

やさしいP C橋の設計

道路橋示方書(H24年版)への対応

平成26年1月

(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

技術委員会 技術部会

はじめに

平成 24 年に道路橋示方書が改定されたことをふまえて、当協会が発行している「やさしい P C 橋の設計」（平成 14 年 7 月）の見直しを行いました。道路橋示方書の I 共通編と III コンクリート橋編については、章立ての改定が主で、参照章節番号の新旧対比を次頁の表 2 に示します。

V 耐震設計編については、「タイプ A の支承部」の規定が削除され、“荷重伝達機能と変位追従機能の確保”（道示 V 15.1 解説(1)）が規定されましたので、“第 2 章 7. ゴム支承の設計”については差替え版を作成しました。その際に、ゴム支承および落橋防止システムの部材寸法等を、表 1 のように変更しています。

表 1. 寸法・材質等の変更一覧

		やさしい P C 橋の設計		備考（変更理由）
		平成 14 年 7 月版	差替え版	
ゴム支承	材質	NR (天然ゴム)	CR (クロップレソ)	最近の標準
	固定沓厚	12mm×2 層	14mm×2 層	係数値 G_e の変更で、回転機能が許容値を超過 ($G_e=0.98 \rightarrow 1.0N/mm^2$)
アンカーバー	材質	SS400	S35CN	最近の標準
	可動側径	$\phi 60$	$\phi 46$	許容値 τ_a の見直し ($\tau_a=60 \rightarrow 110N/mm^2$)
	固定側径	$\phi 60$	$\phi 60$	水平力 H の増加と許容値 τ_a の見直しで相殺 ($H=3k h R d \rightarrow k h c W$) ($\tau_a=60 \rightarrow 110N/mm^2$)
横桁	部材厚	600mm	700mm	アンカーバーに作用する水平力の増加で、斜引張応力と押抜きせん断応力が許容値を超過
変位制限構造		アンカーバー	なし	道示 V の改定 (規定の廃止)
横変位拘束構造		なし	サイドブロック (設置不要)	道示 V の改定 (規定の新設)
落橋防止構造	種類	P C 鋼棒	P C ケーブル (設置不要)	道示 V の改定 (移動に追従)
	規格	$\phi 32$	SWPR7B $\phi 9$	種類の変更

表 2. 新旧対比表

該当箇所				やさしいPC橋の設計		備考
章	節	頁	行	平成 14 年 7 月版	H24 道示改定対応	
1	4	45	表-4.3	道路構造令(昭和 58 年 2 月) 道路橋示方書(平成 14 年 3 月) コンクリート標準示方書(2002 年版) 支承便覧(平成 3 年 7 月)	道路構造令(平成 16 年 2 月) 道路橋示方書(平成 24 年 3 月) コンクリート標準示方書(2012 年版) 支承便覧(平成 16 年 4 月)	
2	2	72	3 つ目の メモ(貼紙)	SD295	SD345 (道示Ⅲ表-3.3.1 から SD295 を削除)	
2	3	87	メモ(クリップ)	道示Ⅲ7.5.4片持版端部及び横 げた上の床版	道示Ⅲ7.8片持版端部及び横桁 上の床版	
2	3	94	2 行目	道示 7.5.3	道示Ⅲ7.7	
2	3	94	メモ(クリップ)	道示Ⅲ7.5.3PC鋼材の配置	道示Ⅲ7.7PC鋼材の配置	
2	4	119	表-4.1 備考 5 段目	道示 I 2.2.10(3)	道示 I 2.2.10(5)	
2	4	142	メモ(万年筆)	(道示Ⅲ4.4.2, 4.3.3 参照)	(道示Ⅲ9.3 参照)	
2	4	169	メモ(万年筆) 15 行目	(道示Ⅲ3.3.1)	(道示Ⅲ3.2)	
2	5	240	16 行目	道示Ⅲ2.2.2「有効断面」	道示Ⅲ4.2.2	
2	5	240	メモ(クリップ)	道示Ⅲ2.2.2 有効断面	道示Ⅲ4.2.2 有効断面	
2	7	256	1 行目	7. ゴム支承の設計(タイプ A 支 承)	7. 支承部と落橋防止システム の設計 (7 節は差替えが必要)	
2	7	259	6 行目	弾性係数 $G_o = 0.98\text{N/mm}^2$	弾性係数 $G_o = 1.0\text{N/mm}^2$ (便覧 表-2.9.4 より)	
2	7	259	7~8 行目	破断伸び $\gamma_u = 500\% \cdots \text{NR}$ ($400\% \cdots \text{CR}$)	破断伸び $\gamma_u = 550\%$ (450%) (便覧 表-2.9.4 より)	
2	7	261	1~7 行目	座屈の検討が $a, b \geq 5 \Sigma t_e$ かつ $\geq 100\text{mm}$	$R/A \leq G_e \cdot S_1 \cdot S_2 / f_{cr}$ で 照査 (便覧 式(3.6.9)に準拠)	
2	7	265	1 行目	7.3.1 変位制限構造	7.3.2 アンカーバーの設計 (道示 V で用語を変更)	
2	7	265	6 行目	$H_s = 3 \cdot k_h \cdot R_d$ k_h : レベル 1 水平震度	固定: $H_s = k_{hc} \cdot W_d$ (レベル 2) 可動: $H_s = k_{hc} \cdot R_d$ (レベル 2) (道示 V 15.4 に準拠)	
2	7	265	24 行目	$< \tau_a = 1.5 \times 60 = 90\text{N/mm}^2$	$< \tau_a = 1.7 \times 80 = 136\text{N/mm}^2$ (道示 V 15.5(3)に準拠)	
2	7	267	メモ(クリップ)	道示Ⅲ18.2.2	道示Ⅲ19.1.2	

目 次

第2章 PC道路橋の設計例（ポストテンション単純T桁橋を対象として）

7. 支承部および落橋防止システムの設計	1
7. 1 概要	1
7. 1. 1 道路橋示方書の規定	1
7. 1. 2 ゴム支承の設計手順	2
7. 1. 3 落橋防止システム選定の基本的な考え方	3
7. 2 設計条件	4
7. 2. 1 設計震度	4
7. 2. 2 使用材料	4
7. 2. 3 反力	4
7. 2. 4 ゴム支承寸法	5
7. 2. 5 移動量	5
(1) 常時の移動量	
(a) 温度変化による移動量, (b) コンクリートの乾燥収縮による移動量,	
(c) コンクリートのクリープによる移動量,	
(d) 桁の活荷重たわみによる移動量, (e) 最大移動量	
(2) 地震時の移動量	
7. 3 支承部の設計	7
7. 3. 1 ゴム支承の設計	7
(1) 鉛直力支持	
(a) 最大圧縮応力度, (b) 圧縮応力振幅, (c) 最小圧縮応力度, (d) 座屈安定性,	
(e) 引張応力度, (f) 端支点部圧縮変位量, (g) 内部補強板の引張応力度	
(2) 変位追随	
(a) せん断ひずみ, (b) 回転機能	
(3) 疲労耐久性	
7. 3. 2 アンカーバーの設計	12
(1) 負反力の照査	
(2) せん断応力度の照査	
(3) 遊間量の設定	
(4) 横桁の安全性の照査	
(a) 曲げに対する照査, (b) せん断に対する照査, (c) 押抜きせん断に対する照査	

7. 4	落橋防止システムの設計	19
7. 4. 1	桁かかり長	19
7. 4. 2	落橋防止構造	19
	(1) PCケーブル	
	(2) 緩衝材	
	(3) 横桁の安全性の照査	
	(a) 曲げに対する照査, (b) 押抜きせん断に対する照査	
7. 4. 3	横変位拘束構造	23
	(a) 設計地震力, (b) 終局曲げに対する照査, (c) せん断に対する照査	

7. 支承部および落橋防止システムの設計

7. 1 概要

7.1.1 道路橋示方書の規定

平成 24 年版の道路橋示方書で、「タイプ A の支承部」の規定が削除され、「荷重伝達機能と変位追従機能の確保」（道示 V 15.1 解説(1)）が規定されましたが、これまでの「パッド型ゴム支承や帯状ゴム支承とアンカーバーの組合せによる支承部」の構造自体が使用できなくなった訳ではなく、P C 建協の見解※のように、平成 24 年版の道路橋示方書においても機能分離型の支承部として設計が可能であり、その設計例を記します。

ここでの適用基準は、

- ・道路橋示方書・同解説（(社)日本道路協会：平成 24 年 3 月）（以下、「道示」と略記）
- ・道路橋支承便覧（(社)日本道路協会：平成 16 年 4 月）（以下、「支承便覧」と略記）

です。

※) 「パッド型ゴム支承等とアンカーバーの組合せによる支承部構造の平成 24 年道路橋示方書対応について」（P C 建協 H25. 10/11）

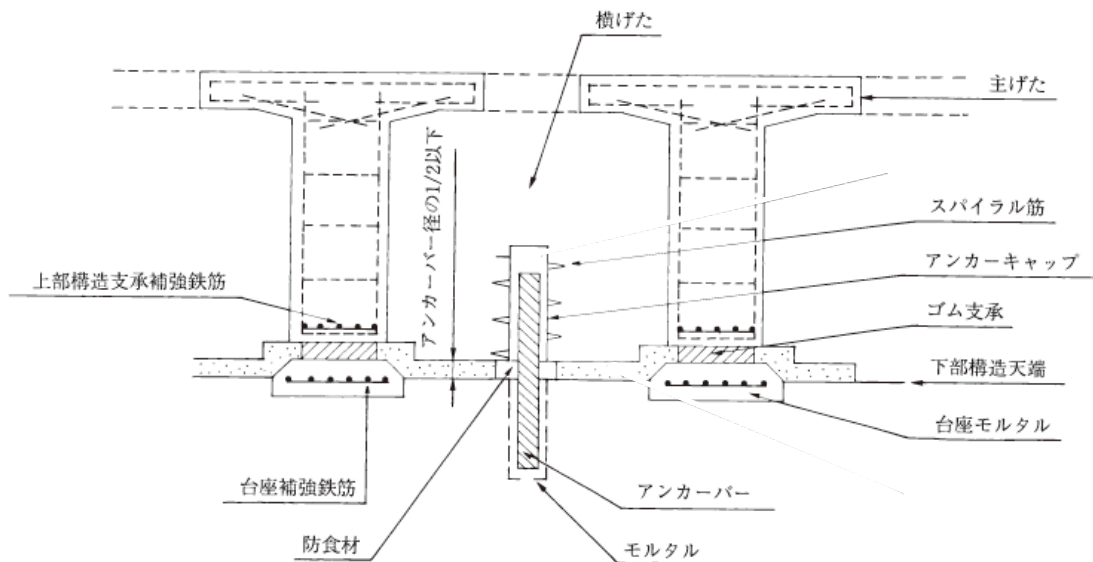


図-7.1 機能分離型支承の配置



道路橋示方書の改定

“維持管理の確実性及び容易さに配慮した構造”（道示 I 1.3, 道示 V 15.6(3)）, “支承本体の取替えが可能な構造”（道示 V 15.6(2)）, “第三者被害が生じないような配慮”（道示 V 15.1 解説(1)）についても配慮が必要です。



