

第5編

資 料 編

1. 合成桁

A. 合成桁橋に関する国内外の設計基準の比較

合成桁に関する設計基準の現状を把握するために、国内外で制定されている代表的な設計基準を、横並びにして整理してみた。そして、本指針とこれらとを併記して、設計基準が直接比較できる表を作成してみた。以下では、これらの設計基準の特徴を概説する。なお、ここでは、紙面の都合上、米国とドイツとの設計基準を除いている。

英国の設計基準である BS 5400 は、10 編から構成されている。第1編(総則)を除いて、第2編(荷重)、第6編(材料と施工：鋼)、および第7編(材料と施工：コンクリート・鉄筋・PC鋼材)は示方書で、その他の編は指針、ならびに勧告で構成されている。第1編では、限界状態設計法の原理と全橋梁に共通する解析方法が示されている。そこでは、適正な維持管理がなされていることを前提として、設計寿命を120年に設定している。合成構造物の設計指針をまとめた第5編¹⁾の設計手順によると、断面は、終局限界状態で決定し、必要とあれば使用限界状態で安全性を照査することになっている。そして、断面の解析は、コンパクト断面以外、弾性解析を用いることにしている。また、疲労に対する照査は、第10編によるとしている。

ヨーロッパ共同体(EU)の設計基準である Eurocode は、8 編より構成されている。この基準は、ヨーロッパ共同体加盟各国において使用されているそれぞれ異なった基準に代わる統一した設計基準を定めようとしたものである。その基準における安全係数は、それぞれの国の安全性レベルに適合させるため、それぞれの国の責任において決定するものとしている。ヨーロッパ基準の積極的な適用と、継続的な調整に向けての努力によって、さらに共通する諸数値が確立してゆくはずである。ヨーロッパ鋼構造連合(ECCS)が出版した「合成構造モデル基準」は、Eurocode 4²⁾の基礎となっている。記号は、ISO 3898 を参照にしている。また、一般的な設計概念は、Eurocode 2、および Eurocode 3 と同一としている。

カナダ・オンタリオ州の設計基準である Ontario Code³⁾が制定された理由は、1971年改訂の Highway Traffic Act に従って、63.6tonf の自動車荷重が認可され、これまでの AASHTO、およびカナダ標準局の CSA-S6 の設計荷重 32.7tonf と2倍ほどの隔たりが生じたことが起因している。これまでの知見をもとに、全面的に限界状態設計法の採用に踏み切っている。そこでは、設計寿命を50年と明示している。そして、既存橋梁の安全性指標 β を算出し、その結果から目標安全性指標を 3.5 と定め、安全係数、および抵抗係数を求めている。また、一般に弾性解析法を用いているが、床版の解析には、降伏線理論を用いてもよいとしている。これらの手法は、現在、カナダ全体の橋梁設計基準として引き継がれている⁴⁾。

運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編である「鋼とコンクリートとの合成鉄道橋」⁵⁾は、最近の内外の研究成果を取り入れて、全面的に限界状態設計法が採用されている。各限界状態の照査方法が明示されている。とくに、疲労限界状態に対する照査は、最近の長寿命領域における試験結果に基づいて、設計手法が大幅に変更され、整理し直されている。使用限界状態に対する照査のうち、たわみの照査については、各種の列車荷重の適用を考慮するとともに、その限界値を詳細に規定している。

参考文献

- 1)BSI : BS5400, Part5, Codes of Practice for Design of Composite Bridges, 1979.
- 2)Eurocode 4 : Composite Steel and Concrete Structures, Print Draft, 1984.
- 3)OHBD: Ontario Highway Bridge Design Code, 1983.
- 4)CHBD: Canadian Highway Bridge Design Code, 1996.
- 5)運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，第2編 鋼とコンクリートとの合成鉄道橋，1992.

合成桁橋に関する設計基準の比較表 - (1)

項 目	今回の指針	BS 5400 Part 5 ¹⁾	Eurocode 4 ²⁾	Ontario Code ³⁾	鋼とコンクリートとの合成鉄道橋 ⁴⁾
1. 総則					
1.1 適用の範囲	合成桁の設計・製作・施工に適用。 プレキャスト材・永久型枠の使用も認め ている。道路橋に限定している。	単純・連続合成桁橋の設計および 製作に適用。プレキャスト材・永久型枠 の使用も認めている。埋め込み合 成桁を含む。	合成構造の設計・製作・施工に適 用。埋め込み合成桁を含まない。	支間125m以下の道路橋の設計 耐力評価・補修に適用。	合成した単純桁鉄道橋の限界状態 計法に基づく設計に適用。
1.2 単位	kgf・cm	SI単位	SI単位	SI単位	kgf・cm
1.3 設計一般(ソパ'断面)					
(1) 腹板厚(d_w/t_w)の規定 (記号) d_w : 鋼桁腹板の純高さ t_w : 鋼桁腹板の厚さ ϵ : $(2400/F)^{1/2}$ F : 鋼材の規格値 α : 圧縮域の鋼桁腹板 の長さ(d_w)と鋼 桁腹板の純高さ (d_w)との比	$d_w/t_w \leq 33\epsilon / \alpha$	1) 圧縮と引張が作用している腹板 はりの弾性状態の中立軸と腹板 圧縮縁の距離は、 $\leq 28t_w (355/F)^{1/2}$ 2) 圧縮のみが作用する腹板 鋼桁腹板の純高さは、 $d_w \leq [24 \cdot 4 \{1 - (\sigma_{c1}/\sigma_{c2})^2\}]$ $t_w (355/F)^{1/2}$ ここに、 σ_{c1} , σ_{c2} : 腹板内の応力度 ($\sigma_{c1} < \sigma_{c2}$)	$d_w/t_w \leq 33\epsilon / \alpha$ $\epsilon: (235/F)^{1/2}$	$d_w/t_w \leq 1370/(F)^{1/2}$	規定なし。
(2) 突出圧縮フラッグ' (b_1/t_1) の規定 (記号) b_1 : 鋼桁フラッグ'の自由突 出幅 t_1 : 鋼桁フラッグ'の板厚	$b_1/t_1 \leq 9\epsilon$	1) 鋼桁の突出圧縮フラッグ' 突出圧縮フラッグ'の自由突出幅は $b_1 \leq 7t_1 (355/F)^{1/2}$ 2) 合成桁の圧縮フラッグ' a) 圧縮方向に直角なジ'ベ'間隔 $P \leq 24t_1 (355/F)^{1/2}$ b) 圧縮方向のジ'ベ'間隔 $g \leq 12t_1 (355/F)^{1/2}$	$b_1/t_1 \leq 9\epsilon$	$b_1/t_1 \leq 170/(F)^{1/2}$	規定なし。
2. 材料と強度					
2.1 鋼材 使用鋼材と基準強度 (記号) f_y : 降伏応力度 F : 設計材料強度	鋼種 SS400, S4400 SMA400, STK400 STKR400, SSC400 SWH400, SWH400L SM490, STK490 STKR490, SCW490-CF SM490Y, SM520 SMA490 SM570, SMA570	設計材料強度 F $t \leq 40\text{mm}$ $t > 40\text{mm}$ 2, 400 2, 200 3, 200 3, 000 3, 600 3, 400 4, 600 4, 400 (単位: kgf/cm ²)	3-ウェブ 鉄鋼共同規格 Eurocode 25による。 $t < 40\text{mm}$ に対して、 $F_y: E235 \rightarrow f_y = 235\text{N/mm}^2$ (Mpa) $F_y: E275 \rightarrow f_y = 275\text{N/mm}^2$ (Mpa) $F_y: E355 \rightarrow f_y = 355\text{N/mm}^2$ (Mpa) $t \geq 40\text{mm}$ に対して、 上記を10%減じた値。	CAN3-C40, 21-M81 Structural Quality Steelsによる。	・鋼桁に使用する材料は「第1 編 鋼鉄道橋」に規定する材 料を用いるものとする。 ・すれ止め用いる鋼板は、板 厚にかかわらずJIS B 3160溶 接構造用圧延鋼材1種(SM400) スタッドはJIS B 1198頭付き スタッド、また輪形筋は原則 としてJIS B 3103一般構造用 圧延鋼材(SS 400)を用いるも のとする。

合成桁橋に関する設計基準の比較表 - (2)

項 目	今回の指針	BS 5400 Part 5	Eurocode 4	Ontario Code	鋼とコンクリートとの合成鉄道橋
2.2 コンクリート 基盤強度の制限値 記号 f_{cd} : 設計圧縮強度 f_{ctd} : 設計引張強度	コンクリート標準示方書による。 $f_{cd} = f_{ctd} / 1.3$	BS 5400, Part 4 による。 $f_{cd} = 20-50 \text{ N/mm}^2$ (普通コンクリート) f_{ctd} : 特性立方体圧縮強度	Eurocode 2 による。 $f_{cd} = 12-50 \text{ N/mm}^2$ (普通・軽重コンクリート) f_{ctd} : 円柱体の特性強度	Ontario code 8章 (鉄筋コンクリート) による。	・コンクリートの材料は、「鉄道構造物設計標準 (コンクリート構造物)」に定めるところによる。 ・スラブのコンクリートは圧縮強度の特性値が 27.0 kgf/cm^2 以上のものを用いるものとする。
3. 荷重					
3.1 荷重の種類	鋼構造設計指針による。 (3.1 荷重の種類)	BS 5400, Part 2 による。	Eurocode 1 による。 (1) 直接・間接作用 (すべての荷重・温度など) (2) 永久作用 (死荷重など) (3) 不変的作用 (雪荷重など) (4) 偶然的作用 (地震力) (5) 繰返し作用 (疲労など) (6) 付加的な2次作用 (コンクリートの収縮・温度差など)。	死荷重。 活荷重。 衝突荷重。その他の原因による荷重。	合成桁の設計には、「第1編 鋼構造物設計標準」に定める荷重のほか、スラブのコンクリートのクリープC _i 、乾燥収縮S _i 、スラブと鋼桁との温度差Tなどの影響を考慮するものとする。
(1) 死荷重	鋼構造設計指針による。 (3.1 荷重の種類)	BS 5400, Part 2 による。	Eurocode 2 および3 による。	材料の単位体積重量 無筋コンクリート: 23.5 kN/m^3 鉄筋コンクリート: 24.0 kN/m^3 鋼: 77.0 kN/m^3	規定なし。
(2) 活荷重および衝撃	鋼構造設計指針による。 (3.1 荷重の種類)	BS 5400, Part 2 による。 HA (等分布荷重と線荷重で構成) 荷重 HB (4軸16輪を有する1台の自動車) 荷重。1ユニットの全荷重: 40 kN 一般橋梁のエント数: 25~45	Eurocode 2 および3 による。	オントリオ州道路橋設計活荷重 (OHBD) 荷重: 理想化された5軸17kg荷重 全荷重: 700 kN	規定なし。
4. 安全係数					
安全係数および耐力係数	本指針、共通欄 (第1編) による 抵抗係数 ϕ を規定。	BS 5400, Part 2 に詳細に規定 終局限界状態 (組合せ1) に対して 死荷重: コンクリート $\rightarrow 1.05$ 活荷重: HA 荷重単独 $\rightarrow 1.15$ HA&HB, HB 単独 $\rightarrow 1.50$ 使用限界状態 (組合せ1) に対して 死荷重: 鋼 $\rightarrow 1.00$ コンクリート $\rightarrow 1.00$ 活荷重: HA 荷重単独 $\rightarrow 1.20$ HA&HB, HB 単独 $\rightarrow 1.10$	Eurocode 2 および3 による。	鋼の耐力係数 $\phi = 0.90$ 形鋼の曲げ耐力係数 $\phi = 0.95$ 鉄筋の耐力係数 $\phi = 0.85$ コンクリートの耐力係数 $\phi = 0.70$ その他の耐力係数 $\phi = 0.67$	1. 合成桁の限界状態の照査に用いる安全係数は「第1編 鉄道橋」による。 2. 終局限界状態の照査に用いる永久荷重および変動荷重に対する荷重係数を決めている。 3. スラブのコンクリートおよび鉄筋の材料係数は「鉄道構造物設計標準」による。 4. スラブのコンクリートの耐力に關する部材係数はフランジ、スラブとしての照査をする。

合成桁橋に関する設計基準の比較表－(3)

項 目	今回の指針	BS 5400 Part 5	Eurocode 4	Ontario Code	鋼とコンクリートとの合成鉄道橋
5. 限界状態の照査					
5.1 荷重の組み合わせ	設計荷重の照査	3つの主組合せ(組合せ1から3)および2つの従組合せ(組合せ4, 5)がある。	Eurocode 2および3による。 (1)基本的な組合せ(地震など)。 (2)偶発的な組合せ(火災など)。	3つの組合せがある。 (1)永久荷重。 (2)一時荷重。 (3)例外荷重。	1. 主桁の限界状態の照査における荷重の組み合わせは「第1編 鋼鉄道橋」による。 2. 主桁の終局限界状態の照査における荷重の組み合わせは一般に永久荷重、主たる変動荷重および同時に作用する従たる変動荷重からなるものとする。
5.2 終局限界状態の照査	限界状態の照査 終局 使用 疲労	BS 5400, Part 1による。 (1)施工時の鋼桁の照査。 (2)コックパシ断面の照査。 (3)ワズパシ断面の照査。 (4)すれ止め断面の照査。 (5)RC床版の押抜きせん断の照査。	割きかた断面に対して照査する。 (1)最大曲げモーメント、および最大せん断力断面。 (2)支点付近。 (3)大きな集中荷重を受ける断面 (4)断面変化点。 (5) P C鋼材定着部。	(1)鋼桁中の鋼桁の照査。 (2)コックパシ断面の照査。 (3)ワズパシ断面の照査。	1. 合成前の鋼桁断面の照査。 2. 合成後の鋼桁断面の照査。
5.3 使用限界状態の照査	疲労	(1)鋼材、コンクリート材はBS 5400, Part 3.4による (ワズパシ断面の照査) (2)鋼・コンクリート接合面のすれ照査 (3)振動の照査。	(1)コンクリートのひび割れ幅の照査。 (2)たわみの照査。 (3)振動あるいは揺れの照査。	(1)タイプ I 2)疲労および振動の照査。 永久変形、ひび割れの照査。	第1編 鋼鉄道橋による。
5.4 疲労限界状態の照査	疲労	(1)合成断面の鋼桁の照査。 (2)すれ止めの照査。 (3)RC床版の押抜きせん断の照査。	(1)合成断面の鋼桁の照査。 (2)鉄筋の照査。 (3)すれ止めの照査。	(1)合成断面の鋼桁の照査。 (2)すれ止めの照査。	第1編 鋼鉄道橋による。
6. 構造細目					
6.1 構造解析	弾性微小変形解析を原則とする。	弾性解析。	(1) 塑性解析はワズパシ(完全塑性)、ワズ2 (部分塑性)にある断面に使用 (2) 弾性および弾塑性解析はその他のワズパシ(ワズ3 (ワズパシ断面)、ワズ4 (部分塑性断面)を含む)の断面に使用。 (3) 破壊に至るまで完全合成を仮定。	線形弾性理論。	規定なし。
(1) ヤング係数	鋼のヤング係数 $E_s = 2.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ コンクリートのヤング係数 $E_c = 3.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ を標準	鋼のヤング係数 $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$ コンクリートのヤング係数 短期荷重に対して f_{ck} 20 25 30 40 50 60 E_c 25 26 28 31 34 36 (単位) f_{ck} : N/mm ² E_c : kN/mm ²	鋼のヤング係数 $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$ コンクリートのヤング係数 短期荷重に対して f_{ck} 20 25 30 40 50 E_c 25 26 28 31 34 (単位) f_{ck} : N/mm ² E_c : kN/mm ²	鋼のヤング係数 $E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$ コンクリートのヤング係数 Ontario code 第8章による。	(1) 鋼材のヤング係数は $2.1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ とする。 (2) 合成断面では、鋼とコンクリートのヤング係数比 n は7を標準とする。
(2) コンクリートのクリープ	道路橋示方書による。 第Ⅱ編鋼橋編(9.2.6)	BS 5400, Part 4による。	Eurocode 2による。	$\epsilon_{cs} = \epsilon_c \cdot k_t \cdot k_f \cdot k_a$ ここに、 ϵ_{cs} : 1におけるクリープひずみ ϵ_c : 弾性ひずみ k_t : 平均クリープ係数 k_f : 平均クリープ係数 k_a : 係数	合成後の死荷重による作用断面および断面耐力を計算する場合、スラブのコンクリートのクリープ係数 ϕ_1 は2.0を標準とする。

合成桁橋に関する設計基準の比較表 - (4)

項 目	今回の指針	BS 5400 Part 5	Eurocode 4	Ontario Code	鋼とコンクリートとの合成鉄道橋
(3) コンクリートの乾燥収縮	道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(9.2.8)	BS 5400, Part 4による。	地中海気候地域 普通コンクリート: $\epsilon = 350 \times 10^{-6}$ 軽量コンクリート: $\epsilon = 500 \times 10^{-6}$ 大西洋気候地域 普通コンクリート: $\epsilon = 200 \times 10^{-6}$ 軽量コンクリート: $\epsilon = 300 \times 10^{-6}$	$\epsilon_{sh} = \epsilon_{sh,k} \cdot k_{sh}$ ここに、 $\epsilon_{sh,k}$: ϵ_{sh} における乾燥収縮ひずみ k_{sh} : k_{sh} 係数	スラブのコンクリートの乾燥収縮による合成断面としての作用断面力の計算に用いる最終収縮率は 20×10^{-6} を標準とし、計算に用いるクリープ係数 ϕ は 1.5 を標準とする。
(4) 床版と鋼桁との温度差およびその解析	道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(9.2.7)	BS 5400, Part 2による。	構造物の平均値の変化によって生じる均等な伸縮を拘束するために適切ならぬずれ止め、または可動支点を設けなければならない。	有効温度の範囲(日平均気温) 上部構造のタイプ 最大値 最小値 A $+25^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C}$ B $+20^{\circ}\text{C} - 5^{\circ}\text{C}$ C $+10^{\circ}\text{C} - 5^{\circ}\text{C}$ 合成桁はタイプ B に該当している。	(1) スラブと鋼桁との温度差は原則として 5°C とするが、ずれ止めの設計においては 10°C を標準とする。 (2) 温度分布はそれぞれ同様とする。 (3) 線膨張係数は 1.2×10^{-6} とする。
6.2 鋼桁断面	道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(9.6)	鋼断面は BS 5400, Part 3&Part 10 による。	ずれ止めが溶接される鋼版のワッジ厚は、局部破断や過度な変形が生ずることがなくずれ止めから鋼版へ荷重が伝達し、適正な溶接がなされるために十分な厚さとする。	鋼の最小厚さは 10mm とする。	ずれ止めを設ける板厚は「第1編 鋼鉄道橋」による。
6.3 スラブ	(1) 補強鉄筋の配置と構造目地 道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(6.1.11) (2) 桁端部の床版 道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(6.1.11)	床版は、以下の荷重作用に対し設計するものとする。 a) 直接、床版上を走行する車両の荷重作用。 b) 合成断面のワッジとして作用する桁の荷重作用。	Eurocode 2 による。	床版の解析に Ontario code の 7.2 の経験的な方法や降伏線解法が適用できない場合、全体挙動および局部挙動のいずれについても、床版の解析は弾性理論に基づくものとする。	鉄道構造物等設計標準」に定めるところによる。
(1) スラブの有効幅	道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(9.2.4)	厳密な解析を行わない場合、床ワッジの面内せん断剛性に対する裕(せん断遅れ)は、ワッジの有効で考慮。	厳密な解析を省く場合、床版ワッジ面のせん断遅れはワッジの有効幅で考慮。	RC床版をもつ多主桁橋および箱桁橋の曲げ(軸方向)の計算は左右の端出し部および中央部に對して規定した減少断面を使用。	合成桁の圧縮フランジとしてのスラブ有効幅は算出した値を超えないものとする。
(2) 床版の支間	道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(6.1.3)	規定なし。	規定なし。	ワッジ端部間の距離に縦桁または主桁のワッジ幅の 1/2 を加えたものの。	鋼桁腹版の中心距離とする。
(3) 床版の最小厚さ	道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編(6.1.5)	規定なし。	Eurocode 2 による。	Ontario code 第8条による 最小厚 225mm 以上とする。	列車荷重を受けるスラブの最小厚さ 20cm を標準とする。

合成桁橋に関する設計基準の比較表－(5)

項 目	今回の指針	BS 5400 Part 5	Eurocode 4	Ontario Code	鋼とコンクリートとの合成鉄道橋
(4) 床版のハンチ	道路橋示方書による、 第Ⅱ編橋幅(6.1.10)	ハンチを設ける場合： ハンチの側面はすれ止めの外縁 から45°の方向に伸ばした直線より 外側に設ける。	ハンチを設ける場合： ハンチの側面はすれ止めの外縁か、 45°の方向に伸ばした直線より 外側に設ける。	特別な重要事項。	(1) スラブと鋼桁との接合部には 一般にスラブにハンチをつける ものとする。ハンチの傾斜 は1:2より緩やかなもの とする。 (2) スラブと鋼桁との接合部にお けるスラブのハンチの下端間 の幅は(B+2H)以上を標 準とする。B:すれ止めの幅、 H:すれ止めの高さ。 (3) ハンチの高さがすれ止めの 高さより大きい場合は、生じ る斜め引張応力について照査 する。
(5) 鉄筋の種類および配 置	道路橋示方書による、 第Ⅱ編橋幅(6.1.6)	鉄筋は、桁の縦方向せん断力と床 版の横方向曲げモーメントとの相互作用 を考慮して配置する。	すれ止めが等間隔に配置されてい るところでは横方向鉄筋は、がっ と長にわたって等間隔に配置する。	床版上下面における等方配筋の 鉄筋間隔は300mmを超えない こと。	規定なし。
6.4 すれ止め					
(1) すれ止めの種類	スタッドを使用することを原則 とする。	スタッド、輪形筋付きプロック 構形鋼および縦線接合用ボルト 使用が認められている。	スタッド、プロックすれ止め、ア ンカーおよびフープ筋、アンカー およびフープ筋を組合わせたプロ 使用が認められている。	スタッドの使用が原則。	(1) 輪形筋を取り付けたもの、ス タッド、またはすれ止めとボ ルトを併用したものを用いる。 (2) 輪形筋を斜めに取り付けるとの角 度は45°を標準とする。 (3) すれ止めに用いる鋼材の厚さ は16mm以上を標準とする。 (4) スラブのコンクリートに、さ び作用を及ぼすすれ止めを用 いてはならない。
(2) 乾燥収縮と温度差に より生じるせん断力	道路橋示方書による、 第Ⅱ編橋幅(9.5.3)	コンクリートと鋼桁との温度差による縦 方向の水平せん断力は、付着力を 無視し、桁端部のすれ止めが分担 するものと仮定する。スタッドの 場合、スタッドに作用する力の分 布は、桁端から1.1mの範囲にわた って一定であると仮定してよい。 ここに、1.1は有効支間長の1/5と する。	すれ止めに作用する力は、床版端 部を最大とし、床版端部から床版 の有効幅の合計に等しい長さの点 を0として直線的に変化するもの と仮定して求めてよい。 柔かな力の伝達は、両床版端部から床 版の有効幅の全長の範囲にわたって 一定としてよい。	規定なし	コンクリートの乾燥収縮および スラブと鋼桁との温度差により 生じるせん断力は、桁端に三角形 に分布するものとし、その範囲 にあるすれ止めが負担させるも のととする。

