

12.6 耐震設計に用いる諸係数及び設定事項

頭首工の耐震設計では、地震動レベル・構造物の種類や振動特性及び地形地質等の条件を適切に定める必要がある。耐震設計に用いる諸係数及び設定事項は、以下のとおりである。

- (1) 地域別補正係数
- (2) 地盤種別
- (3) 固有周期
- (4) 耐震設計上の地盤面

12.6.1 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表-12.6-1 の値とする。ただし、設置地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとる。

表-12.6-1 地域別補正係数

地域 区分	地域別補正係数			対象地域
	C _z	C _{1z}	C _{2z}	
A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市、木更津市、勝浦市、鴨川市、君津市、富津市、南房総市、夷隅郡、安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市、都留市、大月市、上野原市、西八代郡、南巨摩郡、南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市のうち豊橋市、半田市、豊川市、津島市、刈谷市、西尾市、蒲郡市、常滑市、稲沢市、新城市、東海市、大府市、知多市、豊明市、田原市、愛西市、清須市、弥富市、あま市、海部郡、知多郡、額田郡、北設楽郡のうち東栄町 三重県（津市、松阪市、名張市、亀山市、いなべ市、伊賀市、三重郡菰野町を除く。） 和歌山県のうち新宮市、西牟婁郡、東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡、海部郡
A2	1.0	1.0	1.0	A1、B1、B2、C 地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市、北宇和郡、南宇和郡 高知県(B2 地域に掲げる地域を除く。) 宮崎県のうち延岡市、日向市、児湯郡(西米良村及び木城町を除く。)、東臼杵郡のうち門川町
B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、北広島市、石狩市、北斗市、石狩郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、二世郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、奥尻郡、瀬棚郡、久遠郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬市、三好市、美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、三豊市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡 愛媛県(B1 地域に掲げる地域を除く。) 高知県のうち長岡郡、土佐郡、吾川郡（いの町のうち旧伊野町の地区を除く。) 熊本県(C 地域に掲げる地域を除く。) 大分県(C 地域に掲げる地域を除く。) 宮崎県(B1 地域に掲げる地域を除く。)
C	0.7	0.8	0.7	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町及び下川町、中川郡（上川総合振興局）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち荒尾市、水俣市、玉名市、山鹿市、宇土市、上天草市、天草市、玉名郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、東国東郡、速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く。) 沖縄県

