

第8章 最大級地震時の確認

8-1 目的

本章の規定は、最大級地震後の列車運行の早期復旧のため、線路階が層崩壊を生じないことを確認することを目的とする。

[解説]

本章は、線路のシェルターとしても重要な線路上空建築物が損傷して列車運行の早期復旧に支障をきたさないように、最大級地震時にも線路階が層崩壊に至らないことを確認することを目的としている。

なお、上層階先行降伏の場合は6-1節[解説]に述べたように線路階の損傷は少なく、本章による確認をするまでもなく最大級地震時にも線路階の層崩壊には至らないと判断できるので、構造高さが20m以下の場合は本章による検討を省略してよい。ただし、上層階先行降伏と判定される場合でも先行降伏する階より上層の地震時質量の和が、それより下の階の地震時質量の和の40%未満の場合は線路階先行降伏と判定し、本章による確認を行うものとする。また、線路階先行降伏の場合でも梁降伏形と判定される場合は、梁の変形能力が大きく最大級地震時に線路階は層崩壊することは無いと判断できるため、構造高さが20m以下の場合は本章による検討を省略してよい。ここでいう梁降伏形とは6-3節に示す柱梁耐力比 $\Sigma M_{ci} / \Sigma M_{bi}$ が1.5以上の場合とする。

本標準は、建築基準法施行令第82条から第82条の4に規定された保有水平耐力計算により検証することを基本としている。1-2節[解説]に示したとおり、本標準でいう一次設計と二次設計が対応し、第7章までで完結している。本章の規定は、二次設計で想定する地震動より大きな地震動に対して線路階の変形性能を直接に確認する検討で、建築基準法にいう保有水平耐力計算として求められている検証の範疇外である。

8-2 最大級地震動

最大級地震動は、「鉄道耐震標準」に定めるL2地震動とする。

[解説]

旧鉄道土木耐震指針では修正震度法を採用し、線路を跨いでいる乗換え跨線橋の地震力としては震度0.25として設計しており、従来はそれと同等の耐震性能を有していたといえる。線路上空建築物の線路階は、鉄道を覆うシェルターとして鉄道運行に大きな影響があるため、前回改訂(2002年改訂版)と同様に鉄道土木構造物と同等の耐震性能を確保することとし、本章の検討に用いる最大級地震動としては「鉄道耐震標準」に定めるL2地震動を対象とする。

「鉄道耐震標準」に定めるL2地震動は、解表8-1に示す地震動で表層地盤の増幅を考慮した地震動とする。「鉄道耐震標準」では、L2地震動として海洋型地震を想定したスペクトルⅠと直下型地震を想定したスペクトルⅡを規定しており、その両方について検討対象とする。

なお、解表8-1は固有周期2.0秒までしか示されておらず、固有周期が2.0秒より長い場合には原則詳細な検討が必要である。一方、「鉄道耐震標準」付属資料には観測記録の応答スペクトルとの比較が記載されており、固有周期1.6秒から2.0秒までの直線をそのまま延長しても危険側になっていない。そのため、固有周期が2.0秒より長い場合にも当面解表8-1を延長して利用してよいこととする。

また、解表8-1に示した標準スペクトルをそのまま適用できない地域では、別途サイト特性を考慮した検討が必要となる。ただし、鉄道事業者においてL2地震動相当の地震動が提示されている場合はそれによればよい。

さらに、建設地点近傍に活断層の存在が明らかで他に影響を与える活断層がない場合には、スペクトルⅡを活断層までの距離により補正してよい。距離による低減係数は「鉄道耐震標準」による。

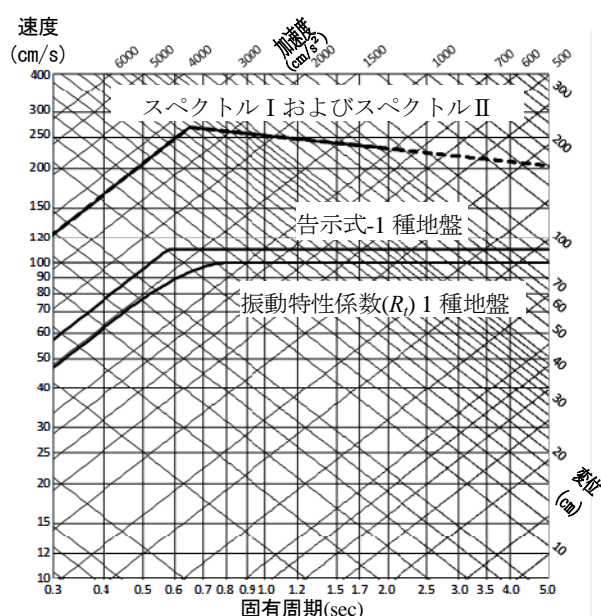
「鉄道耐震標準」による地盤種別を建築基準法による種別と対応して解表8-2に示す。

