

8. 道路橋示方書を適用したRC構造物の試算分析

8.1. はじめに

道路橋示方書は社会情勢の変化や新しい知見の集積によりほぼ10年ごとに改訂されている。特に、耐震設計編においては、設計入力の変更や地震時保有水平耐力法の導入などにより、他の編に比べて大幅な改訂内容となっている。しかしながら、断面形状や配筋は断面力だけでなく、最少鉄筋比などの構造細目によって決定される場合も多い。また、設計荷重についても死荷重、活荷重、地震荷重およびその組み合わせがあり、照査段階としても許容応力度法および終局状態設計法があることから、基準改訂の影響度を定量的に評価することは困難な場合が多い。そこで、本論文では、各基準により設計された実構造物を広く収集することにより、設計基準の改訂に伴う断面形状の変化を分析した。具体的には、阪神高速道路RC単柱式橋脚を対象に、まず昭和39年度版と平成2年度版の設計基準で設計された基部断面の主鉄筋比、帯鉄筋比などを比較した。次に、平成2年度版道路橋示方書において導入された地震時保有水平耐力法と震度法を比較することにより、断面形状に及ぼす平成2年度版地震時保有水平耐力法の影響を評価した。ついで、平成8年度版道示を適用して設計された橋脚20基あまりのデータを収集し、橋脚・基礎について震度法と保耐法を比較することにより、新道示による主な変更点およびその要因を分析した。

8.2. 実構造物による比較

設計年次の比較として、昭和45年までの都市高速道路建設初期に用いられた昭和39年鋼道路橋示方書によって設計された橋脚と、地震時保有水平耐力法が導入された平成2年道路橋示方書によって設計された橋脚を比較した。具体的な相違点は、Ⅱ種地盤では一般に設計水平震度が0.20から0.25に変更されていること、段落とし部に対しては引張鉄筋を有効高さに等しい長さだけ延ばすように規定されたこと、および1Gレベルの地震に対して地震時保有水平耐力設計が導入されたことである。分析対象路線としては、昭和39年道示として兵庫県南部地震により大きな被害を生じた阪神高速3号神戸線橋脚の約500基、平成2年道示としては大阪池田線延伸部や東大阪線のジャンクション橋脚などの約130基である。

1) 軸鉄筋比

図-8.1に昭和39年道示、図-8.2に平成2年道示の軸鉄筋比の分布を示す。なお、軸鉄筋比は式(1)により算出している。

$$P_t = A_s / A \quad (1)$$

ここに、 P_t ：軸鉄筋比 A_s ：柱基部の断面積 A ：全断面積

図-8.1から3号神戸線では、主鉄筋比は1.0から4.0%とばらつきは大きいものの、平均では1.88%となっている。これに対して図-8.2の平成2年道示では、0.3~2.4%の範囲にあり、平均では1.12%となっている。一般的には、同一断面では設計水平震度が増すほど、主鉄筋量が増加する傾向となるはずであるが逆の傾向となっている。この理由として、3号神戸線では断面形状の制約が生じる国道の中央分離帯上に橋脚が設置されることが多く、結果として許容応力度に余裕がない場合も多い。路下条件の制約のない区間の多い試算平成2年道示断