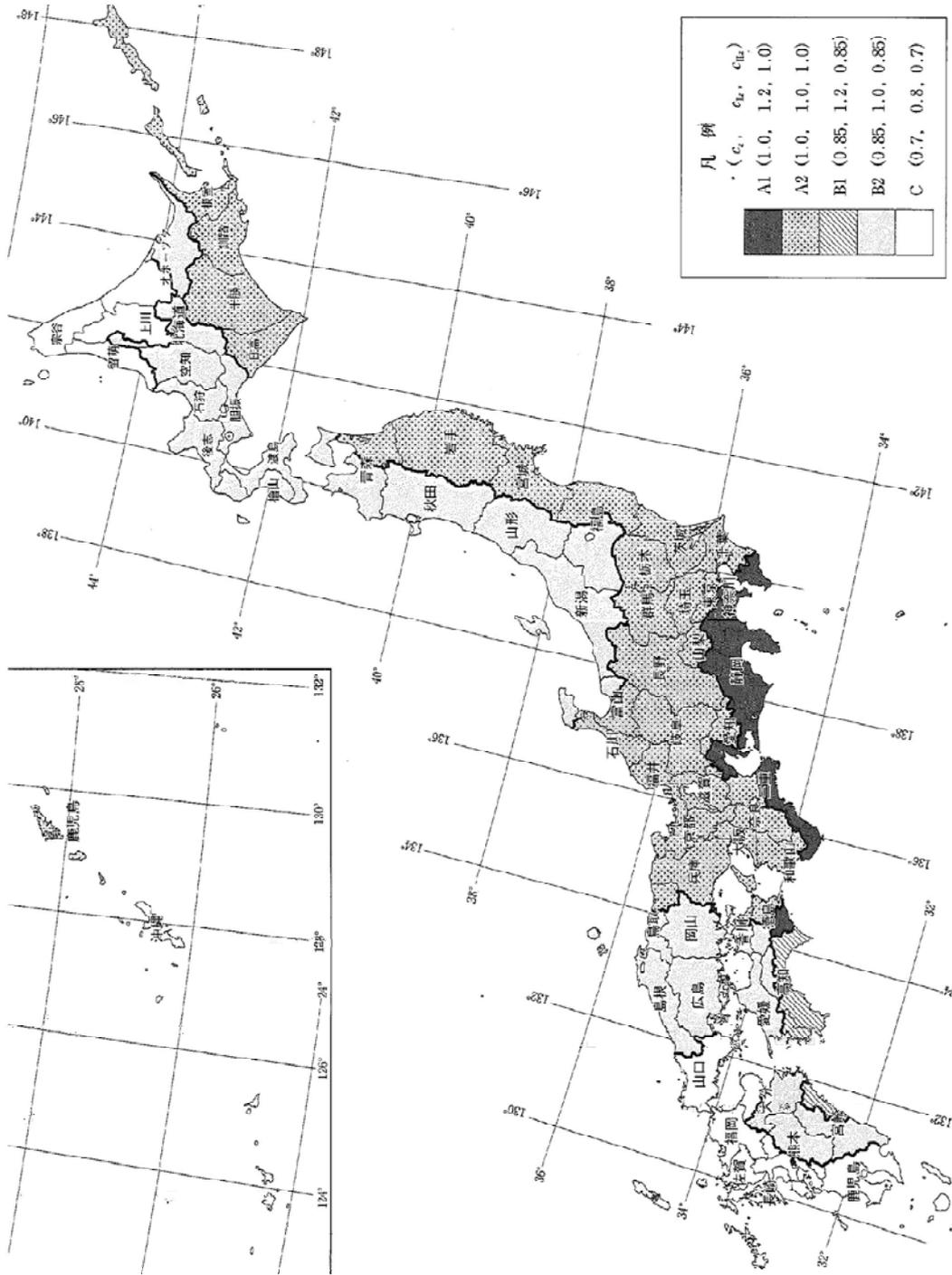


図-12.6-1 地域別補正係数の地域区分

12.6.2 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、12.7.1 耐震設計の基本及び 12.7.2 設計水平震度に示す設計地震動を設定する場合に、地盤条件の影響を考慮するために必要があり、微小ひずみ領域における表層地盤の基本固有周期である地盤の特性値 T_G をもとに表-12.6-2により区別する。また、地盤の特性値 T_G は、式(12.6-1)で算出するが、地表面が基盤面と一致する場合はI種地盤とする。

表-12.6-2 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I種	$T_G < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_G$

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (12.6-1)$$

ここに、 T_G : 地盤の特性値 (s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

なお、地盤種別の概略の目安は、I種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、III種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤 (N 値 4 以下)、II種地盤はI種地盤及びIII種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層は、崖崩れ等による新しい堆積層、表層、埋立土並びに軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層については、洪積層として取り扱って良い。

せん断弾性波速度 V_{si} の値は弾性波探査やPS検層などの現位置試験によって測定することが望ましいが、実測値がない場合や試験ができない地層などは、式(12.6-2)によって推定して良い。

なお、 N 値は各層の平均 N 値など層を代表する値とし、むやみに計算を煩雑にする必要はない。

$$\left. \begin{array}{l} \text{粘性土層の場合 } V_{si} = 100 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 25) \\ \text{砂質土層の場合 } V_{si} = 80 N_i^{1/3} (1 \leq N_i \leq 50) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.6-2)$$

ここに、 V_{si} : 平均せん断弾性波速度 (m/s)

なお、 N 値が 0 の場合は、 $V_{si} = 50$ m/s としてよい。

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、若しくはせん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上の地層の上面をいう。

また、耐震設計上の基盤面とは、対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤(表層地盤)の下に存在する十分堅固な地盤の上面とする。ここで、十分堅固な地盤とは、せん断弾性波速度 300 m/s 程度以上の値を有している剛性の高い地層とする。

なお、地表面の形状が、堤体や盛土等、地表面が平坦でない場合は、地盤の震動が構造物に与える影響を考える必要がある。例えば、図-12.6-2(a)に示すように堤体内にフーチングを設ける場合は、下部構造の振動が堤体の振動に影響されるため堤体の天端を地表面とみなし、図-12.6-2(b)に

示すようにフーチングを堤体下の地盤内に設ける場合には周辺の平均的な地表を地表面とみなし地盤の特性値 T_G を求める。

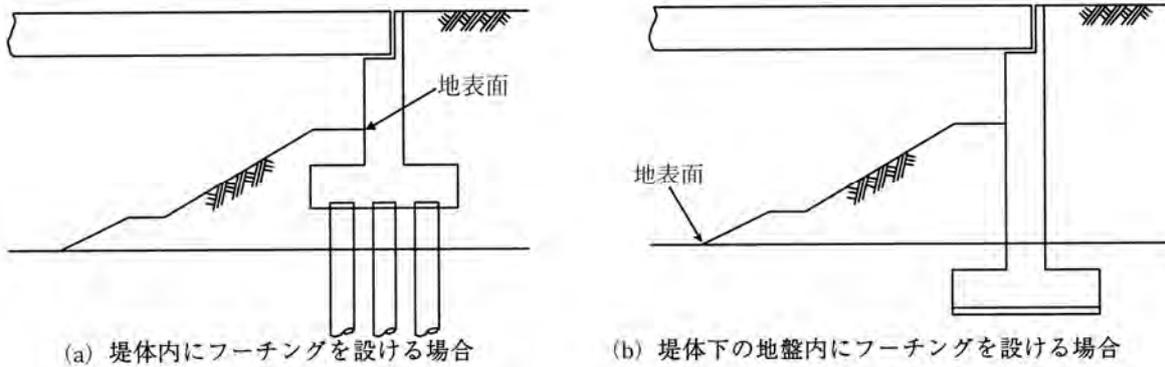


図-12.6-2 堤体や盛土における地表面のとり方

また、相当深く標準貫入試験を行っても耐震設計上の基盤面が現われない場合等、 T_G が算出できない場合は、図-12.6-3 により近似的に地盤種別を区分しても良い。

