

コンクリート構造物(橋脚・橋台)
耐震設計法(案)

昭和52年 8 月

建設省土木研究所
コンクリート研究室

序 言

昭和48年度より昭和51年度までの4箇年にわたり、コンクリート研究室では総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の一環として、おもに独立柱形式のコンクリート橋脚を対象とした鉄筋コンクリート構造物の合理的な耐震設計法について調査研究を実施した。

この研究は、国土開発技術研究センターに委託し、それぞれの専門家によって構成された委員会(耐震技術開発研究委員会・コンクリート部会)による審議を中心に進められた。その成果として、この「コンクリート構造物(橋脚・橋台)耐震設計法(案)」が各委員のご努力によってとりまとめられた。

この設計法(案)の趣旨は、昭和52年3月建設省が策定した「新耐震設計法(案)」にとり入れられているが、ここに得られた成果は、今後におけるコンクリート構造物の耐震設計の発展に大いに寄与するものと考ええる。

本研究の遂行にあたり、多大の御尽力をいただいた耐震技術開発研究委員会、同・コンクリート部会の委員各位、ならびに国土開発技術研究センターの担当者、その他関係者各位に対し、つつしんでお礼を申し上げます。

昭和52年8月

建設省土木研究所

地質化学部長 柳 田 力

コンクリート研究室長 太 田 実

耐震技術開発研究委員会 コンクリート部会委員名簿

部会長	伊東茂富	大成建設株式会社
部会長代行	尾坂芳夫	東北大学工学部
委員	池田尚治	東京都立大学工学部
"	石黒吉男	日本国有鉄道構造物設計事務所
"	井藤昭夫	北海道開発局土木試験所構造研究室
"	岡村 甫	東京大学工学部
"	角田与史雄	北海道大学工学部
"	小寺重郎	八千代エンジニアリング株式会社
"	小柳 洽	京都大学工学部
"	関 博	運輸省港湾技術研究所構造部
"	田井戸米好	阪神高速道路公団工務部
"	西山啓伸	首都高速道路公団湾岸線建設局
"	広沢雅也	建設省建築研究所第三研究部
"	藤井 学	神戸大学工学部
"	三浦 尚	東北大学工学部
"	三瀬 純	日本道路公団技術部
"	渡辺 明	九州工業大学工学部
(協力者)	前原康夫	八千代エンジニアリング株式会社
委託者側委員	柳田 力	建設省土木研究所地質化学部
"	大橋昭光	建設省土木研究所地震防災部
"	太田 実	建設省土木研究所地質化学部
"	佐伯 彰一	建設省土木研究所構造橋梁部
"	栗林 栄一	建設省土木研究所地震防災部
"	小林 茂敏	建設省土木研究所地質化学部
"	小林 保	建設省土木研究所地質化学部
"	高野 義武	建設省土木研究所構造橋梁部
"	川島 一彦	建設省土木研究所地震防災部
センター幹事	立石 俊一	勸国土開発技術研究センター研究部
"	奥村 博昭	勸国土開発技術研究センター研究部

耐震技術開発研究委員会コンクリート部会前委員および前幹事

委 員	宮 田 尚 彦	前日本国有鉄道構造物設計事務所
委託者側委員	大 久 保 忠 良	前建設省土木研究所構造橋梁部
”	朝 倉 肇	前建設省土木研究所構造橋梁部
”	国 広 哲 男	建設省土木研究所構造橋梁部
センター幹事	松 野 三 朗	前勸国土開発技術研究センター研究部
”	井 出 鎮 生	前勸国土開発技術研究センター研究部
”	城 江 利 彦	前勸国土開発技術研究センター研究部

目 次

1 章 総 説	1
1.1 適用の範囲	1
1.2 耐震設計の原理と基本方針	1
1.3 耐震設計方法の選択	2
2 章 震度法にもとづく設計	6
2.1 設計震度	6
2.2 地震の影響	8
2.3 応力度および弾性変形の計算	11
2.3.1 不静定力または弾性変形の計算	11
2.3.2 応力度の計算	12
2.4 安全の検討	13
2.4.1 許容応力度による安全の検討	13
2.4.2 靱性を考慮した安全の検討	16
3 章 修正震度法にもとづく設計	17
3.1 設計震度	17
3.2 地震の影響	18
3.3 固有周期の計算	18
3.4 応力度および弾性変形の計算	20
3.4.1 不静定力または弾性変形の計算	20
3.4.2 応力度の計算	20
3.5 安全の検討	20
3.5.1 許容応力度による安全の検討	20
3.5.2 靱性を考慮した安全の検討	20
4 章 弾性応答解析法にもとづく設計	21
4.1 概 説	21
4.2 計算法	21
4.2.1 モデルの設定	21
4.2.2 入力地震波の選定	23
4.2.3 計算の手順	23
4.3 安全の検討	23
4.3.1 許容応力度による安全の検討	23
4.3.2 靱性を考慮した安全の検討	23

5 章 靱性を考慮した安全の検討	24
5.1 判定条件	24
5.2 計算法	26
5.2.1 靱性を考慮した安全の検討に用いる水平震度	26
5.2.2 変位塑性率の計算	26
5.2.3 等価剛性および終局曲げモーメントの計算	30
5.2.4 終局せん断力の計算	34
6 章 構造細目	35
6.1 一般構造細目	35
6.1.1 鉄筋の定着	35
6.1.2 鉄筋の継手	36
6.2 独立柱橋脚躯体の配筋	37
6.2.1 軸方向鉄筋	37
6.2.2 横方向鉄筋	38
6.3 橋脚頭部の設計	39
6.3.1 落橋防止構造	39
6.3.2 けた座の設計	39
(付録)	
I 耐震設計の基本方針および設計方法の選択に関する参考	44
II 鉄筋コンクリート独立柱形式橋脚の1質点系モデルによる弾塑性応答解析の 一例	49
III 鉄筋コンクリート独立柱形式橋脚の多質点系モデルによる弾塑性応答解析の 一例	54
IV ラーメン橋脚の構造細目素案	60

1 章 総 説

1.1 適用の範囲

このコンクリート構造物（橋脚・橋台）耐震設計法（案）（以下、設計法（案）とよぶ）は、独立柱形式のコンクリート橋脚・橋台の設計に適用する。これに類するラーメン構造、壁形式の橋脚・橋台にも準用することができる。

1.2 耐震設計の原理と基本方針

(1) 耐震設計に当っては地震の影響を適切に評価し、構造物がそれに耐え得るように設計するのを原則とする。設計にあたっては、大地震のみでなく中小地震をも考慮すべきで、大地震に対しては、おもに破壊に対する安全を検討して、補修を必要とするような破損や場合によっては改築を必要とするような破損もやむを得ないが、人命が失われるような崩壊事故は招かないように設計すべきであり、一方、中小の地震については有害なひびわれなど補修を必要とするような破損をも防ぐよう設計すべきであろう。しかし、従来大地震に対してかなり安全側の設計をしているので、中小地震に対しても安全であると考えて、中小地震に対する検討はとくに行っていない。この設計法（案）も従来の慣用を踏襲して、通常の構造物に対しては中小地震に対する安全の検討はとくに行わないことにし、とくに減衰が期待できないような構造物においても危険とならないように靱性を考慮した安全の検討を併用することにした。

コンクリート構造物を設計する際には、耐荷力、変形性能、ひびわれなどの項目についてそれぞれ検討を行なって安全を確認する必要がある。従来慣用されている許容応力度にもとづく設計法は、計算された応力度が許容応力度以下であることの確認のみによって設計する方法であって、このように設計された構造物は変形、ひびわれなどに対しても一応安全と考えられているもので、構造物のひびわれや変形や応力度を正確に求めようとしているものではない。これに対し、設計をより合理的に行なうために世界的なすう勢として、それぞれの検討項目ごとに限界状態を設定し、確率論的な検討をも加えて部分安全係数を導入した設計が指向されている。この設計法（案）も内容的にはこのような新しい方向を指向しているが、従来の設計基準等との整合性をも考慮して、慣用の許容応力度法と靱性を考慮した安全の検討とを併用する方法としている。

(2) 地震時には構造物の脆性破壊を避ける必要がある。そのためには、せん断破壊、ねじり破壊、および曲げ圧縮破壊を曲げ引張破壊に先行させないようにする必要がある。ねじりに対しては、鉄筋による補強を考えるよりも構造系全体を単純な対称形とするなどねじりをできるだけ少なくするよう配慮することが望ましい。

(3) 橋脚・橋台（以下、単に橋脚という）の耐震設計に当っては、とくに橋脚天端の変位量に注意し、落橋を防止する必要がある。

(4) 基礎の耐震設計についてはこの設計法（案）では扱っていないが、この設計法（案）は構造物の

基礎は十分安全に設計されていることを前提としている。この設計法(案)に従って橋脚の躯体に所要の耐震性を付与しても、その基礎が破壊すれば構造物は転倒や滑動を起し、構造系全体としての破壊を招く。このように基礎は重要なものであるので別途標準¹⁾により十分安全に設計しなければならない。

1.3 耐震設計方法の選択

この耐震設計法(案)による耐震設計の手順を、図-1.3.1に示す。

耐震設計を行なう場合には、構造物の地震時における限界状態にもとづいて設計を行なうのが適当である。そのためには、コンクリート構造物の地震時における動的な挙動(変形、ひびわれなど)を正確に取扱って計算することが必要である。その近似的な方法として、吊橋などくにたわみやすい上部構造をもつ橋脚をのぞく一般の橋脚および可動支承をもつ橋脚の橋軸直角方向の検討には、耐震技術開発研究委員会・コンクリート部会(以下、単にコンクリート部会という)の成果である靱性を考慮した安全の検討を適用することができる。従来の耐震設計においては、震度法または修正震度法がおもに用いられ、特別な検討を行なう場合には弾性理論にもとづく地震応答解析が行われてきたが、従来の地震応答解析はその適用上の問題があり、また、許容応力度による安全の検討だけではコンクリート構造物の終局状態における挙動を把握するのに不十分であることから、この設計法(案)では、靱性を考慮した安全の検討を組み合わせることとした。また、特殊な形状・寸法をもつ構造系やとくに大規模な構造系に対しては、できるだけ終局状態にちかい状態での構造物の挙動にもとづいて設計を行なうために、部材の降伏時靱性を考慮した弾性応答解析を行なうこととしている。

コンクリート橋脚の耐震設計は図-1.3.1に示すように構造物の条件に応じてつぎの3つの方法のいずれかによって行なうことができる。すなわち、通常の寸法諸元を有する比較的剛な橋脚には震度法にもとづく設計を、高さ25 m程度以上で比較的たわみやすい長周期(0.5秒程度以上)の橋脚には修正震度法にもとづく設計を、また、特殊な形状寸法を有する橋脚やとくに大規模な橋脚には弾性応答解析法にもとづく設計を、それぞれ適用するのを原則とする。

「震度法にもとづく設計」は、従来の震度法による設計と靱性を考慮した安全の検討とを組合わせた設計法で、図-1.3.1に示す設計手順のうち応力度の照査(第1の菱形)までは従来の震度法によるものと全く同じであり、これに靱性の検討を行なうための照査手続(第2の菱形)を加えたものである。

「修正震度法にもとづく設計」は、従来の修正震度法による設計と靱性を考慮した安全の検討とを組合わせた設計法で、図-1.3.1に示す設計手順のうち応力度の照査(第1の菱形)までは従来の修正震度法によるものとまったく同じであり、これに靱性の検討を行なうための照査手続(第2の菱形)を加えたものである。

「弾性応答解析法にもとづく設計」は、弾性応答解析と靱性を考慮した安全の検討とを組合わせた設計法である。ここでいう弾性応答解析とは、部材の剛性が断面力の変化にかかわらず一定

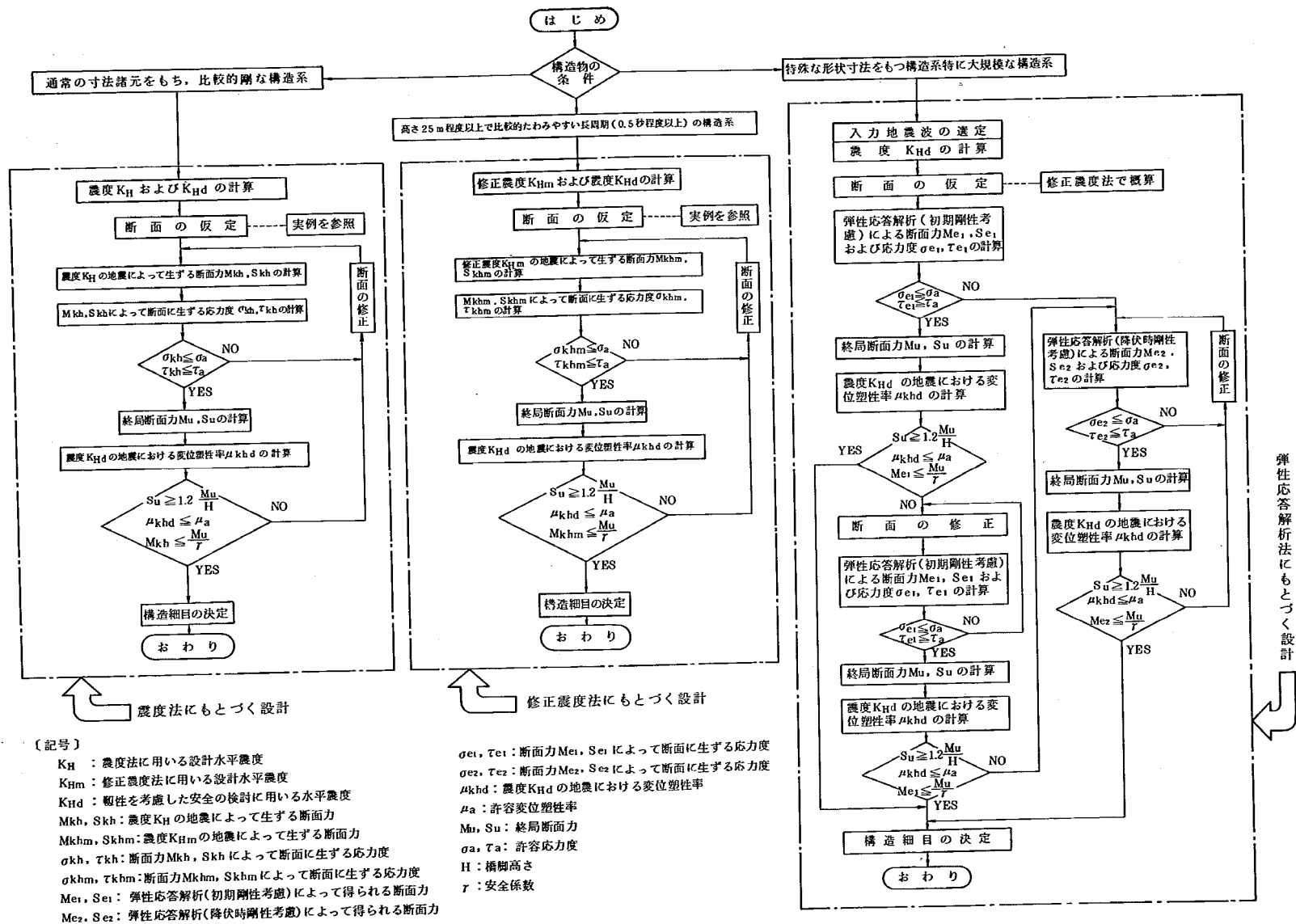


図-1.3.1 耐震設計の手順

と考へて計算する線型解析を意味する。部材の剛性としては、部材の全断面を有効と考へて求まる初期剛性と、ひびわれがかなり進行し、鉄筋が降伏する直前の状態における剛性（降伏時剛性とよぶ）とが考へられ、前者は従来の弾性応答解析において一般に用いられていたものであり、後者は弾性理論で扱うる範囲でなるべく終局状態にちかい状態での部材の挙動を把握する場合に用いる。この設計法(案)では、図-1.3.1に示すように初期剛性および降伏時剛性を考慮した弾性応答解析による応力度の照査を経たのち、靱性を考慮した安全の検討を行なう手続きとしている。

（解説）耐震設計の基本方針および設計方法の選択に関連して参考になると思われる既往のコンクリート橋脚の地震時性状に関する資料を付録Ⅰに収録した。

2 章 震度法にもとづく設計

2.1 設計震度

設計水平震度は、構造物建設地点の地域および地盤の種別を考慮して次式により定める。

$$K_H = d_1 \cdot d_2 \cdot K_0 \quad \text{..... (2.1.1)}$$

ここに、

K_H : 震度法に用いる設計水平震度

d_1 : 地域係数。図-2.1.1による。

d_2 : 地盤別補正係数。表-2.1.1による。

K_0 : 標準の設計水平震度。 $K_0 = 0.2$ を原則とする。

表-2.1.1 地盤別補正係数

区 分	地 盤 種 別 ^{注1)}	d_2
1 種	(1) 第3紀以前の地盤（以下岩盤と称する）。 (2) 岩盤までの洪積層 ^{注2)} の厚さが10m未満。	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上。 (2) 岩盤までの沖積層 ^{注3)} の厚さが10m未満。	1.0
3 種	沖積層の厚さが25m未満で、かつ軟弱層の厚さが5m未満	1.1
4 種	上記以外の地盤。	1.2

注1) 地盤種別は一応の目安を示したものであるから、建設地点の状況に応じて係数を判断する。

注2) 沖積層の締った砂層、砂れき層、玉石層をふくむ。

注3) がけくずれなどによる新しい堆積層をふくむ。

(解説) 設計震度は、建設省策定の「新耐震設計法(案)²⁾」によった。

同案によれば、震度法に用いる設計水平震度は次式で与えられる。

$$K_H = d_1 \cdot d_2 \cdot d_3 \cdot K_0$$

ここに、

K_H : 設計水平震度

K_0 : 標準設計水平震度。 $K_0 = 0.2$

d_1 : 地域係数(本文の図-2.1.1)

d_2 : 地盤の特性による補正係数(本文の表-2.1.1)

d_3 : その他の補正係数

係数 d_3 の値は構造物の用途・種別等を考慮して設定するもので、一般のコンクリート構造物に

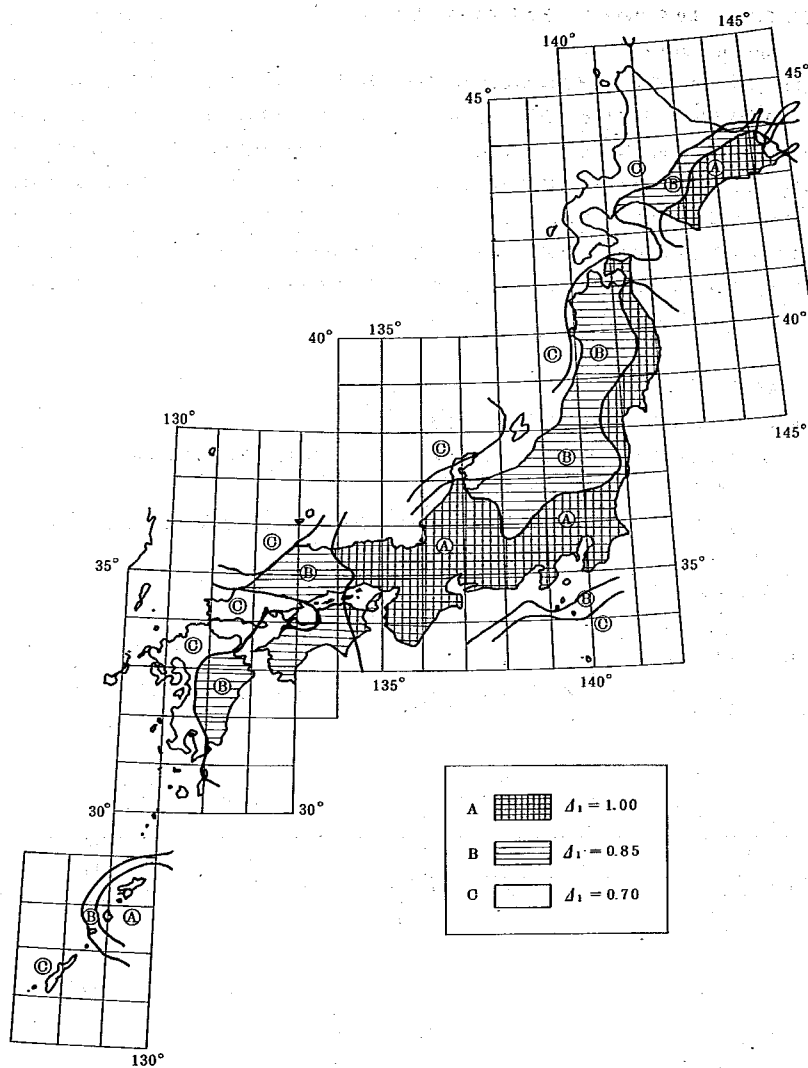


图-2.1.1 地域係数 (D_1)