タイプ A の支承部

タイプ A の支承部とは「レベル 1 地震動による水平力及び鉛直力に対しては支承部の機能を確保できるが、レベル 2 地震動により生じる水平力に対しては変位制限構造と補完し合って抵抗する構造」です。タイプ B の支承部と共に規定されていましたが、平成 24 年の道示改定でレベル 2 地震動に対して支承部の機能が確保できる支承のみが規定されました。

7.1.2 ゴム支承の設計手順

ゴム支承本体の一般的な設計手順は、平成16年版の道路橋支承便覧 図-3.6.1 に示されています。

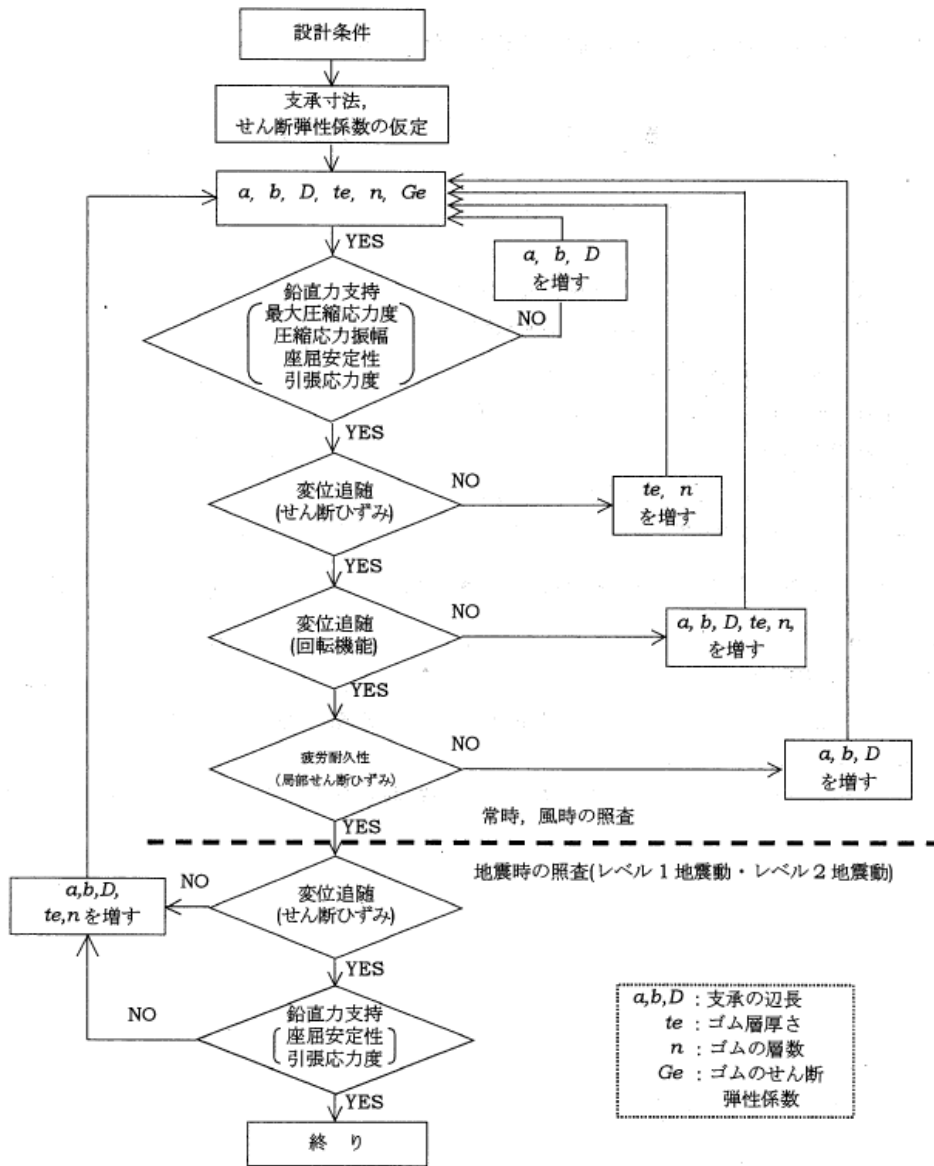


図-7.2 ゴム支承本体の設計フロー
(日本道路協会 道路橋支承便覧より)

7.1.3 落橋防止システム選定の基本的な考え方

落橋防止システムを構成する各要素は、次のとおりです。

桁かかり長……支承部が破壊したときに、上部構造が下部構造の頂部から逸脱することを防止する機能

落橋防止構造……支承部が破壊したときに、橋軸方向の上下部構造間の相対変位が桁かかり長を超えないようにする機能

横変位拘束構造……支承部が破壊したときに、橋の構造的要因等によって上部構造が橋軸直角方向に変位することを拘束する機能

なお、落橋防止構造の設置を省略できる橋は、1) 1 径間または 2 径間の橋梁で両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋、2) 4 基以上の下部構造において弾性支持または固定支持される一連の上部構造を有する橋などで、横変位拘束構造の設置を省略できない橋は、1) 橋台等の拘束を受けずに回転できる橋、2) 下部構造の頂部幅が狭い橋です。

落橋防止システムの選定の基本的な考え方は、道示 V 図-16.1.1 に示されています。

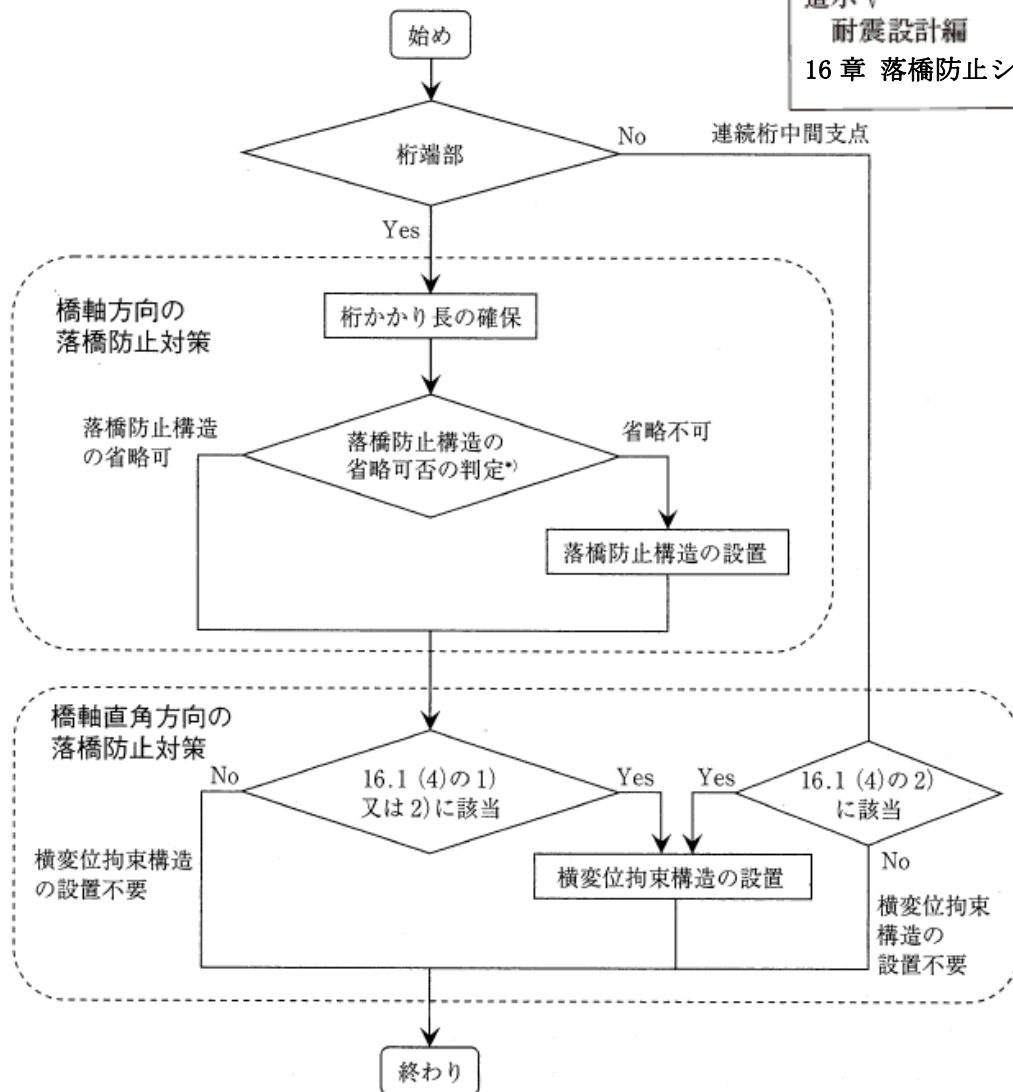
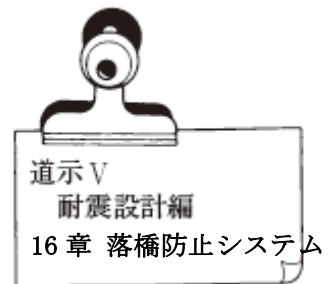


図-7.3 落橋防止システムの選定フロー

(日本道路協会 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編より)

7. 2 設計条件

7.2.1 設計震度

ここでは、地域区分を A2 地域、地盤区種別を II 種地盤とします。

設計水平震度は、道示 V 6. 3. 3 および 6. 4. 3 より

$$\text{レベル 1 : } k_h = C_{Iz} \cdot k_{hco}$$

C_{Iz} : 地域別補正係数 (道示 V 表-4. 4. 1 A2 地域なので 1. 0)

k_{hco} : 設計水平震度の標準値 (道示 V 表-6. 3. 1 II 種地盤の最大値の 0. 25)

$$\text{レベル 2 : } k_h = C_s \cdot C_{IIz} \cdot k_{hco}$$

C_s : 構造物特性補正係数 (道示 V 式(6. 4. 5))

$$C_s = 1 / \sqrt{(2\mu - 1)} \quad (\text{道示 V 15. 4 解説 (2) 2) より, 許容塑性率 } \mu = 3)$$

$$= 1 / \sqrt{(2 \times 3 - 1)} = 0. 447$$

C_{IIz} : 地域別補正係数 (道示 V 表-4. 4. 1 A2 地域なので 1. 0)

k_{hco} : 設計水平震度の標準値 (タイプ I : 道示 V 表-6. 4. 1 II 種地盤の最大値の 1. 30)

(タイプ II : 道示 V 表-6. 4. 2 II 種地盤の最大値の 1. 75)

設計鉛直震度は、設計水平震度に道示 V 表-15. 4. 1 の係数を乗じた値とします。

表-7.1 設計震度

		レベル 1	レベル 2		備考
			タイプ I	タイプ II	
係数		0. 5	0. 5	0. 67	道示 V 表-15. 4. 1
設計震度	水平震度	0. 25	0. 58	0. 78	
	鉛直震度	0. 13	0. 29	0. 52	

7.2.2 使用材料

ここでは、使用材料を以下の条件とします。

ゴム材料 : クロロプレンゴム CR (G10)