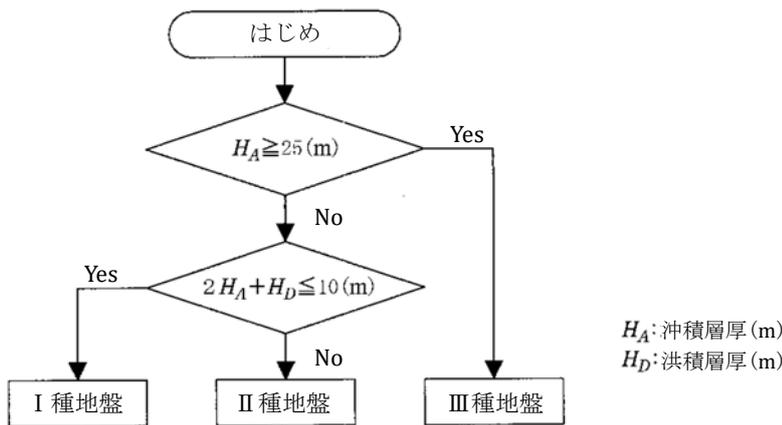


図-12.6-3 沖積層厚 H_A と洪積層厚 H_D による地盤種別の区分

12.6.3 固有周期

(1) 基本事項

地震動は、地震の発生から終わりまで、様々な周期の揺れが混在し、過去の地震の記録から 1 秒以下の短周期に対する加速度スペクトルが大きいことがわかっている。

また、構造物には、振動に関する固有周期（構造物固有の揺れやすいタイミング）があり、地震動の周期と合致した場合には揺れが大きくなる。これを共振現象と言い、耐震設計では、この影響を考慮し設計に用いる加速度スペクトルを設定することが必要となる。

なお、固有周期の算出は、構造物部材及び基礎の変形の影響を考慮するものとし、レベル 2 地震動の照査を行う場合は、部材の塑性化を考慮する。また、地震時に液状化を起す場合やごく軟弱な粘性地盤などで不安定となる地盤がある場合は、土質定数の低減を見込まないで固有周期を算出する。これは、地盤が遷移的に不安定となっていく過程と振動特性のメカニズムが未解明なことや、土質定数を低減させて固有周期を求めると長周期となり設計地震力を過小に見積もる可能性があるため、安全側の設計地震力を求めることに配慮したものである。

(2) 固有周期の算出のモデル

固有周期の算出のモデルは、堰柱の耐震設計モデルをもとに、下記の3モデルに区分する。

- ア 1 基の下部構造（堰柱）とそれが支持している上部構造（機械室・管理橋などのうち一つを有する）部分からなる一本柱モデル
- イ 柱にテーパを有し断面変化がある1本柱モデルや2本の柱を有する1層ラーメンモデル
- ウ 複数の断面を有し変化する柱構造や3本以上の柱を有したりする多層モデル

(3) 部材の剛性

部材の剛性は、各地震動レベルごとに下記のとおりとする。

- ア レベル1地震動に対する耐震性能の照査では、地震時の応答値が部材のひび割れ耐力以下となるので全断面有効とした剛性を用いる。
- イ レベル2地震動に対する耐震性能の照査では、限定された部材位置が塑性化するので、その部材の降伏剛性を用いる。

なお、降伏剛性は、14.2.2 レベル2地震動に示す部材非線形モデルをもとに表-12.6-3により求めることができる。

表-12.6-3 降伏剛性の算出方法

構造モデル	降伏剛性の算出方法
1本柱モデル	部材の降伏剛性は、堰柱の降伏耐力 P_y と降伏変位 δ_y の比で表される割線剛性 K_y とする。
1層ラーメンモデル	各部材の降伏剛性は、塑性ヒンジ部における初降伏曲げモーメント M_{y0} と初降伏曲率 ϕ_y の比で表される割線剛性 K_y とする。
多層モデル	

(4) 固有周期の基本式

構造物の固有周期は、構造物の種類や剛性・構成・重量分布などの条件により変化し、振動次数によっても変化する。しかし、一般的な構造物は、1次周期（最も変位が大きくなる周期で1次モードと呼ばれる）が卓越して現れ、それに対する固有周期は1自由度の力学系を仮定して算出することが近似的に可能である。

この場合の固有周期 T は、一般式として、近似的に式(12.6-3)にて与えることが可能である。

$$\begin{cases} T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \dots\dots\dots (12.6-3) \\ \delta = \frac{W}{K} \end{cases}$$

- ここに、 T : 固有周期 (s)
- W : 堰柱の等価重量 (kN)
- K : 柱のバネ定数 (kN/m)
- g : 重力の加速度 (=9.8 m/s²)
- δ : 固有周期を算出する場合の変位 (m)

このことから、堰柱の固有周期は、複雑な形状の構造物を1自由度系のモデルに置き換えて算出することを基本とする。

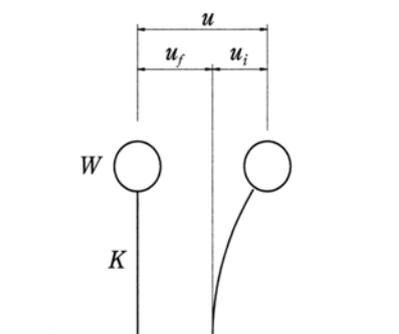


図-12.6-4 1自由度系モデル
(u :1自由度系の変位、 u_f :地動変位、 u_i : W による変位)

そこで、固有周期は、式 (12.6-3) の下式を上式に代入すれば、式 (12.6-4) を得る。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (12.6-4)$$

ここに、 T : 設計振動単位固有周期 (s)

δ : 固有周期を算出する場合の変位 (m)

なお、別途、固有値解析により固有周期を求める場合は、これを式 (12.6-3) 若しくは式 (12.6-4) の T としてよい。

また、水平方向分散支承や免震支承を管理橋に用いることにより 1 自由度系とならないことがわかっている場合や構造が複雑で固有値解析にて 1 次モードが支配モードとならない場合は、動的解析による照査を行わなくてはならない。

(5) 固有周期を算出する場合の変位 δ

固有周期を算出する場合の変位 δ は、各モデルにあった方法にて算出する。

ア 1 本柱モデル

設計振動単位が図-12.6-5 に示すような 1 本柱モデルの変位量は、耐震設計上の地盤面より上にあるフーチングを含めた堰柱構造の重量の 80% と、それが支持している上位の構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の上位の構造部分の慣性力の作用位置における値とする。

