

地震時保有水平耐力法の適用に当たって留意すること

田 政 範

正会員 工博 (株) トーニチコンサルタント 中部支社 (〒460-0008 名古屋市中区栄 4-6-15 あおば生命ビル)

まえがき

変位性能の特性を設計耐力の評価に取り入れられるようになって以来、地震時保有耐力法の応用が柱の耐力設計に留まることなく、フーチングなどにも広がってきたが、等価エネルギー換算の法則は基礎耐力評価にも応用されるようになってきている。耐震設計の大きな転換をもたらしたという点においても、地震時保有耐力法の意義は大きい。が、兵庫県南部地震を契機に降伏震度の大きいタイプII地震を設定することで、設計実務に対処することができるという簡便さは評価に値する。

橋脚の荷重—変位曲線を無次元化すると、 M_c , M_y , M_u によってバイリニア—トリリニアの関係が得られるが、 M_y の位置によってその構造物の特性を区別することが可能で、相互比較する上で便利である。降伏点を無次元化した特異点(M_y/M_u , $\delta y/\delta u$) ϕ をポールと呼ぶことにするが、塑性率 μ_d , 応答塑性率 μ_r , 変位 δ , 応答変位 δ_r , などの相互関係について整理し、設計の参考資料としたい。

本報文の内容は次の三つに要約される。

- 1) 中量軌道の橋脚設計における兵庫県南部地震前後の耐力評価の比較
- 2) $P-\delta$ 曲線の無次元化による構造特性の評価比較
- 3) 基礎の $k-\delta$ 曲線と応答塑性率 μ_r の評価比較

1. 耐力評価の変化

1. 1 タイプII地震の導入

橋脚や桁の破壊抵抗が実験的かつ数値解析的に追跡可能となることによって、終局限界状態の評価方法は、破壊抵抗曲げモーメントの考え方から、保耐法の考え方が主流になってきた。破壊抵抗曲げモーメントの考え方では、死荷重、活荷重、地震の影響を係数掛けし、その重み付けを変化することで、構造物の荷重特性を多面的に評価することが可能である。モノレールの上下部工の設計では従来から、中量輸送システム及びモノレール構造物設計基準(案)に準拠して破壊抵抗曲げモーメント M_r による耐力照査が行われて来た。

限界状態設計法の考え方においては、終局限界状態、地震時終局限界状態として荷重の組み合わせ、安全率を詳細に規定しており、コンクリート標準示方

書に取り入れられている。

構造物の地震時変形性能を考慮に入れた耐久性評価は、昭和 55 年の道路橋示方書に見られたが、本格的なエネルギーを考慮した考え方は、地震時保有耐力を導入した H2 の耐震設計編 V である。これは等価換算エネルギーを考慮したもので、弾性仕事から塑性仕事を求め終局変位を求めている。

兵庫県南部地震を契機にタイプII地震が導入されたことによって、設計震度はタイプI地震の 2 倍、 $kh=1.75$ を考慮することとなり、それ以前に設計された構造物の見直し、補修・補強が急ピッチで計画、実施されて来た。

多摩モノは兵庫県南部地震に設計・施工の途中に見舞われることとなり、その前後の橋脚の耐力照査レベルに大きな相違が生ずることとなったが、幸いにも破壊抵抗曲げモーメントによる照査が保耐法のタイプIレベルの照査よりやや厳しかったので、大規模な補修・補強には至らなかった。

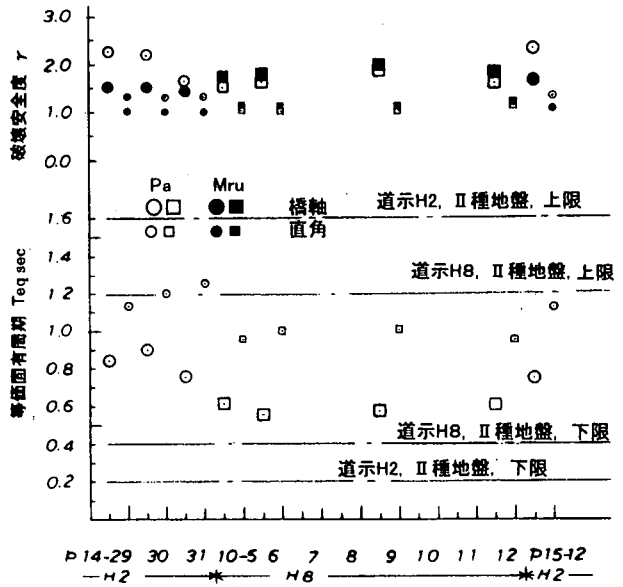


図 1-1 破壊安全度，等価固有周期の H2 ～H8 比較

図 1-1 は適用示方書の年代 H 2，H8 に対して、耐力照査結果として、破壊抵抗曲げモーメント比 M_{ru}/M_{rd} ，保有耐力比 $P_a/P_e (=kh \cdot W)$ 及び等価固