解表8-1 「鉄道耐震標準」に定めるL2地震動（5%加速度応答スペクトル）

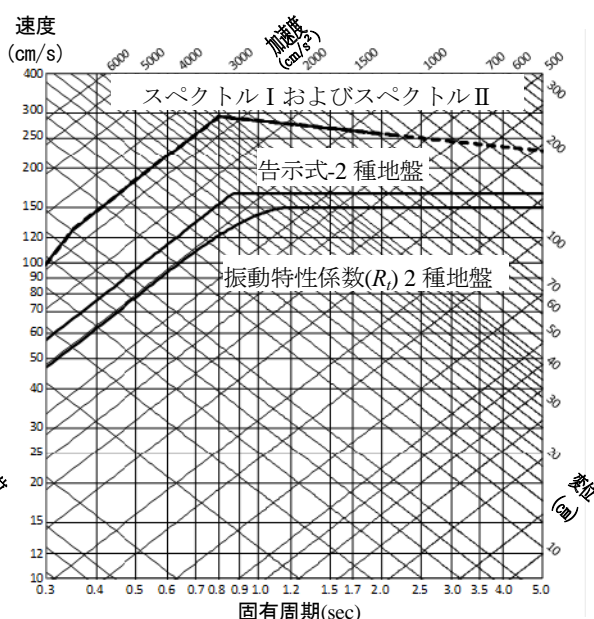
L2地震動スペクトルⅠ・Ⅱ（減衰5%）		
地盤種別	固有周期 $T(\text{sec})$	応答加速度(gal)
G2	$0.1 \leq T < 0.25$	$6401.95T^{0.65}$
	$0.25 \leq T \leq 0.65$	2600
	$0.65 < T \leq 2.0$	$1593.15T^{-1.137}$
G3	$0.1 \leq T < 0.35$	$4550.76T^{0.65}$
	$0.35 \leq T \leq 0.8$	2300
	$0.8 < T \leq 2.0$	$1784.60T^{-1.137}$
G4	$0.1 \leq T < 0.35$	$3561.46T^{0.65}$
	$0.35 \leq T \leq 1.1$	1800
	$1.1 < T \leq 2.0$	$2006.02T^{-1.137}$
G5	$0.1 \leq T < 0.35$	$2572.17T^{0.65}$
	$0.35 \leq T \leq 1.6$	1300
	$1.6 < T \leq 2.0$	$2218.34T^{-1.137}$

解表8-2 「鉄道耐震標準」による地盤種別

鉄道耐震標準			建築基準法	
地盤種別	地盤条件	地盤周期 $T(\text{sec})$	地盤種別	地盤周期 $T(\text{sec})$
G2	洪積層	～0.25	第1種地盤	～0.25
G3	普通地盤	0.25～0.50	第2種地盤	0.25～0.75
G4	普通～軟弱地盤	0.50～0.75		
G5	軟弱地盤	0.75～1.00	第3種地盤	0.75～



解図 8-1 洪積層（G2）のL2地震動



解図 8-2 普通地盤（G3）のL2地震動

解図8-1、8-2にはG2地盤（洪積層）とG3地盤（普通地盤）の加速度応答スペクトルを示す。図中には建築基準法による極めて稀に発生する地震動として平成12年建設省告示第1461号の四イに定める加速度応答スペクトル（対応する表層地盤の増幅を平成12年建設省告示第1457号第10の第1項に示されるGsとして考慮したもの）を併せて示す。L2地震動は建築基準法に定める地震動と比べてかなり大きな地震動を想定しているといえる。

8-3 変形性能の確認

最大級地震時に、線路階が層崩壊を生じないことを目標に線路階を構成する部材が、局部座屈や破断などにより急激な耐力低下が生じないことを確認する。

[解説]

最大級地震時に、線路階が層崩壊しないことを目標に線路階を構成する部材が局部座屈や破断などにより軸力支持能力を失わないことを確認する。なお、線路階を構成する梁部材については、一般に柱部材より変形能力があることおよび一部に局部座屈が生じても直接的には層崩壊につながり難いことから、構造高さが20m以下の場合は想定する最大級地震時に柱部材のみ変形能力を確認することとする。

杭部材については、6-1節[解説]に述べるとおり線路階柱頭節点部の柱または梁にヒンジが発生した後にのみ塑性ヒンジの発生を許容していること、および杭の曲げ破壊が直接には軸力支持能力の喪失につながらないと考えられるため、通常は杭材については変形性能の検討は省略してよい。ただし、構造高さが20mを超える場合で最大級地震時に杭に塑性ヒンジが発生する場合は、コンクリートが圧壊していないことを確認する。なお、塑性ヒンジが発生してもその部位の塑性率 μ が2以下の場合はコンクリートの圧壊の検討を省略してよい。これは、「基礎指針」に示されているように場所打ち鉄筋コンクリート杭の塑性率 μ として、軸力が0の場合 $\mu=6$ 、圧縮応力度が $F_c/10$ で $\mu=3$ 程度であり、 μ が2以下では $P-\Delta$ 効果の影響を考慮しても急激に鉛直支持能力を喪失することはないと判断できるためである。