合成桁橋に関する設計基準の比較表 - (6)

項 目	今回の指針	BS 5400 Part 5	Eurocode 4	Ontario Code	鋼とコンクリートとの合成鉄道橋
(3) ずれ止めの間隔	道路橋示方書による。 第Ⅱ鋼橋編 (9.5.4) " (9.5.5)	ずれ止めの縦方向間隔は、600mm、床版厚の3倍およびずれ止めの高さ(ずれ止めの一部分である構形小なものを含む)の4倍の内の最小なものを超えてはならない。設計においては縦方向のせん断力の不均一な分布および床版と鋼とのずれ、浮上がりの発生に、ずれ止めをダブル配置してよい。その間隔は十分に大きい。その間隔は個々のずれ止めに対して規定されている。	ずれ止めの縦方向間隔は、600mm以下または床版厚の4倍以下のいずれか小さい方の値とする。 ずれ止めは個々のずれ止めの規定間隔以上でグループ配置してよい。しかし、縦方向のせん断力の不均一な流れと、鋼とコンクリートとの間のずれおよび分離について十分考慮して設計する必要がある。設計上、ずれ止めの間隔は、この仮定を満たすべく十分に適切に対処するものとする。	ずれ止めは、等間隔あるいは水平せん断力の分布形状に合わせて変化させて配置してよい。ずれ止めは、600mmを超えてはならない。ただし、連続合成桁の中間支点上で、疲労に対する検討事項を満足させる必要があるときは、それ以上の間隔を用いてよい。	(1) ずれ止めの最大中心間隔は500mmを標準とする。 (2) ずれ止めの最小中心間隔は次式による。 0.5B+3H B: ずれ止めの幅 H: ずれ止めの高さ
(4) スタッッド	スタッッドは、JIS B 1198-1982(頭付きスタッッド)、JIS Z 3145-1981(頭付きスタッッド溶接部の曲げ試験方法)を満足するものとする。求める場合、JSSCの試験方法(頭付きスタッッドの押抜き試験方法(案))に従ってスタッッドの押抜き強度を定めることとを推奨している。	スタッッド材は以下の性質を有しているものとする。 (1) 降伏点: 385N/mm ² (2) 最小伸び: 18% (3) 引張強度: 495N/mm ²	スタッッドの全高は3d以上とする。ここに、dはスタッッド軸起とする。その厚さは0.4d以上とする。スタッッドの溶接カラー(余盛り)は直径1.25d以上、余盛りの最小高0.15d以上で、かつ平均高0.25d以上であること。	スタッッドは、セミキルド鋼あるいはキルド鋼にかかわらず、ASTM Standard A1018, Grades 1015, 1018 or 1020の条項による。	1. スタッッドの形状、配置 (1) スタッッドには頭のある棒鋼を使用し、鋼桁と全断面で溶接する。 (2) スタッッドに使用する丸鋼の径は19mm以上を標準。 (3) スタッッドの頭はベンチ部に溶接する。 (4) スタッッドは主桁直方向には2本以上配置する。 (5) 最小中心間隔は主桁方向において5dを標準とする。 (6) スタッッドの最大中心間隔は主桁方向において500mmを標準とする。 2. スタッッドのずれ止めとして求める。

B. 合成桁の歴史と今後の動向

1. 合成桁の歴史と関連示方書の変遷

1950年7月に西ドイツでは、「道路橋合成桁の設計に関する暫定指針」が公表された。この暫定指針に基づいて、昭和28年(1953年)に大阪市においては、神崎橋、ならびに榎橋が建設された。また、昭和29年(1954年)には、東京都においても代田橋が架設されている。わが国の道路橋に関する合成桁の基準としては、昭和34年(1959年)に日本道路協会より「鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針」として刊行された。一方、鉄道橋においては、昭和38年(1963年)に「合成桁鉄道橋設計示方書(案)」が作成された。以降、鋼材の節約や剛性の確保の面から、合成桁が、わが国の各地で普及していった。その後、西ドイツでは、1950年代後半から1960年の前半にかけて、床版にプレストレスを導入した連続合成桁が数多く架けられ、わが国でも、大阪市の友淵橋が昭和32年(1957年)に、また毛馬橋が昭和33年(1958年)に道路橋として建設されている。そして、昭和40年(1965年)には、道路橋示方書にプレストレスする連続合成桁形式が正式に付け加えられた。

図-1¹⁾には、連続合成桁の年度別の架橋件数を示す。この図によると、プレストレスする連続合成桁が60年代に多く建設されたものの、1972年以降はまったく建設されていない。この理由としては、①設計が煩雑、②架設工期が長くなる、③合成後のプレストレスによる応力変化が大きい、④高度の施工技術が要求されるなどの諸点が挙げられ、また⑤スパンが長い橋梁でないと経済的に有利にならないこともその一因ではないかと思われる。

そこで、プレストレスしない連続合成桁に関する研究が始められ、昭和43年には、大阪市立大学の橋らの研究を基に、関西道路研究会によりプレストレスしない連続合成桁の設計施工要綱案が提案された。その形式のものが昭和48年(1973年)の道路橋示方書の改訂に際して、単純合成桁とプレストレスを導入する連続合成桁に加えて採用されることになった。しかしながら、図1からも明らかなように、床版の損傷が問題視されるようになってからは、プレストレスしない連続合成桁についても採用が控えられる傾向が認められる。これは、非合成の連続桁に比べて床版の打ち替えが難しいことも影響していると推定される。

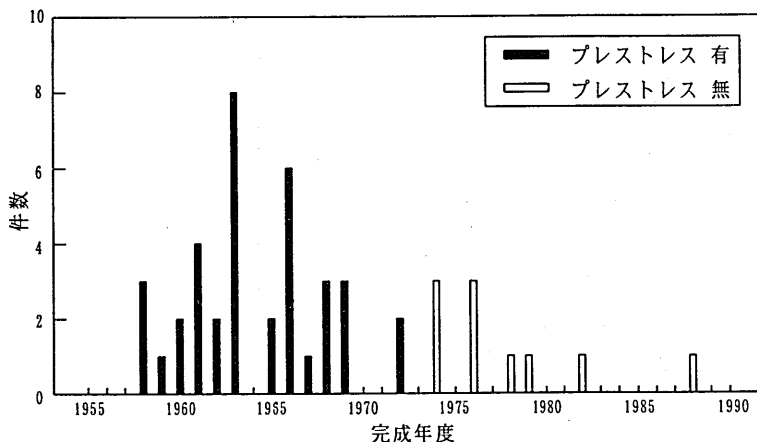


図 1 連続合成桁の実績数

2. 海外における限界状態設計の推移²⁾

米国では、AASHTOの第11版改訂(1973年)の際に、合成梁と桁との設計に従来からの許容応力度設計法と併せて、新たに係数倍された荷重に対して設計する手法が導入された。それ以来、設計方針が荷重係数設計法へと変更され、1977年に刊行された第12版においては、上記の2つの設計方法が明確に定義され、その詳細な規定が設けられることになった。

カナダでは、1979年にオンタリオ州が限界状態設計法による基準 (Ontario Bridge Design Code) が作成され、その基準に基づいて実際に設計された連続合成桁橋である Burlington橋が建設されている。

英国では、1967年に限界状態設計法に基づいた合成梁の設計規準 CP 117: Part2, Composite Construction in Structural Steel and Concrete (Beams for Bridges)が制定され、その後、大がかりな調査や研究の成果に基づき、1980年には、BS 5400:Part 5 Code of Practice for Design of Composite Bridges が公表された。

ドイツでは、合成桁の設計施工指針がDAST (Deutscher Ausschluß für Stahlbau)によって1974年に発表された。そして1980年には、DIN (Deutsche Industrie Norm) の指針として改訂された。

さらに、ヨーロッパにおいては、CEB-ECCS-FIP-IABSEの合成構造合同委員会が発足し、合成構造のモデル指針(案)が1979年に発表されたのに引き続き、Eurocode 4: Composite Steel and Concrete Structure が1984年に出版された。

3. 合成桁の今後の動向

わが国においては、上で述べたように、床版の損傷が目だってきたことにより、特に中間支点上のひび割れを回避するために連続合成桁の採用が控えられてしまった。一方、ヨーロッパ、特にフランスやドイツ、あるいはスイスなどでは、2主桁や上フランジを有さない開断面の鋼箱桁による連続合成桁形式が合理的な構造として一般に採用されている。しかも、床版に対する防水層の設置や、ひび割れを防止するためにプレストレストコンクリート床版を利用するなどの工夫がなされており、さらに、ひび割れの制限を取り入れた限界状態設計法が導入されるなど、床版の耐久性についても十分に配慮されている。このような海外の情勢を考慮すると、わが国においても、その力学的合理性や経済性などの観点から、もう一度、連続合成桁形式について見直すべき時期にきているのではと思われる。しかしながら、その場合には、以下のような諸点について詳細な調査や検討を加える必要がある。

1) プレキャスト床版の採用³⁾

先に述べた鉄筋コンクリート床版の損傷の主なものとしては、以下の原因が考えられる。すなわち、

- ① 設計時には、予想もされなかった重量の大きな輪荷重が頻繁に通過している。
- ② 床版の厚みや鉄筋量が、不適切であった。
- ③ 主桁間に不等沈下が生じ、床版にも悪影響を及ぼしている。
- ④ コンクリートの品質の良好な骨材が、確保しにくくなった。
- ⑤ 現場に精通した熟練技術者が減少し、入念なコンクリートの施工が困難になった。

合成桁の場合は、鉄筋コンクリート床版が輪荷重を支える床版としての役目を有するとともに、主桁の上フランジとしての役目も果たしている。そのため、ひび割れが生じると、所要の機能が保持できなくなってしまう。とくに、⑤の問題は、現在、深刻な状態である。この点は、今後とも改善の余地が見込まれないことから、工場で製作して現地で架設するだけでよい、いわゆるプレハブのプレキャスト床版の研究・開発が望まれるところである。さらに、たとえば床版内の縦横方向にプレストレスを与えると、輪荷重に対する耐久性が著しく向上できる。また、さらに橋軸方向にプレストレスを導入すると、連続桁中間支点上における床版の有害なひび割れに対しても十分な効果が期待できる。

一方、近年開発途上国の木材資源の伐採には国際的に非難が集中しており、床版コンクリートを打設する際に使用する木製型枠材についてはできるだけ避けることが望ましい。このような観点からも、現場打ちコンクリート床版よりは多少割高になるにしても、わが国を含めた先進国においては率先してプレキャスト床版の開発に取り組み、なお一層のプレキャスト床版の利用の促進を図るべきである。

2) 防水層

限界状態設計法では、中間支点上の曲げモーメントを径間側に再配分する設計方法が一般に採用されている。この点から考えると、支点上におけるひび割れの発生が容認されなければならない。その場合、コンクリート床版内の鉄筋を保護するためには、ひび割れを起こした個所からの水の浸入に対処しなければならず、適切な防水層を採用する必要がある。また、防水層には、床版を保護するアスファルト舗装と床版とが一体となった挙動ができるような機能を有していなければならない。

3) 既設橋梁の点検

中間支点上のひび割れが桁全体の機能に及ぼす影響を調べることは重要な課題である。これまで、それを憂慮するあまり、連続合成桁の採用が控えられたと思われる。しかしながら、連続合成桁の中間支点上のひび割れの事例は、多くなく、それらの研究例も少ない。たとえば、(社)日本橋梁建設協会では、平成6年度にプレストレスする連続合成桁の実績調査が行われている。その一例を、図2に示す。これらの結果によれば、中間支点上のひび割れによる損傷は、さほど認められず、コンクリートの打継ぎ目における損傷のほうが著しい。また、大阪市においても、毎年、橋梁の点検調査が実施されており、合成桁に関するデータベースが作成されつつある。現在までの調査によると、プレストレスを導入する、しないに関わらず、連続合成桁の中間支点上に特に著しい損傷が発生していない。これらの例だけで早急に結論づけるわけにはいかないが、このような実績調査を積み重ねていくことによって、連続合成桁の信頼性が確かめられ、より優れた材料や構造形式、あるいは施工法が開発されてゆくものと考えている。

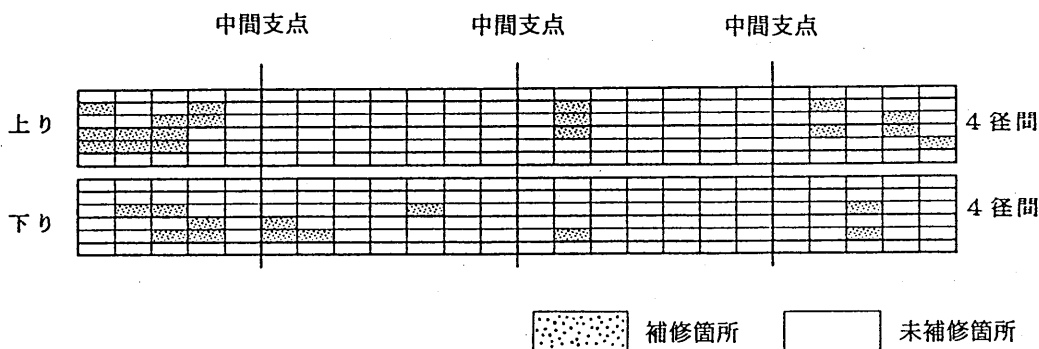


図 2 連続合成桁における床版の補修箇所の例 (平面図)

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会：平成6年度研究成果，連続合成桁設計法調査検討業務，1995年3月。
- 2) 佐藤政勝：合成構造関連示方書と合成橋梁の設計法に関する提案，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 7-12, 1986年9月
- 3) NCB研究会編：新しい合成構造と橋，山海堂，1996年2月

C. 頭付きスタッドの強度評価式の検討

1. 水平せん断強度

1.1 既往の水平せん断強度評価式

諸外国のスタッドの終局静的強度(Q_u)に関する代表的な評価式を、表 1 に示す。これらの評価式によると、終局静的強度に影響する重要な因子は、① スタッドの直径(d_s)、② 高さ(h_s)、③ 引張強度(f_{su})、および ④ コンクリートの圧縮強度(f_{cu})の 4 つである。しかし、これらの因子の影響度は、異なった形で評価されている。

表 1 既往の水平せん断強度評価式

研究者	表現法	関係
Slutter and Driscoll(1965)	式	$Q_u = A \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cu}}; (h_s/d_s \geq 4.2)$
	"	$Q_u = B \cdot d_s \cdot h_s \cdot \sqrt{f_{cu}}; (h_s/d_s \leq 4.2)$
Menzies(1971)	図	Q_u - f_{cu} 曲線
Ollgaard, Slutter and Fisher(1971)	式	$Q_u/A_s = C \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot E_c$
Hawkins(1973)	式	$Q_u = D \cdot A_s \cdot \frac{\sqrt{f_{cu}} \cdot f_{su}}{\sqrt{d_s}}$
Roik(1982)	図	Q_u/d_s^2 - f_{cu} 曲線
	式	$Q_u \leq E \cdot d_s^2 \cdot f_{su}$
ここで、 Q_u : スタッドの終局強度、 d_s : スタッドの直径、 h_s : スタッドの全高、 f_{su} : スタッドの引張強度、 f_{cu} : コンクリートの円柱体強度、 A_s : スタッド軸部の横断面積、 E_c : コンクリートの弾性係数、 A, B, C, D, E : 定数		

1.2 水平せん断強度式の誘導¹⁾

スタッドの静的水平せん断強度は、既往の押抜き試験結果を整理して、上述の因子(d_s, h_s, f_{su}, f_{cu})に影響パラメータとして含める形で表現できるように工夫された。まず、179個の押抜き試験結果をもとに、スタッドの高さ h_s と軸径 d_s との比 h_s/d_s と、静的せん断強度 Q_u との関係を整理した。その結果が、図 1 に示されている。この図によると、試験データは、 $h_s/d_s=5.5$ を境として、 $h_s/d_s < 5.5$ の傾斜部と $h_s/d_s \geq 5.5$ の水平部とに分類できる。そこで、後述のせん断疲労強度の場合と同様に、生存確率97.7%として2つの静的水平せん断強度を誘導されている。

すなわち、 $h_s/d_s < 5.5$ では、 $0 \leq h_s/d_s < 6$ の範囲にある試験データをもとにしての中央値(線A)が求められ、つづいて試験データのバラツキを考慮して、生存確率97.7%にとって、 $h_s/d_s=5.5$ における縦軸の値「1.9」が決定された。

生存確率が97.7%となる時の関係式を「 $Y=AX$ 」と仮定すれば、図 1 から、係数 $A=1.9/5.5$ が得られる。ここで、横軸を $X=h_s/d_s$ 、および縦軸を $Y=Q_u/(d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot f_{su})$ とすれば、次式が得られる。

$$\frac{Q_u}{d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cu}} \cdot f_{su}} = \frac{1.9}{5.5} \cdot \frac{h_s}{d_s}$$

$$\therefore Q_u = 24.0 \cdot d_s \cdot h_s \cdot \sqrt{f_{cu}} \quad (1)$$

ここに、 Q_u : スタッドの水平せん断強度(kgf),

d_s : スタッドの直径(cm),

h_s : スタッドの高さ (cm),
 f_{cu} : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)
 f_{su} : スタッド素材の引張強度 (kgf/cm²)

[ここでは、品質管理が十分であると考えて、 $f_{su}=4,850\text{kgf/cm}^2$ とした]

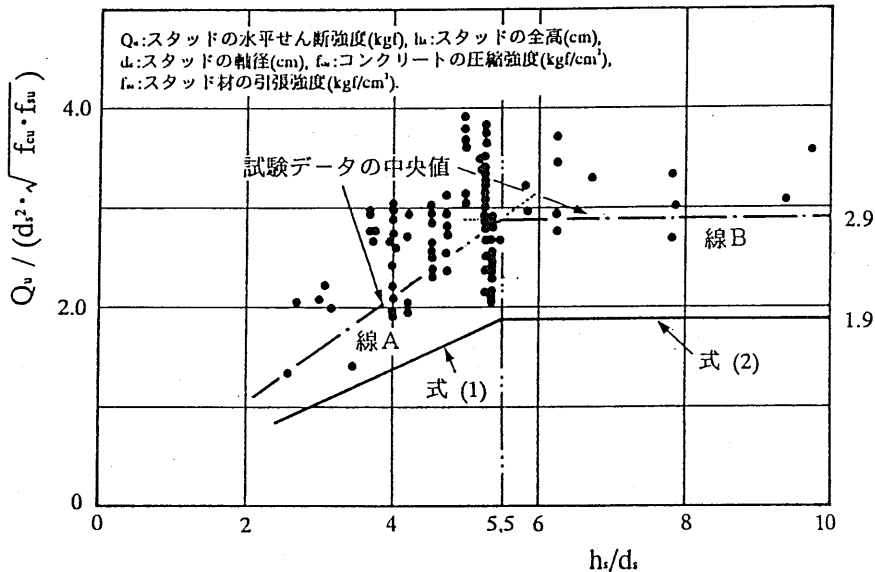


図 1 静的押抜き試験データと指針の提案式との比較

一方、 $h_s/d_s \geq 5.5$ に対しては、 $h_s/d_s \geq 5$ の範囲にある試験データをもとにしての中央値（線B）が求められた。すると、この範囲内にある試験データは、ほぼ水平に分布していた。そこで、傾斜部の強度式(2)と水平部における強度式とが $h_s/d_s = 5.5$ において交わるものとみなして、以下のような設計強度式が導かれた。

$$\begin{aligned}
 \frac{Q_u}{d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cu} \cdot f_{su}}} &= 1.9 \\
 \therefore Q_u &= 132.0 \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cu}} \\
 &\approx 130 \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{cu}}
 \end{aligned} \tag{2}$$

2. ずれに対する限界強度²⁾

限界状態設計法では、供用中の構造物の使用性、ならびに耐久性を確保するために、使用限界状態が設けられている。合成構造では、鋼とコンクリートとの間に生ずる過大なずれがそれに相当するものである。本指針では、次のような荷重—ずれ関係の特性から、ずれに対するスタッドの限界荷重を規定している。

図 2 は、既往の研究で得られた荷重—ずれ関係を、 Q/Q_u （作用荷重と破壊荷重との比）— δ' （残留ずれ量）関係として再整理したものである。なお、ここで使用したスタッド軸部の直径は、実用の範囲を考慮して、13mm～22mmのものに限定した。この図から明らかなように、 Q/Q_u — δ' 関係は、2つの直線、すなわち折れ線で近似できる。そこで、2つの直線の交点、すなわち折れ点を過大なずれの開始点と定め、

それに相当する荷重を「ずれに対する限界荷重」と定義することとした。ずれに対する限界荷重 Q_c は、スタッドの水平せん断強度 Q_u との強度比を使うと、次式によって求められる。

$$Q_c = 0.5 \cdot Q_u \quad (3)$$

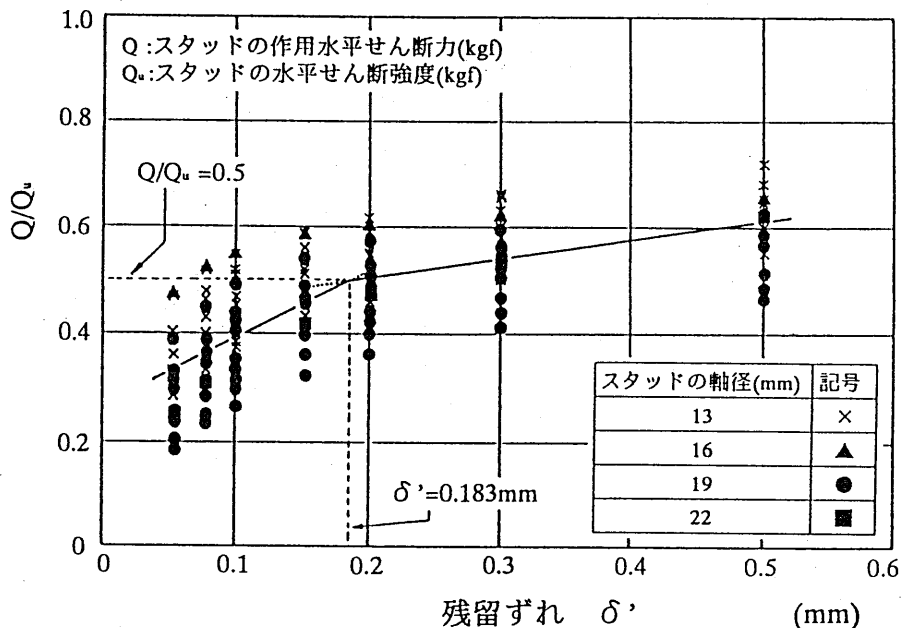


図 2 $Q/Q_u - \delta'$ 関係

3. せん断疲労強度¹⁾

スタッドのせん断疲労強度は、既往の押抜き試験から決定される。押抜き試験により得られたスタッドのS-N関係に基づき、生存確率を97.7% (試験データのバラツキの分布性状を正規分布と仮定したときの -2σ [σ : 標準偏差]) に相当) として、次のようなせん断疲労強度式が求められた。これは、英国の設計指針であるBS 5400, Part 10と同様な推定方法である。

$$\log \Delta \tau = 1.75 - 0.117 \log N \quad (4)$$

ここに、 $\Delta \tau$: 疲労強度 (せん断応力範囲) (kgf/mm^2),

N : 疲労寿命 (回) .

