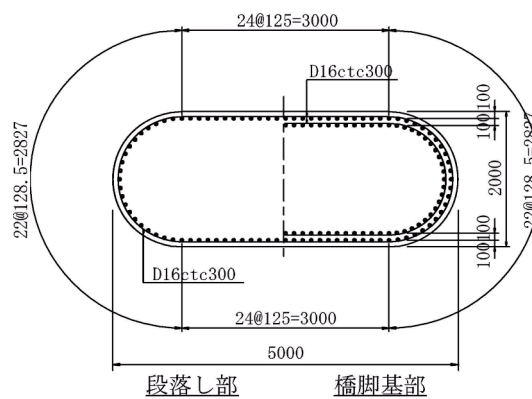
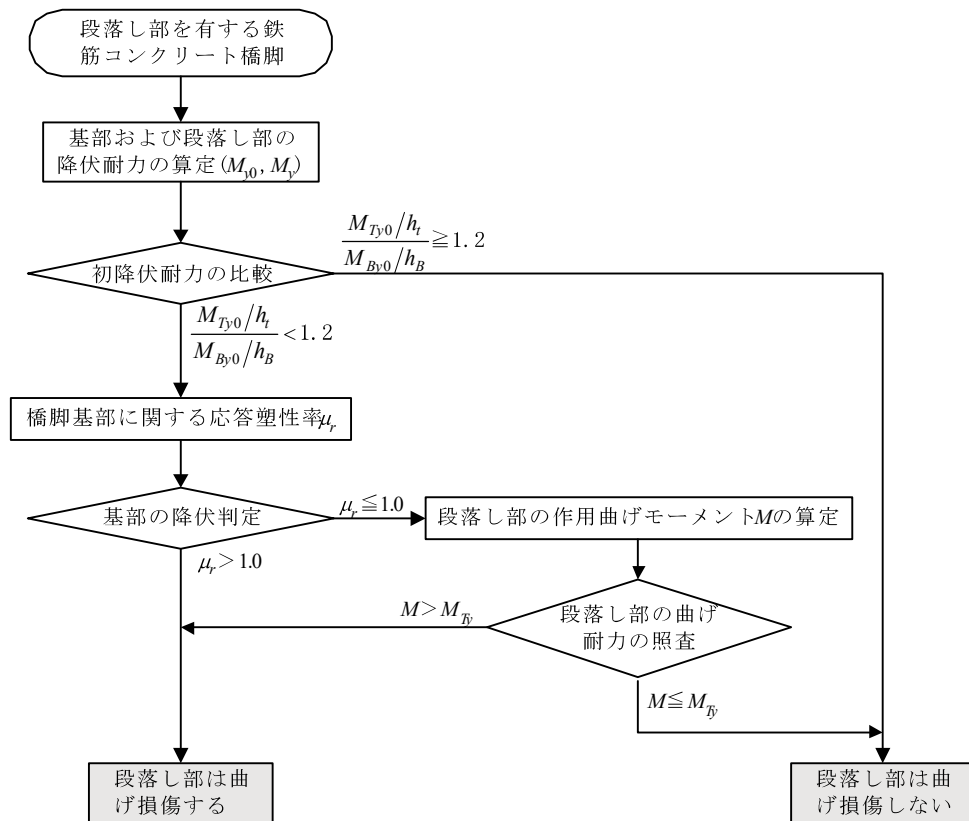


図-3 設計対象橋脚配筋図

(2) 橋脚の照査

鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の補強設計では、まず、段落し位置と橋脚基部の初降伏耐力を比較して、損傷断面の判定を行う。損傷断面が段落し部と判定されたケースでは、レベル2地震動により橋脚基部に曲げ損傷が生じる場合、段落し部の損傷が先行して生じると考えられる。損傷断面が段落し部と判定されたケースでも、断面寸法が大きく耐力に余裕があり、橋脚基部がレベル2地震動に対し降伏しない橋脚では、段落し部の断面力が曲げ耐力を下回り損傷が生じない場合がある。そこで、このような橋脚では、段落し部の断面力と曲げ耐力を比較して段落し部の損傷判定を行う必要がある。段落し部の損傷判定の流れを図-4に示す。

なお、段落し部において、軸方向鉄筋が2段から1段に変化する等、せん断補強筋が低減される場合は、段落し部のせん断耐力も照査することが必要である。



ここに、

M_{Ty0} : 橋脚躯体の段落し位置における初降伏曲げモーメント(kN・m)

h_t : 橋脚躯体の段落し位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

M_{By0} : 橋脚躯体基部における初降伏曲げモーメント(kN・m)

h_B : 橋脚躯体基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

図-4 段落し部の損傷判定の流れ

1) 橋脚の損傷断面の判定

対象橋脚は、図-2 に示すように橋脚基部より 4.960m において軸方向鉄筋の段落しが行われている。損傷断面の判定に用いる計算上の段落し位置は、実際の段落し位置から「道路橋示方書Ⅳ下部構造編 7.8 鉄筋の継ぎ手」に規定される鉄筋の重ね継手長 ℓ_a に相当する長さだけ下げた位置とする。重ね継手長は以下により 1.030m であるため、計算上の段落し位置は橋脚基部より 3.930m となる。

$$\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi = \frac{180}{4 \times 1.4}\phi = 32.143\phi = 32.143 \times 31.8 = 1022\text{mm} \rightarrow 1.030\text{m}$$

