

第3分科会報告

床版の構造と設計

	頁
まえがき	149
第 1 編 床版の解析	
第 1 章 はじめに	153
第 2 章 若材齢時応力に関する最近の実験・計測	
2.1 実物大模型実験	154
2.1.1 実験の目的	154
2.1.2 実験供試体	154
2.1.3 計測項目	154
2.1.4 コンクリートの材料特性	155
2.1.5 数値解析	155
2.2 1m供試体	159
2.2.1 1m供試体の目的	159
2.2.2 1m供試体の種類	159
2.2.3 1m供試体計測結果	159
2.2.4 1m供試体計測結果まとめ	160
2.3 材齢初期の有効ヤング係数実験	160
2.4 実橋計測事例	162
2.5 文献リスト	163
第 3 章 解析手法の提案	
3.1 概要	165
3.2 有効ヤング係数	165
3.2.1 有効ヤング係数の設定	165
3.2.2 有効ヤング係数の設定法の違いによる応力度比較	166
3.3 温度応力	166
3.3.1 断熱温度上昇特性	166
3.3.2 熱伝達率	168
3.3.3 コンクリート材齢初期の線膨張係数	168
3.4 乾燥収縮	169
3.4.1 収縮ひずみの予測式	169
3.4.2 解析手法に対する考察	170
3.4.3 鋼桁剛性(断面積)による影響	171
3.4.4 不静定力の算出	171
3.4.5 乾燥収縮に対するクリープの考慮	172
3.4.6 まとめ	172
3.5 膨張材	172

3.5.1 膨張ひずみの基本式	172
3.5.2 最大膨張ひずみ	173
第 4 章 実橋床版(床版支間 6m)における応力解析事例	
4.1 解析条件	173
4.2 応力解析結果	174
4.2.1 橋軸方向に生じる応力	174
4.2.2 橋軸直角方向に生じる応力	174
4.3 コンクリート配合の影響	175
第 5 章 まとめ	175
第 2 編 連続合成桁橋	
第 1 章 はじめに	179
第 2 章 連続合成桁橋に適用する床版形式の拡充	
2.1 プレキャスト P C 床版	179
2.2 鋼・コンクリート合成床版	182
2.3 鉄筋コンクリート(RC)床版	184
第 3 章 施工時を考慮した床版の橋軸方向の設計	
3.1 橋軸方向の設計の現状	184
3.1.1 はじめに	184
3.1.2 現行設計法に考慮されていない項目	185
3.2 近畿自動車道敦賀線の P C 床版鋼 2 主連続合成桁の設計事例	185
3.2.1 照査概要	185
3.2.2 橋軸方向の設計	186
3.3 第二東名高速道路・中ノ郷第一高架橋の P C 床版の設計事例	188
3.3.1 照査概要	188
3.3.2 評価手法	189
第 4 章 有害なひび割れ	190
第 5 章 まとめ	192
第 3 編 ずれ止め	
第 1 章 はじめに	
1.1 ずれ止めの現状	197
1.2 合成桁橋のずれ止め	197
第 2 章 現状設計法の把握	
2.1 検討事項のフローチャート	198
2.2 道路橋示方書の基準の変遷	199
2.2.1 ずれ止めの種類と最大間隔	199

2.2.2 中間支点付近のずれ止めの規定	200
2.2.3 その他の規定の変遷	201
2.3 わが国におけるその他の基準	202
2.3.1 スタッドの耐荷力	202
2.3.2 設計荷重	202
2.3.3 スタッドサイズと配置	202
2.4 諸外国の基準	204
2.4.1 EUROCODE4の基準(欧州の基準)	204
2.4.2 AASHTOの基準(米国の基準)	205
2.5 設計事例の調査	207
2.6 合成桁の鋼とコンクリートの温度差および乾燥収縮の設計に関する一考察	209
2.6.1 単純合成桁の水平せん断力分布	209
2.6.2 2 径間連続合成桁の水平せん断力分布	209
2.6.3 3 径間連続合成桁の水平せん断力分布	210
2.6.4 限界状態設計法への適用	210
2.7 ずれ止めの設計において考慮する限界状態	211
2.7.1 ずれ止めの照査ランク	211
2.7.2 ずれ止めの限界状態と橋梁全体の限界状態	212
2.7.3 使用限界状態	213
2.7.4 終局限界状態	213
2.7.5 変形の少ない弾塑性接合の許容について	214
第 3 章 ずれ止め設計法の見直しについて	
3.1 P C 床版を有する鋼 2 主桁橋のずれ止め設計指針案の概要	215
3.1.1 ずれ止めに作用する荷重	215
3.1.2 ずれ止めの耐荷力	216
3.1.3 構造細目	217
3.2 提案設計法による照査例	219
3.2.1 設計条件	219
3.2.2 主桁断面の計算	220
3.2.3 ずれ止めの設計計算	222
第 4 章 新しいずれ止め	
4.1 スタッドタイプのずれ止め	232
4.1.1 高強度スタッド	232
4.1.2 遅延合成スタッド	232
4.1.3 カップラージョイントスタッド	232
4.1.4 板バネを有するねじスタッド	233
4.2 鋼板ジベルタイプのずれ止め	234
4.2.1 鉄筋を貫通させた孔あき鋼板ジベル	234
4.2.2 鋼板リブと鋼管を用いたずれ止め	234

4.2.3 フラスコ形パーフォボンドリブ	234
4.2.4 フィンガージベル	235
4.3 形鋼を用いたずれ止め	236
4.3.1 アンゲルジベル	236
4.3.2 付着型T形鋼ずれ止め	236
第5章 まとめと今後の展望・課題	
5.1 まとめ	237
5.2 今後の展望・課題	237
PC床版を有する鋼2主鋼桁橋のずれ止め設計指針(案)	241

第4編 床版の構造

第1章 はじめに	259
第2章 設計曲げモーメント	
2.1 概要	259
2.2 張出部の設計曲げモーメントの検証	259
2.2.1 検証方法	259
2.2.2 解析結果と考察	262
第3章 床版厚さ	
3.1 床版厚さの設定	264
3.2 合成床版と鉄筋コンクリート床版との比較	264
3.3 床版厚さに関する今後の検討課題	265
第4章 接合部	
4.1 接合部の種別	266
4.1.1 プレキャストPC床版	266
4.1.2 合成床版	266
4.2 使用材料	266
4.2.1 共通編	266
4.2.2 プレキャストPC床版に用いる材料	267
4.2.3 合成床版の接合に用いる材料	267
4.3 構造細目および施工	267
4.3.1 プレキャストPC床版接合部	267
4.3.2 合成床版接合部	269
4.4 接合部の設計方法	271
4.4.1 プレキャストPC床版接合部	271
4.4.2 合成床版接合部	272
4.5 まとめ	273
第5章 ハンチ	
5.1 ハンチの設定	276

5.2 FEM解析	276
5.3 ハンチの効用	277
第6章 PC床版の桁端部構造	
6.1 プレストレス導入への影響	277
6.2 桁端部構造の現状と問題点	278
6.3 今後の対応	278
第7章 防水システム	
7.1 床版の耐荷性能および耐久性能への影響	279
7.2 防水システムの要求性能	279
7.3 防水層の種類と現状	279
7.4 今後の防水層の選定	279

まえがき

近年、建設コストの縮減要望により少数主桁の採用が増えており、床版においては、耐久性の高いPC床版や合成床版の採用が増加している。しかしながら、これらの床版が採用され始めてからの期間が浅く、まだ合理的な設計手法や構造細目が確立されていないのが現状である。

一方、床版が高耐久化したことで、RC床版の疲労損傷問題により敬遠されていた合成桁橋が積極的に採用されるようになった。さらに、橋梁形式としての合理化を目的として連続合成桁も採用されるようになったが施工時の応力などに課題を残している。また、合成桁とした場合、桁と床版の接合方法が重要であり、用途に合わせたずれ止めの研究・開発が行われているが、より合理的な設計手法の確立が望まれている。

さらに、床版支間10mの橋梁における施工途中のひび割れに端を発し、温度応力などのコンクリートの弱材齢時応力がクローズアップされ、早急な解析手法の確立が望まれている。

本分科会では、上記の問題を克服するため、主にPC床版や合成床版を対象に以下の4つのWGを設け調査研究を行ってきた。

- ・床版の解析WG（コンクリートの弱材齢時応力）
- ・連続合成桁橋WG
- ・ずれ止めWG
- ・床版の構造WG（設計手法・構造細目）

ここでは、各WGの活動成果を報告することで、今後の床版の設計・施工において有益な資料となるものとする。

第 1 編

床版の解析

第1章 はじめに

鋼桁上に施工されるコンクリート床版には、コンクリートに生じる様々な収縮挙動が何らかの拘束を受けることによって、少なからずの引張応力が蓄積されているものと考えなければならない。この引張応力がある限界に達した時に、ひび割れが生じることになる。また、その後に行進するコンクリートの乾燥収縮や、供用後における輪荷重の移動繰り返し作用などによって、ひび割れの幅、密度がさらに進展することが懸念される。その場合、コンクリート床版は、単に耐久性を損なうばかりではなく、版構造から梁を並べたような状態になり、疲労耐久性の低下を招き、床版の抜け落ちなどの大きな損傷に繋がること指摘されている。

図-1.1.1に、床版支間10mの床版において、その施工途中で生じたひび割れの事例を示す¹⁾。橋軸直角方向に生じたタイプ1のひび割れは、コンクリート硬化時に生じる水和熱による膨張収縮を、先に施工した床版(旧ブロック)が拘束するために生じる温度応力が主たる原因と考えられている。材齢1~2日程度で貫通ひび割れになる可能性が高いことから漏水など直接的な欠陥となる場合がある。タイプ2のひび割れの原因としては、タイプ1同様に水和熱による膨張収縮を鋼桁が拘束することによる温度応力が一因ではあるが、鋼桁と既設床版の拘束度の相違により、タイプ1のものと比較すると一般的にその応力度は小さく、温度応力だけでひび割れに至るとは考えにくい場合が多い。タイプ2は、この温度応力に加え、架設機械等の移動による応力変動や、昼夜の気温変化差に伴うコンクリート床版と鋼桁の温度差によって生じる応力変動などが同時に作用し、ひび割れに至ったものと考えられる。一般に、このひび割れは、タイプ1に比べ幅は小さく、即時に貫通ひび割れとして致命的となるものは少ない。しかし、若材齢段階で生じたものについては、その後のコンクリート乾燥収縮の影響を強く受け、その幅は徐々に進展していくものと考えなければならない。

これらのひび割れは、初期ひび割れとして総称されるものであるが、その原因、挙動は種々多様であり、その完全な推定はいまだ容易ではない。また、これらのひび割れは、橋梁供用前で大きな荷重が作用していない施工途中で見られることが多いことから、施工ひび割れ、つまり施工上の不具合によって生じたひび割れとして扱われる場合も

少なくない。確かに、ブロック施工時の打継ぎ目の処理が不十分であったり、コンクリート打ち足し面にコールドジョインが生じた場合などには、それら弱点部を起点として初期ひび割れが生じる場合が多い。また、コンクリート打ち込み後の養生が不適切であった場合等には、コンクリートの引張応力の発生を増長させることもある。

これら初期ひび割れの対策としては、適切な施工計画及びその実施によって、コンクリートに生じる不具合を出来る限り排除することは当然である。それと同時に、コンクリートに生じる収縮特性とその拘束度合いを適切に把握し、床版に発生する若材齢時応力を推定することが重要である。この推定によって、有害な初期ひび割れの発生が懸念される場合には、コンクリート配合の見直し、例えば早強セメントから普通セメントへの変更、高性能AE減衰剤の使用により単位セメント量の低減等によって温度応力を低減させる対策や、膨張材の使用、ジャッキアップダウン、カウンタウェイト等のプレストレスの導入、またはひび割れ幅を抑制するための補強鉄筋の配置などを検討することになる。

本報告では2章で、この若材齢時応力の推定に関する最近の研究、実績の調査を、3章で、これらを踏まえて、その推定方法(解析手法)の提案を行うものとする。最後に、4章において、標準的な6m支間の床版に対する解析事例を紹介する。

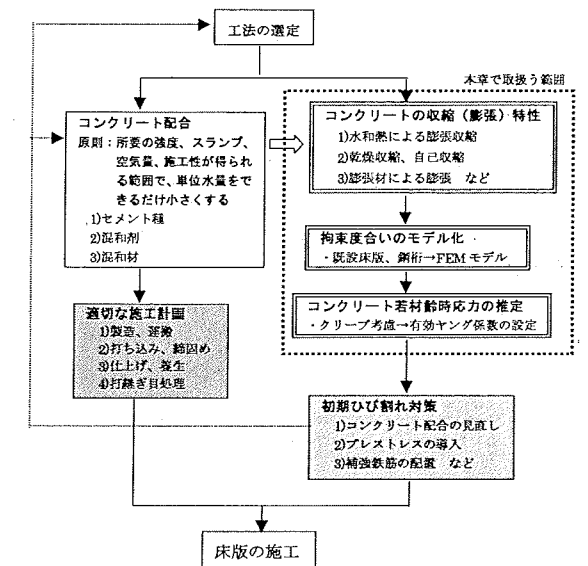


図-1.1.2 初期ひび割れ対策フロー

タイプ	タイプ1	タイプ2
発生位置	打ち継ぎ近辺	一般部(新ブロックのみ)
発生方向	橋軸直角	橋軸斜角方向
概要図 (床版下面)		
ひび割れ幅	0.10~0.25mm (滲水あり)	0.02~0.15mm
ひび割れ時期の推測	プレストレス緊張前	プレストレス緊張後

図-1.1.1 ひび割れ事例¹⁾

第2章 若材齢時応力に関する最近の実験・計測

2.1 実物大模型実験^{2)~5),31),32)}

2.1.1 実験の目的

長支間場所打ちPC床版を有する鋼2主桁橋の工事において移動型枠を用いた施工中の床版に、床版コンクリート打込み後1ヶ月以内という早期にひび割れが発見されその発生状況から、これらのひび割れの発生原因は下記のように考えられており、その中でも(1)による影響が大きいと考えられた。

- (1) 水和熱によって上昇したコンクリート温度が降下する際に、2本の鋼桁と打込み済み床版ブロックがこれを3辺固定の状態に拘束することによる温度応力の作用
- (2) 特殊なPC緊張方法の採用に伴って床版に局部的に作用した橋軸方向の引張応力の作用
- (3) 移動型枠の重量によるリバウンドと隣接径間施工時等の床版施工時に主桁作用によって打設済床版に作用する負の曲げモーメント
- (4) 乾燥収縮の影響、外気温あるいは日照の影響などといったその他の要因
- (5) そこで、(社)日本橋梁建設協会では「場所打ちPC床版技術検討特別委員会」を、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会では「場所打床版施工対策委員会」を設け、両協会が共同して平成13年7月~8月、静岡県富士市に位置する(社)日本建設機械化協会・建設機械化研究所(現・施工技術総合研究所)構内において、実物大試験体による移動型枠を用いた場所打ちPC床版の施工検証実験が実施された^{31),32)}。

検証実験の目的は、移動型枠を用いた場所打ちPC床版の施工時において床版コンクリートに有害なひび割れを発生させない方法として提案する、単位水量と単位セメント量をととも抑え、かつ膨張材を添加するというコンクリートの材料的な配慮、鉄筋の追加等の設計的な配慮、さらに養生等の施工的な配慮についてその有効性を検証するものであった。

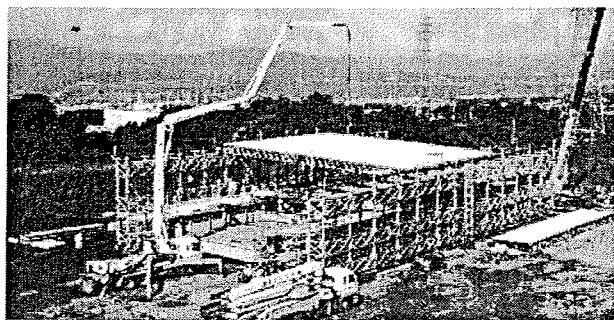


写真-2.1.1 実物大試験体による施工検証実験

2.1.2 実験供試体

検証実験に使用した供試体の計画概要は以下のとおりである。

- (1) 床版の温度応力や鋼桁による拘束等の影響を正確に評価するため、供試体は床版、鋼桁とも実物大とする。
- (2) 床版支間長は第二東名高速道路の広幅員を想定して11mとする。
- (3) 床版コンクリートは3回に分けて打設する。床版の打設ブロック長は1.2mとする。(図-2.1.1)
- (4) 実橋に使用する移動型枠をそのまま使用するなど、移動型枠を用いた場所打ちPC床版施工を極力再現する。
- (5) 実験は施工技術総合研究所(富士)内ヤードで実施する。
- (6) コンクリート打込みが暑中となるため、移動型枠を用いる施工方法において標準と考えている「早強コンクリート+膨張材」の他に、ブロック②において暑中対策用として「普通コンクリート+膨張材」を使用する。
- (7) 実験終了後、約1年程度の長期計測を実施し、乾燥収縮やクリープによる影響を確認する。

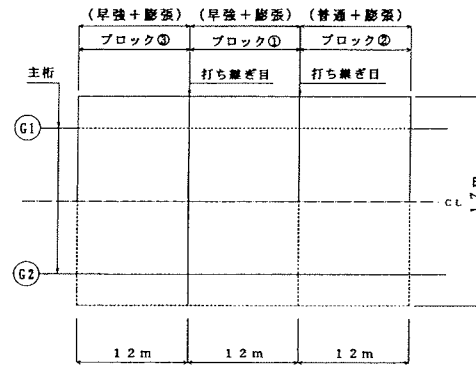


図-2.1.1 実験の概要

2.1.3 計測項目

実験では、床版や鋼桁の温度とひずみが計測された。この他に、床版や鋼桁の変位計測、ひび割れの発生の有無を確認することも含めたひび割れ観察が行われた。計測は、コンクリート打込みから、PC緊張、脱型、移動型枠の移動といった一連の床版施工、ジャッキアップ試験時、そしてその後の経時変化について行われた。経時変化の計測は、平成13年7月16日から平成13年8月末まで(②ブロックおよび③ブロックのコンクリート打込み後約1ヶ月)までを短期計測、その後約1年に及ぶものを長期計測と分類された。計測データは、コンクリートの打込みやPC緊張といった主なイベント時には最短5分ピッチ、長期計測においては約1時間ピッチで記録された。短期計測中の代表的なひずみ変化として床版中央鉄筋ゲージ計測値を図-2.1.2に示す。

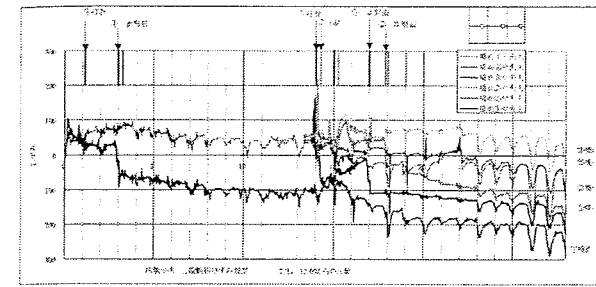


図-2.1.2 床版中央鉄筋ゲージのひずみ履歴

2.1.4 コンクリートの材料特性

「JCI品質評価試験方法研究委員会報告書、コンクリートの特性試験方法」に従った、断熱温度上昇試験結果を図-2.1.3に示す。早強セメントの①と②を比較するとほとんど同じであり、セメントを膨張材に置き換えても断熱温度上昇量の変化は無かった。一方、普通セメントの④と⑤も、セメントを膨張材に置き換えても断熱温度上昇量はほとんど変化はないが、材齢1日程度で比較すると⑤の膨張コンクリートのほうが上昇量は大きい。水和熱制御型膨張材の③と⑥は、若材齢時に若干の効果は認められるものの、今回の配合では有効性は小さい結果であった。

表-2.1.1 検討した配合

配合	水結合材比 (%)	細骨材比 (%)	単位量(g)					
			水	セメント	細骨材	粗骨材	膨張材	混和剤(g)
① 早強 W/C=3%	42.5	47.1	161	379	830	936	-	SP8LSR 4169
②-B 早強+膨張材-K W/C=3%	42.6	44.3	160	346	783	986	30	SP8LSR 3760
③ 早強+膨張材-M 水和熱制御型	42.6	44.3	160	346	781	986	30	SP8LSR 3384
④ 普通	42.6	44.3	160	376	783	991	-	SP8LSR 3384
⑤ 普通+膨張材-K	42.6	44.3	160	346	783	991	30	SP8LSR 3384
⑥ 普通+膨張材-M 水和熱制御型	42.6	44.3	160	346	783	991	30	SP8LSR 3008

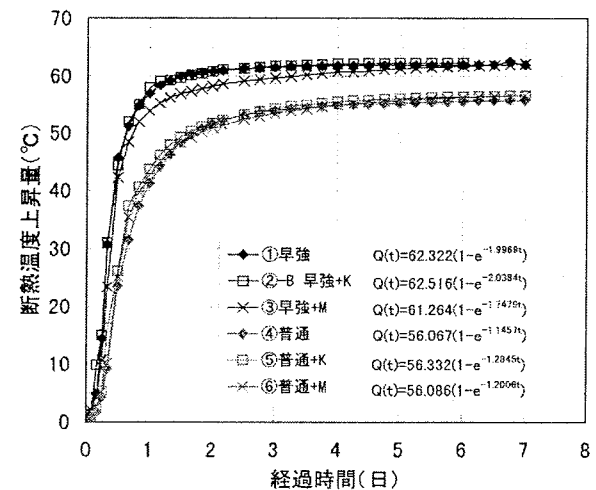


図-2.1.3 断熱温度上昇量

2.1.5 数値解析

移動型枠による場所打ちPC床版のひび割れ原因と考えられる以下の内容の定量把握に着目して、施工ステップに対応した解析が実施された。解析ソフトは、ASTEAMACS(計算力学センター)を使用している。

- (1) 水和熱によって上昇したコンクリート温度が降下する際の床版に生ずる引張応力に対する膨張材効果
- (2) PC鋼材の緊張による橋軸方向の引張応力
- (3) 温度解析については、事前解析として、与えられた条件(形状、配合条件、施工条件)を用いて実施された。事後解析については、実測値(温度データ、強度データ)より、熱物性、強度物性を設定したものである。

表-2.1.2 事前解析熱物性値

項目	記号	単位	数値	備考
熱伝導率	λ	W/m \cdot °C	2.70	コシ[施工編]より(参照2.6~2.8)
密度	ρ	kg/m 3	2300	
比熱	C_p	kJ/kg \cdot °C	1.31	コシ[施工編]式 $C_p=3.03 \times 10^3 / \rho$
断熱温度上昇量	$Q(t)$	°C	$Q(t)=Q_{max} \times (1-\exp^{-t/\tau})$	コシ[施工編]の算定式
初期温度	T_{00}	°C	35.0	Q_{max}, τ の算出はコシ[施工編]の計算式より
	T_{01}	°C	35.0	外気平均温度+0.0°Cとして
熱伝導率	λ_s	W/m \cdot °C	51.3	
密度	ρ_s	kg/m 3	7850	
比熱	C_{ps}	kJ/kg \cdot °C	0.473	
初期温度	T_{s0}	°C	30.0	外気平均温度

表-2.1.3 事前解析 熱伝達率

部位	材齢	養生方法	熱伝達率	備考
床版上面	0~6(hr)	養生なし	12.0	熱伝達率の値は中ノ沢橋の検証実験結果より引用
	6(hr)~3日	養生マット+散水	9.0	
	3日~7日	シート被覆	10.0	
床版側面及び下面	7日~	養生なし	12.0	
	0~4日	移動(鋼製)型枠	12.0	
鋼桁表面	4日~	養生なし	12.0	

表-2.1.4 事前解析力学的物性値

項目	記号	単位	数値	備考
線膨張係数	α	10 $^{-6}$ /°C	10	
設計基準強度	$\sigma_{yk}(28)$	N/mm 2	40.0	
圧縮強度式	$f_{ca}(t)$	N/mm 2	$f_{ca}(t) = \frac{1}{a+bt} \times d \times f_{ca}(28)$	いずれもコシ[施工編]の算定式より、 *早強セメント使用の場合 *2.9,b=0.97,c=0.44,d=1.07 *普通セメント使用の場合 *a=4.5,b=0.95,c=0.44,d=1.11
引張強度式	$f_{ta}(t)$	N/mm 2	$f_{ta}(t) = c \times \sqrt{f_{ca}(t)}$	
弾性係数式	$E_c(t)$	N/mm 2	$E_c(t) = \Phi(t) \times 4700 \times \sqrt{f_{ca}(t)}$	$\Phi(t)$:初期材齢のクリープを考慮した減衰係数 材齢0~3日: $\Phi=0.73$ 材齢3日移行: $\Phi=1.0$
ポアソン比	ν		0.167	
線膨張係数	α_s	10 $^{-6}$ /°C	12	
降伏点	f_{ys}	N/mm 2	235	
引張強度	f_{ts}	N/mm 2	400	
弾性係数	E_s	N/mm 2	2.0×10^5	
ポアソン比	ν_s		0.3	

表-2.1.5 事後解析熱物性値

項目	記号	単位	数値	備考
熱伝導率	λ	W/m \cdot °C	2.70	コシ[施工編]より(参照2.6~2.8)
密度	ρ	kg/m 3	2300	
比熱	C_p	kJ/kg \cdot °C	1.31	コシ[施工編]式 $C_p=3.03 \times 10^3 / \rho$
断熱温度上昇量	$Q(t)$	°C	$Q(t)=Q_{max} \times (1-\exp^{-t/\tau})$	断熱温度上昇試験結果より
初期温度	T_{00}	°C	30.0	10.00m.打込み
	T_{01}	°C	25.0	
熱伝導率	λ_s	W/m \cdot °C	7850	
密度	ρ_s	kg/m 3	0.4	
比熱	C_{ps}	kJ/kg \cdot °C	0.4	
初期温度	T_{s0}	°C	30.0	

表-2.1.6 事後解析 熱伝達率

部位	材齢	養生方法	熱伝達率	備考
床版上面	0~6(hr)	養生なし	14.0	熱伝達率の値は中ノ沢橋の検証実験結果より引用
	6(hr)~3日	養生マット+散水	12.0	
	3日~7日	シート被覆	12.0	
床版側面及び下面	7日~	養生なし	14.0	
	0~4日	移動(鋼製)型枠	6.0	
鋼桁表面	4日~	養生なし	14.0	

表-2.1.7 事後解析学的物性値

項目	記号	単位	数値	備考
縮率係数	コンクリート 温度上昇時	α_1	4.85	1m供試体試験結果より
	コンクリート 温度下降時	α_2	8.70	
	コンクリート 温度上昇時	α_1	8.55	
	コンクリート 温度下降時	α_2	8.25	
設計基準強度	$\sigma_{ca}(28)$	N/mm ²	40.0	
圧縮強度式	$f_c(28)$	N/mm ²	実測値 図-2.1.4に示す	コンクリートの事前試験結果より
引張強度式	$f_t(t)$	N/mm ²	実測値から近似 図-2.1.5に示す	
弾性係数式	$E_s(t)$	N/mm ²	実測値から近似 図-2.1.6に示す	φ10: 配筋材のクランプを考慮した減減係数 材齢0-3日 φ=0.72 材齢3日移行 φ=1.0
ポアソン比	ν_c		0.167	
縮率係数	α_s	10 ⁻⁴ /°C	12	
降伏点	f_y	N/mm ²	235	
引張強さ	f_t	N/mm ²	400	
弾性係数	E_s	N/mm ²	2.0×10^5	
ポアソン比	ν_s		0.3	

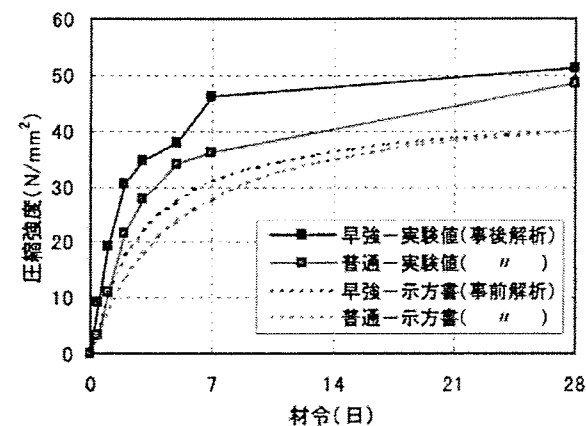


図-2.1.4 圧縮強度

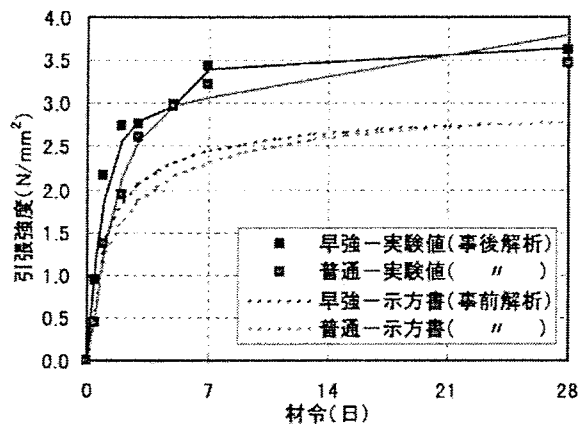


図-2.1.5 引張強度

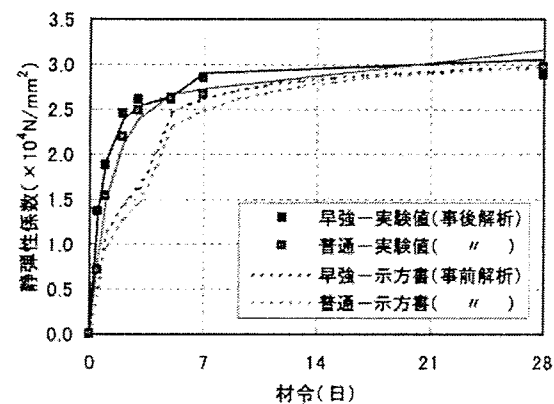


図-2.1.6 弾性係数

(1) 温度分布

温度分布は図-2.1.7 に示すように、早強セメントを使用した③ブロックが普通セメントの②ブロックよりも温度は高くなっており、断面の分布ではブロック③、②ともに床版厚の厚い鋼主桁近傍、床版支間部、張出先端の順に温度が高くなった。また床版の中断面が上下面よりも高い事が確認された。

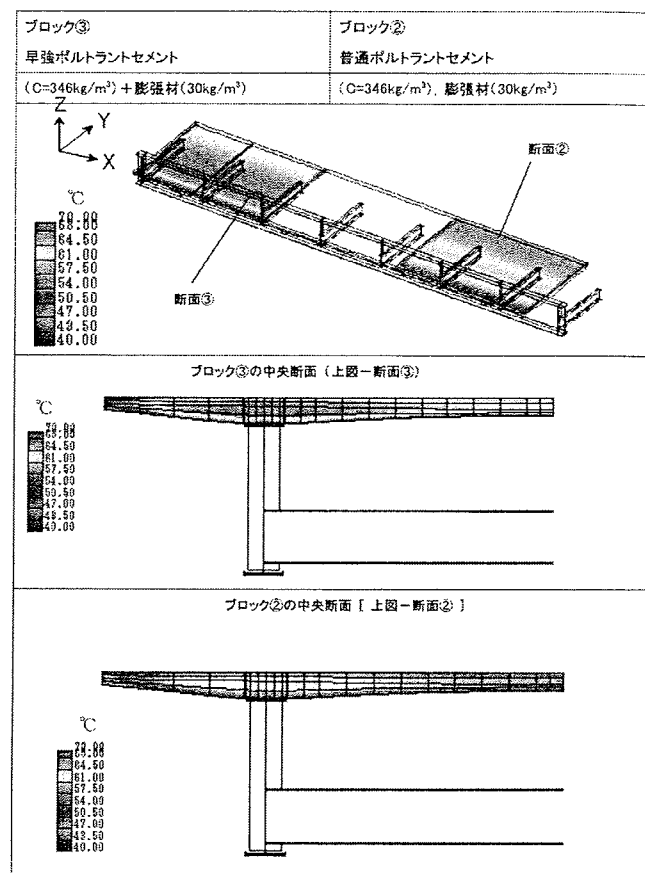


図-2.1.7 断面内の温度分布

(2) 温度履歴

図-2.1.8 に、床版厚が最も大きい主桁近傍における、床版中心部の温度履歴実測値および温度解析値を示す。解析値と実測値は一致しており、以下の項目に留意すれば打設による床版温度履歴は温度解析により再現できる事がわかった。

- ・ コンクリートの断熱温度上昇量をコンクリートの種類毎に試験結果等から正確に定め入力する。
- ・ 熱伝達率を現場の状況や養生方法毎に適切な値を入力する。

(3) 床版の実ひずみ

実ひずみについて主要点の計測値と事後解析結果を図-2.1.9に示す。

コンクリートの材料特性および熱物性について、詳細な事前試験を実施することにより、水和反応に起因する床版コンクリートの温度履歴や温度応力について、実用上ほぼ充分な精度で計測値を再現することが確認された。

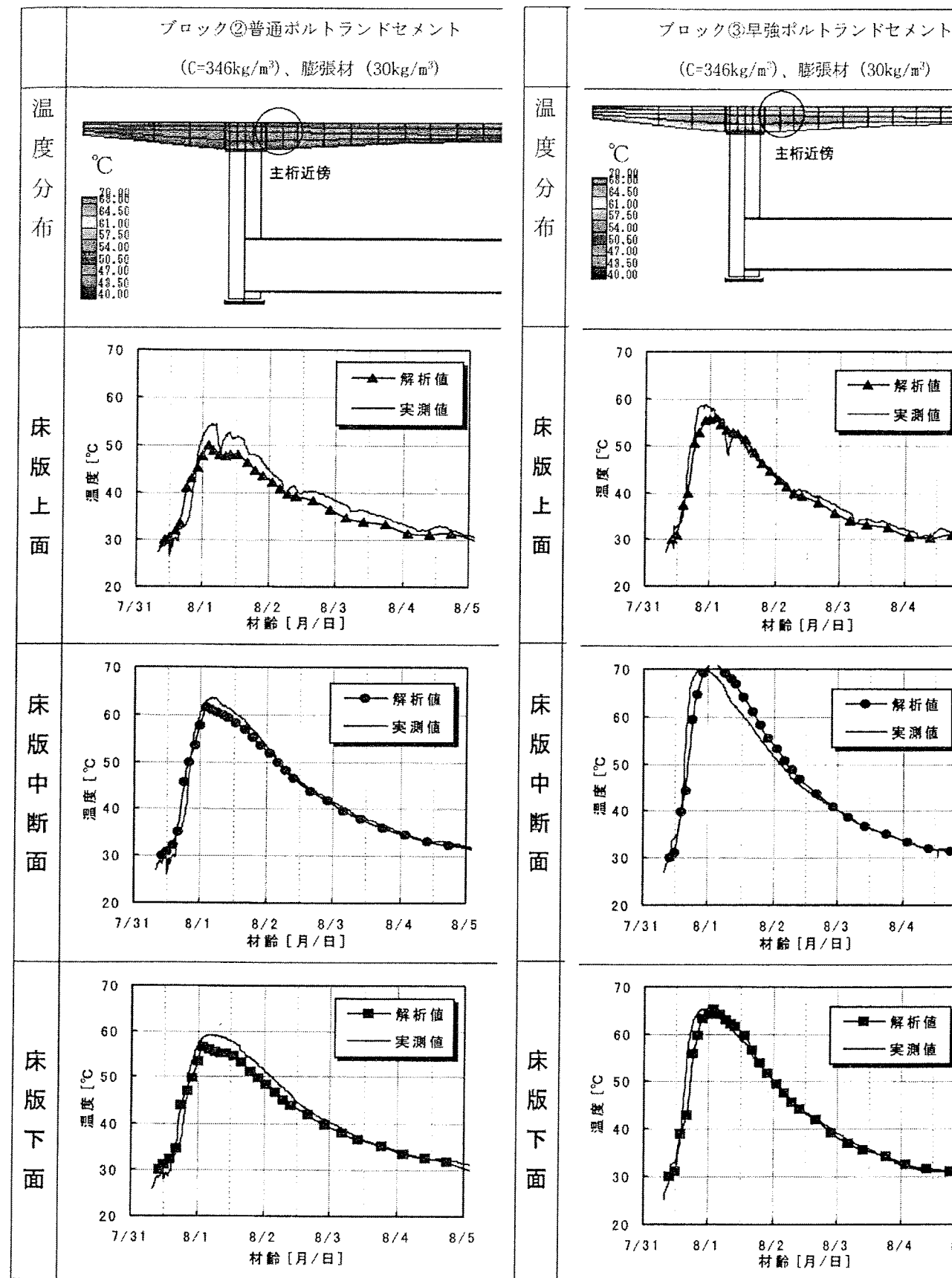


図-2.1.8 計測値の比較—温度履歴—

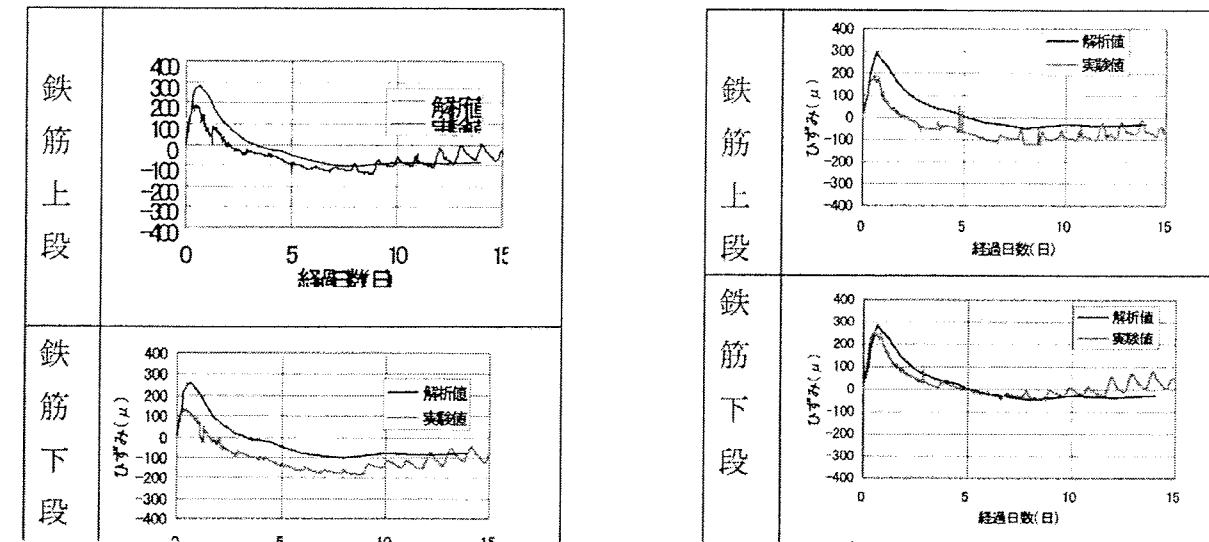
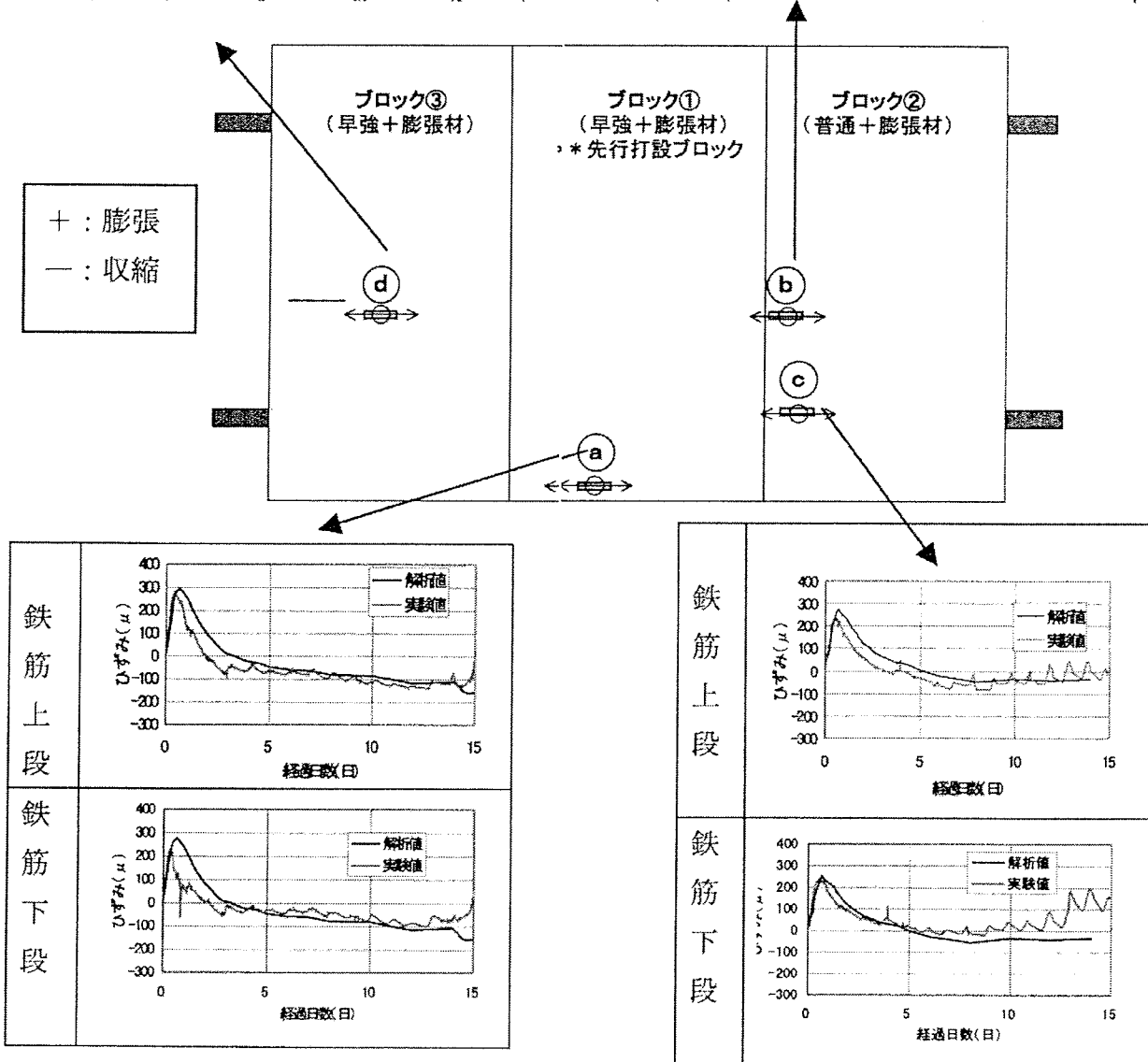