ちなみに、図 3 には、せん断疲労強度式から求めたS-N曲線とともに、AASHTO, BS 5400, Ontario Codeによる設計曲線が示されている。図中のこれらの設計値は、式(4)、およびBS 5400のグループ、ならびにAASHTOおよびOntarioのグループの、2つのグループに分けることができる。両者の差異は、図 4に示すように、主として押抜きせん断試験方法に起因するものと考えられる。すなわち、前者は、H形鋼の両側にコンクリートブロックを有する試験体を用いて試験するものである。しかし、後者は、片側にしかコンクリートブロックを有しない試験体であるため、試験時に偏心载荷の状態となり、鋼とコンクリートを引き離そうとする力が働く。そのため、後者の試験結果は、スタッドにはせん断力と軸引張力が作用することになり、前者のものに比べて低い値を示す傾向にある。

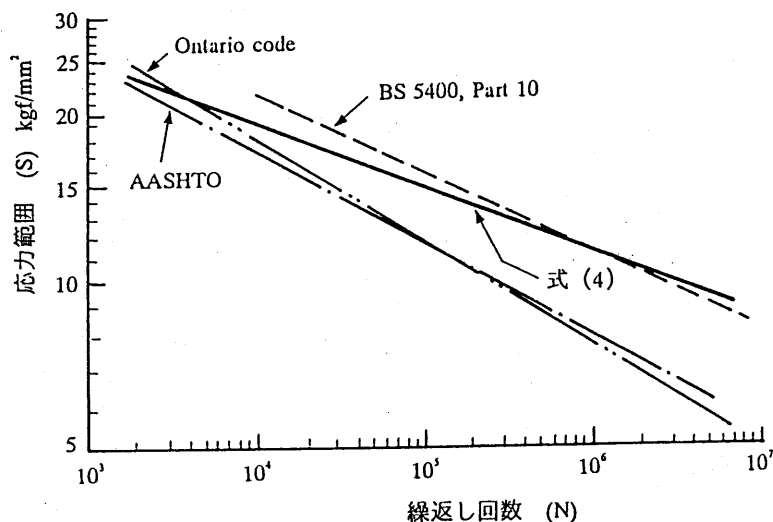


図 3 スタッドのせん断疲労強度式と各国設計規準値

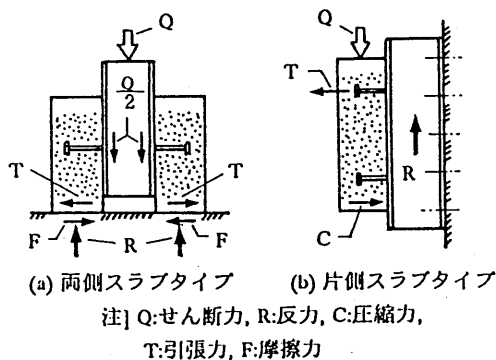


図 4 押抜き試験体の種類

参考文献

- 1) 土木学会関西支部共同研究グループ (代表: 谷平 勉) : 限界状態設計法による合成桁橋の設計法に関する研究 報告書 (改訂版), 1988.
- 2) 松井繁之・平城弘一: 限界状態設計法のための頭付きスタッドの静的・疲労強度に関する評価式, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.163-168, 1989年9月.
- 3) Maeda, Y., Matsui, S. and Hiragi, H. : Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors, Technology Reports of the Osaka University, Vol.33, No.1733, pp.397-406, 1983.

2. 合成床版

A. 合成床版の現状

1. 合成床版の種類

床版は、荷重を直接受け持つ部材として様々なものが用いられており、戦前までは、木床版が多用されていた。床版にコンクリートが使用されるようになったのは、わずかに数十年前のことである。当初は、無筋コンクリートとして橋面の一部に使用されていたが、圧縮に強く引張に弱いコンクリートに鉄筋を配筋し鉄筋コンクリートとして使用されるようになってからは、ほとんどの床版に鉄筋コンクリート(RC)が使用されるようになってきた。このRC床版は、安価であること、および施工が比較的容易であることから、現在でも広く用いられている。

しかし、ここ数年、型枠工・鉄筋工などの専門職の不足が重要な問題となりつつあり、現場作業をできるだけ少なくすることが望まれるようになってきた。また、道路橋の床版は、増大する交通量や重車両の通行により近年ますます過酷な状態にさらされており、RC床版の疲労損傷が相次いで報告されている。とくに、跨線部、跨道部、ならびに都市高架部においては、損傷に伴うコンクリート片の落下などに対する安全性確保が深刻な問題となっている。この損傷の主な原因が、過大輪荷重、交通量の増大による疲労、さらに舗装に浸透した水の影響などであることは周知のことであり、今まで以上の高耐久性が求められている。さらに、コンクリート床版は、橋梁の死荷重として全載荷々重のうち大きな割合を占めていることから、軽量化も併せて求められている。しかし、従来から一般的に用いられている普通コンクリートと異形鉄筋の組合せによるRC床版では、一層の軽量化と高耐久性化という相反する要求を満足させることが難しいと思われる。

これを解消するために考えられたものが、鋼材だけで床版を構成した鋼床版や、鋼とコンクリートとを合成させた合成床版、または鉄筋コンクリート床版にプレストレスを導入したプレストレストコンクリート床版などである。

このうち、鋼とコンクリートとを合成した合成床版形式には、ずれ止め形式や床鋼板の形状などに特徴を有する数多くのものが提案されている。このうち本編では、下面に配置された鋼板を型枠として用いるだけでなく、構造部材として断面に算入するものを対象として、設計指針をまとめた。合成床版は、従来から使用されてきたRC床版と鋼床版の中間的な構造と考えられる。すなわち、RC床版に近いものから順に鋼床版に類似したものまでを分類すると、『第3編 解説 図1.1合成床版の分類』のように整理することができる。また、これらの他にも、ずれ止めに高力ボルトを用いた合成床版など、多くの形式が開発されつつある。

2. 各合成床版の特徴と開発の経緯

合成床版は、これまで多くのものが提案され、それぞれに研究・開発が試みられている。しかし、道路橋の合成床版の設計は、疲労に対して行われるべきである。また、床版の疲労強度は、移動載荷試験によって初めて明らかにすることができる。車輪の走行を考慮した移動載荷による疲労実験まで行われたものは、ロビンソン型合成床版とI形鋼格子床版などわずかなものに限定されている。したがって、現在のところ、この疲労実験が行われた代表的な上記の2種類の合成床版についてのみ、本編で詳述することとした。その他の合成床版については、本指針の主旨を十分に理解し、同程度の検

討、もしくは照査を行えば、使用できるものとしている。

表2.1(1)-(2)には、現在使用されている代表的な合成床版についてまとめた。

表 2.1(1) 各種合成床版の特徴

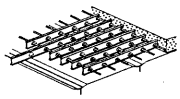
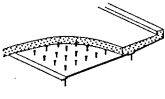
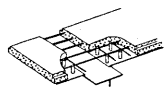
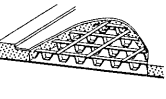
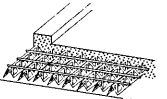
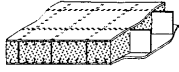
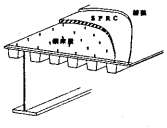
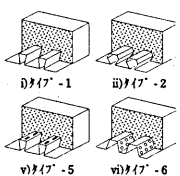
	I 形鋼格子床版	鋼板・コンクリート 合成床版	パイプジベル 合成床版	トラス型ジベル 合成床版	立体トラス型 ジベル合成床版
概 要 図					
接 合 方 法	I 形鋼と鉄筋で構成された格子 ⁶⁾ の下面に鋼板が接合されている。	厚さ 4.5mm から 10mm 程度の鋼板に頭付きスタッドを溶接している。 下面の鋼板は型枠と強度部材とを兼用している。	ずれ止めとして直径 50 mm 程度の短い鋼管を鋼板上に周辺すみ肉溶接している。 下面の鋼板厚さを標準厚さ 4.5mm として、型枠と強度部材を兼用している。	帯鋼を波形に折り曲げ加工して斜材とし、さらに上弦材となる帯鋼を溶接したトラス型ずれ止めを用いる。	板厚 6mm 程度の鋼板にパンチ孔加工および折り曲げ加工を施して、ピラミッド状に組み立てた立体トラス型ジベルをずれ止め、および架設時の強度部材として用いる。
ず れ 止 め の 設 計 方 法	I 形鋼のウェブのパンチ孔より I 形鋼とコンクリートの付着が確保される。	実験と解析から求めたずれ止め作用するせん断力算出式を用い、ずれ止めの単位断面積に発生するせん断応力の限界値を規定している。	パイプジベル 1 本当たりの許容せん断力 Q_a $Q_a = \tau_{sa} \times a \times \Sigma l$ ここで、 τ_{sa} : 許容せん断応力度 (=800kgf/cm ²) a : 溶接のど厚 Σl : 溶接周長	設計・製作・施工指針(案) ³⁾ が作成されている。ジベルの二面押し抜きせん断試験の結果から、図 2.1 に示すようなジベル寸法、および溶接長とジベルの限界せん断耐力の関係が得られており ⁴⁾ 、これによって安全率を 3 としてずれ止めの設計を行う。	TSC 合成設計要領(案) ⁷⁾ が作成されている。ずれ止めとしての限界せん断耐力は二面押し抜きせん断試験から同一の軸部断面積、および同一高さのスタッドと比べて図 2.3 に示すようにかなり大きく、許容せん断力は限界に対して 3 以上の安全率を保証している。
鋼 板 の 許 容 応 力	鋼板は設計計算上コンクリートとの合成を考慮していない。	道路橋示方書の規定に準じている。	鋼板の許容引張応力度 $\sigma_a = 800\text{kgf/cm}^2$ (引張を考慮)	トラス型ジベルは、ずれ止め作用を果たす強度部材 50 × 4.5mm の帯鋼からなるトラス型ジベルを、主鉄筋方向に 250 mm ほど、配筋方向に 1000mm ほどに配置。鋼板の許容引張応力度は、道示の規定に準じて $\sigma_a = 1400\text{kgf/cm}^2$	設計要領(案)によると、ジベルと底鋼板の溶接条件により、活荷重に対しては、 連続溶接の場合 880kgf/cm^2 断続溶接の場合 600kgf/cm^2 に、許容曲げ引張応力度を規定している。
実 験 ・ お よ び 研 究	車輪の荷重を考慮した移動載荷実験が行われている。 数多くの実験が行われており、今回の指針(案)作成の基礎資料となっている。	車輪の荷重を考慮した移動載荷実験が行われている。 文献 1) に示すように数多くの実験が行われ、今回の指針作成の基礎資料となっている。	鋼板の一部をプレス加工した筒型ジベルによる合成はり供試体に対し、定点繰返し載荷による疲労実験のデータに基づいて規定されている ³⁾	模型供試体の定点載荷による疲労実験では、図 2.2 に示す一例のように 400 万回に至るまでの繰返し回数載荷に対しても異常が認められず ⁵⁾ 、大型の輪荷重移動載荷装置による疲労実験でも同様な結果が得られた。 ⁶⁾	合計 15 体の合成はり供試体の疲労実験から、図 2.4 のような異形鉄筋の疲労設計強度式に準じて修正した S-N 曲線を求めた結果、これらの 200 万回疲労限度は、板厚 4.5mm に対して 720kgf/cm^2 板厚 6.0mm に対して 940kgf/cm^2 が得られた。 ⁸⁾ 多点移動載荷による疲労実験 ⁹⁾ 、および実橋載荷実験 ¹⁰⁾ が行われ、安全性を検討している。
施 工 実 績	全国にかなり多くの施工実績がある。	阪神高速道路、大阪府大阪市などに数橋の施工実績がある。	RC 床版の打ち代え用として、これまでに多くの施工実績がある。	阪神高速道路の湾岸線において施工実績がある。	数橋の施工実績がある。

表 2.1 (2) 各種合成床版の特徴

	サンドイッチ 構造合成床版	SFR C 合成床版	波形鋼板 合成床版
概要 図			
接合 方法	鋼製箱構造の中にコンクリートを充填した構造。鋼箱断面により変形が拘束されるためずれ止めを設けない場合もある。	鋼床版の舗装に鋼繊維補強コンクリートを使用し、鋼床版に溶殖した頭付きスタッドでコンクリートと鋼板を合成している。	床用折曲げ形鋼板に、突起や定着部材を取り付け加工して、鋼とコンクリートのずれに抵抗している。
施工 実績	沈埋トンネル、および護岸構造に使用例がある。	名古屋高速道路に使用実績が多い。	歩道橋や建築構造の床に使用されている。

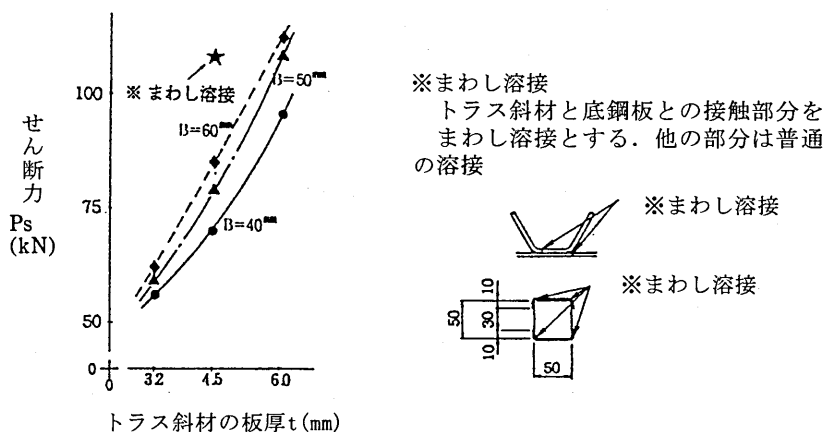


図 2.1 ジベル斜材の板厚・溶接長と限界せん断力との関係

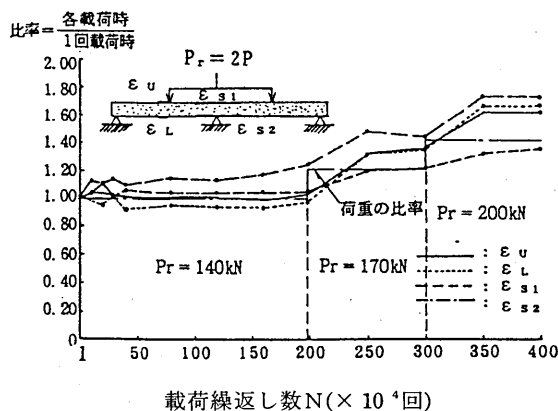


図 2.2 供試体各部のひずみと載荷繰返し数との関係

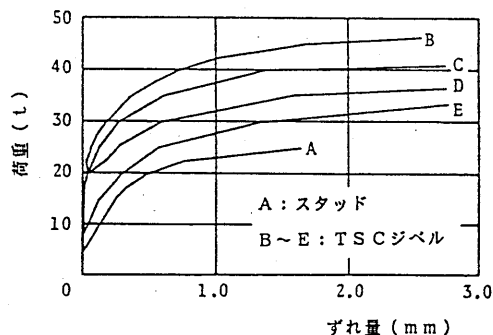


図 2.3 接合面の荷重-相対ずれ曲線

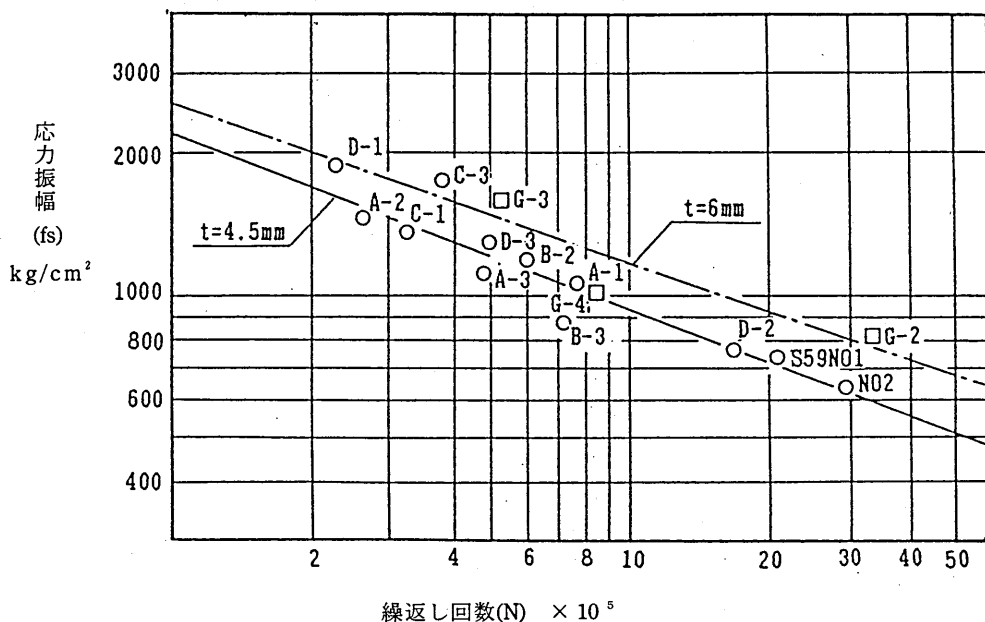


図 2.4 鋼板の S-N 曲線

参考文献

- 1) 松井繁之・文允景・池田秀夫・武田芳久：限界状態設計法に基づく鋼・コンクリート合成床版設計指針（草案）について，合成構造の活用に関するシンポジウム，土木学会，pp. 13-18, 1995 年 11 月．
- 2) 石川播磨重工業社内研究報告書：コンボースラブの橋梁床版への応用研究(第 2 次), 1971 年 4 月．
- 3) 阪神高速道路公団大阪第一建設部：トラス型ジベルを用いた合成床版の設計・製作・施工指針(案)，1993 年 3 月
- 4) 中井 博・松本雅治・中村 求・山本晃久・真田健司：トラス型ジベルを用いた合成床版の耐荷力と疲労強度に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 37A，土木学会，pp. 1357 - 1365, 1991 年 3 月．
- 5) 川崎重工業・災害科学研究所：トラス型ジベルを用いた合成床版の梁としての定点疲労実験，1991 年 3 月．
- 6) 川崎重工業・災害科学研究所：トラス型ジベルを用いた合成床版の輪荷重移動載荷実験による版疲労実験，1991 年 3 月
- 7) 九州橋梁・構造工学研究会 TSC 研究会：TSC 合成床版設計要領(案)，1990 年 7 月．
- 8) 太田俊昭・日野伸一：鋼板とコンクリートから成る合成版構造の開発研究，電力土木，No. 219，pp. 1 - 10, 1989 年 3 月．
- 9) 日野伸一・太田俊昭・兼澤秀和・鬼束俊一：TSC 合成版部材の疲労強度と繰返し荷重下における応力推定，土木学会第 45 回年次講演概要集，pp. 574 - 575, 1990 年 9 月．
- 10) 太田俊昭・日野伸一・田中征夫・丸内進・酒井甚一郎：TSC 床版合成桁橋（荅陽橋）の載荷実験とその設計法について，構造工学論文集，Vol. 37A，土木学会，pp. 1367 - 1376, 1991 年 3 月．