ここに、

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度(N/mm²)で、コンクリートの設計基準強度が 21N/mm²であることから 1.4N/mm²

ϕ : 鉄筋の直径(mm)

橋脚基部と段落し位置の曲げ初降伏耐力を、「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 10.3 水平耐力及び水平変位の算出」に基づいて算出し、損傷断面の判定を行うと以下のとおりとなる。

a) 橋軸方向

段落し位置 $M_{Ty0} = 19489\text{kN}\cdot\text{m}$

$h_t = 6.070\text{m}$

橋脚基部 $M_{By0} = 32560\text{kN}\cdot\text{m}$

$h_B = 10.000\text{m}$

$$\frac{M_{Ty0}/h_t}{M_{By0}/h_B} = 0.99 < 1.2 \quad \text{軸方向鉄筋段落とし部損傷}$$

ここに、

M_{Ty0} : 橋脚躯体の段落し位置における初降伏曲げモーメント(kN・m)

h_t : 橋脚躯体の段落し位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

M_{By0} : 橋脚躯体基部における初降伏曲げモーメント(kN・m)

h_B : 橋脚躯体基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

b) 橋軸直角方向

段落し位置 $M_{Ty0} = 37480\text{kN}\cdot\text{m}$

$h_t = 8.170\text{m}$

橋脚基部 $M_{By0} = 62459\text{kN}\cdot\text{m}$

$h_B = 12.100\text{m}$

$$\frac{M_{Ty0}/h_t}{M_{By0}/h_B} = 0.89 < 1.2 \quad \text{軸方向鉄筋段落し部損傷}$$

ここに、

M_{Ty0} : 橋脚躯体の段落し位置における初降伏曲げモーメント(kN・m)

h_t : 橋脚躯体の段落し位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

M_{By0} : 橋脚躯体基部における初降伏曲げモーメント(kN・m)

h_B : 橋脚躯体基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)

以上より、橋軸方向、橋軸直角方向ともに段落し部で損傷が先行すると判定される。

2) 段落し部の曲げ耐力照査

本橋脚では、段落し部で損傷が先行すると判定されたため、レベル2地震動により橋脚基部が降伏するか否かを判定し、段落し部に損傷が生じるかどうかを検討する。

橋脚基部の降伏判定と、段落し部に作用する断面力の算出に当っては、**参考資料1**に示す基礎の影響を考慮した減衰定数により設計水平震度を補正することとする。**表-2**に基礎の影響による減衰定数に基づく補正係数計算結果を示す。

表-2 基礎の影響を考慮した減衰定数に基づく補正係数

		P2橋脚	
		橋軸方向	橋軸直角方向
橋脚	橋脚形式	単柱橋脚（小判型断面）	
	橋脚の剛性を表すばね定数 K_p (kN/m)	92581	264842
基礎	基礎形式	杭基礎	
	基礎の剛性を表すバネ定数 K_F (kN/m)	411046	125212
下部構造 の 減衰特性	下部構造の剛性比 K_p/K_F	0.225	2.115
	橋脚の減衰定数 h_p 5%	0.050	0.050
	基礎の減衰定数 h_F 20%	0.200	0.200
	下部構造の減衰定数 h	0.078	0.152
	減衰定数に基づく補正係数 c_E	1.00	0.70

a) 橋軸方向

段落し部が損傷しないと仮定し、レベル2地震動における橋脚基部に関する応答塑性率を算出する。計算は設計水平震度が大きいタイプII地震動に対して行い、タイプI地震動の計算は省略する。下記に示すように応答塑性率 $\mu_r=6.91>1.0$ となり、橋脚基部が降伏すると判断される。このため、橋軸方向には段落し部の損傷が橋脚基部の降伏に先行して生じると考えられる。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_E c_z k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{1.0 \times 1.0 \times 1.75 \times 8145}{3981} \right)^2 + 1 \right\} = 6.91$$

ここに、

c_E : **表-2**に示す減衰定数に基づく補正係数で、1.0（**参考資料1**）

c_z : 地域別補正係数で、地域区分はAより1.0（**道路橋示方書V耐震設計編4.4地域別補正係数**）

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値（**道路橋示方書V耐震設計編6.4.3設計水平震度**）で、震度の大きいタイプII地震動の値1.75

W : 等価重量(kN)で、以下の式で求める（**道路橋示方書V耐震設計編6.4.6鉄筋コンクリート橋脚の照査**）

$$W = W_U + c_P W_P = 6850 + 0.5 \times 2590 = 8145 \text{ kN}$$

W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 (kN)

c_P : 等価重量算出係数で、曲げ破壊型より 0.5 (道路橋示方書 V 耐震設計編 6.4.6 鉄筋コンクリート橋脚の照査)

W_P : 橋脚躯体の重量 (kN)

