

第 14 章 可動堰の設計

関連条項[基準10、運用10-17、18、20]

可動堰には一般に洪水吐きと土砂吐きの2種類がある。洪水吐きの主たる機能は、取水時の水位を確保し、洪水時の通水を妨げないことであり、土砂吐きの主たる機能は、取入口前面に堆積する土砂を適時排除することにより、用水路への土砂の流入を防止することである。可動堰の設計において最も重要な諸元は、敷高、径間長、堰天端標高であり、これらに関する必要な規定事項は、設計基準の関係条項において定められている。ここでは、基準で定めていない、可動堰の設計の手法などについて解説する。なお、可動堰のうち土砂吐きの水理設計に関する技術的な事項については、「第 15 章 土砂吐きの水理設計」に解説をしているので、これについても参照されたい。

14.1 可動堰の水理設計

図-14.1-1 において、 ℓ_0 は、広頂堰として機能させ粗度効果を発揮させるため、設計洪水位における上流水深 h_1 の 2 倍以上とすることが望ましい。また、勾配は原則として計画河床勾配に平行に設けるのが一般的である。

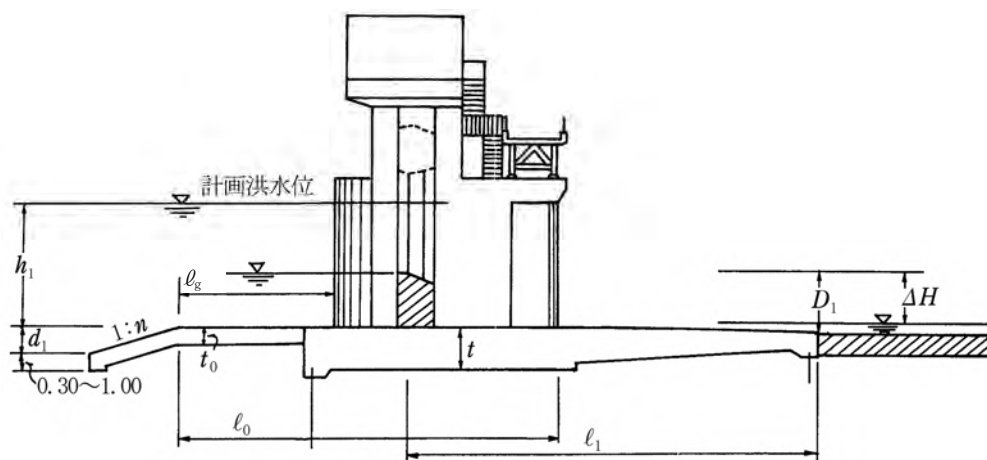


図-14.1-1 洪水吐き断面説明図

一般的には、長さ ℓ_0 のうち、堰柱上流部 ℓ_g は堰柱幅の 3 倍程度とする。また、厚さ t_0 は、下流エプロンの最大厚さ t の $1/2 \sim 2/3$ 程度とする。これより上流へは、3 割の逆勾配を与え、その先端は現河床より $d_1 = 1.5\text{m}$ 程度貫入させるのが一般的であるが、河川の状況により局所洗掘に対する効果が異なるので十分な検討が必要である。

なお、現場条件等により局所洗掘が懸念される場合、上流エプロンを平坦にし、上流護床工の設置を検討する場合もある。

ゲート戸当り部より下流の堰体及び堰体下流のエプロンの長さ ℓ_1 は式(14.1-1)、厚さ t は式(14.1-2)により求める。

$$\ell_1^{*1} = 0.9C\sqrt{D_1} \dots\dots\dots (14.1-1)$$

ここに、 ℓ_1 : 下流エプロンの長さ (m)

D_1 : エプロン下流端の上面からゲート天端までの高さ (m)

C : ブライの C (表-11.1 参照)

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{w_0(\Delta H - H_f)}{\gamma - w_0} \dots\dots\dots (14.1-2)$$

ここに、 t : 考える点の厚さ (m)

ΔH : 上下流の水位差 (m)

H_f : 考える点までの浸透水の損失水頭 (m)

γ : 堰及びエプロンの材料の単位体積重量 (kN/m³)

4/3 : 安全率

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

$w_0(\Delta H - H_f)$ は、任意の地点における揚圧力の強度を示し、全浸透路長を S 、任意の点までの浸透路長を S' とすれば、 $H_f = (\Delta H/S)S'$ となる。

式 (14.1-2) によれば、下流端における厚さが極端に小さくなる可能性がある。この場合は、河川の状況、頭首工の規模にもよるが、最小厚さは、一般河川の場合 50 cm、流下転石が多い場合は 60 cm とするのが一般的である。

下流端は洗掘や河床低下に備えて現河床より若干低い標高に設定するとともに阻壁を設ける。なお、堰体は不同沈下によるたわみは絶対避けねばならないので、適切な基礎工が必要である。

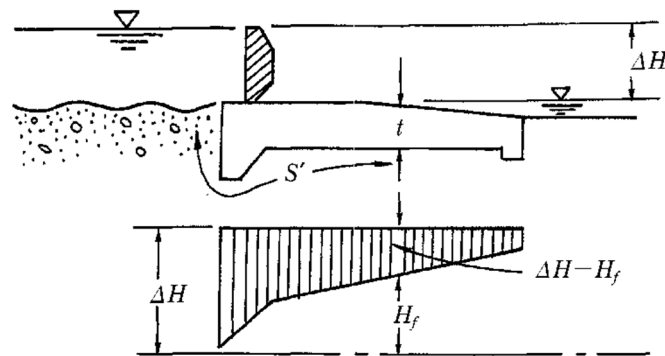


図-14.1-2 エプロンの厚さの説明

*1 ブライの原典によれば、スルース堰 (Sluice weir) の場合の ℓ_1 は、 $\ell_1 = 1.1C\sqrt{D_1}$ である。ここでいうスルース堰とは、固定堰と土砂吐きからなる堰の土砂吐きを意味する。したがって、スルース堰における流水の状況が通常の可動堰における水理現象と異なること。また、この式は過大な数値を与えること等が指摘されており、このことから過去の頭首工設計基準 (昭和 42 年 10 月制定) で ℓ_1 、 $\ell_1 = 0.6C\sqrt{D_1} \times 1.5 = 0.9C\sqrt{D_1}$ が適用された。この式により設計施工された実施例からは、適当な長さを与えていると判断されること、及びブライの式に代わる適当な式がないこと等から、ここでは式 (14.1-1) を紹介した。

(1) 上流エプロンの形状については、従来からエプロンの上流端を 1:3 の逆勾配にして根入れさせることを推奨してきた。この効果について、農林水産省農村工学研究so(現国立研究開発法人農研機構 農村工学研究部門)で実験を行い、次の結果が得られている。

イ 掃流力が小さい条件下では、形状による差異はない。

したがって、頭首工を河川の上・中流部に設置する場合は有効であると考えられるが、定量的な解析はまだなされていないので、設計に当たっては河床の状況（局所洗掘の状況、流砂量、河床勾配、河床材料等）に留意する。

なお、洗掘危険度がある程度高い現地条件では、直（1：0）形状とすると根入れ深さが過大となり、かえって1：3形状より不経済となる。この境界が1：3形状と直形状の施工区分の目安となる。

参考として実験の要約と各地で建設された頭首工の洗掘状況の調査結果を示す。

ここでは、頭首工構成各部の中で、勾配がきつく局所洗掘が最も起こりやすいと考えられる土砂吐き部を対象に実験を行った。実験水路内には単純化した土砂吐き形状を再現した（図-14.1-3）。

エプロン上流端形状 (3 ケース) : 直 (1 : 0)、1 : 3、1 : 1

初期砂面：エプロンの上流にエプロン敷頂と同じ高さで砂を水平に敷いた。

実験砂中央粒径：約 0.4 mm

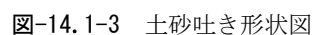
実験流量：21ℓ/s

送水時間：20～35 時間

上流からの給砂：なし

移動床上の無次元掃流力：0.058～0.284

移動床上の砂粒レイノルズ数：7.66～12.95



イ 実験結果

(7) エプロン直上流の砂面変動の状況

a 河川の掃流力が強い状況下でのエプロン直上流の砂面変動

(a) 直形状

直形状の洗掘状況を模式的に示すと図-14.1-4 のようになる。直形状の局所洗掘は、砂堆の谷がエプロン上流面に進行してきた時に、その谷部と、露出したエプロン上流面の間に発生する縦渦により生じたものである。局所洗掘の深さは進行してくる砂堆の谷底より深いものであるが恒常的でない。ある程度掘れると、そこが死水域となって、渦も弱まり徐々に埋戻される。次に砂堆の山がきた時には完全に埋戻されてしまう。つまり、直形状のエプロン直上流砂面高は、砂堆の谷→山→谷→……………の進行に伴って、洗掘（砂堆の谷より深い）→埋戻し（砂堆の山と同高の砂面高）→洗掘→……………という経過をたどる。