図-2.1.9 事後解析値と測定値の比較—実ひずみ—



2.2 1m供試体 ⑥~⑧

2.2.1 1m供試体の目的

前項の実物大模型実験において、コンクリートの特性を把握するうえで、JIS等に規定された物性試験のみでは、実構造物との寸法・鉄筋量等の相違の影響により実構造物の挙動を解明するための基礎データとして不十分であるとの観点から、実構造物の床版を部分的にモデル化した1m×1mの供試体を作成し、温度上昇量や膨張および収縮量の計測が行われた(写真-2.2.1)。得られた結果から、供試体の各パラメータ(セメントの種類、膨張材の有無、床版厚、鉄筋の有無)毎の材齢初期における温度特性・膨張収縮特性を把握するとともに、解析に必要な諸物性値の評価が行われた。

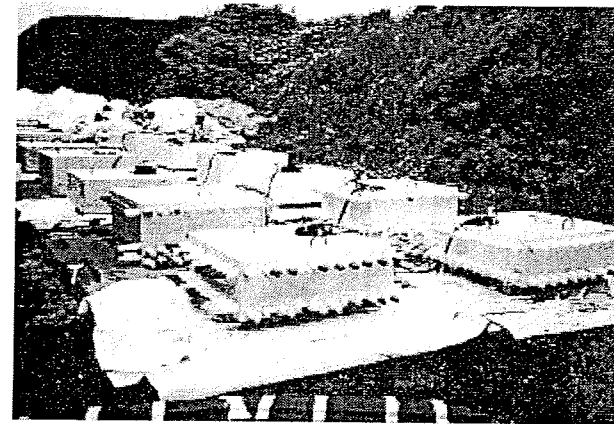


写真-2.2.1 1m供試体

2.2.2 1m供試体の種類

供試体は、セメント種類(普通・早強)、膨張材の有無、床版厚(36cm・53cm)、鉄筋の有無をパラメータとした16体である。供試体の種類を表-2.2.1に、配合表を表-2.2.2に示す。床版厚36cmの供試体は実構造物の床版支間中央を再現したモデルであり、上下2面からの乾燥を許した。また、床版厚53cmの供試体は主桁上を再現したモデルであり、上面のみの乾燥とし、下面には主桁上フランジを模した鋼板を設置した。

表-2.2.1 1m供試体一覧

No.	供試体記号	セメント種類	床版厚	配筋
1	A1	普通+膨張材	36 cm 鉄筋あり	橋軸方向 橋軸方向
2	A2	早強+膨張材		上段 D19 etc100 上段 D19 etc100
3	A3	普通		下段 D19 etc100 下段 D19 etc100
4	A4	早強		
5	B1	普通+膨張材	53 cm 鉄筋あり	橋軸方向 橋軸方向
6	B2	早強+膨張材		上段 D19 etc100 上段 D19 etc100
7	B3	普通		下段 D19 etc100 下段 D19 etc100
8	B4	早強		(下段は2段配置) (下段は2段配置)
9	PA1	普通+膨張材	36 cm 鉄筋なし	プレーンコンクリート
10	PA2	早強+膨張材		
11	PA3	普通		
12	PA4	早強		
13	PB1	普通+膨張材	53 cm 鉄筋なし	プレーンコンクリート
14	PB2	早強+膨張材		
15	PB3	普通		
16	PB4	早強		

表-2.2.2 1m供試体のコンクリート配合表

セメント種類	水結合材比 W/B (%)	総骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	膨張材 E	混和剤 A (g)
1)普通+膨張材	42.6	44.3	160	346	783	991	30	3384
2)早強+膨張材	42.6	44.3	160	346	783	986	30	3760
3)普通	42.6	44.3	160	376	783	991	—	3384
4)早強	42.5	47.1	161	379	830	936	—	4169

2.2.3 1m供試体計測結果

(1) 温度履歴

供試体中心部の温度計測結果を図-2.2.1および図-2.2.2に示す。床版厚の違いは温度上昇量に現れており、実物大模型の床版とほぼ同じ温度上昇量であった。また、早強セメントを用いた場合は膨張材の有無で温度上昇量がほぼ同じであり、普通セメントを用いた場合は膨張材有りのケースが温度上昇の立ち上がり時期が早い傾向であった。

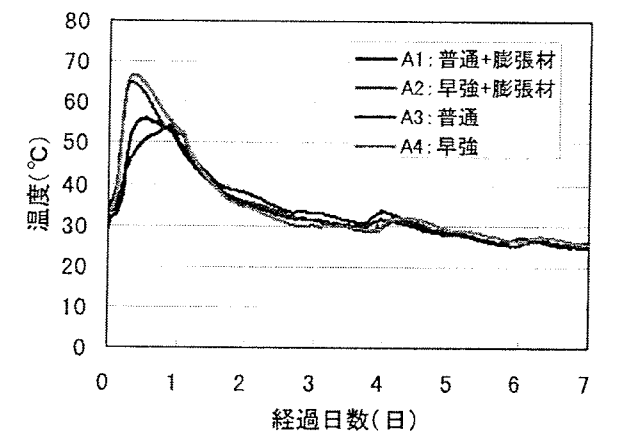


図-2.2.1 床版厚36cmモデルの温度計測結果

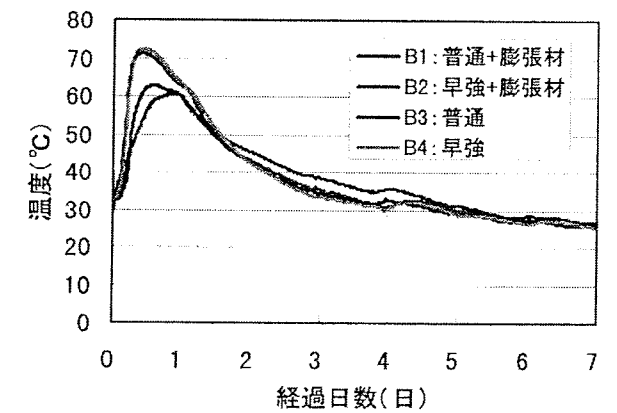


図-2.2.2 床版厚53cmモデルの温度計測

(2) 膨張・収縮ひずみ

図-2.2.3~図-2.2.5に膨張収縮量の計測結果を示す。A1~A4を比較すると、全般的に早強セメントのほうが膨張ひずみの立ち上がり早く、早強セメントで鉄筋を配置したA2では膨張量は130μ程度であった。一方、普通セメントで鉄筋を配置したA3では80μ程度であった。また床版厚53cmモデルも傾向は同様であり、計測されたデータを総合すると早強セメントで130μ程度、普通セメントで

80~100 μ 程度の膨張量であった。

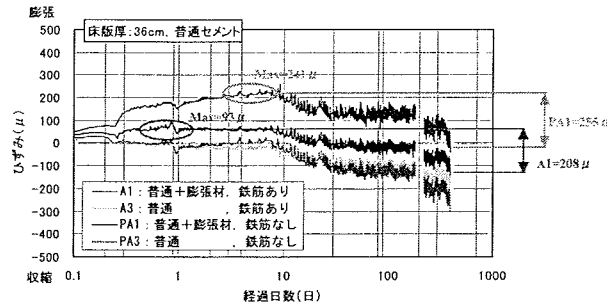


図-2.2.3 床版厚36cmモデルの膨張収縮量 (普通セメント)

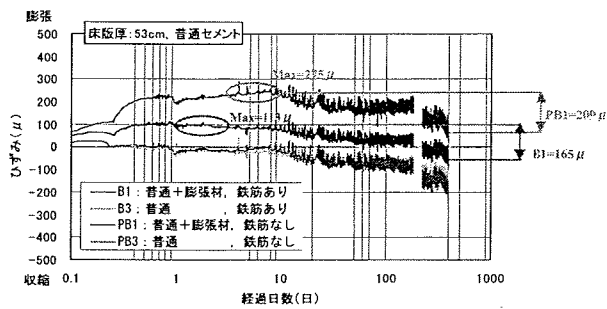


図-2.2.4 床版厚53cmモデルの膨張収縮量 (普通セメント)

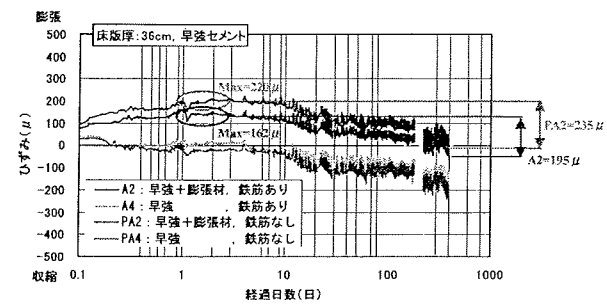


図-2.2.5 床版厚36cmモデルの膨張収縮量 (早強セメント)

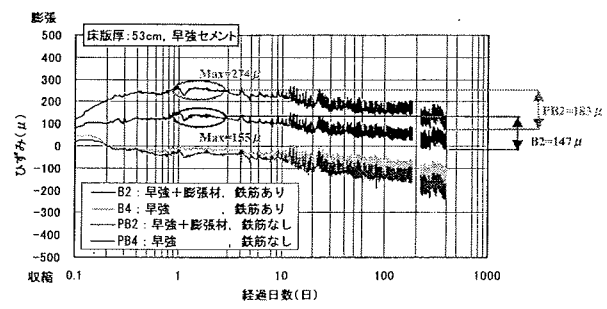


図-2.2.6 床版厚53cmモデルの膨張収縮量 (早強セメント)

膨張材の添加による膨張ひずみ量は、セメントの種類、鉄筋比、コンクリート温度および季節の影響などにより変化する。しかし、膨張材の添加量は収縮補償範囲 (約30kg/m³) としているため、膨張ひずみ量の大きさにそれほど大きな差が生じるとは考えられない。また、鉄筋比による膨張ひずみ量の変化については、辻らによる仕事量一定則によって予測することができる。

2.2.4 1m供試体計測結果まとめ

実物大模型型実験および、1m供試体計測結果より得られた温度、ひずみに関する主な知見は以下のとおりであった。

- 実物大試験体のクリープや乾燥収縮に関する解析結果を実物大試験体の長期計測結果と対比した結果、道路橋示方書よりも土木学会コンクリート標準示方書の方が計測値に近い傾向が得られた。
- 1m供試体の長期計測結果より、膨張コンクリートの残存ケミカルプレストレインは、普通ポルトランドセメント (鉄筋比1.4%) の場合で60~80 μ 、早強ポルトランドセメントで140~160 μ であり、この残存プレストレインは計測終了時 (経過日数398日) まで継続して保持されることがわかった。また、既往の収縮予測式を利用し、かつセメントの種類 (普通・早強) や部材寸法 (床版厚) に応じた補正を行うことにより、精度よい収縮予想が可能であることが示唆された。

2.3 材齢初期の有効ヤング係数実験

若材齢時の応力解析において、クリープ等による応力緩和作用を考慮する簡易な手法として、有効ヤング係数を用いることが多い。この有効ヤング係数は解析結果に大きな影響を及ぼす重要な力学的特性の一つに関わらず、未だ不明確な部分が多く残されている。

梅原らは、若材齢のコンクリートを対象とした圧縮及び引張クリープ試験を基に、式(2.3.1)及び(2.3.2)のクリープ構成則を構築し、これらから式(2.3.1)の有効ヤング係数を設定する試みを行っている⁹⁾。この手法を用いた温度応力解析結果はボックスカルバートの実測結果とよく一致すると報告されている¹⁰⁾¹¹⁾。

$$E_c(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0(t) + \varepsilon_c(t)} = \frac{E_0(t)}{1 + J(t)E_0(t)} \quad (2.3.1)$$

ここに、
 $\sigma(t)$: 応力 $\varepsilon_0(t)$: 弾性ひずみ
 $\varepsilon_c(t)$: クリープひずみ $E_0(t)$: 静弾性係数
 $J(t)$: 単位応力当たりのクリープひずみ量
 $J(t) = \varepsilon_c(t) / \sigma(t)$

$$\text{圧縮クリープ構成式: } J_c(t) \quad (\times 10^{-6} / \text{N/mm}^2) \quad (2.3.2)$$

$$J_c(t) = \xi_c(\tau) \cdot \phi_c(T) \cdot \left\{ 26.96(1 - e^{-24.7t}) + 71.99(1 - e^{-0.575t}) \right\}$$

ここに、
 荷重材齢関数 $\xi_c(\tau)$: $\xi_c(\tau) = -0.307 \log \tau + 1.0$
 温度関数 $\phi_c(T)$: $\phi_c(T) = 0.0112T + 0.552$
 τ : 荷重時の材齢(日)
 T : 温度(°C)

$$t : \text{荷重材齢(日)} \\ \text{引張クリープ構成式: } J_t(t) \quad (\times 10^{-6} / \text{N/mm}^2) \quad (2.3.3)$$

$$J_t(t) = \varphi_t(\sigma_{\max}) \cdot \xi_t(\tau) \cdot \phi_t(T) \cdot \left\{ 28.74(1 - e^{-0.801t}) + 8.130(1 - e^{-45.38t}) + 4.468t \right\}$$

ここに、
 圧縮応力関数 $\varphi_t(\sigma_{\max})$: $\varphi_t(\sigma_{\max}) = -0.17\sigma_{\max} + 0.701$
 荷重材齢関数 $\xi_t(\tau)$: $\xi_t(\tau) = -1.107 \log \tau + 1.538$
 温度関数 $\phi_t(T)$: $\phi_t(T) = 0.0257T + 0.487$
 σ_{\max} : 最大圧縮応力(N/mm²) T : 温度(°C)
 τ : 荷重時の材齢(日) t : 荷重材齢(日)

また、梅原、入矢らは、初期ひずみ法により厳密にクリープの影響を考慮した温度応力解析値とクリープを考慮しない弾性解との比を、有効ヤング係数の低減率とした提案も行っている¹²⁾。図-2.3.1より、圧縮時が0.7で、除荷開始(温度応力の場合は温度最高時となる)と同時に1.0と急変することが分かる。この手法により、地盤上に打設された厚さ1~1.5mのスラブ構造物を対象とした温度応力解析値は現行の土木学会示方書式に比べ0.2~

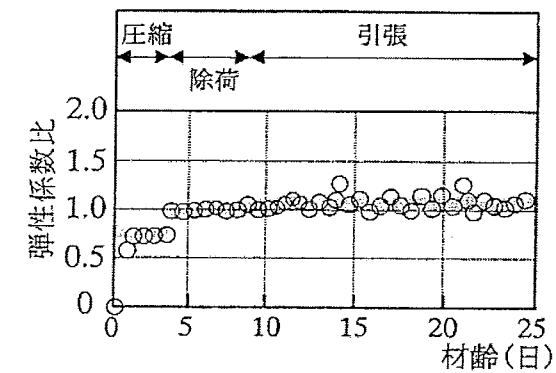


図-2.3.1 有効ヤング係数の低減率¹²⁾

0.5N/mm²程度大きくなると報告されている。

これらとは別のアプローチとして、現場計測において有効応力計・埋込み型ひずみ計、無応力計の3点セットから、有効ヤング係数を設定する試みも多数行われている^{13)~20)}。その一部を表-2.3.1に示す。室内試験とは異なり、環境変化など雑多な影響も加わるためと考えられるが、定量的な傾向は掴めない。しかし、定性的には温度上昇時と下降時で性質が異なり、温度上昇時の方が低減率は小さくなる

表-2.3.1 現場計測により有効ヤング係数を推定した事例

文献番号	年度	著者	著書所属	対象構造物	有効ヤング係数
13)	1984	伊藤ら	フジタ	カルバート	底板: 温度下降時に一定値、側壁: 材齢とともに減少
14)	1985	佐藤ら	熊谷組	壁(外部拘束)	$\sigma 7$: 0.38~0.58 $\sigma 20$: 0.35~0.52
15)	1986	伊藤ら	フジタ	トンネル覆工	最大圧縮まで0.19、応力下降~引張強度の1/2まで0.51、最大引張応力まで0.27
16)	1988	西田ら	西松	U型擁壁	底板: 静弾性係数を上回る、擁壁: 弾性係数は下回るが土木学会式より大きい
17)	1989	土師ら	三井	カルバート	温度上昇時及び安定時: 0.3~0.5、温度下降時: 0.63~0.67
18)	1994	浅沼ら	日本国土開発	アーチリブ	温度上昇時: 0.4~0.5、温度下降時: 0.52~0.62
19)	1998	豊岐ら	若築	ケーソン・フーチング	材齢10日まで、0.503
20)	1999	江渡ら	清水	PC橋・柱頭部	温度上昇時: 0.4、温度下降時: 1.0、引張域: 0.7

ことが伺える。また、有効応力計の精度についてもまだ十分に検証する余地があるものと考えられ、今後に期待される手法である。

以上の検討は、いずれもマスコンクリート構造物を対象としたもので、目標強度20~40N/mm²程度の範囲で普通セメントまたは高炉セメントにて検証されたものがほとんどである。高瀬らは、場所打ちPC床版を検証対象として、早強セメントに膨張材を添加した配合で設計強度40N/mm²以上としたコンクリートを用いて有効ヤング係数の検討を行っている^{21)~23)}。図-2.3.2は、線膨張係数が非常に小さいインバー鋼を拘束鋼材とした一軸拘束供試体を用いて、温度変化による膨張・収縮も拘束することにより、従来微小変化の測定であり誤差が大きいと考えられていた小型試験の精度を高めたものである。図-2.3.3は、硬化途上における拘束の影響を再現する目的で新たに考案された一軸拘束供試体で、拘束解放時のヤング係数を測定し、拘束解放後の同一供試体あるいは通常の円柱供試体に載荷して測定したヤング係数と比較したものである。

図-2.3.4に、結果を合わせて示す。

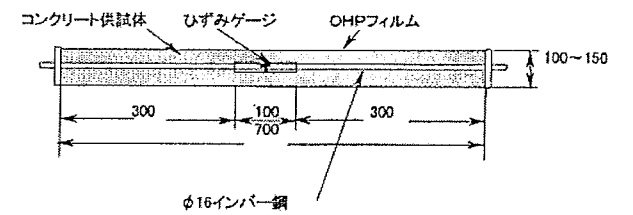


図-2.3.2 インバー鋼一軸拘束試験体²¹⁾

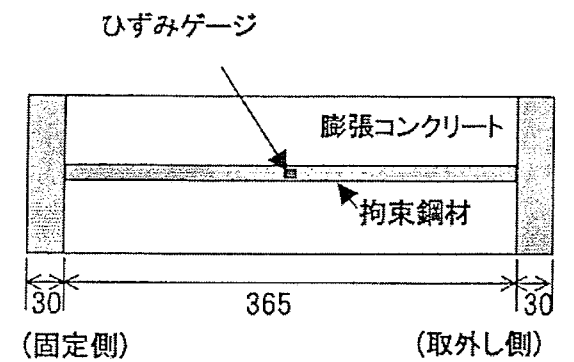


図-2.3.3 拘束開放が可能な一軸拘束試験体²²⁾

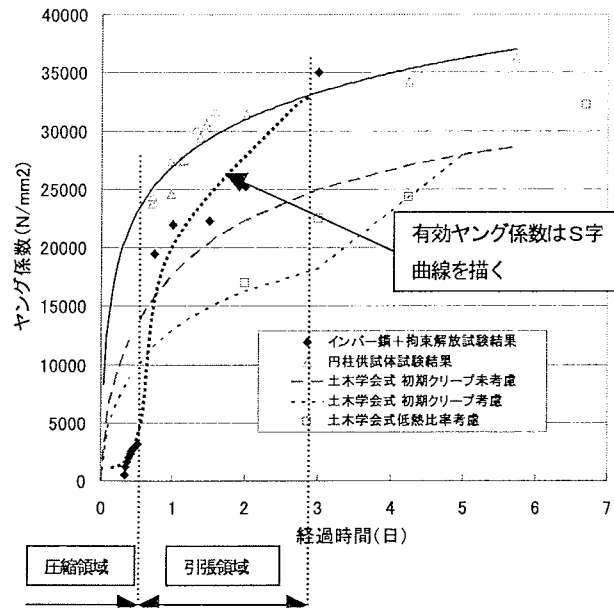


図-2.3.4 円柱供試体試験結果と有効ヤング係数試験結果の比較試験体²³⁾

2.4 実橋計測事例

実橋計測における計測項目はコンクリートの温度、コンクリートの実ひずみ、コンクリートの応力などである。橋梁の施工現場で、若材齢コンクリートの温度計測がよく行われる。これについては、今までの報告から、以下のことが言える。コンクリートの水和熱を起因とする温度においては、実際の断熱温度上昇特性曲線と近いものを解析に使うことで(特に、若材齢については最初の立ち上がりにおいてS曲線の特徴を把握すること)、若材齢においても実測値と数値解析結果は一致する場合が多い。

コンクリートの実ひずみを計測した例として、中之沢橋における実物大実験が挙げられる²⁴⁾。中之沢橋は有効幅員16.5m、床版支間10mを有する2径間連続2主鋼桁橋である。既設床版および鋼桁の拘束の影響を調べるため、実物大実験を行った。図-2.4.1は供試体概要図を示す。供試体は、拘束床版部(以下ダミー床版)とそれに隣接する施工を想定した第1回計測床版部、および予備のための第2回計測床版部の計3ブロックを設置する。鉄筋計により計測されたコンクリート実ひずみを数値解析結果とともに図-2.4.2に示す。計測値と数値解析値はよく一致していることが分かった。これより、数値解析結果の妥当性を確認できた。

しかしながら、コンクリート実ひずみに応力は生じない成分が含まれている。例えば、均一的な温度変化や膨張材の使用による均一的な伸びなどによる自由ひずみ成分である。そのため、ひび割れ発生の起因となる応力を直接計測することで、数値解析によるひび割れ結果の妥当性を検証できるコンクリートの有効応力計の構造を図-2.4.3に示す。測定するコンクリートを内部に充填し、検出器の一

部として機能させることにより、見掛けの弾性係数をコンクリートのそれと常に一致させる。これにより、埋設される計測器は、計測対象となる若材齢コンクリートの応力状態に影響しないように計測できる。計測器の端部に付けられているロードセルにより検出した荷重値とコンクリート柱の断面積を用いて、応力が求められる。

佐分利川橋での有効応力計による経時計測事例は、その有効応力計を若材齢コンクリートへの適用性を検証できるよい実例であると思われる²⁵⁾。

佐分利川橋は、8径間連続2主桁橋である。ひび割れ抑制を目的に設計・施工・材料の面から様々な対策を講じてきた。これらの効果がどの程度であるのかを実施工において定量的に計測している。

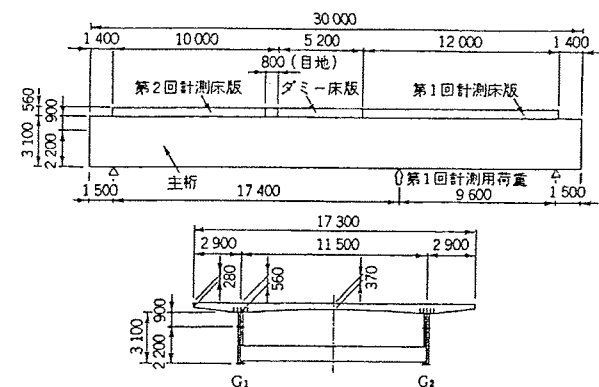


図-2.4.1 中之沢橋供試体概要

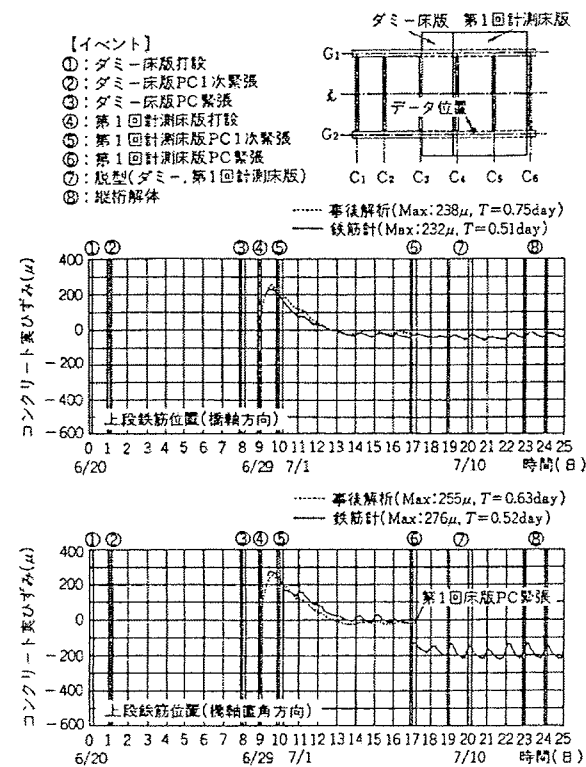


図-2.4.2 中之沢橋実験結果

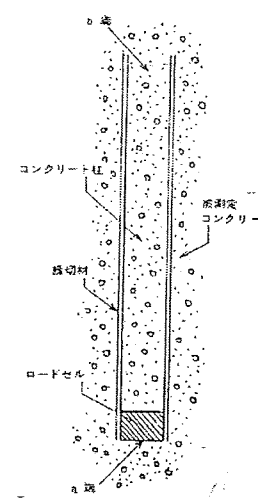


図-2.4.3 有効応力計概要

表-2.4.1 佐分利川橋における導入プレストレス量

	P3 プレ	P4 プレ
実測値	-2.84	-1.37
設計値	-2.59	-1.48

* 単位: N/mm², 負は圧縮

折木川橋は、12径間連続PC床版2主桁橋である²⁶⁾。温度数値解析の入力条件、解析結果と計測値の整合性および異常値発生の有無の確認を目的として、床版応力度の実橋計測を行った。計測器は端径間部、中央径間部、中間支点上に着目して、A1橋台からP2橋脚の間に配置した。一例として、材齢5日まで、端径間部における解析値と計測値の比較結果を図-2.4.6に示す。

以上、中之沢橋と佐分利川橋、折木川橋の実橋計測によって、コンクリート若材齢における数値解析結果の妥当性を検証できた。

2.5 文献リスト

主に、土木学会年次講演で発表されたコンクリート床版を対象とした若材齢時応力に関する文献リストを表-2.5.1に示す。2000年以前では、マスコンクリートを対象とした材料物性に関する研究がほとんどであったが、2001年以降、実際に施工された現場打ちPC床版などを対象とした、初期ひび割れ、若材齢時応力の研究が急激に活発化していることがわかる。コンクリートの配合も、従来のマスコンクリートを対象とした若材齢時応力の研究ではあまり取扱われていなかった、設計基準強度40N/mm²程度の富配合、早強セメント及び膨張材などに対する研究がほとんどである。

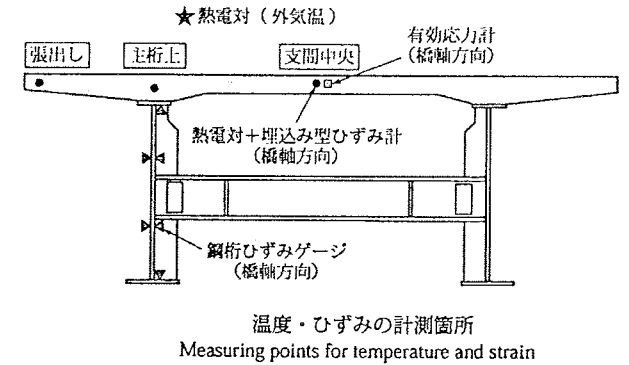


図-2.4.4 佐分利川橋P3柱頭部断面図

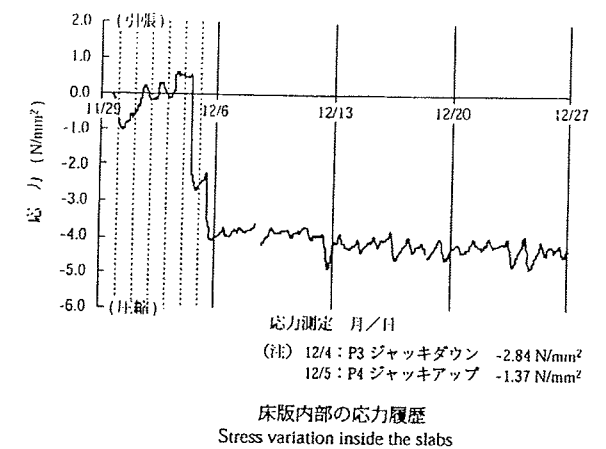


図-2.4.5 佐分利川橋応力履歴計測結果

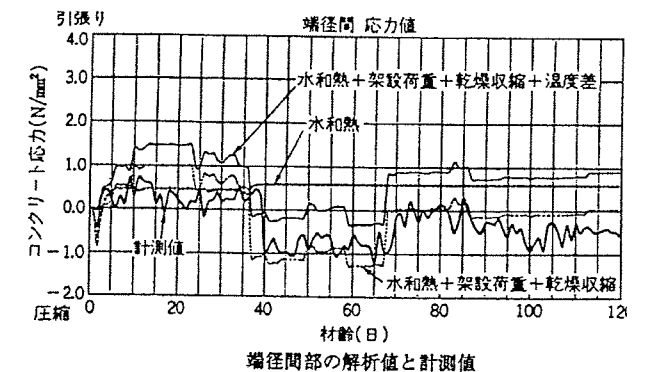


図-2.4.6 折木川橋の応力履歴結果

表-2.5.1 コンクリート床版を対象とした若材齢時応力に関する文献リスト
(土木学会年次講演講演会 共通セッション 道路橋床版より)

発表年	分類	タイトル	著者
2001	乾燥収縮	膨張コンクリートを用いた合成床版の乾燥収縮度確認試験	八部,村山,吉崎,西川,橋
2001	実橋計測	実物大試験体を用いた長期計測結果(第二東名高速道路 薬科川橋)	本間,庄子,河西,柘植,林
2002	実橋計測	長支間場所打ちPC床版(中之沢橋)における温度応力に関する考察	高瀬,福永,本間,神原
2002	実橋計測	場所打ちPC床版実物大試験の計測結果(短期計測)	小西,倉田,庄中,雪田
2002	実橋計測	長支間場所打ちPC床版の実橋計測(第二東名高速道路 薬科川橋)	柘植,本間,中村,河西,有安
2002	実橋計測	場所打ちPC2主桁橋の床版コンクリート初期ひずみ特性-佐分利川橋-	塩永,藪野,戸田,安川,稲葉
2002	実橋計測	開断面箱桁の場所打ちPC床版実橋計測(第二東名高速道路 薬科川橋)	林,本間,中村,河西,柘植
2002	実験・現象	連続合成鋼2主桁橋場所打ちPC床版の施工時の応力	岩田,若林,安川,嶽下,稲葉
2002	施工・対策	移動型枠を用いた場所打ちPC床版の施工検証実験	八部,小林,竹中,河西
2002	施工・対策	場所打ちPC床版の初期ひび割れを防止する施工方法	池田,金子,河西,葛西
2002	施工・対策	ひび割れを防止する長支間場所打ちPC床版の施工(第二東名高速道路 薬科川橋)	長谷,本間,榊原,上原,平
2002	施工・対策	長支間場所打ちPC床版の床版施工時における照査(第二東名高速道路 薬科川橋)	本間,寺田,長谷,河西,上原
2002	床版解析	長支間場所打ちPC床版の非線形温度応力解析(第二東名高速道路 薬科川橋)	河西,本間,長谷,坂根
2002	床版解析	非線形温度応力解析を用いた実橋計測結果の再現(第二東名高速道路 薬科川橋)	坂根,本間,榊原,河西,林
2002	床版解析	長支間場所打ちPC床版の温度履歴について	雪田,庄中,河西,小西,師山
2002	床版解析	場所打ちPC床版の温度応力解析に関する一考察	玉置,寺田,本間,益子
2002	床版解析	連続合成鋼2主桁橋場所打ちPC床版の水和熱に関する検討	嶽下,若林,安川,岩田,稲葉
2002	物性	コンクリートの若材齢時における線膨張係数に関する実験的検討	井上,清淵,小田部,鈴木
2002	物性	コンクリートの若材齢時の収縮挙動における温度依存性に関する一考察	藤本,畠中,田中,溝淵
2002	膨張材	1m供試体を用いた膨張材の効果に関する実験的検証	橋,高瀬,白水,立川
2002	膨張材	少数主桁橋梁のPC床版における膨張材の応力低減に関する実験的研究	成田,阿部,佐藤,高林
2002	膨張材	コンクリート床版における膨張材の効果と鉄筋量の関係に関する解析的検討	師山,塩永,倉田,加野
2002	膨張材	膨張材の効果を検討した場所打ちPC床版の有限要素解析	倉田,江頭,和内,師山
2003	実橋計測	長支間場所打ちPC床版の移動型枠施工検証実験(長期計測結果)	小林,河西,嶽下,林,庄中
2003	膨張材	1m供試体を用いたコンクリート床版に対する膨張材の効果に関する長期計測	高嶋,橋,雪田
2003	実橋計測	長支間場所打ちPC床版の実物大試験体で計測された床版ひずみに及ぼす拘束の影響	橋,高瀬,高嶋
2003	乾燥収縮	膨張コンクリートを用いたPC床版実物大試験における乾燥収縮・クリープ性状について	白水,師山,和内
2003	床版解析	3主桁橋における長支間場所打ちPC床版の温度応力解析(第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋)	長谷川,坂根,河西,永山,小塚
2003	床版解析	場所打ちPC床版施工時の温度応力に関するパラメータ解析	塩永,倉田,嶽下,室田,津田
2003	日照	日照変化の影響による長支間場所打ちPC床版の挙動に関する解析的検討	倉田,師山,雪田
2003	日照	長支間場所打ちPC床版実物大試験体のひび割れに対する日照変化の影響に関する解析的検討	師山,倉田,雪田
2003	日照	長支間場所打ちPC床版の日照の影響による変形挙動	雪田,倉田,河西
2003	施工・対策	場所打ちPC床版施工時の温度履歴推定と養生対策の効果	中村,師山,大浴,大澤,武藤,稲葉
2003	膨張材	1m供試体を用いた低添加型膨張材の性能確認試験	生駒,河西,坂根,上原,保利
2003	膨張材	膨張コンクリートの若材齢時でのクリープに関する実験的検討	神谷,古谷,溝淵,関田,百瀬
2004	施工・対策	第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋(上り線)における長支間場所打ちPC床版の施工	亀子,坂根,生駒,河西,白戸
2004	床版解析	床版支間6m級場所打ちPC床版の施工時発生応力に対する解析的検討	倉田,師山,和内,林
2004	実橋計測	6m支間場所打ちPC床版の実橋計測と再現解析(第二東名高速道路 池山高架橋)	吉田,酒井,森,矢野,谷口
2004	床版解析	コンクリート初期特性を考慮した床版の温度応力解析に関する一考察	塩永,師山,倉田,高瀬
2004	床版解析	場所打ちPC床版の温度応力解析における1次元解析と3次元解析の比較	橋本,松村,織田,石川
2004	日照	床版支間6m級場所打ちPC床版の日照変化の影響に関する解析的検討	安齋,永山,倉田,師山
2004	乾燥収縮	場所打ちPC床版の乾燥収縮・クリープに関する検討	高嶋,林,嶽下,安齋,憲子
2004	設計	移動型枠における施工時を考慮した場所打ちPC床版の橋軸方向の設計(第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋 上り線)	小原,永山,生駒,河西,西岡
2004	設計	固定型枠施工における施工時を考慮した場所打ちPC床版の橋軸方向の設計(第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋 下り線)	生駒,永山,亀子,河西,片寄

第3章 解析手法の提案²⁷⁾

3.1 概要

近年の解析ソフトや電子計算機の発達, 大容量化により, ソリッド要素を用いた立体FEMモデルなどのように拘束度を厳密に評価できる解析手法を用いる場合, 入力データが適切であれば, 2.1 実物大模型試験での検討結果が示すように, 十分に精度の高い解析結果を得ることができる現状にある. しかし, 適切な入力データを得るためには, 若材齢時におけるコンクリートの熱物性値及び収縮・膨張特性, クリープを考慮した有効ヤング係数等の力学的特性を適切に設定するための専門的な知識と, 2章に示したような様々な試験の実施を必要とする.

(社)日本橋梁建設協会 床版研究委員会膨張材評価検討ワーキンググループ(委員長:八部順一, WG長:高瀬和男)では, 膨張材の適切な評価方法を主な目的とし, PC床版の温度応力解析手法の標準化に向けた活動を平成14年1月より行っている. これと目的を同一とする当小委員会・床版解析WGもオブザーバーとしてこのWGに参加し, 合同のワークを行ってきた. 3章及び4章は, この合同ワークの成果を紹介するものである.

3.2 有効ヤング係数

3.2.1 有効ヤング係数の設定²⁸⁾

一般的に温度応力解析で扱うコンクリートのヤング係数は, 土木学会コンクリート標準示方書[施工編](以下, コン示[施工編])に示される推定式を用いる場合が多い. この中では, 初期発熱時の圧縮クリープを考慮し材齢3日までは $\Phi=0.73$, その後5日までに $\Phi=1.0$ に戻るヤング係数を「有効ヤング係数」として示されている. 2.3項の文献調査によると, 最高温度時と温度下降時で低減係数を使い分けることが多いようであるが, この低減係数の変化点が材齢3日の固定されているのは, マスコンクリートを意識したものであると考えられる. 床版部材では, 断面が薄いために, 打ち込み後1日弱で最高温度に達し, 材齢3日程度ではほぼ温度降下が終了するのは一般的である. また, 使用セメント種やセメント量もコン示[施工編]で検討されていたものとは異なるものと考えられるため, 床版部材に対しては, この有効ヤング係数の適用の妥当性が不明確であった.