P_a : 橋脚基部の地震時保有水平耐力 (kN) (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.2 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)

b) 橋軸直角方向

段落し部が損傷しないと仮定し、レベル 2 地震動における橋脚基部に関する応答塑性率を算出する。計算は設計水平震度が大きいタイプ II 地震動に対して行い、タイプ I 地震動の計算は省略する。下記に示すように応答塑性率 $\mu_r = 0.73 \leq 1.0$ となり、橋脚基部は降伏しない。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_E c_z k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{0.7 \times 1.0 \times 1.75 \times 4395}{7958} \right)^2 + 1 \right\} = 0.73$$

ここに、

c_E : 表-2に示す減衰定数に基づく補正係数で、0.7 (参考資料 1)

c_z : 地域別補正係数で、地域区分は A より 1.0 (道路橋示方書 V 耐震設計編 4.4 地域別補正係数)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (道路橋示方書 V 耐震設計編 6.4.3 設計水平震度) で、震度の大きいタイプ II 地震動の値 1.75

W : 等価重量 (kN) で、以下の式で求める (道路橋示方書 V 耐震設計編 6.4.6 鉄筋コンクリート橋脚の照査)

$$W = W_U + c_P W_P = 3100 + 0.5 \times 2590 = 4395 \text{ kN}$$

W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 (kN)

c_P : 等価重量算出係数で、曲げ破壊型より 0.5 (道路橋示方書 V 耐震設計編 6.4.6 鉄筋コンクリート橋脚の照査)

W_P : 橋脚躯体の重量 (kN)

P_a : 橋脚基部の地震時保有水平耐力 (kN) (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.2 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)

橋脚基部は、レベル 2 地震動により降伏しないため、段落し部の耐力照査を行う。計算は設計水平震度が大きいタイプ II 地震動に対して行い、タイプ I 地震動の計算は省略する。下記に示すように段落し部に生じる曲げモーメントは、降伏曲げモーメントを下回るため、段落し部は損傷しないと判定される。

$$c_E c_z k_{hc0} W h_t = 0.70 \times 1.0 \times 1.75 \times 3955 \times 8.170 = 39583 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_{Ty} = 55206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ここに、

c_E : 表-2に示す減衰定数に基づく補正係数で、0.7 (参考資料 1)

- c_z : 地域別補正係数で、地域区分はAより1.0（道路橋示方書V耐震設計編4.4地域別補正係数）
- k_{hc0} : 設計水平震度の標準値（道路橋示方書V耐震設計編6.4.3設計水平震度）で、震度の大きいタイプⅡ地震動の値1.75
- W : 等価重量(kN)で、以下の式で求める（道路橋示方書V耐震設計編6.4.6鉄筋コンクリート橋脚の照査）
- $$W = W_U + c_P W_P' = 3100 + 0.5 \times 1710 = 3955 \text{ kN}$$
- W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)
- c_P : 等価重量算出係数で、曲げ破壊型より0.5（道路橋示方書V耐震設計編6.4.6鉄筋コンクリート橋脚の照査）
- W_P' : 計算上の段落し位置より上にある下部構造の重量(kN)
- h_t : 橋脚躯体の段落し位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ(m)
- M_{Ty} : 「道路橋示方書V耐震設計編10.3水平耐力及び水平変位の算出」に基づいて算出した計算上の段落し位置における降伏曲げモーメント (kN・m)

3) 段落し部のせん断耐力照査

本橋脚では、表-1 に示すように段落し部においてせん断補強筋の本数が半分に低減されているため、段落し部のせん断耐力の照査を行う。

a) 橋軸方向

橋軸方向の照査に用いる作用せん断力は、橋脚基部がレベル2地震動で降伏するため橋脚基部の耐力を超える力は橋脚に加わらないことから、橋脚基部の終局水平耐力を用いる。

i) タイプⅠ地震動

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d$$

$$= 0.6 \times 0.865 \times 1.224 \times 0.33 \times 4571 \times 1900 = 1821 \text{ kN}$$

ここに、

- c_c : 正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で、タイプⅠ地震動であることから0.6（道路橋示方書V耐震設計編10.5せん断耐力）
- c_e : 橋脚断面の有効高に関する補正係数（道路橋示方書V耐震設計編10.5せん断耐力）
- c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数（道路橋示方書V耐震設計編10.5せん断耐力）
- τ_c : 平均せん断応力度（道路橋示方書V耐震設計編10.5せん断耐力）で、橋脚コンクリートの設計基準強度が 21 N/mm^2 であることから 0.33 N/mm^2
- b : 橋脚断面の幅(mm) で、面積等価な矩形断面の幅
- d : 橋脚断面の有効高さ(mm)

帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} = \frac{397.2 \times 295 \times 1900 \times 1.0}{1.15 \times 300} = 645 \text{ kN}$$

ここに,

A_w : 帯鉄筋の総断面積(mm²)

$$A_w = D16 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$$

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点 (N/mm²)

d : 橋脚断面の有効高さ(mm)

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度 (°)

a : 帯鉄筋の間隔(mm)

せん断耐力 P_s

$$P_s = S_c + S_s = 1821 + 645 = 2466 \text{ kN} < P_u = 3974 \text{ kN}$$

ここに,

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

P_u : 「道路橋示方書 V 耐震設計編 10.3 水平耐力及び水平変位の算出」に基づいて算出した橋脚基部の終局水平耐力 (kN) で, 段落し部の作用せん断力と同じ

以上より, 段落し部ではタイプ I 地震動に対してせん断耐力が不足する.

ii) タイプ II 地震動

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d$$

$$= 0.8 \times 0.865 \times 1.224 \times 0.33 \times 4571 \times 1900 = 2428 \text{ kN}$$

ここに,

c_c : 正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で, タイプ II 地震動であることから 0.8 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

c_e : 橋脚断面の有効高に関する補正係数 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

τ_c : 平均せん断応力度 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力) で, 橋脚コンクリートの設計基準強度が 21 N/mm² であることから 0.33 N/mm²

b : 橋脚断面の幅(mm) で, 面積等価な矩形断面の幅

d : 橋脚断面の有効高さ(mm)

帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s

タイプ I 地震動で算出した値と同じ.