対しては $d_s = 1.0$ を用いることとされている。したがって、

$$K_H = d_1 \cdot d_2 \cdot K_0$$

鉛直震度については、橋脚躯体の設計上はその影響が小さいので考慮しないこととする。ただし、地震時土圧の計算には水平震度の $\frac{1}{2}$ 程度の鉛直震度を考慮する。また、支承部の設計においても鉛直震度を適切に考慮する必要がある。たとえば、道路橋耐震設計指針³⁾の「5.3条、上部構造・下部構造の接点の設計に用いる鉛直方向地震力」には、「上部構造・下部構造の接点における支承部の設計においては、設計鉛直震度 0.1 を考慮する。ただし、この場合には地震力のみが作用するものとする。これに類する接点の設計では同様の地震力を考慮する。」と規定されている。この場合、死荷重反力に 0.1 を乗じた値に相当する上揚力のみを作用させた場合について、支承部の設計を行なう。

2.2. 地震の影響

地震の影響としては、つぎの地震力を考慮する。

- 1) 構造物の自重に起因する慣性力。その大きさは、構造物の自重に 2.1 に示す設計震度を乗じた値とする。
- 2) 負載重量に起因する慣性力。その大きさは、負載重量に 2.1 に示す設計震度を乗じた値とする。
- 3) 地震時土圧
- 4) 地震時動水圧

(i) 慣性力

- 1) 地震の影響により上部構造から橋脚・橋台に作用する慣性力は、つぎのとおりとする（図-2.2.1 参照）。

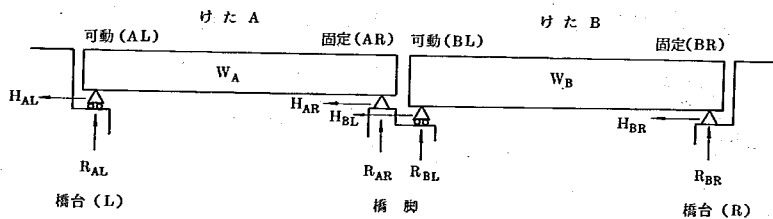


図-2.2.1 慣性力の負荷方法

- 1) 橋台(L)に作用する水平方向の慣性力または摩擦力

$$H_{AL} = R_{AL} \cdot f_{AL} \quad (2.2.1)$$

$$H_{AL} \leq \frac{1}{2} K_H \cdot W_A \quad (2.2.2)$$

ii) 橋脚に作用する水平方向の慣性力または摩擦力

$$H_{AR} + H_{BL} = K_H \cdot W_A \quad (\text{この場合は } H_{BL} = 0 \text{ とする}) \quad (2.2.3)$$

または,

$$\frac{1}{2} \cdot K_H \cdot W_A + R_{BL} \cdot f_{BL} \quad (2.2.4)$$

のうち大きい方。

ただし,

$$R_{BL} \cdot f_{BL} \leq \frac{1}{2} \cdot K_H \cdot W_B \quad (2.2.5)$$

iii) 橋台(R)に作用する水平方向の慣性力

$$H_{BR} = K_H \cdot W_B \quad (2.2.6)$$

ここに,

K_H : 設計水平震度

W_A, W_B : 上部構造 A および B の死荷重(t)

R_{AL}, R_{AR} : W_A による橋台(L)および橋脚上の反力(t)

R_{BL}, R_{BR} : W_B による橋脚および橋台(R)上の反力(t)

H_{AL} : W_A により橋台(L)に作用する慣性力または摩擦力(t)

H_{AR} : W_A により橋脚に作用する慣性力(t)

H_{BL} : W_B により橋脚に作用する慣性力または摩擦力(t)

H_{BR} : W_B により橋台(R)に作用する慣性力(t)

f_{AL}, f_{BL} : 可動支承 A_L および B_L の静摩擦係数

2) 慣性力の作用位置は重心位置とする。橋脚・橋台の設計に用いる上部構造からの慣性力の作用位置は、橋軸方向については支承の底面、橋軸直角方向については上部構造の重心とする。橋軸直角方向の場合には、一般に床版下面としてよい。

3) 慣性力の作用方向は、水平 2 方向を標準とする。水平 2 方向の選び方は、橋軸方向および橋軸直角方向、または橋の構造部分の主軸に平行および直角方向にとるものとする。

(2) 地震時土圧

地震時土圧は、次式により求めるものとする (図-2.2.2 参照)。

$$\tan \theta_0 = \frac{K_H}{1 - K_V} \quad (2.2.7)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.2.8)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta - \theta_0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi + \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta - \theta_0) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.2.9)$$

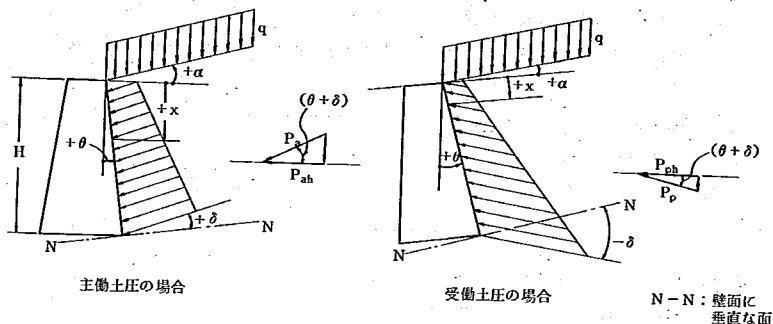


図-2.2.2 地震時土圧

ただし、 $\phi \pm \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi \pm \alpha - \theta_0) = 0$ とする。

$$p_a = (1 - K_V) \cdot r \cdot x \cdot K_{EA} \quad (2.2.10)$$

$$p_p = (1 - K_V) \cdot r \cdot x \cdot K_{EP} \quad (2.2.11)$$

ここに、

K_V : 設計鉛直震度 (水平震度の $\frac{1}{2}$ とする)

K_H : 設計水平震度

θ_0 : 式 (2.2.7) による

r : 土の単位体積重量 (t/m^3)

p_a : 深さ x m における主働土圧強度 (t/m^2)

p_p : 深さ x m における受働土圧強度 (t/m^2)

x : 土圧 p_a , p_p が壁面に作用する深さ (m)

q : 常時の地表載荷重 (t/m^2)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

K_{EP} : 地震時受働土圧係数

ϕ : 土の内部摩擦角

α : 地表面と水平面とのなす角

θ : 壁背面と鉛直面とのなす角

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角

(3) 地震時動水圧

水に接する構造物については、地震時につぎの動水圧を考慮する。この動水圧の作用方向は、「(1) 慣性力」の方向と同一とする。

1) 壁状構造物の動水圧 (図-2.2.3 参照)

片面にのみ水が存在する壁状構造物の動水圧は、つぎの式による。

$$P = \frac{7}{12} \cdot K_H \cdot W_0 \cdot b h^2 \quad \cdots \cdots (2.212)$$

$$h_g = \frac{1}{2} \cdot h \quad \cdots \cdots (2.213)$$

ここに、

P : 構造物に加わる全動水圧(t)

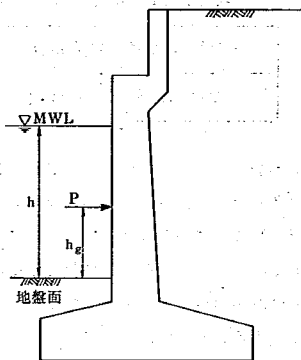
K_H : 設計水平震度

W_0 : 水の単位容積重量(t/m^3)

h : 水深(m)

h_g : 全動水圧の合力作用点の地盤面からの距離(m)

b : 動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅(m)



2) 柱状構造物の動水圧 (図-2.2.4 参照)

図-2.2.3 壁状構造物の動水圧

周辺を完全に水で囲まれた柱状構造物の動水圧は、つぎの式による。

$\frac{b}{h} \leq 2.0$ のとき :

$$P = \frac{3}{4} \cdot K_H \cdot W_0 \cdot b^2 \cdot h \cdot \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \quad \cdots \cdots (2.214)$$

$\frac{b}{h} \geq 2.0$ のとき :

$$P = \frac{3}{8} \cdot K_H \cdot W_0 \cdot b^2 \cdot h \quad \cdots \cdots (2.215)$$

$$h_g = \frac{1}{2} h \quad \cdots \cdots (2.216)$$

記号は 1) と同じである。

(解説) 地震の影響は、道路橋耐震設計指針³⁾および道路橋下部構造設計指針¹⁾によった。

2.3 応力度および弾性変形の計算

2.3.1 不静定力または弾性変形の計算

(1) 不静定力または弾性変形の計算では、鉄筋の影響を考慮して部材のコンクリート全断面について計算する。ただし、不静定力の計算では鉄筋の影響を無視してもよい。

(2) 不静定力または弾性変形の計算では、鉄筋のヤング係数は $2.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とし、コンクリートのヤング係数は表-2.3.1の値とする。

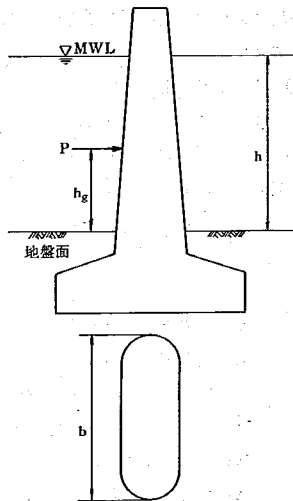


図-2.2.4 柱状構造物の動水圧

表-231 不静定力または弾性変形の計算に用いるコンクリートのヤング係数

設計基準強度 (kg/cm ²)	180	240	300	400
ヤング係数 (kg/cm ²)	2.4×10^5	2.7×10^5	3.0×10^5	3.5×10^5

- (3) 不静定力または弾性変形の計算では、コンクリートのポアソン比は一般に $\frac{1}{6}$ とし、ヤング係数とせん断弾性係数との比は2.3とする。

(解説) ここにいう弾性変形は5章で扱う弾塑性変形とは異なるものである。弾性変形については、計算された変形量に対してその許容値が設定されていないことが多い、コンクリート構造物の弾性変形を計算で正確に求めることはむずかしいが、他の類似の構造物と剛性を比較する程度の目的で変形の計算を行なう場合には、コンクリートの全断面を有効と考え鉄筋の影響を考慮して計算してよい。

2.3.2 応力度の計算

- (1) 断面の決定または応力度の計算では、一般にコンクリートの引張応力を無視し、維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとする。

- (2) 断面の決定または応力度の計算では、鉄筋およびコンクリートのヤング係数をそれぞれ $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ および $E_c = 1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とする ($n = E_s/E_c = 15$)。

(解説) 橋脚の場合は、一般には本文(1)、(2)に示す条件により通常の曲げ部材としての計算を行なうのであるが、つぎの1)または2)の条件を満足するような縁引張応力度が比較的小さい場合には柱の全断面積を有効と考え、式(2.3.1)によりコンクリートの圧縮応力度を求めてよい。

- 1) 柱が断面の主軸方向に曲げを受け、断面の一方の側に生ずる縁引張応力度の絶対値が断面において同時に生ずる縁圧縮応力度の0.25倍を越えない場合。
- 2) 柱が直角2方向の曲げを受け、断面の1つの隅に生ずる引張応力度の絶対値が断面の反対側の隅において同時に生ずる圧縮応力度の0.35倍を越えない場合。

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} \pm \frac{N \cdot e}{W_i} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (2.3.1)$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の縁応力度 (kg/cm²)

N : 軸方向力 (kg)

A_i : 換算断面積, $A_i = A_c + 15 \cdot A_s$ (cm²)

e : 換算断面の図心から N の作用点までの距離 (cm)

W_i : 換算断面の図心軸に関する断面係数 (cm³)

A_s : 軸方向鉄筋の全断面積 (cm²)

A_c : コンクリートの全断面積 (軸方向鉄筋断面積を含む) (cm²)

2.4 安全の検討

2.4.1 許容応力度による安全の検討

(1) 部材について計算された鉄筋およびコンクリートの応力度がそれぞれの許容応力度以下である場合に、その部材は安全であると判断する。

(2) 耐震設計において考慮する荷重は、死荷重と地震の影響とを組合せた荷重とする。

安全の検討に用いる許容応力度は、表-2.4.1および表-2.4.2の値を1.5倍した値とする。

表-2.4.1 コンクリートの許容応力度

項 目		許 容 応 力 度 (kg/cm ²)			
曲 げ 圧 縮 σ_{ca}		$\frac{1}{3} \cdot \sigma_{ck}$			
せん断	斜引張鉄筋の計算をしない場合、 τ_{a1}	$\sigma_{ck} = 180$	$\sigma_{ck} = 240$	$\sigma_{ck} = 300$	$\sigma_{ck} = 400$
		6	7	8	9
	斜引張鉄筋の計算をする場合、 τ_{a2}	$\sigma_{ck} = 180$	$\sigma_{ck} = 240$	$\sigma_{ck} = 300$	$\sigma_{ck} = 400$
		17	20	22	24
付着 τ_{oa}		$\sigma_{ck} = 180$	$\sigma_{ck} = 240$	$\sigma_{ck} = 300$	$\sigma_{ck} = 400$
	普通丸鋼	7	8	9	10
	異形鉄筋	14	16	18	20
支 圧 σ_{ca}		$\sigma_{ca} \leq (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \cdot \sigma_{ck}$ $\sigma_{ca} \leq 0.5 \sigma_{ck}$ ここに、A : コンクリート面の全断面積 (cm ²) A' : 支圧を受ける面積 (cm ²)			

表-2.4.2 鉄筋の許容応力度

鉄筋の種類	SR24	SR30	SD24	SD30	SD35	SD40
許 容 応 力 度	1400	1800	1400	1800	2000	2200
ただし、コンクリートの設計基準強度が180 kg/cm ² 未満の場合、鉄筋の許容引張応力度は普通丸鋼に対して1200 kg/cm ² 以下、異形鉄筋に対して1600 kg/cm ² 以下とする。						

(解説) 耐震設計において考慮すべき荷重状態としては、死荷重と地震の影響の組合せのみ
に限定した。耐震設計では破壊限界状態に着目して設計するので、変形が大きく、乾燥収縮
および温度の影響は計算上無視できる程度であるので、これらを見捨てることとした。活荷
重については、従来の道路橋の耐震設計においては考慮されていないが、経験的にそれで安

全であると判断されるので、この設計法(案)でもとくに考慮しないことにした。

表-2.4.1 および表-2.4.2 に示す許容応力度は、コンクリート標準示方書⁴⁾によった。なお、許容せん断応力度については、表-2.4.1 に示す応力度よりも小さな応力度で斜めひびわれが生じた静的載荷試験結果^{5), 6)}や、繰返し荷重のもとでは静的荷重下におけるよりも小さい応力度でひびわれが入るとの実験結果⁷⁾もあるので、構造物の種類などを考慮して必要に応じて以下に掲げる資料などを参考にして許容せん断応力度を表-2.4.1 の値より小さく定めるのがよい。国鉄の基準⁸⁾は、このような配慮のもとに許容応力度を小さく定めている1つの例である。

実験例-1⁵⁾ 普通コンクリートばりのせん断ひびわれ発生時における実験値と計算値の比較

およそ1950年～1970年の間に国内外で行なわれた普通コンクリートばりに関する一方向単調加力時の実験資料約1200個を、せん断ひびわれ応力度 $\tau_c (= Q/bj)$ を与える実験式により整理し、試験スパン内の最大曲げモーメントと最大せん断力の比を d で除した値 M/Qd 別に示すと図-2.4.1を得る。図中に用いられている記号はつぎのとおりである。

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm^2)

test τ_c : ひびわれせん断応力度の実験値 (kg/cm^2)

K_c : 断面寸法による補正係数 (図-2.4.2による)

M : 曲げモーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)

Q : せん断力 (kg)

d : はりの有効高さ (cm)

τ_c : ひびわれせん断応力度 (kg/cm^2)

実験例2⁶⁾ せん断補強なしの鉄筋コンクリートばりの M/Qd の減小にともなうせん断強度の増加

せん断補強なしの鉄筋コンクリートばりのせん断強度についてシュツトガルト工業大学で行なった実験の結果は図-2.4.3のとおりであり、図中に用いられている記号はつぎのとおりである。

τ_u : 最大せん断応力度 (kg/cm^2)

M : 曲げモーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)

Q : せん断力 (kg)

d : はりの有効高さ (cm)

b : はりの幅 (cm)

この実験に用いたコンクリートの強度は10 cm 立方供試体の圧縮強度で $300 \text{ kg}/\text{cm}^2$ であり、これは円柱標準供試体強度に換算すれば $\sigma_{ck} = 255 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 程度であると考えられる。