B 鋼板・コンクリート合成床版の解析による検討

1. スタッドを用いた合成鋼床版の最小厚さと鋼板厚さの検討

1. 1 はじめに

合成床版では、構造特性と合理性から、RC床版より床版厚を薄くするのが一般的である。しかし、無制限に床版厚を薄くすると、たわみ量を増大させるとともに、発生するねじりモーメントによって床版上面のコンクリートに橋軸直角方向の有害ひびわれを発生させることとなる。このため、活荷重による版のねじれやたわみを制御し、コンクリートに有害ひびわれが発生しないようするために、コンクリートの最小厚、およびデッキプレートの最小鋼板厚と、輪荷重が載荷された合成床版のたわみ量との関係を明らかにしておく必要がある。

そこで、輪荷重が載荷された合成床版のたわみ量について検討が行われた。検討に際しては、指針で規定されたコンクリートの最小厚(h_c)を固定し、輪荷重に対する合成床版のたわみ量を許容値(許容たわみ量は $L/2,000$ とした)以内に収まるようにデッキプレートの厚さを計算した。また、デッキプレートの最小鋼板厚は、本指針にあわせて8mmに設定した。

1. 2 計算の条件

ここでは、 h_c を最小床版厚(cm)、また L を床版支間(m)として、以下の条件を設定した。

最小床版厚	: $h_c = 2.5 \cdot L + 10$
作用輪荷重	: $T = 10t$
コンクリートのヤング係数比	: $n = 10$

1. 3 計算結果

計算結果の代表的なものとして、ここには、図 2.5～図 2.9を示す。

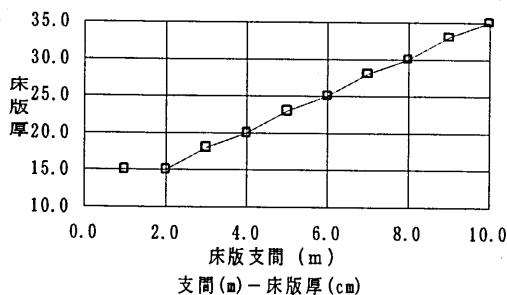
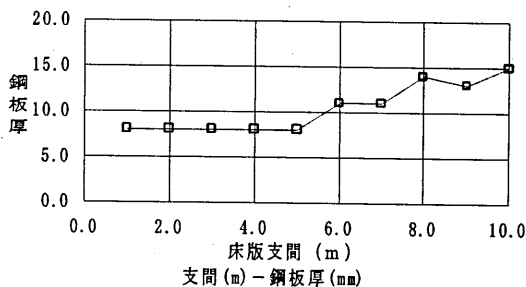


図 2.5 合成床版の最小厚さ (cm)



(最小鋼板厚さを8mmとし、床版厚さを固定したうえで、床版の発生たわみ量を $L/2,000$ 以下に収めるための鋼板厚さを計算した。)

図 2.6 計算に用いた鋼板厚さ (mm)

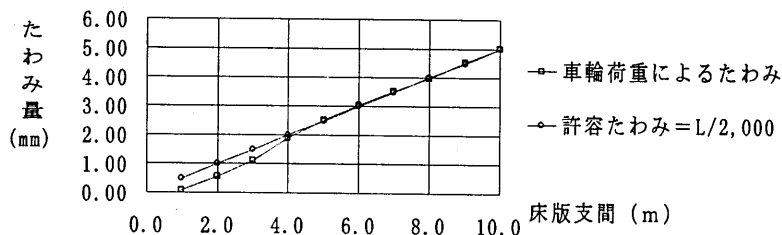


図 2.7 輪荷重によるたわみ量 (mm: 許容たわみは支間(=L)の $1/2,000$ とした)

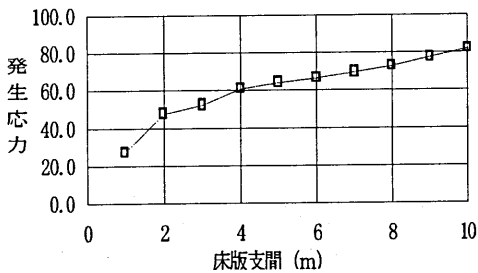


図 2.8 支間部のコンクリート上面に発生する圧縮応力 (kgf/cm²: 単鉄筋として計算)

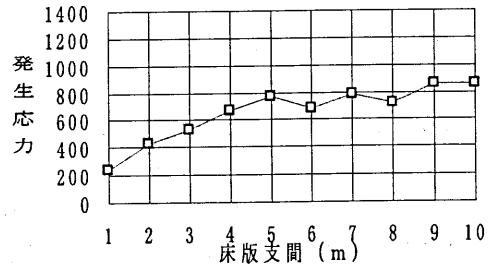


図 2.9 支間部の鋼板下面に発生する引張応力 (kgf/cm²)

以上の結果によって、本指針では、最小床版厚(h_c)を、 $h_c=2.5L+10$ で設定することとした。

2. スタッドを用いた合成床版の設計断面力検討

2.1 はじめに

本指針(案)では、頭付きスタッドを用いた合成床版について、一般のRC床版と同様な設計断面力を示している。ここでは、指針(案)で示された限界状態の定義に基づいた設計曲げモーメント、およびずれ止め照査せん断力に着目しておこなった検討の概要を述べる。

2.2 解析モデル

断面力式の検討に際しては、単純版の支間部曲げモーメント、および支点部のせん断力に着目して、解析した。解析モデルの概要は、以下のとおりである。

- 1) 図 2.10 に示す2辺単純支持の無限連続版モデルとした。

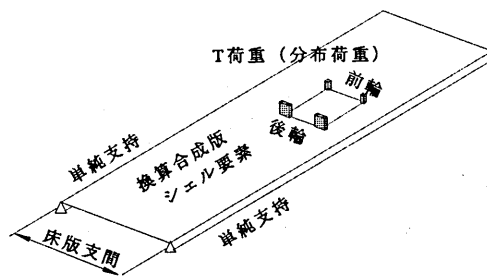


図 2.10 解析モデル

- 2) 床版支間長の範囲：2～8m
- 3) 床版厚さ： $h=2.5L+10$ ただし、 h をコンクリート厚(cm)で、また L は支間長(m)である。
- 4) T活荷重の形状は、前道示のT荷重を模した図 2.11を用いた。

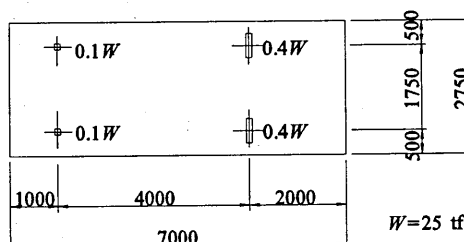


図 2.11 解析に使用したT荷重

5) 衝撃係数は、道示に従い、 $i=20/(L+50)$ とした。

2. 3 設計曲げモーメント式の検討

解析により得られた曲げモーメントは、道示の設計曲げモーメント算定式と非常に近い結果となった。そこで、道示の設計曲げモーメント式を基本に若干の余裕を考慮して、合成床版の設計曲げモーメント式を検討することとした。余裕量としては、支間2mに対して20%を、当面の合成床版における最大支間と考えられる12mで、0となるよう設定した。これは、支間長の小さい範囲では曲げモーメントに影響を及ぼす輪荷重数は少く再現確率が大きいこと、反対に長支間の範囲では最大値を生じさせる荷重配置の再現確率が小さくなることを考えたものである。これらの結果を、支間長を横軸にとって図化すると、図 2.12(a), (b) のようになる。

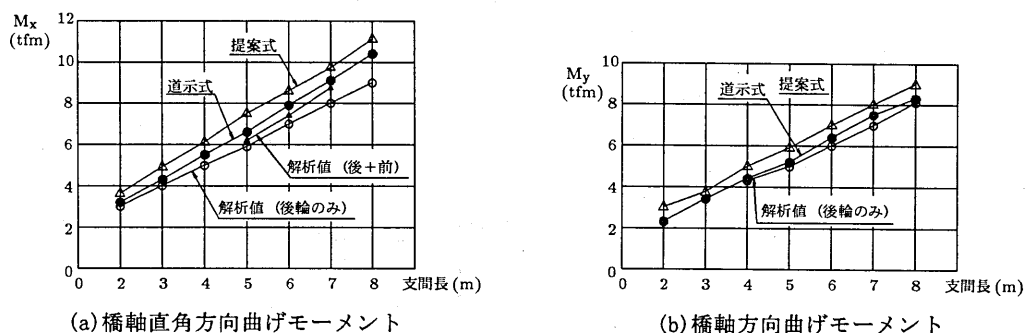


図 2.12 解析曲げモーメントと道示設計曲げモーメントの比較

この結果から、本指針では、『第3編 表7.1 道路橋活荷重による設計曲げモーメント』で定める提案式を設定することとした。

2. 4 ずれ止めの設計せん断力の検討

合成床版のずれ止めに作用するせん断応力度は、完全な合成作用を前提とした場合、版に作用するせん断力から、一般に次式で計算される。

$$\tau = \frac{SQ}{I} \cdot \frac{p}{nAs}$$

ここに、 Vd : スタッドのせん断応力度 (kgf/cm²)

S : 作用せん断力 (kgf/m)

Q : 合成床版の中立軸（全断面有効）に関する鋼板の断面1次モーメント (cm/m³)

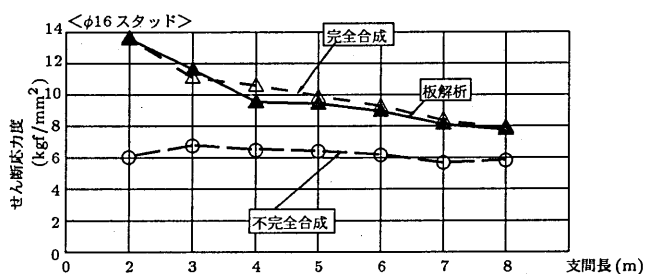
I : 合成床版の中立軸（全断面有効）に関する鋼板の断面2次モーメント (cm/m⁴)

p : 考えるせん断力方向のスタッド間隔 (cm)

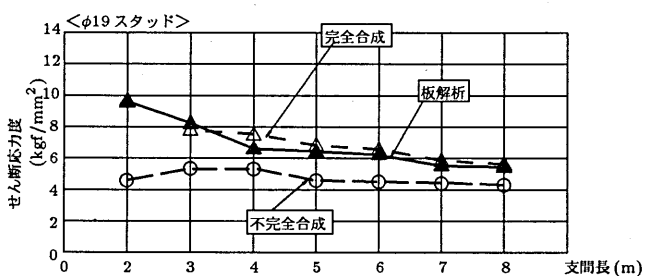
n : 考えるせん断力と直角方向の1m当たりのスタッド本数

As : スタッド1本の断面積 (cm²)

しかしながら、スタッドの剛性が比較的低く、実験などによると、不完全合成構造として評価するのが妥当である。したがって、上式でスタッドの配置を決定すれば、過大な設計結果を与えることになる。そこで、実験などによって求められたスタッドのパネ定数を用いてモデル化した鋼板・コンクリート合成版の層状化有限要素モデルにより、伝達されるせん断力が検討された。その結果を、完全合成モデル、および換算合成版モデルの板解析の結果と対比させて、図 2.13に示す。



(a) φ16スタッド



(b) φ19スタッド

図 2.13 不完全合成を考慮したずれ止めのせん断応力

指針では、設計曲げモーメントの場合と同様に余裕を見込み、スタッドをずれ止めに使用した場合の補正係数を考慮し、ずれ止め設計のための版の設計せん断力算定式として次式を導いた。

$$S = k (0.011 L + 0.747) P$$

ここに、 k ：ずれ止めの形式によって決定される作用荷重の分担率。

スタッドの場合： $k = 0.50$

十分剛なずれ止めの場合： $k = 1.00$

L ：床版支間 (m)

P ：活荷重の一輪分の荷重 (=10tf)

C I 形鋼格子床版の設計断面力と疲労強度の検討

1. I 形鋼格子床版の設計断面力検討

1. 1 はじめに

本指針において、合成床版の適用範囲を 8 m まで拡張するという前提を設けたため、I 形鋼格子床版についても、少数主桁橋への適用を考慮して、主部材(I 形鋼)を橋軸直角方向に配置する場合には床版支間 8 m までを対象に検討が行われた。また、主部材が橋軸方向配置の場合には主桁間隔が 6 m 以上の広幅員 2 主桁橋を対象として、床版支間である横桁間隔を 6 m まで拡張して設計断面力が計算された。

1. 2 解析モデル

I 形鋼格子床版は主部材方向と配力筋方向で曲げ剛性が大きく異なるため、従来からも直交異方性版として取り扱われている。上記のように、床版支間を拡大しても、その直交異方性度に大きな違いはないと考え、従来考えられてきた直交異方性度を基本的に採用して解析検討がなされた。

(1) 解析モデルの概要

解析モデルは、図 2.14 に示したような、床版支間が橋軸直角方向の場合は相対する 2 辺が単純支持された無限単純版、1 辺が固定され、他辺が自由である無限片持ち版、また、床版支間が橋軸方向の場合には、2 主桁橋を想定し、主桁位置で単純支持、横桁位置で弾性支持とした 3 径間の連続版とされた。

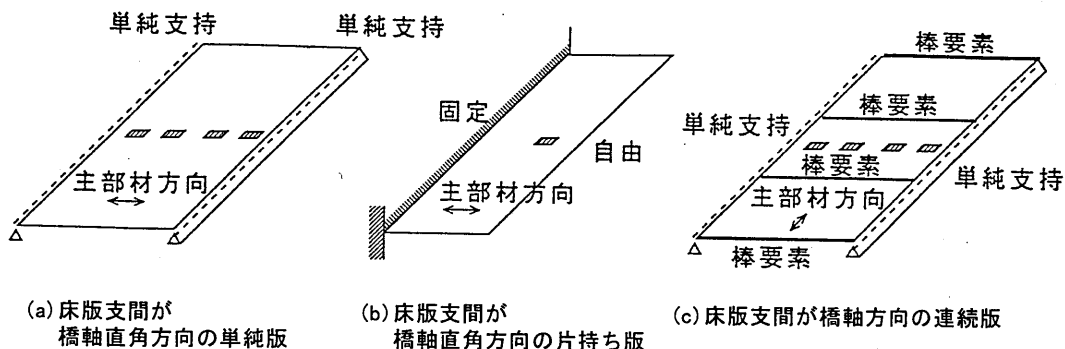


図 2.14 解析モデル

(2) 床版支間：対象とした床版支間の範囲は、以下の 3 ケースである。

- ①主部材が橋軸直角方向配置の単純版…………… $L = 2 \sim 8 \text{ m}$
- ②主部材が橋軸直角方向配置の片持ち版…………… $L = 1 \sim 2.5 \text{ m}$
- ③主部材が橋軸方向配置の連続版…………… $L = 3 \sim 6 \text{ m}$ (横桁間隔), $B = 6 \sim 12 \text{ m}$ (主桁間隔)

(3) 床版厚：単純版、連続版に対しては、図 2.15 の値が採用され、片持ち版では 25 cm の一定値とされた。

(4) 活荷重：従来の設計法と同様に、T 荷重 ($T=25$) を橋軸方向に一組、幅員方向には組数に制限なく載荷し、最大曲げモーメントが求められた。なお、輪荷重は、図 2.16 に示すように舗装上面での輪荷重載荷面を、舗装厚を無視して床版中央面まで 45° の角度で拡大した面に等分布すると仮定して安全側にした。

(5) 衝撃係数：衝撃は、衝撃係数 $i=20/(50+L)$ で考慮された。

(6) 床版の異方性：従来の 4 m までの床版支間で、I 形鋼格子床版における主部材方向の曲げ剛性 (I_x) と配力筋方向の曲げ剛性 (I_y) との比は、 $I_y/I_x=0.4 \sim 0.5$ であるが、解析検討においてはその比を、床版支間が橋軸直角方向の場合には $I_y/I_x=0.3 \sim 0.7$ 、床版支間が橋軸方向の場合には $I_y/I_x=0.4 \sim 0.5$ と範囲に

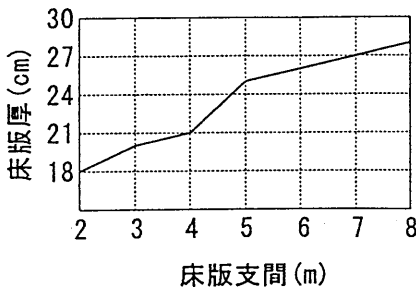


図 2.15 床版支間と床版厚の関係

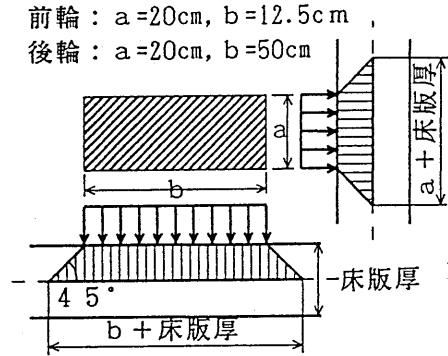


図 2.16 輪荷重分布の仮定

幅を持たせて検討された。

1. 3 設計曲げモーメント式の誘導

(1) 床版支間が橋軸直角方向の場合の単純版

版解析によって得られた床版支間と曲げモーメントの関係は図 2.17のとおりで、床版支間 8 m までほぼ線形的に増加している。適用範囲である $I_y/I_x=0.4\sim0.5$ の解析値に対し、従来の設計曲げモーメント式は適切な安全の余裕を有していると考えられる。よって、従来の設計曲げモーメント式を床版支間 8 m まで拡張してよいと判断でき、指針に反映された。

(2) 床版支間が橋軸直角方向の場合の片持ち版

版解析による床版支間と曲げモーメントの関係を図 2.18に示す。主部材方向の曲げモーメントは固定辺上、配筋筋方向の曲げモーメントは自由辺上での最大値を採用すればよい。主部材方向の曲げモーメントは 2 輪の輪荷重が同時載荷される支間 1.5 m を境に支点上主部材方向の曲げモーメントが急増することがわかる。

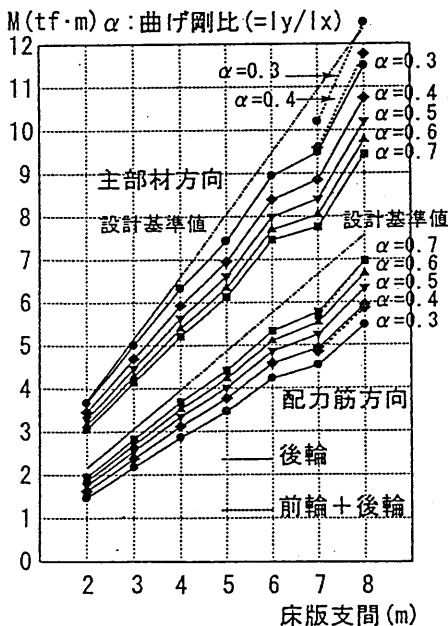


図 2.17 床版支間と曲げモーメントの関係
(床版支間が橋軸直角方向の場合の単純版)

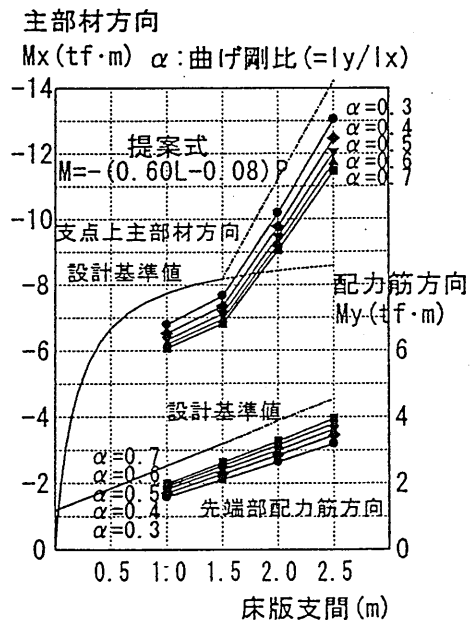


図 2.18 床版支間と曲げモーメントの関係
(床版支間が橋軸直角方向の場合の片持ち版)

したがって、支間長が $1.5 < L \leq 2.5$ の場合には、支間1.5mにおける従来の設計曲げモーメントが解析値に対して有している安全の余裕と同等の余裕を持つようにして誘導された一点鎖線が設計曲げモーメント式として提案された。一方、先端部の配力筋方向曲げモーメントは支間2.5mまで線形に増加しており、2輪载荷の影響は見られないため、従来の設計曲げモーメント式を支間2.5mまで拡張してよいものと考えられた。

(3) 床版支間が橋軸方向の場合の連続版

表 2.2に示す主桁間隔と横桁間隔の比が2:1以上の一方向版を対象に解析が行われた。横桁のたわみの影響を配慮すべきか否かを検討するため、横桁の剛性を無限大とした場合と、道路橋示方書のたわみ制限値を満足する表 2.3に示す断面二次モーメントを考慮した場合の2種類について解析された。

床版の曲げモーメントと(主桁間隔 B /床版支間 L)の関係を示したのが図 2.19である。横桁のたわみの影響により、主部材方向の曲げモーメントは増加している。したがって、本指針で示した主部材方向の設計曲げモーメント式は、安全側に考えて表 2.3の剛性で計算された結果に、0~12%の安全の余裕を見込んだものとして誘導されたものである。ただし、幅員方向無制限の輪荷重载荷の再現確率を考慮して、主桁間隔が大きくなるほど安全率を低減させることとした。

配力筋方向は B/L による変化がほとんどなく、かつ輪荷重の载荷台数による影響も僅かであるため、図 2.14をもとに20%の安全の余裕を見込んで設計曲げモーメント式とされた。

表 2.2 解析ケース

横桁間隔	3 m	4 m	5 m	6 m
主桁間隔 6 m	○	—	—	—
8 m	○	○	—	—
10 m	○	○	○	—
12 m	○	○	○	○

表 2.3 横桁の剛性

主桁間隔	横桁の剛性 I
6 m	190,000 cm^4
8 m	465,000 cm^4
10 m	904,000 cm^4
12 m	1,300,000 cm^4