せん断耐力 P_s

$$P_s = S_c + S_s = 2428 + 645 = 3073 \text{ kN} < P_u = 3981 \text{ kN}$$

ここに,

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

P_u : 「道路橋示方書 V 耐震設計編 10.3 水平耐力及び水平変位の算出」に基づいて算出した橋脚基部の終局水平耐力 (kN) で, 段落し部の作用せん断力と同じ

以上より、段落し部ではタイプⅡ地震動に対してもせん断耐力が不足する。

iii)段落し部の橋軸方向せん断耐力照査結果

橋軸方向の段落し部ではタイプⅠおよびタイプⅡ地震動ともにせん断耐力が不足する。

b)橋軸直角方向

橋軸直角方向の照査に用いる作用せん断力は、橋脚基部がレベル2地震動で降伏しないため、段落し部より上の部分に作用する慣性力の合計を用いる。計算は設計水平震度が大きいタイプⅡ地震動に対して行い、タイプⅠ地震動の計算は省略する。設計水平震度の算定においては、曲げ耐力照査より段落し部が曲げ損傷しないことから、コンクリートが負担するせん断耐力の算定において正負交番繰返し作用の影響を考慮しない。

また、本橋脚は橋軸直角方向に対してはレベル2地震動により降伏しないこと、せん断スパン比が比較的小さいことから、参考資料2に示すディープビームの効果を考慮したせん断耐力による評価を行う。

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d \\ = 1.0 \times 0.622 \times 1.268 \times 0.33 \times 2000 \times 4596 = 2392 \text{ kN}$$

ここに、

c_c : 正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で、段落し部は曲げ降伏しないことから正負交番繰返しの影響がないとして 1.0 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

c_e : 橋脚断面の有効高に関する補正係数 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

τ_c : 平均せん断応力度 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力) で、橋脚コンクリートの設計基準強度が 21 N/mm^2 であることから 0.33 N/mm^2

b : 橋脚断面の幅 (mm)

d : 橋脚断面の有効高さ (mm) で、面積等価な矩形断面の圧縮縁から引張鉄筋の重心位置までの距離

せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 c_{dc} (参考資料2)

$$a/d = 4270/4596 = 0.93$$

$$c_{dc} = 4.34$$

ここに、

a : せん断スパン (mm) で、段落し位置から横梁下端までの高さ (図-5)

d : 橋脚断面の有効高さ (mm) で、面積等価な矩形断面の圧縮縁から引張鉄筋の重心位置までの距離

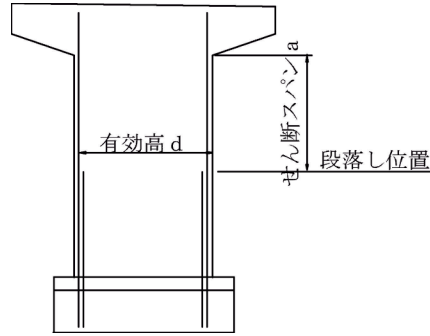


図-5 せん断スパンの考え方

帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} = \frac{397.2 \times 295 \times 4596 \times 1.0}{1.15 \times 300} = 1561 \text{ kN}$$

ここに,

A_w : 帯鉄筋の総断面積(mm^2)

$$A_w = D16 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$$

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

d : 橋脚断面の有効高さ(mm) で、面積等価な矩形断面の圧縮縁から引張鉄筋の重心位置までの距離

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度 ($^\circ$)

a : 帯鉄筋の間隔(mm)

せん断スパン比による帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減係数 c_{ds} (参考資料 2)

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d) = \frac{1}{2.5} \times 0.93 = 0.372$$

ここに,

a : せん断スパン(mm)で、段落し位置から横梁下端までの高さ (図-5)

d : 橋脚断面の有効高さ(mm) で、面積等価な矩形断面の圧縮縁から引張鉄筋の重心位置までの距離

せん断耐力 P_{s0}

$$P_{s0} = c_{dc} S_c + c_{ds} S_s = 4.34 \times 2392 + 0.372 \times 1561 = 10962 \text{ kN}$$

ここに,

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 (参考資料 2)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

c_{ds} : せん断スパン比による帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減係数 (参考資料 2)

S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

段落し位置での作用せん断力は以下により求める.

$$c_{ECz} k_{hc0} W = 0.70 \times 1.0 \times 1.75 \times 4810 = 5892 \text{ kN} < P_{s0} = 10962 \text{ kN}$$