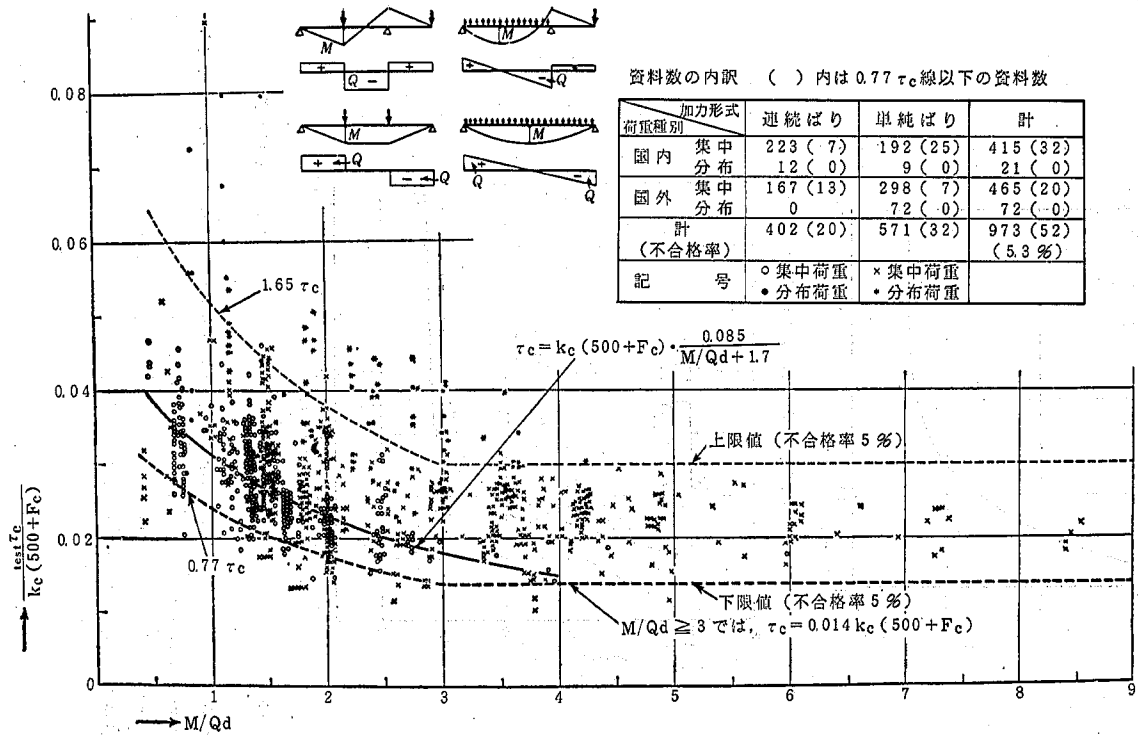


図 - 2.4.1 普通コンクリートばりのせん断ひび割れ発生時における実験値と計算値の比較

689

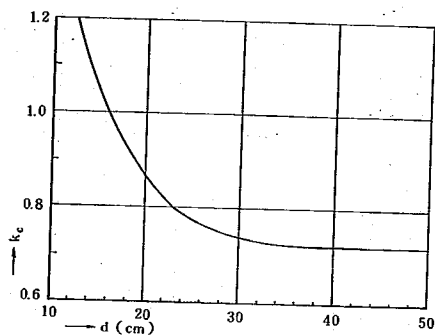


図-2.4.2 断面寸法による補正係数

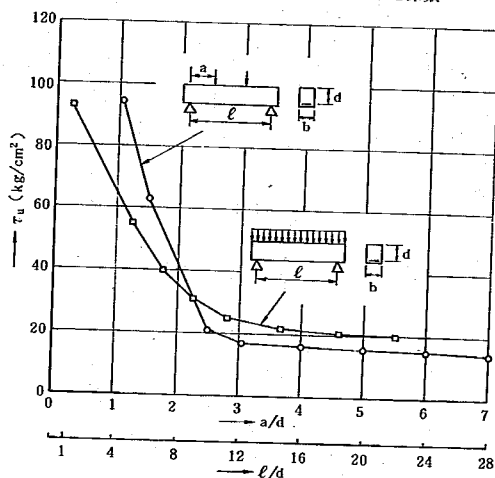


図-2.4.3 せん断補強なしの鉄筋コンクリートばりの最大せん断応力度

図によると最大せん断応力度の最小値は約 13 kg/cm^2 程度であり、これを安全率 3 で割ると 5 kg/cm^2 以下となり、表-2.4.1 の値より小さい。

2.4.2 靱性を考慮した安全の検討

靱性を考慮した安全の検討は、5.1 によって行なう。

3 章 修正震度法にもとづく設計

3.1 設計震度

設計水平震度は、次式より求める。

$$K_{Hm} = A_4 \cdot K_H \quad \dots\dots\dots (3.1.1)$$

ここに、

K_{Hm} : 修正震度法に用いる設計水平震度

A_4 : 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数(図-3.1.1による)

K_H : 式(2.1.1)から求まる震度

構造物の固有周期は3.3による。

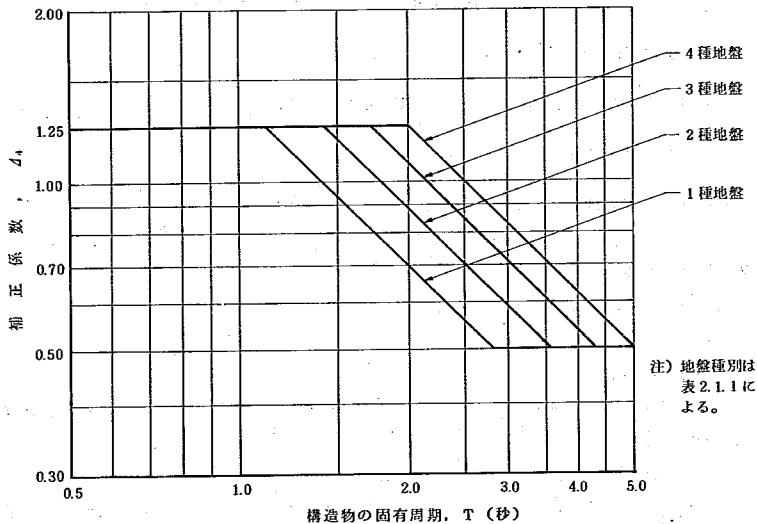


図-3.1.1 補正係数, A_4

(解説) 設計震度は、新耐震設計法(案)²⁾によった。

同案によれば、修正震度法に用いる設計震度は次式で与えられる。

$$K = A_1 \cdot A_2 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot A_6 \cdot K_0$$

ここに、

K : 設計水平震度

K_0 : 標準設計水平震度

d_1 : 地域係数 (図-2.1.1)

d_2 : 地盤の特性による補正係数 (表-2.1.1)

d_4 : 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数 (図-3.1.1による。

ただし、固有周期 T が 0.5 秒未満の場合には、 d_4 は 1.0 とする。)

d_5 : 構造特特別補正係数

d_6 : その他の補正係数

係数 d_5 の値は、許容応力度法による設計を行なう場合には 1.0 とし、保有耐力を推算する場合には降伏後に期待される靱性の程度に応じて定めることとされている。また、その他の補正係数 d_6 の値は、構造物の用途・種別等を考慮して設定するもので、とくに考慮する必要がない場合には 1.0 とすることとされている。

上記の趣旨から、ここでは $d_5 = 1.0$ 、 $d_6 = 1.0$ と設定すれば、

$$K = d_1 \cdot d_2 \cdot d_4 \cdot K_0$$

式 (2.1.1) より、 $K_H = d_1 \cdot d_2 \cdot K_0$ であるので、

$$K = d_4 \cdot K_H$$

となり、本文の式 (3.1.1) を得る。

3.2 地震の影響

地震の影響は、2.2 に準ずるものとする。

3.3 固有周期の計算

固有周期は、橋全体を 1 基の橋脚 (または橋台) とそれが支持する上部構造を単位とする構造系に分割して求める。

(1) 直接基礎またはくい基礎で支持される橋

固有周期は、式 (3.3.1)、(3.3.2) および (3.3.3) より求める。これらの各式は、直接基礎の基礎底面またはくい基礎のフーチング底面が耐震計算上の地盤面より下方にあり、橋脚躯体部の弾性変形が下部構造全体の変形のうち主要な部分を占める場合を想定して定めたものである。基礎底面が耐震計算上の地盤面より上方にあるときには適用しない。

1) 上部構造が図-3.3.1 に例示するように主として連続げた構造で、かつその支承が多くの橋脚で固定支承であるか、もしくは可動支承であっても十分な移動制限装置を有し、さらに両橋脚が剛で、しかも少なくともけたの一端は橋台上の固定支承で連結される場合

$$\text{橋軸直角方向: } T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3 \cdot W_a + W_b}{3 \cdot E \cdot I \cdot g}} \cdot h^3 \quad \text{..... (3.3.1)}$$

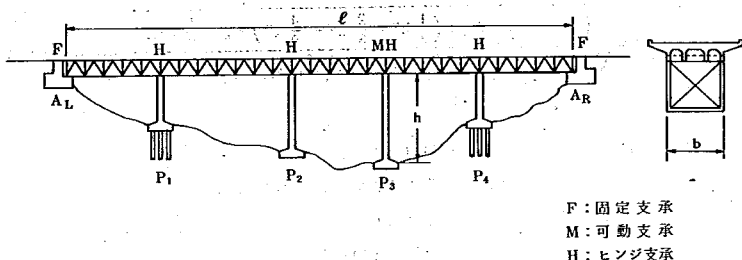


図-3.3.1 構造系1) の一例

$$\text{橋軸方向: } T = \frac{\pi}{8} \sqrt{\frac{W_p}{E \cdot I \cdot g}} \cdot h^3 \quad \dots\dots\dots (3.3.2)$$

2) 1) 以外の構造系, たとえば単純げたが連続するような場合

$$\text{橋軸直角方向および橋軸方向: } T = 2\pi \sqrt{\frac{0.3 \cdot W_p + W_u}{3 \cdot E \cdot I \cdot g}} \cdot h^3 \quad \dots\dots\dots (3.3.3)$$

ここに,

T: 対象とする橋脚と上部構造とをひとつの構造系と考えた場合の固有周期 (秒)

W_p : 対象とする橋脚躯体の重量 (t)

W_u : 対象とする橋脚躯体が支持する上部構造の重量 (t)

E: 対象とする橋脚躯体の弾性係数 (t/m²)

I: 対象とする橋脚躯体の計算方向の平均断面二次モーメント (m⁴)。ただし, 充腹構造でない場合は, 平均換算断面二次モーメント (m⁴) で, 2.3.1 に準じて計算する。

h: 対象とする橋脚躯体の高さ (m)

g: 重力の加速度 (9.8 m/秒²)

(2) ケーソン基礎で支持される橋

固有周期は, つぎによる。

1) (I)-1) の構造系の場合

橋軸直角方向: 式 (3.3.1) と式 (3.3.4) のうち大きい J_4 値 (図-3.3.1) を与えるもの。

橋軸方向: 式 (3.3.2) による。

2) (I)-2) の構造系の場合

橋軸直角方向および橋軸方向: 式 (3.3.3) と式 (3.3.4) のうち大きい J_4 値 (図-3.1

1) を与えるもの。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\left(h + \frac{2}{3}\ell\right)^2 \cdot W_a + \left(\frac{1}{3}h^2 + \frac{2}{3}h\ell + \frac{4}{9}\ell^2\right)W_p + \frac{1}{9}\ell^2W_c}{g \cdot \left(K_h \cdot \frac{b\ell^3}{36} + K_s \cdot \frac{A\ell^2}{9} + K_v \cdot I\right)}} \dots\dots\dots (3.3.4)$$

ここに、

W_c : 対象とするケーソンの重量 (t)

b : 対象とするケーソンの計算する方向に直角な幅 (m)

ℓ : 対象とするケーソンの長さ (m)

A : 対象とするケーソンの底面積 (m²)

I : 対象とするケーソンの計算する方向の底面の断面二次モーメント (m⁴) で、2.3.1に準じて計算する。

K_h : ケーソン底面位置での水平方向の地盤反力係数 (t/m³)

K_v : ケーソン底面の鉛直方向の地盤反力係数 (t/m³)

K_s : ケーソン底面の水平方向のせん断ばね係数 (t/m³)

その他の記号の意味は(1)の場合に同じ。

(解説) 固有周期の計算の考え方は、道路橋耐震設計指針³⁾のそれと同じである。

耐震計算上の地盤面とは、耐震計算上、粘着力および内部摩擦角を0と考える土層の下面をいう。

3.4 応力度および弾性変形の計算

3.4.1 不静定力または弾性変形の計算

不静定力または弾性変形の計算は、2.3.1による。

3.4.2 応力度の計算

応力度の計算は、2.3.2による。

3.5 安全の検討

3.5.1 許容応力度による安全の検討

許容応力度による安全の検討は、2.4.1による。

3.5.2 靱性を考慮した安全の検討

靱性を考慮した安全の検討は、5.1による。

4 章 弾性応答解析法にもとづく設計

4.1 概 説

地震応答解析は、構造物をモデル化し、これに地震波を入力して応答計算をすることにより、地震時における構造物の挙動を求めようとする方法である。橋脚は一般に集中質点とそれをつなぐ棒部材で構成された多質点系振動モデルにおきかえて計算される。振動モデルは、集中質点の大きさと配置、棒部材の剛性の仮定のし方によって特徴づけられる。

解析法としては、弾性応答解析と弾塑性応答解析とが考えられる。弾性応答解析は、部材断面の剛性がそこに作用する断面力の変化にかかわらず一定と考えて計算する方法で、現在一般に行なわれている地震応答解析はこの方法によっている。弾塑性応答解析は、部材の復元力モデルを設定し、部材断面に作用する断面力の変化に従って部材の剛性が変化するものと考えて計算する方法であり、これによれば弾性応答解析によるよりも地震時における部材の挙動をより厳密に把握することができると考えられるが、部材の復元力モデルを設定するのに必要な実験資料が十分でないこと、計算がきわめて煩雑になること、などから、ここでは弾性応答解析のみを扱うこととした。

弾性応答解析を行なう際に用いる部材の剛性としては、ひびわれ発生前の全断面有効として求める剛性（初期剛性）、ひびわれがかなり進行し、鉄筋が降伏する直前の状態における剛性（降伏時剛性）などが考えられる。初期剛性は従来の弾性応答解析において一般に用いられていたものであり、降伏時剛性は弾性理論で扱う範囲でなるべく終局状態にちかい状態での部材の挙動を把握しようとする場合に用いることができる。この設計法（案）では、図-4.1.1に示すように計算過程に応じて初期剛性または降伏時剛性を用いることとしている。図-4.1.1における過程⑤は従来の弾性応答解析において行なわれていたものと同じで、全断面有効として求めた初期剛性を用いて線型解析を行なうもの、過程⑥は終局状態に関する検討のために初期剛性を用いて線型解析を行なうもの、また、過程④は部材降伏時の剛性を考えて線型解析を行なうものである。

4.2 計 算 法

4.2.1 モデルの設定

橋脚躯体の構造形式、支承構造等に応じて適切な解析モデルを設定する。

橋脚は一般に集中質点とそれをつなぐ棒部材とから構成される多質点系モデルにおきかえる。橋軸直角方向および橋軸方向の振動においては、上部構造の質量効果が支配的となることが普通であるので、上部構造の質量を橋脚天端位置の質点に付加する方法をとる。この場合、橋脚自体の質点はそれ程多く設ける必要はない。しかし、可動省のみをもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルでは、けたの質量効果は少ないので、橋脚にはやや多くの質点を設ける必要がある。長大橋梁や特に剛性の低いけたをもつ橋梁などの場合には、上部構造も多質点系モデルに置換え

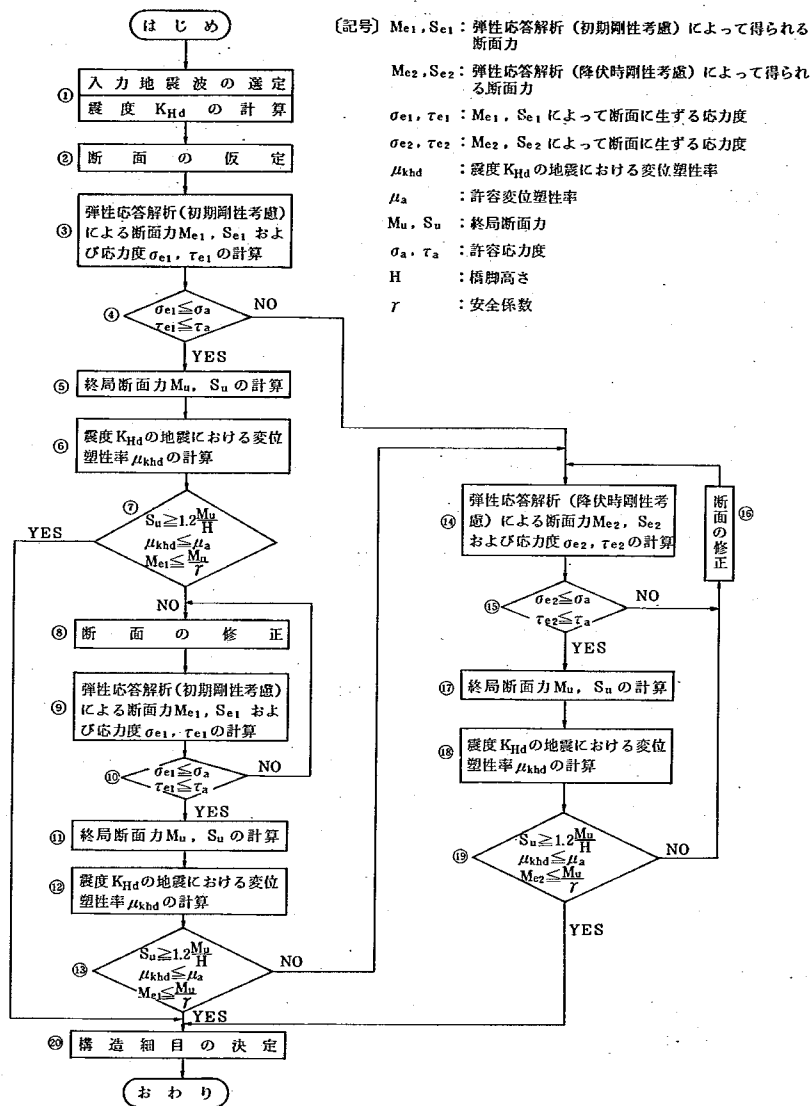


図-4.1.1 弾性応答解析の手順

る必要があり、その場合、けたと橋脚天端との結合条件は支承の種類に応じて定める必要がある。

4.2.2 入力地震波の選定

- 1) 弾性応答解析に用いる入力地震動は、設計基盤面で考慮する。
- 2) 弾性応答解析に用いる地震動の強度は、2.1に示す地域係数および地盤の特性を考慮して定める。

(解説) 設計基盤面とはN値50程度、せん断弾性波の速度300m/秒程度以上で、地中深部まで続く表層に比べて相対的に剛い地層のことである。

4.2.3 計算の手順

- 1) 弾性応答解析の手順は、図-4.1.1に示すとおりとする。
- 2) 弾性応答解析に用いる部材の剛性としては、図-4.1.1に示す計算の過程に応じて初期剛性または降伏時剛性を考慮する。
- 3) 初期剛性は、2.3.1を準用して求める。
- 4) 降伏時剛性は、2.3.2を準用して求める。

(解説) 既往の橋脚における降伏時剛性と初期剛性との比の一例を示すと、表-4.2.1のようである。

表-4.2.1 既往の橋脚における降伏時剛性と初期剛性との比の一例(計算値)

		降伏時剛性 / 初期剛性	備 考
中 実 円 形 断 面		0.24 ~ 0.26	6 例
中 空 円 形 断 面		0.28 ~ 0.32	6 例
角 断 面 2 柱 式	橋 軸 方 向	0.23 ~ 0.33	6 例
	橋 軸 直 角 方 向	0.23 ~ 0.30	4 例
小判型断面(橋軸方向)		0.26 ~ 0.31	3 例