(b) 1:3 形状

1:3 形状のエプロン直上流の砂面変動の状況を図-14.1-5 に示す。1:3 形状では、直形状と異なり、砂堆の谷が進行してきても局所洗掘は生じなかった。エプロン直上流の砂面高は、砂堆の谷の進行に伴ってそれと同高に低下するだけであった。直形状のように渦が巻くこともなく、エプロン上流面では常に掃流状態が維持されていた。

進行してきた砂堆の山は、この掃流で流されて、エプロン斜面上をはい上がる。これによりエプロン上流面の砂面形状は、その上流の河床地形に対しなじみのよいものとなっていた。

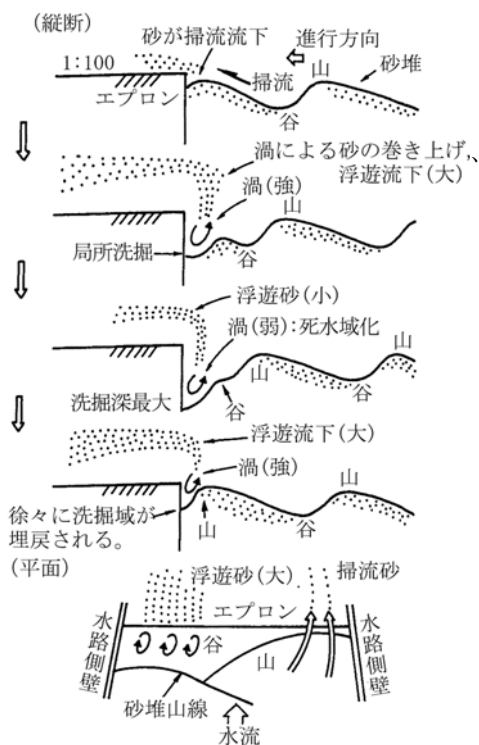


図-14.1-4 直 (1:0) 形状でのエプロン上流の砂面の変化

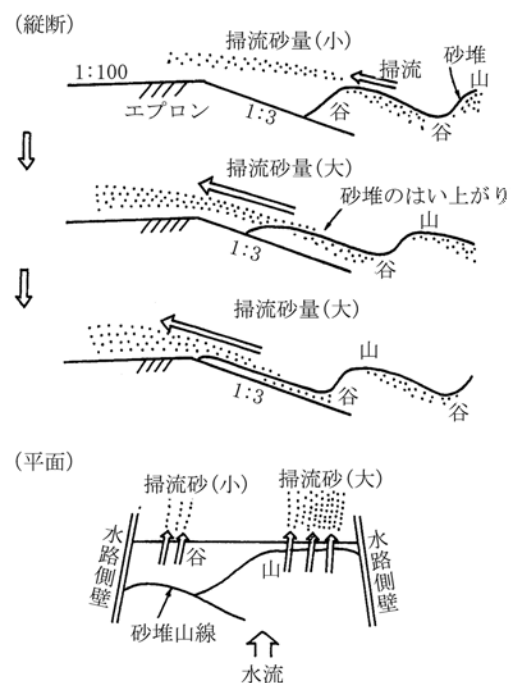


図-14.1-5 1:3 形状でのエプロン上流の砂面の変化

1:3 形状のエプロン直上流砂面高は、砂堆の谷→山→谷→……………の進行に伴って、砂堆の谷と同標高→砂堆の山より高い砂面高（砂堆の山のはい上がりにより）→砂堆の谷と同標高→……………という経過をたどる。

b 河川の掃流力が弱い状況下でのエプロン直上流の砂面変動

いずれのケースでも、さらに時間がたち、水路内全体で河床が低下（水深が増加）して、流砂が静止状態に近づくと、エプロン直上流の砂面高は河床波高と一致するようになった。すなわち、局所洗掘も砂堆のはい上がりも起こらず、エプロン直上流の砂面高は進行してくる砂堆の山、谷の高さに追従した。

(a) 洗掘深の変化

・ 相対洗掘深の変化

直形状と 1:3 形状についてエプロン直上流洗掘深の変化を図-14.1-6 に示す。図中、縦軸は 60 分ごとに“エプロン上流面での砂堆の谷の最深値 (b_*) (エプロン直上流洗掘深)”を“エプロン上流近傍（上流 25 cm 地点）を通過する砂堆の谷の最深値 (b)”で割ったものである。ここでは、“相対洗掘深”と称している。したがって、この値が 1 より大きいとエプロン上流面で洗掘を生じていることになる。

以下は、すべてエプロン上流面が露出した状態での状況である。

直形状では、河床が低下（エプロン上流面が露出）し始め砂堆が発達するにつれ、相対洗掘深が大きくなっている。送水後 60～120 分では相対洗掘深が 2.3 近くとなっている。その後、全体河床の低下に伴い、掃流力が低減するにつれ相対洗掘深も漸減している。送水時期（60 分以前）の、掃流力が大きい時に相対洗掘深が比較的小さかったのは、エプロン上流面露出高が小さくかつ砂堆の発達が不十分だったためと思われる。

一方、1:3 形状では、送水初期の、掃流力の強い段階から常に相対洗掘深がほぼ 1.0 であり、洗掘が生じていないことが明らかである。むしろ、掃流力の強い条件下で、砂堆の山がエプロン上をはい上がりエプロン上流面を保護する状況となっていた。

以上をまとめると、

- ① 直形状では、エプロン上流面（根入れ部）露出、砂堆発達、掃流力が強い条件下で間欠的な局所洗掘を生じる。
- ② 1:3 形状は、掃流力の強い条件（①と同条件も含む）下でも、洗掘は生じない。むしろ、砂堆がはい上がり河床になじみよい形状となる。
- ③ 掃流力が弱いと形状による差異はない。エプロン直上流砂面高は進行してくる砂堆に追従するだけである。

したがって、直形状は、条件によっては洗掘の危険性がある。1:3 形状は洗掘に対し安全性が高いといえる。

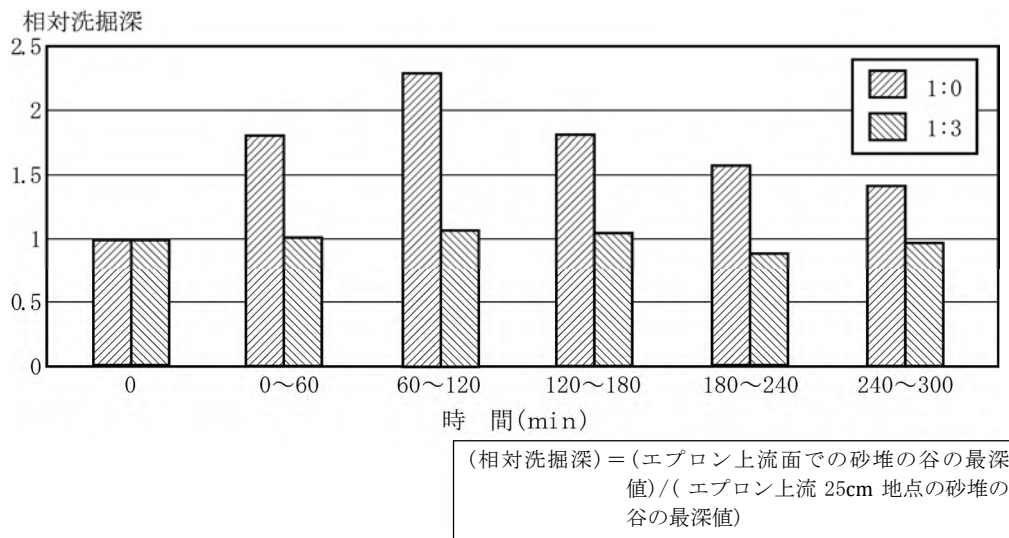


図-14.1-6 洗掘深の変化

(3) 頭首工実態調査の結果

ア 上流エプロン形状と河床状況について

(ア) 調査データ

基幹水利施設台帳（頭首工編）の 379 件より、昭和 42 年度以降の頭首工を中心に全国調査した結果、有効データとして 210 件が得られ、項目ごとに有効データのみを集計し整理した。

(イ) 調査件数（地域別）

地域名	北海道	東北	関東	北陸	東海	近畿	中四国	九州	計
件数	34	45	27	18	9	29	26	22	210

(ウ) データ整理結果

a 上流エプロン形状

洪水吐き上流エプロンの形状で 3 割の逆勾配を採用しているのは、有効データ数の約 42% (57 件)である。さらに 3 割以外の逆勾配も含めると約 64% (86 件)となる。特に洪水吐き上流の 3 割勾配が明文化された昭和 53 年度以降はその比率が伸びている（図-14.1-7）。

b 河床形状等

逆勾配を採用している 86 カ所の頭首工のうち有効データ数 83 カ所（図-14.1-8）を見てみると、上流側護床工のない場合が約 84% (70 件)である。そのうちの上流側河床状況については、異常なしか、若干洗掘はあるが支障のないものがほとんどであり（図-14.1-9）、逆勾配の効果があることがわかる。