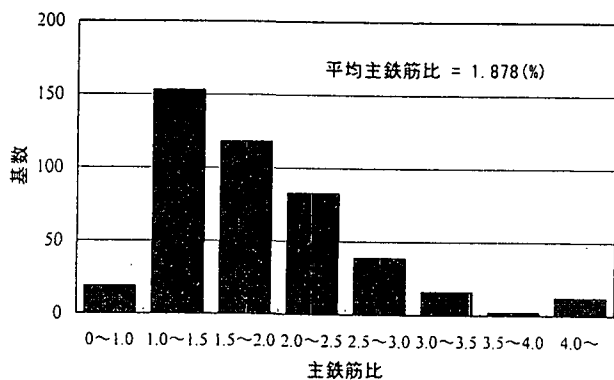


図-8.1 昭和39年道示断面による主鉄筋比

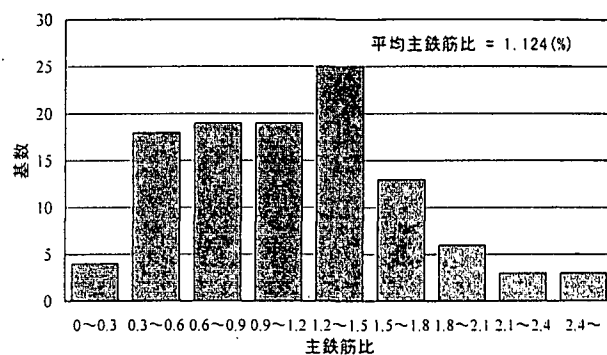


図-8.2 平成2年道示断面による主鉄筋比

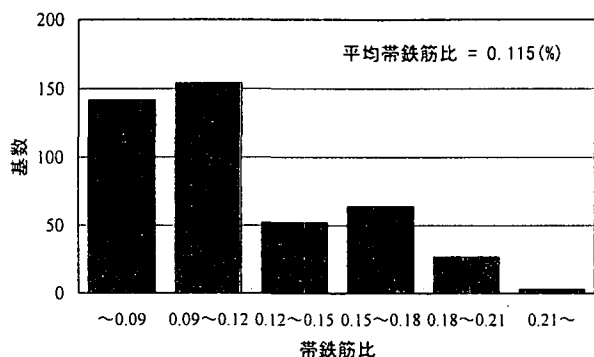


図-8.3 昭和39年道示断面による帯鉄筋比

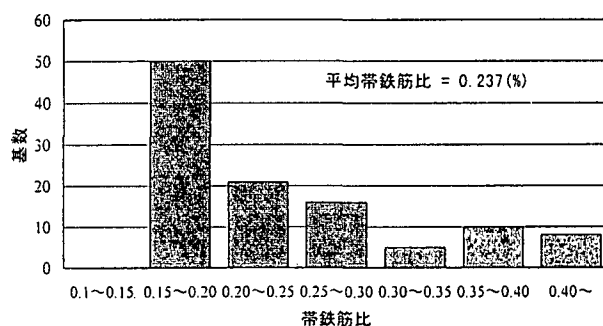


図-8.4 平成2年道示断面による帯鉄筋比

面では、景観などを考慮し断面形状をもっとも厳しい断面に統一するため、平均的には余裕のある断面となるなどが考えられる。軸圧縮応力度分布についても、同様の傾向となった。

2) 帯鉄筋比

図-8.3に昭和39年道示、図-8.4に平成2年道示の帯鉄筋比の分布を示す。なお、帯鉄筋比は式(2)により算出している。

$$P_w = A_w / a \cdot D \quad (2)$$

ここに、 P_w ：帯鉄筋比 A_w ：帯鉄筋の間隔 a の中の帯鉄筋断面積 a ：帯鉄筋の間隔
 D ：断面幅

図-8.3から3号神戸線では、帯鉄筋比が0.12%程度であるのに対して、図-8.4の平成2年道示適用では、平均0.24%と大幅に増加していることが分かる。39年当時のコンクリート標準示方書では帯鉄筋は6mm以上の鉄筋を帯鉄筋直径の48倍以下の間隔で配置するという最少鉄筋量の規定であったため、39年設計では大断面にも関わらずD16鉄筋が30cm間隔で配置されており、帯鉄筋比としてはかなり小さくなっている。これに対して平成2年道示の適用とともに、阪神道路公団の標準設計においては、せん断耐力に余裕を持たせるために図-8.5に示すように中間帯鉄筋を配置するようになり、帯鉄筋比が倍増したと考えられる。

3) 復旧仕様に基づく橋脚との対比

兵庫県南部地震により3号神戸線では、橋脚の損傷が大きいため、300基のRC橋脚が撤去・再構築された。そこで、このうち再構築された橋脚21基について同様の分析を行い、表-8.1に対比表を作成した。表から分かるように、帯鉄筋比が0.56%と旧断面の5倍、平成2年度道示の2.5倍となっている。また、復旧橋脚においては、各旧断面の外側に主鉄筋を一段ずつ増加し、断面幅も60cm程度増加させたため、断面積が旧断面の1.6倍に大幅増加している。