4.3 安全の検討

4.3.1 許容応力度による安全の検討

許容応力度による安全の検討は、2.4.1による。

4.3.2 靱性を考慮した安全の検討

靱性を考慮した安全の検討は、5.1による。

5 章 靱性を考慮した安全の検討

5.1 判定条件

橋脚を1質点系モデルに置きかえて、橋脚天端における変位をもとに定義した塑性率 μ_{khd} 、橋脚断面の終局曲げモーメント M_u および終局せん断力 S_u を求め、これらがつぎの条件を同時に満足するとき、その橋脚は安全であると判断する。

$$M^* \leq \frac{M_u}{r} \dots\dots\dots (5.1.1)$$

$$S_u \leq 1.2 \cdot \frac{M_u}{H} \dots\dots\dots (5.1.2)$$

$$\mu_{khd} \leq \mu_a \dots\dots\dots (5.1.3)$$

ここに、

M^* : 震度 K_H の地震によって生ずる曲げモーメント M_{kh} (2章)、または震度 K_{Hm} の地震によって生ずる曲げモーメント M_{khm} (3章)、または弾性応答解析によって得られる曲げモーメント Me_1 (初期剛性考慮) または Me_2 (降伏時剛性考慮) (4章)。

M_u : 終局曲げモーメント (t・m)

S_u : 終局せん断力 (t)

r : 安全係数

H : 橋脚 (橋台) 高さ (m)

μ_{khd} : 震度 K_{Hd} の地震における変位塑性率。ただし、 K_{Hd} は基準水平震度 K_0 を0.3とし、地域係数および地盤の特性を考慮して求めた値を標準とする。

μ_a : 許容変位塑性率。変位塑性率の $\frac{1}{3}$ 程度を標準とする。

(解説) 震度法、修正震度法および弾性応答解析法のそれぞれにもとづく設計 (2章、3章および4章) においては、許容応力度による安全の検討に加えて、靱性を考慮した安全の検討を行なうこととしているが、本章は後者についての具体的な方法を示すものである。

式 (5.1.1) ~ 式 (5.1.3) は靱性を考慮した安全の検討に用いる判定式であるが、この設計法 (案) が意図している靱性の照査、すなわちある地震動のもとで橋脚の主鉄筋が降伏点をこえてからもある範囲内では脆性的な破壊を生ずることなく変形しうような「ねばり強さ」を付与することを目的とする安全の照査は、式 (5.1.3) によって行なわれる。式

(5.1.1) および式 (5.1.2) はそれぞれ一定の終局曲げモーメントおよび終局せん断力を確保することを目的とする照査であって、許容応力度による安全の照査とともに部材強度の照査に類するものであるが、これらの値は式 (5.1.3) の計算過程において得られるものであるところから、便宜的に式 (5.1.3) による照査と一括して行なうこととしたものである。これら3つの判定式の計算に必要な断面力、塑性率などの計算方法は、5.2に示されている。

式(5.1.1)～式(5.1.3)による安全の照査は、橋脚の1質点系モデルによる解析を基調としている。橋脚を1質点系モデルに置きかえる方法は、橋脚躯体の質量効果に比べ上部構造の質量効果が支配的である場合に適用できるもので、上部構造が連続げた構造で、かつその支承が多く、橋脚で固定支承であるか、もしくは可動支承であっても十分な移動制限装置を有し、さらに両橋台が剛でしかも少なくともけたの一端は橋台上の固定支承に連結されている場合の橋軸方向に関する橋脚躯体の挙動の検討、長大支間橋梁の橋脚や超高橋脚の挙動の検討などには適用できない。ラーメン構造の橋脚に対しては、5.2に示す諸量の計算のうち変位を求める式(5.2.6)の代りにその構造系に応じた算式を用いることにより、ここに示す検討方法を準用することができる。

1質点系のモデルを用いる方法は一種の近似解法ではあるが、高さ22mの独立柱橋脚について1質点および多質点系の弾塑性応答解析を行なった結果(図-5.1.1参照)によれば、この程度の規模の橋脚では1質点系モデルでも十分な近似となり得ることが確認されている。

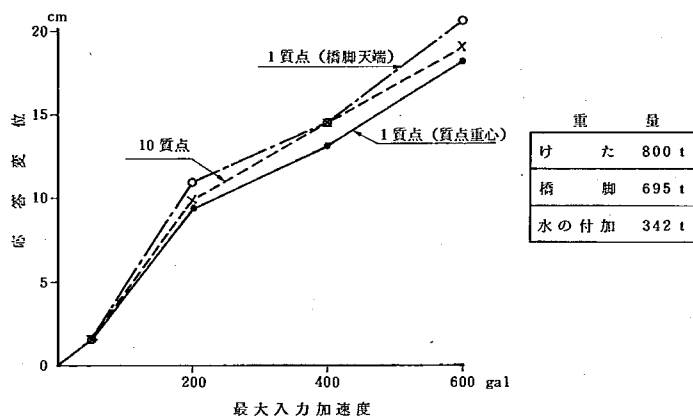


図-5.1.1 応答変位の比較
(H=22m 小判型橋脚、橋軸方向)
(地震波 El-centro (N-S))

厳密にいうと、1質点系モデルによる応答変位は質量重心位置における値であり、橋脚の変位は振動モードを考慮する必要がある。振動モードとして便宜的に多質点系弾性応答解析の1次モードを考えると、橋脚天端の変位は質量重心における値の1.1～1.2倍となる。

独立柱橋脚では付録I-(6)に示したように基礎のロッキングが振動特性に大きな影響をおよぼすが、回転バネの非線形性減衰などについては不明な点が多い。基礎固定として検討した場合、基礎のロッキングを考慮する場合より安全側になることが多いと思われる。

式(5.1.1)において、終局曲げモーメントに対して考慮する安全係数 r の値は、当面は1.0以上の適当な数値を設計者において適宜定めることが必要である。

なお、この章に示す靱性を考慮した安全の検討の計算方法の詳細を定めるために行なった解析的検討を付録Ⅱに示す。

5.2 計算法

5.2.1 靱性を考慮した安全の検討に用いる水平震度

水平震度は、構造物建設地点の地域および地盤の種別を考慮して次式により定める。

$$K_{Hd} = d_1 \cdot d_2 \cdot K_0 \quad \text{.....(5.2.1)}$$

ここに、

K_{Hd} : 靱性を考慮した安全の検討に用いる水平震度。

d_1 : 地域係数。図-2.1.1による。

d_2 : 地盤別補正係数。表-2.1.1による。

K_0 : 標準の水平震度。 $K_0 = 0.3$ を標準とする。

(解説) 靱性を考慮した安全の検討では、橋脚の変形の限度を確かめることが目的であるので、水平震度 K_{Hd} の値は震度法や修正震度法で用いる設計水平震度より若干大きな値とするのが適当である。ここでは、標準の水平震度として $K_0 = 0.3$ を考慮することにした。

5.2.2 変位塑性率の計算

変位塑性率は次式により求める。

$$\mu_{khd} = \frac{10 \cdot \delta_{0.1} \cdot K_{Hd}}{\delta_y} \quad \text{.....(5.2.2)}$$

ここに、

μ_{khd} : 水平震度 K_{Hd} の地震における変位塑性率

$\delta_{0.1}$: 水平震度0.1に対応する最大応答変位 (cm)

K_{Hd} : 靱性を考慮した安全の検討に用いる水平震度

δ_y : 鉄筋降伏時の橋脚天端の変位 (cm)

水平震度0.1に対応する最大応答変位は、図-5.2.1より求める。図-5.2.1を用いるにあたって必要となる等価固有周期は、次式により求める。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \quad \text{.....(5.2.3)}$$

ここに、

T : 等価固有周期 (秒)

W : モデルの質点重量 (t)

K : 等価剛性 (t/m)。5.2.3による。

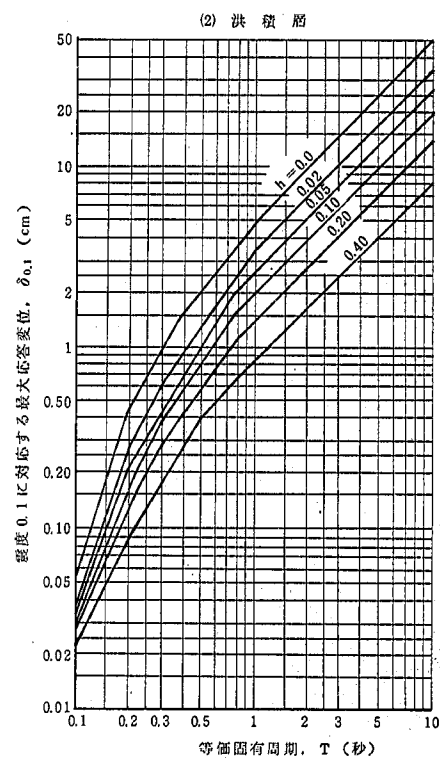
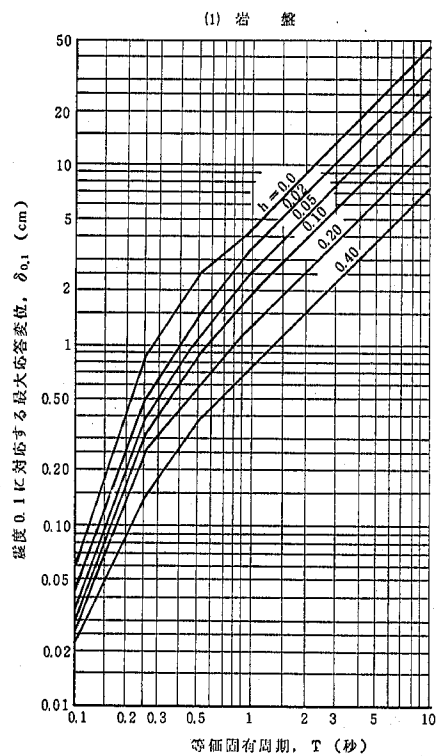


図-5.2.1 震度 0.1 に対応する平均応答スペクトル曲線

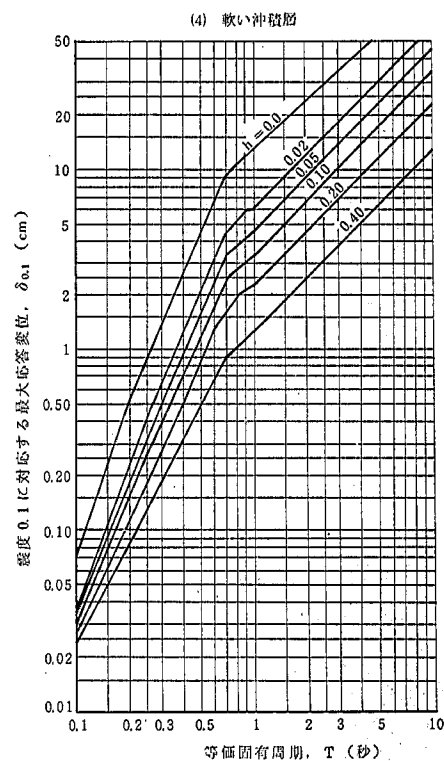
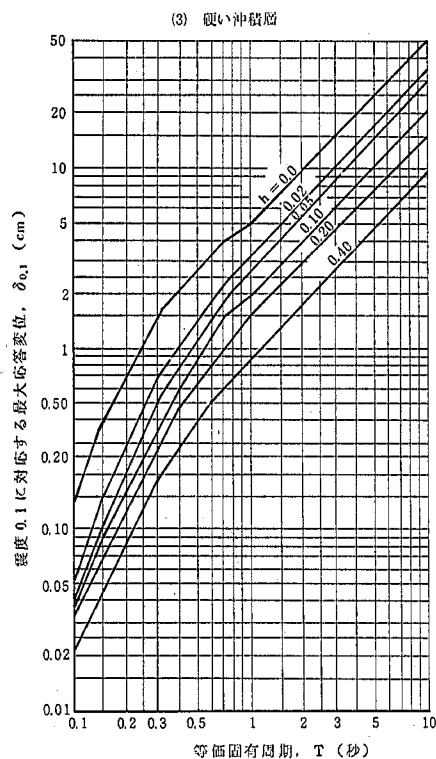


図-5.2.1 震度 0.1 に対応する平均応答スペクトル曲線 (つづき)

g : 重力の加速度 (9.8 m/秒²)

π : 円周率 (3.14)

モデルの質点重量は、次式により求める。

$$W = 0.3 W_p + W_u \quad \dots\dots\dots (5.2.4)$$

ここに、

W : モデルの質点重量 (t)

W_p : 橋脚躯体の重量 (t)

W_u : 上部構造の重量 (t)

減衰定数は、次式により求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}} \right) \quad \dots\dots\dots (5.2.5)$$

ここに、

h : 減衰定数

μ_a : 許容変位塑性率。変位靱性率(終局変位と降伏変位との比)の $\frac{1}{3}$ 程度を標準とする。
(解説) 部材の変形性能(ねばり強さ)を表わす一つの指標として靱性率をとることができ
る。ここでは、終局変位と降伏変位との比である変位靱性率を考えることにした。地震な
どの外力の作用によって生ずる変位と降伏変位との比を変位塑性率ということにする
と、変位塑性率は変位靱性率の最大値であることになる。設計に当っては変位靱性率
より小さなある変位塑性率を許容変位塑性率として設定するのがよい。参考までに、
既往の橋脚についてコンクリートの終局圧縮ひずみを0.35%と仮定して計算した靱性率
の一例を表-5.2.1に示す。ただし、実験⁷⁾によれば繰返し荷重下では靱性率が計算値よ
り低下する傾向があるので、許容変位塑性率は靱性率の計算値の $\frac{1}{3}$ 程度とし、さらに帯鉄
筋量が少ないとこの靱性率の低下が大きくなることが認められているので帯鉄筋比を0.2
%以上とするのが安全である。

表-5.2.1 既往の橋脚における靱性率の一例(計算値)

橋 脚 の 種 類		曲げ変形とフーチングからの鉄筋の伸出しを考慮して計算した橋脚天端の水平変位をもとに定義した靱性率	備 考
中 実 円 形 断 面		6.4 ~ 8.1	6 例
中 空 円 形 断 面		5.8 ~ 6.8	6 例
角 断 面 2 柱 式	(橋 軸 方 向)	5.6 ~ 10.5	6 例
	(橋軸直角方向)	5.7 ~ 8.6	4 例
小 判 型 断 面 (橋軸方向)		5.3 ~ 7.3	3 例

減衰定数を求めるための式 (5.2.5) は、実験の結果⁹⁾を参考にして定めた。

式 (5.2.2) 中の水平震度 0.1 に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求めるための図-5.2.1 は、わが国で発生した比較的大きい地震による水平方向の地震加速度記録 44 成分 (20 gal 以上) にもとづく平均応答スペクトル曲線 (1974 年)³⁾ を用い、周期～最大加速度の関係を周期～最大応答変位の関係に変換して得たものである。なお、修正震度法にもとづく設計 (3 章) において設計水平震度の算定に用いる補正係数 d_4 (図-3.1.1) も同一の地震加速度記録にもとづいているが、これは設計の便利のために、原資料に工学的判断を加えて単純化されたものである。

5.2.3 等価剛性および終局モーメントの計算

橋脚天端に水平力を作用させたときの水平力と天端変位との関係は、一般に図-5.2.2 のようである。同図において変位 $\mu_a \cdot \delta_y$ に対する割線剛性 (直線 $\overline{OC}$ の勾配) を等価剛性とする。

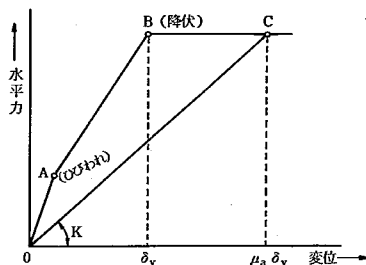


図-5.2.2 橋脚天端における水平力と変位との関係

橋脚天端に水平力を与えて、次式より天端変位 δ を求める。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad \dots\dots\dots (5.2.6)$$

ここに、

δ : 橋脚躯体天端の水平変位 (cm)

δ_1 : 橋脚躯体の弾塑性曲げ変形にともなう橋脚天端の変位 (cm)

δ_2 : フーチングからの鉄筋の伸出しによる躯体の回転にともなう変位 (cm)

1) δ_1 の計算

i) コンクリートの応力～ひずみ関係 (図-5.2.3), 鉄筋の応力～ひずみ関係 (図-5.2.4) を仮定する。

ii) 橋脚を高き方向に m 分割し、各断面について $M \sim \phi$ 関係 (M : 曲げモーメント, ϕ : 曲率) を計算する。各断面は n 分割し、各微小面積内で応力度およびひずみは一定とし、平

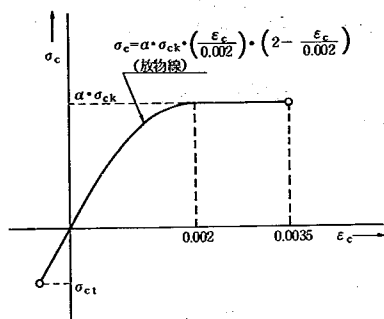


図-5.2.3 コンクリートの応力～ひずみの関係の仮定

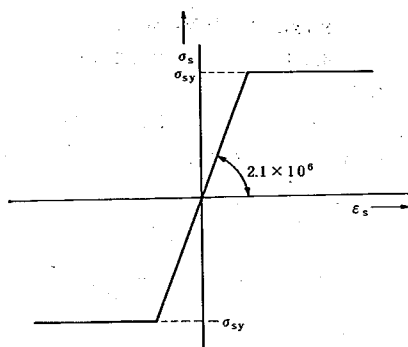


図-5.2.4 鉄筋の応力～ひずみ関係の仮定

面保持を仮定して各要素のひずみを求め、1)の仮定によって応力度を求め、次式を満足する中立軸位置、曲率を試算によって求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot dA_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot dA_{si} \quad (5.2.7)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot dA_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot x_i \cdot dA_{si} \quad (5.2.8)$$

ここに、

N : 各断面に作用する軸力 (kg)

M : 各断面に作用する曲げモーメント (kg · cm)

σ_{ci} , σ_{si} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度 (kg/cm²)

dA_{ci} , dA_{si} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積 (cm²)

x_i : 各要素内のコンクリートまたは鉄筋までの中立軸からの距離 (cm)

n : 断面の微小要素への分割数

iii) 橋脚天端の変位 δ_i を次式より求める。

$$\delta_i = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot dy_i \quad (5.2.9)$$

ここに、

δ_i : 橋脚躯体の弾塑性変形にともなう天端の水平変位 (cm)

ϕ_i , ϕ_{i-1} : 橋脚天端から数えて第 i 番目および第 $i-1$ 番目の断面における曲率

(1/cm)。式 (5.2.7) および (5.2.8) より求まる $M \sim \phi$ 曲線より求める。

y_i, y_{i-1} : 橋脚天端から数えて第 i 番目および第 $i-1$ 番目の断面までの距離 (cm)

dy_i : 橋脚天端から数えて第 $i-1$ 番目の断面と第 i 番目の断面との間の距離 (cm)