せん断弾性係数 : $G_e = 1. 0 \text{ N/mm}^2$

破断伸び : 450%

内部鋼板 : SS400

アンカーバー : S35CN

7.2.3 反力

支承反力は、下表のとおりとします。

表-7.2 支承反力

	支承反力 (kN)						合計 (kN)
	G1	G2	G3	G4	G5	G6	
死荷重反力	606. 7	611. 2	578. 7	548. 6	520. 9	456. 4	3, 322. 5
活荷重反力	224. 5	222. 6	235. 4	260. 3	302. 1	352. 9	
最大反力	831. 2	833. 8	814. 1	808. 9	823. 0	809. 3	
最小反力	606. 7	611. 2	578. 7	548. 6	520. 9	456. 4	

設計地震力算出用の反力は、下表のとおりとします。

表-7.3 地震力算出用反力

	設計地震力算出用反力 (kN)		備考
	可動側	固定側	
橋軸方向	—	6,645.0 (W)	Rd : 死荷重反力
橋軸直角方向	3,322.5 (Rd)	3,322.5 (Rd)	W : 全死荷重反力

7.2.4 ゴム支承寸法

ゴム支承寸法は、下表のとおりとします。

表-7.4 ゴム支承寸法

	平面寸法 (mm)		厚さ (mm)
	橋軸方向	橋軸直角方向	
	a	b	$t_e \times n = \sum t_e$
可動側	300	400	$12 \times 4 = 48$
固定側	300	400	$14 \times 2 = 28$

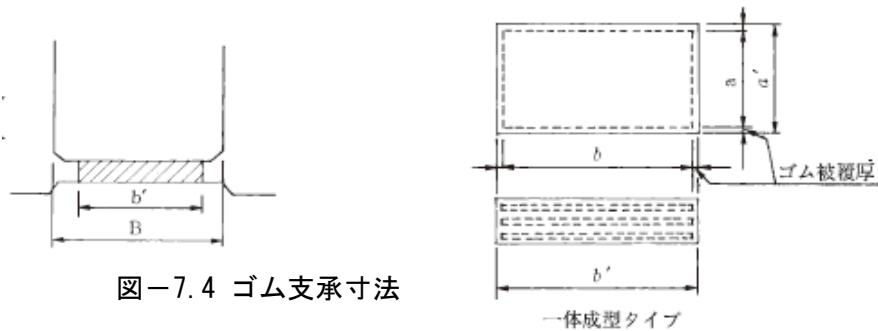


図-7.4 ゴム支承寸法

7.2.5 移動量

可動側支承部における常時および地震時の移動量は、以降のとおりです。なお、移動量の符号は、桁が短縮する場合をマイナスとします。

(1) 常時の移動量

(a) 温度変化による移動量

$$\Delta L_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot L$$

ΔT : 温度変化の範囲 -5°C から $+35^{\circ}\text{C}$
 α : 線膨張係数 10×10^{-6}
 L : 伸縮桁長 (支間長) $30,000\text{mm}$
 $\Delta L_t = \pm 40 \times 10 \times 10^{-6} \times 30,000 = \pm 12.0\text{mm}$

(b) コンクリートの乾燥収縮による移動量

$$\Delta L_s = \varepsilon \cdot L$$

ε : 乾燥収縮度 18×10^{-5}
 $\Delta L_s = -18 \times 10^{-5} \times 30,000 = -5.4\text{mm}$

コンクリートの乾燥収縮およびクリープは、桁のコンクリート打設から架設までの間にある程度進行しますので、支承が設置され桁が架設された時点より後の影響を考慮します。したがって、桁架設時におけるコンクリートの材令に応じて計算に用いる乾燥収縮度やクリープ係数を決める必要があります(道示I表-2.2.7, 2.2.8参照)。本計算では、コンクリートの材令を1ヶ月程度としています。

(c) コンクリートのクリープによる移動量

$$\Delta L_c = P / E \cdot A \times \phi \cdot L$$

P : 直後緊張力 5,200 × 10³ kN

E : ヤング係数 2.92 × 10⁴ N/mm²

A : 断面積 0.855 × 10⁶ mm²

φ : クリープ係数 2.0

$$\Delta L_c = 5,200 \times 10^3 / (2.92 \times 10^4 \times 0.855 \times 10^6) \times 2.0 \times 30,000 = -12.5 \text{ mm}$$

(d) 桁の活荷重たわみによる移動量

$$\Delta L_r = 2 \cdot (H \cdot 2/3 \cdot \theta)$$

H : 桁高 1,800 mm

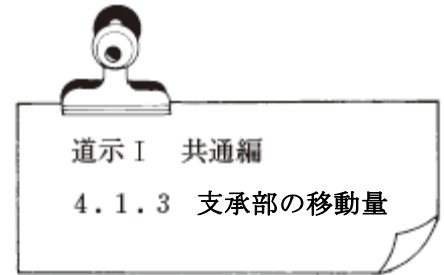
θ : 活荷重による桁の回転角 1/300 rad (支承便覧 表-3.4.7)

$$\Delta L_r = 2 \times (1,800 \times 2/3 \times 1/300) = 8.0 \text{ mm}$$

(e) 最大移動量

最大移動量は同一方向での移動量として計算を行いますので ΔL_r については考慮しません。

$$\begin{aligned} \Delta L_{\max} &= \Delta L_t + \Delta L_s + \Delta L_c \\ &= -12.0 - 5.4 - 12.5 = -29.9 \text{ mm} \end{aligned}$$



(2) 地震時の移動量

ゴムのせん断ばね定数は、支承便覧 式(3.3.1)より

$$K = G_e \cdot A_e / \Sigma t_e$$

G_e : せん断弾性係数 1.0 N/mm² (支承便覧 表-2.9.4 G10 のとき)

A_e : 断面積 120,000 mm² (=400 mm × 300 mm)

Σ t_e : 総ゴム厚 48 mm (=12 mm × 4)

$$K = 1.0 \times 120,000 / 48 = 2.50 \times 10^3 \text{ N/mm} = 2.50 \text{ kN/mm}$$

地震時の挙動が複雑でない橋の場合、静的照査法を用いてもよいとされています。

$$\delta u = k_H \cdot \Sigma W_u / \Sigma K_{mi}$$

k_H : レベル1またはレベル2地震動の設計水平震度

Σ W_u : 上部構造の総重量

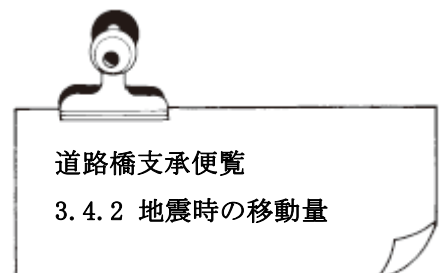
Σ K_{mi} : 支承と下部構造の総合成バネ定数

地震時の移動量を算出する際は、コンクリートのクリープ・乾燥収縮ならびにプレストレスの影響を考慮しますが、両側が橋台の単純桁で固定・可動の場合、地震によって橋台間隔が変動しなければ移動量は発生しないと考えられますので、本設計例では、地震による移動量を0とします。

$$\text{レベル1地震時: } \Delta L_{E1} = -5.4 - 12.5 \pm 0 = -17.9 \text{ mm}$$

$$\text{レベル2地震時: } \Delta L_{E2} = -5.4 - 12.5 \pm 0 = -17.9 \text{ mm}$$

なお、レベル2地震動で橋脚に非線形応答が生じる場合には、コンクリートのクリープ・乾燥収縮を考慮しなくてもよいとされています。



7. 3 支承部の設計

7.3.1 ゴム支承の設計

(1) 鉛直力支持

(a) 最大圧縮応力度

常時の鉛直力支持として、最大反力によって生じる最大圧縮応力度を、支承便覧式(3.6.1)により照査します。

なお、この検討は、移動量がある可動側のゴム支承についてですが、移動量がない固定側のゴム支承は橋軸方向寸法を小さくできる場合があります、その場合は固定側も照査する必要があります。

$$\sigma_{\max} = R_{\max} / A_{cn} \leq \sigma_{\max a}$$

R_{\max} : 最大反力 (G2 支承)

A_{cn} : 常時移動量を控除した有効面積 $108.0 \times 10^3 \text{mm}^2$ ($=400 \times (300 - 29.9)$)

$\sigma_{\max a}$: 最大圧縮応力度の許容値 8.0N/mm^2 (支承便覧表-3.5.1 $S_1 < 8$ のとき)

$$\sigma_{\max} = 833.8 \times 10^3 / 108.0 \times 10^3 = 7.7 \text{N/mm}^2 \leq \sigma_{\max a} = 8.0 \text{N/mm}^2$$

(b) 圧縮応力振幅

活荷重の変動に伴う圧縮応力振幅を、支承便覧式(3.6.3)により照査します。

$$\Delta \sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \leq \Delta \sigma a$$

σ_{\min} : 最小圧縮応力度

$$\sigma_{\min} = R_{\min} / A_e \quad (\text{支承便覧式(3.6.4)})$$

R_{\min} : 最小反力 (G6 支承)

A_e : ゴム支承の有効寸法より求めた面積 $120.0 \times 10^3 \text{mm}^2$ ($=400 \times 300$)

$$= 456.4 \times 10^3 / 120.0 \times 10^3 = 3.8 \text{N/mm}^2$$

$\Delta \sigma a$: 振幅の許容値 5.0N/mm^2 (支承便覧表-3.5.1 $S_1 < 8$ のとき)

$$\Delta \sigma = 7.7 - 3.8 = 3.9 \text{N/mm}^2 \leq \Delta \sigma a = 5.0 \text{N/mm}^2$$

(c) 最小圧縮応力度

パッド型ゴム支承を用いる場合は、常時にパッド型ゴム支承が動かないよう、最小圧縮応力度を、支承便覧式(3.6.5)により照査します。

$$\sigma_{\min} \geq \sigma_{\min a}$$

$\sigma_{\min a}$: 最小圧縮応力度の許容値 1.5N/mm^2 (支承便覧表-3.5.1)

$$\sigma_{\min} = 3.8 \text{N/mm}^2 \geq \sigma_{\min a} = 1.5 \text{N/mm}^2$$

地震時の最小圧縮応力度の照査の規定はありませんが、ゴム支承の拔出し等による第三者被害防止に配慮して、滑動防止装置を設けることが望ましいです。

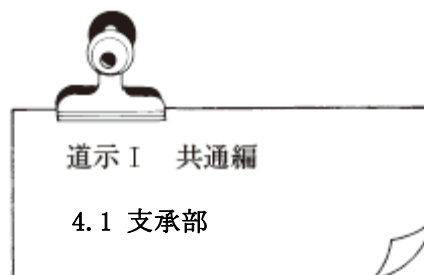
$$\sigma_{\min} = R_{\min} / A_e$$

$$= 83.5 \times 10^3 / 120.0 \times 10^3 = 0.7 \text{N/mm}^2 \quad (< \sigma_{\min a} = 1.5 \text{N/mm}^2)$$

R_{\min} : 最小反力 83.5kN (7.3.2(1) R_U の計算結果より)