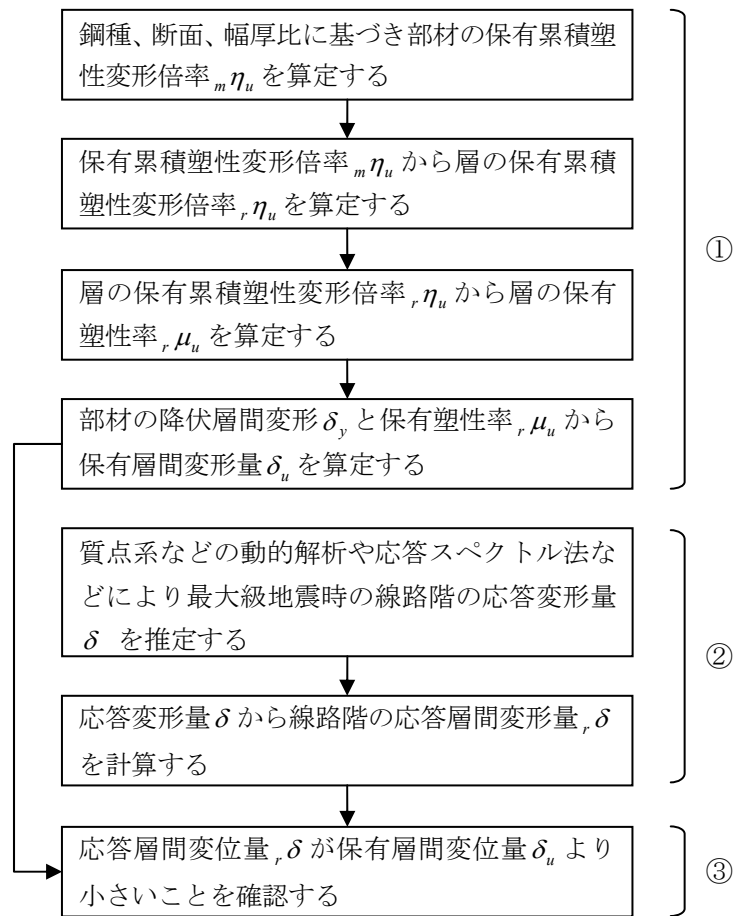
変形能力の確認は、次に示すステップで行うことを想定している。

- ①部材の変形能力をもとに、線路階の保有変形量を評価する。
- ②最大級地震時の線路階の応答変形量を推定する。
- ③変形性能を応答変形量が保有変形量より小さいことにより確認する。
- ③における変形量の確認はそれぞれ対応した変形量で比較する。

解表8-3 保有変形量と応答変形量の対応

	保有変形量	応答変形量の推定
A	部材各部の累積塑性変形量（倍率）	フレームモデルの動的解析により塑性ヒンジの累積塑性変形量（倍率）を推定する
B	部材各部の最大塑性変形量（倍率）	フレームモデルの動的解析により塑性ヒンジの最大塑性変形量（倍率）を推定する
C	層の累積塑性変形量（倍率）	質点系などの動的解析により層の累積塑性変形量（倍率）を推定する
D	層の最大塑性変形量（倍率）	質点系などの動的解析や応答スペクトル法により層の最大塑性変形量（倍率）を推定する
E	層の最大層間変形量（角）	質点系などの動的解析や応答スペクトル法により層の最大層間変形量（角）を推定する

鉄骨造については、変形性能評価として簡便なEの方法を用いる場合の検討フローを解図8-3に示す。



解図8-3 変形性能の検討フロー例

①保有変形性能

(1)鉄骨造の保有変形性能

鉄骨造の保有変形性能は、線路階を構成する主要な部材について以下に示す方法で保有累積塑性変形または保有層間変形を求め、その最小値を線路階の保有変形性能と評価してよい。

1)部材の保有累積塑性変形倍率 $_m\eta_u$ ^{8.1),8.2)}

部材の保有累積塑性変形倍率 $_m\eta_u$ は、1方向の累積塑性変形倍率で定義し、断面形状毎に解式(8-1)～(8-13)により求める。なお、柱の式は柱の軸力比 $\rho = 0.3$ の場合の式であるが、本標準の適用範囲では本式を用いてよい。

溶接箱形断面柱

$$_m\eta_u = 1.27 \left\{ 15(s-1)(2s+0.1) + 4(s+0.4) \right\} \frac{(s-1)}{(s-0.3)^2} \quad \text{解式(8-1)}$$

s : 応力上昇率

$$\frac{1}{s} = 0.710 + 0.167 \left(\frac{1}{\alpha} \right) \quad \text{解式(8-2)}$$

$$\alpha = \frac{E}{\sigma_y} \left[1.23 \left(\frac{t}{B} \right) \right]^2 \quad \text{解式(8-3)}$$

E : 鋼材の弾性剛性 σ_y : 鋼材の降伏応力度

B : 箱形断面のせい t : ウェブの板厚

冷間成形角形断面柱

$${}_m\eta_u = 51.35(2s + 0.1) \cdot \left(\frac{s-1}{s-0.3} \right)^2 \quad \text{解式(8-4)}$$

s : 応力上昇率

$$\frac{1}{s} = 0.778 + 0.130 \left(\frac{1}{\alpha} \right) \quad \text{解式(8-5)}$$

α : 解式(8.3)による

円形鋼管柱

$${}_m\eta_u = 44.07(2s + 0.1) \cdot \left(\frac{s-1}{s-0.3} \right)^2 \quad \text{解式(8-6)}$$

s : 応力上昇率

$$\frac{1}{s} = 0.777 + 1.18 \left(\frac{1}{\alpha} \right) \quad \text{解式(8-7)}$$

$$\alpha = \frac{E}{\sigma_y} \cdot \left(\frac{t}{D} \right) \quad \text{解式(8-8)}$$

t : 鋼管の板厚

D : 円形鋼管の外径

H形鋼梁

$${}_m\eta_u = \frac{s-1}{s} \left[\frac{E}{E_{st}}(s-1) + 2 \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} \right) \right] \quad \text{解式(8-9)}$$

s : 応力上昇率

$$\frac{1}{s} = \frac{0.4896}{\alpha_f} + \frac{0.0460}{\alpha_w} + 0.7606 \quad (400N\text{鋼}) \quad \text{解式(8-10)}$$

$$\frac{1}{s} = \frac{0.2868}{\alpha_f} + \frac{0.0588}{\alpha_w} + 0.7730 \quad (490N\text{鋼}) \quad \text{解式(8-11)}$$

$$\alpha_f = \left(\frac{E}{\sigma_{yf}} \right) \left(\frac{t_f}{b} \right)^2, \alpha_w = \left(\frac{E}{\sigma_{yw}} \right) \left(\frac{t_w}{d} \right)^2 \quad \text{解式(8-12)}$$