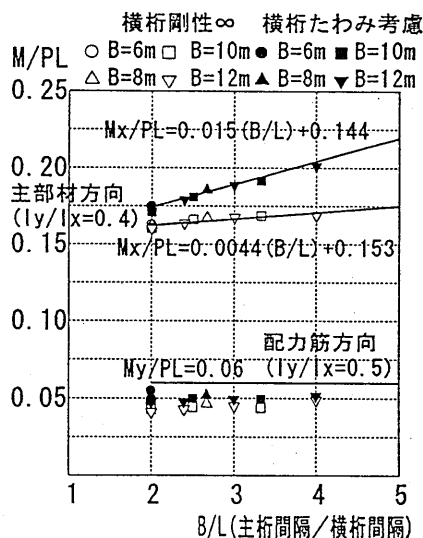


図 2.19 B/L と曲げモーメントの関係
(床版支間が橋軸方向の場合の連続版)

1. 4 異方性の照査について

直交異方性版では直交2方向の曲げ剛性比が変化すると主部材方向、配力筋方向の曲げモーメントの比率が大きく変化する。よって、断面設計後の床版の曲げ剛性の比(I_y/I_x)が設計前の仮定値から大きく離れ、危険側の曲げモーメントが発生しないようにする必要がある。よって、本指針では、I形鋼格子床版の断面設計後に、最終的に曲げ剛性比をチェックし、仮定条件である $I_y/I_x=0.4$ 以上であることを照査することとした。

2. I形鋼格子床版の疲労強度特性に関する検討

従来より、I形鋼格子床版の疲労破壊の主現象はRC床版とは異なり、主部材であるI形鋼の疲労破壊であることが確認されている。I形鋼格子床版のコンクリートのひび割れにともなう全体的な耐久性と上記の

ような破壊性状の確認を行うため、実物大の床版による輪荷重走行試験が実施された²⁾。

(1) 供試体および試験方法

床版の耐久性に影響を及ぼす要因として、①コンクリートの違い（普通，膨張），②図 2.20に示す主部材と配力鉄筋の交点における交点溶接法の違い，③底板の影響 に着目し，表 2.4に示す4種類について試験が行われた。供試体は床版支間2.2mの単純版であり，B活荷重で設計され，床版厚は20cm，主部材はI-150@20cm，配力筋はD16@12.5cm(下側)である。

表 2.4 輪荷重走行試験・供試体の概要

供試体	コンクリート	底板	交点溶接	載荷荷重	載荷回数	備考
IS-1	普通	なし	標準	15tf	50万往復	()内は，当初試験終了後に実施した追加試験を示す
IS-2	膨張					
IS-3	普通		下側全点溶接 但し，パネルの左右で溶接位置を変更	15tf (18tf)	50万往復 (18万往復)	
IS-4	普通	あり	標準	15tf	10万往復	

標準：パネル四周および中間の数点を交点溶接

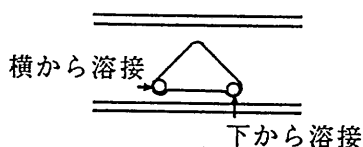


図 2.20 パンチ孔と交点溶接

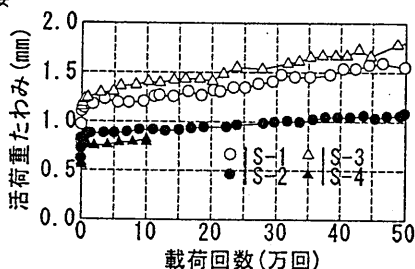


図 2.21 たわみの変化(床版中央部)

(2) 試験結果

いずれの供試体においてもRC床版の50年供用に相当する15tf，50万往復（底板つきのみ10万往復載荷）を終了した時点では床版の外見上に損傷は見られず，通常の作用荷重下における耐久性は問題のないことが実証された。各供試体の繰返し載荷回数と床版中央部のたわみの関係を図 2.21に示す。膨張コンクリートを用いた底板なしの供試体（IS-2），および普通コンクリートを用いた底板付きの供試体（IS-4）のたわみは普通コンクリートを用いた底板なしの供試体（IS-1，IS-3）のそれぞれ2/3程度となっており，底板，ならびに膨張コンクリートの使用は床版の剛性・耐久性の向上に有効であることがわかる。よって，本指針では使用コンクリートとして膨張コンクリートが推奨されることとなった。

交点溶接の違いによる疲労強度の変化を確認する供試体（IS-3）では，15tfを50万往復載荷の後，荷重を18tfに上げて載荷試験が継続されたが，18万往復載荷した時点でI形鋼の交点溶接部から発生していた亀裂が下フランジまで到達した。試験の終了後I形鋼を取り出して疲労亀裂を観察すると，下側から交点溶接を行ったパンチ孔では載荷点より離れた側の応力集中の大きい隅角部で多数の亀裂の発生が観察されたのに対し，横から交点溶接を行った場合には，亀裂数は極端に減少しており，溶接位置による疲労強度の差が明確に確認された。これより，交点溶接を横から行うことを推奨した。

参考文献

- 1) 大田孝二・森寛司・高木優任・松井繁之：鋼少数主桁橋に適用するI形鋼格子床版の設計法に関する考察，橋梁と基礎，pp35-44，1997. 2.
- 2) 大田孝二・森寛司・高木優任・鈴木清・福田晃・松井繁之：I形鋼格子床版の長支間化に対応する設計法と疲労強度，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム，pp. 43-48，1995. 11.

D. 鋼板・コンクリート合成床版中のスタッドの疲労性状と疲労強度特性の検討

1. まえがき

鋼板・コンクリート合成床版中のスタッドの設計用疲労強度式を誘導するために、本床版を構成する各素材強度・寸法等をパラメーターにした実物大模型供試体が製作され、走行荷重下での疲労実験が行われた。それに、解析的評価を加えて、走行荷重下におけるスタッドに作用する回転せん断力、1本のスタッドで再現付与する実験で多数のデータが収集され設計用疲労強度式の基礎資料となった。

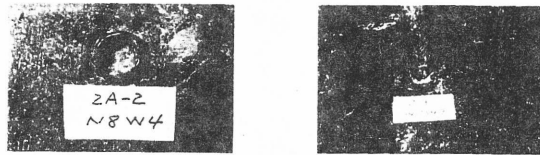
2. 合成床版の疲労破壊性状

輪荷重による疲労試験で発現する頭付スタッドを用いた合成床版形式の特征的疲労破壊は図 2.22(a)，および写真 2.1(a)のようにスタッドが鋼板から分離する疲労破壊である。破断したスタッドはいずれも溶接の熱影響部で破断しており、鋼板には全く亀裂の発生は見られなかった。破壊の形態として、溶接のカラー部を残してスタッドが破断しているものと溶接のカラー部も一緒にえぐり取るように破断しているものとの2つのタイプが確認された。破断したスタッドはすべて荷重走行軌道の外側のスタッドであり橋軸直角方向せん断力振幅で破断したものといえる。一方、橋軸方向のせん断力振幅の影響しか受けない荷重走行直下である支間中央の列のスタッドは健全に残存していた。

一定点載荷による疲労実験での合成床版の疲労破壊性状は、スタッド溶接位置での鋼板の疲労破壊

(図 2.22(b)，および写真 2.1(b))であったが、荷重が走行すると上記のようにスタッド自身の破壊に変化する。この破壊現象の説明と、床版を構成する各要素のパラメーターの影響を調べるために、「K.R.Moffattらの手法」に準じて開発された弾性応力解析用プログラムを用い走行荷重を受ける合成床版中のスタッドに作用するせん断力特性が解析された。

軌道の端部から中心に向かって輪荷重を移動させると、各スタッドに作用するせん断力は、1例を図 2.24に示したように、回転して作用することがわかる。道路橋床版に対する輪荷重走行試験法は、従来の定点載荷による疲労試験に比べ、より現実的な試験方法であり、回転せん断力による合成床版のスタッドの疲労破断は、本形式床版特有の疲労破壊現象言え、疲労設計はこのスタッドの破断に着目して行うべきであ



(a) タイプ① (b) タイプ②
写真 2.1 スタッドの疲労破壊性状



(a) タイプ① (b) タイプ②
図 2.22 スタッドの疲労破壊性状

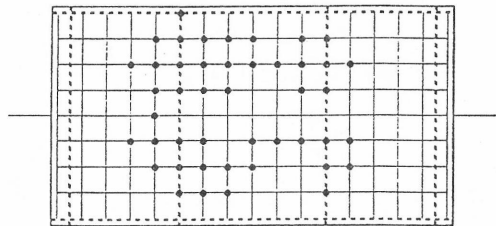


図 2.23 破断したスタッドの配置
●印は破断したスタッド位置を示す

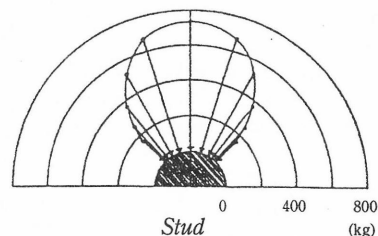


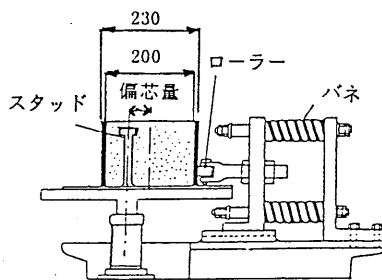
図 2.24 スタッドに作用するせん断力の大きさと方向の1例

ると位置づけられた。

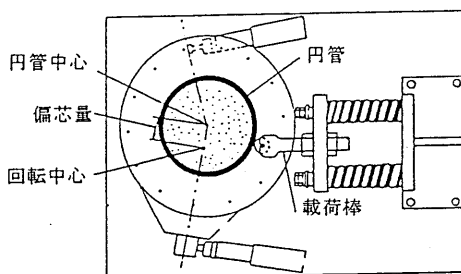
3. S-Nデータの追加と設計用疲労強度の提案

S-N曲線を作成するために、多数の床版供試体による疲労実験を行い、回転せん断力を受けるスタッドの疲労破壊データを多量に求めることは困難である。そこで、図 2.25に示すような特殊な回転疲労試験機が開発され、1本のスタッドに回転せん断力を与える試験が行われた。本試験機の主構造は円形供試体をロータリーアクチュエーターで約160度回転させる部分と、バネ力を利用してせん断荷重を与える載荷部である。供試体の回転によって、スタッドに回転せん断力を与えられる。また、回転中心にスタッドを配置し、供試体を形成している鋼パイプの中心を偏心させることによって、作用するせん断力を変えることができる。

本装置による試験において、スタッドは床版の供試体で見られた破壊形式と同じく、2種の性状で破壊している。しかし、回転試験での疲労寿命は、合成床版中のものより、若干、短くなった。S-N図にプロットすると図 2.26のとおりで、床版供試体の疲労強度の下限値当たりと同等となった。この図からも分かるように、データのバラツキが大きく、さらにS-N曲線の傾きは非



(a) 側面図



(b) 平面図

図 2.25 スタッド専用の回転疲労試験機の概要図

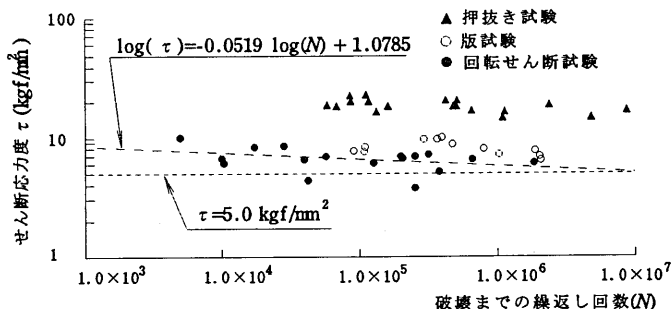


図 2.26 S-N図

常に緩やかである。このようなS-N曲線では荷重の変動の影響を表現することは非常に困難といえる。

以上から、合成床版中のスタッドの疲労設計では、S-N曲線によって行うことは不可能で、S-Nデータの一定の下限値を疲労限度と考えて、発生せん断応力振幅をこの制限以下になるように、スタッド間隔とスタッド直径を設計するのが合理的と判断できる。指針に示したように、そのせん断応力の下限値を5kgf/mm²と提案された。

参考文献

- 1) 松井繁之，文允景，福本啓士；鋼板・コンクリート合成床版中のスタッドの疲労性状について，土木学会構造工学論文集 Vol. 39A，1993年3月
- 2) 文 允景；鋼板・コンクリート合成床版の疲労特性と疲労設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1993年3月

E 合成床版現場継手の形式と特性の比較

1. 合成床版現場継手の構造形式

道路橋の合成床版では、パネル化された鋼製部を現場に搬入し、全橋面の規模に連結してコンクリートを打設する場合と、コンクリートをも工場で打設し、プレキャスト化した製品を現場で並べて、継手部を現場施工する場合の2通りが考えられる。いずれにしても図2.27に示すような継手が必要となる。この部位も十分な疲労耐久性を確保されるべきであり、採用する継手構造に関して十分な調査・実験を行って確認する必要がある。ここでは鋼板・コンクリート合成床版の継手として考えられる構造を取り上げ、疲労強度特性について基礎的な資料¹⁾を紹介することにした。

2. 継手の試験方法

図2.27に示すように、合成床版の床版配筋方向（橋軸直角方向）の底鋼板継手に対して、図2.28に示すような5種類の継手構造（タイプB～F）を取り上げて実験した。供試体タイプAは比較用である。

このような継手をスパン中央部に設けた図2.29の単純梁供試体の曲げ疲労試験により、その疲労性状が調べられるとともに設計にあたっての実用性が検討された。写真2.2に継手の代表例を示した。これらの継手構造は、床版の配筋鉄筋方向の設計曲げモーメントに対して抵抗することが必要条件であるが、施工のばらつきを考えると、より高い疲労強度が要求される。そこで繰返し載荷試験は、表2.5のような、3段階の荷重振幅が設定され、ステップ1からステップ3まで、順次各々最大100万回の繰返し載荷を経て、破壊に至るまで実施された。

3. 疲労試験結果

繰返し載荷試験の結果、いずれの供試体も引張部材（底鋼板部およびHTB）の疲労破断により破壊した。

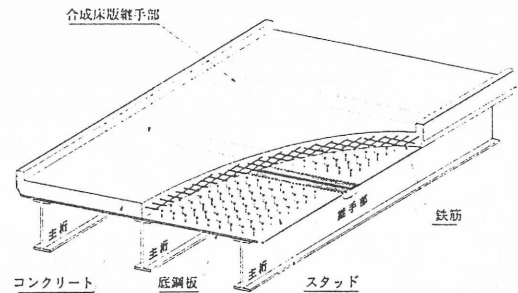


図 2.27 合成床版継手部概念図

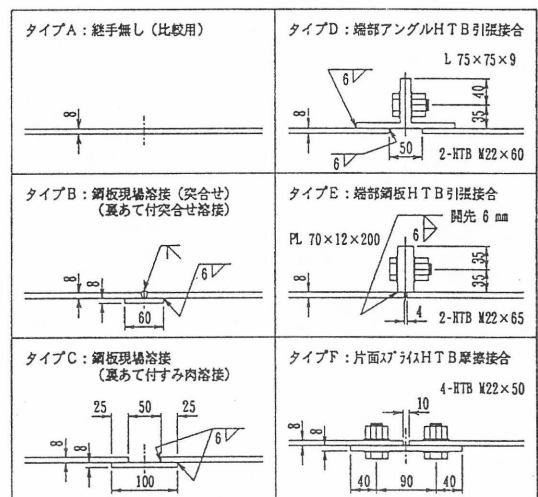


図 2.28 継手構造の種類

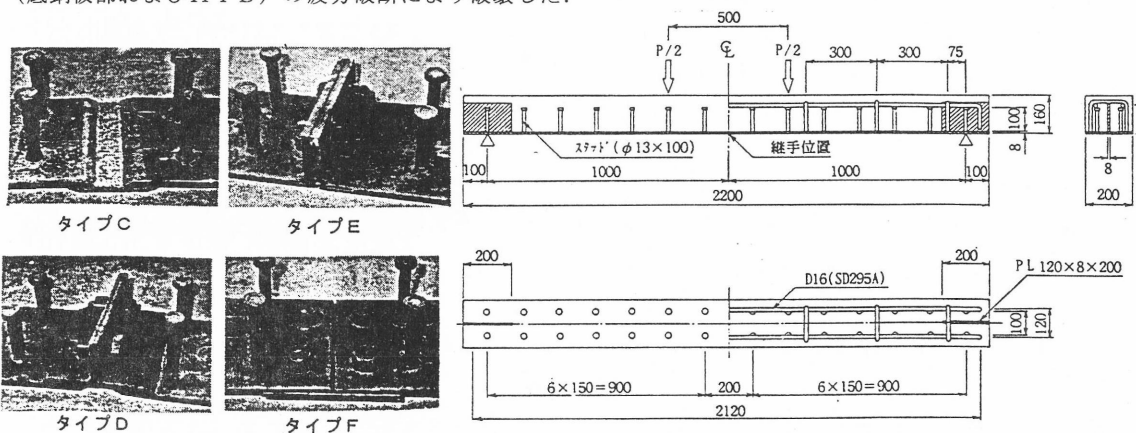


写真2.2 継手構造

図2.29 疲労試験供試体諸元 (単位:mm)

ただし、タイプD、Eはステップ2の段階でHTBが破断した。各ステップにおける底鋼板の応力振幅と繰返し回数との関係をタイプ別にまとめたものが図2.30である。また疲労破断に至るまでの継手の変形の状況を、支間中央部のたわみ履歴曲線として図2.31に示す。

・高力ボルト摩擦接合（タイプF）：継手のないタイプAと同様に、せん断スパン内のスタッド溶接位置における鋼板の疲労によって破壊しており継手として十分な性能を有している。

・高力ボルト引張接合継手（タイプD、E）：これまで、これらのL型引張継手に関する研究はほとんどなく、上下にボルトを配置するT型引張継手以上に継手部の剛性ひいては強度が低下すると予想されたが、現場の施工性から期待された継手の一つである。さて配筋方向のステップ1の設計曲げモーメント相当の载荷では、100万回の繰返しに耐えることが確認された。

表2.5 繰返し载荷試験荷重

	上限荷重	荷重（下限荷重は0.5tf）
ステップ1	2.1tf	道示による配筋方向の曲げモーメントに相当する荷重
ステップ2	3.7tf	ステップ1の2倍のモーメントになるような荷重
ステップ3	6.0tf	鋼板に発生する直応力範囲が疲労設計指針に定めるスタッド溶接継手の疲労強度に相当する荷重

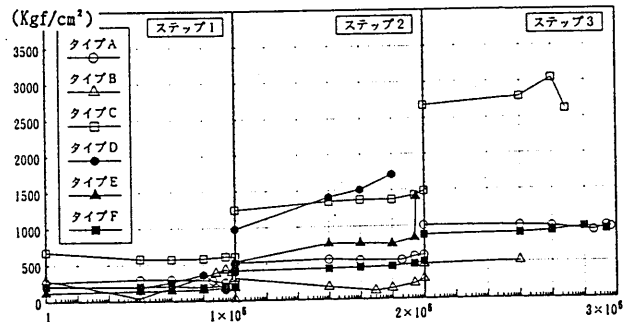


図2.30 底鋼板の応力振幅—繰返し回数関係

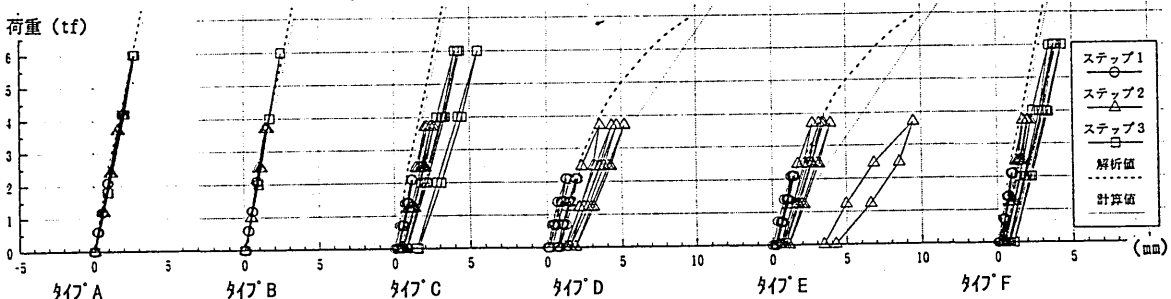


図2.31 支間中央部のたわみ履歴曲線

しかしステップ2の10～60万回において、てこ反力作用に伴う高力ボルト自身の疲労破壊、または局部曲げに伴う底鋼板の疲労により破壊した。継手溶接部の200万回疲労振幅強度はおおよそ450Kgf/cm²と推定される。よって、設計に採用するにはなお詳細な構造検討が必要といえる。

・溶接継手（タイプB、C）：溶接位置の鋼板の脆性疲労により破壊した。ただしタイプCの裏当て付き片面すみ肉溶接は強度等級F相当の継手強度を有している。一方、タイプBの裏当て付き突合せ溶接については、強度等級Hの疲労曲線よりやや劣る結果になった。しかしいずれもステップ3で疲労破壊しており配筋方向の継手構造として採用可と判断できる。ただし現場では製品の十分な精度管理が求められる。

4. あとがき

一連の疲労試験により、ここで考えられた床版継手は実用に採用できると考えられるが、床版供試体による繰返し载荷試験、さらには移動载荷試験により疲労強度が確認されることが望ましい。また梁試験による場合は床版内の断面力だけではなく、変位を考慮した疲労試験を行い強度を確認することが必要である。

I型鋼格子床版の継手は重ね継手方式がとられているが、この継手についてもさらなる研究を期待したい。

参考文献

- 1) 清水, 日野, 太田, 松井, 文: 道路橋合成床版の橋軸方向継手の疲労性状に関する実験的研究, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, (I) pp. 886～887, 1996.9