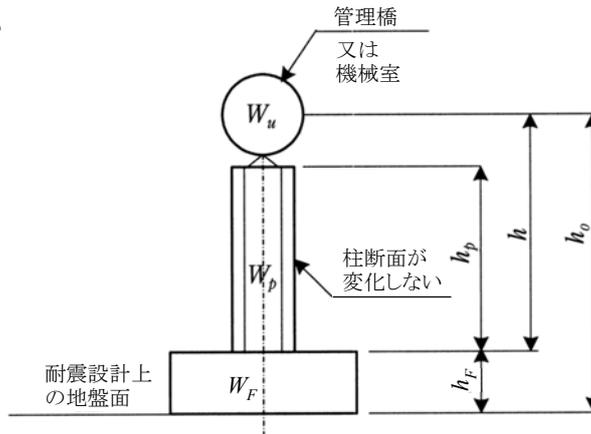


図-12.6-5 1 本柱モデルの模式図

また、変位 δ は、式 (12.6-5) により算出することができる。

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 \cdot h_0 \dots\dots\dots (12.6-5)$$

ここに、 δ_p : 堰柱躯体の曲げ変位 (m)

δ_0 : 基礎の水平変位 (m)

θ_0 : 基礎の回転角 (rad)

h_0 : 耐震設計上の地盤面から上位にある質点位置までの高さ (m)

(7) 曲げ変形 δ_p

曲げ変形 δ_p は、式 (12.6-6) により算出できる。

$$\delta_p = \frac{W_u h^3}{3EI} + \frac{0.8W_p h_p^3}{8EI} \dots\dots\dots (12.6-6)$$

ここに、 W_u : 対象とする堰柱部柱が支持する上位にある構造の重量 (kN)

W_p : 堰柱部柱の重量 (kN)

EI : 堰柱部柱の曲げ剛性 (kN・m²)

h : 堰柱部柱下端から堰柱部柱が支持する上位構造の重量の慣性力作用位置までの高さ (m)

h_p : 堰柱構造躯体高 (m)

(イ) 基礎の変形 δ_0 、 θ_0

基礎の変形は、式 (12.6-7) による。

$$\left. \begin{aligned} \delta_0 &= \frac{H_0 A_{rr} - M_0 A_{sr}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \\ \theta_0 &= \frac{-H_0 A_{rs} + M_0 A_{ss}}{A_{ss} A_{rr} - A_{sr} A_{rs}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-7)$$

ここに、 H_0 、 M_0 : 耐震設計上の地盤面における水平力 (kN) とモーメント (kN・m)

A_{ss} 、 A_{sr} 、 A_{rs} 、 A_{rr} : 基礎の抵抗を表す動的バネ定数で、複数ある基礎のバネを式 (12.6-8) に示す四つのバネにて表現した等価バネ定数であり、基礎天端に単位水平力と単位モーメントをそれぞれ別々に作用させた時の水平変位と回転角から式 (12.6-8) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} A_{ss} &= \frac{\theta_{0M}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \\ A_{sr} &= \frac{\delta_{0M}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \\ A_{rs} &= \frac{-\theta_{0H}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \\ A_{rr} &= \frac{\delta_{0H}}{\delta_{0H} \theta_{0M} - \delta_{0M} \theta_{0H}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-8)$$

ここに、 δ_{0H} 、 θ_{0H} : 基礎天端に単位水平力を与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角 (m/kN、rad/kN)

δ_{0M} 、 θ_{0M} : 基礎天端に単位モーメントを与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角 (m/kN、rad/kN)

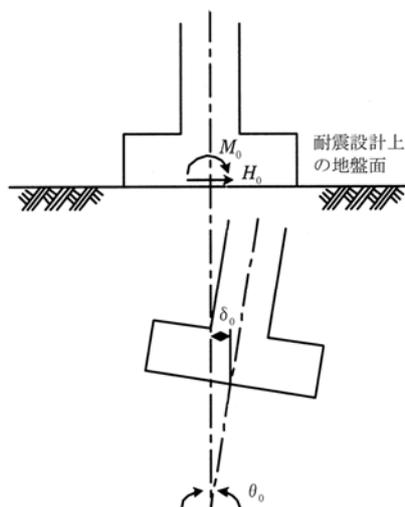


図-12.6-6 耐震設計上の地盤面における荷重と変位

なお、基礎の変形に用いる式 (12.6-7) の H_0 、 M_0 は、式 (12.6-9) にて与えられる。

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= Wu + 0.8(W_p + W_F) \\ M_0 &= Wu * h_0 + 0.8W_p \left(\frac{h_p}{2} + h_F \right) + 0.8W_F \frac{h_F}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-9)$$

ここに、 W_F : 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング又はケーソンの重量 (kN)
 h_F : 耐震設計上の地盤面より上にあるフーチング又はケーソンの高さ (m)

イ テーパーを有し断面変化がある 1 本柱モデル及び 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデル
 設計振動単位が図-12.6-7 に示すようなテーパーを有し断面変化がある 1 本柱モデルや 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデルの変位量は、ア 1 本柱モデルと同様に式 (12.6-5) により求める。