ここに、

c_E : 表-2に示す減衰定数に基づく補正係数で、0.7 (参考資料 1)

c_z : 地域別補正係数で、地域区分はAより1.0 (道路橋示方書V耐震設計編4.4地域別補正係数)

k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 (道路橋示方書V耐震設計編6.4.3設計水平震度) で、ここでは震度の大きいタイプⅡ地震動の値1.75

W : 等価重量(kN)で、以下の式で求める (道路橋示方書V耐震設計編6.4.6鉄筋コンクリート橋脚の照査)

$$W = W_U + c_P W_P' = 3100 + 1.0 \times 1710 = 4810 \text{ kN}$$

W_U : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量(kN)

c_P : 等価重量算出係数で、せん断力に対する照査を行うため1.0 (道路橋示方書V耐震設計編6.4.6鉄筋コンクリート橋脚の照査)

W_P' : 計算上の段落し位置より上にある下部構造の重量(kN)

以上より、橋軸直角方向の段落し部においては、ディープビームの効果を考慮することで、作用せん断力はせん断耐力を下回り、せん断破壊は生じないと判断される。

4) 照査結果のまとめ

レベル2地震動に対する段落し部の照査結果を以下に示す。

a) 橋軸方向

タイプⅠ及びタイプⅡ地震動に対して、段落し部においては、曲げ損傷が生ずると共にせん断耐力が不足すると判断されることから、曲げと共にせん断に対する補強検討が必要である。

曲げ照査 : 作用モーメント $\geq$ 降伏曲げモーメントより、損傷する (NO)

せん断照査 : 基部の終局耐力 $>$ 段落し部のせん断耐力より、損傷する (NO)

b) 橋軸直角方向

タイプⅠ及びタイプⅡ地震動に対して、段落し部においては、曲げ降伏は生じないと共にせん断照査も満足する。このため、補強検討の必要はない。

曲げ照査 : 作用モーメント $\leq$ 降伏曲げモーメントより、損傷しない (OK)

せん断照査 : 作用せん断力 $\leq$ せん断耐力より、損傷しない (OK)

(3) 炭素繊維材シートによる補強計算

橋脚の照査結果より、段落し部は橋軸方向の地震力に対し曲げ耐力およびせん断耐力が不足することから、炭素繊維材シート巻立てによる曲げおよびせん断耐力補強を検討する。

1) 曲げ補強

段落し部の橋軸方向の曲げ耐力に対する補強に必要な炭素繊維材シートの巻立て量を以下により算定する。

a) 炭素繊維材シートの必要巻立て断面積

$$A_F = 1000 \Delta M / \left(\frac{7}{8} \sigma_{Fb} d \right) = 1000 \times 4228 / \left(\frac{7}{8} \times 2300 \times 2.000 \right) = 1050 \text{ mm}^2$$

ここに、

A_F : 必要となる繊維材シートの巻立て断面積 (mm^2)

ΔM : 段落し位置の不足モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) で、以下により求める。

$$\Delta M = 1.2 \times M_{By0} \frac{h_t}{h_B} - M_{Ty0} = 1.2 \times 32560 \times \frac{6.070}{10.000} - 19489 = 4228 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M_{By0} : 橋脚躯体基部における初降伏曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

M_{Ty0} : 橋脚躯体の段落し位置における初降伏曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

h_t : 橋脚躯体の段落し位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

h_B : 橋脚躯体基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

σ_{Fb} : 繊維材シートの曲げ補強用設計強度で、炭素繊維材の場合は 2300 N/mm^2

d : 部材高さ (m)

b) 炭素繊維材シートの巻立て枚数

① 目付量 200 g/m^2 (厚さ 0.111 mm) のシートを使用する場合

$$n_F = \frac{A_F}{t_F b_F} = \frac{1050}{0.111 \times 4571} = 2.07 \text{ 枚}$$

ここに、

n_F : 繊維材シートの必要枚数 (枚)

A_F : 必要となる繊維材シートの巻立て断面積 (mm^2)

t_F : 繊維材シート 1 枚あたりの厚さ (mm)

b_F : 繊維材シートの幅 (mm) で、橋脚断面積と等価な矩形断面の幅

必要枚数を整数に切り上げると 3 枚となり、実際に巻き立てるシートの厚さは、 $0.111 \text{ mm} \times 3 \text{ 枚} = 0.333 \text{ mm}$ となる。

② 目付量 300 g/m^2 (厚さ 0.167 mm) のシートを使用する場合

$$n_F = \frac{A_F}{t_F b_F} = \frac{1050}{0.167 \times 4571} = 1.38 \text{ 枚}$$

ここに、

n_F : 繊維材シートの必要枚数(枚)