有周期 T_{eq} を表示している。H2 の設計では保有耐力、大丸(橋軸方向)、小丸(直角方向) $M_{ru}/M_{rd}=1.6 \sim 1.0$ (黒丸)に対して、 $P_a/P_e=2.3 \sim 1.2$ (白丸)であり、H8 の設計では大四角(L 方向)、小四角(C 方向)、 $M_{ru}/M_{rd}=2.0 \sim 1.1$ (黒四角)、 $P_a/P_e=1.8 \sim 1.0$ (白四角)で、震災以降では、保耐法タイプII地震の照査が厳しい結果を与えることとなった。

一方、等価固有周期 T_{eq} は H8 年の方が H2 年より小さく、全体的に L 方向が C 方向より小さいことから、それぞれの橋脚の剛性の大小関係(橋軸 L>直角 C)と良く整合している。

1. 2 基礎バネの影響

多摩モノの JR 中央線と交差する立川地域の地質は、関東ローム層(3.0~10.0m)、段丘堆積物(10.0~15.0m)、基礎の新第三紀層のれき、砂、泥の入り混じった層相を呈しており、基礎の安定にはやや厳しい照査が要求される。JR 中央線立川駅構内をオーバーパスする高架橋の基礎の設計において、基礎地盤の変化が著しいため、基礎形式の組み合わせを比較検討することとなったが、次にその一例を示す。

4 径間連続鋼軌道桁(支間割 $L=32.960+54.550+52.000+49.467$ m)を支える橋脚は T 型鋼円柱のコンクリートで中埋めされたものであるが、その基礎形式は当初、P1：深礎($\phi 4.000 \times 13.000$ m)、P2~P5：直接基礎としてみたが、P4 を杭基礎($\phi 1.800 \times 19.000$ m)とする案と比較することとなった。その際、杭バネ値の影響を把握するために、その大きさを 100%，67%，39%に変えて、基礎反力 $R(X$ ：橋軸， Y ：直角， Z ：鉛直)、曲げモーメント $M(X$ ：橋軸， Z ：直角)を比較したところ、図 1-2 に示す結果を得た。すなわち、P4 直接基礎を杭基礎に変えると、それぞれの橋脚の基礎反力の均衡は次のように変化する。

- (1) 水平反力 R_y は、P4 と P2 において直接基礎(00 と表示する)、杭バネ率減少に従って減少し、逆に、P3、P5 で増加する。この傾向は R_z においては不明瞭であるが、 R_x においては、P4、P2 にその追従性は見られ、また、P1 の R_y 、P3 の R_x は 00 時を除けば減少傾向で一一致する。
- (2) 直角方向曲げモーメント M_z は、 R_y とほぼ同様の傾向を示しており、P4 の M_x 、 M_z においてバネ率減少性に対する追従性は見られるが、P2 の M_x 、P3 の M_x 、 M_z では反対傾向を示している。
- (3) 結局、P4 が杭基礎となることで、P1、P3、P5 の R_y 、P3 の M_z 、P2 の M_x は反力分担が増加する。
- (4) ところで、弾性バネを考慮しての解析であるから、塑性の影響による反力再分配は考慮されていないが、杭打ち試験(JR 総研)の荷重・変位・時間関係図から¹⁾、遅延弾性変位及び持続荷重変位を読みクリープ変位速度を求めると、水平荷重 $Q_h=0 \sim 20$ tf に対して、 $2 \sim 7 \times 10^{-3}$ mm/s が得られ、時間依存性の変位は無視できないから、塑性を考慮した反力

分配の影響は今後検討の余地があるものと言える。P4 の杭耐力に関して、応答塑性法(JR 基礎耐震手引き：A)と、変位法(道路橋示方書：B)によって計算比較すると、曲げ耐力 $M_y(B/A)=965.00/917.30=1.052$ で B が大きく、耐力比 $M_d/M_{yd}=0.293(A)$ 、 $0.509(B)$ で A の方が余裕があり、照査結果は B の方が厳しい結果を与える。ちなみに、計算に使用したバネ値は、それぞれ、 $k_v=103520$ tf/m(応答塑性法 2 柱 1 m)、 59339 (変位法 1 本柱)である。