ここでは, 2.3項の文献21)~23)の各種実験より得られた結果より, 場所打ちPC床版の有効ヤング係数の設定法を以下のように提示する.

温度応力解析に用いる床版コンクリートの圧縮強度および有効ヤング係数は, 基本式としてはコン示[施工編]に示される圧縮強度算定式(3.2.1)およびヤング係数算定式(3.2.2)に基づくものとするが, ここでは「①温度依存性(積算温度)考慮」および「②低減係数の修正」を加えた.

コンクリートの圧縮強度式

$$f'_c(t) = \frac{t}{a+bt} \times d \times f'_{ck} \quad (3.2.1)$$

ここに,

$f'_c(t)$: 材齢t日におけるコンクリート圧縮強度 (N/mm²)

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

a,b,d: セメントの種類によって変わる定数

早強ポルトランドセメントの場合 a=2.9,b=0.9,d=1.07

普通ポルトランドセメントの場合 a=4.5,b=0.9,d=1.11

コンクリートの有効ヤング係数

$$E_e(t) = \Phi(t) \times 4700 \times \sqrt{f'_c(t)} \quad (3.2.2)$$

ここに,

$E_e(t)$: 材齢t日におけるコンクリート有効ヤング係数

(N/mm²)

$f'_c(t)$: 材齢t日における膨張コンクリートの圧縮強度

(N/mm²)

$\Phi(t)$: 初期材齢時のクリープ等の影響を考慮した補正係数

(1) 温度依存性(積算温度式)の考慮

コンクリートの温度依存性を考慮し, 算定式(3.2.1)および(3.2.2)における材齢t(日)は, 床版内部の温度履歴に基づいた有効材齢(日)を用いる. なお, この有効材齢の算出には, 土木学会コンクリート標準示方書[構造性能照査編]に示される式(3.2.3)を用いるものとした. なお, 温度履歴は表面や中心で差があるため床版の厚さ方向の平均値で扱ってよいものとした.

$$t = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i) / T_0} \right] \quad (3.2.3)$$

ここに,

Δt_i : コンクリート温度がT°Cである期間の日数

T: コンクリート温度

(*ここでは標準部の断面方向平均温度としてよい.)

T₀: 基準温度 (1.0°C)

(2) 低減係数 $\phi(t)$ の修正

初期材齢の圧縮クリープ等の影響を考慮したヤング係数の低減係数 $\Phi(t)$ の設定法に関しては, インバー鋼を用いた有効ヤング係数計測実験²⁹⁾およびそれに対する同定解析結果から初期の低減係数 $\Phi=0.5$ を採用し, 最高温度時から材齢3日までを0.75~1.0の直線変化とした. コン示[施工編]で示される係数手法との違いを図-3.2.1に示す.

$$\begin{cases}
 0 \leq t \leq t_{\max} \text{ (温度最高時)} & \Phi(t) = 0.5 \\
 t_{\max} \text{ (温度最高時)} < t \leq 3.0 & \Phi(t) = 0.75 + \frac{0.25}{(3-t_{\max})} \times (t-t_{\max}) \\
 t > 3.0 & \Phi(t) = 1.0
 \end{cases}$$

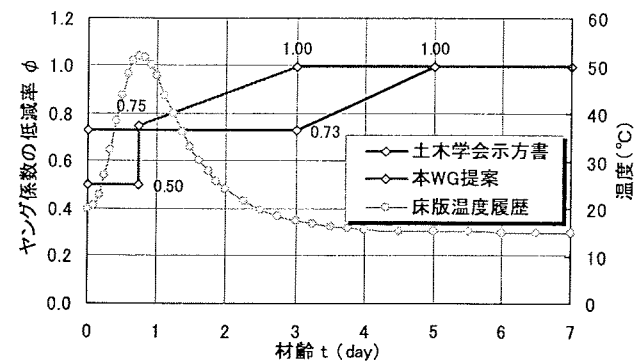


図-3.2.1 有効ヤング係数の低減率の違い

3.2.2 有効ヤング係数の設定法の違いによる応力度比較

有効ヤング係数の低減法として、図-3.2.2 に示す3ケースを用いた場合の、床版内部の応力履歴の解析例を図-3.2.3 に示す。検討に用いたFEMモデルは、次章4.1.1 に示す床版支間6mのモデルで、応力の抽出点は、比較的

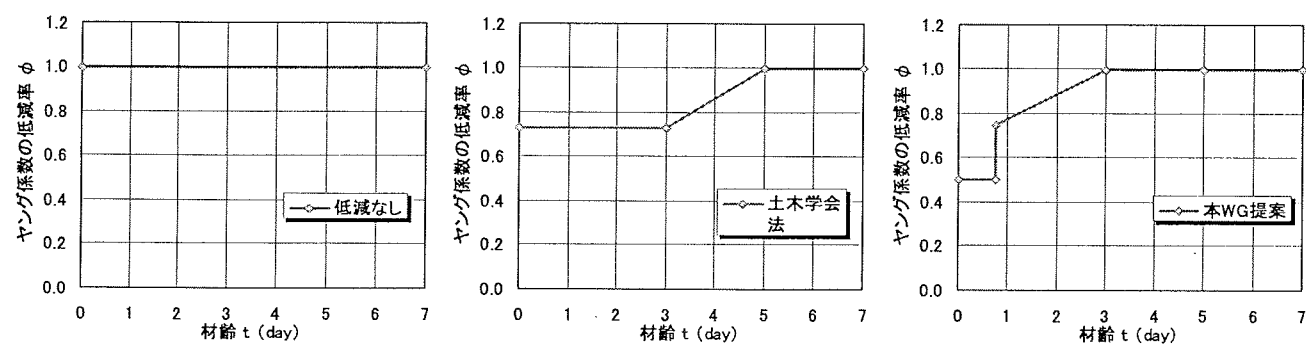


図-3.2.2 ヤング係数の低減率の取り方

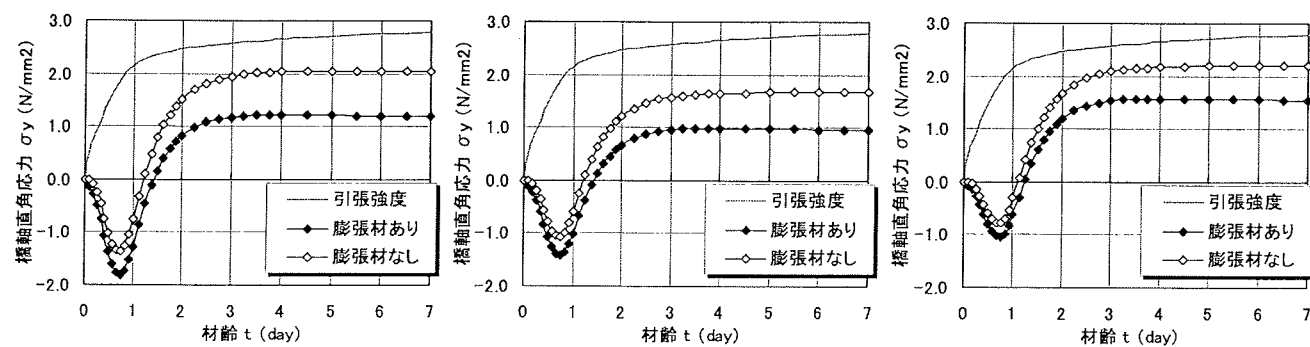


図-3.2.3 有効ヤング係数の違いによる応力解析結果 (σy: 橋軸直角方向応力)

大きな引張応力が発生する打継ぎ近傍の橋軸直角方向応力 (σ_y) とした。

コン示[施工編]の低減方法では、温度上昇時と下降時のいずれも同様にヤング係数を低減しているのに対し、本WGの提案した低減法では、温度上昇時のみのヤング係数を大きく低減している。そのため、材齢0.5日程度の圧縮応力を小さめに評価することになり、その結果本WG提案法は、コン示[施工編]に比べ材齢3日以降に残留する引張応力として、大きめの値(設計的に安全側)を算出する設定となっていることがわかる。

3.3 温度応力²⁸⁾

3.3.1 断熱温度上昇特性

断熱温度上昇特性は、温度解析を行う上で最も重要な入力項目の一つである。断熱温度上昇量を設定するためには、原則は断熱温度上昇試験を実施するが、コン示[施工編]にその推定式が示されている。図-3.3.1に、2.1項で示した実物大模型実験で得られた主桁上の床版厚中央部の温度計測結果と、下記の3ケースの断熱温度上昇特性から得られた床版の温度履歴解析値の比較を示す。

- ケース1 断熱温度上昇試験結果を直接入力
- ケース2 断熱温度上昇試験結果を近似式で補間して入力
- ケース3 コン示による推定式を入力

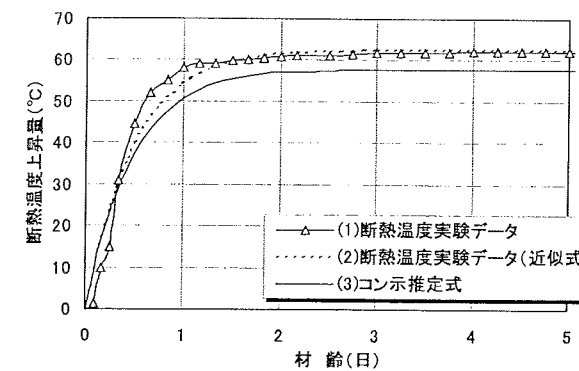


図-3.3.1 断熱温度上昇曲線

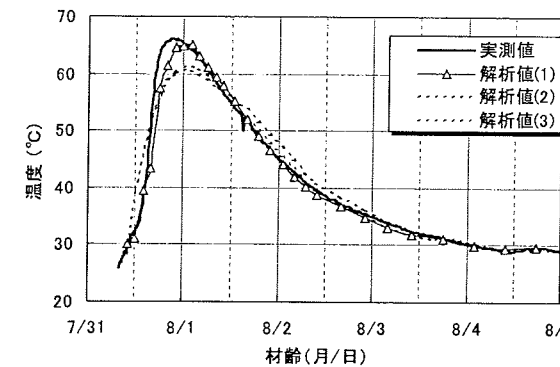


図-3.3.2 温度計測結果と解析結果との比較

ケース1とケース2、3の差は、コン示[施工編]推定式や実験データの補間式では考慮されない「水和熱によってコンクリート温度が上昇し始める時点における「S字カーブ」を描く温度上昇特性」の有無が原因と考えられている²⁹⁾。よって、近年の床版の温度解析においては、断熱温度上昇試験を行った試験データを入力していることが多い。しかし、断熱温度上昇試験を行う試験機関は一般的に全国に分布しているわけではなく、一部の試験・研究機関に限られている、また配合ごとに断熱温度上昇試験を行うことは費用的にも作業的にも負担が大きく、適切な近似式の提案が待たれている。

JCIマスコンクリート作製委員会では、理論構成に信頼性が高く、しかも適用範囲の広い水和発熱モデルに基づく温度解析の実用化が検討されているが、現時点では汎用プログラムにおいて容易に解析できる状況にはない。ここでは、この水和発熱モデルを用いて直接温度解析を行うのではなく、この水和発熱モデルを用いて、セメント量や打込み温度ごとの断熱温度上昇式における各係数の算出を行った橋建協膨張材WG²⁷⁾、鈴木らの研究³⁰⁾を床版の温度解析に用いる断熱温度上昇特性として推奨する。

式(3.3.1)に、断熱温度上昇量の推定式を示す。なお、膨張材(収縮補償範囲の30kg/m³)の発熱特性は、ポルトランドセメントとほぼ同等とみなし、膨張材の有無に関わらず、同様の断熱温度上昇曲線を解析的に用いるものとした。

$$Q(t) = Q_{\infty} \{1 - \exp(-\gamma t^{\delta})\} \quad (3.3.1)$$

ここに、Q(t)はt日における断熱温度上昇量、Q_∞は終局断熱温度上昇量、γ、δは実験定数である。

表-3.3.1 各係数と単位結合材量との関係 (早強セメント)

打込み温度 (°C)	Q _∞ =a·B+b		γ=e·B+f		δ=g·B+h	
	a	b	e	f	g	h
5	0.158	1.943	0.0034	-0.141	0.0038	1.424
10	0.160	1.200	0.0061	-0.384	0.0031	1.483
15	0.160	1.200	0.0099	-0.809	0.0028	1.422
20	0.164	-0.120	0.0119	-0.511	0.0019	1.575
25	0.174	-3.403	0.0058	2.590	-6E-05	2.089
30	0.158	2.460	0.0250	-3.346	0.0027	0.950

表-3.3.2 各係数と単位結合材量との関係 (普通セメント)

打込み温度 (°C)	Q _∞ =a·B+b		γ=e·B+f		δ=g·B+h	
	a	b	e	f	g	h
10	0.123	12.38	0.0010	0.097	0.0030	0.742
20	0.115	13.30	0.0068	-0.756	0.0028	0.605
30	0.117	12.40	0.0105	-1.090	0.0033	0.405

図-3.3.3に、早強セメントで、単位セメント量C=350kg/m³、打込み温度20°Cとした場合の、断熱温度上昇曲線の設定例を示す。終局温度はほぼ変わらないが、材齢3日までの発熱特性が大きく異なり、図-3.3.1と比較して、提案式の方がより断熱温度上昇試験による実測データの傾向を表すよう修正されていることがわかる。図-3.3.4および図-3.3.5に、この断熱温度上昇特性の設定の違いを検証するため、次章の実橋FEMモデル(図-4.1.1)に入力した場合の温度解析結果および温度応力解析結果の比較例を示す。材齢1日以内で最高温度に達する床版部材では、この初期の僅かな設定の違いが結果に及ぼす影響が大きいことがわかる。

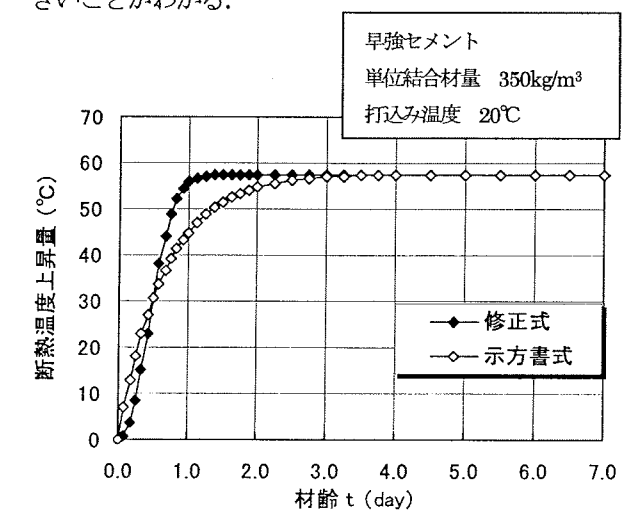


図-3.3.3 断熱温度上昇曲線の比較

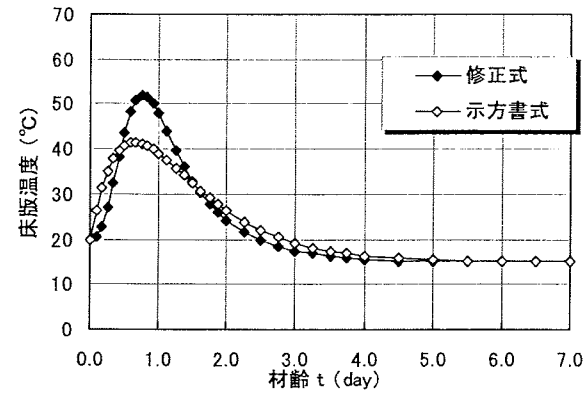


図-3.3.4 断熱温度上昇特性の違いによる温度解析結果

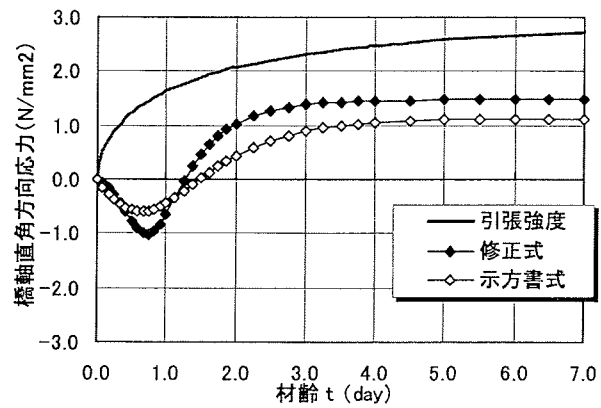


図-3.3.5 断熱温度上昇特性の違いによる応力解析結果

3.3.2 熱伝達率

コンクリート床版の温度解析では、コンクリートの熱境界面(コンクリート表面)において考慮する放熱条件の設定が、部材中心部の最高温度の解析結果にまで影響する。境界近傍の空気層の対流拡散により熱伝達境界の特性を解析に厳密に取り入れる方法もあるが、簡便な手法として、コン標示[施工編]に示される、熱伝達率を用いるのが一般的である。

図-3.3.6に、2.1項で示した実物大模型実験で得られた床版温度計測値を再現するために、表-3.3.3に示す3ケースの熱伝達率について検討した例を次に示す。

表-3.3.3 熱伝達率に着目した解析ケース

部位	床版上面				床版下面・側面		鋼桁
	材齢(日)	0~0.25	0.25~3.0	3.0~7.0	0~4.0	4.0~	
状態	養生なし	養生マット+散水	シート養生	養生なし	型枠設置	型枠取外し	-
解析ケース	①	14.0	5.0	6.0	14.0	14.0	12.0
	②	14.0	12.0	12.0	14.0	14.0	12.0
	③	14.0	12.0	12.0	14.0	6.0	12.0

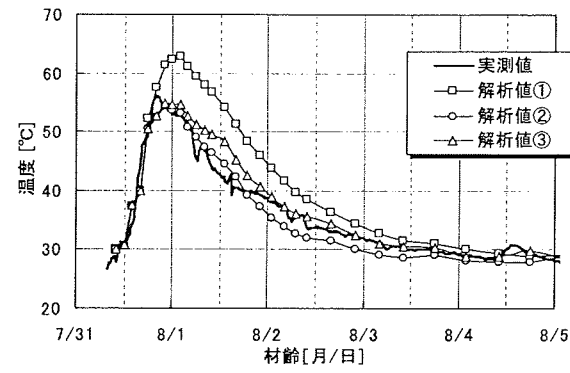


図-3.3.6 熱伝達率の違いによる温度解析結果

ケース1は、コン標示[施工編]に示されている熱伝達率の参考値をそのまま適用したものであり、実測値に比べ最高温度がかなり大きいことがわかる。ケース2は、床版コンクリートが、マスコンと比較して表面体積比が小さいことを考慮し、床版上面の熱伝達率のみを大きく設定したものであり、最高温度はよく一致する。ケース3は、ケース2に加え、床版下面側は地表面に近く鋼桁に囲まれて空気が滞留しやすいことから、床版下面の熱伝達率を小さく設定したものである。ケース2と比較して、最高温度にほとんど差はないが、最高温度以降の下降勾配が緩やかになり、実測値をより再現できていることがわかる。

同様の検討を、温度が計測された実橋数橋において実施した結果、床版の温度解析に適用する熱伝達率として表-3.3.4を推奨する。

表-3.3.4 床版の温度解析に用いる熱伝達率

部位	養生方法	熱伝達率 (W/m²°C)
床版上面	養生なし	14.0~20.0
	養生マット+散水	12.0
	シート養生	12.0
床版下面	型枠(メタルフォーム, 合板)	8.0
床版側面	型枠なし	14.0

3.3.3 コンクリート材齢初期の線膨張係数

一般にコンクリートの線膨張係数は、 $10.0 \mu / ^\circ\text{C}$ 一定として扱われているが、コンクリート温度とコンクリートひずみ計の測定値の関係を見ると、温度上昇時は材齢6時間ごろから線形性が現れ、温度上昇時と温度下降時において傾きが異なり温度上昇時は小さな値となっていることがわかった。設計強度が比較的大きいPC床版のコンクリート配合で、温度上昇時に線膨張係数が小さくなるのは、材齢初期の自己収縮の影響であると考えられている。

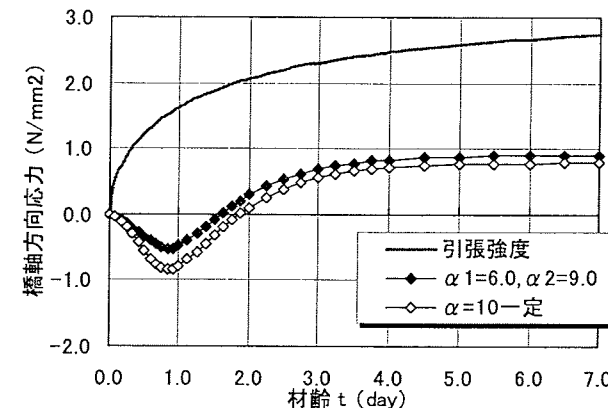
2.2項で示した1m供試体の計測データを収集整理した結果、設計強度40N/mm²程度のコンクリートでは、若材齢時において表-3.3.5に示す線膨張係数となることがわかった。

表-3.3.5 若材齢時における線膨張係数

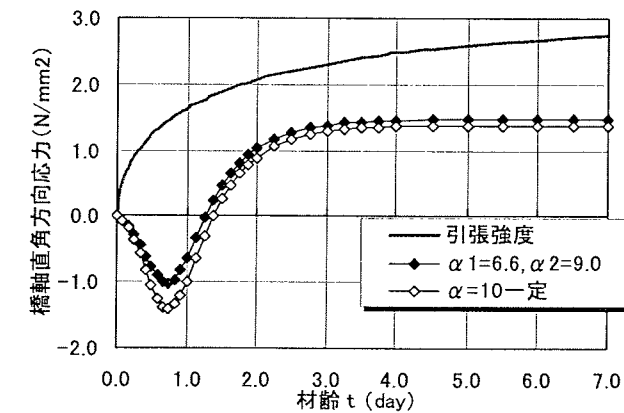
	線膨張係数 $\mu / ^\circ\text{C}$
温度上昇時	6.6
温度降下時	9.0
材齢4日以降	10.0

図-3.3.7に、前項と同じモデル(図-4.1.1)における解析結果の比較を示す。この線膨張係数を用いる、すなわち自己収縮の影響を考慮することによって、若干ではあるが引張応力は大きめの評価となることがわかる。

ここでは、この自己収縮の影響を考慮する簡易的な手法として、温度解析時に線膨張係数を低減することを推奨する。



(a) 橋軸方向応力



(a) 橋軸直角方向応力

図-3.3.7 線膨張係数の違いによる応力解析結果

3.4 乾燥収縮

3.4.1 収縮ひずみの予測式

コンクリートの収縮ひずみは、構造物周辺の温度・湿度、部材断面の形状・寸法、コンクリートの配合、養生条件など様々な要因の影響を受ける。その中でも特に部材寸法の

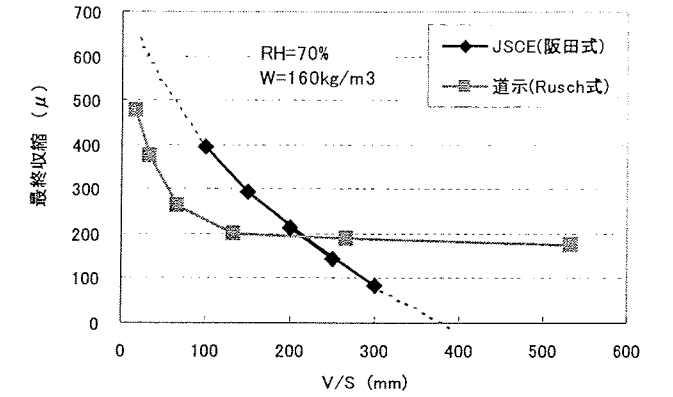


図-3.4.1 部材寸法と乾燥収縮度の関係

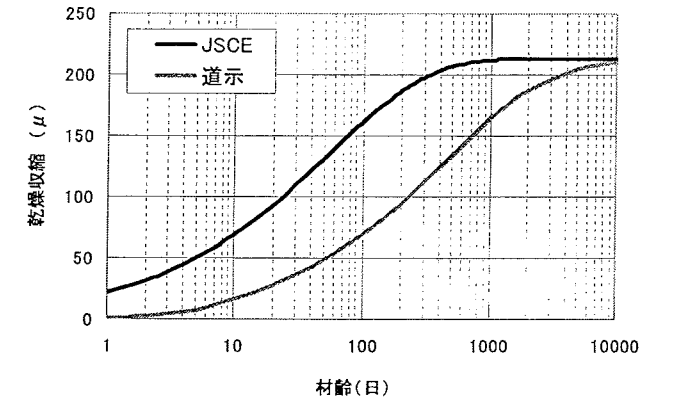


図-3.4.2 乾燥収縮の進行度

影響は大きく、床版のように比較的薄い部材では、その収縮度は大きくなるものと考えられる。

図-3.4.1に、コンクリート体積Vと外気に接する表面積Sとの比に対する道路橋示方書(Rusch式)および土木学会コンクリート標準示方書[構造性能照査編](阪田式)(以下、コン示式)による最終収縮ひずみを示す。道路橋示方書による予測では、V/S=130mm以上では、最終収縮度は200μ程度でほぼ一定となるのに対し、コン示式による予測はV/S=200mmではほぼ一致するものの、それよりV/Sが小さい、すなわち薄い床版厚では大きな収縮度を示している。また、図-3.4.2に示す収縮進行度の履歴予測(V/S=200mm程度の部材)ではコン示式によると、3ヶ月程度で70~80%程度が生じると予測されるのに対して、道路橋示方書による予測は25~30%程度でしかない。なお、床版のように2面乾燥部材では、V/Sのほぼ2倍が実際の床版厚とみなされる。

2.2項で示した1m供試体(V/S=180mm)より得られた乾燥収縮ひずみの進行を、図-3.4.3および図-3.4.4に示す。これに対しコン示式で求めた予測値は200日までは比較的良好一致を見せているのに対し、道路橋示方書による履歴(■点)は250日で40μ程度でしかなく、若材齢のもとでは過小に評価されてしまうことになる。よって、特に若材齢を対象とした床版ひび割れの検討では、コン示式による式を使うのが妥当と考えられる。

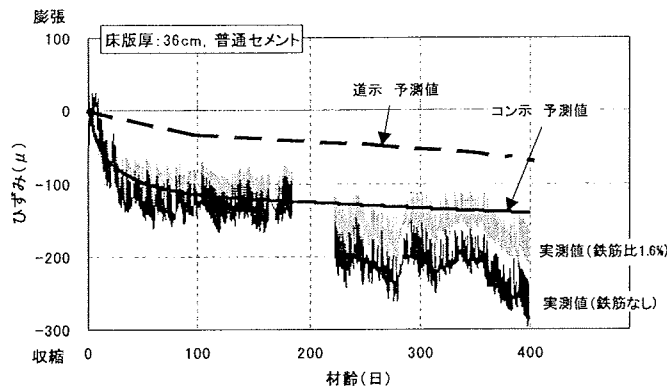


図-3.4.3 1m 供試体の収縮ひずみ履歴 (普通セメント)

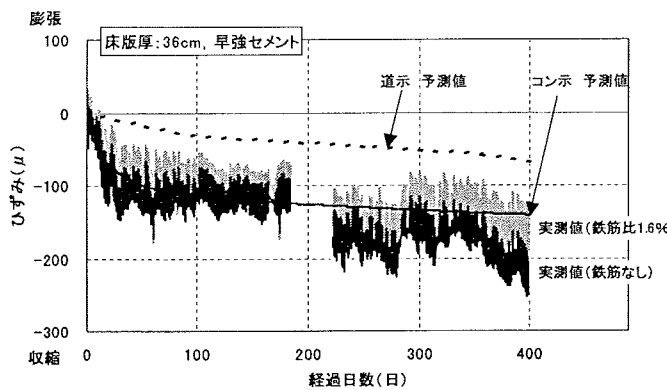


図-3.4.4 1m 供試体の収縮ひずみ履歴 (早強セメント)

3.4.2 解析手法に対する考察

次章に示す実橋 FEM モデル(図-4.1.1)に対して、最終収縮ひずみを 100~400 μ (床版厚 200~500mm を想定)とし、図-3.4.5 に示す長期履歴を与えた場合の、非線形 FEM 解析結果を図-3.4.6 に示す。

図-3.4.7 には、橋軸方向に生じる収縮応力度の解析値に対して、横軸を収縮ひずみの合計として整理したものを示す。また、コンクリートのヤング係数を $E_c=31\text{kN/mm}^2$ 一定とした弾性解析の結果も合わせて示す。収縮の進行によって床版に生じる橋軸方向応力度は、弾性解析同様、与えられた収縮度の大きさにほぼ比例して

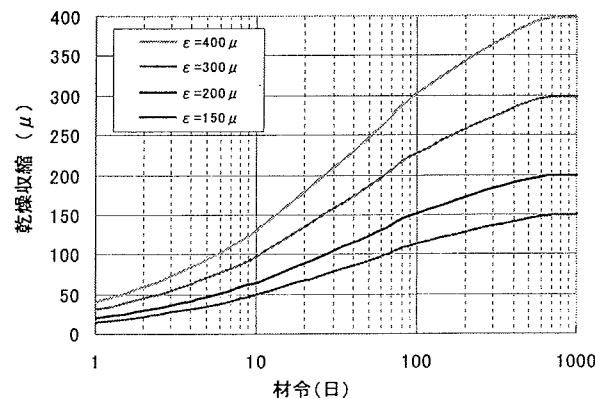


図-3.4.5 解析に用いた乾燥収縮進行曲線

いることが分かる。これは、コンクリートのヤング係数が大きく変化する材齢 3~5 日程度は湿潤養生により乾燥収縮が進行しないものと考え、ヤング係数が安定した後から収縮度の大部分が発生するとした解析条件によるものである。このように標準的な施工を行った場合における乾燥収縮によって床版に生じる応力計算は、ヤング係数を一定とした弾性計算によっても十分であることを示している。ここで、弾性計算手法として道路橋示方書 II 11.2.8 に示される式(解 11.2.10)から算出した計算値は、FEM に対して若干の安全側にあるが概ね一致している。道示 II の式は、今後、乾燥収縮に対する有効幅の算出などを詳細に検討することによって FEM との整合性はさらに向上するものと考えられるが、収縮度そのものの予測精度がばらつきを含んでいる現状では、設計式として実用上十分であると考え

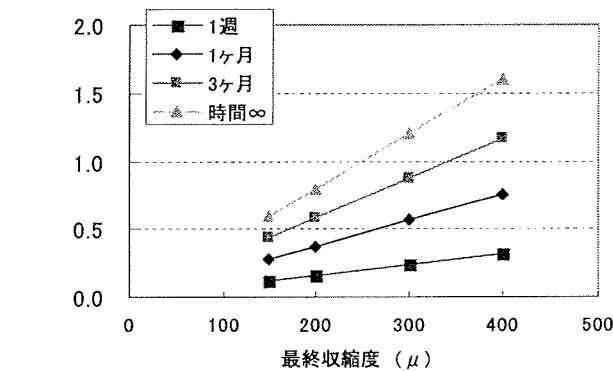
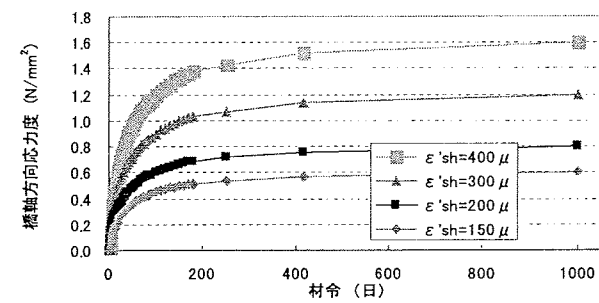


図-3.4.6 乾燥収縮による応力度(橋軸)と材齢の関係

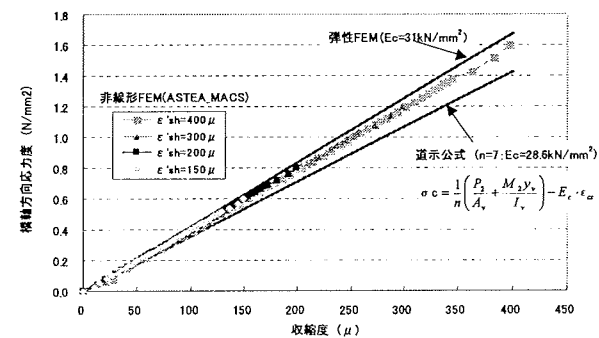


図-3.4.7 乾燥収縮による応力度(橋軸方向)と乾燥収縮度

3.4.3 鋼桁剛性(断面積)による影響

乾燥収縮による応力は、鋼桁がコンクリート床版の乾燥収縮を拘束することによって生じる。したがって、鋼桁の断面積によって、その応力度が異なることは道示 II の算定式からも容易に推察される。

図-3.4.9 に、桁支間を 30m~80m と仮定して試設計を行った 3 径間連続桁(図-3.4.8)に対して、乾燥収縮によって生じる応力度(床版中心)を道示 II の公式を用いて試算を行った例を示す。概ね鋼桁断面積と乾燥収縮応力度は比例関係にあると考えてよく、すなわち桁支間が大きくなるほど、乾燥収縮による影響が大きくなっていくことを示している。

3.4.4 不静定力の算出

連続構造の場合、乾燥収縮によって生じる鉛直下向きの桁変位を中間支点が拘束することによって、負の不静定曲げモーメントが桁全長にわたって生じる。すでに施工を終えている床版には、この負の曲げモーメントによって引張応力が生じる。その影響は、主桁全体の曲げ剛性が高くなるほど大きくなり、構造系が逐次変化する床版施工中における不静定力の算出は煩雑なものとなる。

図-3.4.11 は、図-3.4.10 と仮定した施工系の乾燥収縮

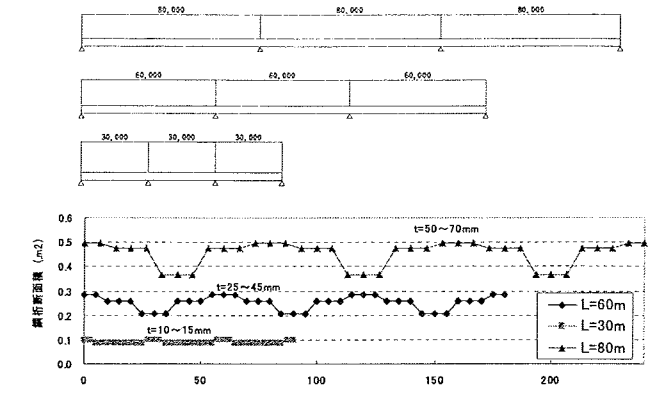


図-3.4.8 試設計モデルと鋼桁断面積

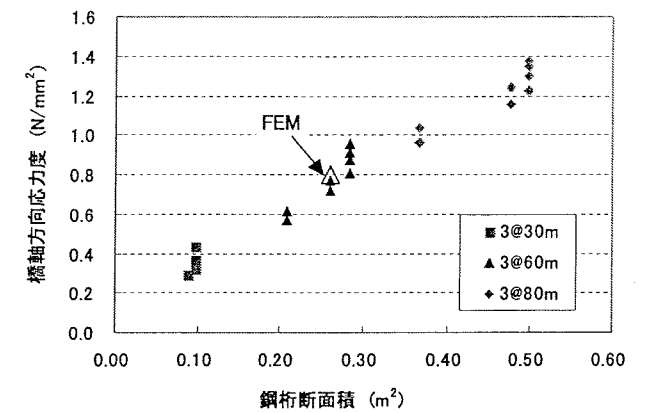


図-3.4.9 鋼桁断面積と乾燥収縮応力度の関係

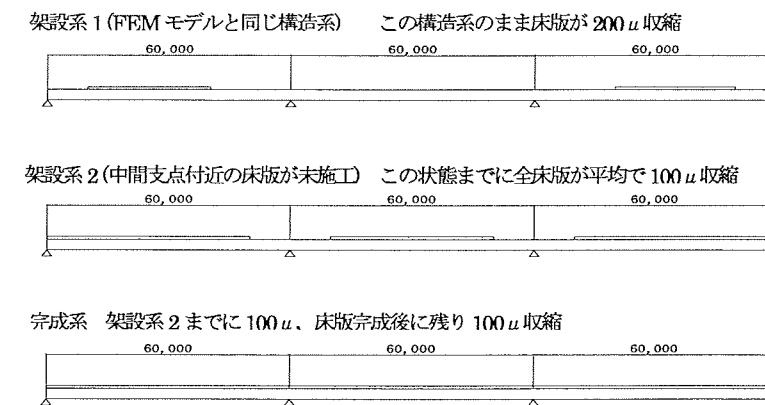


図-3.4.10 施工中の解析モデル

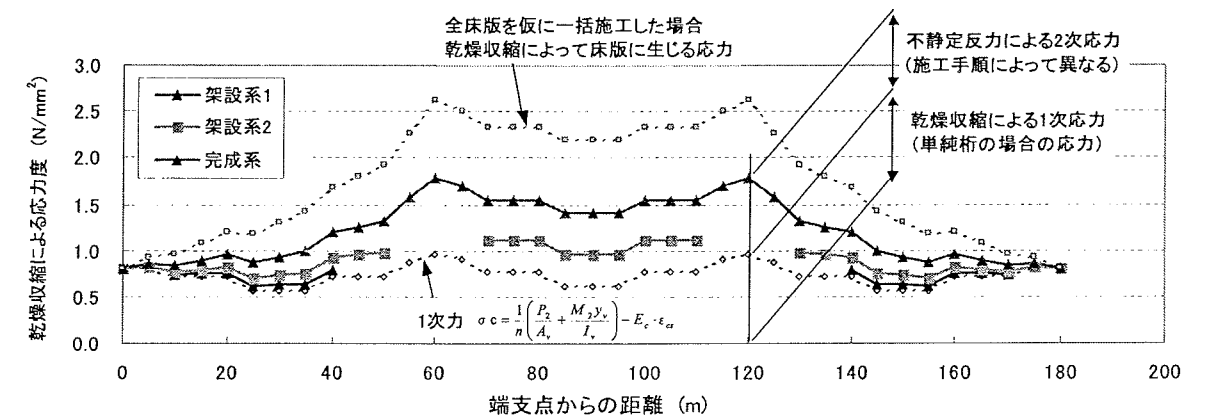


図-3.4.11 施工期間中に乾燥収縮によって床版に生じる応力計算例

による応力の試算例を示す。1次応力とは、先に示した道示IIの公式によって算出した乾燥収縮応力度であり、不静定力は、この軸力 $P_2=Ec \cdot \epsilon_s \cdot Ac$ 、曲げモーメント $Ms=Ps \cdot d_2$ を施工系の骨組モデルに入力して算出したものである。

架設系1は約50%の床版施工後の状態のまま、構造系が変化しないで乾燥収縮が最後まで進行したと仮想する場合であり、先のFEM解析計算例はこのケースに相当する。架設系2は、中間支点上の15mブロックを残した状態までに、乾燥収縮が一律100 μ 進行したと仮定した場合の床版応力度である。完成系は、架設系2から中間支点ブロックを施工した後に、残りの乾燥収縮100 μ が進行した場合の床版応力度を示す。

全体的に主桁剛性が小さい架設系1では、その不静定曲げモーメントは僅かである。床版の施工が進捗するに伴い、桁の全体剛性が高まるため、施工後半に生じる不静定曲げモーメントは徐々に増大することになるが、中間支点上の床版を残している架設系2までは、さほど大きな不静定曲げモーメントは発生しないことがわかる。完成系と架設系2の差が大きいのは、中間支点上の床版を施工することによって、桁の全体剛性が著しく増大するため、その後生じる乾燥収縮に対しては急激に大きな不静定曲げモーメントが生じることを表している。

図中、極端な例として、全長の床版施工を一括で行い、完成構造系において床版コンクリートの乾燥収縮200 μ がすべて生じたと仮定して不静定応力した場合の、1次応力の約3倍程度もの不静定応力が生じることになる。