A_F : 必要となる繊維材シートの巻立て断面積(mm²)

t_F : 繊維材シート 1 枚あたりの厚さ(mm)

b_F : 繊維材シートの幅(mm)で、橋脚断面積と等価な矩形断面の幅

必要枚数を整数に切り上げると 2 枚となり、実際に巻き立てるシートの厚さは、0.167mm×2 枚=0.334mm となる。

実際に巻き立てるシートの厚さは①≒②であることから、巻立て枚数が少なく工費が安価と考えられる目付量 300g/m² のシート（厚さ 0.167mm）を使用する。

以上より、炭素繊維材シートの巻立て枚数は橋脚柱部の軸方向鉄筋方向に 2 枚となるが、軸方向シートの外側に、曲げ補強の繊維材シートとコンクリートとの一体性を強化するために帯鉄筋方向に 1 枚を巻き付けて、合計 3 枚とする。

c) 炭素繊維材シートの巻立て範囲

炭素繊維材シートの巻立て範囲は、図-6 に示すように、上側定着長は①と②の長い方を、下側定着長は③を含めた範囲として設定する。

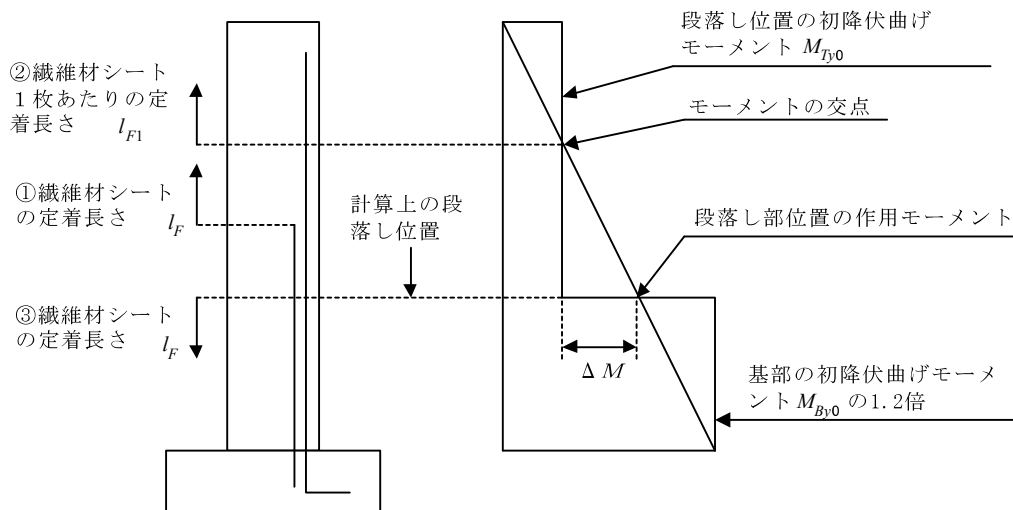


図-6 繊維材シートの巻立て範囲

①実際に段落としされた位置(柱基部から 4.960m)から定着長さ l_F を上側に確保した場合

$$l_F = \frac{\sigma_{Fb} n t_F}{\tau_F} = \frac{2300 \times 2 \times 0.167}{0.44} = 1746 \text{ mm}$$

ここに、

l_F : 繊維材シートの定着長さ(mm)

n : 繊維材の巻立て枚数(枚)で、軸方向鉄筋方向の 2 枚

σ_{Fb} : 繊維材シートの曲げ補強用設計強度で、炭素繊維材の場合は 2300N/mm²

t_F : 繊維材シート 1 枚あたりの厚さ(mm)

τ_F : 曲げ補強に用いる繊維材シートの設計用付着強度で、 $\tau_F = 0.44 \text{ N/mm}^2$

よって、柱基部からの巻立て範囲の上端の高さは $4.960 + 1.746 = 6.706$ (m)

② 段落し位置における初降伏曲げモーメント M_{Ty0} と作用曲げモーメントとの交点(柱基部から 5.012m)から繊維材シート 1 枚あたりの定着長さ l_{F1} を上側に確保した場合 (図-7 参照)

$$l_{F1} = \frac{\sigma_{Fb} n t_F}{\tau_F} = \frac{2300 \times 1 \times 0.167}{0.44} = 873\text{mm}$$

ここに、

l_{F1} : 繊維材シート 1 枚あたりの定着長さ(mm)

σ_{Fb} : 繊維材シートの曲げ補強用設計強度で、炭素繊維材の場合は 2300N/mm^2

n : 繊維材の巻立て枚数(枚)で 1 枚

t_F : 繊維材シート 1 枚あたりの厚さ(mm)

τ_F : 曲げ補強に用いる繊維材シートの設計用付着強度で、 0.44 N/mm^2

よって、柱基部からの巻立て範囲の上端の高さは $5.012 + 0.873 = 5.885$ (m)