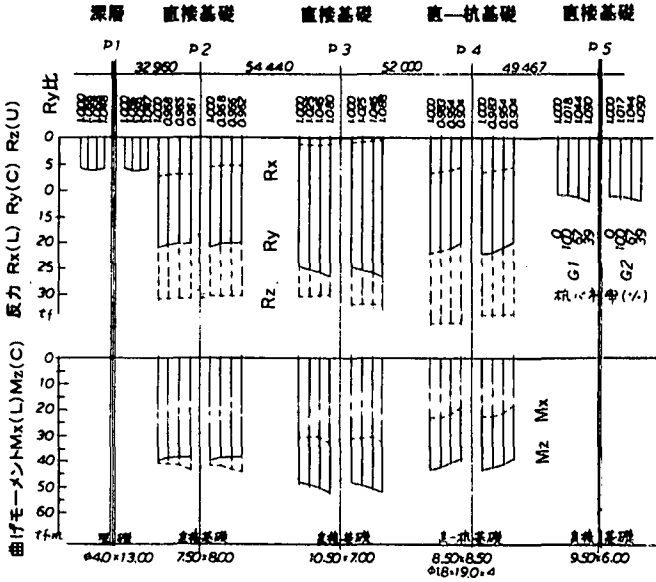


図 1-2 杭基礎への変更、バネ率変化の影響

2. 荷重・変位曲線の比較

2. 1 タイプII 地震導入の影響

多摩モノの橋脚に関する荷重・変位($P-\delta$)曲線は、タイプI地震に対する保有耐力照査において、図 2-1 の中で小丸で表示される降伏点、終局耐力を有するが、その大きさには同一施工区間においてもかなりのばらつきがある。道路橋示方書耐震設計編Vに例示されるA橋脚の $P-\delta$ 曲線と比較すると、終局耐力 P_u 、降伏点 P_y 、ひびわれ耐力 P_e はいずれも小さいが、上載荷重に対する構造物規模の大きさを相対的に良く表している。

荷重と変位を無次元化すると、図 2-2 $2P/P_u-\delta/\delta_u$ 関係が得られる。多摩モノの復旧仕様以前に対応する橋脚が小丸で表示されており、その平均値が大丸($P/P_u 71.6\%$ 、 $\delta/\delta_u 24.2\%$)であるが、復旧仕様に対応した橋脚グループ A(H7.12 設計)、グループ B(H8.2 設計)の平均値と比較すると、それぞれ左下方にやや偏移している。道示 A 橋脚の降伏点($P/P_u 85.4\%$ 、 $\delta/\delta_u 20.8\%$)と比較すると、多摩モノの降伏点は復旧仕様の適用以前は右下方にあったが、適用後左下方に偏移しており、降伏後の耐荷力、変形性能の余裕が増加している。他に、日暮里・舎人線の例を示すと、 P_u, δ_u が大分大きいケースであるが、無次元値の比較なら可能である。

2. 2 構造形式の比較

中量軌道構造物の別件として日暮里一舎人線の橋脚を選び、図2-1、図2-2に表示比較すると、三角に示されるように、多摩モノの復旧仕様適用後の降伏点(ボールφ)より少し上方に位置を占めている。舎人線の橋脚は鋼製で中埋めコンクリート補強されたもので、変断面と等断面のものがあるが、その基礎の比較を図2-3に、他に軸力を変数に示す。