以上のように、復旧断面は設計外力の増加とともに、旧断面に比べて、断面積および帯鉄筋比が大幅に増加している。

8.3. 平成2年度版地震時保有水平耐力法の影響

平成2年道示の地震時保有水平耐力法の構造物断面に与える影響について検討した。具体的には平成2年道示を適用した阪神高速道路の大阪地区の130基について地震時保有水平耐力の照査結果を集計した。図-8.6に橋脚の作用高さ y と地震時保有水平耐力の余裕度の関係を、図-8.7にコンクリートの作用応力度の許容応力度に対する余裕度と地震時保有水平耐力の余裕度（地震時保有水平耐力を等価水平震度・等価重量で除したもの）の関係を示す。平成2年道示では高さが15mを越える橋脚は保耐法の照査が省略できるとされているが、図-8.6から分かるように、作用高さ y と安全率には相関があまり認められない。これに対して、図-8.7に示すようにコンクリートの作用応力度の許容応力度に対する余裕度が小さいものは、地震時保有水平耐力の余裕度も小さいことが分かる。これは、許容応力度の余裕のあるものは、部材としてのじん性率が高くなるために、保有水平耐力に対する余裕度が大きくなるためと考えられる。また、矩形断面に比べて円形断面の方が安全率が低下しており、地震時保有水平耐力で断面が決定するものは、13基と全体の数パーセントであるが、これらはすべて円形断面である。これは、矩形断面では設計上許容応力度法において側面鉄筋を無視しているのに対して、終局時には側鉄筋の効果が考慮されるために、結果として耐力に余裕があるためと考えられる。次に、表-

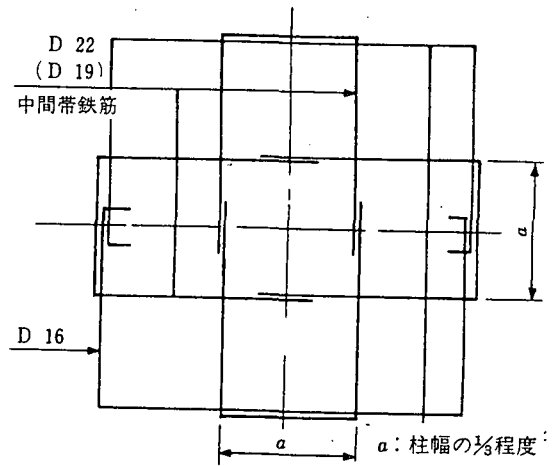


図-8.5 阪神道路公団標準配筋図

表-8.1 各基準に基づく断面对比表

	σN	Pt	Pw	A
昭和39年鋼道路橋示方書適用橋脚	16.725 kgf/cm ²	1.878%	0.115%	6.899m ²
平成2年道示適用橋脚	9.332 kgf/cm ²	1.124%	0.237%	—
復旧仕様適用橋脚	11.562 kgf/cm ²	1.644%	0.564%	11.186m ²

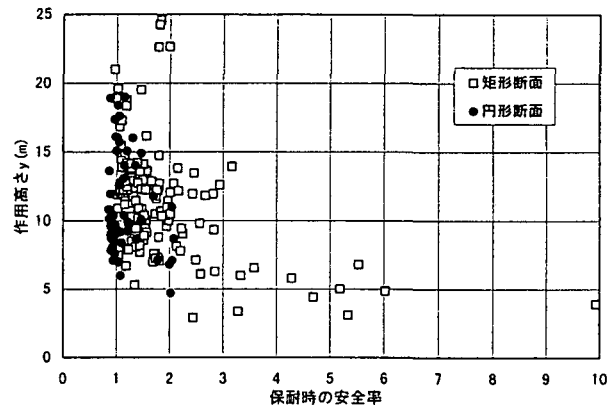


図-8.6 作用高さ y と水平耐力余裕度の関係

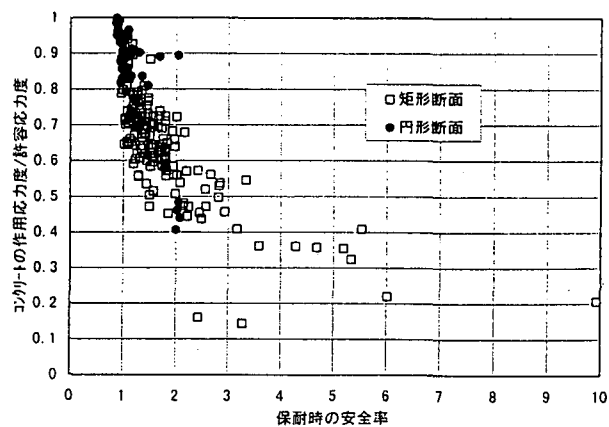


図-8.7 コンクリート余裕度と水平耐力余裕度

8.2は、保耐法で決定した13基について、震度法との配筋を比較したものである。いずれの橋脚も震度法で決定された断面に対して、断面形状を変更することなしに、主鉄筋を増加させることによって保耐法を満足できる結果となっている。具体的には、主鉄筋量が平均0.92%から1.28%と40%増加する結果となっている。