(d) 座屈安定性

常時の最大反力や地震時の下向き力に対する座屈安定性を、支承便覧式(3.6.6)および式(3.6.9)により照査します。



$$\sigma_{\max} = R_{\max} / A_{cn} \leq \sigma_{cra}$$

R_{\max} : 最大反力 (各荷重状態とも G2 支承)

A_{cn} : 可動側 (常時) = $108.0 \times 10^3 \text{mm}^2$ (= $400 \times (300 - 29.9)$)

可動側 (地震時) = $112.8 \times 10^3 \text{mm}^2$ (= $400 \times (300 - 17.9)$)

固定側 = $120.0 \times 10^3 \text{mm}^2$ (= 400×300)

σ_{cra} : 座屈を考慮した圧縮応力度の許容値

$$\sigma_{cra} = G_e \cdot S_1 \cdot S_2 / f_{cr} \quad (\text{支承便覧 式(3.6.11)})$$

G_e : せん断弾性係数 1.0N/mm^2 (支承便覧 表-2.9.4)

S_1 : 一次形状係数

$$S_1 = A / (2 \times (a + b) t_e) \quad (\text{支承便覧 式(3.5.1)})$$

S_2 : 二次形状係数

$$S_2 = \min(a, b) / \Sigma t_e \quad (\text{支承便覧 式(3.6.12)})$$

橋軸方向の場合 : $S_2 = a / \Sigma t_e$, $a = 300$

橋軸直角方向の場合 : $S_2 = b / \Sigma t_e$, $b = 400$

f_{cr} : 発生頻度等を考慮した係数 (支承便覧 表-3.6.1 地震時)

常時 = 2.5

地震時 = 1.5

可動側・固定側の橋軸方向・橋軸直角方向の各荷重時についての検討結果は、以下に示すとおりです。

表-7.5 ゴム支承の座屈安定性

		照査荷重 R_{\max} kN	支承面積 A_{cn} mm^2	座屈 σ_{\max} N/mm^2	ゴム支承		許容値 σ_{cra} N/mm^2	
					$t_e \times n$ mm	S_1 / S_2		
可動側 橋軸方向	常時	833.8	108.0×10^3	7.7	12×4	7.14 6.25	17.9	
	地震時	レベル1	690.7	112.8×10^3			6.1	29.8
		レベル2	929.0				8.2	
可動側 橋軸直角方向	常時	833.8	108.0×10^3	7.7	12×4	7.14 8.33	23.8	
	地震時	レベル1	732.9	112.8×10^3			6.5	39.7
		レベル2	1,039.9				9.2	
固定側 橋軸方向	常時	833.8	120.0×10^3	6.9	14×2	6.12 10.71	26.2	
	地震時	レベル1		690.7			5.8	43.7
		レベル2		929.0			7.7	
固定側 橋軸直角方向	常時	833.8	120.0×10^3	6.9	14×2	6.12 14.29	35.0	
	地震時	レベル1		732.9			6.1	58.3
		レベル2		1,039.9			8.7	

照査荷重 R_{\max} は、表-7.8・7.9 より

(e) 引張応力度

常時において、負の反力が生じるおそれはないので、本照査は省略します。

(f) 端支点部圧縮変位量

車両の走行時に端支点部の路面に段差が大きく生じないように、圧縮変位量を照査します。圧縮変位量は、支承便覧式(3.6.30)により算出します。なお、以降の検討は、ゴム総厚が厚く圧縮ばねが小さい可動側のゴム支承についてです。

$$\delta L = R_{\max} / K_v \leq \delta a$$

R_{\max} : 照査荷重 (活荷重反力が最大の G6 支承)

$$R_{\max} = RLI / 2 \quad (\text{支承便覧 3.6.1(1)6)})$$

$$= (809.3 - 456.4) / 2 = 176.5 \text{ kN}$$

K_v : 圧縮ばね定数 (可動側)

$$K_v = E \cdot A_e / \sum t_e \quad (\text{支承便覧式(3.6.31)})$$

$$= 249.9 \times 400 \times 300 / 48 = 624.8 \times 10^3 \text{ N/mm} = 624.8 \text{ kN/mm}$$

E : ゴム支承の縦弾性係数

$$E = \alpha \cdot \beta \cdot S_1 \cdot G_e \quad (\text{支承便覧式(3.6.32)})$$

α : ゴム支承の種類による係数 35 (支承便覧表-3.6.3)

β : ゴム支承の平面形状による係数 1.0 (支承便覧表-3.6.4)

S_1 : 一次形状係数 (可動側) 7.14

G_e : せん断弾性係数 1.0N/mm² (支承便覧表-2.9.4)

$$= 35 \times 1.0 \times 7.14 \times 1.0 = 249.9 \text{ N/mm}^2$$

δa : 許容できる圧縮変位量 1mm 以内 (支承便覧 3.6.1(1)6))

$$\delta L = 176.5 / 624.8 = 0.28 \text{ mm} \leq \delta a = 1.0 \text{ mm}$$

(g) 内部補強板の引張応力度

最大反力によって生じる内部鋼板の引張応力度を、支承便覧式(3.6.17)により照査します。

$$\sigma_s = f_c \cdot \sigma_c \times t_e / t_s \leq \sigma_{sa}$$

f_c : 圧縮応力度の分布を考慮した引張応力度の係数 2.0 (支承便覧表-3.6.2)

σ_c : 常時・地震時の圧縮応力度

$$\sigma_c = R_{\max} / A_{cn}$$

R_{\max} : 最大反力 (各荷重状態とも G2 支承)

A_{cn} : 可動側 (常時) = 108.0 × 10³mm² (= 400 × (300 - 29.9))

可動側 (地震時) = 112.8 × 10³mm² (= 400 × (300 - 17.9))

固定側 = 120.0 × 10³mm² (= 400 × 300)

t_e : ゴム 1 層の厚さ 可動側 = 12mm

固定側 = 14mm

t_s : 内部鋼板の厚さ 2.3mm

σ_{sa} : 許容引張応力度 (支承便覧表-3.5.2)

常時 = 140N/mm²

地震時 (レベル 1) = 1.5 × 140 = 210N/mm²

〃 (レベル 2) = 1.7 × 140 = 238N/mm²

表-7.6 内部補強板の引張応力度

		照査荷重 Rmax kN	支承面積 A _{cn} mm ²	ゴム支承		鋼板 σ _s N/mm ²	許容値 σ _{sa} N/mm ²	
				σ _c N/mm ²	t _e mm			
可動側 橋軸方向	常時	833.8	108.0×10 ³	7.7	12	80.3	140	
	地震時	レベル1	690.7	112.8×10 ³		6.1	63.7	210
		レベル2	929.0			8.2	85.6	238
可動側 橋軸直角方向	常時	833.8	108.0×10 ³	7.7	12	80.3	140	
	地震時	レベル1	732.9	112.8×10 ³		6.5	67.8	210
		レベル2	1,039.9			9.2	96.0	238
固定側 橋軸方向	常時	833.8	120.0×10 ³	6.9	14	84.0	140	
	地震時	レベル1		690.7		5.8	70.6	210
		レベル2		929.0		7.7	93.7	238
固定側 橋軸直角方向	常時	833.8	120.0×10 ³	6.9	14	84.0	140	
	地震時	レベル1		732.9		6.1	74.3	210
		レベル2		1,039.9		8.7	105.9	238

(2) 変位追随

(a) せん断ひずみ

常時および地震時に生じる水平変位に対する水平変位追随機能を、支承便覧 式(3.6.21)および式(3.6.23)により照査します。なお、この検討は、常時あるいは地震時に移動量が発生する可動側のゴム支承について行います。

$$\text{常時} \quad \gamma_s = \Delta L / \Sigma t_e \leq \gamma_{sa}$$

ΔL : 常時の移動量 29.9mm

Σ t_e : 総ゴム厚 48mm

γ_{sa} : せん断ひずみの許容値 70% (支承便覧 表-3.5.1)

$$\gamma_s = 29.9 / 48 = 62\% \leq \gamma_{sa} = 70\%$$

$$\text{地震時} \quad \gamma_{se} = \Delta L_e / \Sigma t_e \leq \gamma_{ea}$$

ΔL_e : 地震時の移動量 17.9mm (レベル1, レベル2)

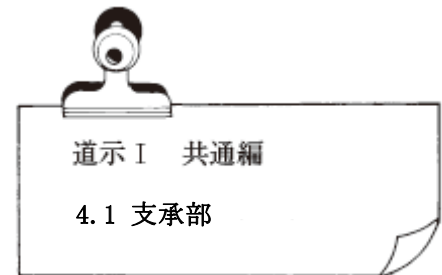
Σ t_e : 総ゴム厚 48mm

γ_{ea} : せん断ひずみの許容値 150% (支承便覧 表-3.5.1)

$$\gamma_{se} = 17.9 / 48 = 37\% \leq \gamma_{ea} = 150\%$$

(b) 回転機能

活荷重によって生じる桁のたわみによる回転変位を、支承便覧 式(3.6.27)により照査します。なお、以降の検討は、ゴム支承の総厚が薄い固定側のゴム支承についてです。



$$\delta r = (a \sin \theta + b \cos \theta) / 2 \times \Sigma \alpha e \leq \delta c / f v$$

$\Sigma \alpha e$: 桁の回転角 1/300 (支承便覧 表-3.4.7)

δc : ゴム支承の圧縮変位量

$$\delta c = R_{\max} / K_v \quad (\text{支承便覧 式(3.6.30)})$$

R_{\max} : 照査荷重 808.9kN (同一支承線上で最大反力が最も小さいG4支承)

K_v : 圧縮ばね定数 (固定側)

$$K_v = E \cdot A_e / \Sigma t_e \quad (\text{支承便覧 式(3.6.31)})$$

E : ゴム支承の縦弾性係数

$$E = \alpha \cdot \beta \cdot S_1 \cdot G_e \quad (\text{支承便覧 式(3.6.32)})$$

S_1 : 一次形状係数 (固定側) 6.12

$$= 35 \times 1.0 \times 6.12 \times 1.0 = 214.2 \text{N/mm}^2$$

$$= 214.2 \times 400 \times 300 / 28 = 918.0 \times 10^3 \text{N/mm} = 918.0 \text{kN/mm}$$

$$= 808.9 / 918.0 = 0.88 \text{mm}$$

$f v$: 圧縮ばね定数のばらつきを考慮した係数 1.3 (支承便覧 3.6.1(2)2))

$$\delta r = (300 \times \sin 90^\circ + 400 \times \cos 90^\circ) / 2 \times 1/300 = 0.50 \text{mm} \leq \delta s a = 0.88 / 1.3 = 0.68 \text{mm}$$

(3) 疲労耐久性

常時の疲労耐久性について、最大反力、移動量、回転によって生じる局部せん断ひずみの総和を、支承便覧 式(3.6.34)により照査します。なお、以降の検討は、せん断ひずみが発生する可動側のゴム支承についてです。

$$\gamma t = \gamma c + \gamma s + \gamma r \leq \gamma t a$$

γc : 鉛直力による局部せん断ひずみ

$$\gamma c = 8.5 S_1 \cdot R_{\max} / E \cdot A_{cn} \quad (\text{支承便覧 式(3.6.36)})$$