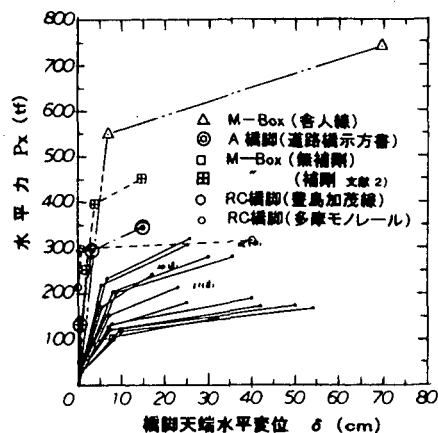


図2-1 橋脚の水平力—変位関係

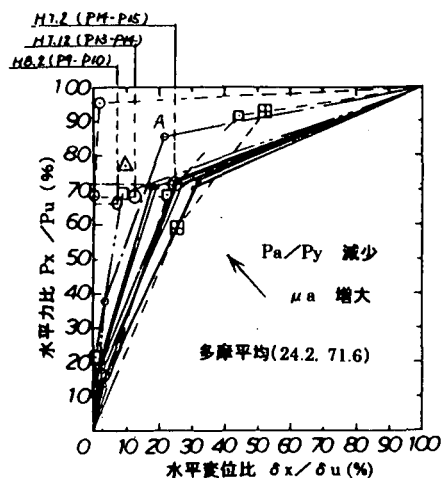


図2-2 無次元化 P—δ 関係

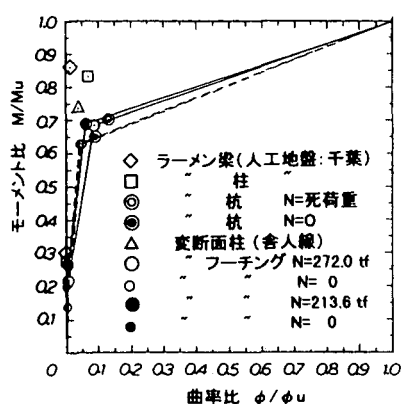


図2-3 無次元化 M—φ 関係

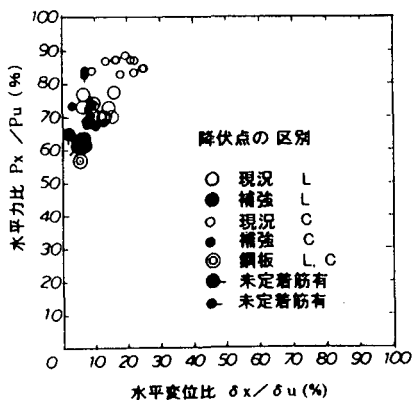


図2-4 耐震補強した橋脚の比較

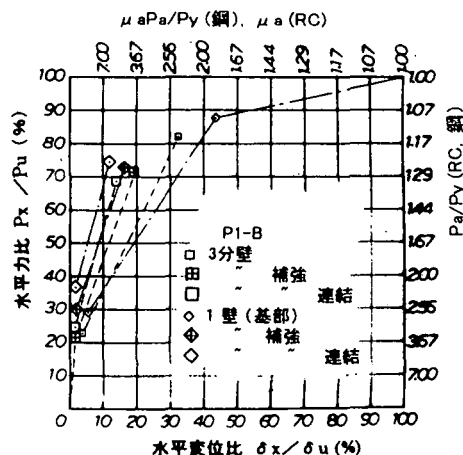


図2-5 耐震補強・床版連結の比較

図2-3はモーメント・曲率(M—φ)関係の無次元化したもので、P—δ曲線とは降伏点の位置が異なり、相対的に $\phi/\phi_u < \delta/\delta_u$ の関係がありやや左方に偏っている。変断面(白丸)と等断面(黒丸)を比較すると、その差異は僅かであるが、変断面の降伏点の方が右方に偏っており、軸力の有無を比較すると、軸力のあるケース(白黒大丸)が軸力のないケース(白黒小丸)より、降伏点は上方に偏っており、耐力比に余裕がある。

鋼箱断面の P—δ曲線の一例を文献²⁾より引用して、図2-2に比較表示すると、補剛のないケースの初降伏点が舎人線の降伏点よりやや右下方の位置を占めているが、引用したデータは動的解析によるもので、下降勾配を考慮した ϵsu 及び初期降伏荷重 Hy_0 を越えた荷重—変位図から上位点を近似するとやや上方にあるように考えられる。図2-1の P—δ曲線を見ると、補剛のあるケースが道示 A 橋脚に近く、補剛のないケースが多摩モノの下群に近い。

これまで橋脚の柱及び基礎について荷重—変位関係を比較してみたが、その他の部材、つまり梁及び杭の一例を図2-3に示した。人工地盤のラーメン橋脚の梁(サンプル数 $n=1$)、柱($n=6$)及び杭($n=6$)の軸力(死荷重)を考慮した場合と $N=0$ の場合とを併記している。梁と柱の降伏点の位置は舎人線の場合より大分上方に偏っているが、杭の降伏点は舎人線の降伏点近くにあり、軸力のある方が右方に偏っており、舎人線の基礎の場合と同じ傾向を示している。

2. 3 耐震補強の影響

多摩モノの橋脚に関して、タイプII地震に対応した耐震補強を実施した場合の荷重—変位関係を図2-4に示す。いずれも車庫線の橋脚で補強方法は RC 補強 11 基(未定着筋のあるケース●を含む)、鋼板補強 2 基である。ちなみに未定着筋のある橋脚は比較的高さの低いものである。

北海道中央自動車道の橋脚補強の検討事例の一部を図2-5に示す。江別西 IC 橋の橋脚補強及び床版連結による耐震性の向上を計ったケースであるが、RC 補強によって3分割壁柱の降伏点(小四角)は左下方(田記号)に偏移し、床版連結によってさらに左下方(大四角)に偏移している。橋脚基部(一体壁柱)の降伏点(小菱形)は分壁より右方に位置し、補強(◇)及び連結(大菱形)により左下方に偏移しているが、降伏後耐力余裕の増大及び変位性能の向上を表している。

2. 4 保有耐力及び塑性率の余裕比

保有耐力 P_a 及び許容塑性率 μ_a は一般に、次式で表されている。

$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} = P_y \left\{ 1 + \frac{1}{\alpha} \left(\frac{P_u}{P_y} - 1 \right) \right\} \quad (1)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta u - \delta y}{\alpha \delta y} = 1 + \frac{1}{\alpha} \left(\frac{\delta u}{\delta y} - 1 \right) \quad (2)$$