8.4 平成8年度版保有水平耐力法の影響

平成8年新道示を適用して設計されたRC橋脚・基礎20基あまりのデータを収集し、橋脚・基礎について震度法と保耐法を比較することで、保耐法による影響を分析した。収集した設計事例の構造緒元を表-8.3に示す。影響度を分析するには、震度法と保耐法で決定された断面を対比することが望ましいが、事例では決定された最終断面のみで検討されており、震度法および保耐法のそれぞれで決定された断面は示されていない。そこで、橋脚、杭基礎、フーチングの各部材ごとの断面力を集計し、決定断面に対して震度法と保耐法による外力と抵抗力の比率(余裕度)から、影響度を推定した。

1) 橋脚

23基(杭基礎14基、直接基礎9基)の分析結果から、図-8.8に示すように17基が震度法に対する保耐法のアップ率が1を超えており、大部分が保耐法により断面が決定されている。これらの要因としては、地盤種別と柱形状が影響していると考えられるため、図-8.9に耐力アップ率との関係を示した。図-8.9より、I種地盤の方がII種地盤よりも耐力アップが必要なことが分かる。これには、震度法と保耐法の設計震度の比率が影響していると考えられる。震度法では、I種地盤で $K_h=0.20$ 、II種地盤で $K_h=0.25$ であるのに対して保耐法では、

表-8.2 保耐法と震度法の比較

橋脚番号	保耐法断面			震度法断面			A(m ²)	直径(m)
	Pt	σ_c	σ_s	Pt	σ_c	σ_s		
P-18B	1.36	106.0	2001	0.87	129.9	2905	4.908	2.5
P-19B	1.09	114.1	2204	0.87	129.4	2765	4.908	2.5
P-20	0.91	114.5	2411	0.73	125.6	2874	4.908	2.5
P-21	1.64	112.9	2014	1.09	132.9	2721	4.908	2.5
P-22	1.36	110.5	2179	0.91	129.8	2954	4.908	2.5
P-14A	1.64	109.2	1957	1.07	134.8	2735	4.908	2.5
P-15A	1.36	110.5	2106	0.91	129.8	2846	4.908	2.5
P-16A	1.36	117.4	2065	1.07	132.1	2556	4.908	2.5
P-17A	1.36	110.0	1909	0.87	133.9	2750	4.908	2.5
P-18A	0.73	108.7	2299	0.58	119.8	2779	4.908	2.5
P-19A	0.91	106.2	2085	0.58	127.8	2990	4.908	2.5
P-16B	1.49	121.7	2347	1.24	133.1	2752	6.158	2.8
P-17B	1.49	113.7	2202	1.17	120.8	2506	6.158	2.8
平均	1.28	112.0	2136.8	0.92	129.2	2779.5	5.10	2.55

表-8.3 設計事例の構造緒元一覧表

支承種別	—	ゴム支承 鋼製支承 免震支承
地盤種別	—	I種 II種 III種
橋脚高	m	6.8~27.6
梁長さ	m	5.5~22.8
杭径	m	$\phi 0.5 \sim \phi 1.5$
杭本数	本	6~16
柱寸法 (直角×橋軸)	m	3.0~16.5 ×1.3~4.0
フーチング寸法 (直角×橋軸)	m	6.5~17.5 ×3.5~14.25
フーチング厚	m	1.5~4.0