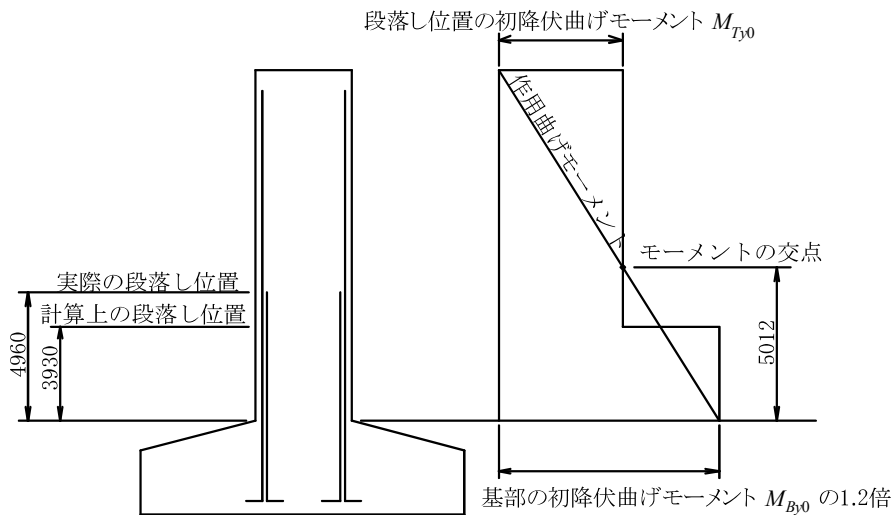


図-7 橋脚の耐力および作用曲げモーメントの分布図

以上より、巻立て範囲の上端は①>②より①の値を用いて、橋脚基部から 6.706m とする。

③ 巻立て範囲の下端

計算上の段落し位置から定着長さ l_F を確保するため、橋脚基部から高さ $3.930 - 1.746 = 2.184(\text{m})$ とする。

以上より、巻立て範囲は橋脚基部から高さ $2.184\text{m} \sim 6.706\text{m}$ の 4.522m の範囲であり、実際の段落し位置に対しては上方向に 1.746m 、下方向に 2.776m の範囲となる。図-8 に炭素繊維材シートの巻立て範囲を示す。

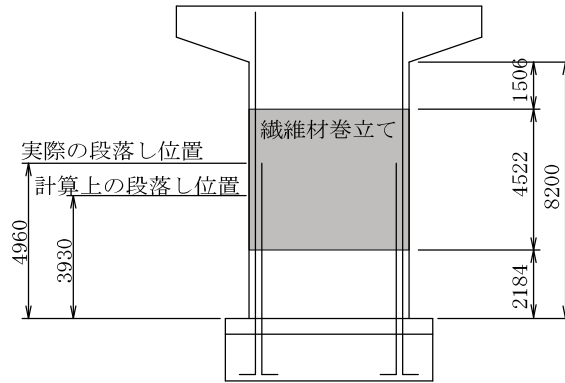


図-8 炭素繊維材シートの巻立て範囲

2) せん断補強

段落し部の橋軸方向の不足せん断耐力は、橋脚基部がレベル2地震動で降伏するため橋脚基部の耐力を超える力は橋脚に加わらないことから、橋脚基部の終局水平耐力と段落し部のせん断耐力の差として算出する。ここで、段落し部は巻立て補強により曲げ損傷が生じない断面となっていることから、コンクリートが負担するせん断耐力の算定においては、正負交番繰返し作用の影響は考慮しない。

a) 曲げ補強後の段落し部のせん断耐力

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d$$

$$= 1.0 \times 0.865 \times 1.224 \times 0.33 \times 4571 \times 1900 = 3035 \text{ kN}$$

c_c : 正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で、段落し部は曲げ降伏しないことから正負交番繰返しの影響がないとして 1.0 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

c_e : 橋脚断面の有効高に関する補正係数 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

c_{pt} : 引張主鉄筋比に関する補正係数 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力)

τ_c : 平均せん断応力度 (道路橋示方書 V 耐震設計編 10.5 せん断耐力) で、橋脚コンクリートの設計基準強度が 21 N/mm^2 であることから 0.33 N/mm^2

b : 橋脚断面の幅(mm) で、面積等価な矩形断面の幅

d : 橋脚断面の有効高さ(mm)

帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} = \frac{397.2 \times 295 \times 1900 \times 1.0}{1.15 \times 300} = 645 \text{ kN}$$

ここに、

A_w : 帯鉄筋の総断面積(mm^2)

$$A_w = D16 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$$

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点 (N/mm^2)

d : 橋脚断面の有効高さ(mm)

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度 (°)

a : 帯鉄筋の間隔(mm)

せん断耐力 P_{s0}

$$P_{s0} = S_c + S_s = 3035 + 645 = 3680 \text{ kN}$$

ここに,

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

b) せん断補強に必要な巻立て量

不足せん断耐力より, せん断補強で必要となる炭素繊維材シートの巻立て量は以下のように算出される.

$$\Delta P_s = P_u - P_{s0} = 3981 - 3680 = 301 \text{ kN}$$

$$A_F = 1.15 \Delta P_s / \{\sigma_F d (\sin \theta + \cos \theta)\} = 1.15 \times 301 / (2300 \times 2.0 \times 1.0) = 0.0654 \text{ mm}^2$$

$$n_F = \frac{A_F}{2 \times t_F} = \frac{0.0654}{2 \times 0.167} = 0.192 \text{ 枚}$$

ここに,

ΔP_s : 不足せん断耐力 (kN)

P_u : 「道路橋示方書 V 耐震設計編 10.3 水平耐力及び水平変位の算出」に基づいて算出した橋脚基部の終局水平耐力 (kN) で, 段落し部の作用せん断力と同じ

P_{s0} : 橋脚段落し部のせん断耐力 (kN)

A_F : 単位幅 (1mm) 当たりの繊維材シートの断面積 (mm²)

σ_F : 繊維材シートの設計用引張強度で, 炭素繊維材の場合は 2300N/mm²

d : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高 (m)

n_F : 繊維材シートの必要枚数 (枚)

t_F : 繊維材シート 1 枚あたりの厚さ (mm) で, 目付量 300g/m² のシートを使用するので 0.167 mm

θ : 繊維材と鉛直軸とのなす角度 (°)