なお、（図-14.1-10）の河床勾配別での洗掘状況を見ると、急流河川（1/140～1/800）での洗掘がほとんどである。

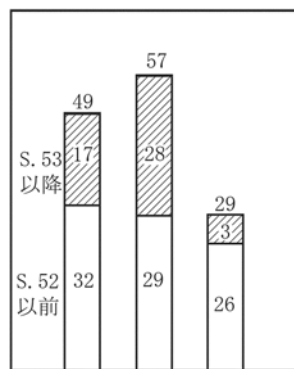


図-14.1-7 上流エプロン形状

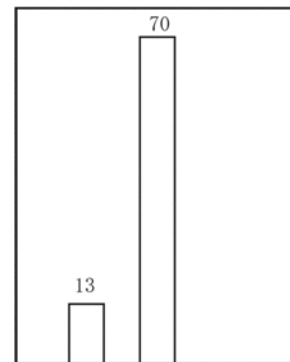


図-14.1-8 上流護床工の有無
(逆勾配の場合)

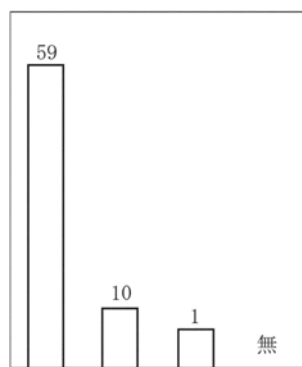


図-14.1-9 上流側河床状況
(逆勾配有、護床工無)

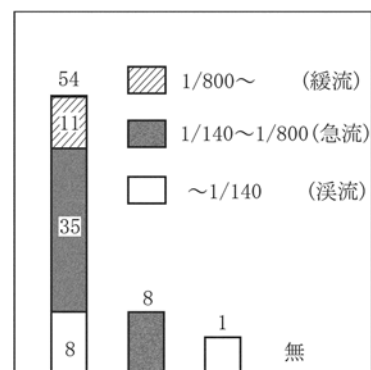


図-14.1-10 河川勾配別洗掘状況
(逆勾配有、護床工無)

14.2 可動堰の構造設計

14.2.1 常時及びレベル1地震動

(1) 堰柱の安定計算

堰柱の安定計算は、次の項目について行う。

- ア 転倒に対して安全であること
- イ 滑動に対して安全であること
- ウ 地盤支持力に対して安全であること
- エ 各部材の応力が許容応力度以内であること

まず堰柱に作用する荷重(外力)の合力を次式により求める。

$$X_0 = \frac{\Sigma(V \cdot X)}{\Sigma V}, Y_0 = \frac{\Sigma(H \cdot Y)}{\Sigma H} \dots\dots\dots (14.2-1)$$

$$\Sigma M = \Sigma(V \cdot X) + \Sigma(H \cdot Y) \dots\dots\dots (14.2-2)$$

ここに、 X_0 : 鉛直力の合力の作用線と基準点との距離 (m)

Y_0 : 水平力の合力の作用線と基準点との距離 (m)

ΣV : 鉛直力の合力 (kN)

ΣH : 水平力の合力 (kN)

$\Sigma(V \cdot X)$: 鉛直力によるモーメントの合計 (kN・m)

$\Sigma(H \cdot Y)$: 水平力によるモーメントの合計 (kN・m)

ΣM : モーメントの合計又は合力によるモーメント (kN・m)

(2) 転倒についての検討

堰柱は、底面に対する合力の作用点が中央 1/3 以内にあればよい。式 (14.2-3) により偏心距離を求め、式 (14.2-4) の条件を満足させる必要がある。

$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{\ell}{2} \right| \dots\dots\dots (14.2-3)$$

$$e \leq \ell/6 \text{ (常時)}, \text{又は } e \leq \ell/3 \text{ (地震時)} \dots\dots\dots (14.2-4)$$

ここに、 e : 偏心距離

ℓ : 底辺の長さ

堰柱が鉄筋コンクリート構造の場合は、各支点において式 (14.2-5) を満足する必要がある。

$$\Sigma M_r > \Sigma M_t \dots\dots\dots (14.2-5)$$

ここに、 ΣM_r : 転倒に抵抗するモーメントの合計 (kN・m)

ΣM_t : 転倒させようとするモーメントの合計 (kN・m)

(3) 滑動についての検討

底面コンクリート基礎の場合は、打継面に働く最大せん断応力 $\tau_{\max}$ を式 (14.2-6) から求め、コンクリートの許容せん断応力以内であればよい。

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\Sigma H}{A} \dots\dots\dots (14.2-6)$$

ここに、 $\tau_{\max}$: 最大せん断応力 (kN/m²)

A : 底面の面積 (m²)

底面が岩盤又は砂礫の場合は拡面基礎とするので十分安全であるが、滑動については、式(14.2-7)を満足する必要がある。

$$S_L = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \cdot f \geq 1.5 \quad (\text{常時}) \text{ 又は、} \geq 1.2 \quad (\text{地震時}) \dots\dots\dots (14.2-7)$$

ここに、 S_L : 滑動に対する安全率

f : 地盤に対する摩擦係数

(4) 地盤支持力に対する検討

底面における地盤反力度を式(14.2-8)または式(14.2-9)により求め、基礎地盤又は基礎コンクリートの許容支持力度以内であれば、通常安全である。

ア 合力の作用点が中央 1/3 内にあるとき

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{\ell}\right) \leq q_a \dots\dots\dots (14.2-8)$$

イ 合力の作用点が中央 1/3 外にあるとき

$$q = \frac{4}{3d} \cdot \left(\frac{\Sigma V}{\ell - 2e}\right) \leq q_a \dots\dots\dots (14.2-9)$$

ここに、 q : 底面の両端に生じる地盤反力度 (kN/m²)

q_a : 基礎地盤又は基礎コンクリートの許容支持力度 (kN/m²)

d : 底面の奥行き (m)

(5) 部材の応力度についての検討

堰柱を構成する各部材について、コンクリート、鉄筋等の応力度を求め、それぞれについて、許容応力度以内にあることを確認する。

堰柱の応力計算は、一般に頂版、堰柱上部、堰柱下部、堰柱床版部に分けて計算する。

それぞれの応力は外力に対して、形状ごとに、版構造、柱構造、門形ラーメン構造、床版に固定された片持梁、及び堰柱に固定された片持梁又はラーメン構造として曲げモーメント及び軸方向力を求めて検討する。

転倒については通常上下流方向については問題ないが、堰軸方向については、堰柱が洪水時の障害とならぬようその幅をなるべく小さく定めてあるので、堰柱の幅の範囲では必ずしも上記の条件が満足されない場合がある。このような場合は、フーチングを設け合力の作用点が底面内に納まるようにするとともに、鉄筋を用いて堰柱の両側に生ずる引張り力、又は、圧縮力が許容応力の範囲内となるように検討する。

14.2.2 レベル 2 地震動

(1) 耐震設計手法

レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を静的解析にて行う場合は、地震時保有水平耐力法による。

ア モデル化

耐震設計のモデル化は、表-14.2-1、図-14.2-1 に示す振動単位をもとに一基の堰柱をすべてモデル化することとする。なお、管理橋に水平方向分散支承や免震支承を使用する場合は、隣接する堰柱が結合された振動単位となるのですべてをモデル化することが必要である。

表-14.2-1 モデル化における振動単位

モデル	設計振動単位
1 本柱モデル	設計振動単位は、1 基の堰柱とこれが支持している管理橋又は機械室からなる構造系とする。
1 層ラーメンモデル	堰柱・門柱など 2 層構造となる場合・機械室や管理橋がある場合・堰柱にラーメン構造を含む複雑な構造の場合の設計振動単位は、全体系としてモデル化した構造系とする。これは、複数の箇所塑性化が生じる可能性がありその程度によって構造系内で断面力の再配分が生じる場合はこの影響を適切に考慮する必要があるからである。
多層モデル	

ここで、1 層ラーメンモデルでも柱が 3 本以上ある場合は、多層モデルとして、また、1 本柱モデル、1 層ラーメンモデルであっても多層モデルにてモデル化しても良い。これは、多層モデルが最も汎用的で複雑な構造を取り扱えるからである。

また、堰柱+門柱の可動堰は多層モデルとなるが、表-14.2-1 の理由により安易に 1 本柱モデルと 1 層ラーメンモデルとに分離するような耐震設計を行ってはならない。

慣性力は、構造物の重量に 12.2.1 による設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させるものとする。慣性力の作用方向は、堰軸方向と流水方向の 2 方向とする。なお、管理橋の支承条件を可動支承としている場合は、管理橋の死荷重反力の 1/2 を重量に加算するものとする。