乾燥収縮によって生じる応力度は、1次応力と不静定力の合計として生じ、この不静定力は床版の施工手順、工期によって大きく異なるものである。この不静定力は床版に生じる引張応力としては比較的大きく、床版のひび割れ対策の設計計算において、その算出は重要である。

3.4.5 乾燥収縮に対するクリープの考慮

道示IIでは、乾燥収縮によって生じる応力はクリープによって緩和され、その発生時期が若材齢であるためにクリープ係数を $\phi_2=4.0$ とすることを規定している。時間 ∞ における乾燥収縮による応力度は、 $n_2=n(1+\phi_2/2)$ に $\phi_2=4$ を代入して、 $n_2=7 \times 3=21$ として容易に算定することができるが、

施工途中段階での算定手法は明確でない。図-3.4.12に道示式を用いてクリープ係数を0~6と変化させて1次応力を算出した例を示す。施工途中においても、もちろんクリープにより応力の緩和は進行するのであるが、その影響は20%以内であり、設計の簡便化と安全側の評価として、施工期間中におけるクリープの考慮は無視することとした。

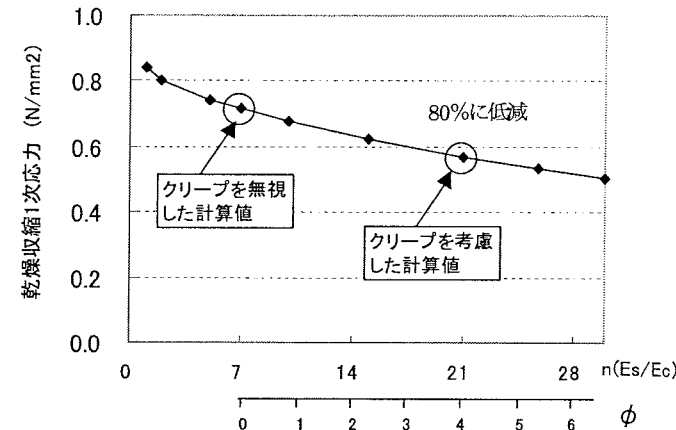


図-3.4.12 ヤング係数比nと乾燥収縮応力度の関係

3.4.6 まとめ

以上の乾燥収縮による検討によるまとめを表-3.4.1に示す。

3.5 膨張材

3.5.1 膨張ひずみの基本式

膨張コンクリートの温度応力解析を行う場合、解析入力条件として経時的な膨張ひずみ履歴を入力する必要がある。しかし、膨張コンクリートを用いた場合の膨張ひずみ推定式は、いまだ基準等に定まったものではなく、実験データや解析者の判断に任されているケースが多い。

膨張ひずみ特性は、その添加率や断面内の鉄筋比、環境温度等により差が生じることが知られているが、本検討内では、一般的な橋梁床版を対象とし、鉄筋量や添加量はある範囲の中にほぼ限定して検討を行うこととした。

表-3.4.1 乾燥収縮による応力度の算出方法(案)

	1次力	不静定力
施工中	道示(解11.2.10)により算出してよい	ただし、中間支点上の床版を最後に打ち残す手順で施工する場合、施工中の不静定力を無視しても良い
完成系	$\sigma_c = \frac{1}{n_2} \left(\frac{P_2}{A_{c2}} + \frac{M_{2y2}}{I_{c2}} \right) - \frac{E_c}{n_2} \cdot \epsilon_{cs}$	上記の場合、床版完成時の平均材齢から、残りの収縮度を算出して、不静定力を算出

膨張ひずみの履歴の基本式については、既往の文献等で多く用いられている式(3.5.1)とし、鉄筋比1~2%程度、膨張材の添加率は収縮補償範囲の20~30kg/m³程度の範囲で2.2項で示した1m供試体試験の計測データを整理した結果、表-3.5.1に示す膨張ひずみの発現速度に関する係数 α および β を得た。

$$\epsilon_{ex}(t) = \epsilon_{max} \times \{1 - \exp(-\alpha \cdot t^\beta)\} \quad (3.5.1)$$

ここに、 ϵ_{max} : 最大膨張ひずみ

α, β : ひずみ発現速度に関する係数

表-3.5.1 収縮補償用膨張ひずみの発現速度に関する係数(鉄筋比1~2%)

打込み温度		α	β
30℃	夏期	6.5	1
20℃	春、秋期	2.3	0.8
10℃	冬期	1.3	1.3

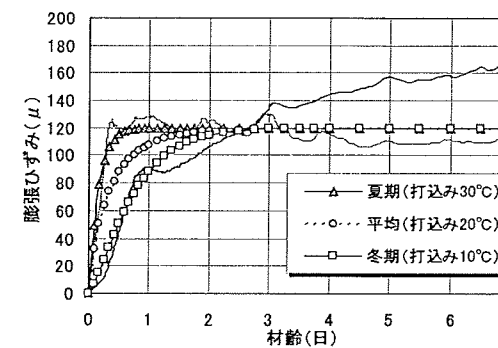


図-3.5.1 収縮補償用における膨張ひずみの履歴(鉄筋比1~2%)

3.5.2 最大膨張ひずみ

ある鉄筋拘束下での膨張ひずみ量については、仕事量一定則により拘束膨張試験データから算出できることが知られている。そこで、温度応力解析で扱う最大膨張ひずみについても仕事量一定則に基づき、式(3.5.2)を用いて設定するものとした。

$$仕事量 U = \frac{1}{2} \cdot p \cdot \epsilon^2 = \text{一定より、}$$

$$\epsilon_{max} = \sqrt{\frac{p_p}{p_s}} \cdot \epsilon_p \quad (3.5.2)$$

ここに、 ϵ_p : 一軸拘束膨張試験A法(気中養生)で得られた最大ひずみ

p_p : 一軸拘束膨張試験の拘束鋼材比(0.96%)

p_s : 対象断面、部位の拘束鋼材比(%)

*標準部の鉄筋比を用いてよい。

ただし、解析時に一軸拘束膨張試験のデータがない場合、品質管理試験の管理値を満たすことを条件に、その下限値である150 μ に0.8を乗じて $\epsilon_{max}=120\mu$ としてよい。

第4章 実橋床版(床版支間6m)における応力解析事例²⁷⁾

4.1 解析条件

3章において示してきた温度応力解析の入力物性値を用い、4章では実橋の床版を想定したFEMモデルにより温度応力解析を実施した解析事例を示す。

解析モデルを図-4.1.1および図-4.1.2に示す。構造モデルは、床版支間6m、床版厚は標準部で320mm、ハンチ部で420mmの床版1ケースのみである。本章を参考にする場合、床版厚によって、同じコンクリート配合であっても、床版に生じる最高温度が異なるため、応力解析結果は大きく異なることに十分注意が必要である。

解析を実施したコンクリート配合ケースを、表-4.1.1に示す。移動型枠施工で一般的に採用される早強セメントと、固定型枠での採用事例がある普通セメントの2種類を対象とした。単位結合材量(セメント+膨張材等の混和材)を高性能AE減衰剤の使用を想定した300kg/m³から、450kg/m³の範囲として、それぞれ膨張材を添加した場合と、添加しない場合の計16ケースを実施した。

コンクリート打込み温度はすべて20℃とし、日気温度変化の影響および日照の影響は考慮していない。

表-4.1.2に、本解析に用いた解析入力物性値をまとめて示す。

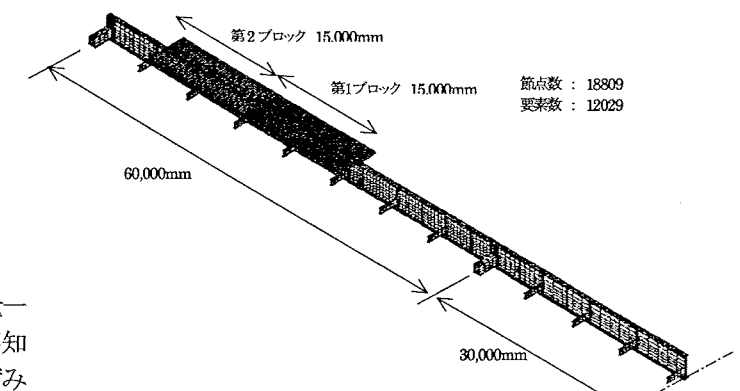


図-4.1.1 FEM解析モデル図(全体図)

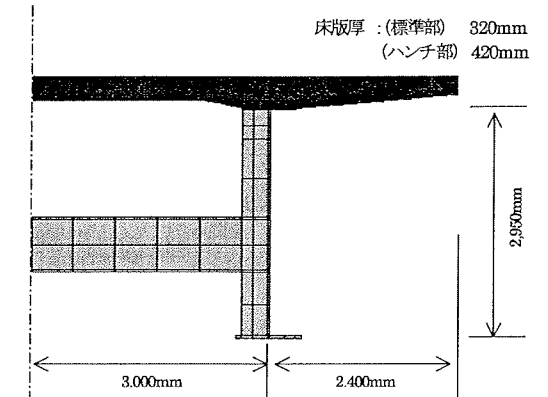


図-4.1.2 FEM解析モデル図(断面図)

表-4.1.1 解析を実施したコンクリート配合ケース

ケース	セメント種	単位結合材量 (kg/m ³)	膨張材
1	早強セメント	300	有り
2		350	
3		400	
4		450	
5		300	無し
6		350	
7		400	
8		450	
9	普通セメント	300	有り
10		350	
11		400	
12		450	
13		300	無し
14		350	
15		400	
16		450	

表-4.1.2 解析入力条件

項目	単位	入力値	参照項	
温度解析条件	熱伝導率	W/m°C	2.7	
	密度	kg/m ³	2300	
	比熱	kJ/kg°C	1.31	
	断熱温度上昇特性		式(3.3.1)	3.3.1
	熱伝達率	W/m°C	養生マット:12.0 底面:6.0 なし:14.0	3.3.2
応力解析条件	線膨張係数		上昇時:6.6μ/°C 下降時:9.0μ/°C	3.3.3
	ポアソン比		0.167	
	有効ヤング係数		式(3.2.2)	3.2
	乾燥収縮ひずみ		考慮しない	3.4より別途考慮
	膨張材の効果		式(3.5.1) ε _{max} =120μ	3.5

4.2 応力解析結果

4.2.1 橋軸方向に生じる応力

図-4.2.1 に、早強セメントで単位結合材量 350kg/m³の配合ケースにおける、主桁近傍の橋軸方向応力σ_xの履歴を示す。また、図-4.2.3 に、材齢 7 日の床版厚さ方向の応力分布を示す。図-4.2.1 に示した応力は、引張応力が最大値となる床版断面中心部のものである。

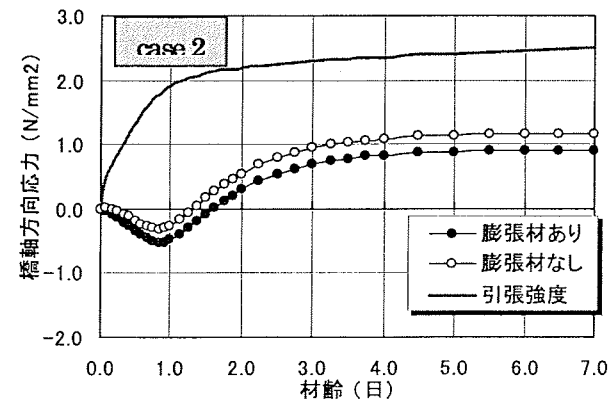


図-4.2.1 橋軸方向応力の履歴(主桁近傍)

打込み直後、発熱により圧縮応力が生じ、その後温度降下とともに内部応力は引張側へ増大する。膨張材を添加した場合、初期の圧縮応力が割り増しされ、応力が落ち着く材齢 7 日には膨張材なしに比べて引張応力が約 0.26 N/mm²軽減される結果となった。

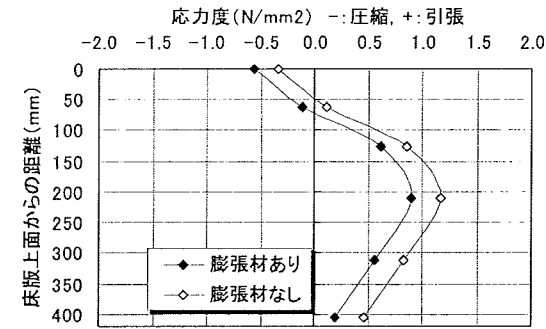


図-4.2.2 橋軸方向の断面内応力分布

4.2.2 橋軸直角方向に生じる応力

図-4.2.3 に、早強セメントで単位結合材量 350kg/m³の配合ケースにおける、床版打継ぎ目近傍の橋軸直角方向応力σ_yの履歴を示す。橋軸方向応力と同様に初期に圧縮応力が生じ、その後引張応力が増大していくが、既設床版の大きな外部拘束を受けるため、その影響は橋軸方向応力よりも大きい。それゆえ、膨張材の効果も大きくなり、本ケースでは温度応力が約 0.49 N/mm²軽減される結果となった。

図-4.2.3 中に、コン示[施工編] (解 4.2.12) による引張強度履歴をあわせて示している。本ケースのように、床版に発生する応力がこの引張強度以下であれば、初期ひび割れに対して安全であるというわけではないことを十分に認識する必要がある。例えば、コン示[施工編]4.2 に示されるひび割れ指数(I_{cr}(t)=f_{tk}(t)/σ(t))を準用して初期ひび割れの照査を行った場合、材齢 3 日では、膨張材なしで I_{cr}=1.1 でひび割れ発生確率が 75%、膨張材を添加すると I_{cr}=1.5 となり、ひび割れ発生確率が 20%に低減されるということになるが、決してひび割れ発生確率がゼロになるわけではない。これらの応力解析結果を参考に、補強鉄筋 (または用心鉄筋) の配置検討を行なわなければならない。

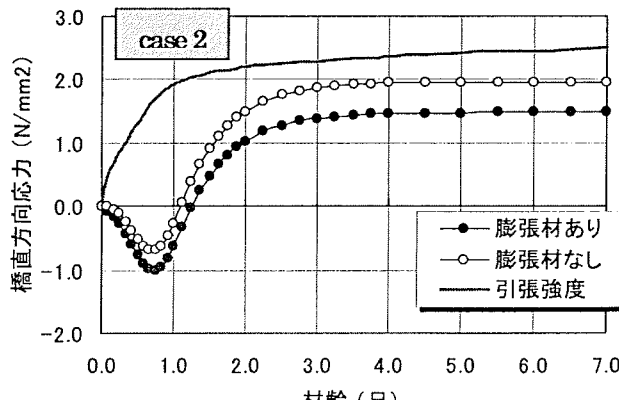


図-4.2.3 橋軸直角方向応力の履歴(打継ぎ目近傍)

4.3 コンクリート配合の影響

単位結合材量 (膨張材量も含めた単位セメント量) は、断熱温度上昇特性に大きく影響する因子であり、一般的に高性能 AE 減衰剤などを使用して、少ない結合材量にすることが、発熱量を抑え温度応力の低減に繋がることが知られている。

図-4.3.1 に、本章のまとめとして、標準的な範囲の単位結合材量による、若材齢時応力(温度応力+膨張材の効果)の解析事例を示す。なお、この応力計算値には、乾燥収縮の影響は含まれていない。比較的長期材齢の検討を行う場合には、橋軸方向応力について 3.4 項を参照して別途乾燥収縮による応力度を算定し、図-4.2.4 上段の橋軸方向応力値と足し合わせて検討を行わなければならない。

これらの応力解析結果は、乾燥収縮の影響を除けば支間または鋼桁断面積の影響は小さく、床版支間 6m で、ほぼ同程度の厚さを有する PC 床版では、汎用的に適用可能であると考えられる。

第5章 まとめ

場所打ちコンクリート床版において、コンクリート強度がまだ発現しない時期、いわゆる若材零時に発生する初期ひび割れを最小のレベルにおさえるために、これまで数多くの理論的、実験的研究がおこなわれている。そうしたなかで、我々は初期ひび割れの発生要因と材料特性、温度・湿度との関係を設計者の視点でとらえることを基本にし

て、

- ① コンクリートの収縮・膨張特性の把握
 - ② 拘束度合いのモデル化
- について、代表的な少数主桁橋に対するパラメータ解析をおこない、設計・施工の面から過大な初期ひび割れを未然に防ぐために、
- ③ コンクリート若材零時応力の簡易推定法を提案した。

若材零時のコンクリートは、弾性係数・強度発現など非線形性状を示すとともに、外気温、セメントや混和材の影響を強く受けるため、温度応力等の計算は煩雑なものとなるが、提案した方法を使用することによって、発生応力の推定が比較的簡易なものとなる。

設計者はこの応力推定値を基に、付加的な対策の要否を判断するとともに、必要であれば、適切な施工時期、養生方法の選定をおこなうか、もしくは使用セメント、膨張材、高性能 AE 減水剤など材料面からの対策を施すことによって、発生応力の低減ができるようになる。なお、鉄筋による若材零時のひび割れ制御については、今後の研究に委ねたい。

最後に、本WG報告の3章、4章は、(社)日本橋梁建設協会 床版研究委員会 膨張材評価検討WGとの合同ワーク成果であり、参加全委員に謝意を表するものである。また、本WG報告全体は、土木学会 道路橋床版の調査研究小委員会 堀川都志雄委員長以下全委員の活発な討議を経ており、全委員に感謝する所である。

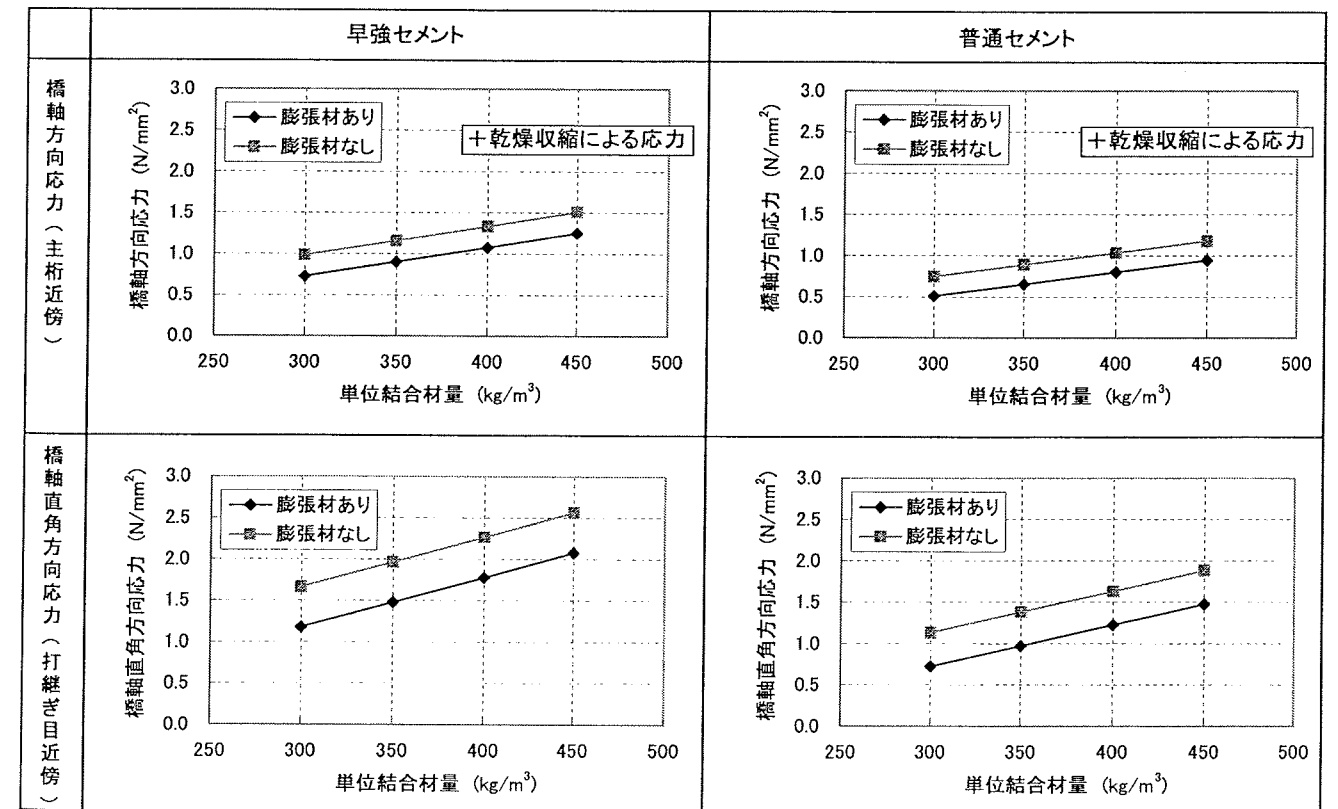


図-4.3.1 材齢 7 日に床版に生じる応力解析値とコンクリート配合との関係 (床版支間 6m)

参考文献

- 1) 寺田ら：長支間場所打ちPC床版における温度応力に関する考察，橋梁と基礎，Vol.36，No.9，pp36-45，2002.
- 2) 小西ら：場所打ちPC床版実物大試験の計測結果(短期計測)，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.137-138，2002.
- 3) 八部ら：移動型枠を用いた場所打ちPC床版の施工検証実験，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.129-130，2002.
- 4) 池田ら：場所打ちPC床版の初期ひび割れを防止する施工方法，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.131-132，2002.
- 5) 小林ら：場所打ちPC床版実物大実験におけるジャッキアップ試験，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.141-142，2002.
- 6) 橋ら：1m供試体を用いた膨張材の効果に関する実験的検証，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.135-136，2002.
- 7) 師山ら：コンクリート床版における膨張材の効果と鉄筋量の関係に関する解析的検討，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.147-148，2002.
- 8) 生駒ら：1m供試体を用いた低添加型膨張材の性能確認試験，土木学会第58回年次学術講演会，共通セッション，pp.271-272，2003.
- 9) 入矢ら：若材齢コンクリートの圧縮クリープと引張クリープの比較に関する研究，土木学会論文集，No.599/V-40，pp.105-117，1998.
- 10) 野村ら：クリープを考慮したマスコンクリートの温度応力に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.1，pp.1121-1126，1993.
- 11) 平本ら：若材齢コンクリートのクリープを考慮した有効弾性係数の算定，土木学会第51回年次学術講演会，第V部，pp.820-821，1996.
- 12) 長谷川ら：クリープ試験に基づいた若材齢コンクリートの有効弾性係数に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.2，pp.1063-1068，2000.
- 13) 前野ら：マスコンクリートの有効弾性係数に関する一考察，土木学会第39回年次学術講演会，第V部，pp.277-278，1984.
- 14) 佐藤ら：マスコンクリートの温度応力に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.7，No.1，pp.21-24，1985.
- 15) 青景ら：マスコンクリートの有効弾性係数に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.8，pp.9-12，1986.
- 16) 西田ら：コンクリート硬化時の有効弾性係数について，土木学会第43回年次学術講演会，第V部，pp.458-459，1988.
- 17) 土師ら：温度応力による有効弾性係数について，土木学会第44回年次学術講演会，第V部，pp.344-345，1989.
- 18) 浅沼ら：アーチリブ施工時におけるコンクリートの有効弾性係数，土木学会第49回年次学術講演会，第V部，pp.1110-1111，1994.
- 19) 壹岐ら：現場計測に基づく若材令コンクリートの物性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.2，pp.1063-1068，1998.
- 20) 江渡ら：マスコンクリートの温度応力推定に用いる有効ヤング係数の評価に関する検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.27-34，1999.
- 21) 佐久間ら：膨張コンクリートの初期材齢における有効ヤング係数の測定(その1)，膨張コンクリートによる構造物の高機能化/高耐久化に関するシンポジウム論文集，日本コンクリート工学協会，2003.9.
- 22) 高山ら：膨張コンクリートの初期材齢における有効ヤング係数の測定(その2)，膨張コンクリートによる構造物の高機能化/高耐久化に関するシンポジウム論文集，日本コンクリート工学協会，2003.9.
- 23) 高瀬ら：膨張コンクリートの初期材齢における有効ヤング係数に関する一考察，膨張コンクリートによる構造物の高機能化/高耐久化に関するシンポジウム論文集，日本コンクリート工学協会，2003.9.
- 24) 高瀬ら：長支間場所打ちPC床版(中之沢橋)における温度応力に関する考察，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.127-128，2002.
- 25) 塩永ら：場所打ちPC床版2主桁橋の床版コンクリート初期ひずみ特性—佐分利川橋—，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.143-144，2002.
- 26) 黒田ら：曲線少数主桁の送り出し架設と移動型枠を用いた場所打ちPC床版の施工，橋梁と基礎，Vol.37，No.9，2003.
- 27) (社)日本橋梁建設協会 床版研究委員会 膨張材評価検討ワーキンググループ・膨張材協会 技術部会，場所打ちPC床版における膨張材の有効性評価検討報告書，2004.9.
- 28) 高瀬ら：早強セメントを用いた膨張コンクリートの温度応力解析方法の再考，第4回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2004.11.
- 29) 玉置ら：場所打ちPC床版の温度応力解析に関する一考察，土木学会第57回年次学術講演会，共通セッション，pp.149-150，2002.
- 30) 鈴木ら：コンクリート中に存在するセメントの水和発熱過程の定量化，土木学会論文集，No.414/V-12，pp.155-164，1990.
- 31) (社)日本橋梁建設協会・(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会，長支間場所打ちPC床版施工試験報告書(短期)，2002.3.
- 32) (社)日本橋梁建設協会，長支間場所打ちPC床版施工試験報告書(長期)，2003.3.

第2編

連続合成桁橋

第1章 はじめに

耐久性が高くかつ長支間床版に対応可能な新しい床版形式の登場は、鋼橋の分野において「鋼少数主桁橋」、「細幅箱桁橋」といった新しい構造形式の提案につながった。これらの新構造形式橋梁のキーワードは、建設初期コストの削減、橋梁の耐久性向上ならびに維持管理コストの削減によるライフサイクルコストの削減である。

この流れをさらに推し進める手法として連続合成桁橋の復活が挙げられる。連続合成桁橋はわが国でも以前はかなりの数の実施例があったが、鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版と略記)の疲労損傷問題に代表される構造部材として、床版の信頼性への不安感より、一時その採用が見送られた。しかしながら、前述のような従来のRC床版に比べて飛躍的に耐久性の高い新しい床版形式の登場により、床版の信頼感への不安感も一掃されつつあり、連続合成桁橋が再び脚光を浴びている。

このような連続合成桁橋の復活の流れにおいて、一般的に、連続合成桁橋には場所打ちプレストレスコンクリート床版(以下、PC床版と略記)を採用するという暗黙の了解があるように思われる。しかし、本来、床版形式の選定においては、様々な床版メニューより、当該橋梁の特徴に適した床版形式を選定できるようにするのが望ましい。場所打ちPC床版の他に、プレキャストPC床版、鋼・コンクリート合成床版、そしてRC床版を連続合成桁橋に適用した具体的な実施例を調査し、各々の事例で当事者が立ち向かった課題の克服などを研究することで、将来的に連続合成桁橋に適用可能な床版メニューを増やすことにつながる有益な設計資料を提供する。

一方、場所打ちPC床版についても検討課題が残されている。それはいわゆる温度応力を主原因とする施工時のひび割れ発生問題である。先に述べたように温度応力などを解析的に検討する技術が確立されつつあり、また、温度応力により発生する引張応力を減少させる有力な対策のひとつとして膨張コンクリートの使用が提案されるようになってきているが、施工時の問題と完成後の問題を総合的に勘案する床版の設計手法が立ち後れているのが現状である。しかしながら、上述の内容まで踏み込んだ総括的な床版の設計手法が日本道路公団などの一部の橋梁で採用され始めていることがわかった。そこで、事例を調査・研究することにより、これからの連続合成桁橋における、いわゆる性能照査型の床版設計思想を確立するためにも参考になる有益な資料の提供につながると考えられる。

さらに、コンクリート系床版の特有の問題点として「有害なひび割れ」の定義が挙げられる。連続合成桁橋の積極的な採用を推進する上で、現在は必ずしも明

確ではないと思われる「床版の耐久性に悪い影響を及ぼすと考えられる有害なひび割れ」とはどのようなものなのかを定義する必要があると考え、これに関係する諸基準などの調査を行った。その結果、「有害なひび割れ」に対するひとつの提案を行うに至った。

本章では、連続合成桁橋WGの活動成果として、上記のような調査・研究成果を以下に紹介する。

第2章 連続合成桁橋に適用する床版形式の拡充

近年のわが国における連続合成桁橋の床版形式は、コスト削減、耐久性の向上ならびに維持管理の観点から、主に、場所打ちPC床版が採用されている。しかしながら、今後、わが国において、連続合成桁橋をより普及させるためには、多様な床版形式を適用可能にするべきである。

本章では、プレキャストPC床版、鋼・コンクリート合成床版、ならびにRC床版の連続合成桁橋への適用に際して問題点とその対策について個々に記述する。

2.1 プレキャストPC床版

連続合成桁橋にプレキャストPC床版を用いた橋梁の概要を図-2.1、施工例を表-2.1にそれぞれ示す¹⁾。

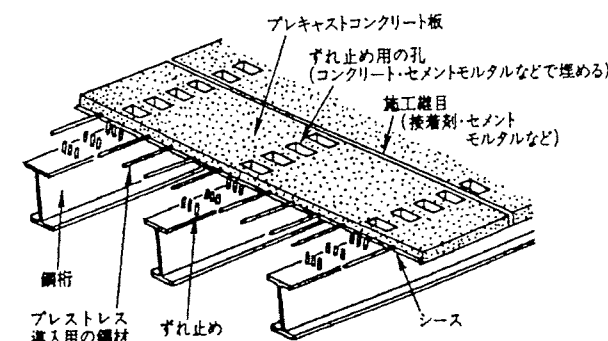


図-2.1 プレキャストPC床版を用いた橋梁の概要

表-2.1より、設計において、現行の道路橋示方書・同解説(以下、道示と略記)²⁾を適用した場合、頭付きスタッド(以下、スタッドと略記)の設置本数が多くなるため、必然的に、スタッドを多く設置出来る箱桁橋に適用されていることがわかる。

ここでは、第二名神高速道路「町屋川橋(工事名:員弁川橋)」を一例に挙げ、詳しく述べることにする³⁾。まず、町屋川橋の橋梁諸元を図-2.2に示す。つぎに、プレキャストPC床版の本橋への適用に向けての問題点とその対策について表-2.2にまとめて示す。なお、詳細は、参考文献3)を参照されたい。

効果的なプレストレス導入による床版引張応力の抑制は、主桁作用時の床版応力を検討し、その結果に基づいて橋軸方向のプレストレス導入量ならびにその範

表-2.1 プレキャストPC床版を用いた連続合成桁橋の適用事例

		阪神高速/南港中出入路 ⁴⁾	町屋川橋(員弁川橋) ³⁾	上郷高架橋 ⁵⁾
橋梁形式		4径間連続2主鉄桁 6径間連続2主鉄桁	4径間連続合成2主箱桁	7径間連続鉄桁橋+ 8径間連続箱桁橋
発注者		阪神高速道路公団	日本道路公団中部支社	日本道路公団中部支社
竣工年		1998年12月	2000年12月	施工中(~2004年12月)
橋長		入路: 258.500m 出路: 184.000m	373.064m(上り線) 373.936m(下り線)	422.5+640.0(636.5)m ()内は下り線
支間長		43.3+45.0+35.0+59.4m 40.0+4@40.8+53.9m	86.2+91.5+97.5+96.7m	鉄桁上り: 42.5+70.0+66.5+2@55.0+75.0+58.5m 箱桁上り: 56.0+2@92.3+88.0+43.5+70.5+100.0+88.0m
鋼桁断面		桁高: 2.45m, 2.30m	桁高: 3.1m ウェブ間隔: 2.0m	<鉄桁部> 桁高: 3.05m, 主桁間隔: 6.0m <箱桁部> 桁高: 2.2~3.05m, 主桁間隔: 7.6m
橋軸方向 プレストレス	有無	あり	あり	あり
	範囲	全域	中間支点上のみ	中間支点上のみ
	方法	逐次ジャッキアップダウン	PC鋼材	PC鋼材
床版支間長		支間中央: 4.2m 張り出し部: 1.4m	支間中央: 6.0m 張り出し部: 2.85m	支間中央: 7.6m 張り出し部: 1.570~2.095m
床版寸法		床版厚: 250mm ハンチ: 70mm	幅: 15.0m, 単体長さ: 2.5m 床版厚: 270mm ハンチ: 100mm	<鉄桁部> 床版厚: 270mm <箱桁部> 床版厚: 320mm
コンクリート 設計基準強度		50 N/mm ²	50 N/mm ²	50 N/mm ²
床版間詰部		グラウト充填型せん断キー スタッド	ループ継手	ループ継手
ずれ止め		スタッド 径: φ22, 高さ: 200mm	スタッド(カップラー方式) 径: φ25, 高さ: 280mm	スタッド(カップラー方式) 径: φ25, 高さ: 250mm

*その他、『逢妻女川橋(3径間連続合成2主箱桁)』、『猿渡川橋(3径間連続合成2主箱桁)』などがある。

表-2.2 プレキャスト床版を適用した場合の問題点とその対策

問題点	処理方法	原因	対策
長支間化(最大支間長: 97.5m)した場合, スタッドの必要本数の関係からプレキャストPC床版のスタッド孔が多くなり, 事実上対応できなくなる.	理論的検討によりスタッドの本数を減らす.	道示の強度式は材質が SS400 相当で, 直径 19mm および直径 22mm の頭付きスタッドが適用範囲となっている(低品質で小径). 道示の実験データは, コンクリートの圧縮強度が 30 N/mm ² 程度の場所打ちコンクリートを対象としている.	直径 25mm で材質 SM570 相当の高強度スタッドを使用する. プレキャスト PC 床版への適用を前提に, 50 N/mm ² クラスの高強度コンクリートを使用する.
連続合成桁橋の中間支点付近に発生する負の曲げモーメントによってコンクリート床版に大きな引張力が作用する.	橋軸方向に PC 鋼線によってプレストレスを導入する(写真-2.1 参照).	床版と鋼材を合成してから橋軸方向にプレストレスを導入すると鋼桁と床版の合成断面には円形状のゴム鋼板+テフロンを張りプレストレス導入の際の摩擦によるロスを生じさせないように配慮する. 中間支点付近の負の曲げモーメントが発生する床版に PC 鋼線によってプレストレスを導入して, すぐに鋼桁と PC 床版を合成させるとプレストレスによるクリープひずみを鋼桁が拘束することによって床版に引張応力が発生する.	プレストレス導入後に合成化を図ることで軸圧縮力は床版のみ導入される. プレキャスト床版と鋼桁の間には円形状のゴム鋼板+テフロンを張りプレストレス導入の際の摩擦によるロスを生じさせないように配慮する. 床版と鋼桁を合成させる時期をコントロールすれば, 1か月でクリープひずみを 50%進行させることが可能である. 50%進行させればプレストレスによるクリープと後死荷重によるクリープが相殺して床版に引張応力は発生しないことになり, 効率的なプレストレスの導入が可能となる. 詳細は図-2.5 参照. 本橋の設計において, クリープ係数の値は 1.1 を用いた. 乾燥収縮についても, 現場打ち床版のように床版打設後, すぐに鋼桁と合成させると, 乾燥収縮ひずみが合成桁に作用することになり引張応力が床版に発生する.
			乾燥収縮についても, 現場打ち床版のように床版打設後, すぐに鋼桁と合成させると, 乾燥収縮ひずみが合成桁に作用することになり引張応力が床版に発生する.