E : 鋼材の弾性剛性 E_{st} : 鋼材の二次剛性

ε_p : 塑性流れ域のひずみ量 ε_y : 降伏ひずみ

解式(8-12)中のウェブ高さ(d)に関しては、応力勾配を考慮した有効ウェブ高さ(d_e)を適用する。

$$d_e = \{ 2\rho A_f + (1+\rho)A_w \} / (2t_w) = A_w / (2 \cdot t_w) = d/2 \quad \text{解式(8-13)}$$

また、解式(8-9)中の E/E_{st} 及び $\varepsilon_p/\varepsilon_y$ の値は、解表 8-1 で与えられる。

解表8-1 鋼種による諸係数の値

鋼種	E/E_{st}	$\varepsilon_p/\varepsilon_y$
400N	50	12
490N	60	10

2) 層（ラーメン構造）の保有累積塑性変形倍率 ${}_r\eta_u$

ラーメン構造の層の保有累積塑性変形倍率 ${}_r\eta_u$ と部材の保有累積塑性変形倍率 ${}_m\eta_u$ との関係は文献^{8.3)}を参考に地中梁の無い構造形式の特性を考慮して解式(8-14)によってよい。

$${}_r\eta_u = {}_m\delta_y / ({}_a{}_r\delta_y) {}_m\eta_u \cdot a_p \cdot a_b + a_d \quad \text{解式(8-14)}$$

${}_r\delta_y$: 層の降伏層間変形

${}_m\delta_y$: 層の降伏層間変形に寄与する部材変形 (${}_m\delta_y / {}_r\delta_y = 1/3$)

a_r : 地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率
(地中梁の無い場合 $a_r = 1.25$ 、地中梁の有る場合 $a_r = 1.0$)

a_p : パネルのエネルギー吸収による割増係数

パネルの塑性化を許容する場合 $a_p = 1.2$

パネルの塑性化を許容しない場合 $a_p = 1.0$

a_b : バウシンガー域のエネルギー吸収による割増係数 (柱 5/3, 梁 2.0)

a_d : 変形性能の限界点から倒壊に至るまでの骨組のエネルギー吸収効果
(= 2.0)

文献^{8.3)}では上下の梁と柱で構成された層ラーメンを対象にラーメン構造の層の保有累積塑性変形倍率 ${}_r\eta_u$ を評価しているが、地中梁の無い構造形式では杭頭の回転変形などにより降伏層間変位が増大するため、その増大率 a_r で補正することとした。増大率 a_r は試設計により一般的な架構断面では1.25程度となることを確認しているが、 βL (β : 杭の特性値、解式(4-7)による、 L : 杭長) が1.5以下の短い杭の場合は、杭の回転成分による影響が大きいため付録5に準じて a_r を別途算定することが望ましい。

また、パネルのエネルギー吸収による割増係数について文献^{8.3)}は、通常の鉄骨架構ではパネルのエネルギー吸収量が1/3以上であることから、架構のエネルギーの2/3がパネルを除く部材の塑性化によるものと見なし、パネルを除く部材のエネルギー吸収量の3/2が架構のエネルギー吸収量と等価であるとして a_p を1.5と提案している。一方、地中梁の無い構造形式ではパネルが柱頭のみであることから、パネルのエネルギー吸収量を1/6と仮定し、パネルを除く部材のエネルギー吸収量の6/5が架構のエネルギー吸収量となるものとして a_p を1.2と評価した。パネルの塑性化を許容しない場合はパネルでのエネルギー吸収量は期待できないため1.0としている。

なお、本標準では梁や柱に先行してパネルが降伏するいわゆる弱パネル設計を排除していないが、そのような場合は静的増分解析においてパネル部のせん断剛性と耐力をモデル化した解析を行い、応力・変形や保有水平耐力の評価に反映させる必要がある。

2') 層の保有累積塑性変形量 ${}_r\delta_p$

層の保有累積塑性変形量 ${}_r\delta_p$ は解式(8-14')で評価する。

$${}_r\delta_p = {}_r\eta_u \cdot \delta_y \quad \text{解式(8-14')}$$

δ_y : 静的増分解析結果で線路階を構成する対象の部材が降伏した時点の層間変形 (下部構造の水平変形を含まない変形)。

なお、静的増分解析で柱の降伏が生じない場合は、梁の耐力上昇を考慮した解析により柱降伏となる変形を評価すればよいが、簡便には柱に取り付く梁の降伏した時点をも柱の降伏と見なしてよい。

3) 層の保有塑性率 ${}_r\mu_u$

ラーメン構造の場合、最大変形を生じるループの繰返しを考慮し解式(8-15)で評価してよい。

$${}_r\mu_u = {}_r\eta_u / 2 + 1 \quad \text{解式(8-15)}$$

4) 保有層間変形量 δ_u

保有層間変形量 δ_u は解式(8-16)で評価する。

$$\delta_u = {}_r\mu_u \cdot \delta_y \quad \text{解式(8-16)}$$

(2)コンクリート充填鋼管柱の保有変形性能

線路階の層崩壊を防止するために、鋼管柱にコンクリートを充填することは局部座屈の発生を抑制し非常に効果的である。

鋼管にコンクリートを充填した場合（以下、CFT柱という）の変形性能は以下によって評価してよい。なお、最大級地震動に対する検討に限り、コンクリートの設計基準強度が24N/mm²未満の場合でもCFT柱はコンクリートの効果を考慮して耐力を評価してもよい。