S_1 : 一次形状係数 (可動側) 7.14

R_{\max} : 照査荷重 833.8kN

E : 縦弾性係数 338.4N/mm²

$$E = (3 + 2/3 \cdot \pi^2 \cdot S_1^2) \cdot G_e \quad (\text{支承便覧 式(3.6.33)})$$

$$= (3 + 2/3 \cdot \pi^2 \cdot 7.14^2) \times 1.0 = 338.4 \text{N/mm}^2$$

A_{cn} : 常時移動量を控除した有効面積 108.0 × 10³mm²

$$= 8.5 \times 7.14 \times 833.8 \times 10^3 / (338.4 \times 108.0 \times 10^3) = 138\%$$

γs : 常時のせん断ひずみ 62%

γr : 桁の回転による局部せん断ひずみ

$$\gamma r = 2 \times (1 + a/b)^2 S_1^2 \alpha e \quad (\text{支承便覧 式(3.6.38)})$$

αe : ゴム一層当たりの回転角 1/300/4

$$= 2 \times (1 + 300/400)^2 \times 7.14^2 \times 1/300 / 4 = 26\%$$

$\gamma t a$: 局部せん断ひずみの許容値

$$\gamma t a = \gamma u / f a \quad (\text{支承便覧 表-3.5.1})$$

γu : 破断伸び 450% (支承便覧 表-2.9.4)

$f a$: 1.5 (支承便覧 表-3.5.1)

$$= 450 / 1.5 = 300\%$$

$$\gamma_t = 138\% + 62\% + 26\% = 226\% \leq \gamma_{ta} = 300\%$$

7.3.2 アンカーバーの設計

アンカーバーは、支承部の荷重伝達装置として、レベル2地震時の慣性力に抵抗することを目的として設置します。

(1) 負反力の照査

地震時に負反力が作用しないかを照査します。可動側・固定側の橋軸方向・橋軸直角方向の各地震動についての検討結果は次ページに示すとおりで、そのうちの固定側（橋軸方向・橋軸直角方向）のレベル2地震時を以下に示します。

設計水平震度 k_{hc} によって生じる鉛直方向の反力は

$$R_{HEQ} = HB \cdot h_s \cdot x_i / \sum x_i^2$$

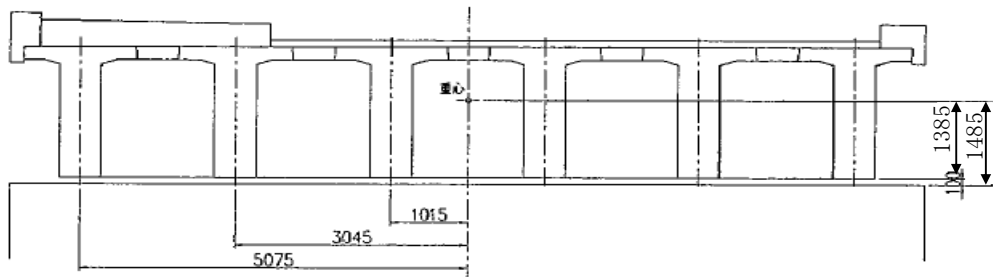
HB : 設計水平力 ($= \sum RD \cdot k_{hc}$)

h_s : 沓座面から上部構造の重心までの鉛直方向距離 1,485mm とします

x_i : 上部構造重心位置から i 番目の支承までの水平方向距離

(重心は総幅員の中央から 0.380m 左寄りなので, $x_1 = 5.075 - 0.380 = 4.695\text{m}$)

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= x_1^2 + x_2^2 + x_3^2 + \dots + x_i^2 \\ &= 4,695^2 + 2,665^2 + 635^2 + (-1,395)^2 + (-3,425)^2 + (-5,455)^2 \\ &= 72.982 \times 10^6 \text{mm}^2 \end{aligned}$$



注) 橋面荷重の偏載を考慮すると、重心は 0.380m 左寄り

図-7.5 支承までの距離

地震時鉛直力（下向きの鉛直地震力： R_L ，上向きの鉛直地震力： R_U ）は

$$R_L = RD + \sqrt{(R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2)} \quad (\text{道示V式(15.4.1)})$$

$$R_U = RD - \sqrt{(R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2)} \quad (\text{道示V式(15.4.2)})$$

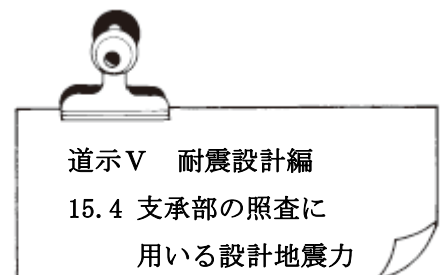
R_{VEQ} : 鉛直方向地震力

$$R_{VEQ} = RD \times k_{vc}$$

R_{HEQ} : 水平方向地震力

$$R_{HEQi} = \sum RD \times k_{hc} \times h_s \times x_i / \sum x_i^2$$

なお、 R_{HEQ} は、道示V式(解 15.4.2)で算出した R_{HEQi} のうち、絶対値として最大の値とします。



上部工の重心は、次のように求めます。

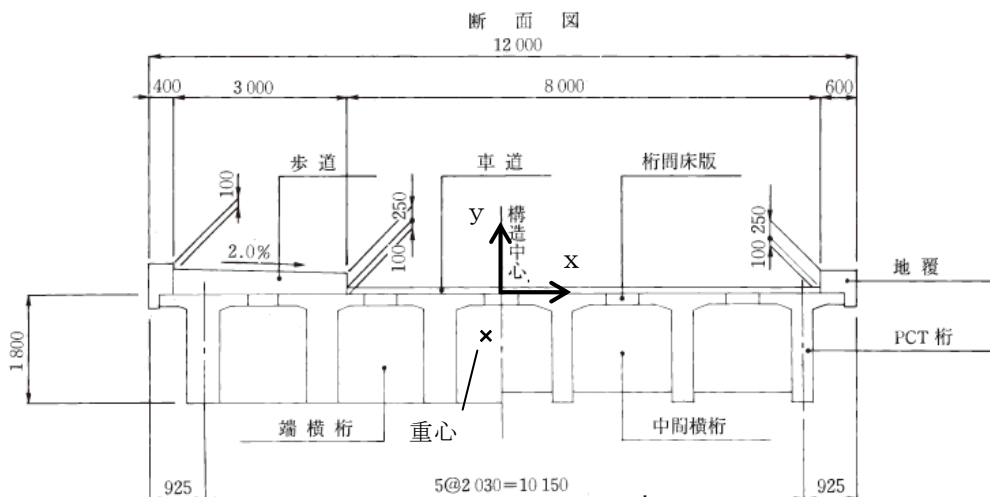


図-7.6 上部工の重心

表-7.7 上部工重心の算出

		面積 m ²	単重 kN/m ³	長さ m	数 コ	重量P kN	x m	y m	P x kN・m	P y kN・m
主桁	標準部	0.870	24.5	27.750	6	3,548.9	0.000	-0.668	0.0	-2,370.7
	拡幅部	1.030	24.5	1.050	6	159.0	0.000	-0.718	0.0	-114.2
	桁端部	1.189	24.5	2.000	6	349.6	0.000	-0.768	0.0	-268.5
	小計					4,057.5			0.0	-2,753.4
場所 打ち	間詰部	0.110	24.5	30.800	5	415.0	0.000	-0.100	0.0	-41.5
	端横桁	2.355	24.5	0.500	10	288.5	0.000	-1.004	0.0	-289.7
	中間横桁	2.336	24.5	0.350	5	100.2	0.000	-0.909	0.0	-91.1
	ダイヤフラム	0.231	24.5	0.400	2	4.5	0.000	-0.950	0.0	-4.3
	小計					808.2			0.0	-426.6
橋面 荷重	車道	0.800	22.5	30.800	1	554.4	1.400	0.050	776.2	27.7
	歩道	1.140	23.0	30.800	1	807.6	-4.100	0.380	-3,311.2	306.9
	地覆(左)	0.248	24.5	30.800	1	187.1	-5.820	0.188	-1,088.9	35.2
	地覆(右)	0.254	24.5	30.800	1	191.7	5.737	0.123	1,099.8	23.6
	高欄(左)	0.60 kN/m		30.800	1	18.5	-5.800	1.000	-107.3	18.5
	高欄(右)	0.60 kN/m		30.800	1	18.5	5.700	0.650	105.5	12.0
	小計					1,777.8			-2,525.9	423.9
合計					6,643.5			-2,525.9	-2,756.1	

重心は、総幅員の中央から0.380m左寄り、主桁の上縁から0.415m下がり（主桁の下縁から1.385m）の位置です。

$$X = -2,525.9 / 6,643.5 = -0.380\text{m}$$

$$Y = -2,756.1 / 6,643.5 = -0.415\text{m}$$

表-7.8 地震時鉛直力（橋軸方向の地震）

		G1	G2	G3	G4	G5	G6	備考
死荷重反力 RD	kN	606.7	611.2	578.7	548.6	520.9	456.4	$\Sigma RD=3,322.5$
レベル1	RHEQ	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	HB=3,322.5×0.00
	RVEQ	kN	78.9	79.5	75.2	71.3	67.7	kv=0.13
	RL	kN	685.6	690.7	653.9	619.9	588.6	
	RU	kN	527.8	531.7	503.5	477.3	453.2	397.1
レベル2 タイプ I	RHEQ	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	HB=3,322.5×0.00
	RVEQ	kN	175.9	177.2	167.8	159.1	151.1	kv=0.29
	RL	kN	782.6	788.4	746.5	707.7	672.0	588.8
	RU	kN	430.8	434.0	410.9	389.5	369.8	324.0
レベル2 タイプ II	RHEQ	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	HB=3,322.5×0.00
	RVEQ	kN	315.5	317.8	300.9	285.3	270.9	kv=0.52
	RL	kN	922.2	929.0	879.6	833.9	791.8	693.7
	RU	kN	291.2	293.4	277.8	263.3	250.0	219.1

表-7.9 地震時鉛直力（橋軸直角方向の地震）

		G1	G2	G3	G4	G5	G6	備考	
死荷重反力 RD	kN	606.7	611.2	578.7	548.6	520.9	456.4	$\Sigma RD=3,322.5$	
水平距離 xi	m	4.695	2.665	0.635	-1.395	-3.425	-5.455	$\Sigma xi^2=72.982$	
レベル1	RHEQi	kN	79.4	45.0	10.7	-23.6	-57.9	-92.2	HB=3,322.5×0.25
	RHEQ	kN	92.2	92.2	92.2	92.2	92.2	92.2	max(RHEQi)
	RVEQ	kN	78.9	79.5	75.2	71.3	67.7	59.3	kv=0.13
	RL	kN	728.0	732.9	697.7	665.2	635.3	566.0	
	RU	kN	485.4	489.5	459.7	432.0	406.5	346.8	
レベル2 タイプ I	RHEQi	kN	184.1	104.5	24.9	-54.7	-134.3	-213.9	HB=3,322.5×0.58
	RHEQ	kN	213.9	213.9	213.9	213.9	213.9	213.9	max(RHEQi)
	RVEQ	kN	175.9	177.2	167.8	159.1	151.1	132.4	kv=0.29
	RL	kN	883.7	889.0	850.6	815.2	782.8	707.9	
	RU	kN	329.7	333.4	306.8	282.0	259.0	204.9	
レベル2 タイプ II	RHEQi	kN	247.6	140.5	33.5	-73.6	-180.6	-287.6	HB=3,322.5×0.78
	RHEQ	kN	287.6	287.6	287.6	287.6	287.6	287.6	max(RHEQi)
	RVEQ	kN	315.5	317.8	300.9	285.3	270.9	237.3	kv=0.52
	RL	kN	1033.6	1039.9	995.0	953.7	916.0	829.3	
	RU	kN	179.8	182.5	162.4	143.5	125.8	83.5	