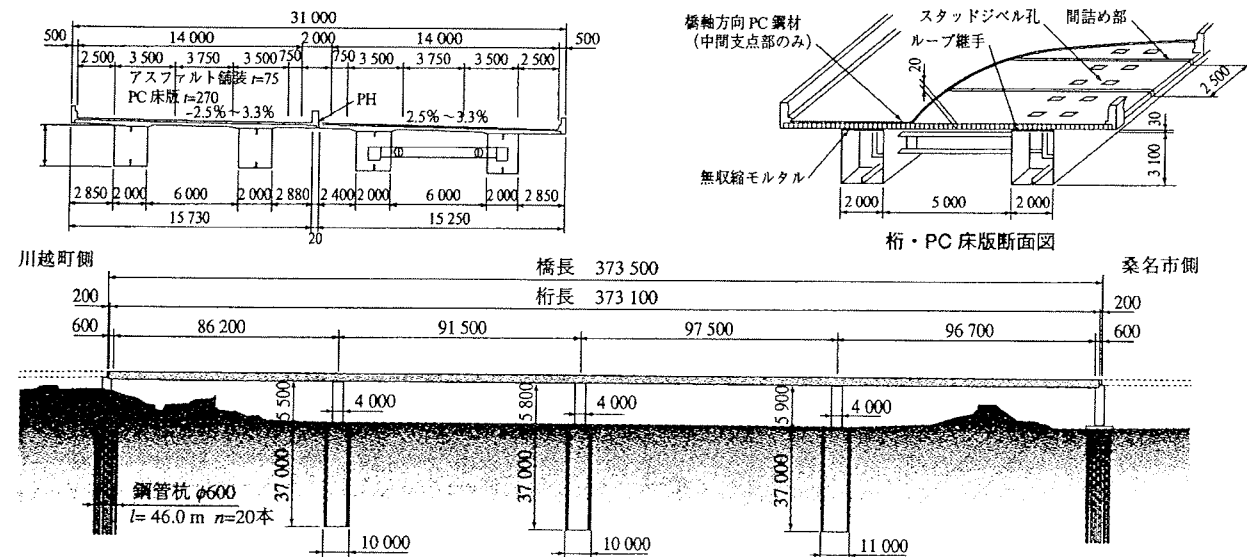


図-2.2 町屋川橋(員弁川橋)の橋梁諸元

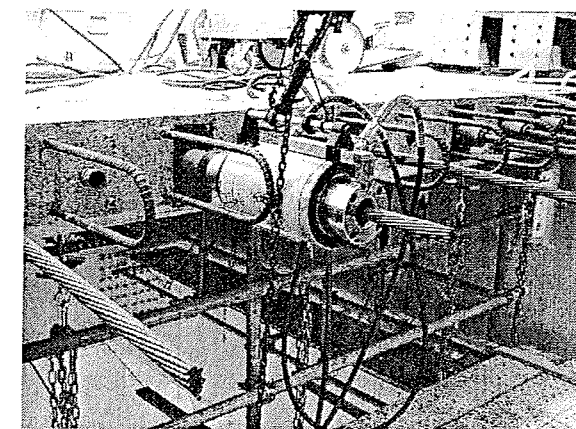


写真-2.1 橋軸方向プレストレス導入状況

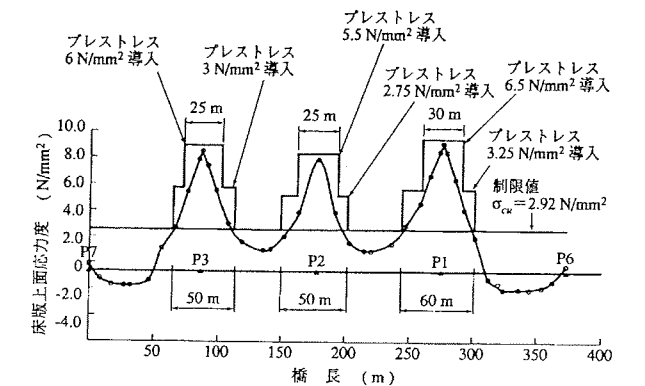


図-2.3 床版応力分布(橋軸方向プレストレス無)

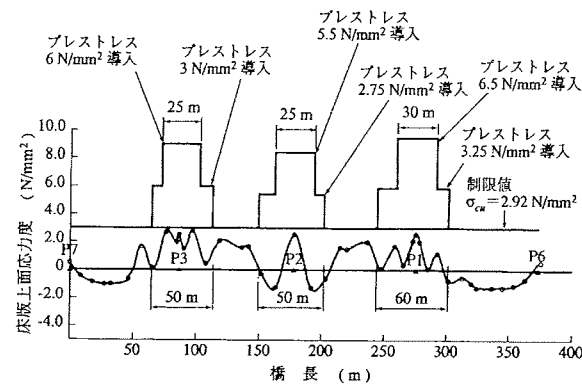


図-2.4 床版応力分布(橋軸方向プレストレス有)

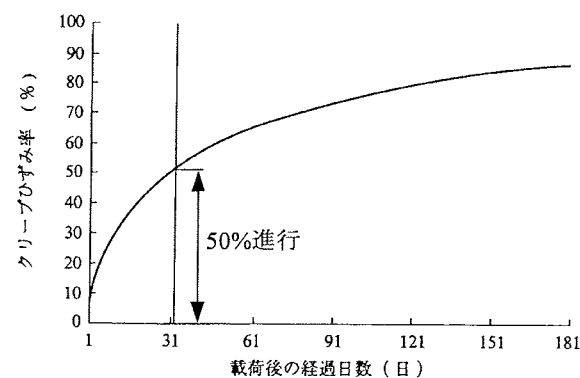


図-2.5 クリープ進行度

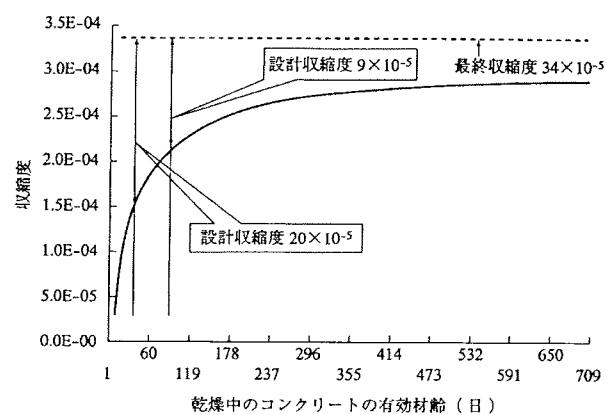


図-2.6 乾燥収縮進行度

囲を決定した。図-2.3に橋軸方向にプレストレスを導入しない場合の床版応力分布を示す。図-2.3より、中間支点部(P1)で床版に最大 9.0N/mm²の引張応力が作用する。そこで、ひび割れを許容しない条件(引張応力制限値:2.92N/mm²)を考慮すると、中間支点上 50~60mの範囲で、有効プレストレス量が 5.5~6.5N/mm²程度必要であることがわかった。図-2.4に、橋軸方向プレストレス導入後の床版応力分布を示す。図-2.4より、床版応力は、全長にわたって引張応力制限値以下になることがわかった。しかし、支間 100m クラスでは、

橋軸方向プレストレス導入量がこの程度で収まることは場所打ち PC 床版では事実上不可能と思われる。これは、場所打ち PC 床版では、クリープおよび乾燥収縮の影響を大きく受けるためであり、本橋ではプレキャスト PC 床版の特性を最大限に活用したことにより可能になったと考えられる。

また、合成挙動を考慮する際、床版の配筋方向の床版応力と主桁作用による応力の重ね合わせの照査が必要と考えられ、有限要素(FEM)の全体モデルで L 荷重と T 荷重を直接載荷して検証を行った結果、ひび割れ応力には達しないことが明らかにされた。

2.2 鋼・コンクリート合成床版

橋梁全体の耐久性、ライフサイクルコストを考慮した経済性および都市内高架橋の景観性を考慮して、上フランジ部材を I 桁と同様な構成とし、床版と合成させ、閉断面を形成する開断面箱桁橋の採用実績が増えてきている。ここでは、福岡北九州高速道路公社の福岡高速 5 号線で採用された橋梁(写真-2.2 参照)について述べることにする⁹⁾。

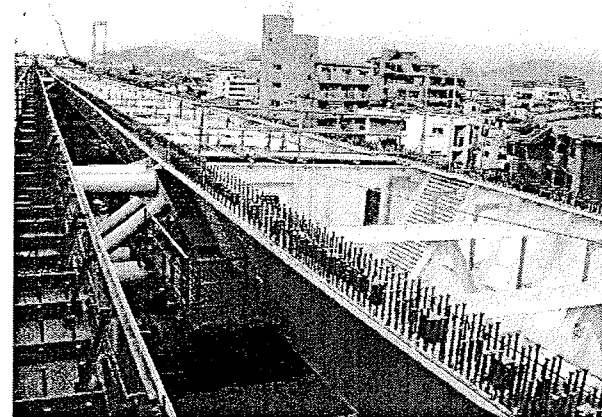


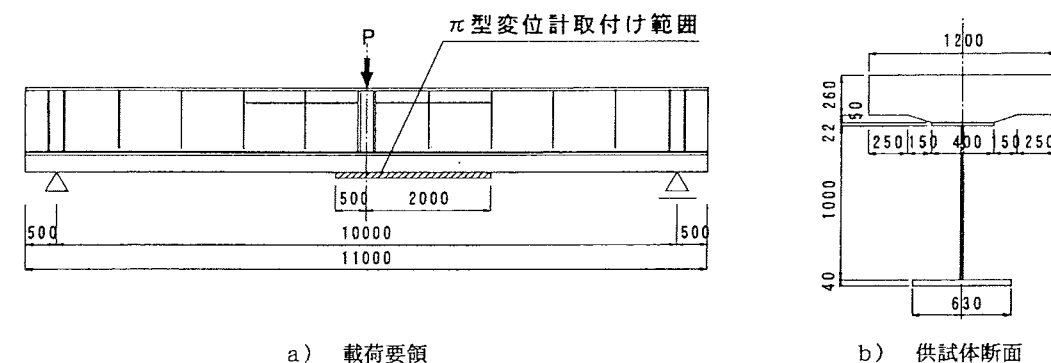
写真-2.2 合成床版を有する連続合成開断面箱桁橋

連続合成桁橋においては、周知のとおり、中間支点付近に負の曲げモーメントが作用し、コンクリート床版に発生するひび割れ幅を制御するために、これまでプレストレスしない連続合成少数 I 桁橋を対象に、種々の検討が行われてきた。

ここでは、合成床版を有する連続合成開断面箱桁橋にも上述のひび割れ幅制御の考え方を適用するために行われてきた静的負曲げ載荷実験の結果を紹介する⁷⁾。

(1) 試験要領

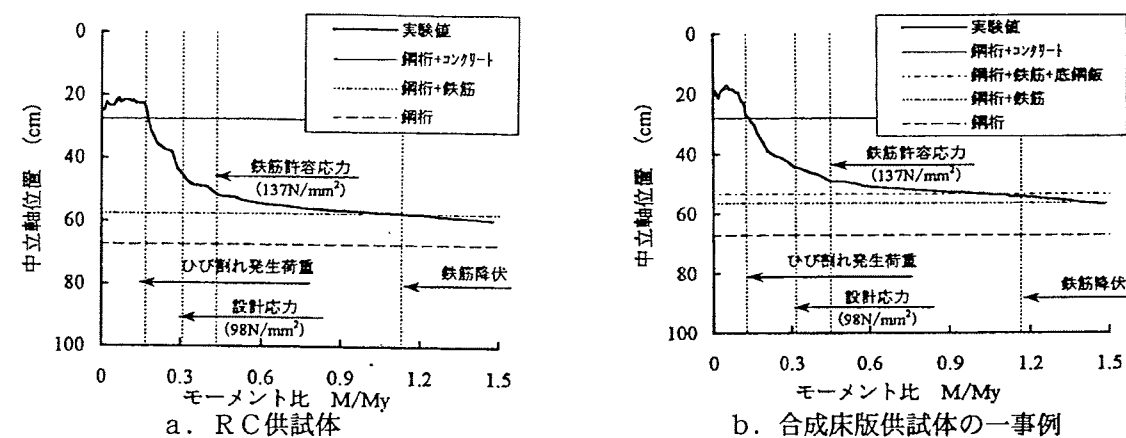
試験供試体は、主桁間隔 6m に合成床版を適用した場合の床版厚 260mm(=2.5L+11[cm])(L:主桁間隔)), 幅 1200mm の床版と桁高 1000mm の鋸桁とを頭付きスタッドにより結合したものである。鋸桁部は各供試体共通で床版構造をパラメータとし、合計 24 体が製作され



a) 荷重要領

b) 供試体断面

図-2.7 荷重載荷要領および試験供試体形状



a. RC 供試体

b. 合成床版供試体の一事例

図-2.8 中立軸位置変化

た。床版部は、リブタイプ、トラスタイプならびにハーフプレハブタイプの合計 12 種類の合成床版と比較用の鉄筋コンクリート(RC)床版 1 体がい用いられた。床版コンクリート部は、基本的に設計基準強度 30N/mm²で収縮補償の膨張コンクリートを用いている。

図-2.7に、荷重載荷要領ならびに供試体断面を示す。荷重は、床版部に負の曲げモーメントを作用させるために、供試体を反転させ、ジャッキにより供試体中央部に載荷させた。床版のひび割れ幅測定は、供試体中央部から 250cm の範囲に、標点距離 10cm の π 型変位計を 25 個取り付けて実施した。

(2) 試験結果

a) 中立軸位置

合成床版の一例と RC 床版のそれぞれの載荷荷重増加に伴うモーメントの比と中立軸の位置変化を図-2.8に示す。図-2.8より、RC 床版の場合、ひび割れ発生後、急速に鋼桁+鉄筋の抵抗断面で算出された中立軸の位置に漸近していることがわかる。一方、合成床版の場合は、鋼桁+底鋼板+鉄筋断面を抵抗断面として算出された中立軸の位置に漸近することが明らかにされた。なお、すべての合成床版について、同様の傾向が見られている。

b) 鉛直変位

合成床版の一例と RC 床版それぞれの載荷荷重増加に伴う鉛直変位を図-2.9に示す。図-2.9より、ひび割れ発生後、上述の中立軸位置同様、RC 床版の場合は鋼桁+鉄筋、合成床版の場合は、鋼桁+底鋼板+鉄筋断面を抵抗断面として算出された変位に漸近すると報告されている。

c) ひび割れ間隔

各供試体の上側鉄筋応力が許容応力レベル(137 N/mm²)に達したときの鉄筋比とひび割れ間隔の関係を図-2.10に示す。図-2.10より、鉄筋比が 1.0%以上の合成床版を用いた供試体においては、ひび割れ間隔が約 200~300mm 程度になった。一方、鉄筋比が 1.0%以下の場合、ひび割れ間隔は 400mm 程度になり、ひび割れ分散性が悪くなっていることがわかる。なお、リブを有する合成床版を連続合成桁橋に適用した場合、リブの配置により床版部が断面欠損するために、リブ位置から早期にひび割れの発生が見られた。しかし、同図の結果より、鉄筋比を 1.0%以上とすれば、許容応力レベルにおいて、ひび割れ間隔がほぼ一定になることが明らかにされた。

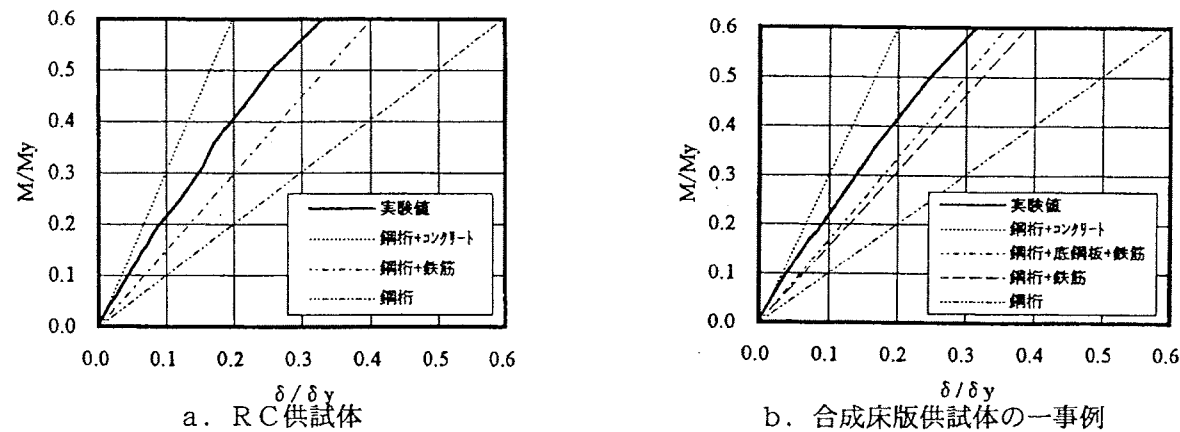


図-2.9 荷重—鉛直変位曲線

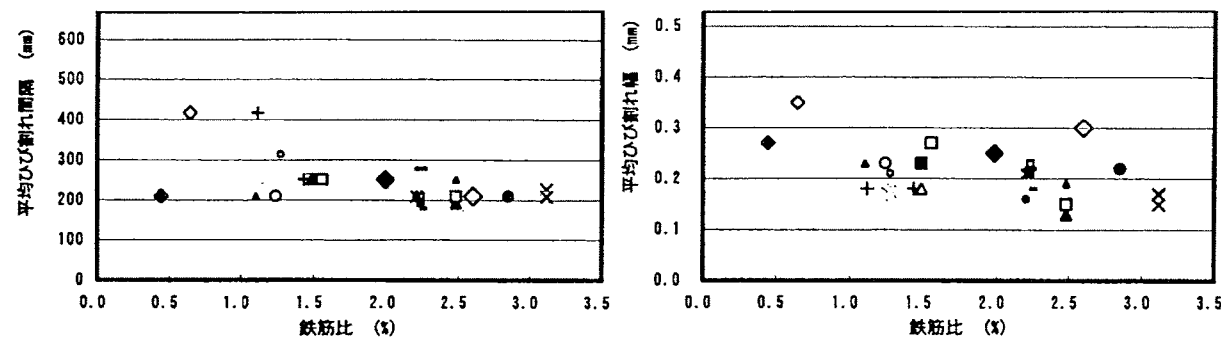


図-2.10 鉄筋比とひび割れ間隔の関係

図-2.11 鉄筋比と平均ひび割れ幅の関係

d) ひび割れ幅

各供試体の上側鉄筋応力が許容応力レベル(137 N/mm²)に達したときの鉄筋比と平均ひび割れ幅の関係を図-2.11に示す。図-2.11より、RC床版を用いた供試体と同等(2.2%)またはそれ以上の鉄筋比にすることで、ひび割れ幅をRC床版と同等の0.2mmに制御出来ることがわかる。一方、鉄筋比が2.2%以下の合成床版を用いても、ひび割れ幅をRC床版と同等以下に制御できることが解明された。

2.3 鉄筋コンクリート(RC)床版

公共工事のコスト削減を目指して、名古屋高速道路公社では、現在建設中の名岐道路において、従来採用していたRC床版連続非合成桁橋に代わって、平均支間45mのRC床版連続合成桁橋を適用することにした。以下に、その設計概要について示す⁹⁾。

a) 主桁の設計

- ① 死荷重+プレストレス+クリープ+乾燥収縮の荷重組み合わせに対して、ひび割れを発生させない(コンクリートの許容引張応力度以下)。

$$\text{引張強度} : \sigma_{ct} = 0.6/(h^{1/3}) \times 0.23(\sigma_{ck})^{2/3} \quad (2.1)$$

ここで、 h : コンクリート床版厚

- ② 死荷重+プレストレス+クリープ+乾燥収縮+活荷重の荷重組み合わせに対して、ひび割れ幅制限を行う($w_a=0.2\text{mm}$ 以下)。

- ③ ずれ止めは、頭付きスタッドを使用し、形状は $\phi 22 \times 170$ とする。また、主桁上フランジ幅は、スタッドの施工性から400mmを標準とする。

b) 床版の設計

中間支点部付近の橋軸方向最小鉄筋量は、コンクリート断面積の2%以上とする。また、支間部の橋軸方向最小鉄筋量はコンクリート断面積の1%以上とする。図-2.12に橋軸方向の配筋例を示す。

第3章 施工時を考慮した床版の橋軸方向の設計

3.1 橋軸方向の設計の現状

3.1.1 はじめに

現在、施工または計画されている連続桁橋の多くは、非合成桁橋として設計されており、床版の橋軸方向についてもいまだに床版作用のみで設計され、床版打設時の主桁作用のみ照査を実施している例も少なくない。しかしながら、スタッドジベルなどのずれ止めを用いた場合、実際の挙動は合成桁として挙動を示すことは明らかであり、連続桁橋を非合成として設計すること

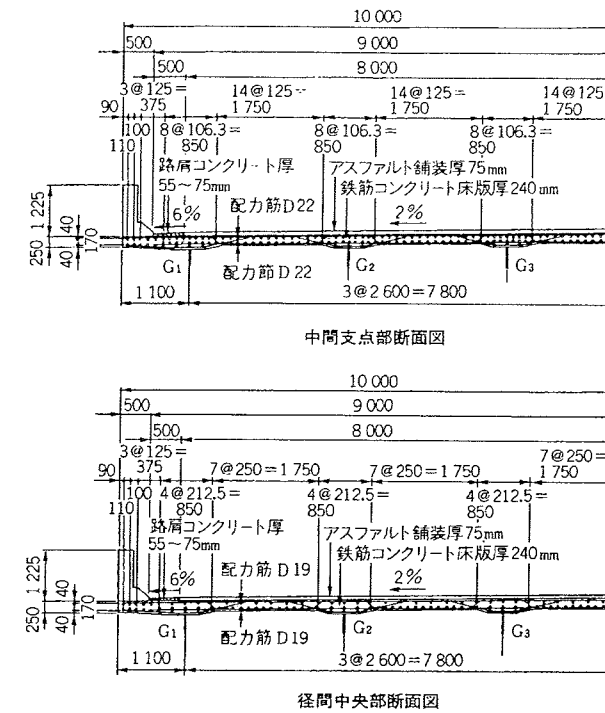


図-2.12 橋軸方向の配筋例

は床版にとっては危険側の設計となる。

また近年、鋼2主桁桁、鋼少数桁橋など新しい橋梁形式ではPC床版が採用されており、床版と鋼桁は、スタッドジベルで連結されている。そのため、これらの少数桁についてはJH静岡建設局内に架設された蕨科川橋⁹⁾のように床版については連続合成として設計するケースも増えてきた。

連続合成桁橋として橋軸方向の床版を設計する場合、常時の主桁作用(死荷重+活荷重)による応力およびクリープ、乾燥収縮、温度変化に伴う床版と鋼桁のひずみ差により生じる応力を算出し、床版作用による応力と重ね合わせて評価する手法が一般的である。

また、少数主桁橋のPC床版は、長支間化に伴い、従来のRC床版に比べ床版厚が厚く、かつ高強度のコンクリートを用いているため、実際の工事や予備実験において温度応力、施工時のクリープおよび乾燥収縮など施工時に発生し残存する応力があることが報告されている¹⁰⁾。

さらに、橋梁形式の長支間化が進み、移動型枠を用いた床版施工方法によって、完成後は残存しないが、施工時にひび割れを発生させる程度の大きな引張応力が床版に作用することもわかってきた。

そのため最近では、温度応力、膨張材の効果ならびに施工時のクリープおよび乾燥収縮など、従来考慮していない項目を系統立てて設計を行っている事例がある。

本章では、現設計法において考慮されていない項目を抽出するとともにその項目を系統立て、設計を行っている事例を紹介する。

3.1.2 現行設計法に考慮されていない項目

① 温度応力

現在国内で建設されている少数主桁橋の場所打ちPC床版は、従来のRC床版に比べて床版厚が厚く、かつ高強度のコンクリートを用いている。そのため、コンクリートの水和反応による温度上昇量が大きくなり、その温度が下降する際にコンクリートの収縮を、鋼桁や既設床版が拘束することによって生じる引張応力(温度応力)が、RC床版に比べると大きくなり設計において無視できないという考え方が一般的になっている。

② 膨張材の効果

(社)日本橋梁建設協会と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会が共同で行った実験によると、床版を1m程度に切り出した大型模型(ダミー床版)を用いて膨張材の効果を実験的に評価している¹¹⁾。その結果、膨張材ありの供試体での実ひずみから膨張材なしの供試体の実ひずみを差し引いて求められる膨張材ひずみは、施工後約400日程度まで継続保持していることがわかった。さらに、この実験では、膨張材ひずみは、セメント種類が同一であれば、床版厚の違いに関わらず同程度であることが確認されている。

③ 施工時におけるクリープ・乾燥収縮

クリープおよび乾燥収縮は、コンクリート床版に引張応力を生じさせ、ひび割れを誘発する原因になり得る。その大きさは、使用コンクリート材料、床版厚、湿度・気温、養生条件、施工ブロックの打設順序および材齢、鉄筋比によって変わり、時間とともに変化する性質を有しているため、実際に近い値を把握するのは困難であるといえる。

一方、温度応力を考慮する場合、実構造物の温度応力変化を的確にとらえるためには、若材齢時のヤング係数、引張強度のほか、クリープおよび乾燥収縮による影響、すなわちクリープ係数などの特性値を得る必要がある。

なお、①温度応力、②膨張材の効果については、床版の解析WGの章も参照されたい。

3.2 近畿自動車道敦賀線のPC床版鋼2主連続合成桁の設計事例¹²⁾

3.2.1 照査概要

床版の橋軸方向の設計を行う際には、図-3.1に示したようにRC構造として設計を行っている。主桁作用としては、床版打設時の照査、設計荷重時の照査、床版作用と主桁作用の重ね合わせ時の照査を行っている。床版打設時の照査にあたって、先行部の硬化した床版コンクリートと鋼桁の合成を考慮している。

また、移動型枠による床版の逐次打設により発生す

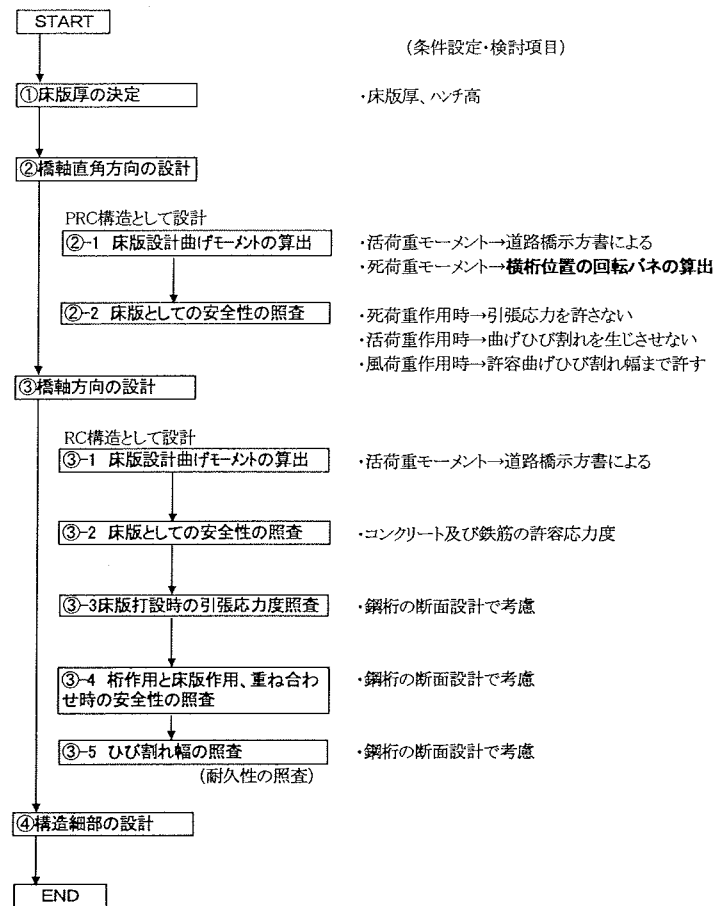


図-3.1 床版の設計フロー

る橋軸方向の引張力に対しては、中間支点部のジャッキアップダウンによりプレストレスを導入している。

3.2.2 橋軸方向の設計

連続合成桁橋の床版には中間支点部に負の曲げモーメントが作用する。表-3.1 に対してそれぞれの荷重ケースに対して設計ランクを設け、式(3.1)の引張応力の制限値に対して照査を実施している。

$$f_{tk} = k_1 \times 0.23 \times f_{ck}^{2/3} / \gamma_c \quad (3.1)$$

ここで、

- f_{tk} : 寸法硬化の影響を考慮した引張強度 [N/mm²]
- f'_{ck} : 圧縮強度の特性値(設計基準強度) [N/mm²]
- k_1 : 寸法効果に対する係数
- $k_1 = 0.6/(h^{1/3})$ (ただし、 $0.4 \leq k_1 \leq 1.0$ とする)
- h : 部材の高さ [m]
- γ_c : コンクリートの材料係数 (=1.0)

連続合成桁橋の橋軸方向は RC 構造であるが防水施工を前提として表-3.1 の設計ランクに従って床版のひび割れを許すものとしている。

しかしながら、床版は絶対に損傷してはならない部材であり、橋梁の耐久性向上のためにもひび割れ幅を小さく抑える必要があり、式(3.2)に示す特に厳しい腐食環境における許容ひび割れ幅を規定している。

$$w_a = 0.0035C \quad (3.2)$$

ここで、

- w_a : 許容ひび割れ幅 [mm]
- C : ひび割れに抵抗する配力筋の純かぶり [mm]

床版に発生するひび割れ幅算出の基本的な考え方は、コンクリート標準示方書(以下、コン示と略記)¹³⁾に準拠しており、ひび割れ幅はひび割れ間隔と鉄筋ひずみの積で評価している。また、鉄筋の平均ひずみを求めるに当ってはテンションスティフニングによる床版コンクリート分担増加断面力を算出し、従来は鉄筋のみで受け持っていた鉄筋応力の補正を行い、平均ひずみとして評価する式(3.3)を適用している。

$$w = k \{ 4C + 0.7(C_s - \phi) \} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{csd} \right) \quad (3.3)$$

$$\sigma_{se} = \sigma_s - \beta \sigma_{ct} \left\{ 1/\rho - 1/(\rho \alpha_{st}) \right\}$$

表-3.1 中間支点上の設計ランク

ランク	プレストレス (PS)	荷 重						制限
		死荷重 (D)	プレストレス (PS)	クリープ (CR)	乾燥収縮 (SH)	温度差 (T)	活荷重 (L)	
A	フルPS	○	○	○	○	○	○	引張応力を許さない
B	パーシャル PS	○	○	○	○	○	○	ひび割れを許さない
C		○	○	○	○	△	△	引張応力を許さない
D		○	○	○	○	△	△	ひび割れを許さない
E	PSなし	△	—	△	△	△	△	ひび割れ幅を制限

注) 1, ○印の組合せにおいて、各制限を満足させる。
2, △印の組合せにおいて、ひび割れ幅制限を行う。
3, プレストレス(PS)は支点上のジャッキアップダウンによるプレストレスを示す。

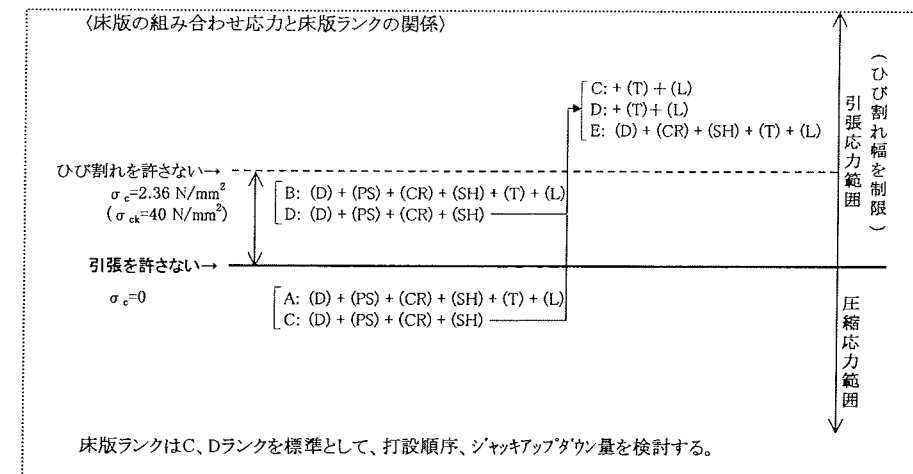


図-3.2 組み合わせ応力と床版ランク

表-3.2 中間支点部 (床版引張のときの照査)

照 査 荷 重	下側鉄筋	上側鉄筋
	重ね合わせ	主桁作用
活荷重 ① 床版作用 (T荷重)	○	—
② 主桁作用 (L荷重)	—	○
重 ③ ②×0.6	○	—
④ 死荷重 (床版施工を考慮)	○	○
⑤ クリープ・乾燥収縮	○	○
⑥ 温度差	△	△

上記の荷重組合せには、許容応力度の割増しは考慮しないものとする。ただし、上記⑥温度差荷重を組合せる場合においては許容応力度の割増し 15%を考慮する。

ここで、

- w : 発生ひび割れ幅 [mm]
- k : 鉄筋の付着性状を表す定数で、異形鉄筋の場合は 1.0 である。
- C : ひび割れに抵抗する鉄筋のかぶり [mm]
- ϕ : 鉄筋径 [mm]
- σ_{se} : テンションスティフニングを考慮した鉄筋平均応力度 [N/mm²]
- E_s : 鉄筋のヤング係数 [N/mm²]
- ε_{csd} : コンクリートの収縮、クリープ、付着などの不確定要素を考慮したひずみ量 = 150×10^{-6}
- σ_s : I_f (鋼桁+鉄筋)断面で算出される鉄筋応力度 [N/mm²]
- B : テンションスティフニングによる付着の程度

を表す係数 = 0.2

- σ_{ct} : コンクリート有効引張強度 ($\sigma_{ct} = 40 \text{ N/mm}^2$ に対して $\sigma_{ct} = 2.5 \text{ N/mm}^2$)
- ρ : 鉄筋比
- α_{st} : (鋼桁+鉄筋断面の $A_f \cdot I_f$) / (鋼桁断面 $A_s \cdot I_s$)

また、床版作用と主桁作用の重ね合わせについては実橋載荷試験の結果より、L荷重とT荷重を同時載荷した場合の断面力はL荷重を100%とした場合の断面力の60%程度しかT荷重による断面力が発生しないことがわかった。したがって、重ね合わせ時の照査は実状に合わせてL荷重の60%をT荷重に重ね合わせるものとしている(表-3.2参照)。

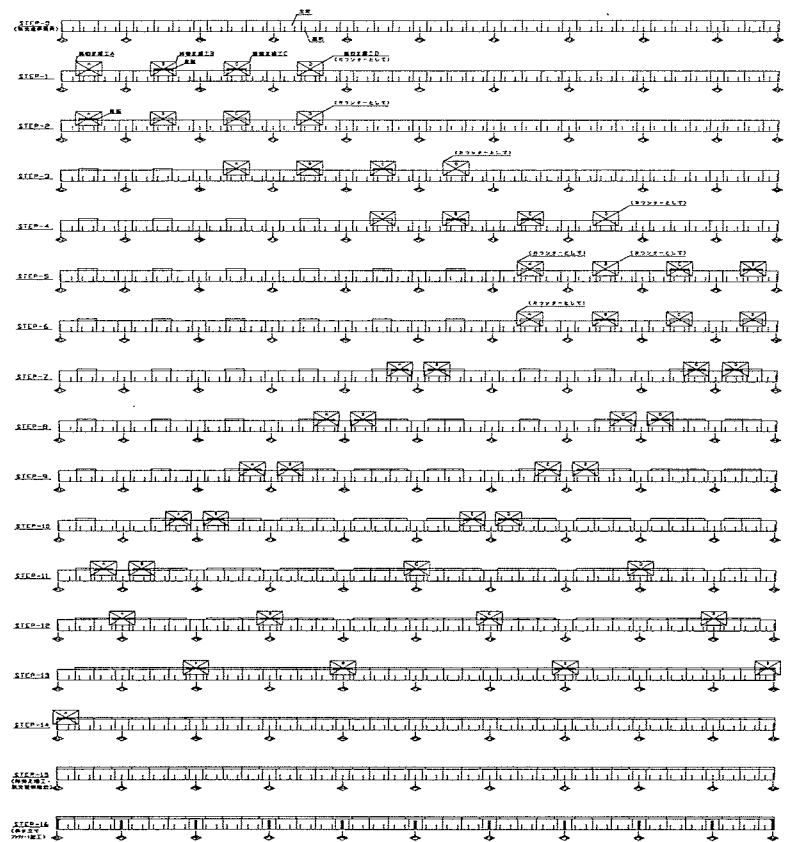


図-3.3 床版ブロック施工手順

3.3 第二東名高速道路・中ノ郷第一高架橋のPC床版の設計事例¹⁴⁾

第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋は、10径間連続鋼鈹桁橋で移動型枠を用いて床版の施工を行っている。図-3.3に床版ブロック施工順序を示す。

3.3.1 照査概要

床版の橋軸方向の設計を行う際、床版作用に対する照査に加え、合成桁としての挙動を考慮しRC構造として以下の照査を行っている。

- ・ 床版作用に対する照査
- ・ 主桁作用に対する照査
- ・ 床版作用と主桁作用の重ね合わせに対する照査
- ・ 床版コンクリートに引張応力が作用する場合のひび割れ幅の照査

一方、床版橋軸方向に作用する荷重として、

- ① 床版コンクリート温度応力
- ② 床版コンクリート打込み時のブロック施工時の主桁作用による影響
- ③ 床版コンクリートの乾燥収縮
- ④ 床版コンクリートのクリープ

- ⑤ 床版コンクリートと鋼桁の温度差
- ⑥ 後死荷重(壁高欄荷重のみ)
- ⑦ 活荷重
- ⑧ 膨張材の効果

を考慮している。これらを組合せた各施工段階においてコンクリートの引張応力を許容応力以下に抑えるよう設計を行っている。表-3.3に荷重の組み合わせを示す。

本設計では、コンクリートの材料特性および部材寸法を考慮しており、照査時期を床版打設日から3日、14日、28日、365日、供用前および3650日に設定し、各段階でのコンクリートの弾性係数、圧縮強度、乾燥収縮量を評価した解析を行い、応力照査のほか初期ひび割れに対する照査も行っている。ここで365日とは、床版のブロック施工および壁高欄の施工完了時、供用前とは防水層の施工完了時と定義している。

施工時の照査は、材齢毎の床版コンクリートに生じる引張応力の内訳を算出し、そのうち応力の調整ができず変化しないものの合計値について許容引張応力に対する割合を求め、引張応力を施工時にコントロールできる許容範囲をどの程度抑えるべきかを把握するのを目的としている。なお供用前の照査は、防水層の施工が完了しており、残りの後死荷重(舗装・遮音壁)の載荷によって床版上面にひび割れが生じても防水層

表-3.3 施工時を考慮した荷重の組み合わせ

考慮する荷重	ブロック施工			完成系		備考
	3日	14日	28日	※1 365日	供用前 3650日	
① 温度応力	○	○	○	○	○	温度応力による不静定力は微小なので無視する
② ブロック施工(一時的なもの)	×	○	○	×	×	若弱材齢に応じたコンクリートの許容引張応力度以下に抑える
③ 乾燥収縮	×	●	●	●	●	3日までは湿潤養生を行うので考慮しない 各材齢における静弾性係数および収縮度を考慮する
④ クリープ ヤング係数比・クリープ係数	×	●	●	●	●	施工時に変化するクリープの影響を厳密に照査することが困難
⑤ 床版のコンクリートと鋼桁の温度差	×	×	×	●	●	
⑥ 後死荷重	×	×	×	△	●	
⑦ 活荷重	×	×	×	×	●	
⑧ 膨張材の効果	○	○	○	○	○	温度応力解析に膨張材の効果を検討して算出することで考慮する
ひび割れ幅の照査	×	×	×	×	○	
床版コンクリートの許容引張応力度(N/mm ²)	2.20	2.85	2.96	3.08	3.09	3.09

注：上記の表の○は材齢に応じたコンクリートのヤング係数および収縮度を考慮して解析するものを示す。
●はコンクリートの材齢を考慮しない値でかつ完成系で計算したものを示す。
照査を行う材齢日は3日、14日、28日および365日とする。
※1,365日とは床版のブロック施工および壁高欄の施工が完了した時点での照査を示す。
△は後死荷重の内の壁高欄荷重のみとする。

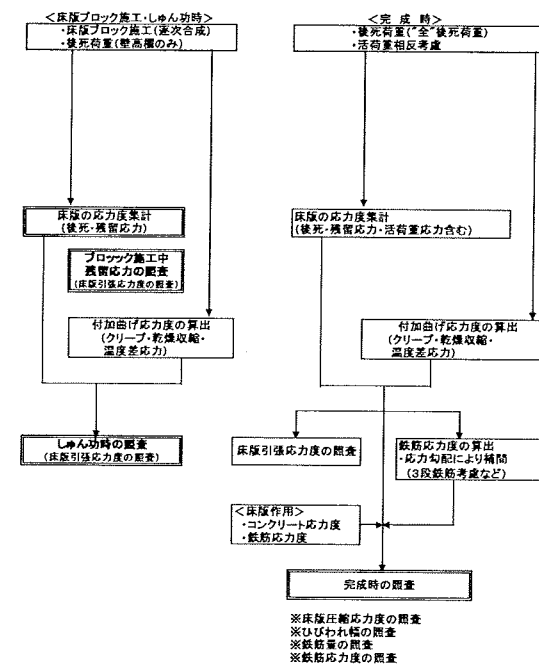


図-3.4 設計フロー

の施工後に生じる微小なひび割れであれば問題ないと判断している。図-3.4に設計フローを示す。

3.3.2 評価手法

(1) コンクリートの引張強度の算出

材齢を考慮したコンクリートの引張応力度(=f_{bck})は、以下の式(コン示 3.2 式(3.2.4))より算出している。

$$f_{bck} = k_{ob} \cdot k_{ib} \cdot f_{tk} \quad (3.4)$$

$$k_{ob} = 1 + 1 / [0.85 + 4.5(h/l_{ch})]$$

$$k_{ib} = 0.55 / \sqrt{h} (\geq 0.4)$$

ここで、

- k_{ob} : コンクリートの引張軟化特性に起因する引張強度と曲げ強度の関係を表す係数
- k_{ib} : 乾燥、水和熱など、その他の原因によるひび

割れ強度の低下を表す係数

h : 部材の高さ[m] (>0.2)

l_{ch} : 特性長さ[m]

f_{tk} : コンクリートの引張強度

荷重の組み合わせによるコンクリートの許容引張応力度の割り増し係数に関しては、道示に準拠している。

(2) コンクリートの収縮度の算出

材齢を考慮したコンクリートの収縮度を算出するために、道示とコン示の算出式を用い、比較検討を行っている。その結果コン示の算出値は、道示の算出値と比べ材齢28日で約4倍の値となり、収縮度がより高く安全側となるためコン示の算出値を採用している。

道示の最終乾燥収縮度 2.0×10⁻⁵

道示式

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{s0} \cdot \beta_s(t - t_0) \quad (3.5)$$

コン示式

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = [1 - \exp\{-0.108(t - t_0)^{0.56}\}] \cdot \varepsilon'_{sh} \quad (3.6)$$

(3) 膨張材の効果

図-3.5に示すように若材齢時においては、コンクリートの収縮ひずみより膨張材の効果が上回っているため、乾燥収縮は打ち消されていることになる。そのため本設計では、3日、14日、28日は乾燥収縮に対する照査は省略している。

(4) 温度応力

コンクリートの温度応力は、FEM解析ソフトにより膨張材の効果(80μ)を考慮して算出を行っている(最大1.22N/mm²)。FEM解析は、コンクリートと鋼桁をソリッド要素でモデル化し、コンクリートの材齢によるクリープ、乾燥収縮の影響は無視して算出している。

橋軸方向の温度応力は、解析結果から床版厚が厚くかつ主桁近傍のフランジで拘束されている部位が最大値を示している。また、床版支間中央の床版厚が薄く主桁の拘束効果の影響が少ない部位には引張応力がほとんど発生していない。そこで施工時は、主桁近傍に発生している最大の温度応力を一律に付加して照査し、完成時における床版作用と主桁作用の重ねあわせの照査においては、床版に残存する温度応力を鉄筋の引張応力度に換算し照査を行っている。

(5) 初期ひび割れの照査

若材齢の初期ひび割れについては、材齢3日、14日、28日、365日ではいずれも

温度応力+クリープ+乾燥収縮

<コンクリート許容引張応力度となりひび割れが生じないことを確認している。

さらに材齢14日以降は、床版打ち込みブロック施工時の引張応力の影響が付加されるため、別途照査を行っている。

なお、ひび割れ幅の照査におけるひび割れ幅は、コン示式より算出している。

$$w = k \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} [\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{cs}] \quad (3.7)$$