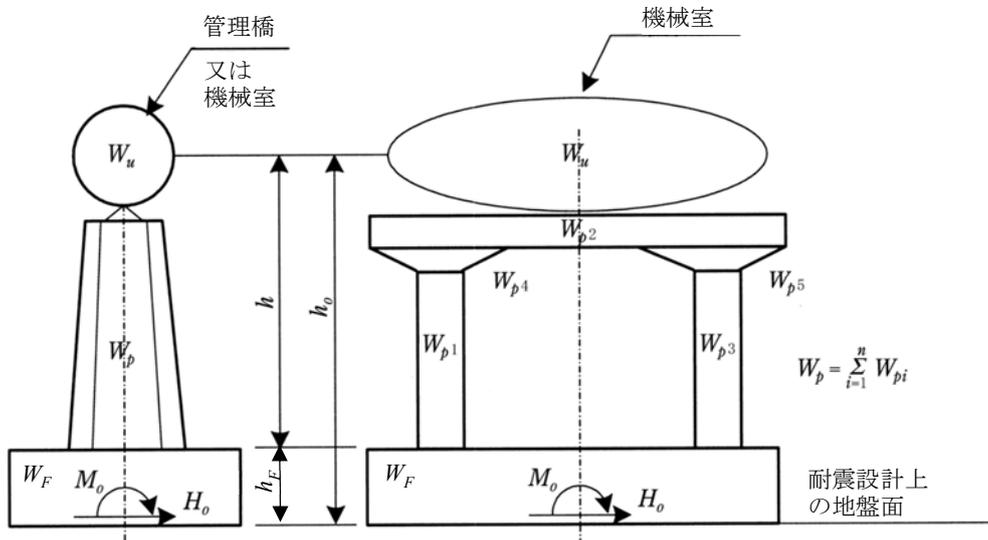


図-12.6-7 柱にテーパーを有する 1 本柱モデルや 2 本の柱を有する 1 層ラーメンモデルの模式図

(ア) 曲げ変形 δ_p

このモデルの堰柱構造躯体の曲げ変形 δ_p は、式(12.6-11)による等価重量を用いて式(12.6-10)により算出してもよい。

$$\left\{ \begin{aligned} \delta_p &= \frac{Wh^3}{3EI} \dots\dots\dots (12.6-10) \\ W &= Wu + 0.3W_p \dots\dots\dots (12.6-11) \end{aligned} \right.$$

ここに、 W : 堰柱構造躯体の等価重量 (kN)

W_u : 対象とする堰柱部柱が支持する上位にある構造の重量 (kN)

W_p : 堰柱部柱の重量 (kN)

(イ) 基礎の変形 δ_0 、 θ_0

基礎に関する変位 δ_0 及び基礎の変形 θ_0 の算出に用いる H_0 、 M_0 は、それぞれ式(12.6-7)、式 (12.6-9) による。

ウ 複数の断面を有し変化する柱構造や 3 本以上の柱を有したりする多層モデル

設計振動単位が、断面変化を伴う場合や複数の下部構造（堰柱+門柱）とそれが支持している上部構造部分（機械室や管理橋）からなる場合の固有周期を求める変位 δ は、式 (12.6-12) により算出する。

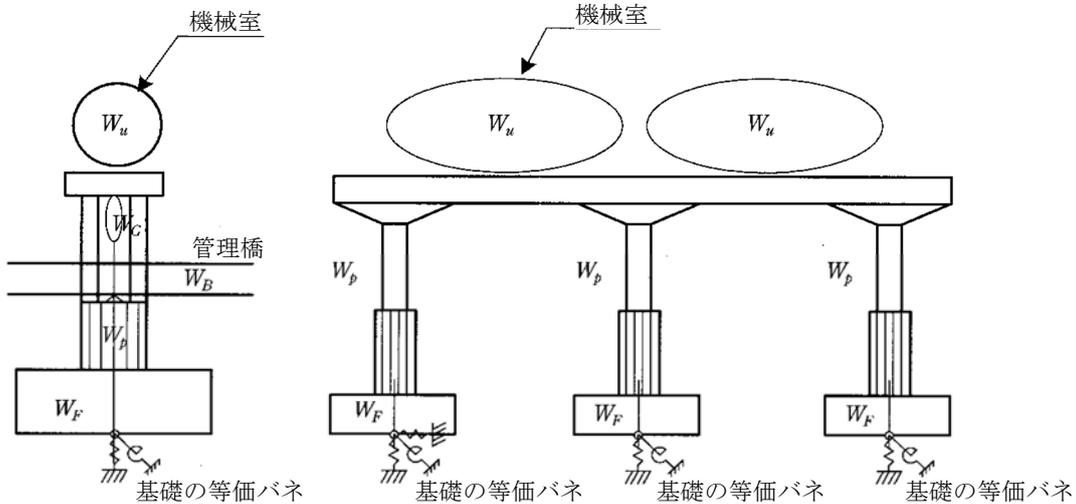


図-12.6-8 複数の断面を有し変化する柱構造や3本以上の柱を有したりする多層モデルの模式図

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \dots\dots\dots (12.6-12)$$

ここに、 $w(s)$: 各構造部材 s における重量 (kN/m)

$u(s)$: 耐震設計上の地盤面より上の各構造部材の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる各構造部材位置 s における変位 (m)

\int は、設計振動単位全体に関する積分を示す。

なお、離散型の骨組構造にモデル化する場合は、式 (12.6-12) の δ は、式 (12.6-13) により求めても良い。

$$\delta = \frac{\sum_i (W_i u_i^2)}{\sum_i (W_i u_i)} \dots\dots\dots (12.6-13)$$

ここに、 W_i : 各構造部材節点 i の重量 (kN)

u_i : 耐震設計上の地盤面より上の各構造部材の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる各構造部材節点 i の変位 (m)

Σ は設計振動単位全体に関する和を示す。

また、離散化の具体的な手法は、以下の手順による。

- (7) 各構造の剛性と重量の分布を算出し、以下の方法により構造物全体を骨組みモデル化する。また、モデル化は、以下のように行う。
 - a 部材の剛性を算出する。
 - b 構造物の背面土がある場合の重量及び地盤の変形等の影響を無視してもよい。