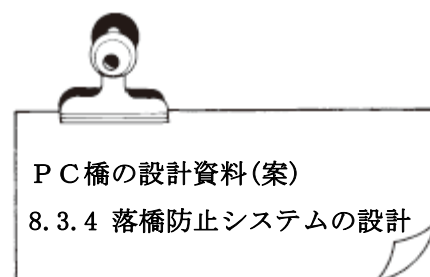
負反力が発生しないので、(ヘッド付ではない) アンカーバーとします。

なお、負反力が発生する場合 ($R_U < 0$)、ヘッド付アンカーバーの検討は以下の負反力を使って行います。

$$R_U > -0.3R_d \text{ のとき, } 0.3R_d$$

$$R_U < -0.3R_d \text{ のとき, } R_U$$

ヘッド付アンカーバーの具体的な照査方法は、「PC橋の支承部および落橋防止システムに関する設計資料(案)」(PC建協 H17.7) (以下、PC橋の設計資料(案)と略記)を参照して下さい。



(2) せん断応力度の照査

アンカーバーの設計地震力は、道示V15.4(2)の規定にしたがって算出します。

$$\text{可動側 (橋軸直角方向)} : H_s = k_{hc} \times R_d$$

$$\text{固定側 (橋軸方向)} : H_s = k_{hc} \times W$$

$$k_{hc} : \text{設計水平震度 } 0.25 \sim 0.78$$

$$R_d : \text{死荷重反力 } 3,322.5 \text{ kN}$$

$$W : \text{全死荷重反力 } 6,645.0 \text{ kN}$$

アンカーバーの径・材質および配置本数は、下表のとおりとします。

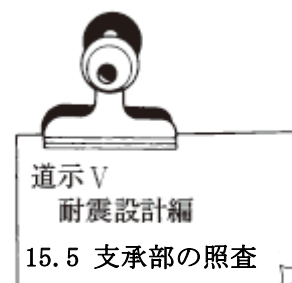


表-7.10 アンカーバーの径と材質

	径 ϕ (mm)	材質	配置本数 n (本)	総断面積 ΣA (mm ²)
可動側	$\phi 46$	S35CN	10	16,619 (=10×46 ² π/4)
固定側	$\phi 60$	S35CN	10	28,274 (=10×60 ² π/4)

アンカーバーのせん断応力度が、許容値以下であることを照査します。なお、上部構造と下部構造の隙間がアンカーバー径の1/2以上の場合、曲げの検討を行う必要があります。

$$\tau = H_s / \Sigma A \leq k \cdot \tau_a$$

$$\tau_a : \text{せん断応力度の許容値 } 110 \text{ N/mm}^2 \text{ (道示II表-3.2.11 および 支承便覧 表-3.5.2)}$$

$$k : \text{割増係数 (レベル1) } 1.5 \text{ (道示V15.5 解説(3))}$$

$$\text{(レベル2) } 1.7 \text{ (道示V15.5(3))}$$

表-7.11 アンカーバーのせん断応力度

			条件		水平震度	設計水平力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)	
			反力 (kN)	アンカー径 (mm)			応力度	許容値
可動側	レベル1		3,322.5	$\phi 46$	0.25	830.6	50.0	165.0 (1.5×110)
	レベル2	タイプ I			0.58	1,927.1	116.0	187.0 (1.7×110)
		タイプ II			0.78	2,591.6	155.9	
固定側	レベル1		6,645.0	$\phi 60$	0.25	1,661.3	58.8	165.0 (1.5×110)
	レベル2	タイプ I			0.58	3,854.1	136.3	187.0 (1.7×110)
		タイプ II			0.78	5,183.1	183.3	

(3) 遊間量の設定

設計遊間量については、平成14年版の道示V式(解15.5.1)に記載があります。

$$L_s \geq L_{sd} = L_E + L_A$$

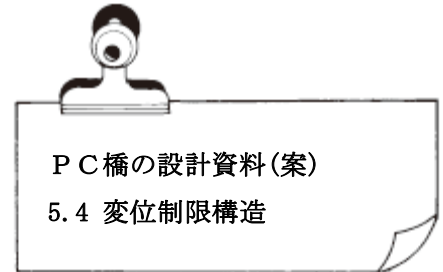
L_E : レベル1地震動に対するゴムの許容せん断ひずみに相当する移動量

$$L_E = \gamma a \times \Sigma t_e$$

L_A : アンカーバーの遊間量に対する余裕量

本設計例では、両側橋台の単純桁(固定可動支承)を想定していますので、可動側の設計遊間量は常時の支承移動量+余裕量とします。

$$L_{sd} = 18 + 15 = 33\text{mm(以上)}$$



(4) 横桁の安全性の照査

固定側横桁について照査します。レベル2タイプII地震時のアンカーバー1本あたりの水平力は

$$\begin{aligned} H_{s1} &= H_s / N \\ &= 5,183.1 / 10 = 518.3\text{kN} \end{aligned}$$

(a) 曲げに対する照査

横桁の抵抗幅は

$$h = L + d'$$

L : アンカーバーの長さ 600mm

d' : アンカー芯より横桁前面までの距離 300mm

$$= 600 + 300 = 900\text{mm}$$

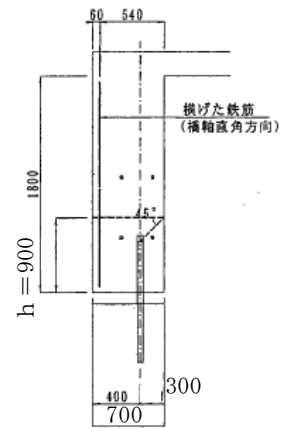


図-7.7 曲げに対する有効断面

横桁に作用する曲げモーメントは、両側の主桁に支持された両側固定ばりとして算出します。

$$\begin{aligned} M_A &= -H_{s1} \cdot a / L \times (a + b) \\ &= -518.3 \times 0.390 / 1.480 \times (0.390 + 0.700) \\ &= -148.9\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= H_{s1} \cdot L \cdot (a / L)^2 \\ &= 518.3 \times 1.480 \times (0.390 / 1.480)^2 \\ &= 53.3\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

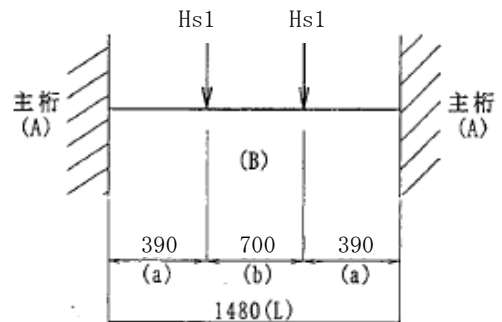


図-7.8 横桁に作用する曲げモーメントを算出する場合のモデル

ここでは、曲げモーメントが大きい固定端(A部)について、軸力を考慮したRC断面計算を行います。

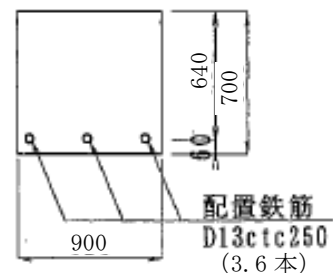


図-7.9 曲げに対する抵抗断面

曲げモーメント：M=148.9kN・m

軸力：N=P×Ac' / Ac

P：横締めPC鋼材の有効緊張力

$$P = N \times \sigma_{pe} \times A_p$$

$$= 4 \times 1,000 \times 312.9 = 1,251.6 \times 10^3 \text{N} = 1,251.6 \text{kN}$$

Ac'：アンカーバーに対する有効断面

$$A_{c'} = 900 \times 700 = 630.0 \times 10^3 \text{mm}^2$$

Ac：横桁の総断面

$$A_c = 1,600 \times 700 = 1,120.0 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$N = 1,251.6 \times 630.0 \times 10^3 / 1,120.0 \times 10^3 = 704.0 \text{kN}$$

RC断面計算の結果は（σck=30N/mm²，SD345）

$$\text{コンクリート圧縮応力度：} \sigma_c = 3.6 \text{N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_{ca} = 1.5 \times 10.0 \text{N/mm}^2 = 15.0 \text{N/mm}^2$$

$$\text{鉄筋の引張応力度} \quad : \quad \sigma_s = 24.8 \text{N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_{sa} = 1.5 \times 200.0 \text{N/mm}^2 = 300.0 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{ca} : \text{コンクリートの許容圧縮応力度} \quad 10.0 \text{N/mm}^2$$

（道示Ⅲ表-3.2.1 σck=30N/mm²の場合）

$$\sigma_{sa} : \text{鉄筋の許容引張応力度の基本値} \quad 200 \text{N/mm}^2$$

（道示Ⅲ表-3.3.1 SD345の場合）

(b) せん断に対する照査

圧縮破壊耐力を、次式により照査します。

$$S_{uc} = \tau_{\max} \cdot b_w \cdot d + S_p > H_{s1}$$

τmax：コンクリートの平均せん断応力の最大値

$$\tau_{\max} = 4.0 \text{ N/mm}^2$$

（道示Ⅲ表-4.3.2 σck=30N/mm²の場合）

Sp：PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

bw：部材断面のウェブ厚 900mm

d：部材断面の有効高 640mm

図-7.10 せん断力に対する抵抗断面

$$= 4.0 \times 900 \times 640 + 0 = 2,304.0 \times 10^3 \text{N} = 2,304.0 \text{kN} > H_{s1} = 518.3 \text{kN}$$

斜引張破壊耐力を、次式により照査します。

$$S_{us} = S_c + S_s + S_p > H_{s1}$$

Sc：コンクリートが負担できるせん断力

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d$$

τc：負担できる平均せん断応力 0.45N/mm²

（道示Ⅲ表-4.3.1 σck=30N/mm²の場合）

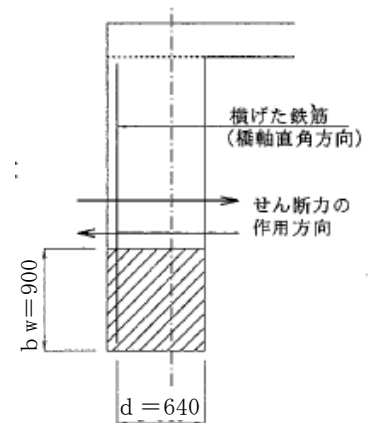
$$k : 1 + M_o / M_d \leq 2$$

$$= 2 \times 0.45 \times 900 \times 640 = 518.4 \times 10^3 \text{N} = 518.4 \text{kN}$$