(6) 床版ブロック施工順序

床版ブロックの施工順序は、床版に極力引張応力が作用しないよう検討し、最終的に床版に残留する引張応力度を1.0N/mm²以下に抑えている。さらに、各ブ

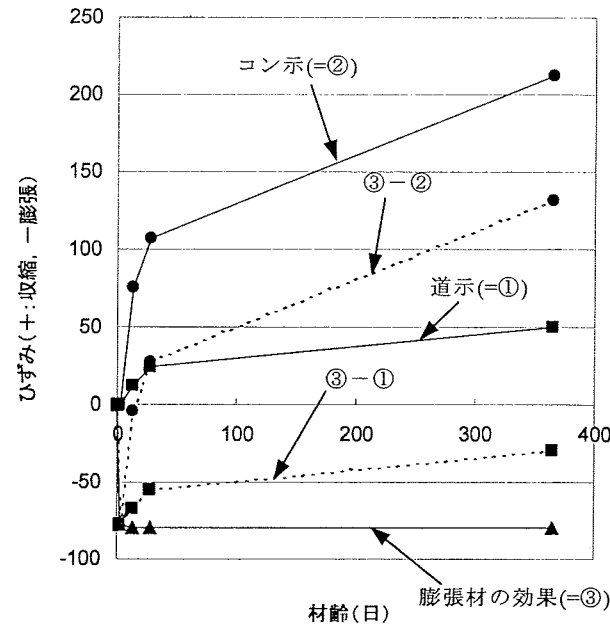


図-3.5 ひずみの経時変化

ロック施工段階で床版コンクリートに一時的に過大な引張応力が発生する場合についても、施工段階での許容応力度を用いて照査を行っている。

(7) 橋軸方向鉄筋量

橋軸方向の鉄筋は、床版厚に応じて中間支点部は道示に準拠し2.0%以上確保し、一般部にはひび割れ幅の進展防止に有効と考えられる1.4%以上を確保することにより、最小鉄筋量を満足していれば問題ないことを確認している。そのため、床版厚の厚い主桁近傍部の橋軸方向鉄筋は、主桁接合部の補強および床版中央部の温度応力対策を考慮し、3段配置としている。

最小鉄筋量2.0%の配置範囲は、少なくとも中間支点より0.15Lの範囲(L:主桁の支間長)とし、かつ以下の条件に該当する範囲としている。

- ・コンクリート床版との合成断面として照査を行った場合、コンクリートに発生する引張応力が設計荷重時の許容曲げ引張応力度を超える範囲。
- ・中間支点上に発生する主桁作用による曲げモーメントの1/2以上の範囲。

第4章 有害なひび割れ

床版コンクリートにひび割れが発生すると、鉄筋の腐食要因となる水分や酸素、塩分等の供給が容易になるほか、床版の防水性、水密性の低下の原因ともなる。コンクリートには様々な理由でひび割れが発生するが、連続合成桁橋の場合、耐久性を確保する観点から、中間支点付近のコンクリート床版に発生するひび割れへの配慮が必要である。

本章では、床版の耐久性に有害と考えられるコンクリートのひび割れについて述べる¹⁵⁾。なお、コン示では表面が保護されているコンクリート構造物に対しては、一般に耐久性に関わるひび割れの検討を行わずに、ひび割れ幅が小さいほど鉄筋の発錆時期が遅くなり、同一のかぶりの場合には、ひび割れ幅が小さいほど発錆時期が遅くなることと関係する結果となっており、

ひび割れと鉄筋腐食との関係については、暴露試験による研究が古くから行われている。表-4.1は、既往の研究における鉄筋コンクリートのひび割れ幅と鉄筋腐食との関係を取りまとめた結果である。表-4.1より、

- ① ひび割れ幅と鉄筋腐食は密接に関連する。

- ② 両者は長期的にみると特に関係がない。

ことが読みとれ、ひび割れ幅と鉄筋腐食との関係は必ずしも明確になっていない。

表-4.1の結果は、一般に暴露試験終了一時点での鉄筋腐食状況の観察によって結論が導かれているが、暴露試験終了時点ばかりでなく、経時的に鉄筋腐食状況を調査した事例が表-4.2である。暴露年数1, 2, 5および10年までの結果から、同一ひび割れ幅の場合には、かぶりが大きいほど鉄筋の発錆時期が遅くなり、同一のかぶりの場合には、ひび割れ幅が小さいほど発錆時期が遅くなることと関係する結果となっており、

表-4.1 ひび割れ幅と鉄筋腐食に関する試験結果¹⁵⁾

研究者	供試体形状	暴露条件	試験結果
Trempner	形状：20.3×20.3×3.8cm 鉄筋：焼なまし鉄線(φ1.6mm), 冷間引抜き鋼線(φ6mm), 異形丸鋼(φ4.5mm) コンクリート：w/c=0.40, 0.58, 0.76 かぶり：2.9, 3.0, 3.1cm 供試体にひび割れを発生させボルトで固定 持続ひび割れ幅 0.13, 0.25, 0.50, 1.3mm	10年間屋外(海岸線)に暴露 (Washington, U.S) 気候温暖 雨量 1295mm/年	ひび割れ幅0.13~1.3mmではすべての鉄筋が腐食。 腐食そのものは重大なものではない。 コンクリートの品質やひび割れ幅と腐食に明確な関係は認められない。
Shalon & Raphael	形状：7×7×14cm, かぶり2cm 形状：10×10×50cm, かぶり2, 4cm 鉄筋：軟鋼φ6mm コンクリート：w/c=0.60 G=300kg/m ³	5カ所(Israel)に暴露 A：高温, 高湿 B：砂漠 C：高温, 高湿 (昼夜を問わず) D：温度, 湿度変化大 E：地中海沿岸	ひび割れ幅が0.15mm以上で鉄筋が腐食 雨量, 温度, 相対湿度のうち、もっとも腐食に影響するのは相対湿度。 ひび割れ幅が大きいほど腐食は進行する。 ひび割れ幅と孔食には関係はない。
神山	形状：両引き供試体(L=60cm) 鉄筋：SR35, SD35 φ13, φ16, φ19, φ25mm コンクリート：w/c=0.55 かぶり：2.5, 3.0, 5.0, 7.5cm 載荷したのち荷重を解放	6~8年間東京の屋外に暴露	かぶり2.5cmのものはσ _s =137N/mm ² , 残留ひび割れ幅0.01mmでも腐食する。 かぶり5.0, 7.5cmのものはσ _s =255 N/mm ² の後の残留ひび割れ幅でも腐食 を生じない。 かぶりがさび発生に重要な関連。
関・丸山	RCはり供試体 形状：15×30×180cm 鉄筋：丸鋼φ13mm コンクリート：w/c=0.44~0.78 かぶり：1.5cm 載荷したのち荷重を解放	9年間暴露 感潮部, 海水中を再現した 水槽に浸漬 気候は温和	鉄筋の引張耐力に対する影響は軽微であり、顕著な腐食を生じないひび割れ幅の限界は、 感潮部浸漬：0.15mm 海水中浸漬：0.20mm
西山・秋元・富沢	RCはり供試体, ひび割れ(0.1, 0.2, 0.3mm) 持続載荷してひび割れ幅を保持	東京の屋外に2年間暴露	同一ひび割れでも、かぶりが大きくなると腐食は生じない。 暴露1~2年でははりの耐力低下はない。
片脇ほか	形状：20×20×75, 20×20×150, 30×30×150 鉄筋：SR24, φ16mm 持続載荷してひび割れ幅を保持	3年間経過 東京湾上の暴露台, 大気暴露, 大気~海中暴露などの条件	ひび割れ幅が大きいほど腐食しやすい傾向。 軽微な腐食にとどまるひび割れ幅の値は0.1mm程度。
西田・杉木・富山	形状：22×20×5cm(φ6mm埋込) 22×20×6cm(φ13mm埋込) かぶり：φ6mmで1.3, 2.0cm φ13mmで2.0, 2.5cm 供試体にひび割れを発生させボルトで固定 持続ひび割れ幅：0.05~0.5mm	降雪地帯に20年間暴露	ひび割れ幅が0.1mm以下では鉄筋の腐食程度は軽微である。 ひび割れ幅が0.2~0.3mmでは、腐食は進行するが鉄筋の断面減少による鉄筋耐力への影響は小さい。
鳥取・土田・宮川	形状：22×20×5cm(φ6mm埋込) 22×20×6cm(φ13mm埋込) かぶり：φ6mmで1.3, 2.0cm φ13mmで2.0, 2.5cm 供試体にひび割れを発生させボルトで固定 持続ひび割れ幅：0.05~0.5mm	降雪地帯に42年間暴露	ひび割れ幅が0.2mm以下では鉄筋の腐食程度はやや軽微であるものの、いずれのひび割れ幅のレベルにおいても鉄筋の腐食の程度は同じ。 ひび割れ幅と鉄筋腐食の程度とは関係がない。

表-4.2 鉄筋の発錆時期

暴露年数	発せし鉄筋のかぶりおよびひび割れ幅
1年	ひび割れ幅 0.3mm, かぶり 2cm が発せい
2年	// 0.3mm, かぶり 3cm //
5年	// 0.3mm, かぶり 6.5cm //
	// 0.2mm, かぶり 3cm //
10年	// 0.1mm, かぶり 3cm //

経年数と腐食長さ率(鉄筋全長に対する腐食部分の占める長さの割合)との関係を調べると、かぶりが 3cm の場合、ひび割れ幅が 0.1mm から 0.2mm, 0.3mm と大きくなるにつれて腐食長さ率も大きくなっている。

このように、鉄筋コンクリートの耐久性を確保する観点からはひび割れ幅を制御することが有効と考えられ、コン示(構造性能照査編)では、コンクリート表面のひび割れ幅を制御することを原則としている。

表-4.3 は環境条件、かぶりおよび鋼材の種類に応じて定められた許容ひび割れ幅を示しており、これを上回る幅のひび割れは有害と考えられる。また、道路管理者の基準として、日本道路公団ではひび割れが鉄筋位置に到達しているか否かについて、下記の式により許容ひび割れ幅を算出し、発生しているひび割れと比較するものとしている¹⁶⁾。これは、コン示の一般の環境における許容ひび割れ幅の算定式と同式である。

許容ひび割れ幅 : w [mm]

$$w = 0.005C (C: \text{鉄筋のかぶり [mm]}) \quad (4.1)$$

これらより、コンクリート床版の耐久性を確保する観点から、有害と考えられるひび割れを制御する必要があり、以下の許容ひび割れ幅を上回る幅を有するひび割れを有害とする。

- (1) 一般の環境の場合 : 0.005C
- (2) 特に厳しい腐食性環境の場合 : 0.0035C

第 5 章 まとめ

近年、耐久性の高いコンクリート床版を構造部材として有効に活用することで、更なるコスト削減を図ることを目的に、連続合成桁橋の復権が叫ばれている。

そこで、連続合成桁橋 WG では、未だ検討が行われていない項目について詳細に述べてきた。

まず、第 2 章では、プレキャスト PC 床版、鋼・コンクリート合成床版ならびに RC 床版を連続合成桁橋に適用した場合の問題点とその対策についてのとりまとめを行い、以下のような知見が得られた。

- (1) プレキャスト PC 床版を連続合成桁橋に適用した場合、施工性を考慮してスタッドの本数を減

表-4.3 許容ひび割れ幅 [mm]

鋼材の種類	鋼材の腐食に対する環境条件		
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
異形鉄筋・普通丸鋼	0.005 c	0.004 c	0.0035 c
PC 鋼材	0.004 c	—	—

c : かぶり厚さ(100mm 以下を標準とする)

らすために、高強度(50N/mm²)のコンクリート、直径 25mm, 材質 SM570 相当のスタッドを使用する。また、床版と鋼桁の合成時期をコントロールすることで、クリープおよび乾燥収縮の影響を低減することが可能となり、効率的なプレストレスの導入が可能となる。

- (2) 鋼・コンクリート合成床版を連続合成桁橋に適用した場合、底鋼板を有効活用(主桁断面に算入)することで、合理的な設計を行える可能性が見出された。

つぎに、第 3 章では、現行の設計法において考慮されていない項目を列挙するとともに、上述の項目をすべて考慮して行われた設計事例について述べた。その結果、施工時を考慮した橋軸方向の床版の設計では、以下の項目が重要であると考えられる。

- (1) 床版ブロックの施工順序は、極力引張応力が作用しないよう検討し、最終的に床版に残存する引張応力度を 1.0 N/mm² 程度に抑える。
- (2) 橋軸方向の鉄筋量は、床版厚に応じて中間支点部は 2.0%以上、一般部には 1.4%以上を確保する。

最後に、第 4 章では、既往の研究より、床版の耐久性を確保する観点から、以下の 2 種類を「有害なひび割れの定義」として示した。

- (1) 一般の環境の場合 : 0.005C
- (2) 特に厳しい腐食性環境の場合 : 0.0035C

今後、連続合成桁橋のさらなる適用に向けて、本資料が参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会：実務者のための PC 床版を有する連続合成少数主桁橋の設計マニュアル，2002 年 12 月。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I：共通編，II：鋼橋編，丸善(株)，2002 年 3 月。
- 3) 倉田幸宏，宮地 崇，松野憲司：「町屋川橋」プレキャスト PC 床版 4 径間連続合成 2 主桁橋の検

討，石川島播磨技報 2001 年，pp.191～196，2001 年 8 月。

- 4) 曾根英樹，中村一平，松井繁之，堀川都志雄，竹中裕文，江頭慶三，小川久志：プレキャスト PC 床版を用いた少数主桁橋の設計と施工，土木学会論文集 No.679 / VI-51，pp.33～45，2001 年 6 月。
- 5) 今泉安雄，伊藤寛親，山岡崇男，向江淳一，白水晃生：第二東名高速道路上郷高架橋の設計と施工，橋梁と基礎 Vol.38, No.3, pp.5～12, (株)建設図書，2004 年 3 月。
- 6) 吉崎信之，小川克美：福岡高速 5 号線の開断面箱桁，橋梁と基礎 Vol.36, No.8, pp.95～98, (株)建設図書，2002 年 8 月。
- 7) 八部順一：我国における合成床版の開発・適用状況について，第 4 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.35～44, (社)土木学会鋼構造委員会，2001 年 8 月。
- 8) 大内博男，森 成顕，中山裕昭：名岐道路への RC 床版連続合成桁の適用，橋梁と基礎 Vol.37, No.6, pp.26～30, (株)建設図書，2003 年 6 月。
- 9) 本間淳史，長谷俊彦，榊原和成，中村和己，上原正，河西龍彦：長支間場所打ち PC 床版の設計と施工—第二東名高速道路薬科川橋—，橋梁と基礎 Vol.36 No.10, (株)建設図書，2002 年 10 月。
- 10) 寺田典生，本間淳史，河西龍彦，松井繁之：長支間場所打ち PC 床版の設計・施工マニュアル(上)—総則，設計編—，橋梁と基礎 Vol.36 No.11, pp.21～28, (株)建設図書，2002 年 11 月。
- 11) (社)日本橋梁建設協会，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：長支間場所打ち PC 床版施工試験報告書(長期)，2003 年 5 月。
- 12) 中藪明広，安川義行，稲葉尚文，橋 吉宏，秋山洋，佐々木保隆：PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法(上)—連続合成桁における中間支点部の設計—，橋梁と基礎 Vol.36 No.2, pp.27～35, (株)建設図書，2002 年 2 月。
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編[平成 8 年制定]，丸善(株)，1996 年 3 月。
- 14) 生駒 元，永山弘久，亀子 学，西岡浩一，河西龍彦：移動型枠施工における施工時を考慮した場所打ち PC 床版の橋軸方向の設計—第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋(上り線)—，第 4 回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2004 年 11 月(投稿中)。
- 15) (社)日本コンクリート工学協会：「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針-2003-」
- 16) 日本道路公団：道路構造物点検要領 (案)，2001 年 4 月。

第3編

ずれ止め

第1章 はじめに

1.1 ずれ止めの現状

近年の合理化、省力化による耐久性の高い構造物の性能要求に応えるために、鋼少数主桁と耐久性の高いPC床版を組み合わせた構造物の設計法の開発が数多く試みられている。このような、鋼・コンクリート複合構造および混合構造が注目される中、道路橋においても様々な形状で鋼とコンクリートとを接合する方法が要求され、それらの用途に合ったずれ止めの研究・開発が行われてきている。

わが国のずれ止め基準の歴史は、昭和34年に鋼道路橋の合成桁設計施工指針が制定されてから45年を経過しているが、ずれ止めの最大間隔の規定に着目すると、当時から見直しがなされていない。種々の合成構造が考案され、既存構造についても合成作用を期待した設計法の確立に関する新しい試みが行われている中で、ずれ止めの性能に関しては、新しい構造形式に対応できるような荷重と抵抗力の評価について未だ発展途上段階にあると考えられる。

合理的なずれ止めの設計法とするためには、スタッドの許容せん断力の見直しが重要である。わが国のずれ止めの規定は、欧州と比較して安全率が大きくとられていると考えられる。また、さまざまなずれ止め構造の強度についての実験結果が得られており、近年の連続合成桁構造に適用するにあたり、基準を見直す必要があると考えられる。

一方で、諸外国を始めとする限界状態に関する性能設計手法を参考に、土木学会においても、「鋼構造物設計指針PART B 合成構造物」（以下、PART B）や「複合構造物の性能照査指針（案）」（以下、性能照査指針案）にわが国に適用しやすい形での基準化が試みられている。また、実施工においても、これらを元に数多くの試みが行われており、近年におけるこれらの成果を調査して、現時点でのある程度のずれ止めに関する新しい設計法に見直すのにふさわしい時期に来ている。このような背景のもとに、本報告は特にPC床版を有する鋼2主桁連続合成橋のずれ止めに着目し、最近の研究ならびに実施工における成果を参考に、ずれ止めの設計法を見直すことを目的とした。

なお、最近の合成桁橋に用いられているずれ止めおよび波形鋼板ウェブPC橋の接合方法についても紹介する。

1.2 合成桁橋のずれ止め

わが国の合成桁橋のずれ止めは、主に頭つきスタッド（以下、スタッドという）が用いられている。スタッドは、1950年米国イリノイ大学のViestらの研究により、スタッドのずれ止めとしての信頼性が確認され、施工性・経済性に優れていることより、国内外で広く用いられている。スタッドは、合成桁橋だけでなく鋼とコンクリートを接合するずれ止めとして、土木・建築を問わず合成構造物に広く使用されている。

本報告では、近年における、スタッドの本数の選定ならびに寸法形状について、最近のPC床版を有する鋼2主桁連続合成橋に適用する際に見直すべき点を紹介する。

第2章 現状設計法の把握

2.1 検討事項のフローチャート

連続合成桁におけるずれ止めの規定について、ずれ止めの最大間隔に着目した場合、負曲げ領域や交番部の接合効果などについて未解明の部分が多い。近年、連続合成桁や複合構造が多用されるようになり、また少数主桁化によって水平せん断力を少ない主桁で負担する必要が生じ、多くのスタッドを密に配置した事例が多く見られるようになり、局所的な接合部の挙動についての解明やスタッド本数の少量化による合理化が求められるようになってきた。

本検討では、最大間隔の規定の緩和などについて、過去に規定されたずれ止めの設計法を調査し、最近の建設事例における設計法の動向や諸外国の基準を参考に、限界状態を明確にした設計法への見直しを試みることにした。

なお、この見直し設計法は合理化と、省力化に配慮して、採用されている連続合成桁形式であるPC床版を有する鋼2主桁橋を対象とした。そこで、検討事項のフローチャートは、出発点の課題であるずれ止めの最大間隔について、道路橋示方書の変遷を調査することとした。

次に、その道路橋示方書が参考にしたと考えられる諸外国の基準、ならびにわが国においても公団・公社が独自に取り入れている新しい設計法についても調査した。検討事項のフローチャートを図-2.1.1に示す。

なお、見直し設計法は、ずれ止めに作用する作用荷重、ずれ止めの耐荷力ならびに構造詳細についての見直しを行っている。さらに構造詳細の中でも、最大間隔、最小間隔、サイズ、配置について、現状の規定がそのまま適用されるのであれば、その理由を明確にし、見直した方がよいと思われる事項については、見直し事項についての理由を明記することとした。

また、文献1)における例題を用いて、提案設計指針に基づく設計例題を添付し、道路橋示方書で設計した場合と比較することとした。最後に提案設計指針案を条文化し、注意を要すると考えられる事項について考察を加えた。

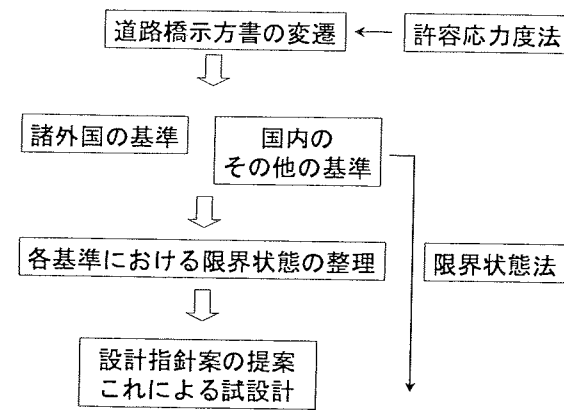


図-2.1.1 検討事項のフローチャート

2.2 道路橋示方書の基準の変遷

2.2.1 ずれ止めの種類と最大間隔

わが国の合成桁に用いるずれ止めの規定について、遡って調査を行った。ずれ止めの種類と最大間隔についての調査結果を図-2.2.1~8および表-2.2.1に示す。

わが国で最初にずれ止めが規定されたと考えられるのは昭和34年に制定された「鋼道路橋の合成桁設計施工指針²⁾」である。その後道路橋示方書としてまとめ直されて改訂を繰り返し、現在に至っている。

ずれ止めの最大間隔については、条文の記述に多少の変更があるものの、「鋼道路橋の合成桁設計施工指針²⁾」の記述から現在に至るまで見直しが行われておらず、その背景を明確にするには同指針まで遡る必要がある。

昭和34年当時のずれ止めに用いられるジベルの種類は、条文の記載から合成桁の基準化当初のずれ止めとして図-2.2.1に示す(a)ブロック型や(b)一部の欠けた円周型(欠円型)、また(c)みぞ型といったいわゆる剛ジベルが主に用いられていたようであり、柔ジベルとしては合成鉄筋と称して図-2.2.2のような構造が用いられていたようである。また図-2.2.3のこれらを組み合わせた併用タイプも用いられており、床版の浮き上がり防止のために併用タイプを使用することを推奨している。一方、スタッドについては図-2.2.4のその他のずれ止めの事例として紹介されるにとどまっている。

昭和48年に「道路橋示方書・同解説⁴⁾」として規定された頃にはスタッドが主に用いられるようになっていて、代表的なずれ止めの最初に挙げられるようになり(図-2.2.8)、平成2年の改訂からは道路橋ではほとんど剛ジベルが用いられないことから、ずれ止めとしてスタッドを標準とすることとなった。

一方でずれ止めの最大間隔は、昭和34年の「鋼道路橋の合成桁設計施工指針」制定時にドイツおよびアメリカ合衆国の基準(DINおよびAASHTO)を参考に定められたようである。しかし当時主に用いられていたジベルの種類から、最大間隔の規定は剛ジベルに対して定められたものを柔ジベルに対しても適用していたと考えられる。昭和40年の改訂後、昭和48年の改訂までにずれ止めの主流は剛ジベルからスタッドに移したようであり、最大間隔の規定はそのまま踏襲された。

ずれ止めの最大間隔の規定を緩和してもよいかどうかの検討を行う上で参考となる記述が昭和34年の「鋼道路橋の合成桁設計施工指針²⁾」にあり、「ジベルは前面積の小さいものを小間隔に配置するのがよい」とされている。

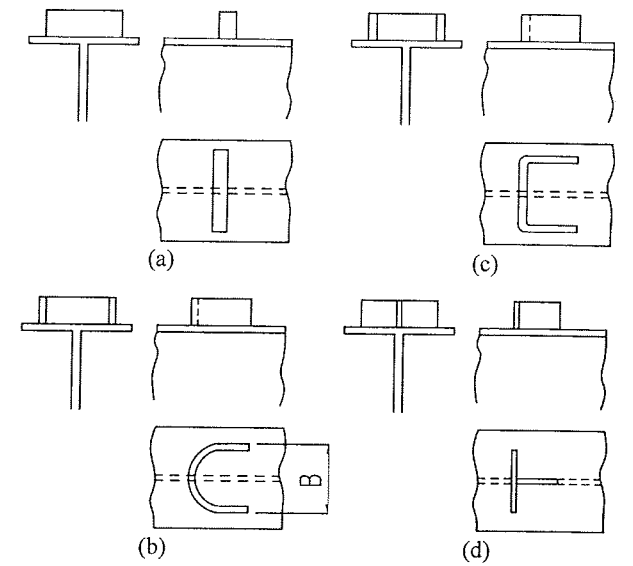


図-2.2.1 昭和34年当時の代表的なジベル²⁾

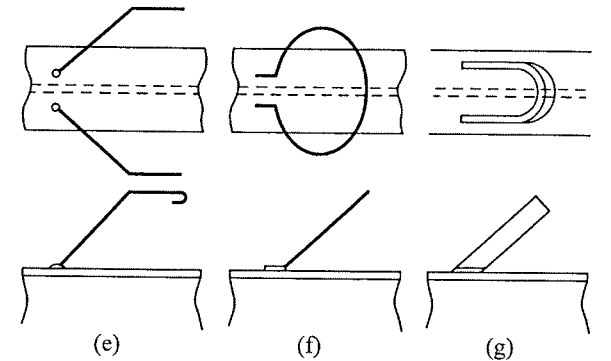


図-2.2.2 昭和34年当時の合成鉄筋例²⁾

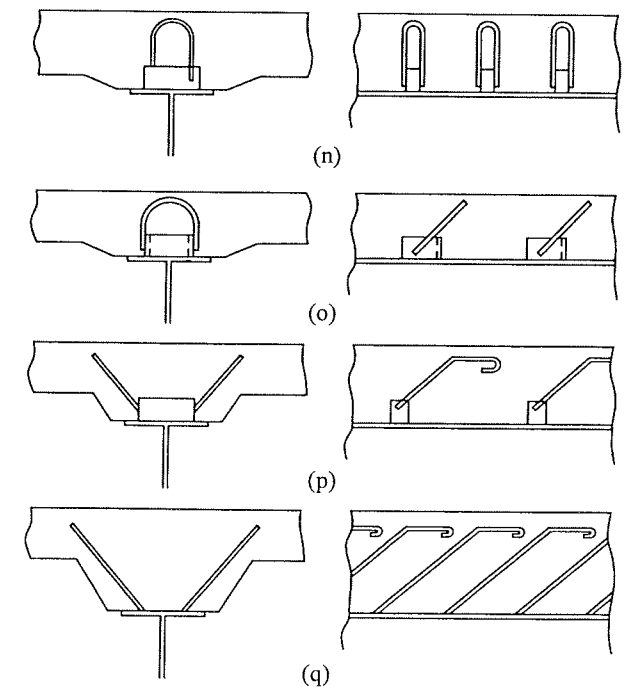


図-2.2.3 昭和34年当時のジベル合成鉄筋併用例²⁾

表-2.2.1 道路橋示方書における主なずれ止めとずれ止めの最大間隔についての記述

基準名	制定年月	主なずれ止め	ずれ止めの最大間隔	同解説文
鋼道路橋の合成桁設計施工指針 ²⁾	S34.8	ブロック型、みぞ型 および欠円型のジベル (スタッドは実例紹介のみ)	中心間隔 $\leq 3d^*$ (こえないのがよい)	DIN では床版の厚さの 2~3 倍, AASHO では 2ft. (約 60cm) と規定している。床版が最小厚の 16cm である場合には 48cm の最大間隔が許されることになるが, 床版厚が厚くなっても余り大きな間隔を用いないのがよい。
鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針 ³⁾	S40.7	ブロック型、みぞ型 および欠円型のジベル	中心間隔 $\leq \min(3d^*, 60\text{cm})$ (こえてはならない)	従来の経験および諸外国の規定を参照してこのように定めた。一般には, 床版の厚さの 2~2.5 倍が望ましい。
道路橋示方書・同解説 ^{4)~9)}	S48.2	スタッド、みぞ型 およびブロック型ジベル	最大間隔 $\leq \min(3d^*, 60\text{cm})$ (こえないものとする)	従来の経験および諸外国の規定を参照してこのように定めた。
	S55.2			
	H2.2	スタッドを標準とする		
	H6.2 H8.12			
H14.3	スタッドを用いる場合のみなし仕様のみ	最大間隔 $\leq \min(3d^*, 60\text{cm})$ (性能規定)	従来の経験および諸外国の規定を参照してこのように定めている。	

* 表中の最大間隔の規定における d は, コンクリート床版厚を示す。

2.2.3 その他の規定の変遷

床版のコンクリートと鋼桁のフランジとの間の付着力については, 一貫してこれを無視することとなっている。昭和 34 年および昭和 40 年の指針では, 「床版と鋼桁フランジの間には自然の付着力が存在するが, ずれ止めの断面や数量を減らす目的で, その付着力を計算して合成作用に加算するようなことはしてはいけない」とされている。昭和 48 年以降についてはこれらについての解説文は記されていない。

ずれ止めに及ぼす死荷重によるせん断力の計算について, 昭和 34 年および昭和 40 年の指針では, 合成桁の降伏時の合成作用を確保する目的で, 現在一般的に用いられている活荷重合成桁に対しても, 50%死活荷重合成桁と同じく死荷重の 50%以上の影響を考慮に入れることとなっている。

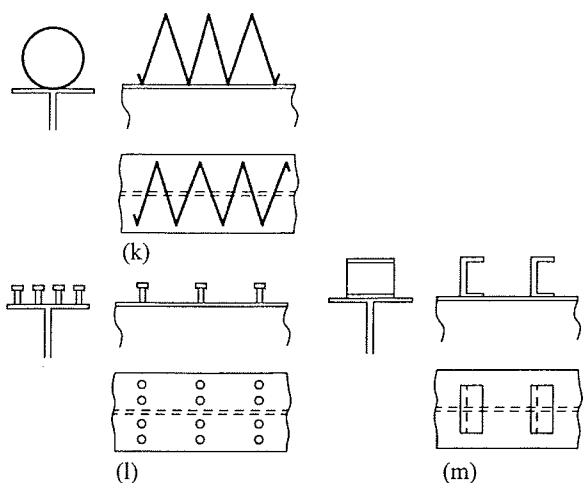


図-2.2.4 昭和 34 年当時のその他のずれ止めの実例²⁾

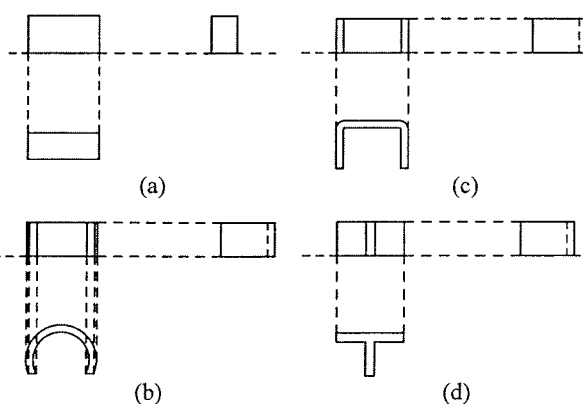


図-2.2.5 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針 (昭和 40 年)³⁾に例示されたずれ止めの種類 (ジベル)

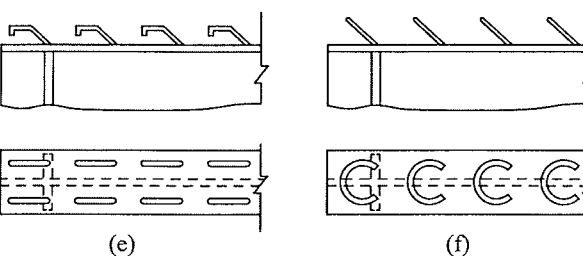


図-2.2.6 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針 (昭和 40 年)³⁾に例示されたずれ止めの種類 (合成鉄筋)

2.2.2 中間支点付近のずれ止めの規定

昭和 34 年の「鋼道路橋の合成桁設計施工指針²⁾」では連続桁に関する記述はなく, 昭和 40 年の指針以降に連続桁に関する記述がなされている。

設計に用いる設計せん断力の分布形状は, 昭和 34 年の指針から一貫して, 桁の両端部に主桁間隔または合計支間長の 1 割の区間に端支点上で最大となる三角形分布を仮定している。これは昭和 34 年当時に DIN1078 を参考に

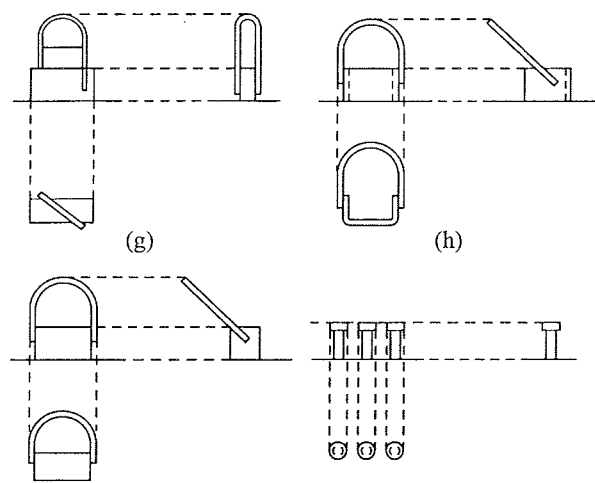
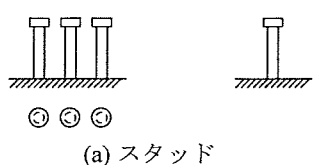
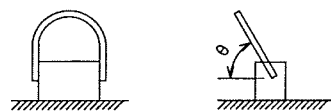


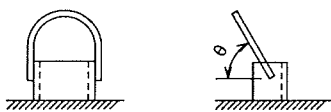
図-2.2.7 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針 (昭和 40 年)に例示されたずれ止めの種類 (併用)³⁾



(a) スタッド



(b) ブロックと輪形筋との併用



(c) みぞ形と輪形筋との併用

図-2.2.8 道路橋示方書 (昭和 48 年⁴⁾ および昭和 55 年⁹⁾)に例示されたずれ止めの種類

して曲線分布をモデル化したものである。

昭和 48 年の道示では, プレストレスしない連続合成桁の場合は, 設計上の煩雑さに配慮して, 安全側の設計となるプレストレスする連続合成桁と同様に, 着目点の曲げモーメントの符合にかかわらず版のコンクリートの断面を有効としてずれ止めの計算を行うものとされた。またそれ以降, この設計方法が踏襲されている。

2.3 わが国におけるその他の基準

現在、わが国における合成桁橋のずれ止めの設計基準は、道路橋示方書⁹⁾をはじめとし、各公団公社や各関係機関においても実験や研究成果等に基づいた設計基準類が規定されている。これらは、従来の鉄筋コンクリート床版を有する多主桁橋から、PC床版や合成床版を有する床版支間長が大きい少数主桁橋への構造形式の変化に対応することを背景としたものである。これらの文献調査を行った成果を表-2.3.1に示す。主な特徴をまとめると、以下のとおりである。

2.3.1 スタッドの耐荷力

わが国におけるスタッドの耐荷力は、道示の許容応力度設計法に基づく許容せん断力とPART B¹⁰⁾などの限界状態設計法に基づく水平せん断強度に大別できる。従来から道示による許容応力度設計法が広く用いられているが、近年では限界状態設計法が採用される場合も増えつつある。JH関西支社ではPART Bの限界状態設計法を採用している。また、限界状態設計法の基準としては、PART Bの他にも複合構造物の性能照査指針(案)¹¹⁾もある。以下にPART Bと性能照査指針(案)の限界状態設計法について紹介する。

【PART B】

- ・使用限界状態の照査:合成桁の使用限界状態の照査は、原則として、以下の項目に対して行う。
 - (1)引張応力を受ける床版コンクリートのひび割れ幅
 - (2)活荷重によるたわみ
 - (3)ずれ止めのずれ限界
 ずれ止めのずれ限界とは、表-2.3.1に示すとおり、せん断強度の半分としている。
- ・疲労限界状態:合成桁の疲労限界状態の照査は、必要に応じて、以下の項目に対して行う。
 - (1)鋼桁に対する曲げ引張疲労
 - (2)ずれ止めに対するせん断疲労
 - (3)コンクリート床版に対する押し抜きせん断疲労
- ・ずれ止めの最大間隔は、限界状態においても「コンクリート床版厚さの3倍とし、600mmを超えない」としている。

【性能照査指針(案)】

- ・照査方法:
 - (1)構造物の性能を照査するために必要な部材の耐力、変形などの力学的特性を算定する際に、ずれ止めの耐力や剛性などの性能を明らかにしなければならない。
 - (2)ずれ止めの要求性能は、適切な限界状態を設定することによって照査しなければならない。
 - (2)についてのずれ止めに対する要求性能としては、どの限界状態の場合でも、接合界面の伝達力が保持されているのを原則としており、ずれ止めの破断やコンクリートからの抜けだしは認めていない。しかし、接合界面の

相対的なずれの発生は、照査する性能によって許容している。

- ・参考資料では、ずれ止めの場合にはa)橋軸方向のせん断力、b)橋軸直角方向の水平せん断力、c)引抜き力、を考慮するものとしている。ここでのc)引抜き力は、主桁間隔が大きい少数主桁橋などの場合で、輪荷重による床版の回転変形による引抜き力などである。

2.3.2 設計荷重

橋軸方向の死荷重、活荷重、プレストレス、乾燥収縮・クリープ、温度などによる最大水平せん断力でずれ止めを設計することを基本としている。橋軸直角方向水平せん断力については、橋軸方向せん断力に比べて非常に小さいため考慮しないことがJH関西支社で明記されている。また、スタッド軸方向の引抜き力(上揚力)については、JH関西支社では橋軸直角方向曲げモーメントによる引抜き力を考慮しており、道示では大型遮音壁荷重やプレストレス、活荷重による引抜き力や圧縮力を必要に応じ検討することを解説文に記されている。

2.3.3 スタッドサイズと配置

- スタッド軸径については、各基準とも19mmと22mmを標準としているが、25mmや高ナットを用いたねじ式のカブラー形式の採用もある。
- スタッドの最大間隔については、JH関西で300mmと規定している以外は、道示の「コンクリート床版厚の3倍かつ、600mm以下」に準拠している。最小間隔については基本的に道示に従っており、JH関西支社ではスタッドの曲げ引抜き実験結果より、合理的なスタッド配置例を提案している。