2) δ_2 の計算

- i) 躯体底面位置における鉄筋のひずみ値から図-5.2.5 より平均付着応力度を求める。
- ii) 躯体底面の回転角を次式より求める (図-5.2.6 参照)。

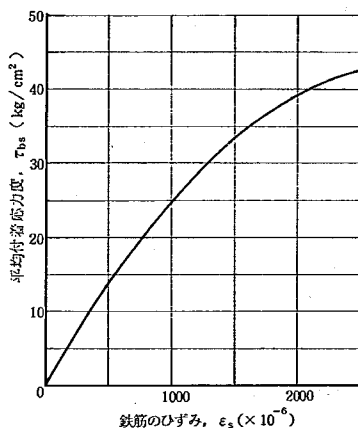


図-5.2.5 平均付着応力度

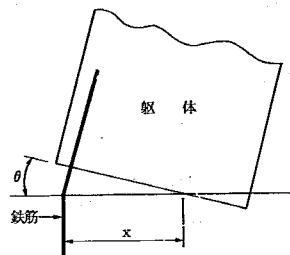


図-5.2.6 フーチングからの鉄筋伸出による躯体の回転

$$\theta = \frac{A_s \cdot \epsilon_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs} \cdot x} \quad \dots\dots\dots (5.2.10)$$

ここに,

θ : 躯体の回転角 (rad)

A_s : 鉄筋の断面積 (cm²)

U : 鉄筋の周長 (cm)

ϵ_s, σ_s : 躯体底面位置における鉄筋のひずみ (単位なし) および応力度 (kg/cm²)

τ_{bs} : 平均付着応力度 (kg/cm²)。図-5.2.5 による。

x : 中立軸から鉄筋までの距離 (cm)

- iii) 橋脚天端の変位 δ_2 を, 次式より求める。

$$\delta_2 = \theta \cdot H \quad \dots\dots\dots (5.2.11)$$

ここに,

δ_2 : 橋脚底面の回転による天端の水平変位 (cm)

θ : 躯体の回転角 (rad)

H : 橋脚高さ (cm)

変位塑性率 μ_{khd} の計算に必要な降伏変位 δ_y は、上記の逐次計算過程において鉄筋降伏点に対応する点までの $M-\phi$ 曲線より、また終局曲げモーメント M_u はコンクリートの終局ひずみに対応する点までの $M-\phi$ 曲線より、それぞれ求めることができる。

(解説) 図-5.2.2 は、橋脚天端に水平力を作用させたときの水平力と天端変位との関係を模式的に示したものである。水平力が小さい段階では水平力と変位とはほぼ直線関係をなす。水平力が大きくなってコンクリートの引張部にひびわれが入ると、剛性が低下して直線は折れ曲がる。さらに水平力が大きくなって鉄筋が降伏すると剛性がさらに低下して直線は再度折れ曲がりほぼ横軸と平行になる。直線の折れ曲がる点に図-5.2.2 には記号 A, B を付したが、ここで点 B に対応する変位を降伏変位と定義し、さらに等価剛性を考えるための点 C を定める方法として、点 C の変位をこの降伏変位の μ_a 倍とする方法を探った。

図-5.2.3 および図-5.2.4 に示したコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線は、既往の文献¹⁰⁾を参考にして定めた。橋脚断面の終局状態を支配するのは一般にコンクリートの終局圧縮ひずみであるので、図-5.2.4 の鉄筋の応力-ひずみ関係の仮定には終局ひずみの値を記入していない。コンクリートの終局ひずみの値は既往の研究¹¹⁾を参考にして 0.35 % と仮定した。部材の弾塑性計算を行なう場合、コンクリートの圧縮部のひずみが 0.35 % に達するときの曲げモーメントを終局曲げモーメント、このときの変位を終局変位と呼ぶことにする。

コンクリートの材料強度の低減係数 α は、当面は 0.7 ~ 1.0 程度の範囲で適当に定めるものとする。

式 (5.2.10) は、つぎのような考えにもとづいて導かれた。フーチング上端面における鉄筋の応力度を σ_s (kg/cm^2)、そこから下側 C (cm) の位置で鉄筋の応力度が 0 であるとし、その間の応力分布を図-5.2.7 のように直線分布と仮定する。鉄筋の断面積を A_s (cm^2)、周長を U (cm)、区間 C の部分の平均付着応力度を τ_{bs} (kg/cm^2) とすると、力の釣合から次式を得る。

$$C = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs}} \quad (5.2.12)$$

フーチング上端面における鉄筋のひずみを ϵ_s とすると、区間 C における平均のひずみは $\frac{\epsilon_s}{2}$ と考えられるから、フーチング上端面における鉄筋の伸び量 η (cm) は次式より求まる。

$$\eta = \frac{\epsilon_s}{2} \cdot C \quad (5.2.13)$$

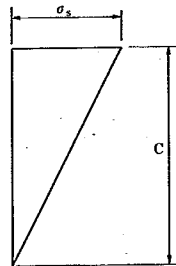


図-5.2.7 鉄筋応力分布の仮定

既往の研究¹²⁾を参考にし、繰返し荷重を受ける場合の鉄筋の伸び量として静的荷重を

受ける場合の2倍を考慮にすると、

$$\eta = \varepsilon_s \cdot C \quad \dots\dots\dots (5.2.14)$$

図-5.2.6より、橋脚躯体の回転角 θ (rad) は次式より求まる。

$$\theta = \frac{\eta}{x} \quad \dots\dots\dots (5.2.15)$$

式(5.2.12)および(5.2.14)を式(5.2.15)に代入すれば、式(5.2.10)を得る。

図-5.2.5は既往の研究¹³⁾より引用した。

5.2.4 終局せん断力の計算

終局せん断力は、次式より求める。

$$S_u = \frac{A_v \cdot \sigma_{sy} \cdot z}{s} \quad \dots\dots\dots (5.2.16)$$

ここに、

S_u : 終局せん断力 (kg)

A_v : 区間 s における帯鉄筋の総断面積 (cm^2)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm^2)

z : コンクリートの圧縮部に作用する圧縮力の作用位置と鉄筋位置との間の距離 (cm)

s : 横方向鉄筋の間隔 (cm)

6章 構造細目

6.1 一般構造細目

6.1.1 鉄筋の定着

(1) 橋脚の軸方向鉄筋をフーチング内に定着する場合は、鉄筋の定着機能を満足するほか、部材と部材との連結機能をも満足するように配慮する。

(2) 橋脚躯体の中間部において鉄筋を定着する場合には、定着した鉄筋の端部付近のコンクリートに有害なひびわれが生じないように配慮する。

(解説) 現行の設計指針等⁴⁾に示されている定着の計算方法は、鉄筋コンクリート内での定着が破壊する際、図-6.1.1(1)に示すように鉄筋表面においてコンクリートと鉄筋との付着が

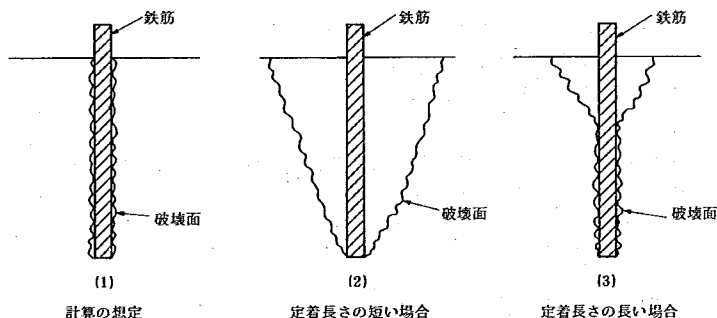


図 6.1.1 定着破壊の形式

破壊することを想定した計算式になっている。しかし、実験によれば、定着長さが短い場合には図-6.1.1(2)に示すようにコンクリート内に円錐形の引張破壊面を生じ、定着長さが長い場合には図-6.1.1(3)に示すように鉄筋表面の破壊と円錐状の破壊とが複合された形式の破壊を生ずることが認められている。

また、橋脚躯体の軸方向鉄筋をフーチング内に定着する場合には、複数の鉄筋が互いに隣接して定着されることになるため、相互干渉の影響により鉄筋一本あたりの定着効率が低下することが考えられる。

フーチング内への鉄筋の定着に関しては、以上のようなことを勘案のうえ、鉄筋の十分な定着効果を得ることはもちろん、橋脚躯体およびフーチング両部材の連結機能をも満足するように、定着部の予想される破壊形式に応じて必要な補強を行なうことが重要である。

橋脚躯体の中間部において鉄筋を定着する場合には、鉄筋をとめる点の応力度、横方向鉄筋による補強などに関して適切な配慮を行ない、定着された鉄筋の端部付近のコンクリート

に有害なひびわれが生じないようにしなければならない。

橋脚躯体の中間部で鉄筋を定着する場合、部材の応力度または配筋の状態が下記のいずれかの条件に該当する場合には、定着部コンクリートには有害なひびわれは発生しないと考えるよい。

- 1) 鉄筋をとめる点でのせん断応力度 τ が次式で与えられる τ_0 以下となる点まで鉄筋が延長されている場合。

$$\tau_0 = \frac{2}{3} \cdot \left(0.53 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} + \frac{A_v \cdot \sigma_{sa}}{b \cdot s} \right) \quad (6.1.1)$$

ここに、

τ_0 : 鉄筋をとめる断面における許容せん断応力度 (kg/cm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

A_v : 区間 s に配置された横方向鉄筋の断面積 (cm²)

σ_{sa} : 横方向鉄筋の許容応力度 (kg/cm²)。表-2.4.2による。

b : 橋脚躯体の最小横寸法 (cm)

s : 横方向鉄筋の間隔 (cm)

- 2) 鉄筋定着部に橋脚躯体の最小横寸法の $\frac{3}{4}$ 以上の範囲にわたり次式で示される量以上の横方向鉄筋が配置されている場合。

$$A_v = \frac{4 \cdot b \cdot s}{\sigma_{sa}} \quad (6.1.2)$$

ただし、その間隔は $\frac{b}{8\beta_0}$ 以下とする。

ここに、

A_v : 区間 s に配置された横方向鉄筋の断面積 (cm²)

s : 横方向鉄筋の間隔 (cm)

σ_{sa} : 横方向鉄筋の許容応力度 (kg/cm²)。表-2.4.2による。

b : 橋脚躯体の最小横寸法 (cm)

β_0 : とめた鉄筋の断面積の全鉄筋断面積に対する比。

- 3) 鉄筋をとめた点で曲げ応力度を受けるのに必要な鉄筋量の2倍の延長鉄筋が配置されており、せん断応力度が $0.40 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}}$ を超えない場合。ここに、 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度 (kg/cm²) である。

6.1.2 鉄筋の継手

- (1) 重ね継手の重ね長さは、次式より求まる ℓ_0 以上とする。

$$\ell_0 = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4 \cdot \tau_{0a}} \quad (6.1.3)$$

ここに、

ℓ_0 : 鉄筋の重ね長さ (cm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

$\tau_{0.2}$: 許容付着応力度 (kg/cm^2)

ϕ : 鉄筋の直径 (cm)

- (2) 重ね継手部には継ぎ鉄筋 1 本の断面積の $\frac{1}{3}$ 以上の断面積をもつ横方向鉄筋を配置して補強する。

(解説) 重ね長さについては、現行の設計指針等⁴⁾における値と同じである。コンクリート部会による実験の結果、鉄筋重ね継手は横方向鉄筋の存在によって繰返し荷重の作用に対するねばり強さが著しく増すことが示された。本文に示す量の横方向鉄筋を配置すれば、地震時の繰返し荷重の作用に対して必要な靱性が確保されるものと考えられる。ただし、橋脚の軸方向鉄筋が 2 段配筋になっている場合の内側の鉄筋には横方向鉄筋を配置しなくてよい。

6.2 独立柱橋脚躯体の配筋

6.2.1 軸方向鉄筋

- (1) コンクリートの圧縮応力度がそのコンクリートの強度から定まる許容応力度に対して著しく小さい場合、軸方向鉄筋は、直径 12 mm 以上、その断面積はコンクリート全断面積の 0.05 % 以上とするのがよい。
- (2) 設計を震度法または修正震度法にもとづく方法で行なう場合で、軸方向鉄筋を躯体中間部で定着する場合、応力度の算定における作用モーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法または修正震度法によって求めた値とし、上部構造水平力作用位置における値を 0 とし、その中間部を直線変化とする。

(解説) 高さ 19.5 m の橋脚を図-6.2.1 のようにモデル化し、El-Centro 地震波 (N-S) を入力して弾塑性応答解析を行なった結果によれば、橋脚の高さ方向に等分布の震度を考慮したときの最大応答曲げモーメントは、図-6.2.2 に示すように静的解析による場合に比べて直線分布に近い分布となっている。また、日本建築学会の鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針¹⁴⁾には、設計曲げモーメントは直線分布することが規定されている。これらを勘案して、独立柱形式橋脚の設計を震度法または修正震度法にもとづく方法に

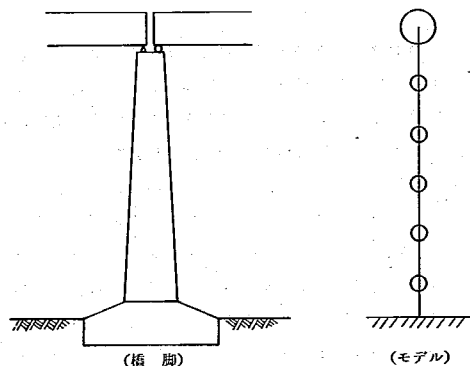


図-6.2.1 多質点系モデル

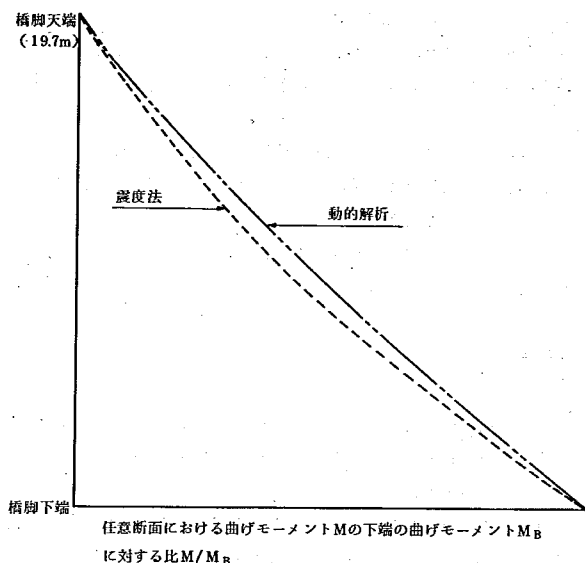


図-6.2.2 モーメント分布の比較 (H=22m 小判型橋脚, 橋軸方向)

よって行なう場合の設計曲げモーメントは直線分布と考えることとした。

6.2.2 横方向鉄筋

- (1) 帯鉄筋またはつなぎ鉄筋は、一般に直径12mm以上、その間隔は30cm以下で、かつ、軸方向鉄筋直径の24倍以下とする。

コンクリートの圧縮応力度がそのコンクリートの強度から定まる許容応力度に対して著しく小さい場合、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋は、直径12mm以上、その間隔は60cm以下とし、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋による軸方向鉄筋の支持間隔は、橋脚躯体の最小横寸法以下で、かつ、軸方向鉄筋直径の45倍以下とする。

- (2) 橋脚躯体の横方向鉄筋の配置間隔は、フーチング上面より上下にそれぞれ躯体最大横寸法に等しい区間においては、前(1)項の $\frac{1}{2}$ 以下とする。

(解説) 独立柱橋脚は一般にフーチングとの接合部が曲げ降伏を起し、塑性ヒンジを形成して大きな変形エネルギーを吸収した後破壊する。この塑性ヒンジの靱性を高めるために、他の部分より多くの横方向鉄筋を配置する必要がある。なお、橋脚躯体の中間部で軸方向鉄筋を定着する場合には、その位置で鉄筋断面積が不連続に減少し抵抗モーメントが減少することにより、その部分の鉄筋が降伏するおそれがある。その場合には本項に準じて横方向鉄筋を密に配置するのがよい。一般に、横方向鉄筋比を0.2%以上とすれば所要の靱性が確保される。

ものと考えてよい。

6.3 橋脚頭部の設計

6.3.1 落橋防止構造

- (1) 可動支承部には、地震時に上巻が下巻から逸脱しないように移動制限装置を設けるのを原則とする。

移動制限距離は、温度変化によるけたの移動量、けたの活荷重によるたわみにもなう移動量、施工誤差に対する余裕量の合計に 20 mm を加えた値とする。ただし、支承と離れて別に移動制限装置を設けるときはこの限りではない。

移動制限装置の設計に用いる設計水平震度は、式 (2.1.1) または式 (3.1.1) で求めた値の 50% 増以上とする。

- (2) けた端部においては、つぎのいずれかの処置を施すものとする。

- 1) 躯体天端の縁端と支承縁端との間の距離を十分に取る。橋のけた端が置かれる橋脚・橋台躯体天端においては、橋軸方向の支承縁端と躯体天端縁端との距離 S (cm) は、つぎに示す値以上とするのがよい。

$$\text{けたの支間長 } 100 \text{ m 以下のとき: } S = 20 + 0.5 \cdot \ell$$

$$\text{けたの支間長 } 100 \text{ m 以上のとき: } S = 30 + 0.4 \cdot \ell$$

ここに、

ℓ : けたの支間長 (m)

とくに重要な橋で、4 種地盤 (表-2.1.1) のところはでは、 $S \geq 35 \text{ cm}$ とするのがよい。

- 2) けた間連結装置を設ける。

隣接するけたの支承の一方または両方が可動の場合は、連結装置には前(1)項のような可動距離を設ける。両方の支承が固定の場合は、連結装置は活荷重によるけたの回転を拘束するように、構造細目において配慮する必要がある。

(解説) 落橋防止構造の考え方は、道路橋耐震設計指針³⁾のそれと同じである。

6.3.2 けた座の設計

- (1) 地震による水平力によってけた座に生ずるせん断力に対して、以下の各項に従って所要の鉄筋を配置する。ただし、一般にけた座の寸法がつぎに示す値以上の場合には、水平せん断力に対する鉄筋の算定を行わなくてよい (図-6.3.1, 図-6.3.2 参照)。

- 1) 鉄筋コンクリートけたの場合

鉄板沓または合成ゴム沓の場合:

$$\ell < 12 \text{ m の場合: } a = 10 \text{ cm}$$

$$12 \text{ m} \leq \ell < 15 \text{ m の場合: } a = 15 \text{ cm}$$

铸铁省の場合：

$\ell < 15\text{ m}$ の場合： $a = 15\text{ cm}$

$15\text{ m} \leq \ell < 25\text{ m}$ の場合： $a = 20\text{ cm}$

$25\text{ m} \leq \ell$ の場合： $a = 25\text{ cm}$

2) PCげた、合成げたの場合

$15\text{ m} \leq \ell < 20\text{ m}$ の場合： $a = 20\text{ cm}$

$20\text{ m} \leq \ell < 30\text{ m}$ の場合： $a = 25\text{ cm}$

$30\text{ m} \leq \ell < 40\text{ m}$ の場合： $a = 35\text{ cm}$

$40\text{ m} \leq \ell$ の場合： $a = 40\text{ cm}$

3) プレートガーダーの場合

$\ell < 25\text{ m}$ の場合： $a = 20\text{ cm}$

$25\text{ m} \leq \ell$ の場合： $a = 25\text{ cm}$

4) トラスの場合

$a = 30\text{ cm}$

以上において、

ℓ ：けたまたはトラス
の支間長 (m)