- c 基礎地盤の変形の影響は、基礎の抵抗を表す等価バネによって考慮する。
- d 管理橋及び堰体の位置は、構造の重心位置とする。
- e 管理橋の可動支承の摩擦の影響は無視する。
- f 堰柱と管理橋の間の相対変位に対する拘束条件は、一般には支承形式に応じて表-12.6-4によってもよい。ここで、固定支承の鉛直軸まわりの拘束条件は支承の構造を考えると固定であると考えられるが、計算の簡便さを考慮して一般には自由としてもよい。
- g ゴム支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合には、その剛性をバネとしてモデル化してもよい。ただし、固定部材によって水平変位を拘束する固定型ゴム支承又はすべり機構を有する可動型ゴム支承（すべり型ゴム支承）を用いる場合には、原則として固有周期及び慣性力の算出に際してゴム支承の剛性を考慮しないものとする。

表-12.6-4 支承部のモデル化の例

支承条件	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
固定支承	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
可動支承	自由	拘束	拘束	拘束	自由	自由
ゴム支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**
免震支承	バネ*	バネ*	拘束**	拘束**	自由**	自由**

- 注1) *の条件は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向にゴム支承あるいは免震支承で支持される場合について示した。
- 2) **の条件は、厳密にはバネ支持となるが、解析結果への影響は一般に小さいため、このようにしてよいものとした。
- 3) 変位制限構造等により支承の移動を拘束する場合には、その条件をモデル化に考慮する。

(イ) 上記(ア)のモデルに上部構造及び耐震設計上の地盤面から上の下部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に静的に作用させ、その方向に生じる変位を m 単位で求める。

(6) 地盤反力係数の基準値

地盤のバネを求めるときの地盤反力係数は、式 (12.6-14) による。

$$\left. \begin{aligned}
 k_{H0} &= \frac{1}{0.3} E_D \\
 k_{V0} &= \frac{1}{0.3} E_D \\
 E_D &= 2(1+\nu_D)G_D \\
 G_D &= \frac{\gamma t}{g} V_{SD}^2
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.6-14)$$

ここに、 k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m²)
 k_{V0} : 鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m²)
 E_D : 地盤の動的変形係数 (kN/m²)
 ν_D : 地盤の動的ポアソン比

一般の沖積及び洪積地盤	地下水位以浅	0.45
	地下水位以深	0.5
軟岩		0.4
硬岩		0.3

γ_t : 地盤の単位体積重量 (kN/m³)

g : 重力の加速度 9.8 (m/s²)

V_{SD} : 地盤のせん断弾性係数 (m/s)

$$V_{SDi} = C_v \cdot V_{si} \quad (i \text{ は } I \text{ 番目地層を指す})$$

C_v : 地盤ひずみによる補正係数

$$= 0.8 \quad (V_{si} < 300 \text{ m/s})$$

$$= 1.0 \quad (V_{si} \geq 300 \text{ m/s})$$

V_{si} : 式 (12.6-2) によるせん断弾性波速度 (m/s)

ただし、建設地点で実測されたせん断弾性波速度 V_{si} がある場合は、この値を用いてもよい。

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²)

(7) 基礎の抵抗を表すバネ定数

基礎の抵抗を表すバネ定数式 (12.6-8) は、直接基礎については式 (12.6-15) に、杭配置が対称で鉛直杭のみで構成される杭基礎は式 (12.6-16) に、また、ケーソン基礎については式 (12.6-17) にて算出することができる。

ア 直接基礎

$$\left. \begin{array}{l} A_{ss} = k_{SB} A_B \\ A_{sr} = A_{rs} = 0 \\ A_{rr} = k_V I_B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.6-15)$$

ここに、 k_{SB} : 底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_V : 底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

A_B : 底面の面積 (m²)

I_B : 底面の断面 2 次モーメント (m⁴)

イ 杭基礎の基礎の抵抗を表すバネ定数

対象で鉛直杭のみで構成される場合の杭基礎は、式 (12.6-16) にて簡便に算出することができる。

$$\left. \begin{array}{l} A_{ss} = nK_1 \\ A_{sr} = A_{rs} = -nK_2 \\ A_{rr} = nK_4 + K_{VP} \sum_{i=1}^n y_i^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.6-16)$$

ここに、 n : 杭の総本数 (本)

y_i : i 番目の杭の杭頭の y 座標 (m)

K_1 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m)

K_2 : 杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN/m)

K_4 : 杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角曲げモーメント (kN・m/rad)

K_{VP} : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)

ウ ケーソン基礎

ケーソン基礎では 6 種類の地盤抵抗要素があり、杭基礎のように解析的に基礎の地盤バネ定数を算出することができない。よって、ケーソン基礎の場合においては、以下のように基礎の地盤バネ定数を算出する。なお、6 種類の地盤抵抗要素の地盤反力係数の算出に用いる地盤の変形係数は、動的変形係数である。

<手 順>

ケーソン天端に水平力 $H = H_0$ とモーメント $M = M_0$ の 2 ケースをそれぞれ別々に作用させケーソン天端での水平変位と回転角をそれぞれ求める。

- ・基礎構造物に作用させるケース及びその結果

水平力 $H = H_0$ を作用させた時 : 水平変位 $\delta = \delta_{0H}$ 回転角 $\theta = \theta_{0H}$

モーメント $M = M_0$ を作用させた時 : 水平変位 $\delta = \delta_{0M}$ 回転角 $\theta = \theta_{0M}$

- ・上記の値を式 (12.6-17) に当てはめ行列式を解くことにより基礎の抵抗を表す動的バネ定数を求めることができる。

$$\begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sr} \\ A_{rs} & A_{rr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_0 & 0 \\ 0 & M_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{0H} & \delta_{0M} \\ \theta_{0H} & \theta_{0M} \end{bmatrix}^{-1} \dots\dots\dots (12.6-17)$$