地震時保有水平耐力法は、エネルギー一定則を適用しているためその適用性に注意する必要がある。これは、構造が単純で 1 次振動モードが卓越している場合であり、複数の箇所塑性化が生じる場合や柱断面が変化するような場合は、支配モードが高次振動モードとなることがあること、断面変化にて剛性が低い層がある場合などは、連成振動を起こす可能性があるので本手法の適用には十分注意が必要である。

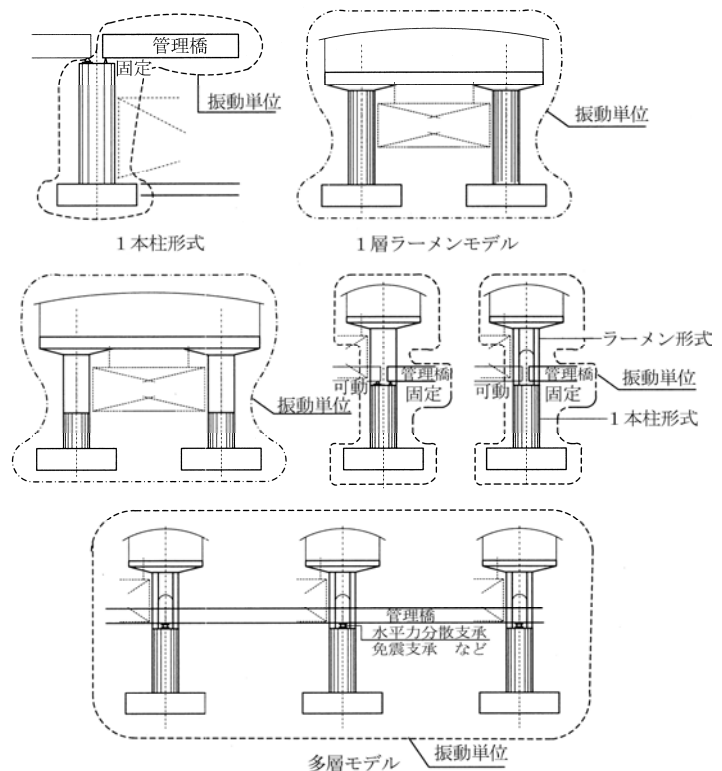


図-14.2-1 堰柱におけるモデル化の振動単位

(2) 構造物の降伏と終局状態

堰柱の降伏状態と終局状態は、構造全体系として定義する。これは、一部の部材の塑性化がすぐさま崩壊には至らず構造体としての応力の再分配が行われ構造系としての耐力が存在しうるからである。

降伏状態としては、構造体が弾性変形後、部材の一部が降伏を迎え、変位が急増する状態であり、終局状態は、柱や梁部材の想定した塑性ヒンジが終局を迎えた場合で構造的に不安定となった状態を指す。

このことから、各モデルの降伏と終局は、表-14.2-2 に示すとおり定義する。

表-14.2-2 構造物の降伏状態と終局状態の定義

モデル	降伏状態	終局状態
1 本柱モデル	柱基部の断面が降伏耐力に達した状態	柱基部の断面が終局耐力に達した状態
1 層ラーメンモデル	初降伏を複数ある塑性ヒンジ部の中で一カ所が降伏耐力に達した状態	複数ある塑性ヒンジ部がすべて終局耐力に達した状態 又は 一つの塑性ヒンジ部の局率が終局曲率の 2 倍となった状態
多層モデル		

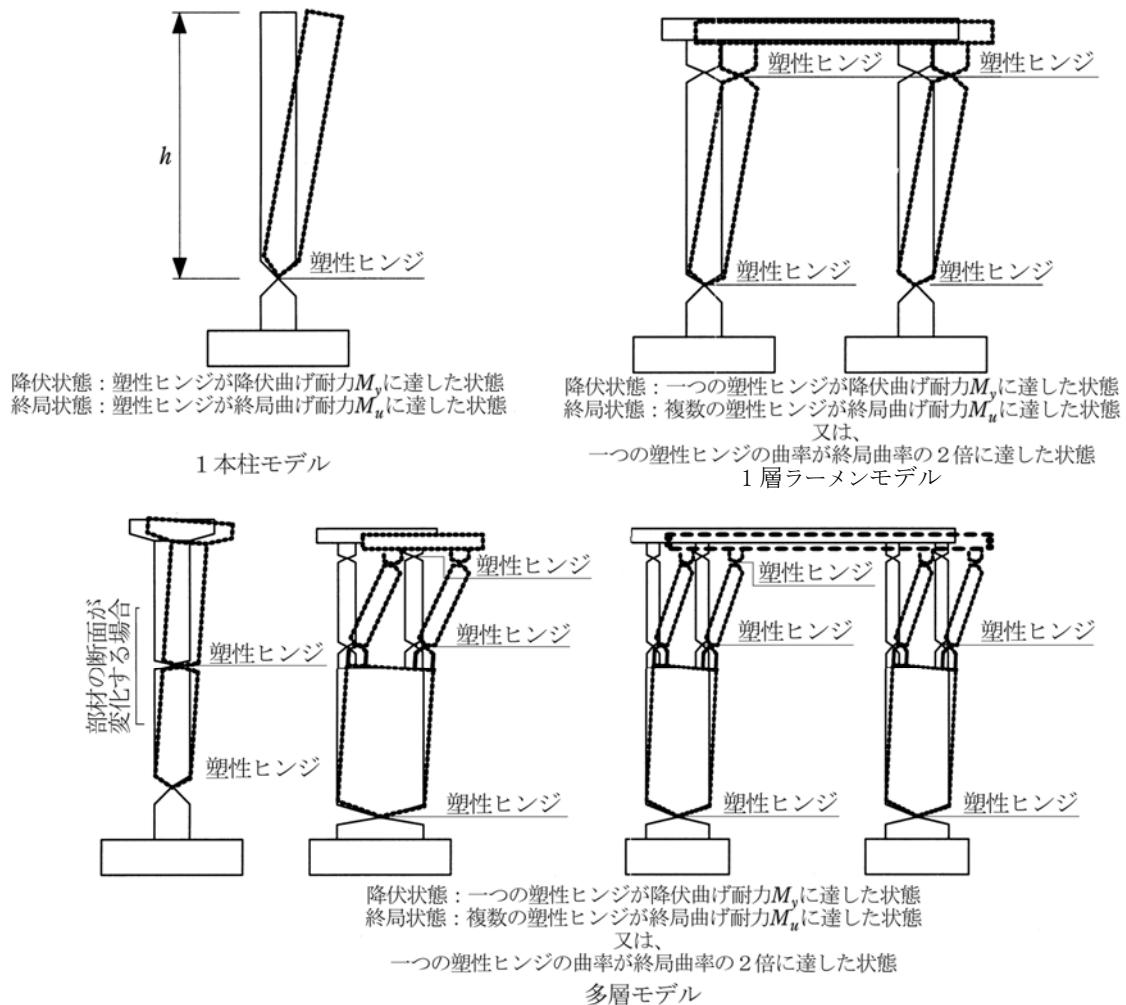


図-14.2-2 限界状態模式図

(3) 構造物特性補正係数

構造物特性補正係数は、エネルギー一定則による地震時スペクトルが構造物の応答スペクトルの比で部材の塑性化による実作用荷重の低減を表す。また、12.6.2 地盤種別に示す設計水平震度の標準値を構造物特性補正係数 C_s により実設計水平震度に変換する意味を持つ。

そこで、構造物特性補正係数 C_s は、構造部材の塑性化の程度などの力学特性を 14.2.2 (4)～14.2.2 (6) のモデルによる弾塑性特性を考慮して適切に定めることとなる。

完全弾塑性型の復元力特性を有する 1 自由度振動系にモデル化できる構造系で、主たる塑性化を堰柱の基部にのみ考慮する場合の構造物特性補正係数 C_s は、式 (14.2-10) により算出する。

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots\dots\dots (14.2-10)$$

ここに、 C_s : 構造物特性補正係数

μ_a : 完全弾塑性型の復元特性を有する構造系の許容塑性率

14.2.2 (4)～14.2.2 (6) のモデルによる弾塑性特性から算出する。

なお、ラーメン構造や多層構造の場合は、構造全体系の許容塑性率を用いる必要がある。そこで、プッシュオーバー解析により降伏荷重(震度)とその変位、終局荷重(震度)とその変位により許容塑性率を求め、この値を式 (14.2-10) により構造物特性補正係数 C_s を算出する。