安全係数 $\alpha = 1.5$ とすると、 P_a/P_y 、 μ_a は、 P_y/P_u 及び $\delta y/\delta u$ が与えられると、それぞれ指数関数的に変化するが、図2-5の外枠に挿入図示し、降伏点の移動を説明すると、対角線左下方への移動は P_a/P_y 増大、 μ_a 増大の傾向(特性1)を表し、対角線左上方への移動は P_a/P_y 減少、 μ_a 増大の傾向(特性2)を表す。図2-4、図2-5橋脚補強の影響、及び図2-2タイプII地震導入の影響(多摩モノ橋脚)は、特性1に相当し、図2-3橋脚部位及び軸力の影響は、特性2に相当する。特性1は、保有耐力 P_a 及び許容塑性率 μ_a の耐震時余裕増加の相乗性を表し、特性2は、 μ_a の余裕増加及び P_a の余裕減少の相反性を表している。

転倒の検討結果					
構造物種類	Kh	μ_d	Vs cm/s	Vu cm/s	$\gamma V_s/V_u$ (< 1.0)
斜路R1	0.349	1.648	66.12	2385	0.028
本線P7	0.450	1.000	102.00	2244	0.045

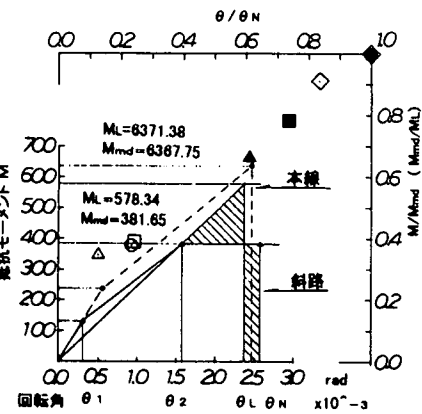


図3-1 直接基礎の抵抗モーメント-回転角関係

3. 等価換算エネルギー法の比較

3. 1 直接基礎

鉄道構造物等設計標準・同解説・基礎構造物・抗土圧構造物(H9. 3)に準拠して直接基礎の転倒を検討した一例を図3-1に示す。対象構造物は東北新幹線横沢川高架橋(8径間連続 PC 箱桁)の斜路ラーメン(R1)の基礎であるが、本線の橋脚P7(M軸比 1:10)と比較すると、設計最大抵抗モーメント $M_{md}(\theta N)$ に対する設計浮上がり限界モーメント $M1(\theta 1)$ の比は、斜路(△) : 0.344(0.124), 本線(○) : 0.376(0.232)であり、本線の方がやや無次元化図(右・上端目盛)の右上方にあって回転の余裕が小さい。なお、 $M_{md}/M1$ 比を▲, ●で示す。同様に、橋台A1, A2に対して、◇, □で比較すると、P7, R1 の中間に入る。躯体の耐力照査はいずれも限界状態設計法によっているが、P7の設計降伏曲げ耐力は、 $riM_d/My_d = 0.701(C)$, $0.992(L)$ であり、曲げ終局耐力は $M_d/M_{ud} = 0.487(C)$, $0.745(L)$ で、保有耐力 $P_e/P_a = 0.458(C)$, $0.655(L)$ と比較すると、いずれも相対比は大きくやや厳しく照査されている。ちなみに、フーチングの地震時終局耐力比 $riM_d/My_d = 0.748(L 方向)$ は、柱より余裕があり、 $riV_d/V_{yd} = 0.745(L 方向)$ は、柱のせん断耐力比 $0.215(L 方向)$ より余裕は少ないが、反対に、杭支持力比 $riR_d/R_{vd} = 0.987(C 方向)$, $0.468(L 方向)$ は、直角方向において余裕の少ない設計となっている。

3. 2 杭基礎

中量軌道・設計基準及び JR 設計標準に従って基礎の安定照査を実施した一例を図3-2に示す。対象構造物は日暮里・舎人線の曲線部(90 度)の橋脚 P1-4(3径間連続 RC 床版鋼箱桁)杭基礎で掛違いの可動部であるが、隣接する直線区間の類似条件下の橋脚 P1-10と比較すると、降伏震度 k_{hy} は曲線の方が、直線部より大分大きく、終局変位 δu は直線部の方が大きい。