ここに、 H_0 : 仮定した水平力 (kN)

M_0 : 仮定したモーメント (kN・m)

δ_{0H} : H_0 が作用したときの基礎天端の変位 (m)

θ_{0H} : H_0 が作用したときの基礎天端の回転角 (rad)

δ_{0M} : M_0 が作用したときの基礎天端の変位 (m)

θ_{0M} : M_0 が作用したときの基礎天端の回転角 (rad)

12.6.4 耐震設計上の地盤面

(1) 耐震設計上の地盤面の定義と設定

耐震設計上の地盤面は、設計地震動の入力位置で、その面より上方の構造部分に地震力を作用させるがその面よりも下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。

耐震設計上の地盤面の設定方法は、常時における設計上の地盤面と同じとする。ただし、杭基礎のように基礎全体のフーチング重量の影響が大きい場合の耐震設計では、常時の設計上の地盤面をフーチング上面とした場合でも、フーチングの慣性力を考慮する。

また、表-12.6-5 に示すように、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合は、この土層の下面とする。これは、現地盤より深さ 10m 程度までの地盤の良否が基礎の水平抵抗に大きく影響すること、また、地震時の地盤と構造物の動的相互作用など未解明な部分が多数あり安全側の設計とするためである。

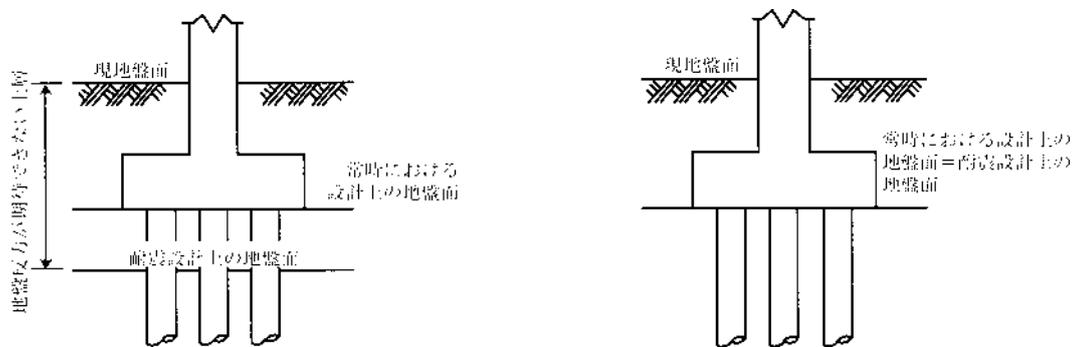
なお、耐震設計上の地盤反力を期待できない土層は、表-12.6-5 のとおりである。

表-12.6-5 耐震設計上の地盤反力を期待できない土層

砂質土層のうち 液状化層	12.7.5 に示す砂質土層の液状化の判定で、土質定数の低減係数 D_E を 0 とする土層
ごく軟弱な粘性土層 及び シルト質土層	現地盤面から 3 m 以内にある粘性土及びシルト質土で一軸圧縮試験又は、原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20 kN/m^2 以下の土層

(2) 地盤反力が期待できない土層がある場合

ア 耐震設計上の地盤面は図-12.6-9(a)及び図-12.6-9(b)に示すとおり、前記(1)に示す常時における設計上の地盤面とする。ただし、ごく軟弱な土層、あるいは液状化する砂質土層で耐震設計上地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する。

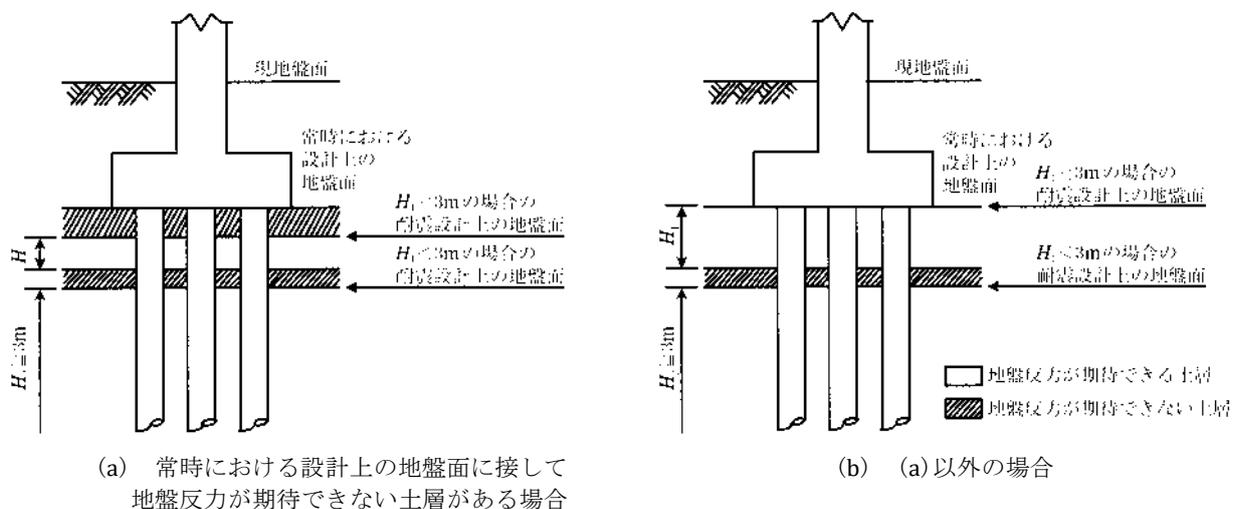


(a) 地盤反力が期待できない土層がある場合

(b) (a) 以外の場合

図-12.6-9 耐震設計上の地盤面

イ 地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には、図-12.6-10に示すように、耐震設計上の地盤面は少なくとも層厚が 3 m 以上の地盤反力が期待できる土層の上面としてよい。現在のところ、地盤反力が期待できない土層がそれ以前の地盤反力が期待できる土層に及ぼす影響を定量的に評価することはできないが、既往の震災事例等を踏まえて上記のように設定したものである。