Sp：PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

Ss：せん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力

$$= 518.4 + 0 + 0 = 518.4 \text{kN} > H_{s1} = 518.3 \text{kN}$$



(c) 押抜きせん断に対する照査

せん断破壊面に生じる平均せん断応力度が、コンクリートの許容押抜きせん断応力度以下となることを照査します。

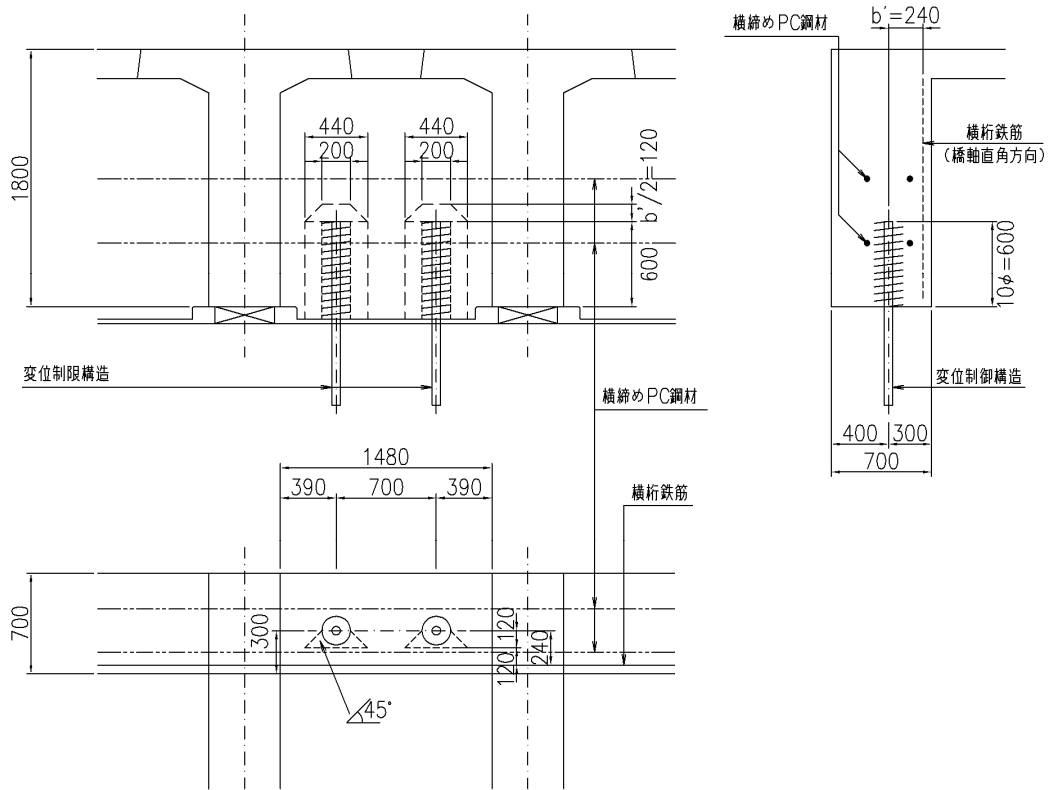
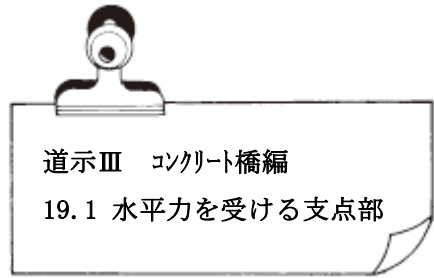


図-7.11 地震時水平力に対する設計せん断力

$$\tau_p = Hs1 / A_c \leq 1.5 \times \tau_a$$

Hs1 : アンカーバー 1 本あたりの水平力 518.3kN

A_c : 抵抗面積 $426.5 \times 10^3 \text{mm}^2$ ($= (600 \times 2 + 240 / 2 \times \pi + 200) \times 240$)

τ_a : 許容押抜きせん断応力度 1.0N/mm² (道示Ⅲ表-3.2.7 $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ の場合)

$$\tau_p = 518.3 \times 10^3 / 426.5 \times 10^3 = 1.22\text{N/mm}^2 \leq 1.5 \times 1.0 = 1.50\text{N/mm}^2$$

7. 4 落橋防止システムの設計

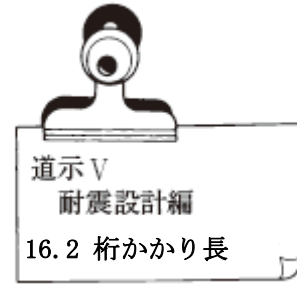
7.4.1 桁かかり長

桁かかり長は、道示V式(16.2.2)により照査します。

$$S_{EM}=0.7+0.005 \times L$$

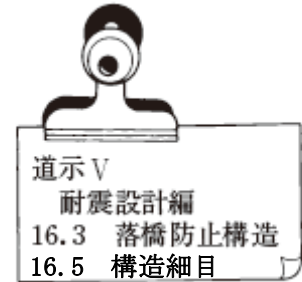
L：必要桁かかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離 30.0m (道示V図-解 16.2.2)

$$S_{EM}=0.7+0.005 \times 30.0=0.85m$$



7.4.2 落橋防止構造

落橋防止構造は、「両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋」等の場合、設置を省略できますが、ここでは、設計例として掲載します。また、道示V 16.5 解説(2)に「落橋防止構造は、橋軸直角方向への移動に追従できる構造とする」と記載されていますので、PCケーブルとします。



(1) PCケーブル

落橋防止構造の設計地震力は、道示V式(16.3.1)により算出します。

$$H_F=PLG \quad \text{ただし、} H_F \leq 1.5R_d$$

PLG：当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力

R_d：死荷重反力 3,322.5kN

$$H_F=1.5 \times 3,322.5=4,983.8kN$$

PCケーブルを10本配置する場合、PCケーブル1本あたりの設計地震力は

$$P_F=H_F/N$$

N：PCケーブルの本数 10本

$$P_F=4,983.8/10=498.4kN$$

落橋防止構造として、7本よりのPCケーブル SWPR7Bφ9.5 を用いるものとし、その耐力を、PCケーブルの降伏耐力として算出します。

$$P_y=7 \times P_{py} \times A_{pe}$$

P_{py}：PCケーブルの降伏点荷重 86.8kN (道示I表-解 3.1.3)

$$P_y=7 \times 86.8=607.6kN$$

よって、

$$P_F=498.4kN \leq P_y=607.6kN$$

(2) 緩衝材

PCケーブルの定着部の緩衝材として、クロロプレンゴム相当を使用します。ゴムの支圧応力度が、地震時の割増係数1.5を考慮した許容応力度以下であることを照査します。

$$\sigma_b=(H_F/N)/A_b \leq 1.5 \times \sigma_{ba}$$

H_F：設計地震力 4,983.8kN

N：PCケーブルの本数 10本

A_b：支圧面積

$$A_b = \pi / 4 \times (d_1^2 - d_2^2)$$

d_1 : 緩衝材の外径 ϕ 250mm

d_2 : 緩衝材の内径 ϕ 59mm

$$= \pi / 4 \times (250^2 - 59^2) = 46,353\text{mm}^2$$

σ_{ba} : ゴムの許容支圧応力度 (12.0N/mm²とします)

$$= 498.4 \times 10^3 / 46,353 = 10.8\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 1.5 \times 12.0 = 18.0\text{N/mm}^2$$

(3) 横桁の安全性の照査

端支点横桁の安全性を、落橋防止構造から作用する設計地震力に基づいて算出した部材の応力度が、地震時の割増係数 1.5 を考慮した許容応力度以下となることにより照査します。ここでは、落橋防止構造から水平力を受けたときの曲げおよび押抜きせん断に対する照査例を示します。

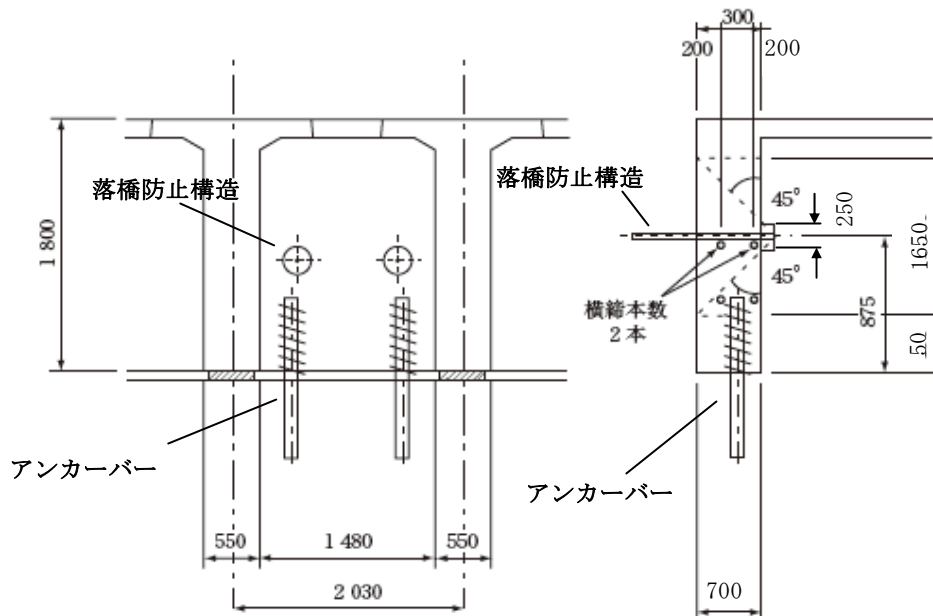
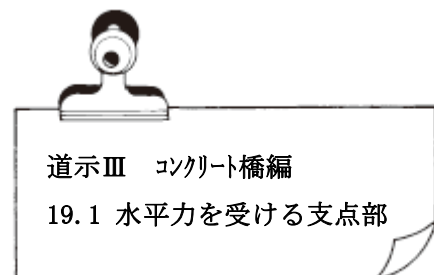


図-7.12 支点横桁に配置したアンカーバーと落橋防止構造



(a) 曲げに対する照査

横桁の抵抗幅は

$$h = b \times 2 + \phi$$

b : 横桁厚 700mm

ϕ : 緩衝パッキン直径 250mm

$$= 700 \times 2 + 250 = 1,650\text{mm}$$

→ 1,550mm (上端は床版下面まで)