橋軸直角方向における脊縁
端からけた座縁端までの距離
 b は、上記の a 以上とする
(図-6.3.3)。

(2) けた座における鉄筋の計算
をしない場合は、つぎの式で
求めたけた座におけるせん断
応力度が表-6.3.1に示す τ_{a1}
の値以下となるようにする。

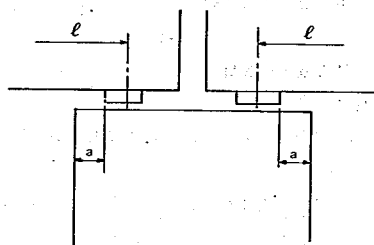


図-6.3.1 a の寸法

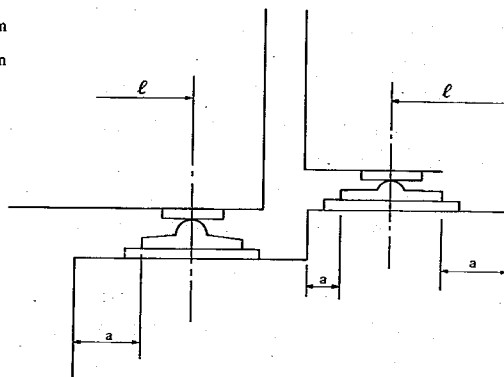


図-6.3.2 a の寸法

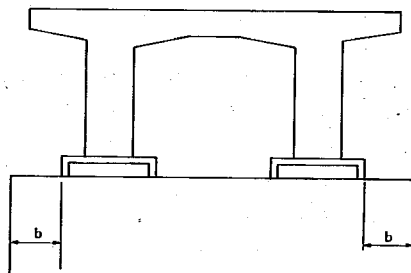


図-6.3.3 b の寸法

$$\tau = \frac{F}{A_r} \dots\dots\dots (6.3.1)$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot x \cdot (2x + 2a + b) \dots\dots\dots (6.3.2)$$

ここに、

τ :せん断応力度 (kg/cm^2)

A_r :水平力によって生ずるせん断破壊面の面積 (cm^2)

F :省に作用する水平力 (kg)。震度法または修正震度法にもとづく設計においては
けた重量×設計水平震度。

x, a, b :図-6.3.4参照。

表-6.3.1 けた座の設計に用いる許容せん断応力度 (kg/cm^2)

	設計基準強度, σ_{ck} (kg/cm^2)			
	180	240	300	400
鉄筋の計算をしない場合, τ_{a1}	2.0	2.3	2.7	3.0
鉄筋の計算をする場合, τ_{a2}	1.7	2.0	2.2	2.4

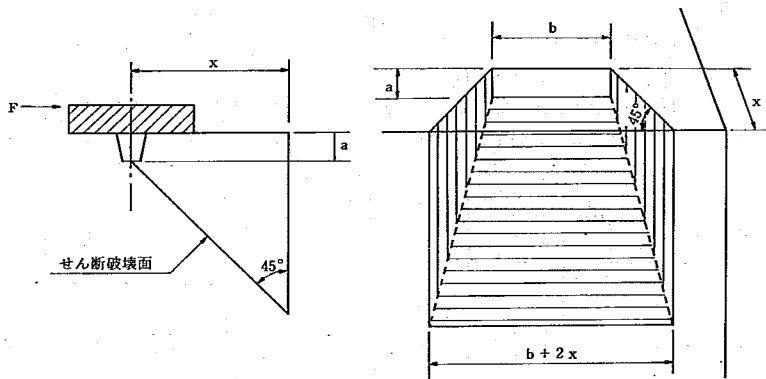


図-6.3.4 けた座のせん断破壊面

鉄筋の計算をつぎの③項によって行なう場合でも、せん断応力度は表-6.3.1に示す τ_{a1} の値を越えないようにする。

斜角けたにおいて、省がけた座に対して図-6.3.5のように配置される場合には、式(6.3.2)の x として x' の値を用いる。ただし、この場合省縁端からけた座までの橋軸方向の

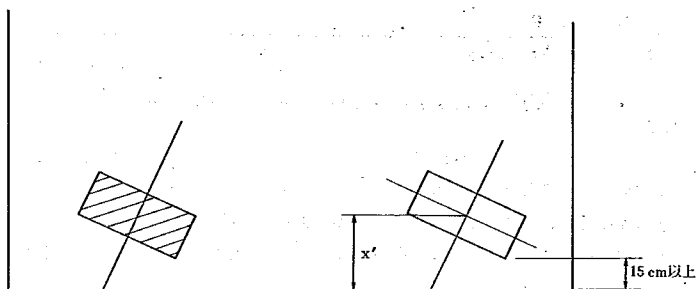


図-6.3.5 斜角げたの沓の配置

最小距離は、一般に15 cm以上とするのがよい。

- (3) せん断応力度が表-6.3.1に示す τ_{sa} の値以下の場合には、本項によって求めた鉛直荷重に対する鉄筋のほか、つぎの(4)項に示す最小鉄筋量を配置するのがよい。

前(2)項で求めたせん断応力度が表-6.3.1に示す τ_{sa} の値をこえる場合には、次式によって鉄筋量の算定を行なう。

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{sa}} \dots\dots\dots (6.3.3)$$

ここに、

A_s : 鉄筋量 (cm^2)

F : 沓に作用する水平力 (kg)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)。表-2.4.2による。

鉛直荷重による支圧力に対する補強鉄筋量は次式によってこれを求め、図-6.3.6に示す

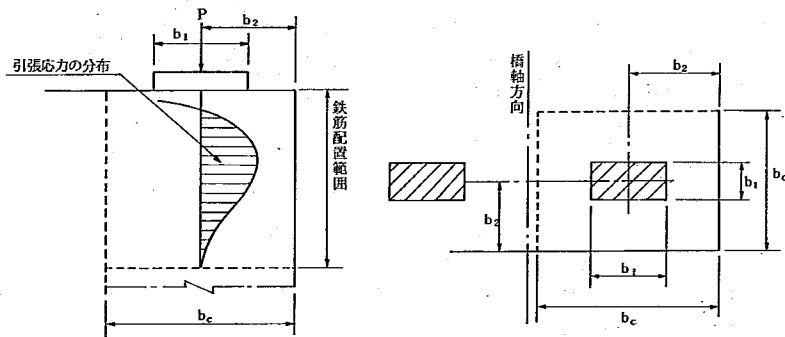


図-6.3.6 支圧力に対する補強鉄筋

範囲に、上部に密に下部に粗に配置する。

$$A_s = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{b_1}{b_c} \right) \frac{P}{\sigma_{sa}} \dots\dots\dots (6.3.4)$$

ここに、

A_s : 鉄筋量 (cm^2)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)。表-2.4.2による。

P : 支圧力 (kg)

b_1 : 支圧力の作用幅 (cm)

b_c : 支圧力の分布幅 (cm)

b_2 : $b_2 = \frac{1}{2} b_c$, $b_2 \leq 5 b_1$ (cm)

(4) けた座の配筋

- 1) けた座に作用する水平せん断力に対する鉄筋は、図-6.3.7に示す範囲に配置し、その範囲外に十分延ばして定着する。

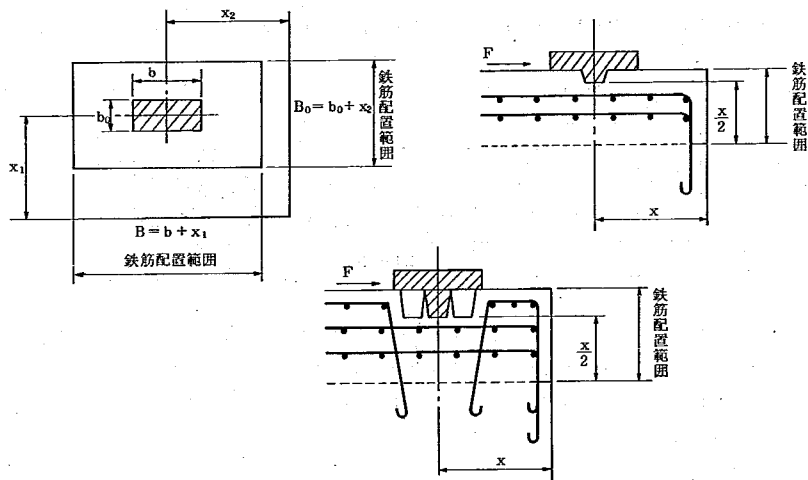


図-6.3.7 けた座の鉄筋配置

- 2) けた座には水平せん断力に対して直径13mm以上の鉄筋を20cm以下の間隔に橋軸方向およびこれと直角方向に配置する。

(解説) けた座の設計の考え方は、国鉄の基準⁸⁾のそれと同じである。

(付 録)

I 耐震設計の基本方針および設計方法の選択に関する参考

(1) 既往の震害例にみる橋脚の被害の傾向¹⁵⁾

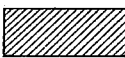
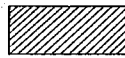
地震の影響を評価する場合、既往の震害例がよい参考となる。橋脚についてその傾向をまとめるとつぎのようである。

- 1) 独立柱橋脚の被害としては、基礎の地盤の不良等による躯体の折損事例、折損にまで至らないがフーチングから鉄筋が抜け出した事例がある。しかし、断面の比較的大きな独立柱橋脚における躯体の被害例は少ない。
- 2) ラーメン橋脚ではラーメン面内において建物の鉄筋コンクリート柱の震害にみられるようなせん断力、靱性不足を主原因とする被害の例がある。
- 3) 橋脚天端の支承部付近の被害はしばしばみられる。

(2) 橋脚の断面形状が耐荷力におよぼす影響

許容応力度法により設計された橋脚の終局曲げモーメント M_u と降伏曲げモーメント M_y との比 (M_u/M_y) の計算値は、表-1.1に示すように断面形状により、また同一断面でもその方

表-1.1 既往の橋脚における M_u/M_y (計算値)

中実円断面 直径 2.5~4.5 m 	中実矩形断面 (1.2~1.8) × (1.5~2.1) m	
		
約 1.4	1.1~1.2	約 1.5

向によって異なる。許容応力度法で設計する場合、部材の M_y に対してはほぼ同一の安全度が保たれるため、 M_u に対する安全度は断面形状や断面の方向によって異なることになる。

なお、米国カリフォルニア州の耐震規定¹⁶⁾では、曲げと軸方向力を受ける柱について断面の長辺に対する短辺の比は0.4以上とすべきことを規定している。

(3) 動的荷重による断面力

一般にラーメン柱では柱の断面は一樣で、軸方向鉄筋量は上下に均一であるため、曲げモーメント分布に対応して応力度も上下端に最大値を生ずるが、独立柱では、下端において曲げモーメントは最大となるが一般に軸方向鉄筋量は曲げモーメント分布に応じて上部ほど減じ、躯体断面も下方に大きくしている場合が多いので、応力度は下端で最大になるとはかぎらない(図-1.1参照)。

震度法では高さ方向に対し設計水平震度を一樣としているが、図-1.2に一例を示すように動的断面力と震度法による断面力との比が橋脚基部よりも中間部もしくは上方において大きく

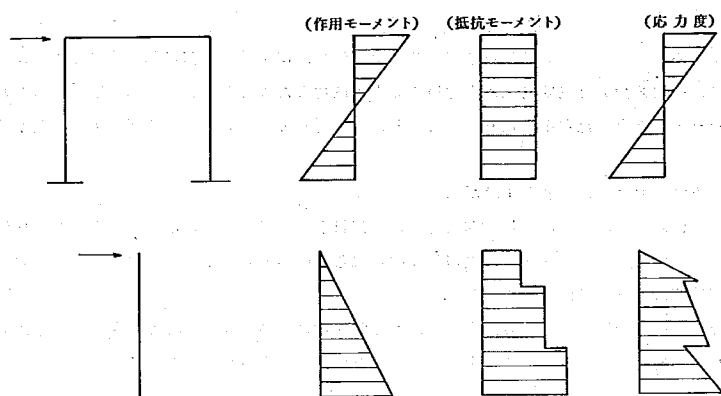
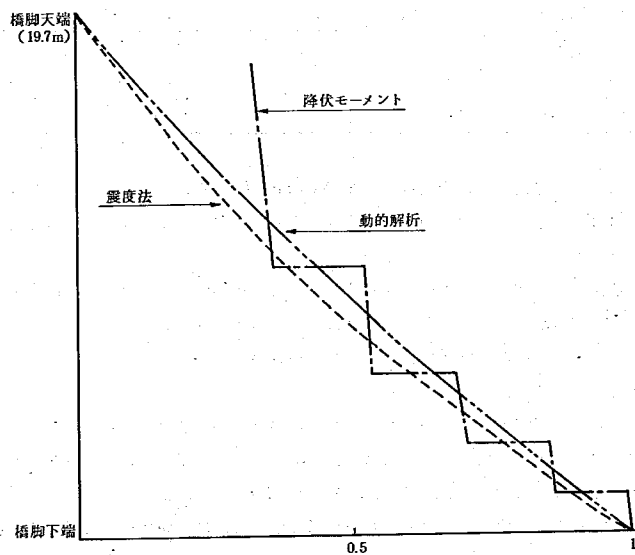


図-1.1 独立柱とラーメン柱



任意断面における曲げモーメント M の下端の曲げモーメント M_b に対する比 M/M_b

図-1.2 曲げモーメント分布の比較
($H = 22$ m 小判型断面橋脚, 橋軸方向)

なることがある。

靱性を高めるために、ラーメン構造では柱の上下端付近に帯鉄筋を密に配置すればよいが、独立柱では動的断面力と主鉄筋配置を考慮すると下端付近だけでなく、軸方向鉄筋を減じたため作用モーメントとの比が1に近くなっている位置に対しても帯鉄筋を密に配置する必要がある。

(4) 既往の橋脚における応力度および配筋上の特徴

橋脚・橋台は、一般に曲げと軸方向力を受ける部材として設計されるが、このような部材は曲げのみを受ける部材とくらべて破壊が脆性的になる傾向があり、その程度は軸方向力の大きさおよび鉄筋の配置状況によって異なる。

既往の道路橋橋脚における軸方向応力度、引張鉄筋比および帯鉄筋比の傾向を建物の柱におけるそれらと対比すると表-1.2 のようで、おおむねつぎのような傾向がある。

表-1.2 既往の橋脚における軸方向応力度、鉄筋比の例

項 目 部 材		死荷重による軸 方向圧縮応力度 (kg/cm ²)	引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)	備 考
橋 脚	中実円形断面	7.5 ~ 12.4	0.30 ~ 0.60	0.05 ~ 0.09	15 例
	中空円形断面	13.5 ~ 22.9	0.54 ~ 0.97	0.21 ~ 0.26	15 例
	角断面 2 柱式	6.3 ~ 9.1	0.36 ~ 1.14	0.10 ~ 0.14	15 例
建 物 の 柱		約 40	0.5 ~ 1.5 ¹⁷⁾	0.2 以上 ⁵⁾	

1) 死荷重による軸方向圧縮応力度は 6 ~ 23 kg/cm² 程度で、応力度のもっとも大きい中空円形断面の場合でも壁の少ない中低層鉄筋コンクリート建物の 1 階における軸方向圧縮応力度約 40 kg/cm² とくらべてかなり小さい。

2) 引張鉄筋比は、中空断面および 2 柱式ラーメンでは建物の柱の場合とほぼ同程度であるが中実円形断面では少なめで、しかも断面が大きなものほど少ない。

3) 帯鉄筋比は建築学会の基準⁵⁾ に比してかなり小さい。

(5) 既往の橋脚における靱性率

部材のねばり強さ（変形性能）を表わす一つの指標として靱性率を考える。靱性率は終局変位（または終局曲率）と降伏変位（または降伏曲率）との比で表わされる。コンクリートの終局圧縮ひずみは一般に 0.25 ~ 0.35% 程度であるといわれている¹¹⁾。コンクリートのひずみが 0.35 % に達する時の変位（または曲率）を終局変位（または終局曲率）と考えることにして靱性率を計算すると表-1.3 のようで、変形性能に関してはおおむねつぎのような傾向がある。

1) コンクリートの終局ひずみの大きさは終局モーメントの値には大きな影響を与えないが、終局曲率（変形）には大きな影響を与える。

表-1.3 既往の橋脚における靱性率の例(計算値)

柱の種別		曲率をもとに定義した靱性率	曲げ変形のみによる橋脚天端の水平変位をもとに定義した靱性率	曲げ変形とフーチングからの鉄筋の伸び出しとを考慮して計算した橋脚天端の水平変位をもとに定義した靱性率	備考	
橋脚	中実円形断面	7.6～9.1	5.8～8.2	6.4～8.1	6例	
	中空円形断面	6.2～7.7	4.9～6.6	5.8～6.8	6例	
	角断面2柱式	(橋軸方向)	11.4～17.9	2.9～6.8	5.6～10.5	6例
		(橋軸直角方向)	6.7～10.0	5.1～8.1	5.7～8.6	4例
	小判型断面(橋軸方向)	8.2～9.4	3.9～7.0	5.3～7.3	3例	
建物の柱		5.4			(文献5)の付2, 構造計算例1の場合	

- 2) 断面が大きくなるほど降伏モーメントおよび終局モーメントは大きくなるが、曲率(変形)は小さくなる。
- 3) ある断面において、軸力が増せば降伏モーメントおよび終局モーメントは増加するが終局曲率は減少する。
- 4) 応答震度、曲げモーメントと曲率、応力度、ひずみとの関係について一例を示すと、図-1.3のようである。コンクリートにひびわれが発生するまではこれらの相関は直線で、ひびわれの発生にともない曲線はやや彎曲し、ひびわれが成長するとはほぼ直線となる。鉄筋が降伏すると再び彎曲し、鉄筋が降伏した後の状態は鉄筋量、軸力の大きさ、断面形状などによって異なる。
- (6) 橋脚の変位におよぼす基礎変位の影響

基礎の回転ばねが独立柱およびラーメン柱の変位におよぼす影響の傾向を示すと図-1.4のようで、地震時における回転ばねの弱化(基部モーメントが大になることによる躯体の弱化および地震による土の弱化)が橋脚の水平変位におよぼす影響はラーメン柱に比して独立柱の場合合わせて大きく、したがって橋脚の振動性状(固有周期、非線型性など)におよぼす影響も独立柱の場合は大きくなる。

また、躯体の剛性と基礎の回転ばねとの比 K の値が大きくなるほど(躯体剛性 EI/l が大きくなるほど、地盤が軟いほど)基礎のロッキングが橋脚躯体のたわみ振動に比して優勢になる。基礎のロッキングの減衰は橋脚躯体のたわみ振動の減衰よりも大きいので、独立柱橋脚のなかでも基礎のロッキングの優勢なもの(K が大)は、たわみ振動の優勢なもの(K が小)よりも減衰が大きくなる傾向がある。