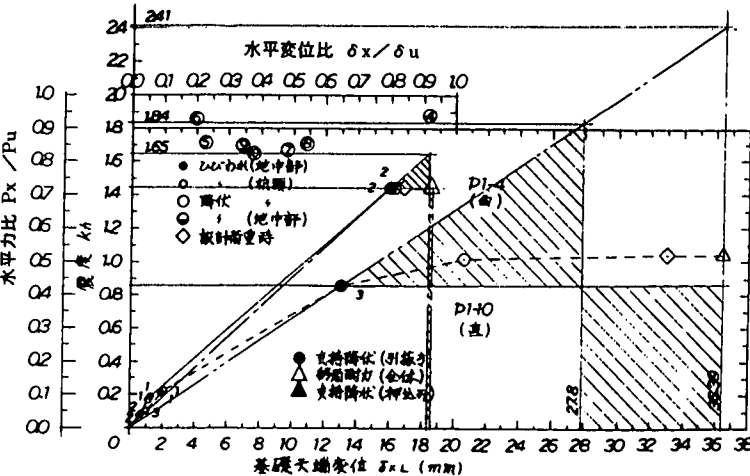


図3-2 杭基礎の水平震度・変位関係、降伏点(ボール)

杭の支持降伏開始時を基礎の降伏点初期(JR 標準・耐震設計 12. 5. 4 杭基礎の降伏点を参照)と見做し、終局値との比を無次元スケールに対して表示すると、④で示されるが、他の橋脚に関しても同様に表示すると、曲線部④、⑦(MM)、⑤、⑥(F)は、直線部⑦、⑩(MM)、⑧、⑨(F)より相対的に右、左方に偏移していることから、降伏震度及び変位性能は曲線部④の方に余裕がない設計となっていることが分かる。ちなみに、曲線部の支点反力は $P1-4/P1-5 : R_d \cdot k_{he}$ 比 = 0.245(G1・タイプII—C), 0.0825(G1・タイプII—L)、同様に、活荷重に対して、 $R_l \cdot k_{he} : 0.540(C), 0.696(L)$ であるから、固定支承反力(P1-5)の影響が可動支承(P1-4)側に大きく作用し、降伏震度 k_h を大きくしていることが分かる。

3-3 損傷レベル照査の比較

JR 設計標準に従って損傷レベル照査を実施したケースにおいて、液状化前と後の $k_h-\delta$ 曲線を比較すると、図 3-3 (a), (b)に示すように、 k_{hmax} は液状化後 0.622 倍に δ_{max} は 0.793 倍に低下している。対象構造物は四ヶ村川橋梁、ポストテンション PRC 単純 T 型桁(径間 39.169m)を支持する橋脚(掛違い, MM)で列車荷重 EA-17, 杭基礎(場所打ち RC 杭 $\phi 1.20 \times 12.50\text{m}$, 2 x 3 本)である。解析ケースは 5 ケースであるが、耐力余裕のクリチカルはそれぞれ、 M_d/M_{yd} : ケース 5・杭頭(応答変位時), V_d/V_{yd} : ケース 1・杭頭(破壊形態, 液状化前), 塑性率 μ_{max} : ケース 3・基礎(損傷レベル, 液状化前: 3.20(L), 2.62(C)), ケース 4・基礎(液状化後: 1.80(L), 2.70(C))であり、液状化による塑性率の低下比は 0.56(L), 1.03(C)であるが、橋台 A1 の液状化時の塑性率 $\mu = 1.90$ と比較して 1.42 倍である。損傷レベルの判定は P1 基部: レベル 1, 杭体: レベル 2 で杭の方が厳しい。

応答震度と応答変位						
解析ケース	k_y	$\delta_y(\text{mm})$	k_r	$\delta_r(\text{mm})$	破壊損傷	$\alpha f, \rho_m$
1	0.527	132.4	0.876	444.6	破壊	1.0, 1.2
2	0.831	174.5	1.097	318.5	破壊	2.0, 1.2
3	0.526	132.4	0.820	423.8	損傷	1.0, 1.0
4	0.381	186.7	0.510	336.1	損傷	1.0, 1.0