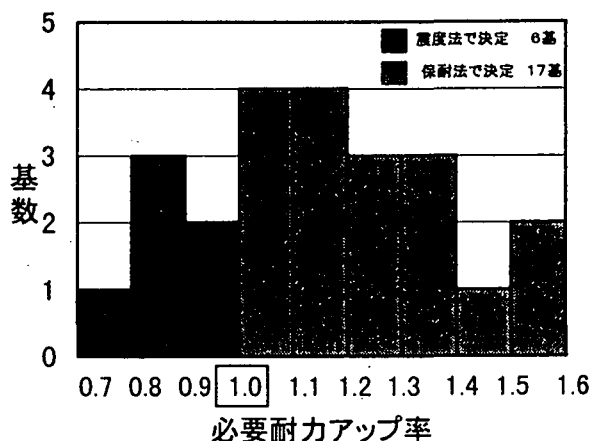


図-8.8 橋脚の必要耐力アップ率

I種地盤で2.0、II種地盤で1.75となり、I種地盤の方が増加倍率が大きく、保耐時に満足すべき最少値で見た場合は両者とも $K_h=0.4$ であり、I種地盤では $0.4/0.2=2$ 倍、II種地盤では $0.4/0.25=1.6$ 倍となり、保耐法での必要耐力アップ率は、II種地盤よりI種地盤の方が大きくなると考えられる。また、橋脚形状では図-8.9に示すように、橋脚断面の縦横比の割合が大きくなるほど耐力アップが必要となることが分かる。これらは、保耐法においては壁式橋脚では矩形断面に比べて軸方向の側面鉄筋が主鉄筋に対して相対的に少なくなり、側面鉄筋による耐力増加が少ししか見込めないためであると考えられる。

2) 杭基礎構造のフーチング

新道示においては、フーチングに作用する荷重および断面力は図-8.10に示すとおりであり、震度法では杭頭の鉛直反力 R のみであったものが、保耐法では杭頭の曲げモーメント M と水平反力 H も考慮されている。図-8.11にフーチングの下側引張時の必要耐力アップ率を示しているが、14基のうち12基が1を超えており、大部分が保耐法により断面が決定されていると推定される。また、図-8.11には、必要耐力アップ率が1以下のものが2基ある。

これらは、震度法時における有効幅（柱幅+フーチング有効高の2倍）と保耐法時の有効幅（全幅）の差が大きく、かつ保耐法時の曲げモーメントの増分がさほど大きくない場合であると考えられる。また、橋脚とフーチングの必要耐力アップ率を図-8.12に示すが、フーチング下側引張時のアップ率が上回っているものが多い。これらは、新道示では、基礎は橋脚に比べて地中部にあり、発見が困難であることから、基礎の耐力を橋脚の