モーメントによる基礎の降伏や破壊が全体の破壊におよぼす影響も、独立柱橋脚の方が大き

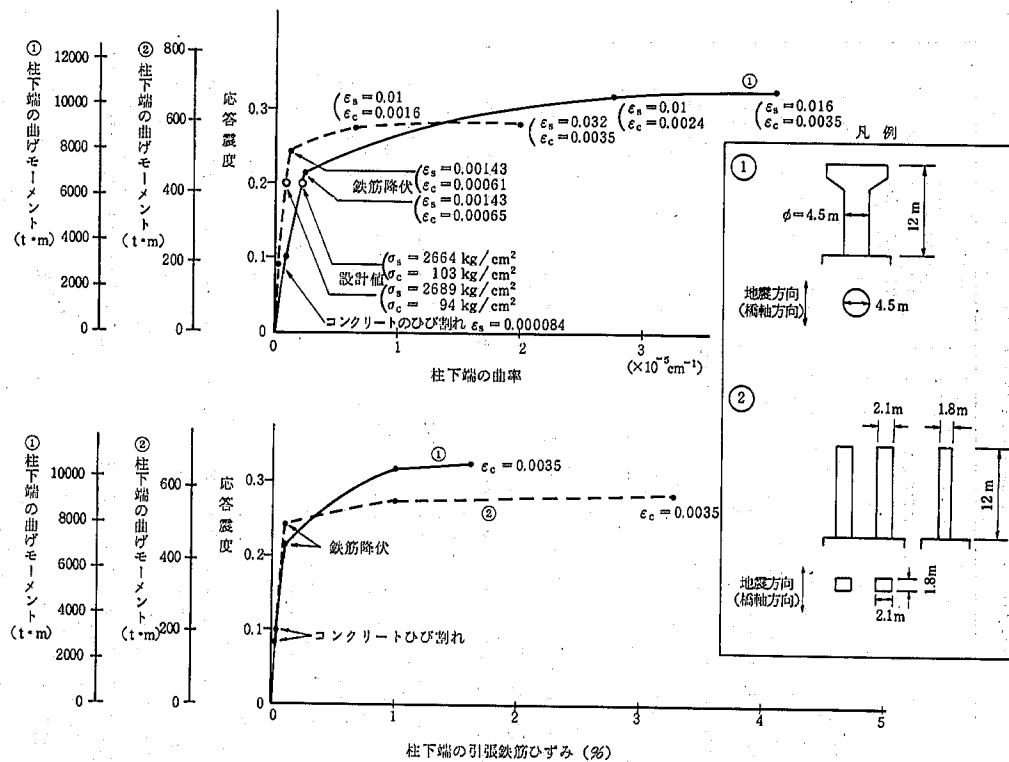


図-1.3 応答震度・曲げモーメントと曲率・応力・ひずみとの関係の1例

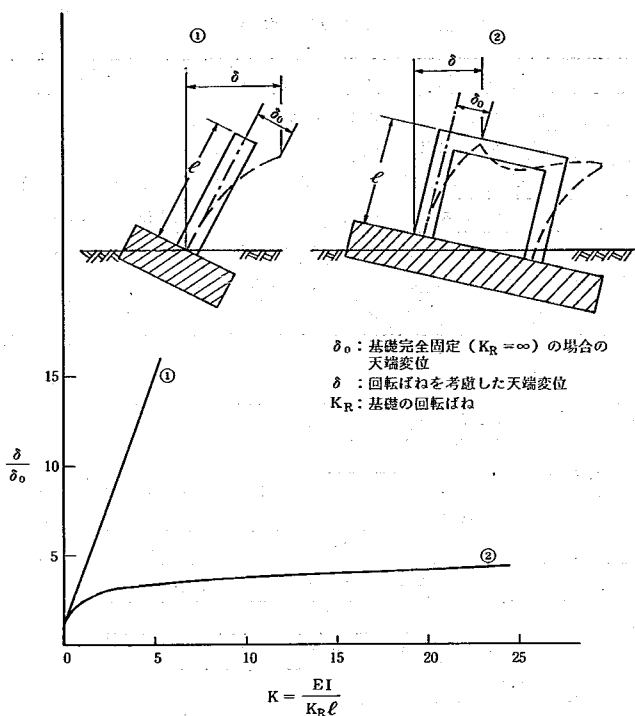


図-1.4 基礎回転が変位におよぼす影響

く、独立柱では基礎の破壊は転倒などの全体の破壊につながるが、ラーメン柱ではたとえ柱の下端のみに塑性ヒンジが形成されたとしても機構（不静定次数+1個の塑性ヒンジが形成された状態）が形成されるまでは全体の破壊には至らない。

II 鉄筋コンクリート独立柱形式橋脚の1質点系モデルによる弾塑性応答解析の一例

(1) 応答解析の条件

靱性を考慮した安全の検討（5章）の計算方法の詳細を定めるために、既往の鉄筋コンクリート独立柱形式橋脚の地震時における弾塑性応答解析を行なった。

表-II.1に示す条件により、鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析を行なった。主として建設省の標準設計から選定した一般に多用される規模の独立柱橋脚4例について、復元力モデルおよび地震入力を与えて弾塑性応答解析を行ない、独立柱橋脚の地震時性状について検討した。

表-Ⅱ.1 応答解析の条件

項	目	内 容
橋 脚 の 種 類	断 面 形 状	矩形 (小判型)
	高 さ (H)	① 7 m, ② 12 m, ③ 15 m, ④ 21 m
復 元 力 モデル	スケルトン曲線	① 曲げ変形のみ, ② 曲げ変形とフーチング鉄筋の伸び
	ヒステリシス曲線	① 武藤氏のモデル, ② 深田氏のモデル
地 震 入 力	地 震 波	① El-Centro (N-S), ② Taft (E-W)
	最大加速度 (α_{max})	① 200 gal, ② 300 gal, ③ 400 gal, ④ 600 gal
	入 力 の 方 向	橋軸方向

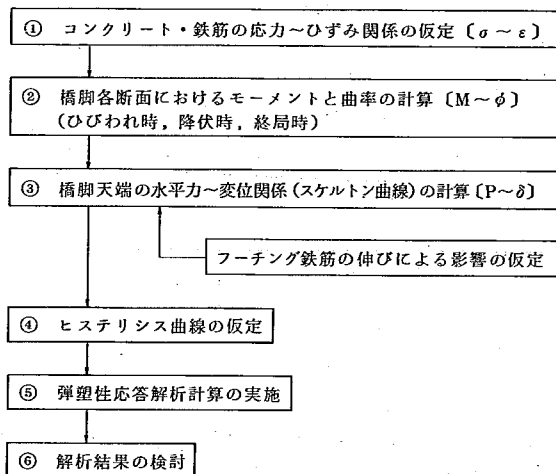


図-Ⅱ.1 応答解析の手順

応答解析は、橋脚を1質点系モデルに置き換え、図-Ⅱ.1に示す手順で行なったが、この手順中、③のスケルトン曲線の設定に際しては、既往の実験結果と照合検討のうえ、計算上の仮定条件を定めた。なお、地震時における橋脚の挙動を正確に把握するためには、基礎および地盤の影響や上部構造からの影響をも考慮する必要があるが、この試算ではこれらの影響は無視し、橋脚躯体自体の挙動にのみ注目することとした。

(2) 復元力モデル

独立柱橋脚に水平力が作用したときの変位は、橋脚躯体の曲げ変形のほかにフーチング内に

定着された引張側鉄筋の伸びによる橋脚躯体底面の回転による変位が加わり、さらにシア・スパン比の小さい橋脚ではせん断変形の影響も無視し得なくなることが考えられるが、ここでは曲げ変形のみを考慮した場合と、曲げ変形およびフーチング鉄筋の伸びを考慮した場合とについて既往の鉄筋コンクリート柱および類似部材についての実験結果との対比検討を行なった。柱頭に作用する水平力と変位との関係について実験値と計算値との対比の一例を図-11.2に示す。このような検討の結果、鉄筋コンクリート独立柱形式橋脚の水平荷重による変位を計算するに当たっては、柱の曲げ変形のほかに少なくとも柱の引張鉄筋のフーチングからの伸出の影響を考慮すべきことが明らかになった。

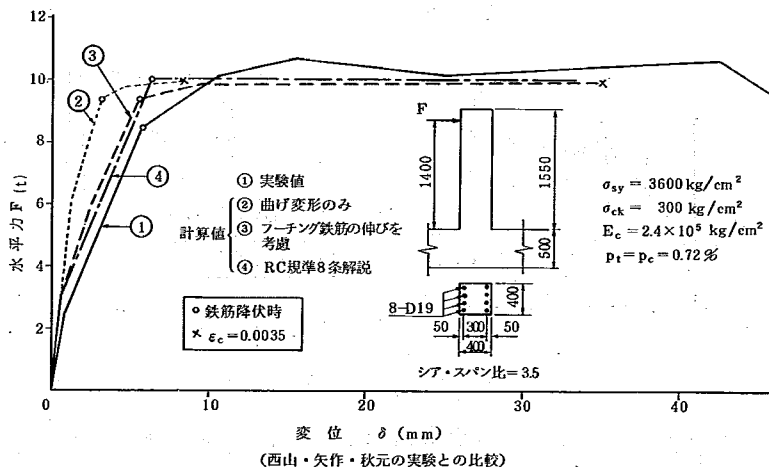


図-11.2 スケルトン曲線の検討

つぎに繰返し荷重下における荷重～変位履歴曲線（ヒステリシス曲線）については、独立柱橋脚に対して定型化されたものがないため、建築関係で提案されている数多くのモデルの中から武藤氏提案のモデルおよび深田氏提案のモデルの2種を選定し、両者について計算を行なった。

(3) 弾塑性応答解析結果

解析結果は、解析を行なった条件のおおのについて、橋脚天端に作用する慣性力と変位との関係を、図-11.3および図-11.4の形にまとめた。これら解析結果全体を整理すると、図-11.5、図-11.6のようである。これから、一般的な中小規模の独立柱形式鉄筋コンクリート橋脚の地震時性状について、つぎのような傾向がみられる。

- 1) 背の高い橋脚の方が背の低いものよりも初期周期が大きく応答スペクトルが小さくなるため、同一の最大加速度において背の高い橋脚ほど応答塑性率は小さくなる。

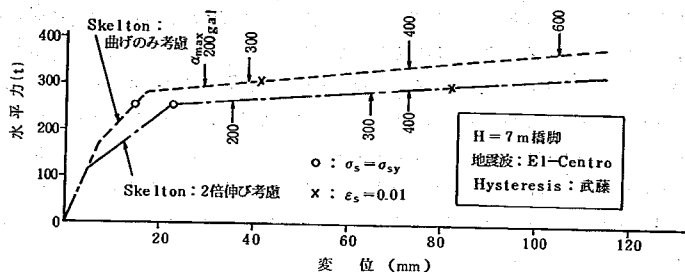


図 - II.3 解析結果の一例

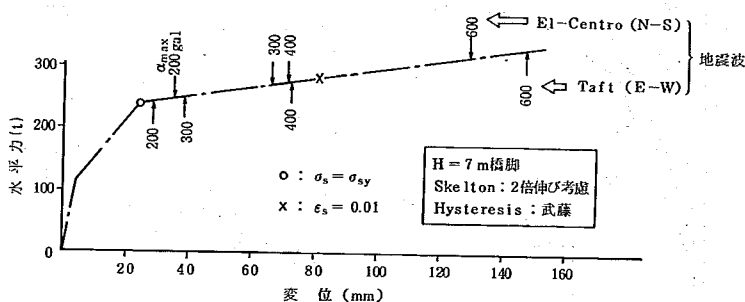


図 - II.4 解析結果の一例

2) フーチングからの鉄筋伸出しが橋脚の変位に与える影響は、背の低い橋脚ほど大きい。鉄筋の伸出しにより応答変位は大きくなるが塑性率は小さくなる。

3) 橋脚に降伏点変位を生ずるのは、最大加速度 200gal 前後においてである。最大加速度 300gal において塑性率 (μ) はとくに背の低い場合 ($H = 7\text{ m}$) は $\mu > 2$ となる場合もあるが一般には $\mu < 2$ である。

塑性率が 3 に達する加速度は、フーチング内の鉄筋の伸びをも考えた場合、 $H = 7\text{ m}$ では約 300gal、 $H = 15\text{ m}$ では約 600gal である。

この解析では、橋脚はフーチング底面で固定されているものとし、フーチングのロッキングの影響を考えなかったが、特に背の低い剛な橋脚ではその影響が大きい。一般に基礎のロッキングを考えると周期が伸びるので、1) に述べたように応答スペクトルが小さくなることが多い。普通に設計した橋脚躯体断面が降伏するような震度では基礎底面にも浮き上りを生じ、剛性はさらに低下する。したがって基礎のロッキングを考慮すれば $H = 7\text{ m}$ で塑性率 3 に達する加速度は 300gal 以上になるものと考えられる。

地震波として E1-Centro および Taft を入力した場合の塑性率を比較すると、地震動を受

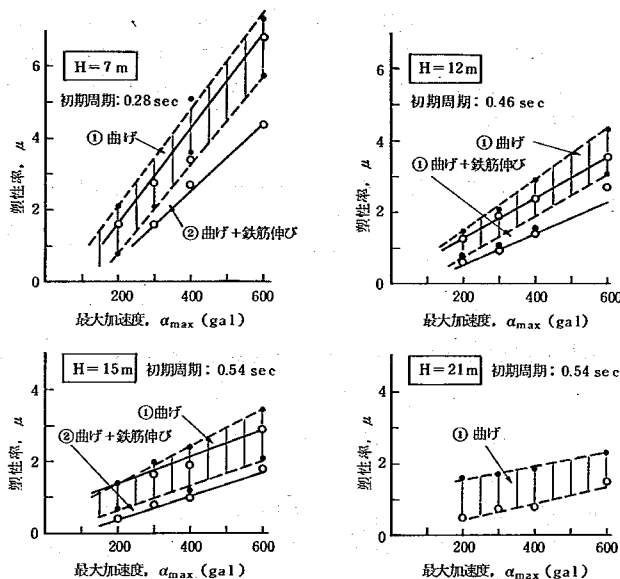


図-11.5 応答塑性率 (地震波 El-Centro)

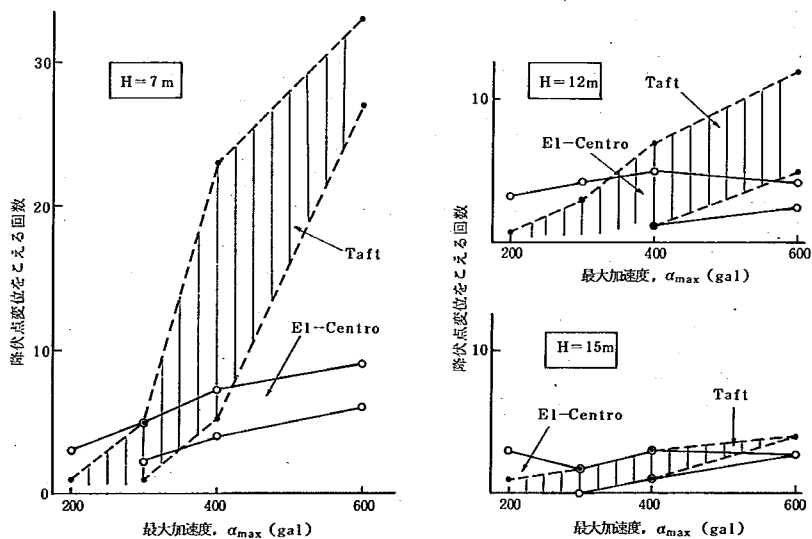


図-11.6 地震中に降伏点変位をこえる回数

けている間に降伏点変位を越える回数は $H = 7 \text{ m}$ のような背の低い橋脚においては Taft を入力した場合の方が圧倒的に多く、このような規模の橋脚に対しては Taft のような入力が大きき影響を与えるものと考えられる。参考までに、この解析に用いた El-Centro および Taft の地震波形を図-Ⅱ.7に示す。

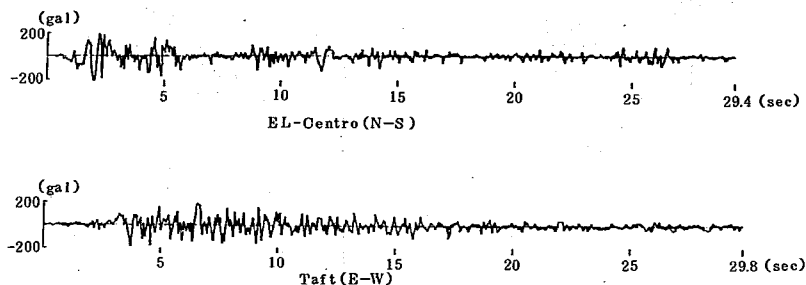


図-Ⅱ.7 応答解析に用いた地震波

Ⅲ 鉄筋コンクリート独立柱形式橋脚の多質点系モデルによる弾塑性応答解析の一例

独立柱橋脚の軸方向鉄筋の合理的な配置方法について検討するため、多質点系モデルによる地震時弾塑性応答解析を行なった結果の概要を述べる。

高さ 19.5 m の橋脚を図-Ⅲ.1のようにモデル化し、El-Centro 地震波 (N-S) を入力して最大応答値を求めた。その結果、つぎのことが明らかになった。