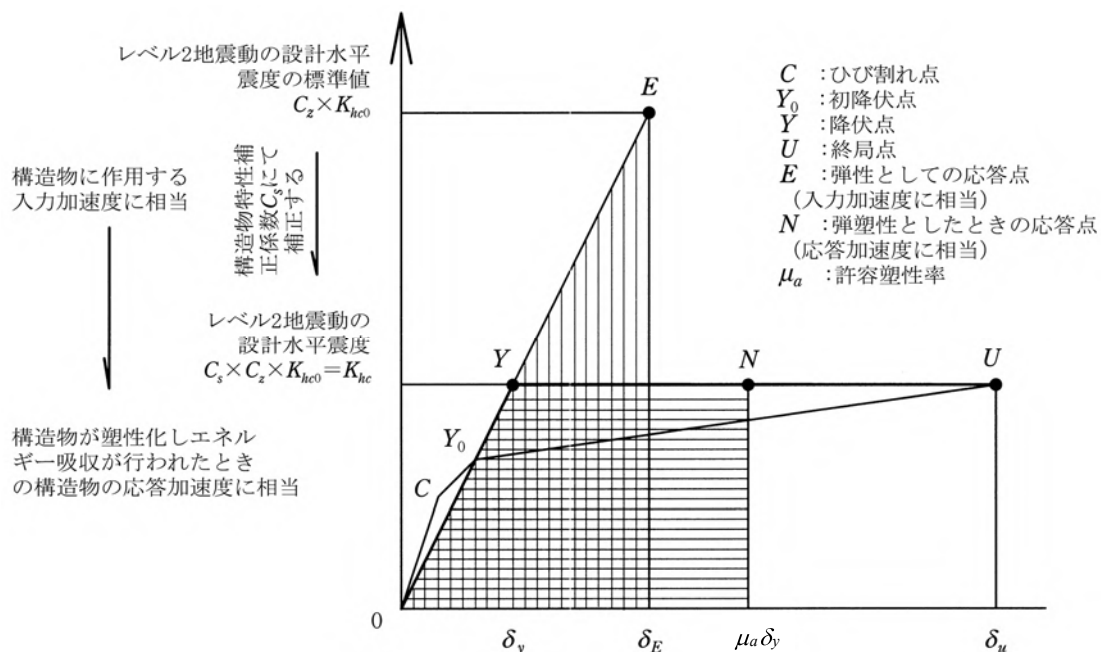


図-14.2-3 エネルギー一定則と構造物特性補正係数の関係

(4) 1 本柱モデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

ア 破壊形態の判定

1 本柱モデルの堰柱の破壊形態は、式 (14.2-11) により判定する。

$$\left. \begin{array}{l} P_u \leq P_s : \text{曲げ破壊型} \\ P_s < P_u \leq P_{s0} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_u : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-11)$$

ここに、
 P_u : 鉄筋コンクリート堰柱の終局水平耐力 (N)
 P_s : 鉄筋コンクリート堰柱のせん断耐力 (N)
 P_{s0} : 14.2.2 (8) に規定する正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出される堰柱のせん断耐力 (N)

イ 地震時保有水平耐力

地震時保有水平耐力は、部材の破壊形態により式 (14.2-12) により算出する。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{曲げ破壊型} & P_a = P_u \text{ (ただし、} P_c < P_u \text{)} \\ \text{曲げ損傷から} & \\ \quad \text{せん断破壊移行型} & P_a = P_u \\ \quad \text{せん断破壊型} & P_a = P_{s0} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-12)$$

ここに、
 P_a : 堰柱の地震時保有水平耐力 (N)
 P_c : ひび割れ水平耐力 (N)

ウ 可動堰の許容塑性率

1 本柱モデルの堰柱の許容塑性率 μ_a は、破壊形態に応じて以下により算出する。

(ア) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、式 (14.2-13) により算出する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (14.2-13)$$

ここに、
 μ_a : 許容塑性率
 δ_u : 堰柱の終局変位 (mm)
 δ_y : 堰柱の降伏変位 (mm)
 α : 安全係数 (表-14.2-3 参照)

表-14.2-3 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート堰柱の許容塑性率を算出する場合の安全係数

重要度区分	タイプⅠの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α
AA	1.5	1.5
A	1.2	1.2

- (イ) 曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合及びせん断破壊型と判定された場合は、許容塑性率を 1.0 とする。

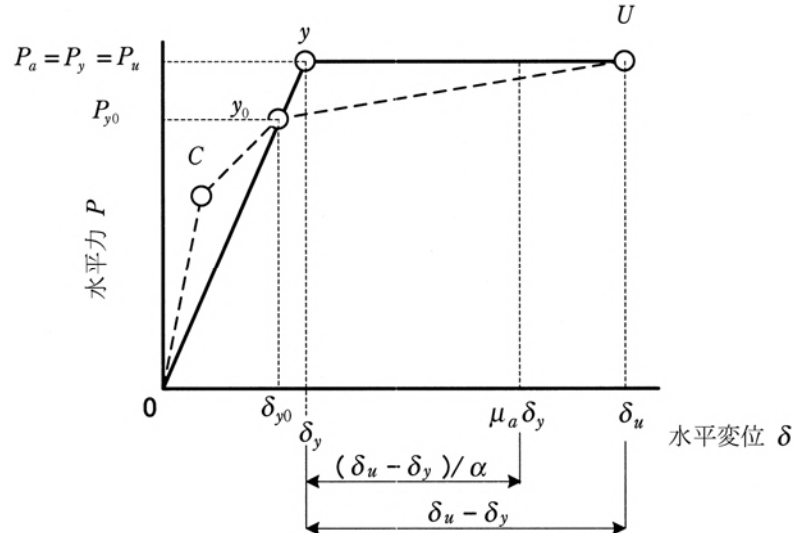


図-14.2-4 曲げ破壊型の破壊形態と判定された場合の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

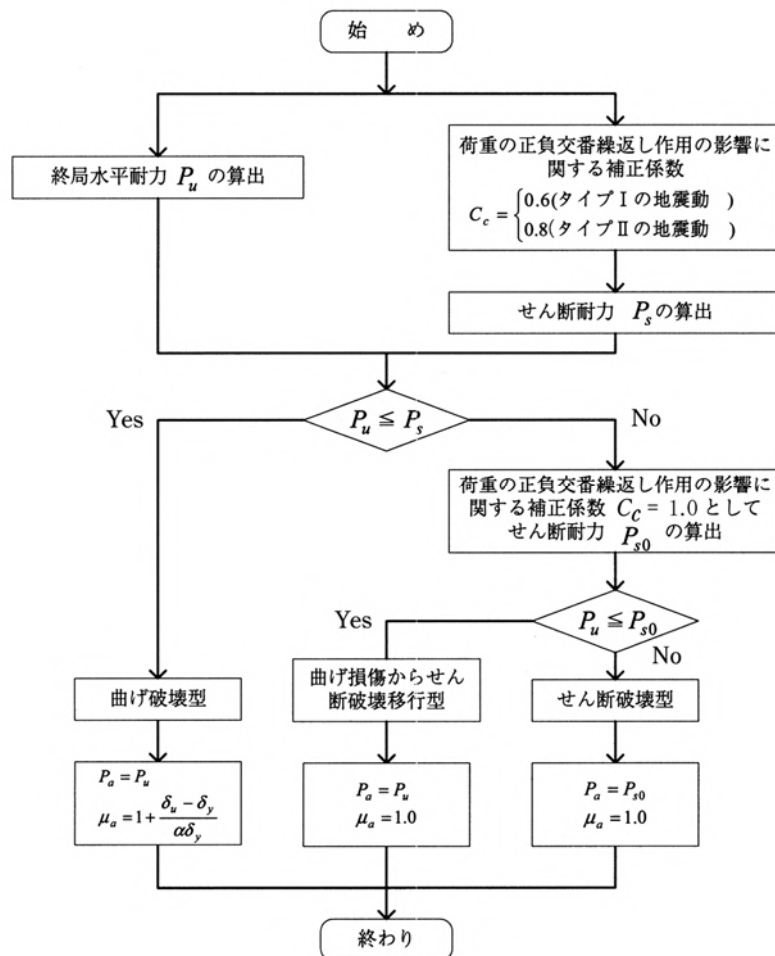


図-14.2-5 1 本柱モデルの破壊形態の判定と地震時保有水平耐力及び許容塑性率

エ 水平耐力及び水平変位の算出

1 本柱モデルの堰柱のひび割れ水平耐力 P_c 、降伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u 、並びに降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u は、タイプ I 及びタイプ II の地震動それぞれに対して以下の条件により算出する。

- (ア) 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
 (イ) 水平力－水平変位の骨格曲線は図-14.2-6 に示す完全弾塑性型とする。

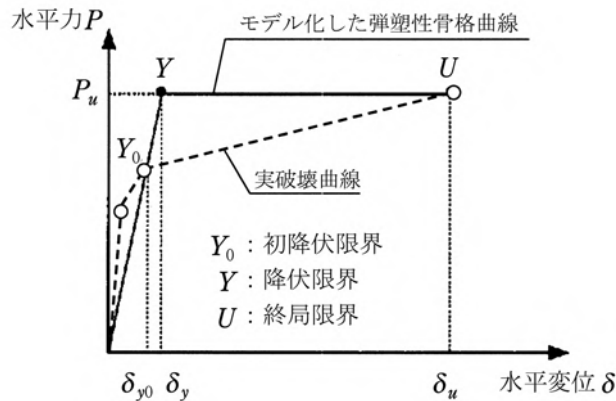


図-14.2-6 1本柱モデルの可動堰の水平力－水平変位関係のモデル化

- (ウ) ひび割れ水平耐力 P_c は、14.2.2(7)に示すひび割れ曲げ耐力 M_c を用い式 (14.2-14) により算出する。

$$P_c = \frac{M_c}{h} \dots\dots\dots (14.2-14)$$

ここに、 M_c : ひび割れ曲げ耐力 M_c
 h : 堰柱の基部から堰柱が支持している上部構造の重心の位置までの距離 (mm)