以上のように、現在のずれ止めの設計基準としては、十分に確立されているとは言え、各関係機関で実験や解析などを行い、より合理的な設計手法を模索している。

表-2.3.1 ずれ止めに関する設計基準類の調査結果一覧表

項目	出典	ずれ止め	スタッドのせん断耐力	スタッドの最大間隔	スタッドの最小間隔
橋建	PC床版を有するプレストレスしない連続合成2主桁橋の設計例と解説	スタッド: φ19, φ22	道示II11.5.5 $Qa=9.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} (H/d \geq 5.5)$ $Qa=1.72 \cdot d \cdot H \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} (H/d < 5.5)$ Qa:スタッドの許容せん断力 (N/本) d:スタッドの軸径 (mm) H:スタッドの全高 (mm) σ_{ck} :設計基準強度 (N/mm ²)	道示II11.5.3 床版のコンクリート厚さの3倍かつ、600mm以下	道示II11.5.4 橋軸方向の最小中心間隔: 5d or 100mm 橋直方向の最小中心間隔: d+30mm d:スタッドの軸径 (mm) スタッド幹とフランジ縁との最小間隔 25mm.
日本道路公団(関西支社)	PC床版鋼連続合成2主桁橋の設計・施工マニュアル(案)	スタッド: φ19, φ22, φ25 高さは200mm程度を標準	鋼構造物設計指針PARTBを基準とした許容せん断力 $Qa=12.0 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}}$ Qa:スタッドの許容せん断力 (N/本) 鋼構造物設計指針PARTB $Qu=41.1 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} (H/d \geq 5.5)$ $Qu=7.59 \cdot d \cdot H \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} (H/d < 5.5)$ Qc=0.5Qu Qu:スタッドのせん断強度 (N/本) Qc:スタッドのずれ限界強度 (N/本) d:スタッドの軸径 (mm) H:スタッドの全高 (mm) σ_{ck} :設計基準強度 (N/mm ²)	300mm以下	橋軸方向の中心間隔 300mm以下 垂直補剛材近傍は、界面剥離防止として最低125mmピッチとする、 橋直方向の最小中心間隔: d+30mm d:スタッドの軸径 (mm) スタッド幹とフランジ縁との最小間隔 25mm. 界面剥離防止として腹板直上にスタッドを配置する。
日本道路公団(中部支社)	少数主桁橋設計・施工指針(案)	スタッド ネジ式のカブラー形式も可	道示II11.5.5 $Qa=9.4 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} (H/d \geq 5.5)$ $Qa=1.72 \cdot d \cdot H \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} (H/d < 5.5)$ Qa:スタッドの許容せん断力 (N/本) d:スタッドの軸径 (mm) H:スタッドの全高 (mm) σ_{ck} :設計基準強度 (N/mm ²)	道示II11.5.3 床版のコンクリート厚さの3倍かつ、600mm以下	橋軸方向の最小中心間隔: 5d or 100mm 橋直方向の最小中心間隔: d+30mm d:スタッドの軸径 (mm) スタッド幹とフランジ縁との最小間隔 25mm.
日本道路公団(静岡建設局)	長支間場所打ちPC床版の設計・施工マニュアル(案)	スタッド ネジ式のカブラー形式も可	同上	同上	横桁位置の垂直補剛材から125mm以上離してスタッドを配置する(支点付近などで密になる場合には62.5mm以上)。 橋直方向の最小中心間隔: d+30mm d:スタッドの軸径 (mm) スタッド幹とフランジ縁との最小間隔 25mm.
名古屋高速道路公社	鋼構造物設計要領(案)	スタッド: φ19, φ22 ネジ式のカブラー形式は基本的に使用しない	同上	同上	橋軸方向の最小中心間隔: 5d or 100mm 橋直方向の最小中心間隔: d+30mm d:スタッドの軸径 (mm) スタッド幹とフランジ縁との最小間隔 25mm.
福岡北九州高速道路公社	福岡高速5号線開断面箱桁橋の設計・施工の手引き(案)	スタッド	同上	同上	同上

2.4 諸外国の基準

本節では、諸外国の基準についてスタッドに関する事項を紹介する。

2.4.1 EUROCODE4 の基準 (欧州の基準)¹²⁾

EUROCODE4 (以下、EC4) PART2において、ずれ止め間隔の照査は次のように規定されている。

(1) ずれ止めの設計耐力

「使用限界状態の照査では、縦方向設計せん断抵抗力が $0.6P_{Rk}$ で与えられる場合、単位長さ当たりにおいては縦方向設計せん断力が設計せん断抵抗力の 1.1 倍を超えなければ、ずれ止めの寸法および配置間隔を一定にしてよい。ただし縦方向設計せん断力の合計は、 $0.6P_{Rk}N$ を超えてはならない。ここに P_{Rk} はずれ止めの特性抵抗力であり、また N は検討区間に配置されているずれ止めの数である。

疲労を除く終局限界状態の照査では、使用限界状態の照査における $0.6P_{Rk}$ の代わりに P_{Rd} を用いてよい。」

スタッドの使用限界状態における特性設計抵抗力 P_{Rk} は式 (2.4.3) において h/d の値にかかわらず $\alpha = 1$ とした式で、

$$P_{Rk} = 0.29d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \quad (2.4.1)$$

スタッドの終局限界状態における設計せん断抵抗力 P_{Rd} は、次の 2 式のうち小さい方を用いる。

$$P_{Rd} = 0.8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v \quad (2.4.2)$$

$$P_{Rd} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \quad (2.4.3)$$

ここで、

d : スタッドの軸の直径、 h : スタッドの全高
 f_u : 500N/mm^2 を上限としたスタッドの材料に応じた終局引張強度
 f_{ck} : 材齢を考慮したコンクリートの設計基準強度

E_{cm} : コンクリートの割線弾性係数の公称値

α : $3 \leq h/d \leq 4$ のとき $\alpha = 0.2[(h/d)+1]$
 $h/d > 4$ のとき $\alpha = 1$

γ_v : 部分安全係数で、疲労を除く終局限界状態に対して 1.25 がとられる

終局限界状態の照査では軸引張強度の 0.8 倍を超えないものとしている。

(2) ずれ止め間隔

「次の条件を満たす場合、固い床版中でずれ止めが拘束されることにより、それ以外の場合では低いクラスに属するであろう鋼圧縮フランジを、クラス 2 に属すると仮定できる：

－圧縮方向のずれ止め中心間隔（ピッチ）が $25 \cdot t \sqrt{235/f_y}$ を超えない、

－圧縮フランジ縁と最も近いずれ止めの列との距離が 100mm 以下で、かつ $9 \cdot t \sqrt{235/f_y}$ を超えない、

－合成板において圧縮方向に対して垂直方向のずれ止めの中心間隔（ゲージ）が $40 \cdot t \sqrt{235/f_y}$ を超えない。

ここに、 t はフランジ厚であり、 f_y は N/mm^2 単位でのフランジの公称降伏応力度である。

ずれ止めの縦方向最大中心間隔は床版総厚の 4 倍以下かつ 800 mm 以下とする。」

これらの規定を理解するため、圧縮方向のずれ止め中心間隔が $25 \cdot t \sqrt{235/f_y}$ を超えない場合を仮定して、フランジ厚 $t(\text{mm})$ を一定にし、降伏応力度 f_y (MPa) を変化させたグラフを図 2.4.1 に示す。

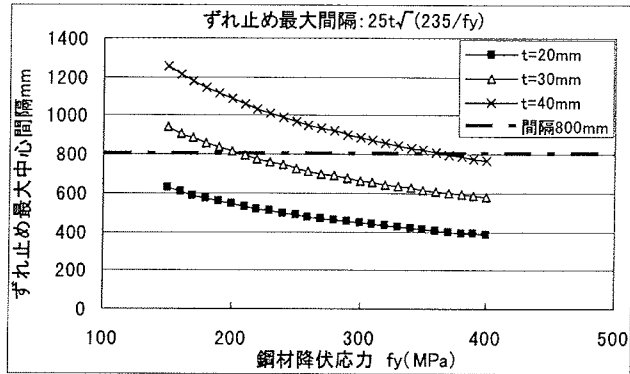


図 2.4.1 フランジ厚 t を 20, 30, 40mm の場合の鋼材降伏応力と縦方向のずれ止め最大中心間隔の関係

わが国の鋼 2 主桁橋の PC 床版を想定すると、床版厚の 4 倍は 800mm をほとんど下回らない。また上フランジ厚は 20mm~70mm 程度が一般的である。板厚が厚くなると、ずれ止め中心間隔を広くとることができることとなるが、板厚が $t = 40$ mm 以上になると式の値が 800 mm を超え、800mm で頭打ちとなる。上フランジ厚の関数として定義されているのは、上フランジの板曲げとの関係であろうか。継続して EC4 の考え方の調査が必要である。

EC4 を始めとして、諸外国のずれ止めの最大中心間隔は現在 600 mm~800 mm である。いずれも、全床版厚の 4 倍、2.5 倍の記述があるように床版厚をずれ止めの最大間隔の目安にしている。道路橋示方書の基準 600 mm は、昭和 30 年代初頭の剛なジベルに対する諸外国の規定を参考にしており、そのままスタッドに適用している。諸外国においても同様に剛なジベルから柔なジベルへの変化が生じていると考えられるにもかかわらず、わが国と同程度の最大間隔を適用する基準となっていることから、

これらの基準の背景を調査し、わが国の基準の拠り所を明確にすることが重要であると考えられる。

(3) 浮き上がり防止に関する事項

「コンクリート版の浮き上がり防止のためにずれ止めは、鋼フランジ面に垂直な方向の公称終局引張力に抵抗するような設計とする。その値は、少なくともずれ止めの設計終局せん断耐力の 0.1 倍とする。」

(4) 付着の考慮

「*基準 4.8 節と附則 K を除いて、鋼とコンクリート間の付着はせん断結合として期待しないものとする。」

「ずれ止めの剛性は、部材の変形と縦方向応力による鋼とコンクリート境界面の縦方向すべり***の影響は無視するものとする。」

*基準 4.8 節には、プレストレスの緊張材とコンクリートの付着、鉄筋とコンクリートの付着について規定している。鋼板とコンクリートの付着は期待しない考えである。

***付着はないが、すべて（ずれて）いない仮定と考える。

(5) グループ配列

「また、頭付きスタッドはグループ配置してもよい。ずれ止め群の間隔は以下のことに十分考慮して設計する。」

- －縦方向せん断力の不等流
 - －床版と鋼部材の間のすべりと鉛直分離の危険性
 - －鋼フランジの座屈
 - －基準 6.4.2(3) (後述) に従わずにグループ内に配置したことによるずれ止め群の耐力低下
 - －ずれ止めからの集中荷重に対する床版の局部耐力
- 注記：合成版のずれ止めに対する追加詳細規定が***7.7.4 で示されている。」

***7.7.4 は(6)に示す波形ウェブの規定のこと。

基準 6.4.2(3), (4)スタッドジベルは以下による。基準 6.4.2(3)せん断力方向のスタッド中心間隔は $5d$ 以上とする。せん断力に直交する横断する方向の間隔は、鋼フランジ面に対して 30° 以上の傾斜が付けられたハンチ内側では $4d$ 以上、それ以外では $2.5d$ 以上とする。

基準 6.4.2(4)スタッドを直接鋼ウェブに取り付ける場合を除いて、溶接スタッドの直径はフランジ板厚あるいは溶接される板の厚さの 2.5 倍以下とする。引張および疲労荷重で決定される要素に対して、この比率は 1.5 以下とし、また、ずれ止めとしてのスタッドの疲労耐力を確立するための試験データが与えられていなければ、ウェブ上のスタッドに対してもこの比率を適用する。

(6) 波形ウェブ

「疲労に対する抵抗と使用限界状態に対する要求条件は、局所的な影響と同時に、全体的な影響のために照査されなければならない。軸方向及び軸直角方向ともに、荷重伝達を期待するずれ止めに対しては、軸方向、軸直

角方向に作用する力の合力で照査する。」

「鋼板を補強筋として使用することを確保するために、直交 2 方向に配置したずれ止めの間隔が、床版厚さの 3 倍を超えないようにしなければならない。」

他にも詳細な規定があるが省略する。

2.4.2 AASHTO の基準 (米国の基準)¹³⁾

基準 1.7.65 ずれ止め

「単純桁および連続桁において正の曲げモーメントの範囲では、コンクリートと鋼桁間に生じる水平せん断力は、ずれ止めによって受け持たせなければならない。

負の曲げモーメントの範囲については、床版の鉄筋を合成断面の一部と見なす場合は、ずれ止めを設けなければならないが、床版鉄筋を断面の一部と見なさない場合は、ずれ止めを設けないものとする。

ただし、この場合も基準 1.7.4.8 (E) (1)(c) (後述) に規定されている死荷重の変曲点付近には、ずれ止めを追加して設けなければならない。

ずれ止めの最大間隔は、24 インチ (0.610m) を超えないものとする。ただし、連続桁の中間支点上のように、引張フランジの応力度の大きな位置にずれ止めを設けるのをさけるため、これより大きな間隔で使用する場合は、この限りでない。」

基準 1.7.4.8 (E) (1)(c) は以下による。

「床版の応力を分布させるための追加のずれ止め」に関する規定で、負の曲げモーメントに対してコンクリートの鉄筋を断面に換算しない場合、反曲点に必要なずれ止めの数は次式で計算しなければならない。

$$N_c = Ar^s fr / Zr \quad (2.4.4)$$

N_c : 各々の梁の反曲点（負曲げモーメント領域）に追加すべきずれ止めの数

Ar^s : 中間支点上の床版橋軸方向鉄筋の全断面積

fr : 中間支点上の衝撃を含む活荷重による変動応力（近似的に fr は 10000psi (68947MPa) としてもよい）

Zr : 個々のずれ止めの水平せん断力の許容応力 (N/mm²)

追加のずれ止め数の N_c は、床版の有効幅の 1/3 以内の範囲で、中間支点上の死荷重時負曲げ最小点の近くに配置しなければならない。その点の両側かあるいは、その中心に設ける。

床版の打ち継ぎ目には、ずれ止めの位置をさけて設けなければならない。」

他にも AASHTO では、ずれ止めと橋軸方向の鉄筋の断面との関係に着目した式を提案している。

最大間隔については、規定を超えるものについても条

件を設けることによって設定できる。

他にもずれ止めの数は、終局限界状態にて数を決定し、疲労限界状態にて照査をすることとしている。

2.5 設計事例の調査

わが国における連続合成桁橋としての設計事例について調査し、そのずれ止めの設計方法について調べた。その一例を表-2.5.1に示す。その主な特徴をまとめると以下のとおりである。

①スタッド本数の決定理由

いずれの設計例もスタッド本数は、橋軸方向の最大水平せん断力で決定しており、スタッドのせん断耐力は道示の許容せん断耐力を用いている。開断面箱桁橋では、構造特有のねじりによる水平せん断力を橋軸方向せん断力と足し合わせてスタッド本数を決定している。

②橋軸方向せん断力の計算

橋軸方向せん断力の算定では、死荷重、活荷重、乾燥収縮、温度荷重を考慮しており、クリープの影響やジャッキアップダウンなどによる橋軸方向プレストレスの影響によってスタッド本数が決定された設計事例は見あたらなかった。

③橋軸直角方向せん断力の計算

橋軸直角方向のせん断力は、道示に規定していないため、計算している事例は少ない。地震、風荷重によるスタッドの計算(照査)をしている事例もあるが、橋軸方向せん断力に対してせん断力がかなり小さいため、スタッド本数の決定根拠にはなっていない。

④上揚力の計算

上揚力については、橋軸直角方向の曲げモーメント(偶力)によって生じるスタッド軸方向の引抜き力(上揚力)に対して照査している。図-2.5.1(a)は、床版コンクリートに発生するせん断力を照査しており、図-2.5.1(b)は、スタッド自体の軸方向引張応力度を照査している。いずれの計算もスタッド本数の決定根拠にはなっていないが、スタッドの橋軸直角方向配置やフランジ幅、スタッドの橋軸方向間隔などが大きく影響すると考える。

⑤スタッド配置

橋軸方向のスタッド間隔は、桁端部や中間支点上などせん断力が卓越する範囲については100mm程度とほぼ最小間隔の配置となっているが、支間中央付近のせん断力が比較的小さいと思われる範囲については300mm程度以下としている事例が多い。JH関西支社では橋軸方向の最大間隔300mm以下としているためであるが、それ以外の事例は道示に準拠して最大間隔600mm程度まで広げることが可能と考えられる。

⑥スタッドサイズ

スタッド径は22φを使用しているものがほとんどで、M24の高強度スタッドを使用している事例もあった。これは、桁端部や中間支点上のせん断力が卓越する範囲で、スタッドの配置が密になりすぎるため、1本当たりのせん断耐力の大きいものを採用したと考えられる。また、スタッド高さについては、床版厚やハンチ高さに影響するが、高さ200mmのものがほとんどであった。

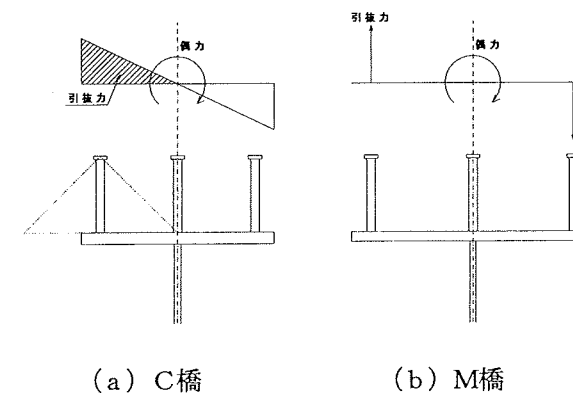


図-2.5.1 スタッドの引抜き照査

表-2.5.1 ずれ止めの設計事例の調査結果

	JH (C橋)	福北 (501 橋)	JH (M橋)	JH (W橋)	
主構造	2主鋼桁橋	開断面箱桁橋	2主鋼桁橋	2主鋼桁橋	
床版形式	PC床版	合成床版	PC床版	PC床版	
床版支間	5.7m	5.8m	6.0m	11.0m	
床版厚	32cm	26cm	32cm	36cm	
スタッド	d22 x 200	d22 x 150	d22 x 200	M24 x 275 (ネジ+カプラー)	
許容せん断力	道示	道示	PARTB	道示	
設計荷重	橋軸	死・活荷重 乾燥収縮 温度差	死・活荷重 乾燥収縮 温度差	死・活荷重 乾燥収縮 温度差	
	橋直	風, 地震	死・活荷重による ねじれ水平力 ^{※1}	風, 地震	
	上揚力	死・活荷重	—	引抜力は横方向荷重 (風・地震・T活荷重)	
橋軸	最大間隔	30cm <3x32=96cm	37.5cm <60cm	30cm <3x32=96cm	50cm
	最小間隔	10cm	12.5cm	11cm	11cm
橋直	最大間隔	20cm	6.5cm	52cm	28cm
	最小間隔	5cm	13cm	13cm	14cm
最小純縁端距離	3.9cm	11.9cm	3.9cm	5cm	
スタッド配置	ワング幅	50cm	70cm	62cm	85cm
	橋直本数	2本 (=5+40+5) 3本 (=5+2@20+5)	4本 (=15+11+18+11+15) 6本 (=13+2@6.5+18+2@6.5+13)	2本 (=5+52+5) 3本 (=5+3@173.3+5) 4本 (5+2@13+26+5)	5本 (=5+4@187.5+5) 5本 (=5+187.5+282.5+14@2+5)
	橋軸ピッチ	10cm 20cm 30cm	12.5cm 18.75cm 37.5cm	12.5cm 25cm 27cm	11cm 25cm 37.5cm 50cm

※1: 橋軸方向せん断力と足し合わせ考慮

2.6 合成桁の鋼とコンクリートの温度差および乾燥収縮の設計に関する一考察

合成桁のずれ止めの設計において、後死荷重に対しては完全合成として計算されるが、温度差および乾燥収縮による水平せん断力は、道示II-11.5.2⁹⁾より桁端部に三角形分布に作用するものとして計算される。これは、コンクリート床版と鋼桁との温度差およびコンクリート床版の乾燥収縮によって発生する弾性合成桁の水平方向せん断力の分布を仮定したものである。しかし連続合成桁では単純合成桁のように桁端部の水平せん断力だけではなく、温度差および乾燥収縮によって生じる不静定力により、桁全体的に水平せん断力が発生する。これらの取り扱いについて、温度差を例として、弾性合成桁の理論¹⁴⁾を適用した検討と設計方法について述べる。

2.6.1 単純合成桁の水平せん断力分布

弾性合成の理論を用いて、温度差による鋼桁とコンクリート床版との間に生じる水平せん断力 T は次式で与えられる¹⁴⁾。

$$T = N_0 \left[\frac{\omega \sinh \omega(l/2 - x)}{\cosh \omega l/2} \right] \quad (2.6.1)$$

ここに、

$$N_0 = \alpha_t \Delta T E_b F_b \frac{a_b I_{st} + I_b/n}{I_i}$$

$$\omega^2 = \frac{anI_i}{a_b E_b F_b (I_b + nI_{st})} C$$

- α_t : 線膨張係数 (1/°C)
- ΔT : 温度差 (°C)
- I : 断面2次モーメント (mm⁴)
- E : ヤング係数 (N/mm²)
- n : 鋼とコンクリートのヤング係数比
- F : 断面積 (m²)
- C : 弾性結合のバネ定数 (N/mm²)
- a, a_b, I は図-2.6.1に示される値である。
- b, st, i はそれぞれコンクリート床版, 鋼桁, 合成桁を示している。

式(2.6.1)の単純合成桁の水平せん断力分布を図-2.6.2に模式的に示す。式(2.6.1)は ω の値によって、図-2.6.3に示された分布となる。 ω の値が小さくなれば、桁端部に発生する水平せん断力は小さく、桁全体にわたって水平せん断力が発生する。しかし、 ω の値が大きくなれば、桁端部に発生する水平せん断力の値も大きくなり、その影響は桁端部に集中する。このように、ずれ止め作用する水平せん断力は、バネ定数 C の影響を大きく受ける。しかし、スタッドの配置が一定間隔でないためバネ定数 C の設定が困難である。したがって単純合成

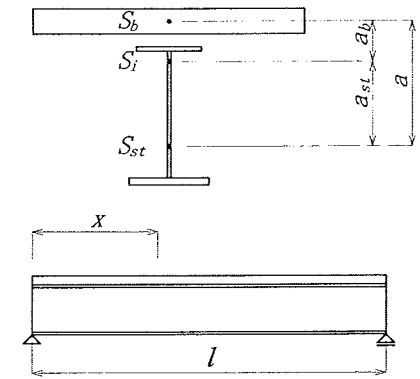


図-2.6.1 単純合成桁の緒元

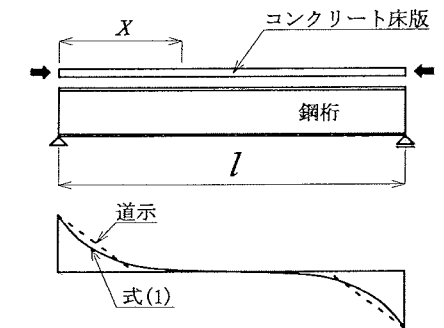


図-2.6.2 単純合成桁の水平せん断力分布の模式図

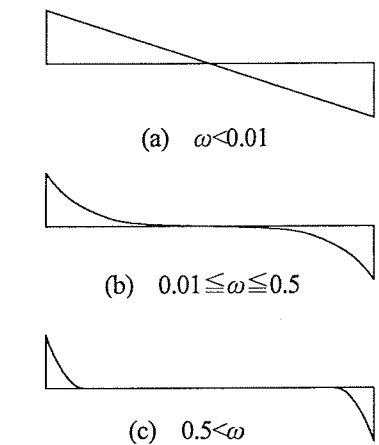


図-2.6.3 水平せん断力の分布

桁においては、道示II-11.5.2⁹⁾により定義されている分布形状を仮定するのがよい。

2.6.2 2径間連続合成桁の水平せん断力分布

2径間連続合成桁のコンクリート床版と鋼桁の温度差によって発生する橋軸方向軸力は、図-2.6.4に示す不静定力 P を発生させる。したがって2径間連続桁においてコンクリート床版と鋼桁との間に生じる水平せん断力の分布は次式で与えられる。

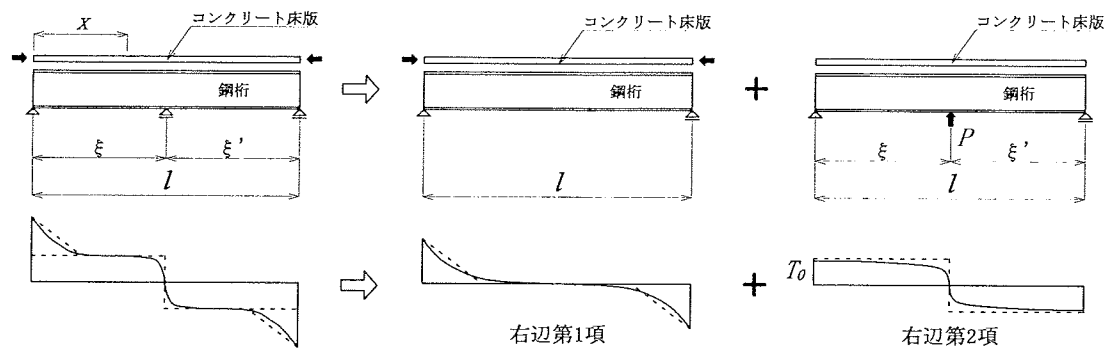


図-2.6.4 2径間連続合成桁の水平せん断力の分布

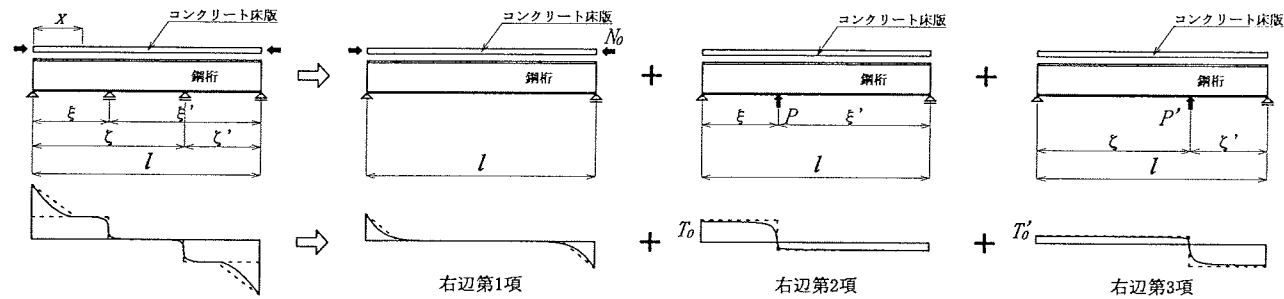


図-2.6.5 3径間連続合成桁の水平せん断力の分布

$$T = N_0 \left[\frac{\omega \sinh \omega(l/2 - x)}{\cosh \omega l/2} \right] + T_0 \left[1 - \frac{l \sinh \omega \xi'}{\xi' \sinh \omega l} \cosh \omega x \right] \quad (x \leq \xi) \quad (2.6.2)$$

ここに、

$$T_0 = \frac{F_{st} a_{st}}{I_i} Q$$

Q : 不静定力 P によって発生する x 位置のせん断力 (N)
式(2.6.2)の右辺第2項は、不静定力によって発生する水平せん断力を示す。この式は、厳密解であり設計に用いるには非常に煩雑である。したがって、図-2.6.4に点線で示しているように、2径間連続合成桁のずれ止めの設計では、式(2.6.2)の右辺第1項を道示Ⅱ-11.5.2⁹⁾により計算し、右辺第2項は T_0 のみを考慮する。

2.6.3 3径間連続合成桁の水平せん断力分布

3径間連続合成桁の温度差による水平せん断力分布を考える。図-2.6.5に示される不静定力 P, P' が作用する。2径間連続合成桁の場合と同様に、コンクリート床版と鋼桁との間に生じる水平せん断力の分布は次式で与えられる。

$$T = N_0 \left[\frac{\omega \sinh \omega(l/2 - x)}{\cosh \omega l/2} \right] + T_0 \left[1 - \frac{l \sinh \omega \xi'}{\xi' \sinh \omega l} \cosh \omega x \right] + T_0' \left[1 - \frac{l \sinh \omega \zeta'}{\zeta' \sinh \omega l} \cosh \omega x \right] \quad (x \leq \xi < \zeta) \quad (2.6.3)$$

ここに、

$$T_0 = \frac{F_{st} a_{st}}{I_i} Q, \quad T_0' = \frac{F_{st} a_{st}}{I_i} Q'$$

Q, Q' : それぞれ、不静定力 P, P' によって発生する x 位置のせん断力 (N)

式(2.6.3)は、厳密解であり設計に用いるには非常に煩雑である。2径間連続合成桁の場合と同様に、3径間連続合成桁のずれ止めの設計でも、式(2.6.3)の右辺第1項を道示Ⅱ-11.5.2⁹⁾により計算し、右辺第2, 3項はそれぞれ T_0, T_0' のみを考慮する。

2.6.4 限界状態設計法への適用

近年、連続合成桁が多数建設されているが、温度差および乾燥収縮によって発生する不静定力による水平せん断力を考慮した設計は行われていない。現状では、これらの考慮されていない水平せん断力は安全率の中で許容されていると考えられる。しかし、ずれ止めの限界状態設計を行う際には、不静定力がもたらす水平せん断力の影響も考慮に入れなければならないであろう。

2.7 ずれ止めの設計において考慮する限界状態

ずれ止めはコンクリート床版と鋼桁を結合させることによって主桁剛性を確保している重要な要素である。主桁剛性は橋梁全体系の挙動を決定付けるものであるため、ずれ止めの設計に用いる限界状態は橋梁全体系の限界状態を制御する重要な要素であることを意識する必要がある。

橋梁の使用限界状態と終局限界状態は、道路橋示方書V耐震設計編において耐震性能の分類と対比して供用や復旧を想定して整理されている。原状復旧の補修が困難なずれ止めの特性を考慮してこれらに照らし合わせると、ずれ止めの設計において考慮する限界状態は次のように定義するのが、現在、妥当であると考えられる。

① B種の橋

使用限界状態：界面でのずれや分離を認めるが、材料は弾性挙動を示す(弾性接合)

終局限界状態：界面でのずれや分離を認めるが、材料は弾性挙動を示す(弾性接合)

② A種の橋

使用限界状態：界面でのずれや分離を認めるが、材料は弾性挙動を示す(弾性接合)

終局限界状態：材料の降伏と大きな塑性変形を認めるが、ずれ止めの破断や抜け出し、コンクリートの大規模な破断は認めない(変形の大きい弾塑性接合)

表-2.7.1 橋の重要度の区分¹⁵⁾

橋の重要度の区分	対象となる橋
A種の橋	下記以外の橋
B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> 高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋

この判断に至るずれ止めの限界状態の分類や考え方を以下に示す。

2.7.1 ずれ止めの照査ランク

ずれ止めの設計に用いる要求性能ランクを、その破断レベルを整理することによって分類する。文献「複合構造物の性能照査指針(案)¹¹⁾(以下、性能照査指針案)」より引用した塑性を含めた設計状態を元に整理する。

(1) 複合構造物の性能照査指針(案)

性能照査指針案では、ずれ止めの照査について次のように分類している。

①材料接合界面の合成則(一体化の度合い)による分類
レベルⅠ：使用限界状態において、材料接合界面でのずれや分離を原則として認めない。(剛接合)

レベルⅡ：使用限界状態において、材料接合界面でのずれや分離を許容するが、ずれ止めおよび周辺コンクリートは弾性範囲内で使用する。(弾性接合)

レベルⅢ：使用限界状態において、材料接合界面でのずれや分離を許容し、ずれ止めの局所的な降伏を許容するが、ずれ止めの破断やコンクリートからの抜出しを認めない。(弾塑性接合)

②材料接合界面の破断に対する安全性(余裕度)による分類

ランクA：構造体の終局限界状態において、全てのずれ止めは弾性範囲内にある。(弾性内仕様)

ランクB：構造体の終局限界状態において、ずれ止めには局所的な降伏を許容するが、設計終局耐力を超えない。(降伏可仕様)

ランクC：構造体の終局限界状態において、ずれ止めの変形が大きく、平面保持仮定が乱されるが、ずれ止めの破断やコンクリートからの抜出しは認めない。(全強仕様)

これらを、表にして以下にまとめ、「ずれ止めの照査ランク」と称する。

表-2.7.2 ずれ止めの照査ランク¹¹⁾

	ランクA (弾性内) $S < S_y$	ランクB (降伏可) $S_y \leq S < S_u$	ランクC (全強)
レベルⅠ (ずれ無し)	I-A	I-B	I-C
レベルⅡ (弾性ずれ)	II-A	II-B	II-C
レベルⅢ (弾塑性ずれ)	—	III-B	III-C

注) S : ずれ止めに作用する断面力, S_y : ずれ止めの降伏耐力, S_u : ずれ止めの終局耐力

ずれ止めの照査ランクを合成桁の設計に当てはめると、例えば従来の完全合成はりでは、全体解析上の主桁の剛性は、境界面のずれを認めず弾性範囲内の耐力に規定しており、分類はI-Aと考えられる。また、PART Bの終局限界状態の安全照査では一般的な補修の容易な部材の照査ランクはIII-Cであり、参考にした諸外国の基準の

EUROCODE4やAASHTOも一般的な補修の容易な部材についてはこれらの分類に属すると考えられる。非合成桁におけるスラブアンカーは、Ⅱ-A、Ⅱ-Bに属すると性能照査指針案に記されている。

(2) ずれ止めの接合状態の分類

性能照査指針案では、ずれ止めの状態は上記のように「使用限界状態における材料接合界面の合成則による分類」のレベルⅠ～Ⅲの3段階、また「終局限界状態における材料接合界面の破壊に対する安全性による分類」のランクA～Cの3段階に分けられている。しかし、これをコンクリートと鋼材の界面付近の接合状態に着目して整理すると、次の5段階に分けることができる。ここでは接合状態Ⅰ～Ⅴと呼ぶことにする。

- 接合状態Ⅰ：剛接合（鋼桁とコンクリート床版の界面でのずれや分離を認めない、局所的な挙動も含めて、力学的特性が弾性域を超えない限界の状態。合成則レベルⅠ）
- 接合状態Ⅱ：弾性接合（界面でのずれや分離を認めるが、材料は弾性挙動を示す。橋梁全体系の挙動において、力学的特性が弾性域を超えない限界の状態。合成則レベルⅡおよび安全性ランクA）
- 接合状態Ⅲ：変形の小さい弾塑性接合（材料の降伏即ち塑性変形を認めるが、その変形は小さく除荷すれば元と同等の耐荷力を有する。安全性ランクB）
- 接合状態Ⅳ：変形の大きい弾塑性接合（材料の降伏と大きな塑性変形を認めるが、ずれ止めの破断や抜け出し、コンクリートの大規模な破壊は認めない。合成則レベルⅢおよび安全性ランクC）
- 接合状態Ⅴ：破壊（ずれ止めの破断や抜け出し、コンクリートの大規模な破壊が生じた状態。）

これらを整理するに当たって、性能照査指針案の終局限界状態のランクBおよびCの定義について、分類の要点を少し明確にする必要があると考えられる。分類の内容から、ランクBとランクCでは耐力レベルや応力度レベルでは同じ定義としてよく、変形のレベルが違うところに着目していると考えられる。これらを明確にした表記例は次のとおり。

ランクB：構造体の終局限界状態においてずれ止めに降伏を許容するが、除荷した後は平面保持仮定を満足して使用限界状態における必要耐力を有し、残留変形は供用に耐え得る範囲にとどまる。

ランクC：構造体の終局限界状態においてずれ止めに降伏を許容し、大きな残留変形や平面保持仮定を満足しない状態を許容するが、ずれ止めの

破断や抜け出しなどによる落橋にいたる耐力低下を認めない。

2.7.2 ずれ止めの限界状態と橋梁全体の限界状態

橋梁などの構造物には、LCCを最少にして、安全快適に、かつ長期間にわたって供用できることが求められる。しかし次に挙げるようなこれらを脅かす状態が生じ、これらに対して限界状態を想定して構造物の設計が行われる。

- ① 天災による損傷（地震や暴風など）
- ② 耐荷力の経時劣化（材料劣化や疲労など）
- ③ 低いレベルの設計基準（荷重や材料強度、部材強度などのばらつきに対する低い安全率の設定や荷重の過小評価など）
- ④ 人為的な損傷（過積載や桁下火災、爆破など）

それでは①～④の劣化損傷に対してどの程度の損傷時の人的被害や補修復旧を許してよいのであろうか。

- ① 現行道示¹⁵⁾の考え方（表-2.7.3.4）では、終局限界状態において落橋させないことによって人的被害を防ぐことを基本としている。使用限界状態を想定したレベル1地震動に対してそのまま健全に利用できることを要求し、その後の復旧に配慮した終局限界状態を想定したレベル2地震動に対しては、重要路線について荷重や速度の制限をすれば避難路や物資輸送路に利用できる状態や、損傷直後は利用できないが早期に復旧が可能な状態であるものとし、その他の路線については天災後に時間をかけて復旧や架け替えができる状態を要求している。
- ② 劣化度が把握でき、人的被害が生じる前に容易に補修補強が可能であればこの種の損傷は許容する。この場合、メンテナンスフリーにするための初期コストをかけた場合と比較し、LCCを元に判断することとなる。
- ③ 低い安全率や荷重の過小評価などによって構造物の損傷や人的被害が生じることは基本的に許されない。
- ④ これらによる損傷は表向き無視する。しかしある程度の想定は必要であると考えられるので、安全率の確保による配慮や、コスト増にならない範囲での冗長性を確保することが望ましい。

ずれ止めの部分が上記接合状態Ⅰ～Ⅴのどの状態であれば、橋梁全体の機能が必要なレベルとなるのかに着目しなければならない。補修のきく部材についての一般論と、原状復旧が床版打ち替え以外には困難と考えられるずれ止めの場合とでは事情が異なることがポイントとなる。

表-2.7.3 耐震性能の観点¹⁵⁾

橋の耐震性能	耐震性能1：地震によって橋としての健全性を損なわない性能	耐震性能2：地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに実行可能な性能	耐震性能3：地震による損傷が橋として致命的とならない性能
耐震設計上の安全性	落橋に対する安全性を確保する	落橋に対する安全性を確保する	落橋に対する安全性を確保する
耐震設計上の供用性	地震前と同じ橋としての機能を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	——
耐震設計上の修復性	短期的修復性	機能回復のための修復を必要としない	機能回復のための修復が応急修復で対応できる
	長期的修復性	軽微な修復でよい	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である

表-2.7.4 設計地震動と目標とする橋の耐震性能¹⁵⁾

設計地震動	A種の橋	B種の橋
レベル1地震動	地震によって橋としての健全性を損なわない性能（耐震性能1）	
レベル2地震動	地震による損傷が橋として致命的とならない性能（耐震性能3）	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに実行可能な性能（耐震性能2）

2.7.3 使用限界状態

使用限界状態は、経年劣化による大きな損傷さえなければ、補修や補強などの手を加えることなく想定した荷重に対して安全に使用できる限界を指すと定義できる。その照査対象荷重状態は、常時、風時、温度変化時、レベル1地震時である。

弾塑性ずれが生じた後の主桁断面剛性の評価や耐荷力、また何度も弾塑性ずれが生じる荷重の履歴を受けた部材の挙動は未だ明らかになっておらず、現状では弾塑性ずれが生じた後に当初設計の使用状態で期待された挙動と耐力を示すとは言いがたい。よしんば当初数回の塑性ずれによる耐力低下がないとしても、その累積残留変形を制限するための管理が必要である。

したがって、現状では弾性ずれの範囲内であれば合成効果が確保できると考えられる接合状態Ⅱ（合成則レベルⅡ）で照査するべきである。

疲労に対する照査も必要であり、これについては先に述べた耐荷力の経時劣化に対する考え方で臨むべきであるが、ずれ止めに関しては床版コンクリート内に埋め込まれた状態であることから、劣化度合いの把握が比較的困難で、損傷時の復旧がほとんど不可能なことから、疲労による損傷が生じないように照査し、また製作されなければならない。

2.7.4 終局限界状態

終局限界状態は、レベル2地震動に対して、橋の重要度に応じて道示V耐震設計編表一解2.2.1の耐震性能2および3を満足する限界を指すと定義できる。

A種の橋では耐震性能3を満足すればよく、補修・復旧への配慮が不要で、落橋に対する安全性のみを確保すればよい。落橋に対する安全性は、床版の合成効果が失われても鋼桁が床版の自重を支持できるのであればこれを確保できるため、接合状態Ⅳ（安全性ランクC）で照査すればよい。

一方、B種の橋では耐震性能2が必要である。橋としての機能を速やかに回復できることが要求され、かつ応急修復が可能で恒久復旧も比較的容易にできる必要がある。

ずれ止め部分に生じる損傷の状態とその際に用いる修復や復旧の対策について想定すると、次のようになる。ずれ止め部分に生じる損傷が小さい方から列挙する。

- a) 鋼桁と床版コンクリートの界面における分離（ずれ）
- b) 局所的な床版コンクリートの圧壊とずれ止めの降伏（塑性変形）を生じることによる小さなずれ
- c) ずれ止めの破断、ずれ止めのコンクリートからの抜け出し、床版コンクリートの大規模な破壊