(a) 常時における設計上の地盤面に接して地盤反力が期待できない土層がある場合

(b) (a) 以外の場合

図-12.6-10 中間に地盤反力が期待できる土層がある場合の耐震設計上の地盤面

(3) 耐震設計上の土質定数の低減

ア 前記(1)によりごく軟弱な土層と判断された土層は、耐震設計上、その土質定数を 0 とする。

イ 「水平地盤における液状化判定」により液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 FL の値に応じて 12.7.5 液状化の判定に示す低減係数 D_E により土質定数を低減させる。

(4) 土質定数を耐震設計上 0 あるいは低減させる土層の取扱い

土質定数を耐震設計上 0 あるいは低減させる土層であっても、その重量を低減することはできない。

(5) 耐震設計上の基礎部分の慣性力のかけ方

耐震設計を行う上で基礎部分の慣性力のかけ方の留意点は、耐震設計上の地盤面より上方の躯体、フーチング等には、地中であっても慣性力を考慮する。慣性力はフーチング等の重量から、排除した土の重量を差し引いた重量により求める。ただし、地盤反力が期待できない土層が存在する場合は、この土層の下面より上方の構造物部分には、その重量に慣性力を考慮する。

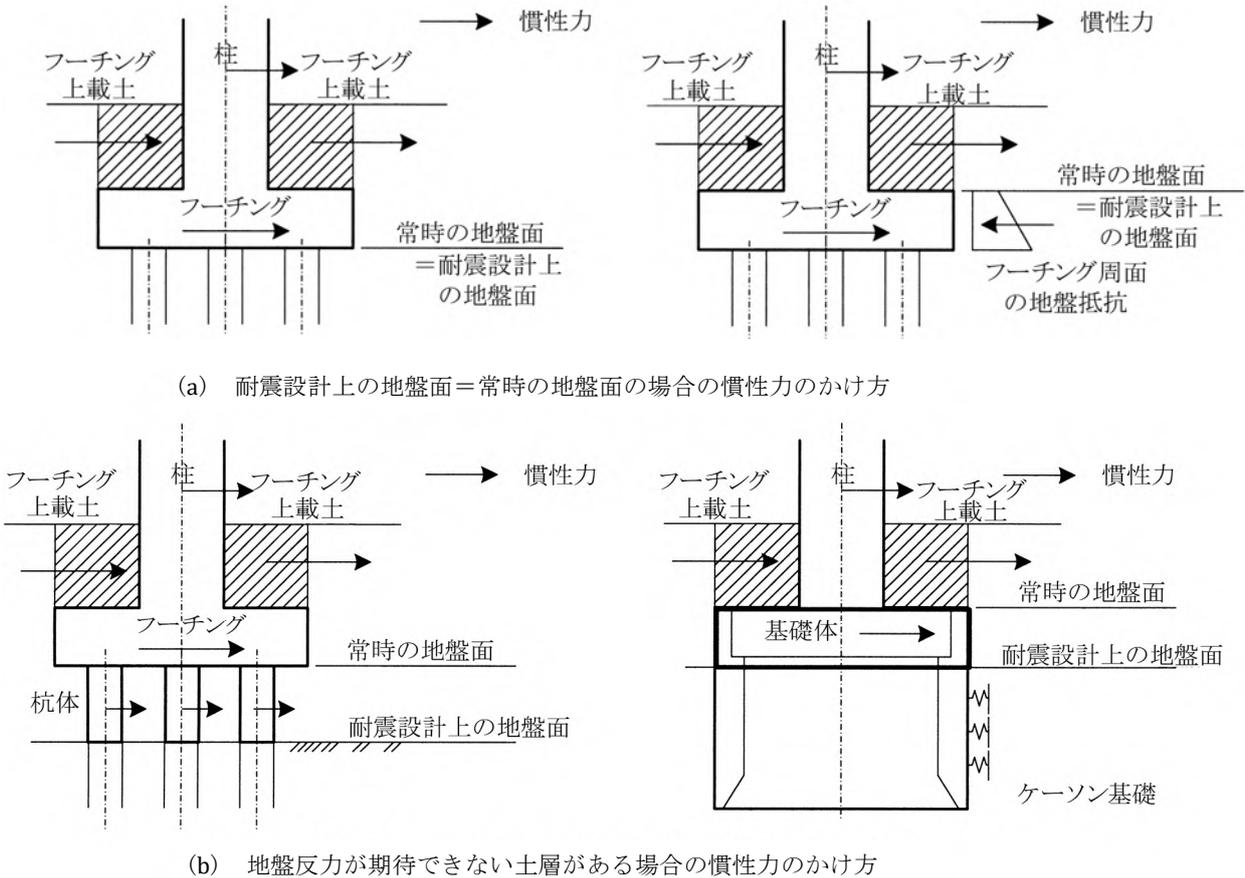


図-12.6-11 耐震設計上の基礎部分の慣性力のかけ方