実験結果より変形能力を評価する方法としては、正負交番載荷試験結果の最大耐力から一定量耐力が低下した部材角（例えば95%になった点）を限界部材角と評価する方法（コンクリート系の評価方法）と、塑性変形量の累積値と弾性限変位から求まる累積塑性変形倍率（単調載荷の塑性変形倍率に一致する）で評価する方法（鉄骨系の評価方法）がある。その理由としては、鉄骨の破断が塑性変形に伴うエネルギー量で決まるのに対し、コンクリートの破壊ははひずみの絶対値によるためとも言われている。

CFT柱の変形性能については実験結果に基づき数種の提案があるが、そのほとんどが前者の方法による評価である。そのため本標準でもCFT柱の変形性能を前者の方法により評価したもの内、長柱の変形能力に言及している「充填鋼管指針」による限界部材角をもとに評価することとし、線路階を構成する主要な柱について以下に示す方法で保有層間変形を求め、その最小値を線路階の保有層間変形と評価する。CFT柱の保有部材角 R_u は、「充填鋼管指針」を参考に解式(8-17)、(8-18)によってよい。

角形鋼管

$$R_u = \frac{\gamma_r}{0.15 + 3.79 \frac{N}{N_0}} \cdot \frac{t}{B} \cdot {}_R\alpha \quad \text{解式(8-17)}$$

$${}_R\alpha = 1.0 - \frac{F_c - 40.3}{566} \quad \text{ただし、} {}_R\alpha \geq 1.0 \text{ のときは } {}_R\alpha = 1.0$$

円形鋼管

$$R_u = \gamma_c \cdot \left(8.8 - 6.7 \cdot \frac{N}{N_0} - 0.04 \cdot \frac{D}{t} - 0.012 \cdot F_c \right) / 100 \quad \text{解式(8-18)}$$

${}_cA$: コンクリートの断面積

${}_sA$: 鋼管の断面積

B : 角形鋼管の幅

D : 円形鋼管のせい

F_c : コンクリートの設計基準強度

F_y : 鋼管の降伏強さ

N : 作用軸力（圧縮を正とする）

N_0 : 単純累加軸耐力 = ${}_sA \cdot F_y + {}_cA \cdot F_c$

t : 鋼管の板厚

γ_r : $l_k/B \leq 10$ の場合 1.0、 $l_k/B > 10$ の場合 0.8 とする

γ_c : $l_k/D \leq 10$ の場合 1.0、 $l_k/D > 10$ の場合 0.6 とする

ここで l_k は $1.5H_r$ (H_r : 当該柱位置での線路階階高) とする

線路階の保有層間変形量 δ_u は、解式(8-19)で評価する。

$$\delta_u = R_u \cdot h + (a_r - 1.0) \delta_y \quad \text{解式(8-19)}$$

h : 線路階の階高

a_r : 地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率

(地中梁の無い場合 $a_r = 1.25$ 、地中梁の有る場合 $a_r = 1.0$)

δ_y : 静的増分解析結果で線路階を構成する対象の部材が降伏した時点の層間変形（下部構造の水平変形を含まない変形）。

なお、静的増分解析で柱の降伏が生じない場合は、梁の耐力上昇を考慮した解析により柱降伏となる変形を評価すればよいが、簡便には柱に取り付く梁の降伏した時点を柱の降伏と見なしてよい。

解式(8-19)の第2項は、降伏変形に占める杭頭曲げ変形の影響分であるが、第1項に比べて小さな値となるため保有層間変形量 δ_u の評価に当たって省略してもよい。

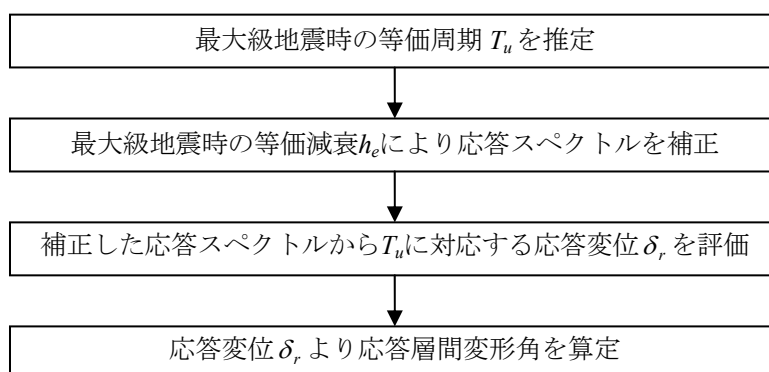
②応答変形量の推定

最大級地震時の線路階の応答変形量は、以下に示すA.応答スペクトル法またはB.質点系の動的解析の方法などにより推定してよい。ただし、構造高さが20mを超える場合は高次モードの影響も考慮できるB.質点系の動的解析により推定する。

A.応答スペクトル法による推定

試設計の結果、地中梁の無い構造形式の建築物は、杭の水平変形を含む線路階の変形が卓越するため、上部構造を剛体の1質点の建築物と見なして、変位応答スペクトルより線路階の応答変位を推定する方法である。

解図8-4に応答スペクトル法による推定方法を示す。



解図8-4 応答スペクトル法

(1)最大級地震時の等価周期 T_u

線路階の塑性化が進んだ最大級地震時の等価周期は、線路階の変形などをもとに解式(8-20)による。

$$T_u = 2\pi\sqrt{M_u/K_u} \quad \text{解式(8-20)}$$

M_u : 等価質量で線路階から R 階までの地震時質量の和とする。

K_u : 最大級地震時の線路階の等価剛性で解式(8-21)としてよい。

$$K_u = Q_{50}/\delta_{50} \quad \text{解式(8-21)}$$

Q_{50} : 静的増分解析で線路階の層間変形角が 1/50 となる線路階の層せん断力
(冷間成形角形鋼管で柱降伏形の場合も柱耐力の低減をしない場合の値)