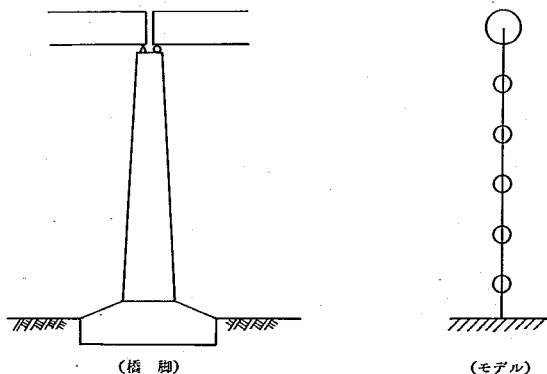


図-Ⅲ.1 多質点系モデル

- 1) 橋脚の高さ方向に等分布の震度を考慮したときの最大応答曲げモーメントは、図-Ⅲ.2に示

すように、静的解析による場合に比べて直線分布に近い分布となる。

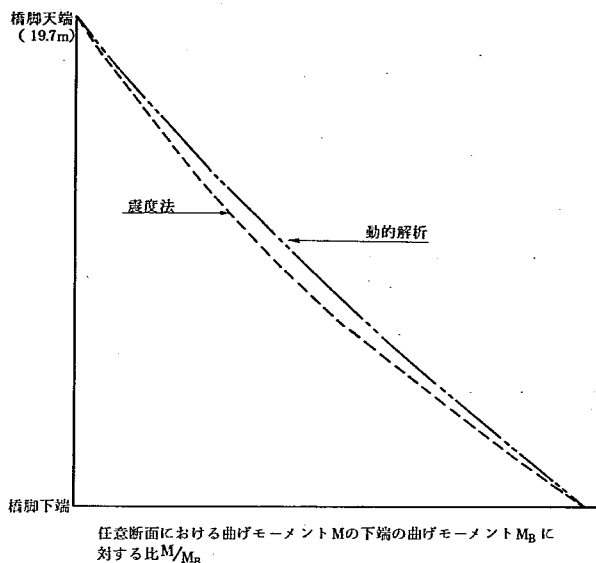
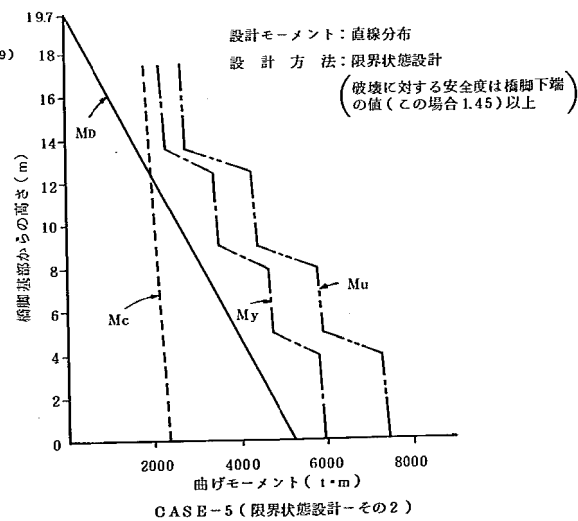
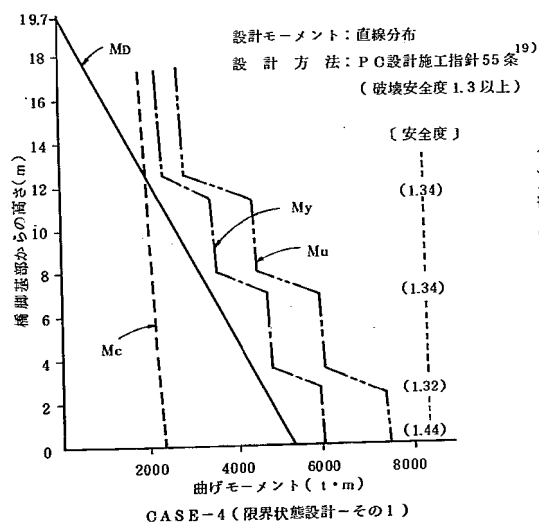
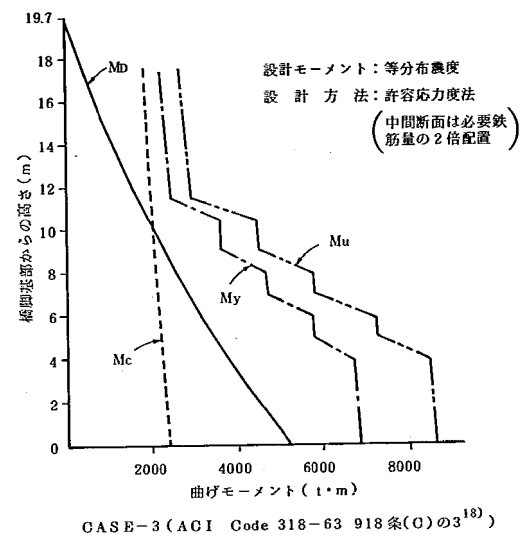
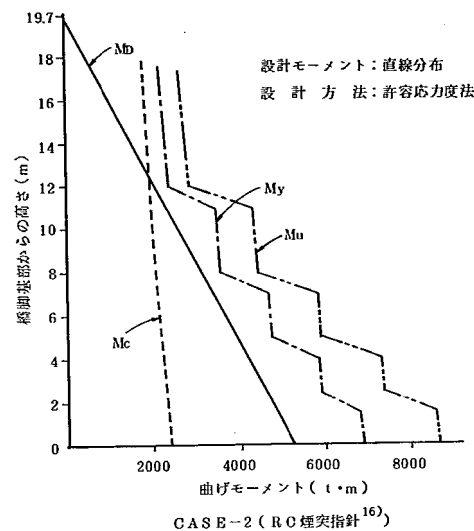
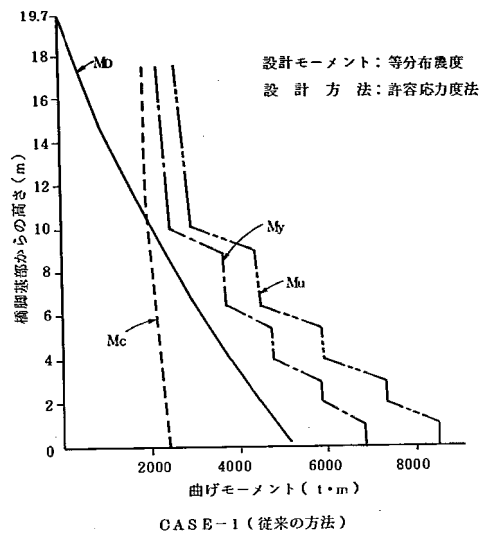


図-Ⅲ.2 曲げモーメント分布の比較
($H = 22\text{m}$, 小判型橋脚, 橋軸方向)

- 2) 各種設計法によった場合の鉄筋降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメントは、図-Ⅲ.3 のようである。従来の震度法による静的解析により許容応力度にもとづいて設計した橋脚においては、橋脚基部よりも中間部ないしは上部に危険断面を生ずる傾向がある。したがって、地震時において橋脚全高にわたり均等な安全性を確保するためには、橋脚全高にわたり降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメントに対してほぼ均一の余裕をもつように（図-Ⅲ.3 の CASE-5 参照）、軸方向鉄筋の配置等を定めるのがよい。
- 3) 図-Ⅲ.3 に示した各種設計法による場合の降伏耐力と主鉄筋量は表-Ⅲ.1 のようであり、終局強度設計によるのが合理的であることを示している。
- 4) 高さ 20m 程度以下の橋脚においては、応答変位は 1 質点系モデルにより求めても実用上十分なことがわかる（図-Ⅲ.4）。



Md : 設計モーメント
Mc : ひびわれモーメント
My : 鉄筋降伏モーメント
Mu : 終局モーメント

図-III.3 各種設計法による曲げモーメントの比較

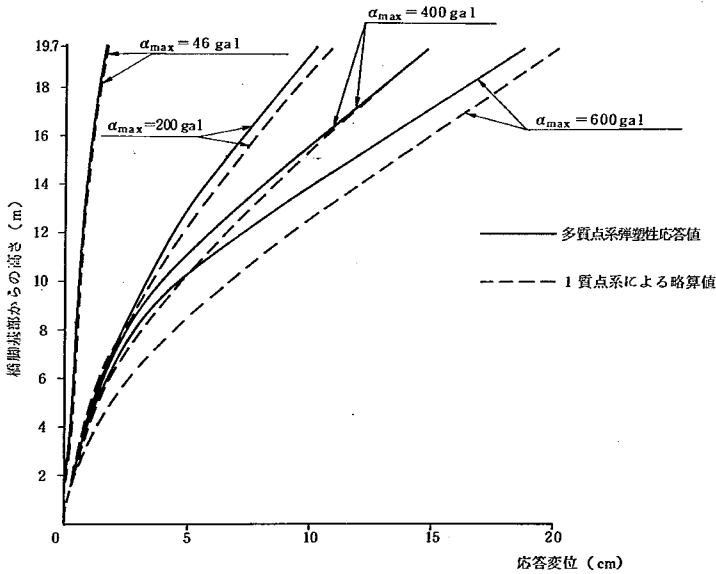
表一Ⅲ.1 各設計法による橋脚の降伏耐力と主鉄筋量^{注)}

CASE	設 計 法	鉄筋降伏時 水平力(t)	鉄筋総延長 (m)	(●印は、最初の鉄筋降伏位置)													
				-2.5	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	19.7m		
1	従 来 の 方 法	256	2 880														
2	R G 煙 突 基 準	315	3 130														
3	AOI Code 318-63 918条(C)の3	297	3 380														
4	限界状態設計—その1 (P C 指針)	296	2 820														
5	限界状態設計—その2	301	2 970														

注) 沓位置に集中水平力を作用させた場合

基礎
底面
柱下
端

橋脚
天端



図一Ⅲ.4 質点のとり方による応答変位の違い

IV ラーメン橋脚の構造細目案

序言

耐震技術開発研究委員会・コンクリート部会は、独立柱形式の鉄筋コンクリート橋脚・橋合を主眼としてその耐震設計法のとりまとめに必要な解析および実験的資料を整備し、それをもとに本文に示す耐震設計法をとりまとめた。その間、ラーメン形式橋脚に関しても内外の設計規準の収集・検討などを行なったが、弾塑性応答解析による地震時挙動の試算等の作業は行なっておらず、ラーメン形式橋脚に対する設計法(案)のとりまとめに必要な資料がまだ十分に得られていないのが実情である。

ここでは、土木学会の標準示方書⁴⁾、ACIの耐震規準¹⁸⁾等について検討してとりまとめた、ラーメン形式橋脚に対する構造細目の案案を示すにとどめる。この案案は、上記のような現行規準を参照して、ラーメン形式橋脚に適用できると考えられる構造細目基準の一案を提示するものであり、この妥当性については今後さらに解析および実験の両面から検討をすすめてゆくことが必要である。

1. ラーメンのはり

(1) はりの最大および最小鉄筋比

ラーメンのはりの最大および最小引張鉄筋比は、それぞれ式(1)および式(2)より求まる値とする。

$$p_{\max} = \frac{2000 \cdot \sigma_{ck}}{\sigma_{sy} \cdot (\sigma_{sy} + 6300)} \dots\dots\dots (1)$$

$$p_{\min} = \frac{15}{\sigma_{sy}} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$p_{\max}$: 最大引張鉄筋比

$p_{\min}$: 最小引張鉄筋比

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm²)

なお、はりの引張鉄筋は2本以上用いるのがよい。

(2) 繰返し荷重に対する配慮

ラーメンのはりは、設計荷重によって生ずる曲げモーメントと反対向きで大きさがその50%の曲げモーメントに対しても抵抗できるように設計する。

(3) はりの鉄筋の柱内への定着

1) 1本の柱の両側にはりが接続している場合、はりの上端鉄筋と下端鉄筋とは柱内で連続させるものとする。はりの断面の変化によって連続に配筋できない場合は、つぎの2)項に準じてよい。

2) 柱に接続しているはりで、柱の反対側にはりがない場合は、はりの上端鉄筋と下端鉄筋は拘束域の最外面まで延長し、鉄筋の全強を受けるのに必要な長さを定着するものとする。この場合、定着長さは柱の面より計算するものとする。また、定着する鉄筋の終端部には半円形フックを設けるものとする。

(4) はりの腹鉄筋の配置

- 1) はりの腹鉄筋は、斜引張応力度の計算を行なって配置する。ただし、その腹鉄筋量がつぎの2)項または3)項の値よりも少ない場合には本項は適用しない。
- 2) はりのスターラップは、部材全長にわたって設けるものとする。スターラップは直径9mm以上とし、その間隔は $\frac{d}{2}$ 以下で、かつ軸方向鉄筋直径の15倍以下とする。
- 3) 部材端より有効高さ d の4倍の範囲については、スターラップの量は次式より求まる値のうち大きい方の値以上とする。

$$A_v = \frac{0.15 \cdot A_s \cdot s}{d} \quad \text{または} \quad A_v = \frac{0.15 \cdot A_s' \cdot s}{d} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

A_v : 長さ s の範囲内のせん断補強鉄筋の断面積 (cm^2)

A_s : 下端鉄筋の鉄筋量 (cm^2)

A_s' : 上端鉄筋の鉄筋量 (cm^2)

s : せん断補強鉄筋の軸方向の間隔 (cm)

d : はりの有効高さ (cm)

この区間におけるスターラップの間隔は $\frac{d}{4}$ 以下とする。部材端部に柱に接続している部分の2本のスターラップは閉合させる。

(解説) ラーメンのはりの構造細目の考え方は、ACIの耐震規準⁽⁸⁾にもとづいている。

式(1)はつぎのように考えて導びいたものである。ACIの耐震規準⁽⁸⁾によれば、引張鉄筋比は鈎合鉄筋比の50%以下とするように定められている。ここでいう鈎合鉄筋比は終局強度理論によるもので次式であらわされる。

$$p_b = \frac{\epsilon_{cu} \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot 0.85 \sigma_{ck}}{\sigma_{sy} \cdot (\sigma_{sy} + \epsilon_{cu} \cdot E_s)}$$

ここに、

p_b : 鈎合鉄筋比

ϵ_{cu} : コンクリートの終局圧縮ひずみ。 $\epsilon_{cu} = 0.003$ とする。

E_s : 鉄筋の弾性係数 (kg/cm^2)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm^2)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm^2)

β_1 : コンクリートの強度に応じて変わる係数

$\sigma_{ck} \leq 281 \text{ kg/cm}^2$ のとき: $\beta_1 = 0.85$

$$\sigma_{ck} > 281 \text{ kg/cm}^2 \text{ のとき: } \beta_1 = 0.85 - \frac{\sigma_{ck} - 281}{70.3} \times 0.05$$

したがって、鈎合鉄筋比はコンクリート強度によって変るのであるが、一般にコンクリート橋脚に用いられるコンクリートは設計基準強度が 400 kg/cm^2 程度以下であることを考慮すると、鈎合鉄筋比は次式であらわされると考えてよい。

$$P_b = \frac{4000 \cdot \sigma_{ck}}{\sigma_{sy} \cdot (\sigma_{sy} + 6300)}$$

最大引張鉄筋比を示す式(1)の値はこの値の 50% である。

また、式(2)については、ACI の耐震規準¹⁸⁾の値の単位を換算したものであるが、土木学会の標準示方書⁴⁾にも同じ規定がある。

拘束域とは、1-(4)-3) または 2-(2)-3) に従って横方向鉄筋を配置した領域のことである。

2 ラーメンの柱

(1) 軸方向鉄筋

ラーメンの柱の軸方向鉄筋の直径は 12 mm 以上、その数は 4 本以上、その断面積はコンクリート断面積の 1% 以上 6% 以下とする。

(2) 帯鉄筋

- 1) ラーメンの柱の帯鉄筋は、斜引張応力度の計算を行なって配置する。ただし、その帯鉄筋量がつぎの 2) または 3) 項に示す値よりも少ない場合には本項は適用しない。
- 2) ラーメンの柱の帯鉄筋は、部材の全長にわたって設けるものとする。帯鉄筋は直径 9 mm 以上とし、その間隔は柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋直径の 12 倍以下、帯鉄筋直径の 48 倍以下とする。
- 3) ラーメンの柱の帯鉄筋の配置間隔は、部材端より柱の最大横寸法の範囲では、前 2) 項の $\frac{1}{2}$ 以下とする。

(解説) ラーメンの柱の軸方向鉄筋については、おおむね土木学会の標準示方書⁴⁾によったが、その鉄筋比についてはより厳しい制限を設けている ACI の耐震規準¹⁸⁾によった。

ラーメンの柱の帯鉄筋についても、おおむね土木学会標準示方書⁴⁾によったが、帯鉄筋直径については、ラーメン形式であっても橋脚では断面が相当大きくなるので、他の寸法諸元との鈎合を勘案の上、9 mm 以上とした。

ACI の耐震規準¹⁸⁾には柱の部材端に非常に多くの帯鉄筋を配置するように規定されているが、その規定の解説に規定値はかなり余裕をみた値であると述べていること、帯鉄筋量が多すぎると施工が困難になると予想されること、などを考慮してその規定は採用しないことにした。しかし、部材端の靱性を高める必要は認められるので、とりあえず一般部の 2 倍程度の帯鉄筋を配置することにした。

参考までに A C I の耐震規準¹⁸⁾における柱の部材端の帯鉄筋量に関する規定を示すと次のようである。

部材端より柱の最大横寸法以上、50 cm 以上、柱の内法高さの $\frac{1}{6}$ 以上の範囲の帯鉄筋量は、次式より求まる値のうち大きい方の値以上とする。

$$A_{sh} = 0.225 \cdot l_h \cdot s_h \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}}$$

または

$$A_{sh} = 0.06 \cdot l_h \cdot s_h \cdot \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}}$$

ここに、

A_{sh} : 1 本当りの帯鉄筋断面積 (cm²)

l_h : 帯鉄筋の直角に曲る部分相互の最大の間隔 (cm)

s_h : 帯鉄筋の間隔 (cm)

A_g : 柱の全断面積 (cm²)

A_{ch} : 帯鉄筋で囲まれた面積 (鉄筋も含む) (cm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kg/cm²)

なお、 l_h を小さくするためにつなぎ鉄筋を用いてもよい。

3. ラーメンのはりと柱の接合部

(1) はりと柱の接合部においては、設計軸方向力の加わった柱の抵抗曲げモーメントが、はりの抵抗曲げモーメントより大きくなるようにする。

(2) はりと柱の接合部には、1-(4)-3) および 2-(2)-3) に示す横方向鉄筋を配置して拘束域を形成するものとする。

(解説) ラーメンのはりと柱の接合部については A C I の耐震規準¹⁸⁾によった。

参考文献

- 1) 道路橋下部構造設計指針, 日本道路協会, 昭和 41 年 11 月
- 2) 新耐震設計法 (案), 建設省, 昭和 52 年 3 月
- 3) 道路橋耐震設計指針・同解説, 日本道路協会, 昭和 47 年 4 月
- 4) コンクリート標準示方書, 土木学会, 昭和 52 年 3 月
- 5) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 昭和 46 年 5 月
- 6) F. Leonhardt: Die Verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton Tragwerken, Der Bauingenieur, 1965 年 1 月
- 7) 秋元泰輔, 富沢次次: 高応力繰返し荷重を受けるコンクリート橋脚に関する基礎的実験, 土木学会年次学術講演会概要集・第 5 部, 昭和 51 年 10 月

- 8) 国鉄建造物設計標準解説, 土木学会, 昭和49年11月
- 9) Gulkan, Sozen : Inelastic Response of Reinforced Concrete Structure to Earthquake Motions, Journal of ACI, 1974年12月
- 10) CEB/FIPコンクリート構造物設計施工指針, 鹿島出版会, 1970年
- 11) 角田与史雄: 鉄筋コンクリート部材の諸性状, 曲げおよび圧縮, コンクリートライブラリー 第34号, 土木学会, 1972年8月
- 12) H.Krawinkler, E.P.Popov : Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular and T-beams, 第5回世界地震工学会議講演概要集, 1973年6月
- 13) 東, 宮武, 窪田: 鉄筋コンクリート柱に関する研究, 日本建築学会関東支部第37回 学術研究発表会, 昭和41年
- 14) 鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針, 日本建築学会, 昭和51年8月
- 15) コンクリート部材の耐震性に関する資料収集整理, 耐震技術開発研究委員会・コンクリート部会, 昭和49年3月
- 16) Recommended Lateral Force Requirement (1968 Revision), Structural Engineers' Association of California
- 17) 中野清司, 広沢雅也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究, 関東地震50周年記念地震工学シンポジウム, 1973年8月
- 18) Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institute, 1971年
- 19) プレストレストコンクリート設計施工指針, 土木学会, 昭和36年