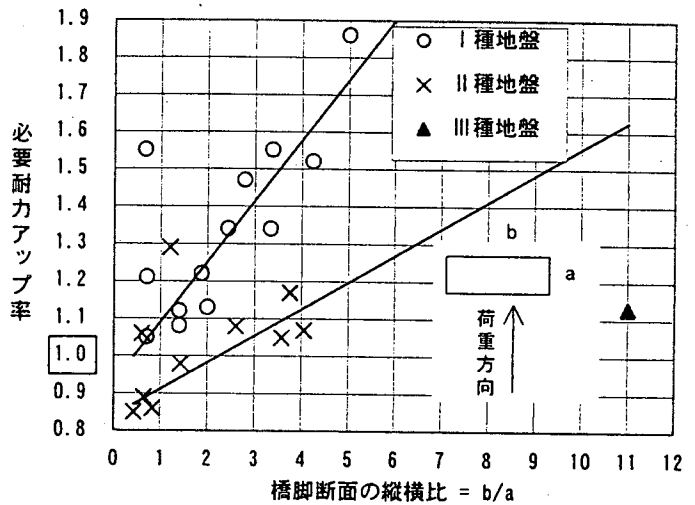


図-8.9 必要耐力アップ率と地盤種別・橋脚形状

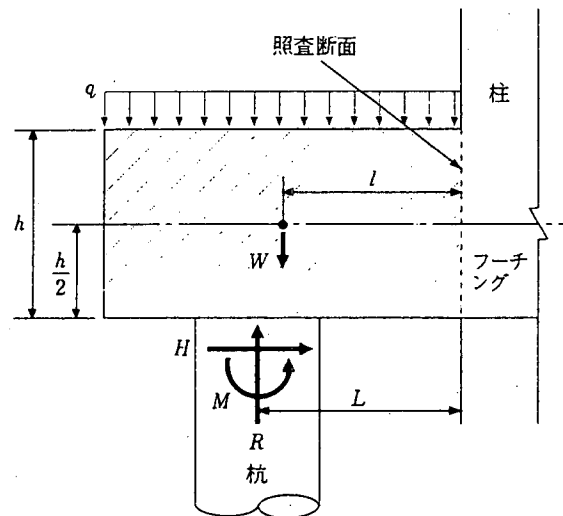


図-8.10 杭基礎フーチングに作用する荷重・断面力

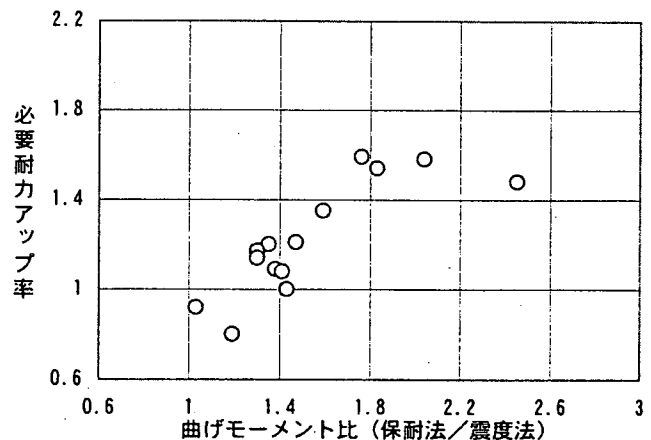


図-8.11 曲げモーメント比と必要耐力アップ率

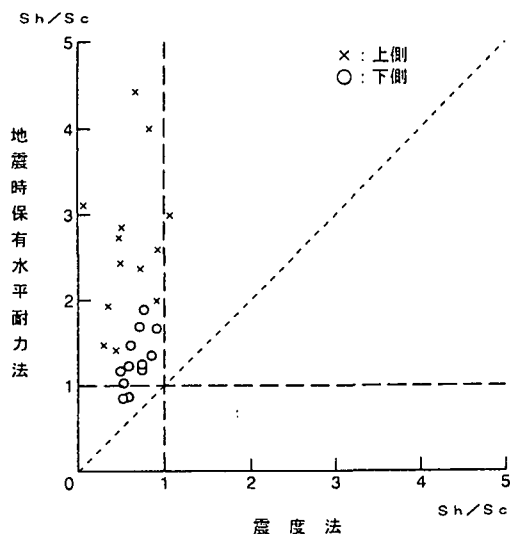
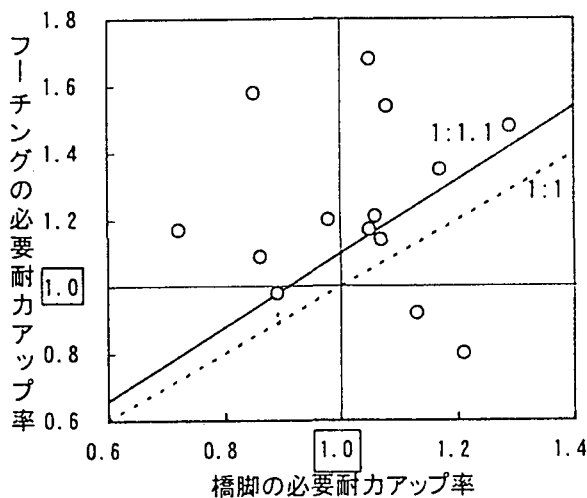


図-8.12 橋脚とフーチングの必要耐力アップ率

図-8.13 震度法と保耐法におけるせん断力

表-8.4 フーチングせん断力の規定

		新道示	旧道示
許容応力度	せん断補強要否の判定	$C_e \times C_{pt} \times C_{dc} \times \tau_c$ C_e : 有効高による補正值 : 1.4 ~ 0.5 C_{pt} : 引張鉄筋比による補正值 : 0.7 ~ 1.5 C_{dc} : アーチ効果による補正值 上側 $C_{dc} = 1.0$ 下側 $C_{dc} = \frac{6.3}{1.3 + 0.8 \times (a/d)^2}$: 1.0 ~ 4.85 (例) $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ $\tau_c = 0.35 \text{ N/mm}^2$	$\alpha \times \tau_{al}$ α : せん断スパンによる補正 (上下の区別なし) $\alpha = 3 - \frac{a}{d}$ ($\alpha \leq 2.0$) (例) $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{al} = 0.39 \times 1.5 = 0.585 \text{ N/mm}^2$
せん断スパン			
せん断	コンク	$S_c = C_e \times C_{pt} \times C_{dc} \times \tau_c \times b \times d$ (例) $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ $\tau_c = 0.35 \text{ N/mm}^2$	$S_c = (1/2) \times \alpha \times \tau_{al} \times b \times d$: 震度法 $S_c = \alpha \times \tau_c \times b \times d$: 保耐法 (例) $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ 震度法 : $\tau_{al} = 0.39 \text{ N/mm}^2$ (割増しなし) 保耐法 : $\tau_c = 0.39 \text{ N/mm}^2$
耐力	スターラップ	$S_s = \frac{\sigma_{sa} \times A_w \times d}{1.15 \times s} \times C_{ds}$ C_{ds} : せん断スパンによる補正值 $C_{ds} = (1/2.5) \times (a/d)$: 下側引張, $C_{ds} = 1.0$: 上側引張	$S_s = \frac{\sigma_{sa} \times A_w \times d}{1.15 \times s}$