- (エ) 降伏限界は、完全弾塑性型骨格曲線における弾性限界とする。また、降伏水平耐力 P_y 並びに降伏変位 δ_y は、それぞれ、式 (14.2-15) 及び式 (14.2-16) により算出する。

$$P_y = \frac{M_u}{h} \dots\dots\dots (14.2-15)$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \dots\dots\dots (14.2-16)$$

ここに、 P_y : 完全弾塑性型骨格曲線とした場合の降伏水平耐力 (N)
 δ_y : 完全弾塑性型骨格曲線とした場合の降伏変位 (mm)
 δ_{y0} : 堰柱基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位 (以下「初降伏変位」という。) (mm)
 M_u : 堰柱基部断面の終局曲げモーメント (N・mm)
 M_{y0} : 堰柱基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の曲げモーメント (N・mm)

- (オ) 終局限界は、軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする。また、終局水平耐力並びに終局変位は損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、それぞれ、式 (14.2-17) 及び式 (14.2-18) により算出する。

$$P_u = \frac{M_u}{h} \dots\dots\dots (14.2-17)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) \dots\dots\dots (14.2-18)$$

ここに、 L_p ：塑性ヒンジ長 (mm) で、式 (14.2-19) により算出する。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \dots\dots\dots (14.2-19)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

D ：断面高さ(mm)(円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

ϕ_y ：堰柱基部断面における降伏曲率 (1/mm)

ϕ_u ：堰柱基部断面における終局曲率 (1/mm)

オ 安全性の照査

(ア) 重要度 AA の堰柱

重要度 AA の 1 本柱モデルの堰柱の照査は、式 (14.2-20) 及び式 (14.2-21) により照査する。

$$k_{hc}W \leq P_a \dots\dots\dots (14.2-20)$$

$$\delta_R \leq \delta_{Ra} \dots\dots\dots (14.2-21)$$

ここに、 k_{hc} ：レベル 2 地震動の設計水平震度

W ：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N)

$$W = W_u + C_p W_p \dots\dots\dots (14.2-22)$$

C_p ：等価重量換算係数 (表-14.2-4 参照)

W_u ：堰柱が支持している質点の重量 (N)

W_p ：堰柱の重量 (N)

P_a ：地震時保有水平耐力 (N)

δ_R ：堰柱の残留変位 (mm)

$$\delta_R = C_R(\mu_r - 1)(1 - \gamma)\delta_y \dots\dots\dots (14.2-23)$$

C_R ：残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート構造の場合は 0.6 とする。

γ ：可動堰の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート構造の場合は 0 とする。

δ_y ：堰柱の降伏変位 (mm)

μ_r ：堰柱の最大応答塑性率

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{C_z k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \dots\dots\dots (14.2-24)$$

k_{hc0} ：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

C_z ：地域別補正係数

δ_{Ra} : 堰柱の許容残留変位 (mm)で堰柱下端から堰柱が支持している質点慣性力位置の値

表-14.2-4 等価重量算出係数 C_p

曲げ破壊型又は曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

(4) 重要度 A の堰柱

重要度 A の 1 本柱モデルの堰柱の照査は、式 (14.2-20) 及び式 (14.2-21) により照査する。

(5) 1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、以下のように算出する。なお、流心方向などで、1 本柱形式としてモデル化できる場合は、14.2.2(4)にて行ってよい。

ア 破壊形態

1 層ラーメンモデルの堰柱に対しては、以下で判定する破壊形態に応じて、イ～ウにより地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出する。

なお、梁部材に塑性ヒンジが生じる場合には、地震後において、主荷重の作用により、梁に脆性的な破壊を生じないように、オを満足させる。

1 層ラーメンモデルの堰柱の破壊形態は、終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に、各塑性ヒンジ位置において生じるせん断力 S_i と各塑性ヒンジ位置のせん断耐力 P_{si} 及び P_{s0i} から式 (14.2-25) により判定する。

$$\left. \begin{array}{l} S_i \leq P_{si} : \text{曲げ破壊型} \\ P_{si} < S_i \leq P_{s0i} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0i} < S_i : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-25)$$

ここに、 S_i : 終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に i 番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N)

P_{si} : i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

P_{s0i} : 正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出する i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

イ 地震時保有水平耐力

1 層ラーメンモデルの堰柱の地震時保有水平耐力 P_a は、式 (14.2-26) により算出する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{曲げ破壊型} \\ \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_a = P_u \\ P_a = P_u \\ P_a = P_i \end{array} \dots\dots\dots (14.2-26)$$

ここに、 P_u : 鉄筋コンクリートラーメン可動堰の終局水平耐力 (N)

P_i : 塑性ヒンジ位置に生じるせん断力がせん断耐力を上回る時の水平力 (N)

ウ 許容塑性率

1 層ラーメンモデルの堰柱の許容塑性率 μ_a は、式 (14. 2-27) により算出する。

$$\mu_a = \begin{cases} 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} & (\text{曲げ破壊型}) \\ 1.0 & (\text{曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型}) \end{cases} \dots\dots\dots (14. 2-27)$$

ここに、
 μ_a : 許容塑性率
 δ_u : 可動堰の終局変位 (mm)
 δ_y : 可動堰の降伏変位 (mm)
 α : 安全係数 (表-14.2-3 参照)

エ 各終局限界の荷重及び変位の算出

1 層ラーメンモデルの堰柱の降伏変位 δ_y 、終局水平耐力 P_u 、及び終局変位 δ_u は以下の条件により算出する。

- (ア) 解析に当たっては、各柱部材に作用する軸力の変化及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる解析モデルを使用する。具体的には、塑性ヒンジバネの発生を考慮できる骨組みフレームにてプッシュオーバー解析を行うことである。
- (イ) 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリートラーメン可動堰の終局限界は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが少なくとも一つは終局限界に達していない状態若しくは塑性ヒンジの断面に生じる曲率が当該断面の終局曲率の 2 倍に達する状態のうちいずれか早い状態とする。

オ 梁のせん断耐力の照査

梁に塑性ヒンジが生じる場合には、式 (14. 2-28) により、梁に生じるせん断力に対する照査を行う。

$$V_b / P_{si} \leq 1 \dots\dots\dots (14. 2-28)$$

ここに、
 V_b : 荷重作用時において、梁に作用するせん断力 (N)
 P_{si} : i 番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

カ じん性を向上させる細目

1 層ラーメンモデルの堰柱の各部材のうち、塑性ヒンジが形成される柱上端部、柱下端部及び梁両端部では、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間において 14. 3 配筋手法に示す鉄筋コンクリートのじん性を向上するための構造細目による。

キ 降伏限界及び終局限界の算出手順

1 層ラーメンモデルの堰柱の降伏限界、終局限界における水平変位及び水平耐力は、14. 2. 2 (7)及び 14. 2. 2 (9) により部材の弾塑性特性を算出し、以下の手順によりモデルを作成し求める。

(ア) 塑性ヒンジのモデル

塑性ヒンジは、柱部材の上端、下端、梁部材の端部に生じる可能性があるため、1 層ラーメン可動堰のモデル化に際しては、完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係を考慮できる塑性回転バネを設ける。

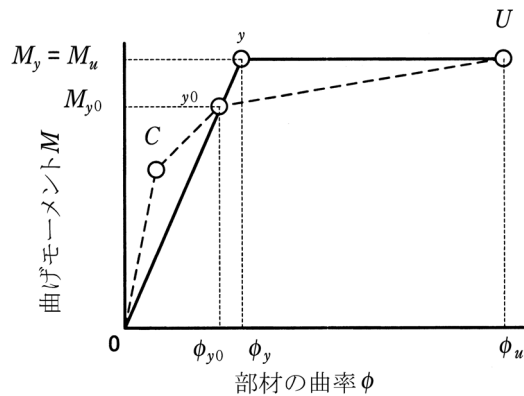


図-14.2-7 塑性回転バネの曲げモーメントと曲率の関係

(イ) 柱下端の塑性ヒンジの位置

柱下端部で塑性回転バネを設ける位置は、可動堰基部の塑性ヒンジ長 L_p の $1/2$ だけ上の点とする。

(ウ) 柱梁節点部での塑性ヒンジの位置

柱梁節点部で塑性回転バネを設ける位置は、ハンチの有無に応じて、図-14.2-8 に示す点とする。

基本の位置は(イ)と同じ考え方とし、図-14.2-8(a)のとおり、柱つけ根より $L_p/2$ とする。また、図-14.2-8(c)のようにハンチの勾配が $1:1$ 以上の急な断面変化をもつ側では、塑性回転バネはハンチの外から塑性ヒンジ長 L_p の $1/2$ の距離だけ離れた点に設ける。逆に、図-14.2-8(b)のようにハンチの勾配が $1:1$ 未満で緩やかな断面変化をもつ側では、ハンチの影響を無視し、ハンチの中に塑性回転バネを設けてよい。ただし、この場合には、ハンチのつけねとなる断面が、塑性回転バネを設けた断面よりも先に降伏曲げモーメントに達しないことを確認する。