3. 合成柱

A. 合成柱（コンクリート充填鋼管柱）に関する内外の設計基準の比較

本資料は、コンクリート充填鋼管合成柱に関する内外の設計基準のうち、限界状態設計法に基づいた代表的な基準を本指針の各項目と対応させ、比較したものである。比較表に採用した設計基準としては、外国の基準としてドイツの DIN 18806 Teil 1¹⁾、イギリスの BS 5400 Part 5²⁾、およびヨーロッパの統一基準として制定された Eurocode 4³⁾の充填鋼管柱に関する規定を、また、わが国の基準として阪神高速道路公団の合成柱（充填方式）を有する鋼製橋脚の設計・施工指針（案）⁴⁾とした。以下に、これらの基準類の特徴について概説する。

まず、前述のヨーロッパにおける3つの基準は、全て限界状態設計法を採用しており、その対象とする柱にはコンクリート充填鋼管柱とコンクリート被覆鋼柱の両方を含んでいる。そして、両形式の柱には、合成柱（Composite Column）の総称名が使用されており、鋼とコンクリートとの完全な共働作用を仮定している。したがって、鋼とコンクリートとの接触面におけるせん断応力が規定の値を超える場合、ずれ止めを設ける必要がある。また、基準の適用範囲としては、イギリスの基準を除く他の2つにおいては、リブやダイヤフラムによる断面補剛の条文がないことから、無補剛で規模の小さい柱を対象としているものと考えられる。さらに、これらの基準では、共通して、長柱の耐荷力曲線にヨーロッパ鋼構造連合（European Convention for Construction Steelwork : ECCS）が推奨する鋼柱の座屈曲線が採用されると共に、円形の充填鋼管柱に対してのみ、ある条件下で鋼管の拘束効果を考慮したコンクリートの強度増加を認めている。

一方、わが国の合成柱に関する設計基準としては、建築学会が制定する鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁵⁾があるが、累加強度法に基づく許容応力度設計法が用いられているため、本比較表からは除外するものとした。土木の分野では、1986年に阪神高速道路公団において、前述の橋脚を対象とした指針（案）が、限界状態設計法の表記に従って作成された。この指針（案）は、先のヨーロッパにおける基準とは異なり、断面をリブで補剛した大断面の柱を対象とし、しかも形状を長方形断面の柱に限定している点に特徴がある。さらに、本指針（案）の特徴として、鋼とコンクリートとの合成は、柱両端に設ける強固なダイヤフラムにより確保していること、コンクリート充填時のコンクリートの側圧や充填上の注意事項に関する規定が詳しいこと、および鋼板の局部座屈を考慮した合成柱の耐荷力を示していること、などが挙げられる。ちなみに、DIN 18806 Teil 1では、柱の限界耐荷力に0.9を乗ずることで、鋼板の局部座屈による耐荷力の低下を考慮している。

なお、比較表内で使用している記号は、比較表内で記号を統一した場合など、基準で実際に使用している記号と必ずしも一致していないので、十分な留意を願いたい。

参考文献

- 1) Deutsche Norm : DIN18806, Teil 1 : Verbundkonstruktionen Verbundstützen, März 1984.
- 2) BSI : BS 5400 Steel, concrete and composite bridges Part 5, Code of practice for design of composite bridges, 1979.
- 3) Eurocode 4 : Composite steel and concrete structures, print draft, October 1984.
- 4) 阪神高速道路公団：合成柱（充填方式）を有する鋼製橋脚の設計・施工指針（案），1986年3月。
- 5) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987年6月。

(1)

項 目	今回の指針	DIN 18806 Teil 1	BS 5400 Part 5	EUROCODE 4 (1990)	阪神公団 合成橋脚の設計・施工指針(案)
1. 総則	両端拘束タイプのコンクリート 充填鋼管柱に限定	コンクリート被覆鋼断面および 充填鋼管に適用	コンクリート被覆鋼断面および 充填鋼管に適用	コンクリート被覆鋼断面および 充填鋼管に適用	角形充填鋼管橋脚に限定 円形鋼管については準用
1.1 適用の範囲					
1.2 単位	kgf・cm	SI単位	SI単位	SI単位	kgf, cm
1.3 設計一般	鋼構造物設計指針による				道示Ⅱ鋼橋編による
(1) 鋼管の最小板厚(t) (記号) d:長方形断面の長径 D:円形断面の外径		St37 St54 長方形断面: d/t ≤ 51 円形断面 : D/t ≤ 84	長方形断面: $d/\sqrt{f_y}/(3Es)$ 円形断面: $D/\sqrt{f_y}/(8Es)$ f_y : 鋼の基準降伏点(N/mm ²) E_s : 鋼の弾性係数(N/mm ²)	長方形断面: d/t ≤ 52 円形断面: d/t ≤ 90 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ f_y : 鋼の基準降伏点(N/mm ²)	
(2) 長方形断面の辺長比の制限	0.5 ≤ b/h ≤ 2	0.2 ≤ b/h ≤ 5	規定なし	規定なし	規定なし
(3) 鋼・コンクリートの分担率 の制限値 (記号) As:鋼部分の断面積 Ac:コンクリートの断面積 Ar:軸方向鉄筋の断面積 fcu:コンクリートの設計基準強度 fy:鋼部材の設計基準強度 fy:鉄筋の設計基準強度	鋼の荷重分担率(δ)で規定 0.2 ≤ δ ≤ 0.9 δ = Ps/(Ps+Pc) Ps=Asfy Pc=0.85Acfed fcu=0.9fcu fcuは28日円柱強度	鋼の分担率(δ) 0.2 ≤ δ ≤ 0.9 δ = Np1,s/Np1 Np1,s=Asfy Np1,c=Acfcu Np1,r=Arfy Np1 =Np1,s+Np1,c+Np1,r fcuは28日円柱強度	コンクリートの分担率(α) 0.1 ≤ α ≤ 0.8 (充填鋼管に対して) α = 0.45Acfcu/Nu Nu=0.91Asfy+0.87Arfy +0.45Acfcu fcuは28日立方体強度	鋼の分担率(δ) 0.2 ≤ δ ≤ 0.9 (短柱の場合: δ ≤ 0.5) δ = (Asfy/γs)/Npl Npl=Asfy/γs+Acαfcu/γc +Arfy/γr γs, γc, γr: 部分安全係数 (EC 2, EC 3による) α: 充填鋼管に対して α=1.0 fcuは28日円柱強度	規定なし おおむね γ: 鋼材の荷重分担率 γ = Ps/(Ps+Pc) Ps=Asfy Pc=0.85Acfcu fcu=αck
(4) 細長比の限界 (記号) λ: 柱の有効長 r: 回転半径	λ/r ≤ 120	δ < 0.5 のとき λ ≤ 2.0 (λ:換算細長比)	有効長と最小横寸法の比 充填鋼管: λ/b < 65 充填矩形管: λ/b ≤ 65	規定なし	主要部材: λ/r ≤ 120
2. 材料と強度	JIS G 3101, 3106, 3444	DIN 17100, 17119, 17120, 17121 DIN 18800 Teil 2 による	Grade 43 または, Grade 50 の 鋼材で製作された対称箱断面、 および BS 4, Part 2 または、 BS 4848 Part 2 の規定を満足 する鋼管 強度は BS 5400 Part 3, およ び BS 4360 による	EC 3 による (t ≤ 40mm) に対して) Fe E235 fy = 235N/mm ² Fe E275 fy = 275N/mm ² Fe E355 fy = 355N/mm ² t > 40mm の場合上記を10%低減 fyd = fy/γs fyd: 鋼材の設計強度 γs: 鋼材の部分安全係数	道示、I 共通編による
2.1 鋼					
(1) 使用鋼材と基準強度 (記号) fy:引張,圧縮強度 ty:せん断強度 F:基本強度	材 質 fy ty SS400, SM400 2400 1400 STK400 490, STK490 3200 SM490Y, SM520 3600 SM570 t > 40 4400 t ≤ 40 4600 (単位:kgf/cm ²)	材 質 fy λs St37 240 92.9 St52 360 75.9 St E460 460 67.1 St E690 690 54.8 (単位: N/mm ²) t ≤ 40mmに対する値 λs: 降伏細長比	Fe E235 fy = 235N/mm ² Fe E275 fy = 275N/mm ² Fe E355 fy = 355N/mm ² t > 40mm の場合上記を10%低減 fyd = fy/γs fyd: 鋼材の設計強度 γs: 鋼材の部分安全係数	材 質 fy ty SS400, SM400 2400 1400 SMA400W SM490 SM490Y, SM520 3200 1900 SMA490W 3600 2100 SM570, SMA570W 4400 2600 (単位:kgf/cm ²) ・現場溶接部の強度は上記の90% ・隅肉溶接部の強度はせん断強 度を用いる (1) 全体座屈強度およびコンクリート 硬化前の局部座屈強度は道示Ⅱ 鋼橋編の値を1.7倍して規定 (2) コンクリート硬化後の局部座屈強 度は充填コンクリートの拘束を考慮し て別途規定	
(2) 最大板厚	100mmを超える場合検算必要	BS 4360に示す	規定なし	規定なし	規定なし
(3) 計算降伏応力の上限値	特に規定しない	420N/mm ²	規定なし	450N/mm ²	規定なし
(4) 弾性係数	Es = 2.1×10 ⁵ kgf/cm ² Gs = 8.1×10 ⁴ kgf/cm ²	Es = 210kN/mm ² Gs = 80kN/mm ²	Es = 205kN/mm ² Gs = 80kN/mm ²	Es = 210kN/mm ² Gs = 210kN/mm ²	Es = 2.1×10 ⁵ kgf/cm ² Gs = 8.1×10 ⁴ kgf/cm ²

(2)

項 目	今回の指針	DIN 18806 Teil 1	BS 5400 Part 5	EUROCODE 4 (1990)	阪神公団 合成橋脚の設計・施工指針(案)
2.2 コンクリート	コンクリート標準示方書による	DIN 1045による	Part 4 による	$f_{cu} \geq 20 \text{ N/mm}^2$ (f_{cu} : 28日円柱強度)	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ を標準 (σ_{ck} : 28日円柱強度)
(1) 基準強度の制限値	$f'_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 以上とする (f'_{ck} : 28日円柱強度)	DIN 1045における強度区分の B25以上	充填タイプ: $f_{cu} \geq 20 \text{ N/mm}^2$ (f_{cu} : 28日立方体強度) 標準密度は2300kg/m ³ 以上 充填タイプの骨材は20mm以下		スランプは10cm程度
(2) 特記事項					
(3) 軸圧縮強度	$0.85f'_{cd}$ $f'_{cd} = 0.9f'_{ck}$	$0.7\beta_{WN}$ β_{WN} : DIN 1045によるコン クリートの公称強度	$f_{cu} = 20 \text{ N/mm}^2 \sim 50 \text{ N/mm}^2$ 使用限界に対して0.5 f_{cu}	$f_{cu} = 20 \text{ N/mm}^2 \sim 50 \text{ N/mm}^2$ まで5 N/mm^2 ピッチで規定 (f_{cu} : 28日円柱強度) $f_{cd} = f_{cu}/\gamma_c$ f_{cd} : コンクリートの設計強度 γ_c : コンクリートの部分安全係数 $\gamma_c = 1.5$	$0.85\sigma_{ck}$
(4) せん断強度	無視する	規定なし	規定なし	規定なし	無視する
(5) 引張強度	無視する	規定なし	規定なし	$f_{cu}(\text{N/mm}^2)$ 20 30 40 50 $f_{ct}(\text{N/mm}^2)$ 2.2 2.8 3.4 4.0	無視する
(6) 鉄筋または鋼管との付着強度	規定しない	鋼とコンクリートの接断面におけるせん断応力が下記 $\max \tau (\text{N/mm}^2)$ を超える場合、ずれ止めを設ける B25 B35 B45 B55 $\max \tau$ 0.55 0.60 0.70 0.80 充填の場合、上記値を30%低減 DIN 1045による $E_{s1} = 500 \beta_{WN}$ E_{s1} : コンクリートの弾性係数 β_{WN} : コンクリートの公称強度	鋼とコンクリートの接断面におけるせん断応力が0.4 N/mm^2 を超える場合、ずれ止めを設ける	鋼とコンクリートの接断面におけるせん断応力が0.4 N/mm^2 を超える場合、ずれ止めを設ける	規定無し
(7) 弾性係数	コンクリート標準示方書による $G_c = E_c/2.3$		短期荷重に対して f_{cu} 20 25 30 40 50 60 E_c 25 26 28 31 34 36 単位: f_{cu} : N/mm^2 , E_c : (KN/mm^2)	短期荷重に対して $f_{cu}(\text{N/mm}^2)$ 20 30 40 50 $E_c(\text{KN/mm}^2)$ 29 32 35 37	特に規定していない (鋼とコンクリートの弾性係数比を規定)
(8) ポアソン比	1/6		0.2	0.2	道示IIIコンクリート補綴による(1/6)
2.3 鋼とコンクリートとの弾性係数比	変形、不静定力の算定時: $n=10$	弾性係数による		弾性係数による。ただし簡易的には、短期荷重に対して $n=6$ 長期荷重に対して $n=18$	変形、不静定力の算定: $n=10$ 断面耐力の計算時: $n=15$
2.4 鉄筋	鋼管内への配筋は考慮せず				鋼管内への配筋は考慮せず
(1) 材質と強度		DIN 1045, および DIN 488 による	Part 4 による $f_y(\text{N/mm}^2)$ Hot rolled mild steel 250 Hot rolled high yield 410 Cold worked $D \leq 16 \text{ mm}$ 460 High yield $D > 16 \text{ mm}$ 425	EC 2による $f_{yk}(\text{N/mm}^2)$ S220 S420 S500 220 420 500	規定なし
(2) 最小径、最大径	規定しない		規定なし	6mm~50mm	規定なし
(3) 弾性係数	規定しない		$E_r = 200 \text{ kN/mm}^2$	$E_r = 200 \text{ kN/mm}^2$	規定なし

(3)

項 目	今回の指針	DIN 18806 Teil 1	BS 5400 Part 5	EUROCODE 4 (1990)	阪神公団 合成橋脚の設計・施工指針(案) φ19×150のφカドを標準とする
2.5 すれ止め	頭付きスタッドφ19, および φ22	DIN 32500に規定する頭付きスタッド $\max D_s = 0.25 \alpha d^2 / \beta w n E_b$ $\leq 95 \text{ kN } (\phi 19 \text{ に対して})$ $\leq 120 \text{ kN } (\phi 22 \text{ に対して})$ $\max D_s$: ジベルの強度 d : スタッドの軸径 E_b : コクリートの弾性係数	頭付きスタッドφ13~φ25 軸形鋼 それぞれの形式のジベルに対 しコンクリート強度毎に公称強 度を規定	EC 3による	
3. 荷重			Part 2による		道示 I による
3.1 荷重の種類と組み合わせ	鋼構造物設計指針による				
3.2 コクリートのクリープ	施工中と施工後で構造系が変化 する場合、換算弾性係数比 $n(\cdot)$ により考慮	弾性係数を1/2として考慮 $E_{b1, \infty} = 250 \beta w n$ 持続荷重が一部の時は直線補間		充填管については無視	施工中と施工後で構造系が変化 する場合のみ考慮 クリープ係数は道示 I による
3.3 コクリートの乾燥収縮	無視する	規定なし	規定なし	充填管については無視	無視する
4. 安全係数	安全率 γ により評価	主荷重に対して : 1.7 主+従荷重に対して : 1.5	Part 2 に詳細に規定 例) 終局限界状態に対して 死荷重: 鋼: 1.05, コクリート: 1.15 使用限界状態に対して: 1.0	EC 2, EC 3 による	荷重の組合せは、道示 I による 安全率は道示の許容応力度の割 り増し係数と整合するよう決定
4.1 荷重の組み合わせと 安全率(荷重係数)					
4.2 材料係数	材料強度係数 ϕ_m として定義		部分安全係数 γ として定義	部分安全係数 γ として定義	規定なし (安全率を含む)
(1) 鋼材	$\phi_m = 1.0$		終局限界状態に対して 1.1 使用限界状態に対して 1.0	座屈を考慮する柱 : $\gamma = 1.1$ その他の柱 : $\gamma = 1.0$	
(2) コンクリート	$\phi_m = 0.9$		終局限界状態 : 1.5 使用限界状態 : 1.0 or 1.3	$\gamma_c = 1.5$	
(3) 鉄筋	考慮しない		終局限界状態 : 1.15 使用限界状態 : 1.0	$\gamma_s = 1.15$	
4.3 部材係数	合成柱部材の ϕ_b の値は鋼の分 担係数 δ に応じて定める		部分安全係数 γ として定義	部分安全係数 γ として定義	規定なし (安全率を含む)
(1) 鋼部材	終局限界状態 引張に対し 1.0 圧縮曲げに対し 0.957 使用限界状態に対し 1.0				
(2) コンクリート	終局限界状態に対し 1/1.3 使用限界状態に対し 1.0				
5. 限界状態の照査	$S_u/R_d \leq 1.0$ Rd: 設計断面耐力 $[\phi_b R(f_d)]$ Sd: 設計断面力 $[S(\gamma F_d)]$ fd: 設計材料強度 Fd: 設計荷重	$S_u \leq R_d$ Su: 荷重用の設計値 Rd: 抵抗能の設計値 ・対称で等断面の柱に対して 簡易計算法を規定	$S_d \leq R_d$ Sd: 荷重用の設計値 Rd: 抵抗能の設計値 ・拘束合成柱の半経験的設計法 を規定	$S_u \leq R_d$ Su: 荷重用の設計値 Rd: 抵抗能の設計値 ・対称で等断面の柱に対して 簡易計算法を規定	断面の破壊 ・安定の喪失 (充填コクリートの硬化前と硬化後 とで照査)
5.1 終局限界状態 γ : 安全率 ϕ_b : 部材強度係数 (抵抗係数)					
(1) 定義	断面の破壊 安定の喪失	断面の破壊 安定の喪失	(1) 構造物の部分または全体の 静的平衡の喪失 (2) 疲労による破壊に至る劣化 (3) 部材の一部の最大抵抗能へ の到達	(1) 静的平衡の喪失 ・メカニズムへの移行 ・安定の喪失 (2) 最大抵抗能への到達 ・断面の破壊 ・疲労	

(4)

項 目	今回の指針	DIN 18806 Teil 1	BS 5400 Part 5	EUROCODE 4 (1990)	阪神公団 合成橋脚の設計・施工指針(案)
(2) 解析法	一般には線形解析を用いてよい ただし、細長比が 35 を超える 場合は変形の影響を考慮	弾性 2 次理論による $\lambda \leq 0.2$ の時は 1 次理論によ り照査してよい	隣接部材の拘束度、軸力および 非弾性による剛性低下を考慮し た適切な解析法による。別法と して半経験的設計法を規定	(1) 弾性・塑性・弾塑性 に對して規定 (2) 破壊に至るまで完全合成を 仮定 合成作用を考慮	弾性理論
(3) 断面耐力の算定	合成作用を考慮 終局曲げ耐力は以下の仮定に基 づいて計算 ・鋼管および充填コンクリートは全塑 性状態に達する ・引張側コンクリートの強度は無視	合成作用を考慮 終局曲げ耐力は以下の仮定に基 づいて計算 ・鋼管および充填コンクリートは全塑 性状態に達する ・引張側コンクリートの強度は無視	合成作用を考慮 終局曲げ耐力は以下の仮定に基 づいて計算 (計算式を記載) ・鋼管および充填コンクリートは全塑 性状態に達する ・引張側コンクリートの強度は無視	合成作用を考慮	合成作用を考慮 ・道示Ⅲによる (平面保持の仮 定・引張側コンクリートは無視)
(4) 柱の有効曲げ剛性 (EI)。 Is, Ie, Ir: 鋼, コンクリート (ひび割れの 無い断面), 鉄筋の断面 二次モーメント Es, Er: 鋼材, 鉄筋の弾性係数 δ: 鋼管柱の荷重分担係数 d, e: 断面の偏心率, および 全高 NGd: 永久荷重分の軸力 Nd: 設計軸力	コンクリートの全断面を有効として 計算 (鋼とコンクリートのヤング係数比 を n = 10 として鋼断面上に換算 計算)	(EI)0 = EeIe + EsIs + ErIr Ee = 500 βwn ただし、長期荷重に對しては、 以下の条件で、クリップ、乾燥収縮 の影響を考慮してコンクリートの有効 弾性係数を低減する λ ≥ 0.8/(1-δ): 横変位を拘束 λ ≥ 0.5/(1-δ): 横変位あり でかつ e/d > 2 のとき Eee = Eee(1-NGd/2Nd)	(EI)0 = EeIe + EsIs + ErIr Ee = 450 fcu ただし、長期荷重に對しては、 以下の条件で、クリップ、乾燥収縮 の影響を考慮してコンクリートの有効 弾性係数を低減する λ ≥ 0.8/(1-δ): 横変位を拘束 λ ≥ 0.5/(1-δ): 横変位あり でかつ e/d > 2 のとき Eee = Eee(1-NGd/2Nd)	(EI)0 = EsIs + 0.8EecIc + ErIr Eec = 600 fcu ただし、長期荷重に對しては、 以下の条件で、クリップ、乾燥収縮 の影響を考慮してコンクリートの有効 弾性係数を低減する λ ≥ 0.8/(1-δ): 横変位を拘束 λ ≥ 0.5/(1-δ): 横変位あり でかつ e/d > 2 のとき Eee = Eee(1-NGd/2Nd)	コンクリートの全断面を有効として 計算 (鋼とコンクリートのヤング係数比 を n = 10 として鋼断面上に換算 計算)
(5) 換算細長比 (λ) (記号) (EI)0: 柱の有効曲げ剛性 Ie: 柱の有効長	$\lambda = I_e / \pi \sqrt{N_u / (EI)_0}$ Nu: 合成柱断面の圧縮荷重	$\lambda = \sqrt{N_u / N_{cr}}$ Npl: 合成柱断面の圧縮強度 (全塑性軸力) $N_{cr} = \pi^2 (EI)_0 / l_e^2$	$\lambda = I_e / \pi \sqrt{N_u / (EI)_0}$ Nu: 合成柱断面の圧縮荷重	$\lambda = \sqrt{N_u / N_{cr}}$ Npl: γs, γc, γr を 1.0 とした 時の合成柱断面の圧縮強度 $N_{cr} = \pi^2 (EI)_0 / l_e^2$ EC 3 による	$\lambda = \sqrt{P_p / P_{cr}}$ Pp: 断面の全塑性軸力 Pp = σcu・As + 0.85σck・Ac Pcr = π² (EI)0 / le² 道示Ⅱ鋼橋欄による
(6) 柱の有効長	鋼構造物設計指針による 端部の有効座面長は道示Ⅱ鋼橋 欄による	特に規定なし	単独柱としての有効長を両端の 拘束条件毎に規定	EC 3 による	道示Ⅱ鋼橋欄による
(7) ずれ止め (記号) τ: 接合部におけるせん断応力	端部拘束方式のため、一般には 不要。ただし、柱基部や接合部 にはスリットを配置	τ ≥ max τ の場合、ずれ止め設置 max τ: 2.2 (6) による	τ ≥ 0.4N/mm² の場合、ずれ止めを 設ける	充填鋼管に對して τ ≤ 0.4N/mm² の場合、ずれ止め不要	柱基部や接合部にスリットを設け る、一般部は 60cm の間隔で配置
(8) 鋼管の拘束によるコンクリートの 強度増加	コンクリートの応力-ひずみ曲 線を考慮	λ ≤ 0.5, d/8 ≥ e に對し 次式にて考慮 Npl = As・fyd・ηz + Ac・fcd(1 + η1・t/d・fy/fcu) e = M/Nd M: 1 次理論による設計 曲げモーメント Nu: 設計軸力 η1, η2: 細長比と偏心率によ り決定される係数	円形鋼管の場合、次式にて考慮 Nu = 0.91・fy'・As fcd = fcu + C1・t/D・fy fy' = C2・fy C1: Ie/D に對して与え られる強度増加係数 C2: Ie/D に對して与え られる強度低減係数	λ ≤ 0.5, d/10 ≥ e に對し 次式にて考慮 Npl = As・fyd・ηz + Ac・fcd(1 + η1・t/d・fy/fcu) + Ar・fcd e = M/Nd M: 1 次理論による設計 曲げモーメント Nd: 設計軸力 η1, η2: 細長比と偏心率によ り決定される係数	考慮しない
(9) 鋼部材としての照査 (充填コンクリート硬化前の照査)	鋼構造物設計指針による	規定なし	規定なし	規定なし	別途強度規定を設けている (道示Ⅱの規定を限界状態設計 のフォーマットに書き改めたもの)