δ_{50} : 静的増分解析で線路階の層間変形角が 1/50 となる時の線路階の絶対変位
(線路階の層間変形と杭頭の水平変位の和)

(2)応答スペクトルによる推定

平成12年建設省告示第1457号では、限界耐力計算における加速度応答の低減率 Fh および安全限界時の減衰を表す数値 h として、解式(8-22)、(8-23)を示している。

$$Fh = 1.5 / (1 + 10h) \quad \text{解式(8-22)}$$

$$h = \gamma_1 \left(1 - 1 / \sqrt{D_f} \right) + 0.05 \quad \text{解式(8-23)}$$

γ_1 : 0.25 D_f : 塑性率

今、最大級地震時の塑性率 D_f を3程度と仮定すると、 h はほぼ0.15で Fh は0.6となる。そのため、ここでは最大級地震時の塑性率が3程度と想定し、加速度応答の低減率を0.6とする。最大級の地震動の変位応答スペクトルに低減率0.6を乗じて、(1)で求まる等価周期 T_u を用いれば1質点の代表応答変位 δ_r が算出できる。本標準ではこの代表応答変位を線路階の応答変位と評価することとし、応答層間変形量 δ は、解式(8-24)で求める。

$${}_r\delta = \delta_r - {}_p\delta_r \quad \text{解式(8-24)}$$

${}_p\delta_r$: 静的増分解析結果で線路階の絶対変形（杭の水平変形を含む）が応答変位 δ_r に一致するステップの杭頭の水平変位。ただし、杭頭の水平変位は重心位置の水平変位もしくは平均値としてよい。

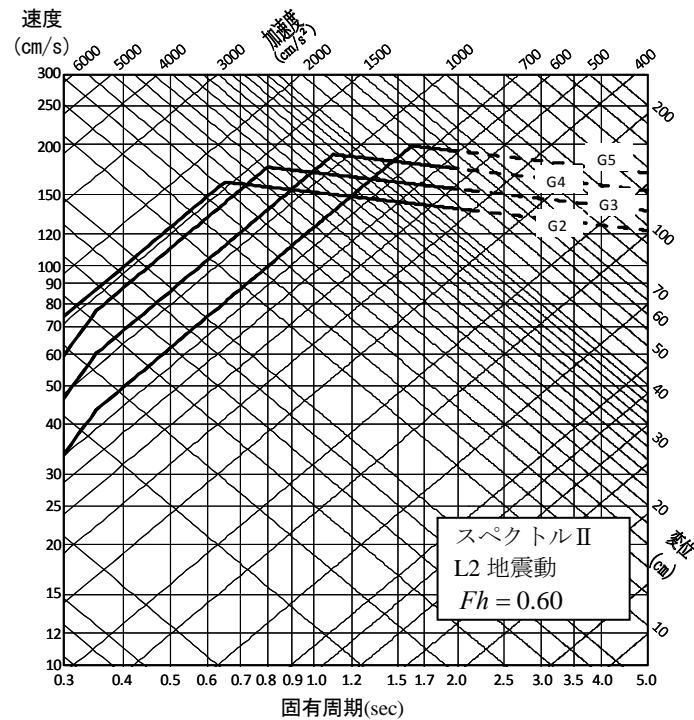
なお、応答層間変形量算定に当たっては、杭や柱の軸方向変形に伴う床の回転による成分は層間変形量から差し引いてよい。

この手法による線路階の応答量は、スペクトルⅡ地震については鉄道土木の非線形スペクトル法による応答量とほぼ対応していることを確認（付録7）している。そのことから鉄道土木がスペクトルⅡ地震で考慮する応答量に対して、線路階の部材の変形能力を確認しているといえる。

低減率 Fh を0.6とした場合のスペクトルⅡ地震動の変位応答を解表8-4に、 $Fh = 0.6$ を考慮した応答スペクトルを解図8-5に示す。

解表8-4 低減率0.6を考慮した変位応答

L2地震動スペクトルⅠ・Ⅱ		
地盤種別	固有周期 $T(\text{sec})$	応答変位値(cm) (低減率60%)
G2	$0.1 \leq T < 0.25$	$97.30T^{2.65}$
	$0.25 \leq T \leq 0.65$	$39.52T^2$
	$0.65 < T \leq 2.0$	$24.21T^{0.863}$
G3	$0.1 \leq T < 0.35$	$69.16T^{2.65}$
	$0.35 \leq T \leq 0.8$	$35.00T^2$
	$0.8 < T \leq 2.0$	$27.12T^{0.863}$
G4	$0.1 \leq T < 0.35$	$54.13T^{2.65}$
	$0.35 \leq T \leq 1.1$	$27.36T^2$
	$1.1 < T \leq 2.0$	$30.49T^{0.863}$
G5	$0.1 \leq T < 0.35$	$39.09T^{2.65}$
	$0.35 \leq T \leq 1.6$	$19.76T^2$
	$1.6 < T \leq 2.0$	$33.71T^{0.863}$