1.1倍以上としていることの影響も考えられる。また、橋脚では横拘束効果や側面鉄筋を考慮した終局耐力で評価しているが、フーチング部材については降伏状態で評価していることも影響していると考えられる。表-8.4にフーチングせん断力の規定を示す。平成2年道示ではコンクリートのみの抵抗力で十分なせん断力を確保することが出来たが、新道示では図-8.13に示すようにほとんどが保耐法で斜引張鉄筋が必要となっている。これらは、保耐法時の杭反力が増大したこと、斜引張鉄筋の要否を判定するコンクリートの許容せん断応力度の基

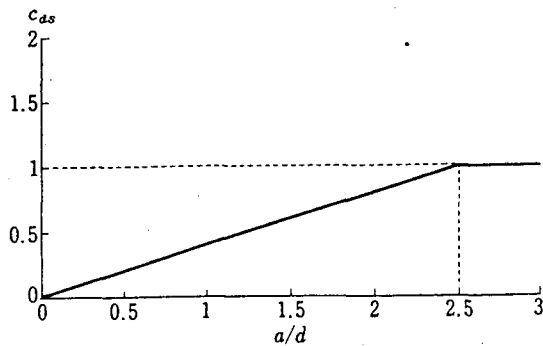


図-8.14 せん断耐力の低減係数

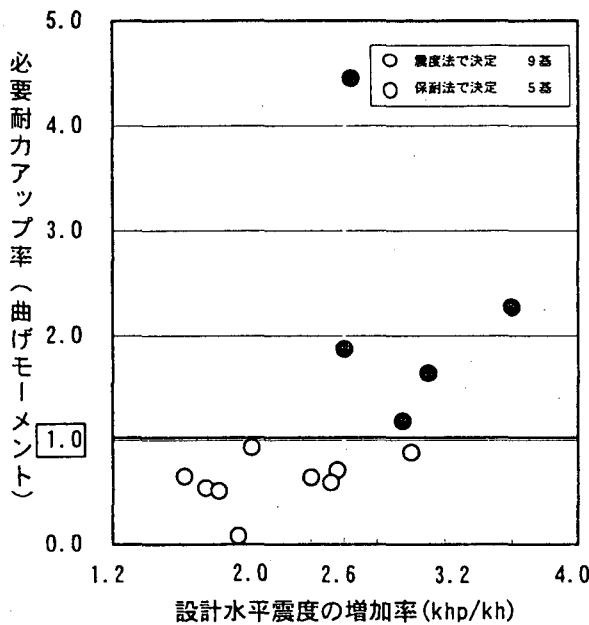


図-8.16 設計水平震度と杭体曲げ耐力

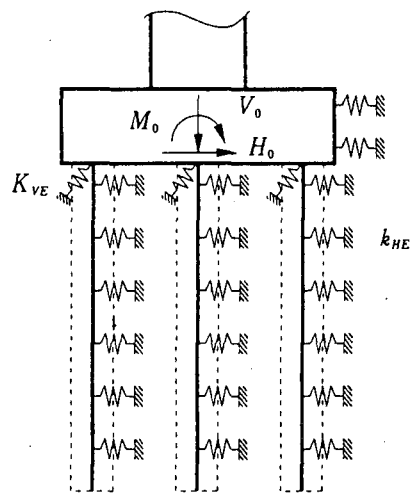


図-8.15 保耐法における解析モデル

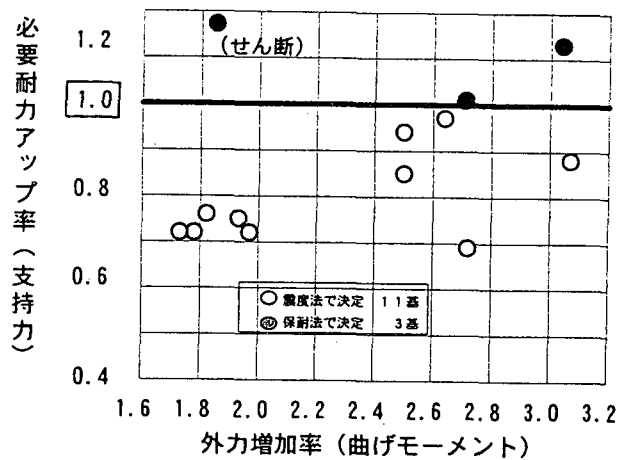


図-8.17 曲げモーメントと支持力アップ率

本値が低減され、部材断面の有効高や引張鉄筋比による補正のため設計強度が平成2年に比べて約5～9割低下したことによると考えられる。フーチングにおいては、コンクリートせん断力評価としては、せん断スパン比による許容値の割り増しを考慮しているが、斜張引張鉄筋の負担するせん断耐力に対しては、図-8.14に示すように a/d により低減しているため、結果として斜張引張鉄筋を大量に配置する必要がある。具体的には、D19@500～D29@300mmと大量の補強鉄筋が必要となっている。

3) 杭基礎構造の杭

杭基礎の保耐法の構造解析モデルを図-8.15に示す。杭本体については、フーチング底面に作用する水平力、すなわち、設計水平震度の影響が大きいと考えられるために、図-8.16のように設計水平震度の増加率と曲げモーメントの必要耐力アップ率との関係を示した。これによると、6割程度が必要耐力アップ率が1以下であり、 K_{hp}/K_h がさほど大きくない場合は震度法が卓越している。この理由として、保耐法において、コンクリートに対する帯鉄筋の拘束効果や主鉄筋を降伏点まで考慮すること、および引き抜き力を無視すること ($N=0$) などによる耐力増加が考えられる。また、断面力に関しては、震度法では評価されていなかったフーチングの前面抵抗が考慮でき、これにより杭に作用する水平力が減少していること