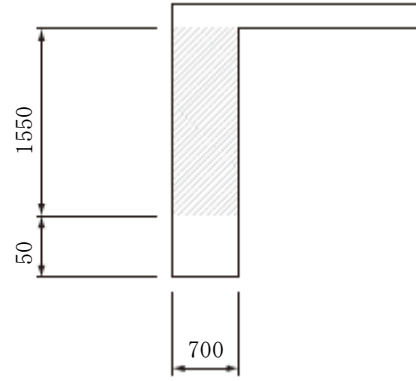


図-7.13 支点横桁の曲げに対する抵抗断面

横桁に作用する曲げモーメントは、両側の主桁に支持された両側固定ばりとして算出します。

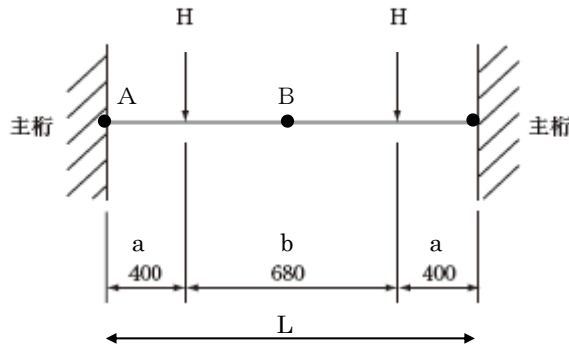


図-7.14 横桁に作用する曲げモーメントを算出する場合のモデル

$$M_A = -H \cdot a / L \times (a + b)$$

$$= -498.2 \times 0.40 / 1.48 \times (0.40 + 0.68) = -145.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = H \cdot L \cdot (a / L)^2$$

$$= 498.2 \times 1.48 \times (0.40 / 1.48)^2 = 53.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ここでは、曲げモーメントが大きい固定端 (A部) について、軸力を考慮したRC断面計算を行います。

曲げモーメント : $M = 145.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

軸力 : $N = P \times A_c' / A_c$

P : 横締めPC鋼材の有効緊張力

$$P = N \times \sigma_{pe} \times A_p$$

$$= 4 \times 1,000 \times 312.9$$

$$= 1,251.6 \times 10^3 \text{ N} = 1,251.6 \text{ kN}$$

A_c' : 落橋防止構造に対する有効断面

$$A_c' = 1,550 \times 700 = 1,085.0 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

A_c : 横桁の総断面

$$A_c = 1,600 \times 700 = 1,120.0 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N = 1,251.6 \times 1,085.0 \times 10^3 / 1,120.0 \times 10^3 = 1,212.5 \text{ kN}$$

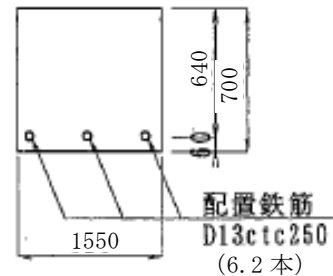


図-7.15 曲げに対する抵抗断面

RC断面計算の結果は ($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$, SD345)

コンクリート圧縮応力度: $\sigma_c = 2.3\text{N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_{ca} = 1.5 \times 10.0\text{N/mm}^2 = 15.0\text{N/mm}^2$

鉄筋の引張応力度: $\sigma_s = 0.0\text{N/mm}^2 < 1.5 \times \sigma_{sa} = 1.5 \times 200.0\text{N/mm}^2 = 300.0\text{N/mm}^2$

σ_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 10.0N/mm^2

(道示Ⅲ表-3.2.1 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の場合)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度の基本値 200N/mm^2

(道示Ⅲ表-3.3.1 SD345の場合)

(b) 押抜きせん断に対する照査

PCケーブル1本あたりの水平力は

$$H = 1.5 \times R_d / n$$

$$= 1.5 \times 3,322.5 / 10 = 498.4\text{kN}$$

上記の水平力が作用したときにコンクリートの押抜きせん断応力度が許容値以下であることを照査します。

押抜きせん断応力度は

$$\tau_p = H / A_c \leq k \times \tau_a$$

A_c : 抵抗面積

$$A_c = \{ (250 + (700 - 60) / 2 \times 2) \times \pi + 680 \times 2 \} \times (700 - 60)$$

$$= 2,659.9 \times 10^3 \text{mm}^2$$

τ_a : 許容押抜きせん断応力度 1.0N/mm^2 (道示Ⅲ表-3.2.7 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の場合)

$$= 498.2 \times 10^3 \times 2 / 2,659.9 \times 10^3 = 0.37\text{N/mm}^2 \leq 1.5 \times 1.0 = 1.50\text{N/mm}^2$$

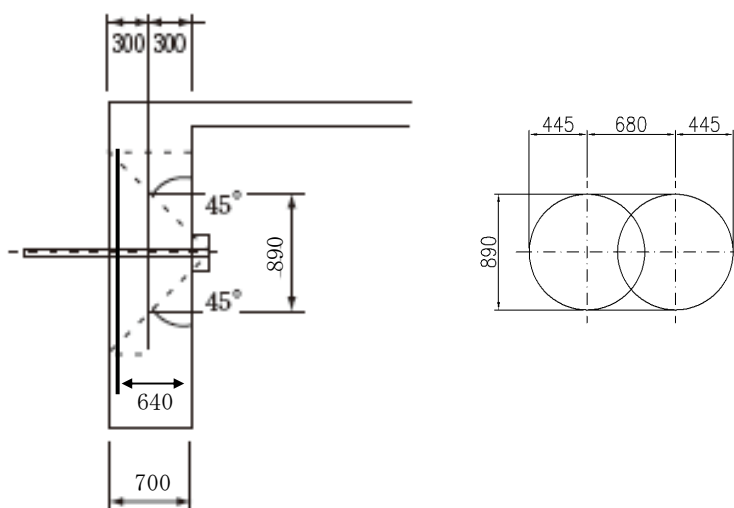
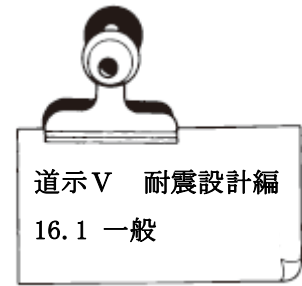


図-7.16 押抜きせん断に対する抵抗断面

7.4.3 横変位拘束構造

一般に橋軸直角方向は、下部構造の頂部幅が広く上部構造が移動しても落橋する可能性は低いため、横変位拘束構造を設ける必要はありませんが、ここでは、サイドブロックの設計例を掲載します。設置の必要性についての詳細は、道示V16.1を参照して下さい。



(a) 設計地震力

横変位拘束構造の設計地震力は、道示V式(16.4.1)により算出します。

$$H_s = P_{TR} \quad \text{ただし、} H \leq 3kh \times R_d$$

P_{TR} : 当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力

kh : レベル1地震動に相当する設計水平震度 0.25 (前出のとおり)

R_d : 死荷重反力 3,322.5kN

$$= 3 \times 0.25 \times 3,322.5 = 2,491.9\text{kN}$$

(b) 終局曲げに対する照査

曲げモーメントは

$$M = h \cdot H_s$$

$$= 0.300 \times 2,491.9 = 747.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

終局曲げモーメントは

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \left(d - 1/2 \times A_s \cdot \sigma_{sy} / (0.85 \sigma_{ck} \cdot b) \right)$$

$$= 10 \times 506.7 \times 345 \times \left(500 - 1/2 \times 10 \times 506.7 \times 345 / (0.85 \times 30 \times 1,000) \right)$$

$$= 814.1 \times 10^6 \text{N}\cdot\text{m} = 814.1\text{kN}\cdot\text{m}$$

以上より、 $M = 747.6\text{kN}\cdot\text{m} \leq M_u = 814.1\text{kN}\cdot\text{m}$

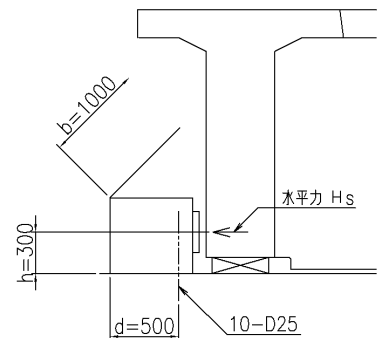


図-7.17 サイドブロックの寸法

(c) せん断に対する照査

せん断耐力は道示IV5.2.3より以下ようになります。

$$P_c = S_c + S_s$$

コンクリートが負担するせん断耐力は

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d$$

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数 ($C_c = 1.0$)

C_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数 ($d = 500\text{mm} \cdots C_e = 1.29$)

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 ($p_t \geq 1.0\% \cdots C_{pt} = 1.5$)

C_N : 軸方向圧縮力による補正係数 ($C_N = 1.0$)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 ($\sigma_{ck} = 30\text{N}/\text{mm}^2 \cdots \tau_c = 0.37\text{N}/\text{mm}^2$)

$$= 1.00 \times 1.29 \times 1.50 \times 1.0 \times 0.37 \times 1,000 \times 500 = 358.0 \times 10^3 \text{N} = 358.0\text{kN}$$

鉄筋が負担するせん断耐力は

$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \times (\sin \theta + \cos \theta) / 1.15 s$$

$$= 10 \times 387.1 \times 345 \times 500 \times 1.0 / (1.15 \times 100) = 5,806.5 \times 10^3 \text{N} = 5,806.5\text{kN}$$

$$P_c = S_c + S_s$$

$$= 358.0 + 5,806.5 = 6,164.5\text{kN} > S = H_s = 2,491.9\text{kN}$$





一般社団法人

プレストレスト・コンクリート建設業協会

JAPAN PRESTRESSED CONCRETE CONTRACTORS ASSOCIATION

事務局

本 部	〒162-0821 東京都新宿区津久戸町4番6号(第3都ビル)	TEL (03) 3260-2535 FAX (03) 3260-2518
		ホームページ http://www.pcken.or.jp/
北海道支部	〒060-0062 札幌市中央区南2条西3-8(北洋札幌南ビル) 日本高压コンクリート㈱ 内	TEL (011) 231-7844 FAX (011) 241-7593
東北支部	〒980-0811 仙台市青葉区一番町1-8-1(東菱ビル) ㈱ピーエス三菱 東北支店 内	TEL (022) 266-8377 FAX (022) 227-5641
関東支部	〒162-0821 東京都新宿区津久戸町4番6号(第3都ビル) (一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 本部 内	TEL (03) 5227-7675 FAX (03) 3260-2518
北陸支部	〒951-8055 新潟市中央区礎町通一の町1945-1(新潟礎町西万代橋ビル) ㈱日本ピーエス 新潟営業所 内	TEL (025) 229-4187 FAX (025) 201-9782
中部支部	〒450-0002 名古屋市中村区名駅3-25-9(堀内ビル) ㈱安部日鋼工業 中部支店分室 内	TEL (052) 541-2528 FAX (052) 561-2807
関西支部	〒532-0011 大阪市淀川区西中島六丁目2-3 (チサンマンション 第7新大阪 309号)	TEL (06) 6195-6066 FAX (06) 6195-6067
中国支部	〒732-0052 広島市東区光町2-6-31 極東興和㈱ 内	TEL (082) 262-0474 FAX (082) 262-8220
四国支部	〒761-8082 香川県高松市鹿角町293-1 三井住友建設㈱ 高松営業所 内	TEL (087) 868-0035 FAX (087) 868-0404
九州支部	〒810-0022 福岡市中央区薬院1-13-8(九電不動産ビル) ㈱富士ビー・エス 内	TEL (092) 751-0456 FAX (092) 732-9096