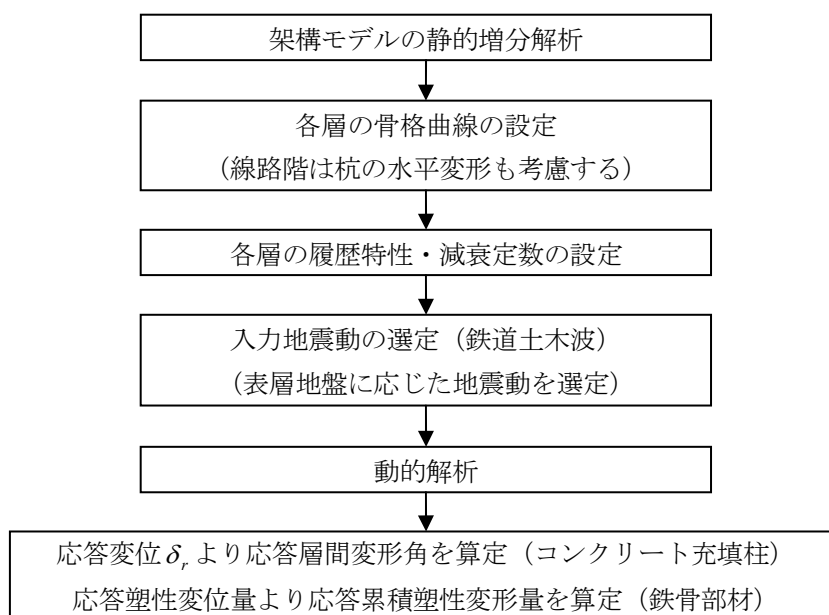
解図 8-5 低減率を考慮した応答スペクトル
(スペクトルⅡ $F_h = 0.6$)

なお、建設地点近傍に活断層の存在が明らかで、スペクトルⅡを距離により補正する場合は、解表8-4に「鉄道耐震標準」による低減係数を乗じて求めればよい。

B. 質点系の動的解析による推定

静的増分解析結果を基に、簡易質点系モデルに集約して動的弾塑性解析により線路階の応答量を推定する方法である。

解図8-6に簡易質点系モデルによる動的解析のフローを示す。



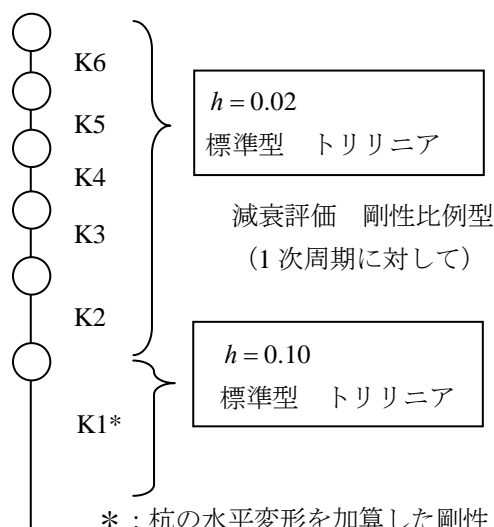
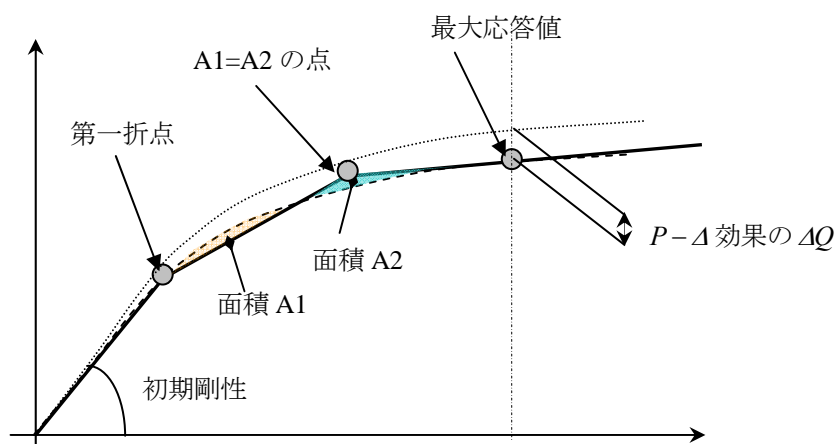
解図8-6 簡易質点系モデルの動的解析フロー

(1)線路階の骨格曲線

簡易質点系モデルは、1層を1つの質点に置き換えた等価せん断モデルで基礎部のスウェイ・ロッキングを考慮したSRモデルにおいて、線路階のスウェイ変形がロッキング変形より卓越することから、ロッキングを無視した簡易モデルである。線路階の骨格曲線としては杭頭位置における水平変形を考慮して設定する。

層の骨格曲線は通常以下のように設定してよい。

- 1)静的増分解析結果から $P-\Delta$ 効果を差し引いた各層せん断力と層間変位の関係（荷重－変形曲線）を求める。
- 2)荷重－変形曲線を Tri-Linear 型の三折線に置換する。
 - i 最大応答レベルの変形量でのひずみエネルギーが静的増分解析とほぼ等価になるように折点を設定する。
 - ii 第一折点は、当該階を構成する部材で最初に部材端に塑性ヒンジが発生する時とする。なお、線路階で地盤の降伏等により部材の最初のヒンジ発生以前に剛性低下が生じる場合は、剛性低下の発生点等ほぼ弾性限を第一折れ点とする。
 - iii 第二折点は、第一折点と最大応答値間で荷重-変形曲線と多角形の面積が等価で、かつ変形曲線との距離が最小となる点を設定する。
 - iv 最大応答値は、予備応答解析で求めることになるが、線路階は層間変形角 1/30 に相当する最下層変形量としてよい。



解図8-7 動的解析モデル

(2)減衰定数

8章の検証は鉄道土木構造物との整合性を図ることを目的としているため、線路階の減衰定数は鉄道土木で通常用いられている地盤の減衰などを含む内部減衰として10%の減衰を考慮する。線路階以外で鉄骨造の場合は2%とする。