も大きな要因であると考えられる。一方、杭反力は、フーチング底面に作用する曲げモーメントの影響が大きいと考えられるため、図- 8.17 に底版中心の曲げモーメント増加率と支持力の必要耐力アップ率の関係を示す。ここでも、約8割が必要耐力アップ率1以下と震度法が卓越しており、保耐法で決まるのは1例（せん断で決定）を除き、外力増加率が大きい場合に限られる。これらは、保耐法における支持力の許容値が震度法に比べて約2倍の極限值を採用できること、および軸力が震度法時と変化しないことによると考えられる。

8.5. まとめ

分析の結果、明らかとなった特徴を以下に示す。

- ①道路橋示方書の改訂毎に、帯鉄筋比は大幅に増加している。具体的には、昭和39年道示では0.1%、平成2年では0.24%、平成8年道示では0.56%と大幅に増加している。
- ②平成2年道示の保有水平耐力法で断面配筋が決定されるものは、比較的少なく全体の数パーセントで、かつ円形断面であった。
- ③平成8年道示を用いた試算橋脚23基のうち17基は保有水平耐力で断面が決定するとともに、必要耐力アップ率が1.6倍となるものもあった。必要アップ率が高い橋脚は、I種地盤や壁式橋脚が多かった。
- ④平成8年道示を用いた試算フーチング14基のうち12基は保有水平耐力で断面が決定するとともに、必要耐力アップ率が1.6倍となるものもあった。これは設計外力が大幅に増加するのに対して、部材としてはフーチングの降伏を終局とみなしている影響が大きいと考えられる。
- ⑤平成8年道示を用いた試算杭では、支持力で8割程度、杭本体で6割強が震度法で決まった。これらは、保耐法では支持力を、震度法に比べて約2倍の極限值により評価ができること、また、杭本体は帯鉄筋の拘束効果やフーチング前面抵抗が考慮できることなどの要因によると考えられる。

参考文献

- 1) 米田慶太・川島一彦・庄司学・藤田義人，耐震技術基準の改訂に伴うRC橋脚及びくい基礎の耐震性向上度に関する検討，第2回保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998.12.
- 2) 緒方辰男・西浩嗣・坂口孝路・大塚篤生・亀井与志，既設RC橋脚の耐震性に関する特性分析，第2回保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998.12.

(執筆者：幸左賢二)