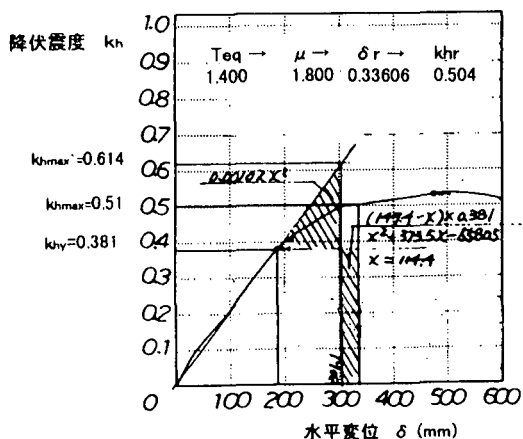


図 3-3 (a) 液状化後の k_{hr} と δ_r

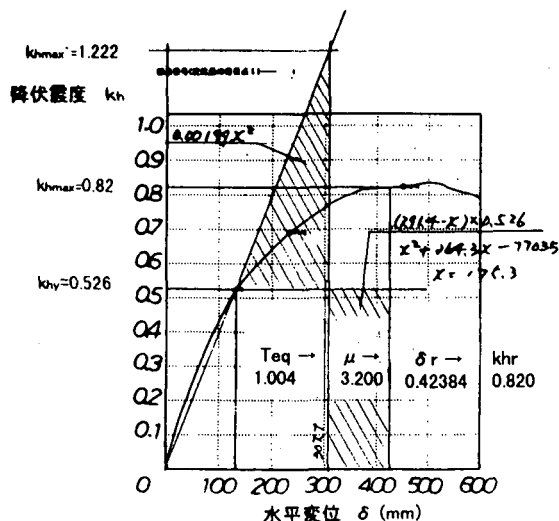


図 3-3 (b) 液状化前の k_{hr} と δ_r

3-4 液状化時浮力考慮の影響

基礎地盤の地震時液状化時、杭基礎の塑性率による照査結果の一例を図 3-4 (a), (b)に示す。液状化時浮力考慮すると、液状化時浮力なしと比較して、応答塑性率 $\mu_{Fr} = 1.820$ (1.24 倍), 応答変位 $\delta_{Fr} = 0.174\text{m}$ (1.10 倍)で、直角方向(タイプII地震)における最大値となっているが、橋軸方向の同条件下と数値比較すると、 $\mu_{Fr} = 2.847$ (1.56 倍), $\delta_{Fr} = 0.340\text{m}$ (1.95 倍)で、橋軸方向が直角方向より応答塑性率, 応答変位が大きく、地震時エネルギー吸収性能が高い設計になっていることが分かる。

対象構造物は豊島加茂線(静岡県磐田市), 3 径間プレテンション方式 PC 連結 T 桁(橋長 $L=68.000\text{m}=21.100+24.700+21.100$)を支持する P2 橋脚で、橋台 A1, A2, 橋脚 P1 は直接基礎である。基礎の作用力をみると、杭頭における水平変位 δF_0 , フーチングの回転角 αF_0 , 杭基礎のせん断力 S は、浮力考慮有無を比較すると、タイプ II のケースにおいて、 δF_0 は浮力考慮の方が大きく、 $\delta F_0 = 0.093$ (1.29 倍), 断面力は逆に小さく、 $S = 8962.4$ (0.911 倍), $V = 2718.9$ (0.917 倍), $M = 3871.31$ (0.814 倍)であるが、それぞれの安全度を比較すると、同様に、耐力比は小さく、余裕がやや大きくなっている。

基礎耐力の浮力考慮の影響は、さきに示した図 2-3 の舍人線の基礎あるいは人工地盤の杭に対する軸力の影響と同様で、浮力考慮時が軸力 $N=0$ 時に対応しており、 $N=0$ 時の方が、 $N>>0$ の場合より変形性能は高く、耐力は低下しても無次元化降伏点(ポール)は左下方寄りであり余裕が向上している。

ところで、上記検討した橋梁は分散ゴム支承を使用しており、動的解析を行っているから、橋脚基部断面力について保耐法レベルと比較すると、対象とした橋脚 P2 において、表 3-1 に示す通りである。

表3-1 保耐法と動的解析の比較
(タイプII, II種地盤)

解析方法	δ (m)	M (KNm)	S (KN)	N (KN)
保耐法	0.412	17850.0	2488.5	9842.7
地震 1	0.285	6052.7	8829.0	10020.4
地震 2	0.280	6321.5	7458.6	10149.5
地震 3	0.309	5835.6	8568.9	10260.7
3波平均	0.291	6069.9	8285.7	10143.5

動的解析は兵庫県南部地震の鷹取（加速度 686.831(N-S), 672.639(E-W)), 大阪ガス (736.334, N27W) の3波形を入力地震動(タイプII)としており、直接積分法による時刻歴応答解析で、Reyleigh 減衰、塑性ヒンジ(M- θ トリリニア)を考慮している。三波の結果のばらつきをみると、

M=1.0(地震3)~0.915(地震2)

S=1.0(地震3)~0.845(地震2)

N=1.0(地震3)~1.024(地震1)