(5)

項 目	今回の指針	DIN 18806 Teil 1	BS 5400 Part 5	EUROCODE 4 (1990)	阪神公団 合成橋脚の設計・施工指針(案)
(10) 軸圧縮力を受ける部材の照査 (記号) P, N : 作用軸方向圧縮力 P ₀ , N ₀ : 設計軸方向圧縮耐力 N ₀₁ : 全塑性軸方向圧縮耐力 M : 作用曲げモーメント M ₀ : 合成柱の全塑性モーメント	P/P ₀ ≤ 1 を照査 ここに、 P ₀ = φ (0.85 f _{cd} A _c + σ _{cuo} A _s) κ : EC2の座屈曲線に基づき換算細長比を用いて算出される低減係数 σ _{cuo} : 局部座屈の影響を考慮した圧縮版の強度 ただし、M/M ₀ ≤ 0.1の時は軸圧縮力のみを受ける部材として設計してよい	N ≤ κ N ₀₁ を照査 ここに、κ : EC2の座屈曲線に基づき換算細長比を用いて算出される低減係数	弱軸回りの偏心量が断面の最小慣性矩 I _y の0.03倍を超えない場合 (1) 短柱 (L _x /h _y , L _y /h _x 共に ≤ 12) 軸圧縮耐力 (N _{ay}) N _{ay} = 0.85 κ ₁ γ N ₀₁ κ ₁ : 弱軸回りのパラメータにより定まる低減係数 (2) 長柱 (L _x /h _y , L _y /h _x のいずれかが12を超える場合) 0.03bの施工誤差による偏心を有するによる1軸曲げを受ける柱として設計	簡易計算法を規定 (λ ≤ 2 に対して適用) N = κ · N ₀₁ (EC2の耐力曲線 "a" より換算細長比を用いて算出する) κ = 1 / (Φ + √(Φ ² - λ ²)) Φ = 0.5 (1 + α (λ - 0.2) + λ ²) α : 断面の不完全性係数 (充填管に対して α = 0.21)	合成橋脚の設計・施工指針(案) v · P / P ₀ ≤ 1 v : 安全率 P ₀ = κ · P _{eq} κ : EC2の耐力曲線 "b" より換算細長比を用いて算出される低減係数 P _{eq} : 合成柱断面の圧縮荷重 P _{eq} = σ _{cuo} · A _s + 0.85 · σ _{ck} · A _c σ _{cuo} : 鋼部材の局部座屈強度より前死荷重による圧縮応力度を差し引いたもの 軸圧縮部材の範囲 M/M ₀ ≤ 0.1
(11) 軸圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材の照査	(1) 圧縮と一軸曲げ $\frac{1}{\phi} \frac{M}{M_0 (1-P/P_{cr})} \leq 1$ M : 作用曲げモーメントの設計値 M ₀ : σ _{cuo} より求められる合成断面の設計曲げ強度 P : 作用軸圧縮力の設計値 P _{cr} : 柱の弾性座屈荷重 φ = 1 - (1 + β) (P/P ₀) ² + β (P/P ₀) β = 9.17 δ ² - 13.75 δ + 4.63 δ : 鋼部材の荷重分担係数 P ₀ : 軸圧縮強度 (2) 圧縮と二軸曲げ $\frac{1}{\phi} \left(\frac{M_y}{M_{0y} (1-P/P_{cry})} + \frac{M_z}{M_{0z} (1-P/P_{crz})} \right) \leq 1$ M _y , M _z : y軸およびz軸まわりの作用曲げモーメントの設計値 M _{0y} , M _{0z} : y軸およびz軸まわりの合成柱部材の設計曲げ強度 s _y , s _z : 相関曲線より得られるy軸およびz軸まわりの無次元係数	(1) 圧縮と一軸曲げ 簡易計算法として M-N 相関曲線を与えこれを用いた照査法が示されている M ≤ 0.9 s M ₀₁ s : 相関曲線より得られる無次元係数 M ₀₁ : 合成柱部材の設計曲げ強度 (2) 圧縮と二軸曲げ $\frac{M_y}{s_y M_{01,y}} + \frac{M_z}{s_z M_{01,z}} \leq 1$ M _y , M _z : y軸およびz軸まわりの作用曲げモーメントの設計値 M _{01,y} , M _{01,z} : y軸およびz軸まわりの合成柱部材の設計曲げ強度 s _y , s _z : 相関曲線より得られるy軸およびz軸まわりの無次元係数	(1) 一軸曲げを受ける柱 a) 弱軸回りの曲げを受ける場合 ・作用曲げモーメント (M _y) ≤ 終局曲げ耐力 (M _{uy}) を照査。ただし、M _y > 0.03b · N を照査 ・作用軸力 (N) ≤ 終局軸力 (N _y) を照査 N _y = N _u · F (M _y /M _{uy}) F : 曲げによる低減率を表す関数 b) 強軸回りの曲げを受ける場合 ・弱軸回りの座屈が防止されている場合： M _{ux} , N _x を用いて a) と同様の方法で照査 ・弱軸回りの座屈が防止されない場合： 弱軸回りの0.03bによる曲げを考慮し2軸曲げを受ける柱として設計 (2) 二軸曲げを受ける柱 ・各々の軸に対する作用曲げモーメントが終局曲げ耐力を上回らないことを照査 ・作用軸力が二軸曲げに対する終局軸力 (N _{xy}) を上回らないことを照査 1/N _{xy} = 1/N _y + 1/N _z - 1/N _{ux} N _{ux} = K ₁ · N _u K ₁ : 鋼断面の形状(耐力曲線の種類)と換算細長比によって定まる係数	簡易計算法に対しては M-N 相関曲線を与えられている 0.2 · (2 - γ) < λ ≤ 2 で横荷重が作用するとき、曲げモーメントは2次理論により算定する。簡易的には1次の最大曲げモーメントより次式に示す係数 (k) で係数倍して算定してよい k = β / (1 - N _{ed} /N _{cr}) ≥ 1.0 N _{ed} : 設計軸力 N _{cr} : 柱の弾性座屈荷重 β : 次式に示すモーメント係数 β = 0.66 + 0.44r r : 端モーメント比 (-1 ≤ r ≤ 1)	(1) 圧縮と一軸曲げ v · M / M ₀ ≤ φ M ₀ : 作用曲げモーメント P _{cr} : 柱の弾性座屈荷重 M _u : σ _{cuo} より求められる合成断面の破壊抵抗モーメント φ = 1 - (1 + β) (v · P / P ₀) ² + β (v · P / P ₀) β = 9.17 γ ² - 13.75 γ + 4.63 γ : 鋼部材の荷重分担係数 (2) 圧縮と二軸曲げ v · M _y / M _{0y} + v · M _z / M _{0z} ≤ φ M _y = M _{0y} / (1 - v · P / P _{cr}) M _z = M _{0z} / (1 - v · P / P _{cr}) M _{0y} , M _{0z} : Y 軸および Z 軸回りの作用曲げモーメントの弾性座屈荷重 P _{cr} , P _{crz} : それぞれの軸回りの弾性座屈荷重

(6)

項 目	今回の指針	DIN 18806 Teil 1	BS 5400 Part 5	EUROCODE 4 (1990)	阪神公団 合成橋脚の設計・施工指針(案)
(12) せん断力の照査	鋼管断面のみで負担	$Q_a \leq Q_{a,1,a}$ Q_a : 鋼断面の分担せん断力 $Q_a = Q - Q_b$ Q : 作用せん断力の設計値 Q_b : RC部の分担せん断力 $Q_b = Q \cdot M_{a,1,b}/M_{a,1}$ $M_{a,1,b}$: RC部の曲げ耐力 $M_{a,1}$: 合成断面の曲げ耐力 $Q_{a,1,a}$: 鋼断面の塑性せん断力		充填管に対しては鋼管断面のみで負担	鋼管断面のみで負担 $v \cdot S / S_{sus} \leq 1$ v : 安全率 S : 作用せん断力 S_{sus} : 鋼管断面の終局せん断力 $S_{sus} = \tau_v \cdot A_s$
(13) ねじりモーメントとせん断力を同時に受ける部材の照査	鋼管断面のみで負担 照査式は鋼構造設計指針による	ねじりに対する規定なし	ねじりに対する規定なし	ねじりに対する規定なし	$v \cdot S / S_{sus} + v \cdot M_t / M_{rus} \leq 1$ M_t : 作用ねじりモーメント M_{rus} : 鋼断面の降伏純ねじりモーメント
(14) 合成応力度の照査	せん断ひずみと材料一定説によりせん断応力の影響を考慮	規定無し	規定無し	規定無し	道示Ⅱの規定を限界状態設計法のフローチャートに書き改めたもの
5.2 使用限界状態				$S_d \leq C_d$ S_d : 作用効果の設計値 C_d : 材料や部材固有の制限値	
(1) 定義	過度の変形、変位、振動等により使用性、耐久性を損なう状態	特に規定なし	(1) 使用性の喪失、または一般に補強等が必要と認められる状態への到達 (2) 過度の振動	コンクリートの過剰なひび割れや過剰な圧縮力 ・過度の変形およびたわみ ・過度の振動 ・鋼コンクリート間の過剰なずれ	活荷重によるたわみ
(2) 解析法	線形弾性解析による	弾性理論	弾性理論	解析が必要な場合、弾性解析	弾性理論
(3) 永久変形の防止	鋼部材の降伏に対する照査 $\sigma_{s, \max} / F_y \leq 1$ $\sigma_{s, \max} = \sqrt{\sigma_{s, \max}^2 + 3 \tau^2}$ $\sigma_{s, \max}$: 使用時荷重により鋼部分に発生する垂直応力度の最大値 τ : 鋼部分に作用するせん断応力度 F_y : 鋼材の設計基準強度	規定なし	規定なし	規定なし	規定なし
(4) たわみの制限	責任技術者の判断により定められる限界変形量を超えないことを照査	規定なし	規定なし	EC 2 による	$\delta / \delta u \leq 1$ δ : 活荷重によるたわみ δu : 道示Ⅱ, 鋼橋編, 13章によるたわみ
5.3 疲労限界状態	鋼構造設計指針による	規定なし	Part 10による	EC 3による	規定なし
5.4 架設時断面力の照査	・施工時には鋼部材としての照査を行う	規定なし	施工時には Part 3 により、鋼部材としての検討を行う		・コンクリート打設時の側圧による圧縮板の圧縮応力範囲および横変位の制限値を規定
6. 構造細目					
6.1 鉄筋と鋼断面の隙間	鋼管内の配筋は対象外	規定なし	コンクリートの突固めが十分に打てるよう隙間を設ける	鉄筋と鋼管との隙間を10mm以上とする	鋼管内の配筋は対象外

(7)

項 目	今回の指針	DIN 18806 Teil 1	BS 5400 Part 5	EUROCODE 4 (1990)	阪神公団 合成橋脚の設計・施工指針(案)
6.2 接合部 (隅角部)	(1)コンクリート硬化後の荷重に対してはせん断遅れの影響を無視してよい (2)梁柱接合部の範囲は梁幅の1/2とする	力の導入領域にはずれ止めを配置する。ただし、建築物における円形鋼管合成柱で、力がコンクリート核に作用し、かつ、これより発生する横圧縮力に対して鋼管が十分な強度を有している場合には、ずれ止めは不要	規定無し	荷重の導入範囲 (1.) を次式で制限 $l_s \leq 2d$ d: 断面の短径	(1)コンクリート硬化後の荷重に対してはせん断遅れの影響を無視してよい (2)梁のコンクリート充填の範囲は梁幅の1/2程度とする
6.3 柱基部	合成柱に作用する軸方向力、曲げモーメント、せん断力を確実に基礎構造に伝達する構造とする	規定無し	規定無し	規定なし	(1)柱基部内部のリブプレートは省略し、一般部縦リブを延長する
6.4 柱の現場継手	現場溶接を原則とする	規定なし	規定なし	EC 3による	現場溶接を原則とする
6.5 ダイヤフラム	(1)合成柱の両端部には強固なダイヤフラムを設ける (2)梁-柱接合部の梁フラグ面には、梁フラグと同等以上の剛性を有する接合部ダイヤフラムを設ける (3)充填コンクリート硬化前に鋼材に局部座屈が生じないよう中間ダイヤフラムを設ける	規定なし	規定なし	規定なし	(1)合成柱の両端部には強固なダイヤフラムを設ける (2)充填コンクリート硬化前に鋼材に局部座屈が生じないよう適当な間隔に中間ダイヤフラムを設ける (3)隅角部コンクリート仕切り用ダイヤフラムはコンクリート打設時の側圧に抵抗できる構造とする
6.6 その他	(1)鋼管とコンクリートの接触面は、無塗装とし、油脂、浮き錆、黒皮を完全に除去する (2)ダイヤフラム、横梁の上フラグには充填コンクリートのまわりをよくくするため空気抜き孔を設ける (3)角柱の角溶接は十分な溶込みを確保できる溶接とする	コンクリート充填鋼管合成柱の場合でも耐火性の面から内部に追加的な鉄筋を配置するのがよい	鋼管とコンクリートの接触面は、無塗装とし、油脂、浮き錆、黒皮を完全に除去する	リブプレートを用いた構造を推奨、コンクリートの拘束効果を考慮	(1)橋脚天端の各々毎にコンクリート打設用マホールを設置する (2)ダイヤフラム、横梁の上フラグには充填コンクリートのまわりをよくくするため空気抜き孔を設ける (3)角柱の角溶接は完全溶け込みリブ溶接とする
7. 施工	充填コンクリートの施工 (1)骨材とセメントペーストが分離しないよう、また、空隙が発生しないよう施工 (2)鋼板とコンクリートの間に肌隙が生じないよう十分に締め固める (3)梁天端上面部にはコンクリート硬化後無収縮モルタルを注入する			コンクリート充填管の場合、締め固め方法の選定に特別な配慮を行う	充填コンクリートの施工 (1)骨材とセメントペーストとが分離しないよう施工 (2)鋼板とコンクリートの間に肌隙が生じないよう十分に締め固める (3)梁天端上面部にはコンクリート硬化後無収縮モルタルを注入する

B. 特殊コンクリートのコンクリート充填鋼管柱への適用について

1. はじめに

コンクリートの施工は、所要の品質のコンクリートが当該部材内に均等に打設されることに最終的な目標を置いている。これは、コンクリート充填鋼管柱であっても同様である。以下では、現時点で特殊コンクリートとして扱われている高流動コンクリート、高強度コンクリート、および膨張コンクリートのコンクリート充填鋼管柱への適用例を中心として最近の知見を紹介する。

2. 高流動コンクリート

高流動コンクリートとは、「フレッシュ時の材料分離抵抗性を損なうことなく、流動性を著しく改善したコンクリート」と定義されている¹⁾。そして、高施工性、高耐久性、充填性、また場合によっては、高強度性などを加味した類語として、自己充填コンクリート、締固め不要コンクリート、超流動コンクリート、あるいはハイパフォーマンスコンクリートなどがある。

高流動コンクリートの実構造物への適用が図られたのは、概ね 1990 年以降である。しかし、鋼管コンクリート柱への適用例²⁾は、極めて少ない。これは、高流動コンクリート自身の歴史が浅く、その打設に対して①材料分離・ブリーディング、②充填性の確認、③内部空隙・未充填部などの存在による品質不均一など、従来から指摘されている問題解決への懸念があるためと思われる。

しかしながら、文献2)によると、十分な品質管理を行えば、充填性・品質性ともに良好な結果を得たとしている。なお、このうち充填性の確認については、ビデオカメラによるもの²⁾の他に、赤外線カメラによる方法³⁾なども提案されている。

高流動コンクリートの鋼管コンクリート柱への適用については、現時点において、混和材料などが施工条件に敏感なので、充填性も含め、施工前の試し練りが必要と考えられる。しかし、今後は、少なくとも施工上の有利性からみて、増えてゆくものと思われる。

なお、高流動コンクリートの具体的な仕様としては、様々な提案があり、鋼管コンクリート柱に対する最適配合例を示すことは困難である。このうち、使用材料、配合設計、品質評価、および一般の施工例など、実用的な観点から調べられた参考資料としては、文献4)が役に立つものと思われる。

3. 高強度コンクリート

現行のコンクリート標準示方書では、圧縮強度がおおむね 800 kgf/cm² 程度までを扱っている。そして、高強度コンクリートの呼称範囲についての統一見解は、ないようである。しかし、一般に、圧縮強度が 400 kgf/cm² 程度までを普通強度コンクリート、これを超えるコンクリートを高強度コンクリート、さらに 800 ~ 1,000 kgf/cm² 以上に対するものを超高強度コンクリートと呼称している。そして、通常の鉄筋コンクリートはり部材に関しては、靱性の評価を除き、従来の曲げ理論の適用が可能とされている⁵⁾。

鋼管コンクリート柱への高強度コンクリートの適用については、現在、基礎研究がなされている段階であり、それらに関する報告例^{6)~8)}の要点を列記すれば、次のとおりである。

(a) 偏心圧縮試験によれば、圧縮強度が 700 kgf/cm² 程度までは、従来の曲げ理論で耐力評価が可能である。ところが、軸方向力が卓越 ($e/D \leq 0.05$, D は鋼管直径) する場合には、耐力を低く見積もる可能性がある⁶⁾。

(b) コンクリートの圧縮強度が 1,000 kgf/cm² になっても、とくに円形鋼管柱においては、破壊すべり面の角度や摩擦係数の低下を適切に評価することによって、荷重変形関係の形状が推定可能である⁷⁾。

(c) コンクリートの圧縮強度が $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であっても、それぞれ角形鋼管、および円形鋼管に対し、鋼管による充填コンクリートの拘束係数を適切に導入することによって、軸圧縮耐力の評価が、可能である⁸⁾。

4. 膨張コンクリート

膨張コンクリートが使用される主な目的は、その膨張性を利用して、①収縮補償によるひび割れ発生抑制、②ケミカルプレストレスの導入、および、③鋼管など周辺構造との付着性の改善などを期待することにある。膨張コンクリートの充填鋼管柱への適用例^{9)~12)}は多くはなく、現時点で適用に際しての検討の要点を述べれば、次のとおりである。

(a) 膨張コンクリートの使用は、鋼管とコンクリートとの付着強度の改善に有効である^{9)・10)}。

(b) 収縮補償用として比較的少量の膨張剤を用いた場合の無拘束膨張率は、膨張材を用いない場合と大差がない¹¹⁾。

(c) 膨張剤の使用は、充填性をより確実なものとする。ただし、柱の上部になるに従って、強度が、低下する傾向にある。また、鋼管には膨張圧による応力が残留するため、その使用に際しては、コンクリート温度と膨張量との関係を把握する必要がある¹²⁾。

以上ように現時点では、コンクリート充填鋼管柱に対する膨張コンクリートの使用については、さらに検討が必要であると思われる。

5. まとめ

高流動コンクリート、高強度コンクリート、および膨張コンクリートのコンクリート充填鋼管柱への適用性について調査した。それによると、現時点では、実構造に対しては、試験的な施工のようであり、基礎資料を蓄積している段階にあると思われる。したがって、検討すべき問題点などをまとめると、下記のとおりである。

(a) 特殊コンクリート（高流動コンクリート、高強度コンクリート、あるいは膨張コンクリートなど）では、混和材料を必ず使用する。これらは、環境条件や施工条件に敏感である。したがって、その保存には十分注意をはらい（風化対策など）、また施工に当たっては仕様を厳守するものとする。