(3)履歴特性

各層の履歴特性は線路階を含めて標準トリリニアとしてよい。

(4)入力地震動

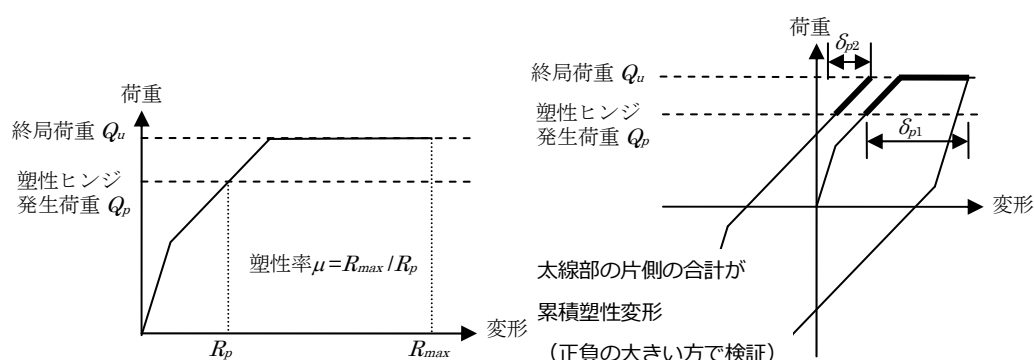
表層地盤増幅特性を考慮して鉄道土木波として作成されている地震動を用いる。

(5)応答層間変形量

杭の変形を含む線路階の応答変形量を基に、応答層間変形量 δ は解式(8-24)で求めてよい。

(6)応答累積塑性変形量

応答変形量を基に、塑性変形量の片側の和とする。



解図8-8 累積塑性変形の算出方法

なお、応答変形トリリニアモデル化した層の応答累積塑性変形量 ${}_a\delta_p$ は、増分解析における対象部材の塑性ヒンジ発生荷重を超えるループの変形量の和として、解式(8-25)で求めてよい。

$${}_a\delta_p = \beta \sum \delta_{pi} \quad \text{解式(8-25)}$$

δ_{pi} : 塑性ヒンジ発生荷重を超える変形量
 β : 静的増分解析の塑性ヒンジ発生荷重における線路階絶対変形 δ_0 に対する線路階の相対変形 δ_1 の比
 $\beta = \delta_1 / \delta_0$

③変形性能の確認

(1)架構の変形性能確認

構造高さが20m以下の場合、または構造高さが20mを超える際のCFT柱の場合、変形性能は②で推定した応答変形量が①で推定した保有変形量より小さいことにより確認する。構造高さが20mを超える際の鉄骨部材においては、変形性能は②で推定した応答累積塑性変形量が①で推定した保有累積塑性変形量より小さいことにより確認する。

なお、鉄骨中空柱として変形性能の検討を行った結果、応答変形量が保有変形量を超え鉄骨柱にコンクリートを充填して変形性能を確保する場合は、CFT柱としての剛性を考慮して再度静的増分解析を行う。

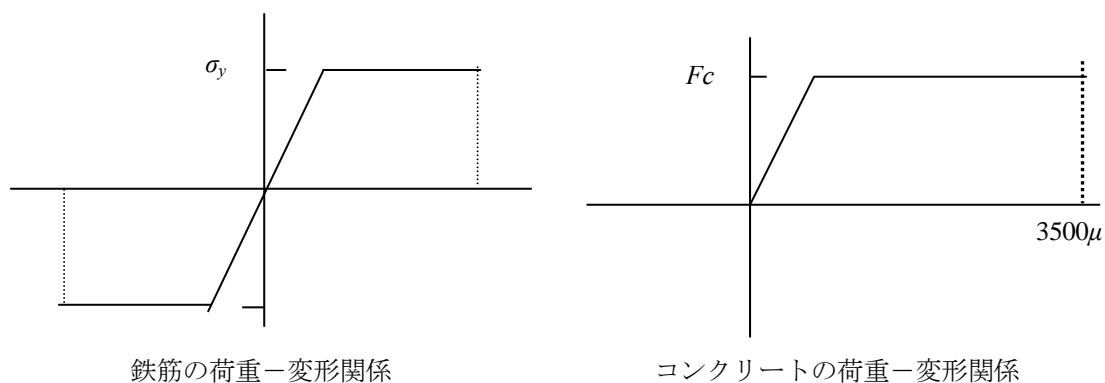
(2)杭の変形性能確認

構造高さが20mを超える場合で最大級地震時に杭に塑性ヒンジが発生する場合は、コンクリートが圧壊していないことを確認することとしている。具体的には応答変形時の塑性ヒンジ発生箇所のコンクリートの圧縮縁のひずみが3500 μ 以下であることを確認すればよい。

なお、塑性ヒンジが発生してもその塑性率 μ が 2 以下の場合はコンクリートの圧壊の検討を省略してよい。

コンクリートの圧縮ひずみの算定に当たっては、鉄筋およびコンクリートの荷重－変形関係を解図 8-8 のように想定して、ひずみが中立軸からの距離に比例する平面保持の仮定が成立するものとしてよい。

コンクリートの圧縮ひずみの検討は、最大級地震時の応答変形に対応する杭体の応力 (M 、 N) に対して検証する。



解図 8-9 材料の荷重－変形関係

参考文献

- 8.1) 加藤勉、中尾雅躬「局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力」日本建築学会構造系論文集、第 458 号、1994 年 4 月
- 8.2) 加藤勉「閉断面材の局部座屈と変形能力」日本建築学会構造系論文報告集、第 378 号、1987 年 8 月
- 8.3) 日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」1990 年