せん断補強のために必要な繊維材シートの巻立て枚数を整数に切り上げると 1 枚である. 曲げ補強の際, 軸方向鉄筋に平行なシートの外側に帯鉄筋に平行なシートを 1 枚の巻立てることが必要とされているため, 曲げ補強で必要とされる巻立て補強により, 必要なせん断耐力も確保できると考えられる.

c) 巻立て範囲より上の部分に関するせん断耐力照査

曲げ補強で必要となる炭素繊維材シートの巻立て範囲より上の部分において, さらにせん断耐力補強が必要かどうかを検討する. ここで, せん断耐力は, 参考資料 2 によりディープビームの効果を考慮して算定し, せん断スパンは巻立て範囲の上端から横梁下端までの高さとする.

コンクリートが負担するせん断耐力 S_c .

a)曲げ補強後の段落とし部のせん断耐力で算出した値と同じ.

せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 c_{dc} (参考資料 2)

$$a/d=1506/1900=0.793$$

$$c_{dc}=4.99$$

ここに,

a : せん断スパン(mm)で, 巻立て範囲の上端から横梁下端までの高さ (図-8)

d : 橋脚断面の有効高さ(mm).

帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s

a)曲げ補強後の段落とし部のせん断耐力で算出した値と同じ.

せん断スパン比による帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減係数 c_{ds} (参考資料 2)

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5} (a/d) = \frac{1}{2.5} \times 0.793 = 0.317$$

ここに,

a : せん断スパン(mm)で, 巻立て範囲の上端から横梁下端までの高さ (図-8)

d : 橋脚断面の有効高さ(mm).

せん断耐力 P_{s0}

$$P_{s0} = c_{dc} S_c + c_{ds} S_s = 4.99 \times 3035 + 0.317 \times 645 = 15349 \text{ kN} \geq P_u = 3981 \text{ kN}$$

ここに,

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 (参考資料 2)

S_c : 曲げ補強後の段落し部のコンクリートが負担するせん断耐力 (kN) で, a)で算出した値

c_{ds} : せん断スパン比による帯鉄筋が負担するせん断耐力の低減係数 (参考資料 2)

S_s : 曲げ補強後の段落し部の帯鉄筋が負担するせん断耐力 (kN) で, a)で算出した値

P_u : 橋脚基部の終局水平耐力 (kN) で, 段落し部の作用せん断力

以上より, $P_{s0} \geq P_u$ となることから, 曲げ補強で必要となる巻立て範囲より上の部分ではせん断破壊が生じないと判断され, せん断補強は必要ない.

参考資料 1 基礎の影響を考慮した減衰定数に基づく補正係数

従来の設計震度の算定においては、基礎の減衰の影響は一定として評価していた。一方、橋脚の剛性が大きく、固有周期が短い橋脚では地震時の変位に基礎の変形の影響が大きくなるため、減衰定数の大きな基礎の影響により下部構造全体の減衰定数が大きくなる。ここでは、基礎の影響を考慮した減衰定数に基づく補正係数の算定方法を示す。

図-参 1.1 に示すような 1 自由度のバネ-質点系のモデルを対象とすると、下部構造の減衰定数 h は、橋脚および基礎のバネ(K_P, K_F)および減衰定数(h_P, h_F)から、地震時の下部構造変形時における橋脚と基礎のひずみエネルギーの配分により、以下の式で算定される。

$$h = \frac{h_P K_F + h_F K_P}{K_P + K_F} \quad (\text{参 1.1})$$

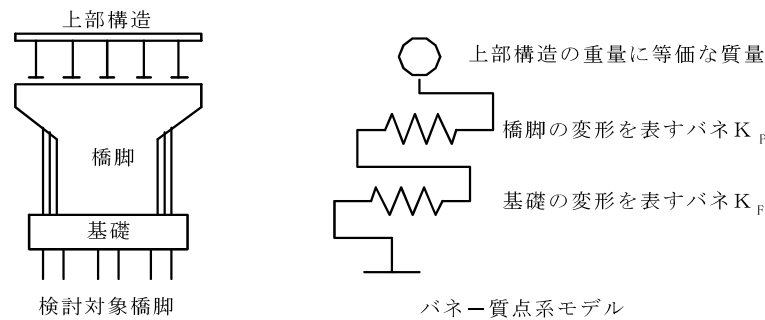


図-参 1.1 1 自由度系のバネ-質点系モデル

ここに、

h : 検討対象となる下部構造を含む設計振動単位の減衰定数

K_P, K_F : 橋脚、基礎の剛性を表わすバネ定数

h_P, h_F : 橋脚、基礎の減衰定数（道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 7.3.2 部材のモデル化 表-解 7.3.1）

算出した下部構造の減衰定数 h から設計水平震度を補正することにより、基礎の影響を考慮した設計震度が算定できる。表-参 1.1 に、設計水平震度を補正するための基礎の影響を考慮した減衰定数に基づく補正係数を示す。

表-参 1.1 基礎の影響を考慮した減衰定数 h に基づく補正係数 c_E

減衰定数 h	補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$0.1 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$0.15 \leq h$	0.7