ここで、式 (14.2-19) により L_p を算出する際の h としては、柱に対しては基部から梁軸線までの高さの $1/2$ を、また、梁に対しては、一方の柱の中心から他方の柱の中心までの距離の $1/2$ をとる。 D は、断面高さをとればよいが、ハンチの中に塑性ヒンジがある場合は、節点部つけね部分の断面高さをとってよい。

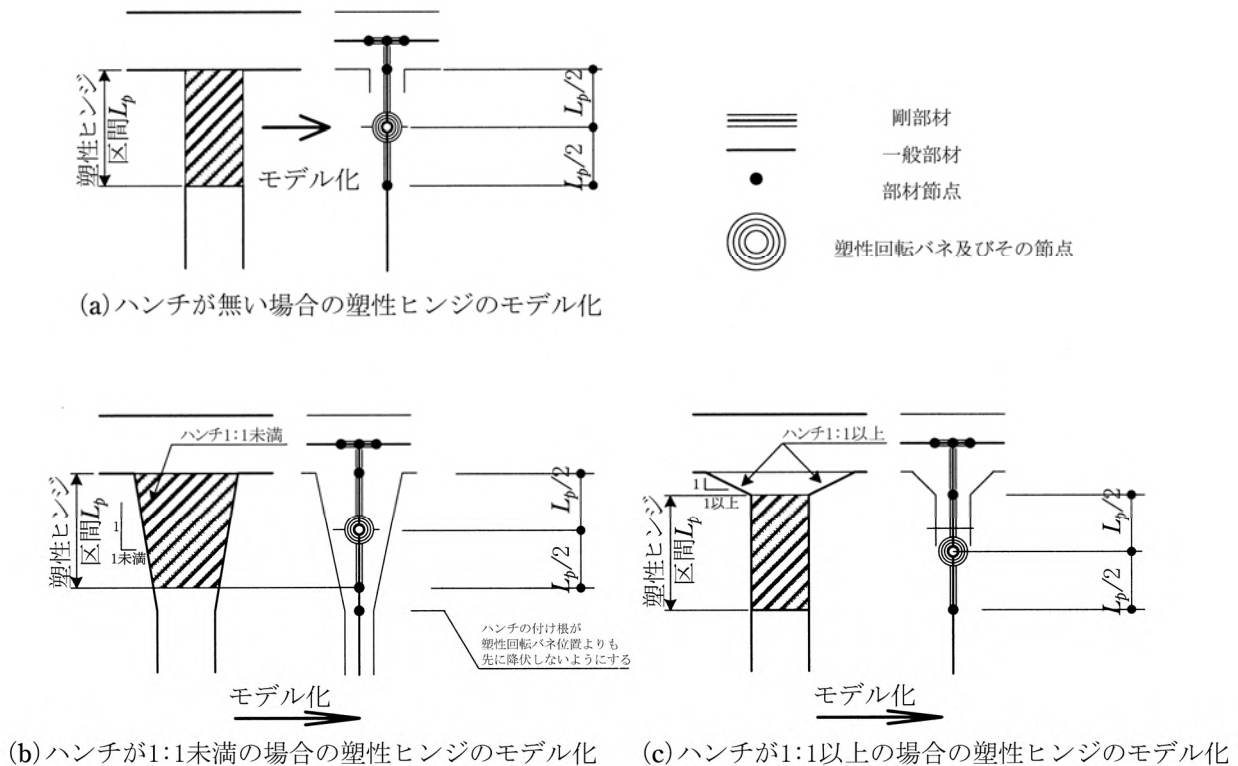


図-14.2-8 塑性回転バネの格点部におけるモデル化

(エ) 降伏限界の曲げ剛性

剛域以外の柱、梁を表す線形部材の剛性としては、降伏限界の曲げ剛性 EI_y を用いるものとし、式 (14.2-29) により算出する。なお、算出に用いる初降伏曲げモーメントと曲率は、死荷重作用時の軸力をもとに算出した値としてよい。

$$EI_y = \frac{M_u}{\phi_y} = \frac{M_{y0}}{\phi_{y0}} \dots\dots\dots (14.2-29)$$

ここに、 EI_y : 降伏曲げ剛性 (N・mm²)

M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)

ϕ_y : 降伏曲率 (1/mm)

M_{y0} : 初降伏曲げモーメント (N・mm)

ϕ_{y0} : 初降伏曲率 (1/mm)

(オ) 軸力 N と終局曲げモーメント M_u の関係

塑性回転バネが塑性化する前の初期剛性は、式 (14.2-29) により求める。また、塑性域への判定は、塑性回転バネに作用する曲げモーメントが降伏曲げモーメント (= 終局曲げモーメント M_u) を上回った場合に、着目する塑性回転バネは塑性域に入ったと判定しモデルの変更を行う。

なお、終局曲げモーメント M_u に対して軸力の影響が大きい場合は、軸力 N_i を負 (引張)

の値も含めていろいろに変化させた場合の終局曲げモーメントをあらかじめ計算しておき、**図-14.2-9**に示すような「軸力 N_i - 終局曲げモーメント M_u 」の相関関係を得ておくのがよい。

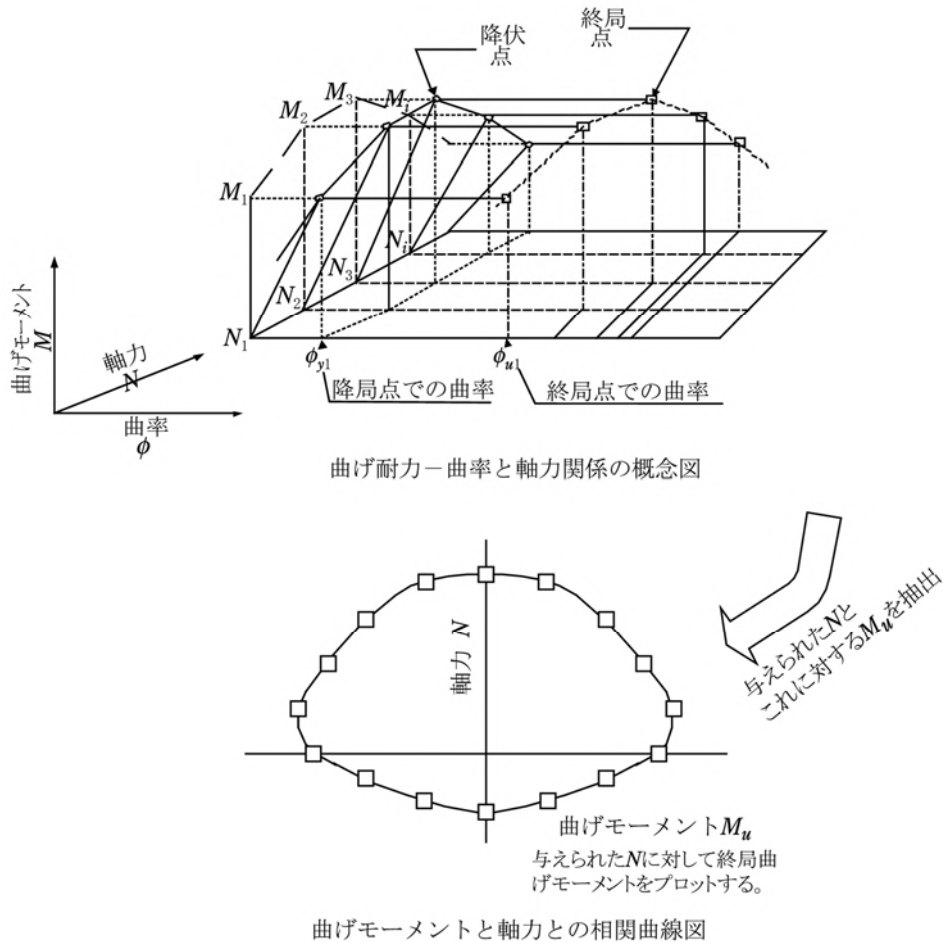


図-14.2-9 軸力-終局曲げモーメントの相関関係

(カ) 水平力と水平変位の関係

(オ)の常時の軸力による初期剛性を用いて、上部構造の慣性力の作用位置において水平変位を静的に漸増させる。この時、塑性回転バネ位置に生じる軸力に応じた終局曲げモーメント M_u を求め、塑性回転バネに生じる曲げモーメントが M_u に達した時には、それ以後の塑性回転バネの接線剛性(2次剛性 γ)を0とする。このようにして、水平変位を漸増させ、**図-14.2-10**に示すように着目する上部構造の慣性力の作用位置(機械室の重心位置)における水平力と水平変位関係を求める。これにより、仮定したすべての塑性回転バネの中から(ア)に規定した塑性ヒンジを特定することができる。