(b) 充填性の確認などについては、最良の方法がないようである。そこで、試し練りも、必要と思われる。

(c) 耐久性、拘束性、形状効果、寸法効果、付着の影響、耐力、および靱性などに関する基礎資料の蓄積が必要である。

なお、これら特殊コンクリートに関する基準類を、文献13)～文献27)に示した。これらの中で、文献14)～文献17)については、文献13)によって概要の把握が可能である。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書(Ⅱ)，1994年5月。
- 2) 岡本修一他：超流動コンクリートの充填形鋼管コンクリート柱への適用，コンクリート工学論文集，Vol. 4，No. 1，日本コンクリート工学協会，pp.79～89，1993年1月。
- 3) 伊藤茂樹他：充填型鋼管コンクリート部材の赤外線カメラによる内部空隙の検査について，日本建築学会1990年度大会(中国)学術講演梗概集，C，構造Ⅱ，pp.1063～1064，1990年10月。
- 4) 日本コンクリート工学協会：高流動コンクリート資料，コンクリート工学年次大会1995(広島)，生コンセミナー，1995年6月。
- 5) 土木学会：コンクリート技術の現状と示方書改訂の動向，コンクリートライブラリー79，pp.113～117，1994年7月。
- 6) B. V. Rangan et al. : Strength of Eccentrically Loaded Slender Steel Tubular Columns Filled with High

- Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol.89, No.6, pp. 676~681, Dec.1992.
- 7) 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファイント効果のメカニズムとそのモデル化，日本建築学会構造系論文報告集，No. 452，pp. 149~158，1993 年 10 月。
 - 8) 岡本達雄他：高強度遠心成形鋼管コンクリート柱の圧縮耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.469，pp. 137~147，1995 年 3 月。
 - 9) 森下陽一他：コンクリート充填円形鋼管柱の鋼管と充填コンクリートとの間の付着性状に関する研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.1，日本コンクリート工学協会，pp. 473~476，1979 年。
 - 10) 森下陽一他：コンクリート充填角形鋼管柱の鋼管と充填コンクリートとの間の付着性状に関する研究，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.1，日本コンクリート工学協会，pp. 477~480，1979 年。
 - 11) 小野義徳他：鋼管充てん用コンクリートに関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.1，日本コンクリート工学協会，pp. 191 ~ 196，1991 年。
 - 12) 松田 敏他：充填型鋼管コンクリートの基礎物性と圧入施工実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.1，日本コンクリート工学協会，pp. 1061 ~ 1066，1993 年。
 - 13) 土木学会：コンクリート標準示方書(平成 8 年版)・施工編，および規準編。
 - 14) 土木学会規準：コンクリート用流動化剤品質規格，JSCE-D101-1993。
 - 15) 土木学会規準：コンクリート用高性能 AE 減水剤品質規格，JSCE-D105-1993。
 - 16) 日本工業規格：コンクリート用膨張材，JISA6202-1980。
 - 17) 日本工業規格：コンクリート用化学混和剤，JISA6204-1993。
 - 18) 土木学会：流動化コンクリート施工指針(案)，1983 年。
 - 19) 土木学会：コンクリートのポンプ施工指針(案)，1985 年。
 - 20) 土木学会：高強度コンクリート設計施工指針(案)，1980 年。
 - 21) 土木学会：膨張コンクリート設計施工指針，コンクリートライブラリー，第 75 号，1993 年 7 月。
 - 22) 日本建築学会：流動化コンクリート施工指針案・同解説，1989 年。
 - 23) 日本建築学会：コンクリートポンプ工法施工指針・同解説，1994 年(2 次)。
 - 24) 日本建築学会：高強度コンクリート技術の現状，1991 年 1 月。
 - 25) 日本建築学会：膨張材を使用するコンクリートの調合設計・施工指針案・同解説，1982 年。
 - 26) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説，JASS 5，鉄筋コンクリート工事，1993 年，(1996 年改訂予定)。
 - 27) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987 年 6 月。

C. 合成柱の地震時保有水平耐力の照査法

1. はじめに

コンクリート充填形式の合成柱は、コンクリートが鋼板の局部座屈の発生を抑制し、鋼管がコンクリートに拘束効果をもたらすために最大耐力力以降のねばりを期待し得る構造である。すなわち、合成柱は、大地震時において、弾性を超えた塑性領域までの変形性能を特に有効に利用することができる構造である。コンクリートを部分的に充填した合成柱橋脚の場合においても、コンクリート充填部より上の鋼部分が先に局部座屈の発生などによる終局限界状態に到達しないように十分なコンクリート充填高さを有する場合には、同様な変形性能を期待することができる¹⁾。そこで、本資料では、コンクリートを部分充填する合成柱を含め、合成柱を橋脚として用いる場合を対象にして、大地震に対する保有水平耐力照査法の考え方を論述する。

2. 地震時保有水平耐力照査法の概要

平成2年度の道路橋示方書・同解説V 耐震設計編（以下、道示V）²⁾に示される鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法によれば、耐用年限中にしばしば生じる中小規模の地震に対しては震度法によって橋脚の安全性を照査し、また稀に起こるような大地震に対しては橋脚がぜい性的な破壊を生じないように地震時保有水平耐力の照査を行うことを定めている。合成柱の震度法による照査は、上述の道示Vと同様な考え方に基づいて地震荷重を設定し、この荷重と他の考慮すべき荷重を静的に合成柱に作用させ、その規定に従って設計を行うことができる。これに対して、大地震に対する保有水平耐力は、道示Vに規定された鉄筋コンクリート橋脚の保有水平耐力照査法と同様な考え方によって照査することができる。すなわち、上部構造による一定鉛直荷重を受ける橋脚モデルが地震荷重に相当する水平荷重を受ける場合の塑性領域までの水平荷重－水平変位関係を明らかにし、Newmark のエネルギー一定則に従って低減した水平震度を用いて橋脚の大地震に対する照査を行うことができる。鋼製橋脚、あるいはコンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚についても、このような保有水平耐力照査法が提案されており、参考にすることができる^{3), 4)}。

これらを踏まて、以下では、合成柱の保有水平耐力照査法の手順を概説する。

(1) 設計振動単位と地震荷重の設定

合成柱を橋脚として用いる場合の設計振動単位は、1本の橋脚とそれが支持している上部構造部分とする。たとえば、連続高架橋を支持している橋脚が橋軸方向に地震力を受ける場合の設計振動単位は図1のように考えることができ、また橋軸直角方向に地震力を受ける場合の設計振動単位は図2のように考えることができる。

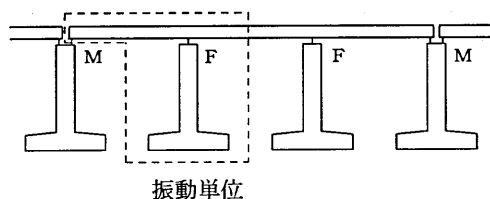


図1 橋軸方向に地震力を受ける場合の設計振動単位の例

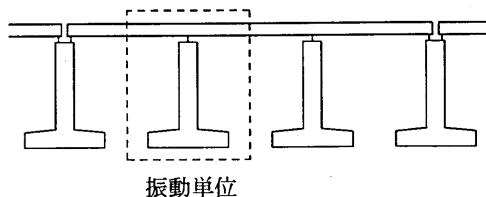


図2 橋軸直角方向に地震力を受ける場合の設計振動単位の例

これらの設計振動単位を、図3に示すように、上部構造による死荷重反力に相当する鉛直荷重を頂部に受け、その位置に橋脚とともに挙動する上部構造の質量を有する片持ち柱にモデル化する。この合成柱モデルを鋼とコンクリートが完全に一体となっている梁－柱部材と考え、頂部の水平荷重と水平変位との関係を弾塑性有限変位解析により求める。ただし、設計振動単位を耐震設計上1本の橋脚とそれが支持している上

部構造部分にモデル化できない場合には、構造系全体を設計振動単位とみなすか、あるいは固有値解析などを行って各橋脚の水平力分担を求め、対象橋脚を等価な片持ち柱にモデル化する必要がある。

地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度 k_{hc} は、大地震を対象としたものであり、一般に、道示Vに従い、次式によって算定する。

$$k_{hc} = C_z C_l C_R k_{ho} \quad (1)$$

ここに、 k_{hc} ：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度（小数点以下2けたに丸める）

k_{ho} ：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値（1.0とする）

C_z, C_l ：それぞれ道示Vの4.3に規定する地域別補正係数、および重要度別補正係数

C_R ：振動特性別補正係数であり、振動単位である片持ち柱モデルの等価固有周期 T_{EQ} に応じて表1によって求める

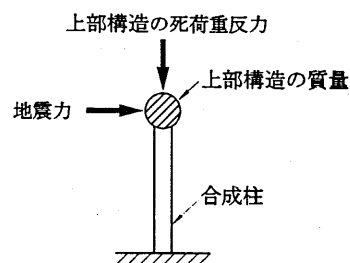


図3 合成柱橋脚のモデル

表1 振動特性別補正係数 C_R

地盤種別	等価固有周期 $T_{EQ}(s)$ に対する C_R の値		
I 種	$T_{EQ} \leq 1.4$ $C_R = 0.7$		$1.4 < T_{EQ}$ $C_R = 0.876T_{EQ}^{-2/3}$
II 種	$T_{EQ} < 0.18$ $C_R = 1.51T_{EQ}^{1/3}$ ただし、 $C_R \geq 0.7$	$0.18 \leq T_{EQ} < 1.6$ $C_R = 0.85$	$1.6 < T_{EQ}$ $C_R = 1.16T_{EQ}^{-2/3}$
III 種	$T_{EQ} < 0.29$ $C_R = 1.51T_{EQ}^{1/3}$ ただし、 $C_R \geq 0.7$	$0.29 \leq T_{EQ} < 2.0$ $C_R = 1.0$	$2.0 < T_{EQ}$ $C_R = 0.159T_{EQ}^{-2/3}$

また、等価固有周期 T_{EQ} は、道示Vの5.4を参考にし、以下の諸式によって求めることができる。

$$T_{EQ} = 2.01\sqrt{\delta} \quad (2-a)$$

$$\delta = \frac{W_T}{K_Y} \quad (2-b)$$

$$W_T = W_U + 0.3 W_P \quad (2-c)$$

$$K_Y = \frac{P_Y}{\delta_Y} \quad (2-d)$$

ここに、 T_{EQ} ：設計振動単位である片持ち柱モデルの等価固有周期(s)

W_T ：等価固有周期の算出に用いる等価重量(tf)

W_U ：橋脚が支持している上部構造部分の重量(tf)

W_P ：合成柱橋脚躯体の重量(tf)

K_Y ：合成柱橋脚の降伏剛性(tf/m)

P_Y, δ_Y ：それぞれ弾性微小変位理論によって求めた合成柱橋脚における鋼板の一部が降伏するときの水平荷重(tf)、および、そのときの柱頂部の水平変位(m)

ただし、阪神大震災時には、 k_{hc} が 1.0 を超える水平震度も観測されている。そこで、 k_{hc} は、必要に応じて設計水平震度の標準値を割り増すことも必要である⁵⁾。

(2) 水平荷重－水平変位関係の追跡

合成柱を橋脚として用いる場合には、鉄筋コンクリート橋脚に比較してスレンダーな柱が用いられる可能性がある。そのような場合には、上部構造の死荷重反力による鉛直荷重がもたらす幾何学的非線形性の影響を考慮する必要がある。もちろん、鋼、およびコンクリートの材料学的非線形特性を考慮することも必要である。ただし、鋼断面の内部にコンクリートが充填されていることから、縦補剛材、および水平補剛材が適切に配置された鋼板の局部座屈の発生は、ある程度抑制される。したがって、ここでは、図 3 のような片持ち柱モデルを用いて、柱頂部の水平荷重と水平変位との関係を平面骨組とみなした弾塑性有限変位解析法により追跡する⁶⁾。

鋼材の応力－ひずみ関係には、繰返し荷重の影響、および、ひずみ硬化の影響を考慮して簡略化した図 4 のようなバイリニア型の応力－ひずみ曲線を用いる。一方、コンクリートの応力－ひずみ関係に対しては、引張側を無視した図 5 のような応力－ひずみ曲線を仮定する。もちろん、鋼とコンクリートの付着は完全で、また両者の間には平面保持の仮定が成り立つものと仮定する。

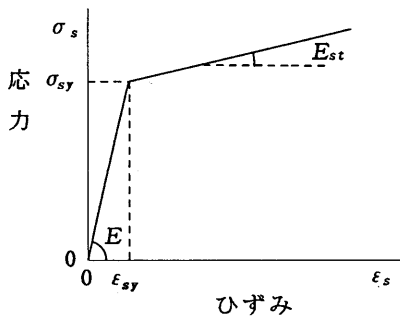


図 4 鋼材の応力－ひずみ曲線

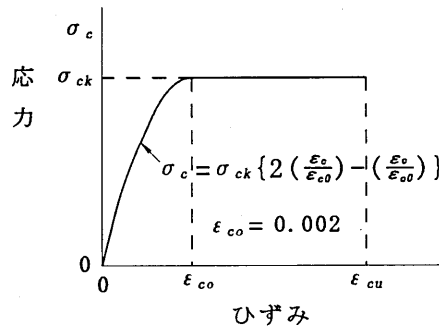


図 5 コンクリートの応力－ひずみ曲線

上述のような材料特性を有する合成柱モデルに対しては、まず上部構造の死荷重に相当する一定の鉛直荷重を負荷した状態で柱頂部の水平荷重を増加させ、その位置の水平荷重－水平変位関係を求める。

図 6 には、コンクリート部分充填合成柱の交番繰返し載荷実験における柱頂部の一方向水平荷重－水平変位関係の実験結果⁷⁾と平面骨組とみなした弾塑性有限変位解析による結果とを例示している。この実験に用いた試験体の鋼断面は、フランジ、およびウェブが共に幅が約 80cm で、板厚が 10mm であり、断面内に 5 本の縦補剛材が配置されている。そして、鋼板パネルの幅厚比パラメータは、約 0.33 である。また、水平荷重の作用高さは 6m で、基部から 2m の位置まではコンクリートが充填されており、頂部には降伏軸力の 0.07 倍程度の軸力が載荷されている。一方、解析においては、バイリニア型に仮定した鋼材の応力－ひずみ曲線の 2 次弾性係数 E_{st} を初期弾性係数 E の 0.03 倍とし、鋼材、およびコンクリートとも材料試験を基に降伏応力度、ならびに圧縮強度などを設定している。この図から明らかなように、この種の合成柱の水平荷重－水平変位関係が、平面骨組とみなした弾塑性有限変位解析によって十分な精度で追跡できることを示している。

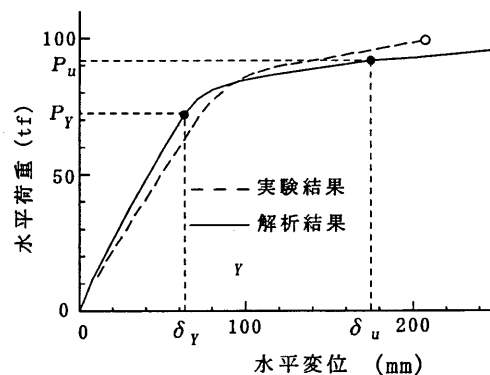


図 6 合成柱の水平荷重－水平変位関係の例

(3) 終局限界状態

先にも述べたように、端部拘束方式により鋼とコンクリートとの一体性を確保した合成柱では、鋼板の局部座屈の発生が抑制され、また内部に充填されたコンクリートの拘束効果により、コンクリートの圧縮強度が上昇し、コンクリートの圧壊ひずみが大きくなるなどのメリットがある。しかし、水平荷重の増加に伴って終局的には、鋼板の座屈、あるいはコンクリートの圧壊により最大荷重に達すると考えられる。これに対して、前節に示したように合成柱橋脚の水平荷重—水平変位関係が、平面骨組とみなした弾塑性有限変位解析によって追跡できる。しかし、平面骨組とみなした弾塑性有限変位解析においては、鋼板の局部座屈の発生の影響などを考慮することができないので、合成柱の終局限界状態を決定することができない。したがって、合成柱の終局限界状態は、別の観点から決定する必要がある。

宇佐美らは、コンクリートを部分充填した小型模型試験体を用い、広範な実験、および解析的研究を行い、これに基づいて、合成柱を構成する鋼板のひずみ、あるいは充填コンクリートのひずみの大きさによりその終局限界状態を定義し、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の照査法を提案した⁴⁾。この照査法において定義されたコンクリート部分充填合成柱の終局限界状態は、参考になるところが多い貴重な成果である。しかし、その終局限界状態の一般性を確認するためには、さらに大型試験体を用いた実験を行うなど今後の研究の蓄積が必要であると考えられる。

図 7 に示すコンクリート部分充填合成柱の交番繰返し実験によると、橋脚基部の鋼板溶接部に疲労亀裂が発生し、図中に白丸を印した点以降、水平荷重—水平変位関係は、急激に劣化している。平面骨組とみなした弾塑性有限変位解析において、同じ水平変位に到達したときの橋脚基部の鋼板の最大圧縮ひずみ値は、降伏ひずみの約 8 倍に達している。この結果を参考にすれば、合成柱橋脚の 1 つの終局限界状態としては、橋脚基部の鋼板の最外縁ひずみ値を降伏ひずみを基準として設定することも考えられる。

いずれにしても、合成柱橋脚の終局限界状態を設定することは、現状ではかなり難しい問題である。しかし、鋼板のひずみ、あるいはコンクリートのひずみを基準として合成柱橋脚の終局限界状態を設定することが可能であれば、弾塑性有限変位解析を用いて水平荷重—水平変位関係を求めるに際して得られる鋼板、あるいはコンクリートのひずみが終局限界状態に達した点を、たとえば 図 6 に示したような水平荷重—水平変位曲線上に示し、その点を基準にして合成柱橋脚の終局水平荷重 P_u 、および、そのときの水平変位 δ_u を求めることができる。これらの値を用いれば、合成柱橋脚の保有水平耐力 P_a は、道示 V を参考にすると、次式によって与えられる。

$$P_a = P_r + \frac{P_u - P_r}{\alpha} \quad (3)$$

ここに、係数 α は、コンクリート強度のばらつきなどを考慮して設定する安全係数である。そして、道示 V に規定される鉄筋コンクリート橋脚の場合には $\alpha = 1.5$ で、また 文献4) のコンクリート部分充填合成柱の場合には $\alpha = 1.0$ とされている。

(4) 等価水平震度

合成柱橋脚モデルの水平荷重—水平変位関係が明らかにされれば、設計水平震度から Newmark のエネルギー一定則に従って、変形性能を考慮して低減した等価水平震度を求めることができる。これは、図 7 に示すように、弾性系と弾塑性系とに同じ地震力が作用した場合、弾性応答時の構造物に蓄えられる最大ひずみエネルギー（三角形 OAE の面積）が弾塑性応答時の構造物に蓄えられる最大ひずみエネルギー（四角形 OBCD の面積）に一致するという性質を利用したものである。すなわち、塑性領域に至っても、橋脚の水平耐力が急激に減ずることなく、変形できる領域が大きければ、塑性領域に入る降伏水平荷重 P_r を小さくできることを意味している。

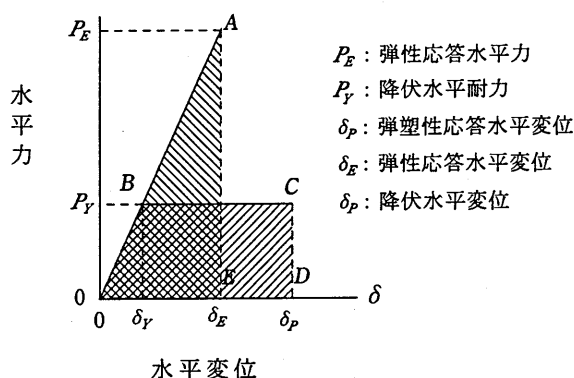


図 7 Newmark のエネルギー一定則の考え方

等価水平震度 k_{he} は、図 6 に示したように、有限変位弾塑性解析により求めた水平荷重—水平変位関係において、終局限界状態を表す点までの水平変位 δ_u を基に、次式によって算出される。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (4)$$

ここに、 μ : 塑性率で、次式によって算定する。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_Y}{\alpha \delta_Y} \quad (5)$$

δ_Y : 合成柱の鋼材の一部が降伏するときの片持ち柱モデル頂部の水平変位

α : 式(3) と同じ安全係数

ここで求められた等価水平震度 k_{he} は、安全側の考慮により、実際の合成柱橋脚の水平荷重—水平変位関係が完全弾塑性型の挙動を呈するものとみなして算出している。

(5) 安全性の照査

地震時保有水平耐力の照査では、式(3) に示す橋脚の地震時保有水平耐力 P_e が、式(4) に規定する等価水平震度 k_{he} に式(6) より求まる等価重量 W を乗じて求められる力以上となるようにしなければならない。

$$W = W_U + 0.5 W_P \quad (6)$$

ここに、 W : 安全性の照査に用いる等価重量

W_U : 橋脚が支持している上部構造部分の重量

W_P : 橋脚躯体の重量

3. おわりに

本資料では、文献3) および文献4) を参考にして、合成柱を橋脚として用いる場合の保有水平耐力照査法の手順を概説した。この方法は、基本的に平成2年度の道路橋示方書・同解説、Ⅴ 耐震設計法に示されている鉄筋コンクリート橋脚の保有水平耐力照査法と同様の手順による照査法にほかならない。

しかし、合成柱橋脚に大地震が作用した場合の鋼部材、あるいは充填コンクリートの終局状態を定義する一般的な方法は、まだ確立されていないのが現状である。今後は、合成柱を構成する鋼部材、あるいは充填コンクリートの妥当な終局限界状態の定義を明らかにするためのデータを蓄積する必要がある。

参考文献

- 1) 中井 博, 北田俊行, 中西克佳: 漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐荷性状に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 5 13/I -31, pp. 89-99, 1995 年 4 月.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1990 年 2 月.
- 3) 土木学会編: 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ 6, pp. 303-320, 1994 年 7 月.
- 4) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会: 鋼構造物の安全性の調査報告, 土木学会, pp. 100-124, 1995 年 5 月.
- 5) 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995 年 6 月.
- 6) 土木学会編: 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ 6, pp. 253-269, 1994 年 7 月.
- 7) Kawashima, K., Macrae, G. A. and Hasegawa, K.: The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Tests, Journal of Research, Vol.29, Public Works Research Institute, March, 1992.