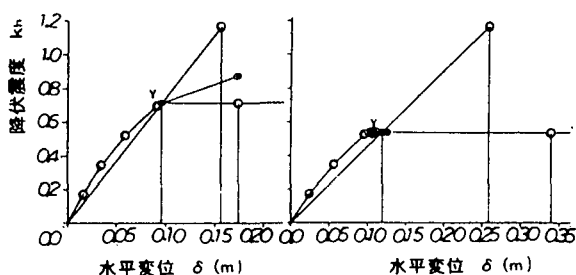
のように、地震動の最大加速度の大きさに整合することが理解される。

一方、使用したコンクリートの特性値の終局ひずみ ϵ_{cu} を選び、図3-5に帯鉄筋体積比 ρ_s に対して星印で記入してあるが、他の動的解析での使用値と比較して、最も下位にあり、弾性係数比 n , Edes, fcc, ϵ_{cc} などと同様である。帯鉄筋(断面積)比 $p_w=0.0\sim0.6$ に対応する特性値は北海道中央自動車道及び多摩モノの橋脚の計算に使用した数値であるが、多摩モノの ϵ_{cu} (タイプII)が特に大きい、破壊耐力に余裕(保有耐力比 $1.32 \cdot L$, 曲げ抵抗比 $1.42 \cdot L$)があるためであろう。また、図2-1, 図2-2に示した豊島加茂II-Lの降伏点が左方に寄り、ポールが左上方に偏移しているが、道央道の橋脚の中に一体壁の場合に同様なケースが見られるから、張出し梁の大きい一体壁形式の荷重一変位特性の一つであるものと思われる。

タイプIIの設計水平震度 $K_h c$	1.75
基礎の減衰定数別補正係数 C_d	0.667
基礎の塑性率の制限値 μ_L	4.00

直角方向 液有・浮有	同	液無浮無
δFr	0.174	> 0.146
μFr	1.820	> 1.291

直角方向 液有・浮有	同	橋軸方向
δFr	0.174	< 0.340
μFr	1.820	< 2.847



a) 直角方向・右方地震力 b) 橋軸方向・上り方地震力
図3-4 液状化・浮力考慮時の応答塑性率と応答変位

まとめ

本報文の内容をまとめると、以下のことが結論として得られる。

- (1) 橋脚の地震時耐力の評価方法として、
 - (a) 破壊抵抗曲げモーメント
 - (b) 地震時保有水平耐力
 - (c) 地震時終局限界状態
 - (d) 非線型スペクトル法の損傷レベル評価
 - (e) 時刻歴動的解析による耐震性能評価

などの考え方が、道路橋あるいは鉄道橋の設計に適用されているが、それぞれに用いられている係数、材料特性を適切に定めることによって、相互に整合性のある評価が可能である。

(2) 保有水平耐力法に應用された等価換算エネルギー法は、橋脚と同様に、フーチング及び杭にも適用することができ、それぞれの荷重一変位を無次元化することで、構造物の規模あるいは種類に拘束されることなく、無次元化降伏点(ポール)によって、相互比較を容易にする。

(3) 地震時液状化により杭基礎の応答震度 k_{hr} 及び応答変位 δFr は液状化前より低下するが、同時に浮力を考慮すると、さらに、応答塑性率 μFr 及び応答変位 δFr は減少し、それぞれのポールによって相互比較すると、フーチングあるいは杭に対する軸力の影響は、杭基礎における浮力考慮の有無と同様に説明することができる。

参考文献

- 1) 鈴木信孝：垂直荷重載荷試験沈下曲線，鉄道技術研究所報告 NO. 245, sep. 1961
(杭打ち機 デルマック D-22 型，総重量 $W=4,878tf$, $W_p=2.2tf$, $N=42\sim60$ 回/分)
- 2) 宇佐美・鈴木・Iraj H. P. Mamaghani・葛 漢林：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集 NO. 525 p69-82, 1995. 10

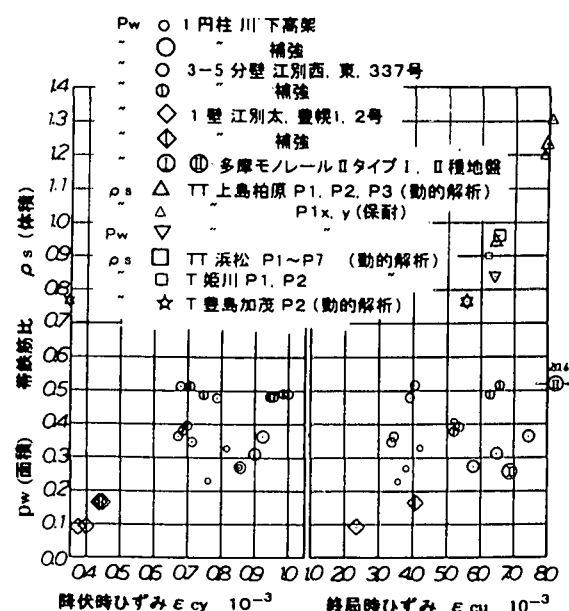


図3-5 コンクリートの特性値と帯鉄筋比の関係