また、規定した塑性ヒンジが降伏に達したときに各塑性ヒンジに生じるせん断力を S_i とする。同時に塑性ヒンジに生じる塑性回転角-水平変位の関係が**図-14.2-11**のように求められる。

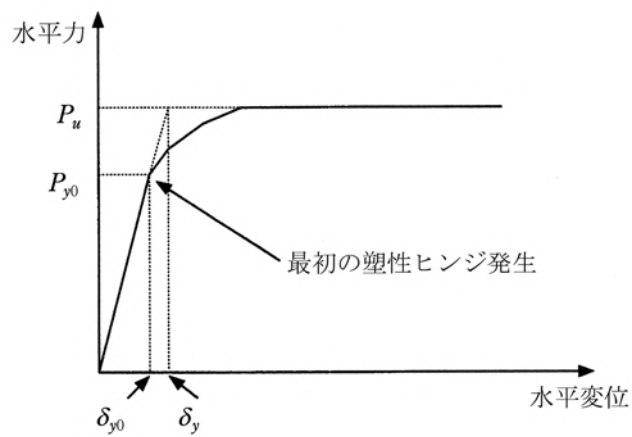


図-14.2-10 プッシュオーバー解析から得られる水平力－水平変位関係

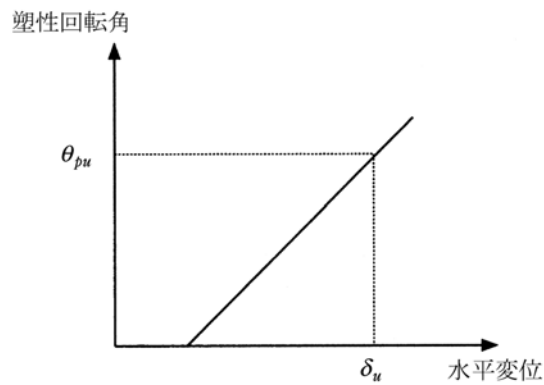


図-14.2-11 塑性ヒンジに生じる塑性回転角－水平変位関係

(キ) 降伏変位

図-14.2-10 に示す水平力の最大値を終局水平耐力 P_u とする。また、1 番目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平変位を δ_{y0} 、水平力を P_{y0} として、式 (14.2-30) により降伏変位 δ_y を求める。

$$\delta_y = \delta_{y0} \frac{P_u}{P_{y0}} \dots\dots\dots (14.2-30)$$

ここに、 δ_y : 降伏限界の水平変位 (mm)

δ_{y0} : 1 つ目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平変位 (mm)

P_u : 終局水平耐力 (N)

P_{y0} : 1 番目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平力 (N)

(ク) 破壊型

(カ)で求めたせん断力 S_i がすべての塑性ヒンジ位置においてせん断耐力 S_i を下回る場合には、曲げ破壊型と判定する。1 カ所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i がせん断耐力 P_{s0i} を上回るが、正負交番作用の影響に関する補正係数 C_c を 1.0 として算出するせん断耐力 P_{s0i} を下回る場合には、曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定する。

1 カ所以上の塑性ヒンジ位置において、せん断力 S_i が荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 C_c を 1.0 として算出するせん断耐力 P_{s0i} を上回る場合にはせん断破壊型と判定し、地震時保有水平耐力と許容塑性率を求める。この際、いずれかの塑性ヒンジにおいて最初にせん断力 S_i がせん断耐力 P_{s0i} を上回るときの水平力をせん断耐力 P_s とする。

(ケ) 終局の定義

各塑性ヒンジの終局塑性回転角を式 (14. 2-31) により算出する。

$$\theta_{pu} = (\phi_u / \phi_y - 1) L_p \phi_y \dots\dots\dots (14. 2-31)$$

ここに、 θ_{pu} : 塑性ヒンジ部の終局塑性回転角

ϕ_y : 降伏限界の曲率 (1/mm)

ϕ_u : 終局限界の曲率 (1/mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

ただし、 ϕ_y 、 ϕ_u は、終局水平耐力 P_u に達したときの軸力作用時の値である。

設定した塑性ヒンジごとに終局塑性回転角 θ_{pu} と(ケ)にて求めた塑性回転角－水平変位関係を比較してすべての塑性ヒンジがすべて θ_{pu} に達したとき、若しくは、規定した塑性ヒンジのいずれかの断面の終局曲率の 2 倍に達した時のいずれか早い方の水平変位を終局変位 δ_u とする。

ク 安全性の照査

安全性の照査は、1 本柱モデル堰柱と同様に行う。

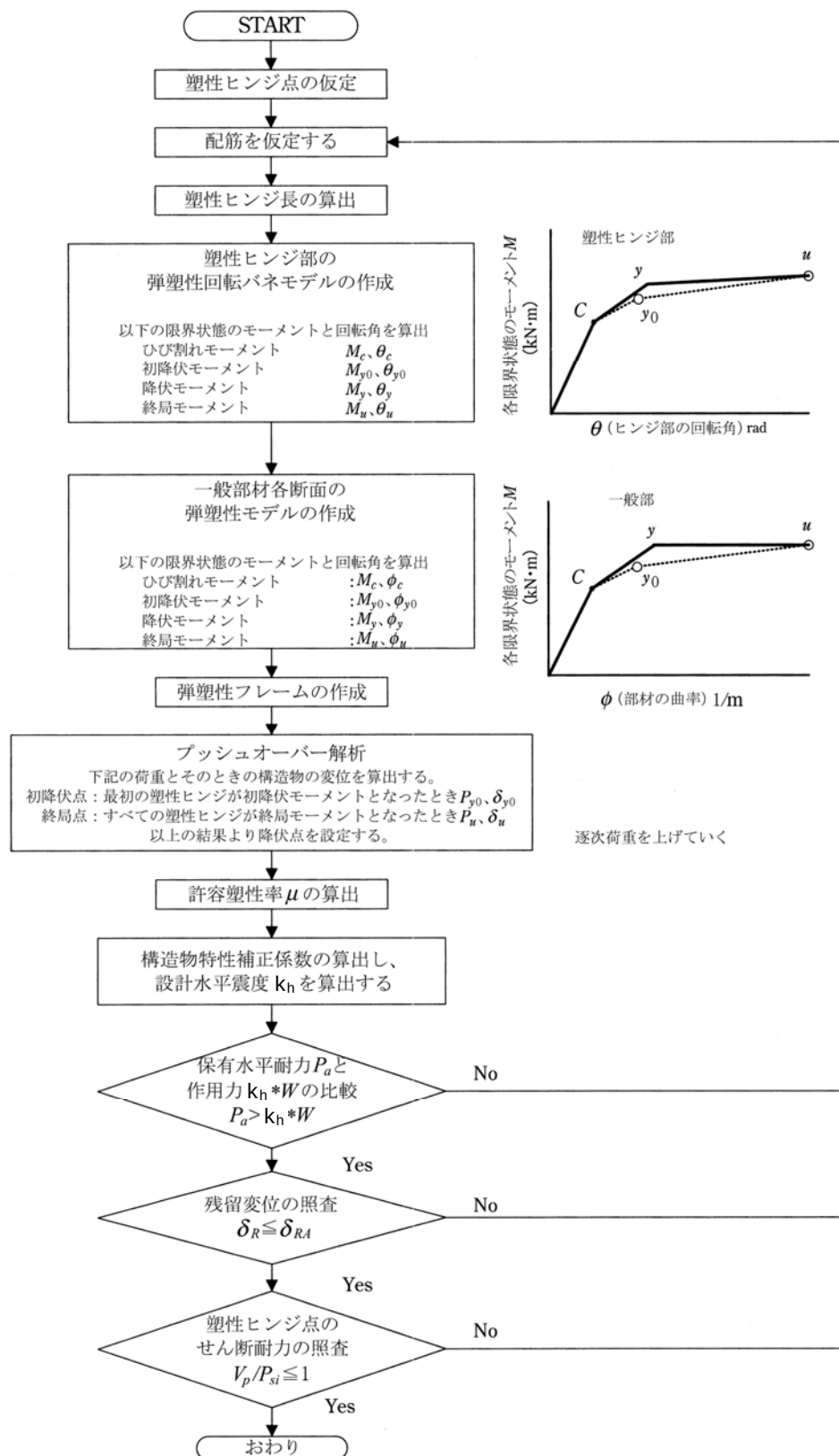


図-14.2-12 1層ラーメンモデル堰柱の保有水平耐力法検討フロー