損傷の復旧は一般に原状復旧が基本であり、b)およびc)では塑性変形したずれ止め部材の取り替えや破壊したコンクリートの取り替えが基本である。しかし床版内にはPC鋼材や鉄筋が入り組んでおり、これらの部材の取り替えには、床版全体を一度撤去してコンクリートを再打設する必要がある。コンクリート床版の撤去復旧は、長期間にわたる橋面の通行止めを必要とするため、速やかな回復とはいえない。したがって、長期間にわたる橋面の通行止めを必要としない方法による復旧が必要である。

このような機能を補完する代替復旧の方法（原状復旧とは異なる）を恒久復旧と解釈する場合を除いて、耐震性能2を確保するためには復旧作業の必要のない状態、即ち使用限界状態と同じ状態（耐震性能1）にすることが求められることとなる。

代替復旧の案としては、床版ハンチ部にホールインアンカーを埋め込み、それを綴じた鋼板を上フランジに溶接するなどの対策が考えられる。しかし現在では、代替復旧は苦肉の策の範囲を出ておらず、復旧対策としての効果の確認や耐久性などの問題点の抽出とその解決がなされていない。

「耐荷力が低下するようなずれ止めの塑性変形またはコンクリートの圧壊が生じた橋に対して、橋としての機能を速やかに回復できる」という条件を満足できる復旧方法が確立されるまでは、B種の橋では終局限界状態に対しても使用限界状態と同様の接合状態Ⅱ（合成則レベルⅡ）で照査するべきである。

終局限界状態に対する疲労照査についても、損傷時の復旧がほとんど不可能なことから、疲労による損傷が生じないように照査しなければならない。

2.7.5 変形の少ない弾塑性接合の許容について

前述したように、ずれ止めの設計における限界状態は、性能照査指針案の表現を借りたずれ止めの照査ランクで表記すると、A種の橋に対してII-C、B種の橋に対してII-Aが現在のところ適当であると考えられる。しかし、レベル1を超える強い地震動を受けた後に適切な現地調査を行ってずれ止めが当初設計で必要とした耐力を有していることを確認する条件で、または多少の耐力低下が認められても適切な補強を施すことが可能である条件では、B種の橋に対して微小な塑性変形を許してII-Bで照査することを許してもよいと考えられる。

最近の研究では、解析モデルは微小変位理論により床版のずれを許容しないが、材料の降伏までを見込んだ設計法にも目が向けられ始めている。これらは局所的なずれ止めの弾塑性挙動を許して複数のずれ止めで機能を保証する合理化設計を行うためには活用できると考えられるが、主桁全長にわたるずれ止めに弾塑性挙動を許すためには、復旧方法の確立が不可欠である。

第3章 ずれ止め設計法の見直しについて

ずれ止めに作用する応力は、橋軸方向の水平せん断力のみならず橋軸直角方向の水平せん断力、鉛直方向力、場合によっては曲げモーメントも考えられる。PC床版を有する鋼2主桁橋では、横構を省略したり、床版の張出し長が長くなったりと、現行のずれ止め設計思想の前提条件が崩れつつある今、これらの力を考慮したずれ止めの設計方法の再構築が求められる。

また、ずれ止めの設計に関する研究を進める際に床版と鋼桁との付着の取り扱いが大きな問題となる。ずれ止めが負担する水平せん断力を小さくしようとすれば、この付着に期待する方法も考えられるが、50年100年という付着の長期的な信頼性については未だ解明されていないのが現状である。

ずれ止めの解析においては、コンクリート床版と鋼桁との付着の影響を考慮したずれ止めの解析など、種々の解析が行われている。しかし、コンクリート床版と鋼桁とのずれを完全に再現できていないのが現状である。そのため、モデル化を含めて解析についても検討する必要がある。

ずれ止めの配置については、場所打ちPC床版において、中間横桁位置の床版下面のひび割れ、あるいは床版と鋼桁上フランジとの隙間を予防するために、同部のずれ止め配置を見直す提案がなされている。

その他にも、鋼2主桁橋においては、床版厚が従来の多主桁橋のものよりも非常に厚くなる。そのため、スタッドを長尺にする必要があると考えられるが、それらの基準についても検討する必要がある。

このような背景から、本章では限界状態を主体とした諸外国ならびに新技術を取り入れた日本における設計法を背景に、PC床版を有する鋼2主桁橋に着目し、これまでの道路橋示方書による許容応力度設計法から、さらに一歩踏み込んだ性能照査型の設計法へと移行することを試みる。

ここでは、力学的特性である、ずれ止めに作用する荷重と、その荷重に抵抗する耐荷力ならびにこれらの特性を充分生かすための構造詳細を見直し、PC床版を有する鋼2主桁橋の設計指針案を提案する。さらに、この見直し設計法による照査例を紹介する。

3.1 PC床版を有する鋼2主桁橋のずれ止め設計指針案の概要

3.1.1~3.1.2 にずれ止め設計指針案の概要を述べるが、詳細に関しては、「PC床版を有する鋼2主桁橋のずれ止め設計指針(案)」を参照されたい。

3.1.1 ずれ止めに作用する荷重

ずれ止めに作用する荷重は、橋軸方向せん断力ならびに橋軸直角方向せん断力が主たる荷重として考えられる。

橋軸方向せん断力は、死荷重、活荷重、クリープ・乾燥収縮、温度等の常時荷重の他に、いわゆるPC床版として、中間支点上の照査条件として、グレードアップした性能を要求される場合には、ジャッキアップダウン等による橋軸方向のプレストレスを導入することを考慮した荷重を見込まなければならないと考える。

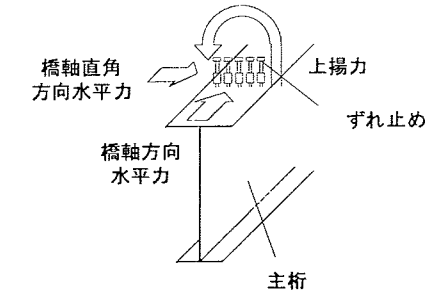


図-3.1.1 ずれ止めに作用する力

- 橋軸方向せん断力
- ・死・活荷重
- ・クリープ・乾燥収縮・温度
- ・橋軸方向プレストレス(ジャッキアップダウン)

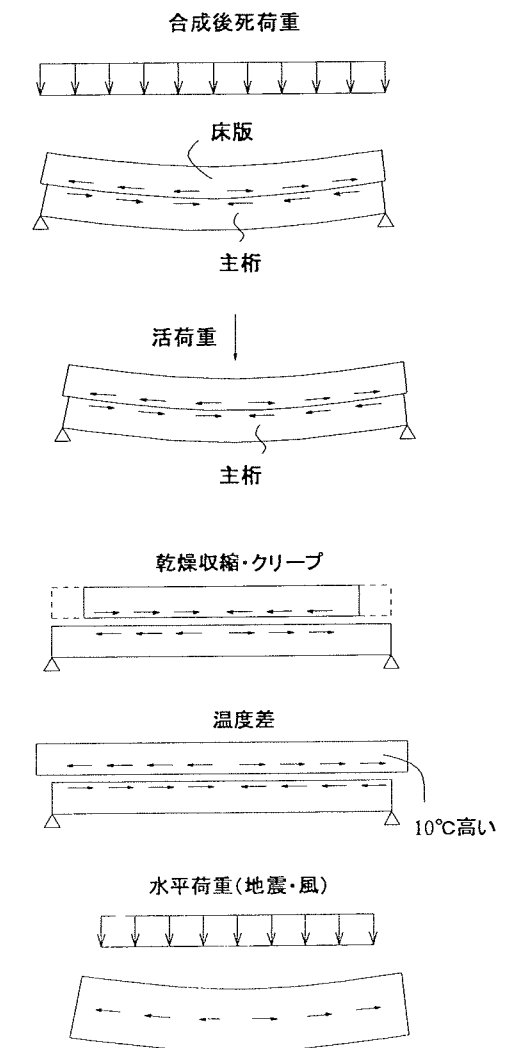


図-3.1.2 ずれ止めに作用する荷重(橋軸方向)

次に、橋軸直角方向は、プレストレス力、クリープの他に、水平力である地震、風荷重を考える。さらに床版支間が 6m を超えるような長支場所打ち PC 床版では活荷重にも配慮する。

○橋軸直角方向せん断力

- ・プレストレス・クリープ
- ・地震・風
- ・活荷重（長支間場所打ち PC）

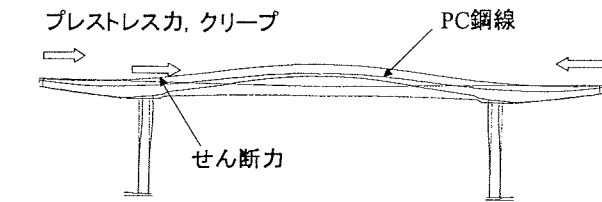


図-3.1.3 ずれ止めに作用する荷重（橋軸直角方向）

さらに、PC床版を有する鋼 2 主桁橋では、曲げモーメント、つまり、上揚力に着目する必要性が生じている。このことは多主桁橋では高次不静定構造により、主桁のねじりに関する抵抗力が充分あるため、このような問題は重要視されていなかった。前章の EUROCODE4¹⁾による基準では、ずれ止めの引張耐力の 10 分の 1 を超える場合にはその影響を考慮することとしており、本見直し設計法の照査事項に取り入れるものである。

上揚力が生じる荷重には、プレストレス導入時に床版支間中央が浮き上がるような変形に対してスタッドが抵抗することによる引抜力が最近注目されている。クリープ、活荷重ならびに、高い遮音壁を取り付けることにより生じる風荷重の場合も大きくなるので、考慮する必要がある。

○上揚力

- ・プレストレス・クリープ
- ・活荷重
- ・風

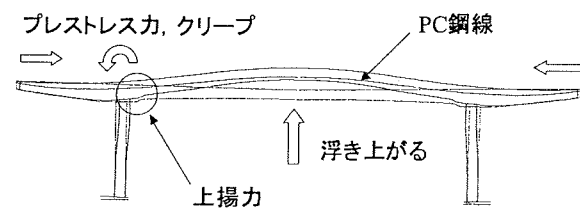


図-3.1.4 ずれ止めに作用する荷重（上揚力）

3.1.2 ずれ止めの耐力

ずれ止めの耐力は、道路橋示方書を用いた許容力法を主体として用いられているが、諸外国の

EUROCODE4, AASHTO を始めとし、わが国でも PART B²⁾、性能照査型指針案³⁾などの限界状態設計法を用いた設計法も取り入れられ始めている。さらに前節において紹介した上揚力についても配慮した事例も少なくなく、今後は限界状態を主体とした耐力の評価が積極的に取り入れられていくものと推測される。

そこで、前章ならびに以下に示すような国内外の設計基準に記載されているスタッドの限界状態法における、せん断力算出式を参考に設計者の判断で適用し、鋼 2 主桁橋の特徴の 1 つである上揚力についても考慮することとした。

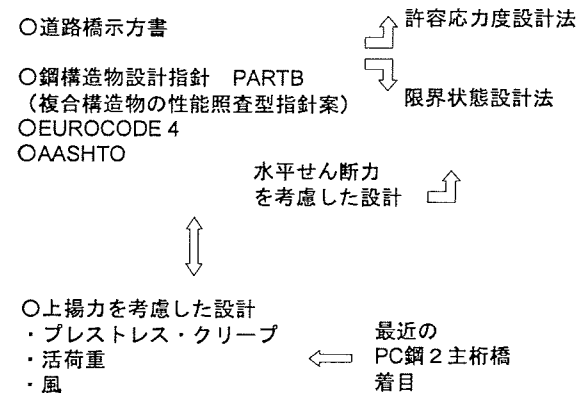


図-3.1.5 ずれ止めの耐力基準の分け

(1) 日本

1) 道示 II 11.5.5 (2002 年 3 月)

スタッドの許容せん断力 Q_s

$$Q_s = 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \quad (3.1.1)$$

$$Q_s = 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5) \quad (3.1.2)$$

H : スタッドの高さ (mm), d : スタッドの直径 (mm)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

(2) ヨーロッパ

1) EUROCODE4 (1997 年 10 月)

スタッドの終局限界状態における設計せん断耐力 P_{Rd}

$$P_{Rd} = 0.8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_V \quad (3.1.3)$$

$$P_{Rd} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V \quad (3.1.4)$$

f_u : スタッドに用いられる材料の特性終局引張強度 (500N/mm²未満)
 f_{ck} : 材齢を考慮したコンクリートの特性試験強度 (円柱強度 N/mm²)
 E_{cm} : コンクリートの割線弾性係数の公称値 (N/mm²)
 α : $3.0 \leq H/d \leq 4.0$ のとき $\alpha = 0.2 \{ (H/d) - 1 \}$
 $H/d > 4.0$ のとき $\alpha = 1$
 γ_V : 疲労を除く終局限界状態に対しては 1.25 と定め

られる部分安全係数

使用限界状態でのスタッドの照査は、 $0.6P_{Rk}$ (P_{Rk} : $\alpha=1$ として P_{Rd} の式より算出) を超えないように設計する。

ここに、

$$P_{Rk} = 0.29 \cdot 1 \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V \quad (3.1.5)$$

図-3.1.6 より、わが国の許容せん断力を用いた設計法では、スタッドの安全率を大幅に確保していることになる。これは、ずれ止めの許容せん断力の値は、降伏に対して 3 倍、破壊に対して 6 倍の安全率を持つためである。従って、道示の設計では、スタッド本数がヨーロッパの基準で設計された本数よりもはるかに多くなり、不経済な設計となることがある。特に少数主桁橋では、主桁本数が少なくなるほど主桁一本に作用する水平せん断力が大きくなるため、このような傾向になる。

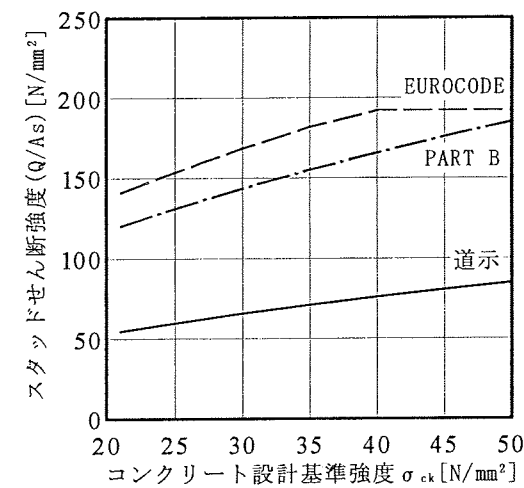


図-3.1.6 コンクリート強度とずれ止めの設計値との関係

3.1.3 構造細目

本節では、PC床版を有する鋼 2 主桁橋の上記のような荷重、耐力の特徴を生かすための構造詳細を提案する。ずれ止めの最大・最小間隔、スタッドの形状ならびにその他配慮しなければならない事項について、近年の研究結果等を参照し解説を加える。

(1) ずれ止めの最大間隔

ずれ止めの最大間隔は、昭和 34 年合成桁設計指針以来、改訂された証は、ほとんど見受けられない。その指針も 2 章の道示の歴史を振り返ると諸外国の指針である DIN をもとに設定されている、床版厚の 2~3 倍が最大間隔の根拠であった。AASHTO についても、2ft (61cm) を採用しており、同様の理由であった。当時の指針は、余り大きな間隔は用いないのがよいという記述もあり、床版厚の 3 倍まで適用するには抵抗があったと推測できる。しかし、EUROCODE4 は、鋼上フランジの板厚と降伏強度による間隔を提案しており、最大間隔は 80cm となっている。

合成桁を考える場合に、上フランジは床版と一体化しているとの仮定に基づき、座屈を考慮しないわが国の指針の部分、板厚と降伏応力について規定していると考えられる。性能照査により最大間隔を照査する 1 つの事例として紹介した。

さて、わが国において、昭和 30 年~40 年までは、床版厚が 20cm 程度であり、3 倍と仮定しても 60cm であった。しかし、最近の PC 床版を有する鋼 2 主桁橋は、床版厚が 30cm を超えるものがほとんどであり、長支間の場所打ち PC 床版に至っては鋼主桁上 50cm 超えているものも施工しているのが現状である。このまま、床版厚が厚いものに、この床版厚の 2~3 倍という規定をそのまま適用するには、多少問題がある。しかし、既設非合成桁におけるスラブアンカーの最大間隔 1m を採用している実橋載荷測定で合成桁作用が充分確認できている事例もある今日、最大間隔を拡大する方向に見直す動きが出てきてもおかしくない。

もし、床版厚が 50cm であれば、150cm の最大間隔という可能性も将来見据えた基準に目を向けないといけませんが、鋼 2 主桁の支間が長くなることにより、60cm を超えた最大間隔におけるスタッドの挙動に関する実験および解析的検討がなされていない。このような床版ならびに上フランジの座屈等に注目した主桁作用におよぼす影響が明らかになっていない現在では、最大間隔を広げる根拠は確かに乏しい。

しかし、スタッドの本数を充分減らしながらも、合成作用が充分満足できるような連続合成桁の主桁支間中央において、最大ピッチ 60cm は、積極的に採用しているわけではなく、絶対超えては行けない担保としてこの最大間隔を扱う場合が多い。また、60cm を設定した昭和 34 年の合成桁設計指針は、剛なずれ止めを対象にしたものであるが、頭付スタッドジベルに適用できる範囲は未だ明らかになっていない。

そこで本設計法の紹介では積極的に最大間隔 60cm を適用していない現状に配慮し、従来の表現に模倣した。

今後は、実験や解析により合成効果が充分確保できることを確認した間隔を定義する必要があるが、施工実績や既往の研究からは 600mm 以下であれば想定する合成作用を確保できると考えられる。

(2) ずれ止めの最小間隔

現行の道路橋示方書⁴⁾では、ずれ止めの最小間隔を、100mm もしくは 5d の大きい方。(主たる応力方向) ならびに、30+d (主たる応力方向に直角方向) と規定している。

設計断面力として、中間支点上の負曲げモーメント分布に対応するためには、橋軸直角方向を密にして配置しなければならない背景がある。

DIN では、ずれ止めの形状が 1:5 で隣のずれ止めまで投影面積の 1/3 が有効な範囲として、最小間隔としている。これを参考にした基準であることを歴史的背景から考え、これ以上狭くしても、物理的にずれ止めが施工で

きない可能性も考えると、現在の基準で実状に合っていると判断した。

(3) ずれ止め形状

最近では、22φを超えるスタッドも施工試験を条件に使用され始めている。高強度スタッドで本数を減らす思想も採用されている事例も少なくないが、前節までに示したように、作用する荷重とスタッドの耐力について、その性能を確認し限界状態を適切に評価することにより19φならびに22φを有効に使用することを試みたい。

スタッド高さ150mmは多主桁RC時代の実験の結果を用いているもの(S48 道示)であり、この時の根拠は、ハンチ鉄筋より上にないと、ハンチ部からひび割れてしまうことに対して高さを規定していた。これらは、DIN, EC4等の諸外国の規定に基づき記述したものであり、本報告では、これらの思想をそのまま継承し、主桁支点上が50cmを超えるような厚いPC床版にも適用できるように配慮した。この他に、ハンチがないような長支間の場所打ちPC床版を有する場合には、別途合成作用が確保できるような検討を行うことを推奨する。

(4) ずれ止めの配置

最近の事例では、橋軸方向における水平せん断力にて本数が十分な場合が多いが、橋軸直角方向に働く水平力については、水平せん断力の他に上揚力に抵抗する配置にしなければならない。本報告では、これらの点に配慮し、風、地震などの上揚力に抵抗するための配置すること、プレストレスを導入する際に生じる上揚力により、横桁取り付け部の垂直補剛材付近にひび割れが発生しないような配慮をした。本細目は活荷重による疲労に対する配慮も含まれる。また、プレキャスト床版等に用いられる群配置については、群配置にしない場合よりもスタッド1本当たりに不均等な力の伝達が予測される。これによるひび割れの挙動も現在のところ、不明確な為、このような各個撃破による破壊に対して注意を促した。また、箱抜きにした場合、そうでないものと比較して最大せん断耐力が低下しているが、文献2)で与えられる耐力は満足している。

(5) 輸送寸法に対する配慮

ねじ付きスタッドは、主桁上フランジと溶接するねじ部とカップラー部、頭付スタッド部の3つがある。ねじ付スタッドは輸送高の制限があり、桁高が高く輸送高さや幅を制限されている場合に利用されているが、ねじ付きスタッドを使用する場合にはカップラーとのねじ部の使用限界状態の構造にも配慮したほうがよい。

(6) その他の配慮

使用限界状態において、スタッド本数を決めても、疲労照査を行うと本数が足りない場合も予測されるため注意を促した。鋼・コンクリートの境界部は、補修が困難なため、塑性域の挙動をも意識しなければならないであろう。

床版・鋼桁接合部の自然による付着力は、存在する箇所もあると推定できるが、腐食が進んだ橋梁や、自然の付着力に対する疲労ならびに終局時の研究成果が少ないため、これまでと同様に考慮しないこととした。

既設橋梁における非合成桁を用いたRC床版を有する実橋荷重試験において、合成作用を十分に保っていることが分かっている事例もあり、今後自然の付着力については、PC床版施工時の床版・鋼桁接合部の挙動ならびに疲労耐久性を充分検討することを期待する。

3.2 提案設計法による照査例⁵⁾

3.1 の設計指針案に基づき、PC床版を有する鋼2主桁橋のずれ止めの設計例を以下に示す。

3.2.1 設計条件

- 1) 道路規格 : 第2種1級
- 2) 橋 格 : B活荷重
- 3) 構造形式 : 3径間連続合成2主桁橋
- 4) 橋 長 : 151.200m
- 5) 支 間 : 50.0m+50.0m+50.0m
- 6) 有効幅員 : 9.5m
- 7) 床 版 : PC床版
- 8) 舗 装 : アスファルト舗装80mm
- 9) 斜 角 : 90度
- 10) 使用材料 : 鋼材; SM400, SM490Y , コンクリート; $\sigma_{ck}=40N/mm^2$

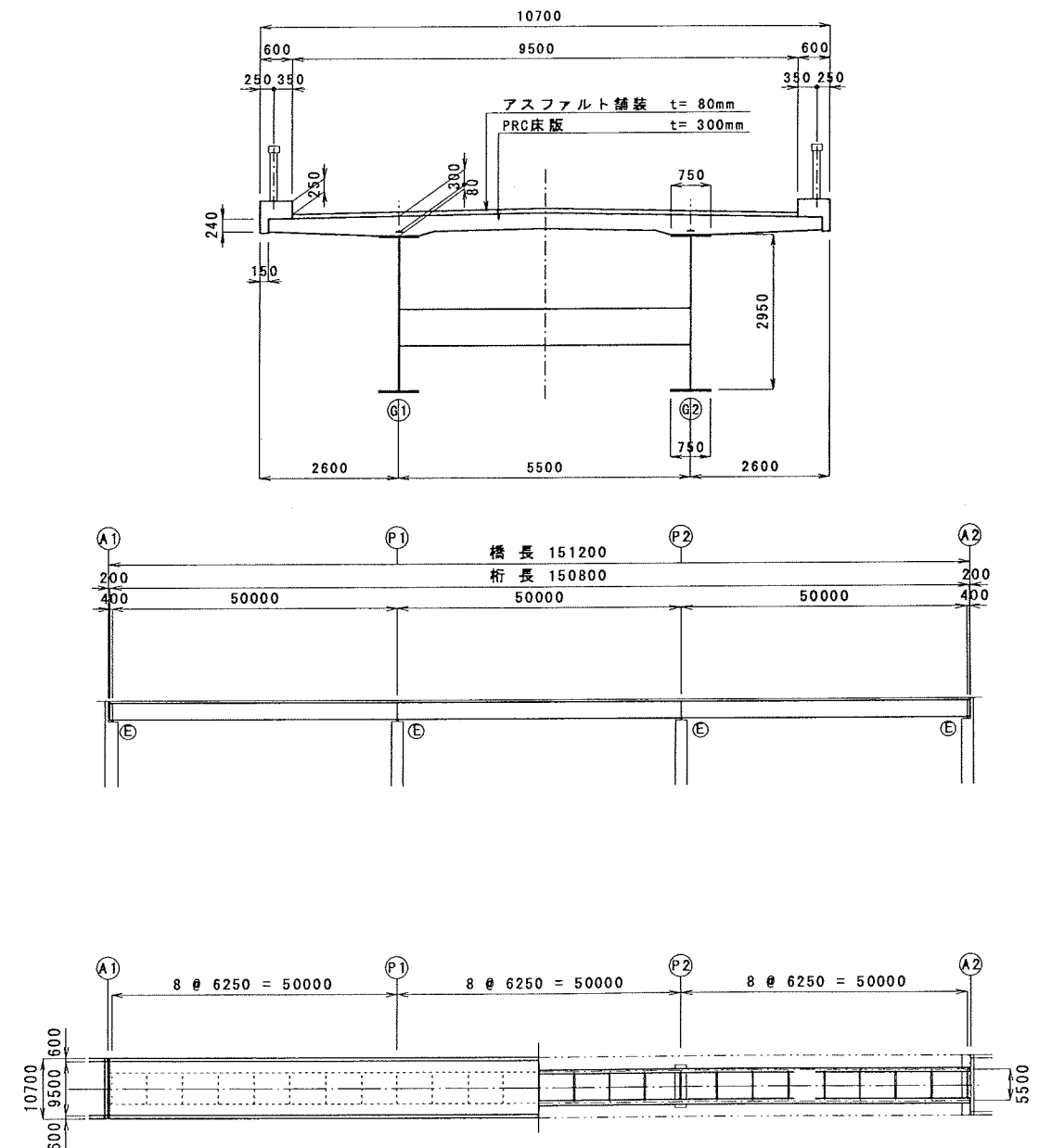


図-3.2.1 構造一般図

3.2.2 主桁断面の計算

(1) 解析モデル

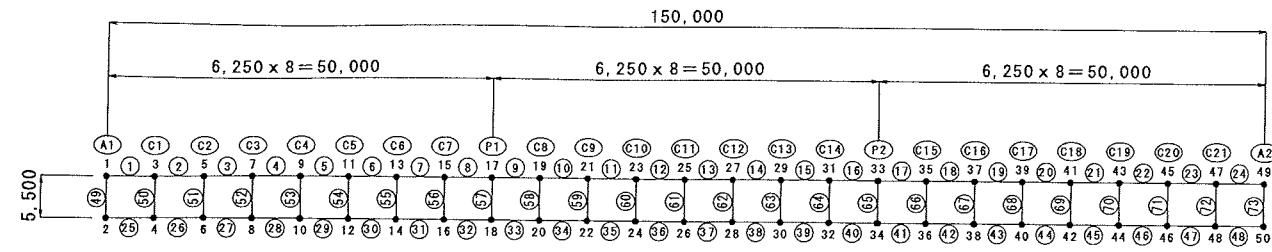


図-3.2.2 解析モデル

(2) 荷重

1) 荷重強度

① 合成前死荷重強度

PC床版	24.5×0.300	=	7.350 kN/m ²
ハンチ		=	2.370 kN/m
鋼重		=	10.300 kN/m
型枠		=	1.500 kN/m ²

② 合成後死荷重強度

舗装	22.5×0.080	=	1.800 kN/m ²
地覆		=	5.843 kN/m
高欄		=	0.500 kN/m
型枠除去		=	-1.500 kN/m ²

③ 活荷重強度

a) B活荷重強度	p1 荷重 (曲げ算出用)	=	10 kN/m ²
	p1 荷重 (せん断算出用)	=	12 kN/m ²
	p2 荷重	=	3.5 kN/m ²
b) 衝撃係数	支間部 $i = 20/(50+L)$		
	中間支点部 $i = 20/(50+(L1+L2))/2$		

2) 荷重載荷図

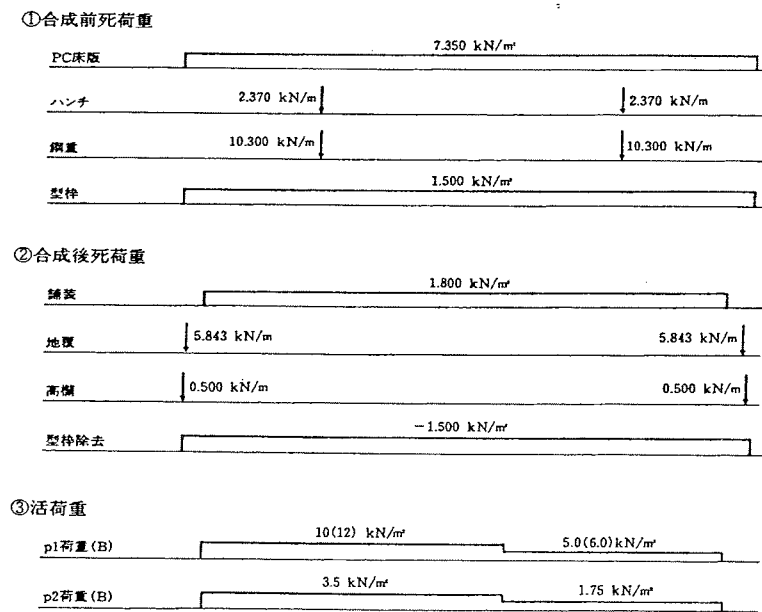


図-3.2.3 荷重載荷図

(3) 断面力の集計

表-3.2.1 断面力集計表

主桁のせん断力 (単位: kN)

着目位置 部材-割合	死 荷 重		活 荷 重		合成後合計		合 計	
	合成前	合成後	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
1-0.0000	1178.	142.	1091.	-140.	1234.	-40.	2412.	1138.
2-0.0000	812.	98.	863.	-142.	961.	-86.	1772.	725.
3-0.0000	445.	54.	660.	-244.	714.	-263.	1159.	182.
4-0.0000	78.	9.	484.	-397.	494.	-475.	572.	-397.
5-0.0000	-289.	-35.	337.	-565.	404.	-600.	115.	-888.
6-0.0000	-656.	-79.	219.	-744.	206.	-823.	-450.	-1479.
7-0.0000	-1022.	-124.	134.	-931.	50.	-1054.	-972.	-2077.
8-0.0000	-1389.	-168.	105.	-1120.	-32.	-1288.	-1421.	-2677.
8-1.0000	-1756.	-212.	113.	-1307.	-65.	-1519.	-1821.	-3275.
9-0.0000	1467.	177.	1262.	-218.	1439.	-106.	2906.	1361.
10-0.0000	1100.	133.	1057.	-215.	1190.	-147.	2291.	953.
11-0.0000	734.	89.	855.	-228.	944.	-208.	1678.	526.
12-0.0000	367.	44.	665.	-345.	709.	-405.	1076.	-38.
13-0.0000	0.	0.	493.	-493.	493.	-493.	493.	-493.
14-0.0000	-367.	-44.	345.	-665.	405.	-709.	38.	-1076.
15-0.0000	-734.	-89.	228.	-855.	208.	-944.	-526.	-1678.
16-0.0000	-1100.	-133.	215.	-1057.	147.	-1190.	-953.	-2291.
16-0.0000	-1467.	-177.	218.	-1262.	106.	-1439.	-1361.	-2906.
17-0.0000	1756.	212.	1307.	-113.	1519.	65.	3275.	1821.
18-0.0000	1389.	168.	1120.	-105.	1288.	32.	2677.	1421.
19-0.0000	1022.	124.	931.	-134.	1054.	-50.	2077.	972.
20-0.0000	656.	79.	744.	-219.	823.	-206.	1497.	450.
21-0.0000	289.	35.	565.	-337.	600.	-404.	888.	-115.
22-0.0000	-78.	-9.	397.	-484.	475.	-494.	397.	-572.
23-0.0000	-445.	-54.	244.	-660.	263.	-714.	-182.	-1159.
24-0.0000	-812.	-98.	142.	-863.	86.	-961.	-725.	-1772.
24-1.0000	-1178.	-142.	140.	-1091.	40.	-1234.	-1138.	-2412.

(4) 断面構成図

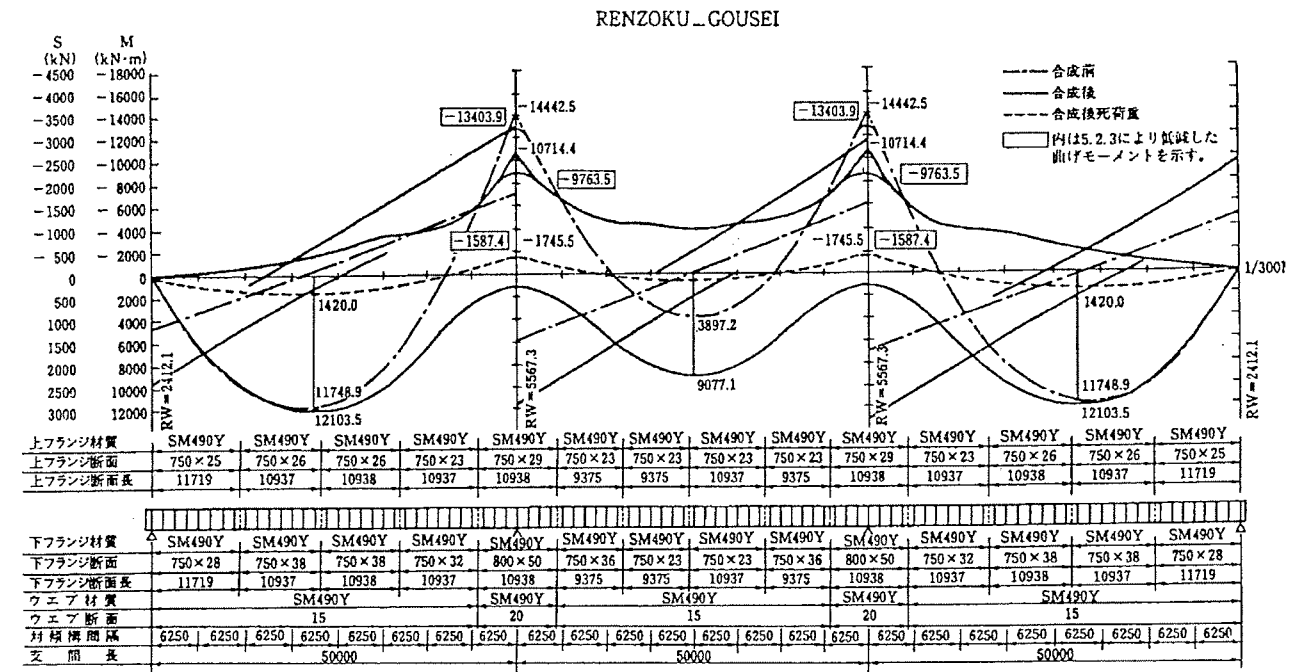


図-3.2.4 断面構成図

4) 橋軸方向水平せん断力によるスタッド間隔

スタッドのずれ限界 Q_c をせん断耐力として、使用限界状態のスタッド間隔を計算する。また、限界状態の安全率(ν)は「DIN 18806 Teil 1」を参考に、主荷重に対して：1.7、主+従荷重に対して：1.5として計算した結果を表-3.2.3に示す。

表-3.2.3 橋軸方向水平せん断力によるスタッド間隔

格点	A1	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	P1	P1	C8	C9	C10	C11
橋軸方向位置	0.40	6.65	12.90	19.15	25.40	31.65	37.90	44.15	50.40	50.40	56.65	62.90	69.15	75.40
$H_p \times \nu 1$ (N/mm)	729	568	407	281	342	469	615	745	813	771	678	542	429	298
$(H_p + H_0) \times \nu 2$ (N/mm)	1026													
$(H_{SH} + H_1) \times \nu 2$ (N/mm)	-744													
1列本数 (本)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
スタッド耐力 Q_c (N/本)	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905
必要間隔 (mm)	183.9	332.2	464.1	670.9	552.3	402.7	306.8	253.4	232.0	244.9	278.5	348.3	440.3	633.2
スタッド間隔 (mm)	150	300	400	600	500	400	300	200	200	200	200	300	400	600

格点	C12	C13	C14	P2	P2	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	A2
橋軸方向位置	81.65	87.90	94.15	100.40	100.40	106.65	112.90	119.15	125.40	131.65	137.90	144.15	150.40
$H_p \times \nu 1$ (N/mm)	429	542	678	771	813	745	615	469	342	281	407	568	729
$(H_p + H_0) \times \nu 2$ (N/mm)													1026
$(H_{SH} + H_1) \times \nu 2$ (N/mm)													-744
1列本数 (本)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
スタッド耐力 Q_c (N/本)	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905	62,905
必要間隔 (mm)	440.3	348.3	278.5	244.9	232.0	253.4	306.8	402.7	552.3	670.9	464.1	332.2	183.9
スタッド間隔 (mm)	400	300	200	200	200	200	300	400	500	600	400	300	150

※1： $\nu 1=1.7$ 、 $\nu 2=1.5$

参考：道示の許容せん断力 Q_a による計算結果

格点	A1	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	P1	P1	C8	C9	C10	C11
橋軸方向位置	0.40	6.65	12.90	19.15	25.40	31.65	37.90	44.15	50.40	50.40	56.65	62.90	69.15	75.40
H_p (N/mm)	429	334	239	165	201	276	362	438	478	453	399	319	252	175
$H_p + H_1$ (N/mm)	684													
$H_{SH} + H_1$ (N/mm)	-496													
1列本数 (本)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
スタッド耐力 (N/本)	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774
必要間隔 (mm)	126.2	258.3	360.9	521.7	429.5	313.1	238.6	197.0	180.4	190.5	216.6	270.8	342.	492.4
スタッド間隔 (mm)	110	200	300	500	400	300	200	150	150	150	200	200	300	400

格点	C12	C13	C14	P2	P2	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	A2
橋軸方向位置	81.65	87.90	94.15	100.40	100.40	106.65	112.90	119.15	125.40	131.65	137.90	144.15	150.40
H_p (N/mm)	252	319	399	453	478	438	362	276	201	165	239	334	429
$H_p + H_1$ (N/mm)													684
$H_{SH} + H_1$ (N/mm)													-496
1列本数 (本)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
スタッド耐力 (N/本)	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774	28,774
必要間隔 (mm)	342.4	270.8	216.6	190.5	180.4	197.0	238.6	313.1	429.5	521.7	360.9	258.3	126.
スタッド間隔 (mm)	300	200	200	150	150	150	200	300	400	500	300	200	110

(3) 橋軸直角方向せん断力

地震時、ならびに風時における橋軸直角方向せん断力についてスタッド照査を行う。

1) 荷重強度

① 地震時

設計水平震度は以下のとおり仮定する。

レベル1： $kh1=0.30$

レベル2： $kh2=1.00$

② 風時

風荷重は遮音壁高さ(受風高さ)3m、風荷重強度 $3.0kN/m^2$ と仮定する。

2) 橋軸直角方向の水平力とスタッド照査

橋軸直角方向の水平力は、各支点から2mの範囲で抵抗するものと仮定して照査する。照査結果を表-3.2.4に示す。

表-3.2.4 橋軸直角方向水平力に対するスタッド照査

		A1	P1	P2	A2		
橋軸直角方向 水平力	地震時						
	レベル1	(kN)	333	916	916	333	
	レベル2	(kN)	1110	3052	3052	1110	
	風時	(kN)	180	495	495	180	
	スタッド間隔	(mm)	150	200	200	150	
	有効範囲	(m)	2	4	4	2	
スタッド照査	地震時	レベル1	1列あたりのせん断力 (N)	24975	45780	45780	24975
			1本あたりのせん断力 Q_1 (N/本)	8325	15260	15260	8325
		せん断耐力 Q_c (N/本)	62905	62906	62907	62908	
		判定： $Q_1 < Q_c$	OK	OK	OK	OK	
	レベル2	1列あたりのせん断力 (N)	83250	152600	152600	83250	
		1本あたりのせん断力 Q_2 (N/本)	27750	50867	50867	27750	
		せん断耐力 Q_u (N/本)	125810	125811	125812	125813	
		判定： $Q_2 < Q_u$	OK	OK	OK	OK	
	風時	1列あたりのせん断力 (N)	13500	24750	24750	13500	
			1本あたりのせん断力 Q_w (N/本)	4500	8250	8250	4500
せん断耐力 Q_c (N/本)		62905	62906	62907	62908		
判定： $Q_w < Q_c$		OK	OK	OK	OK		

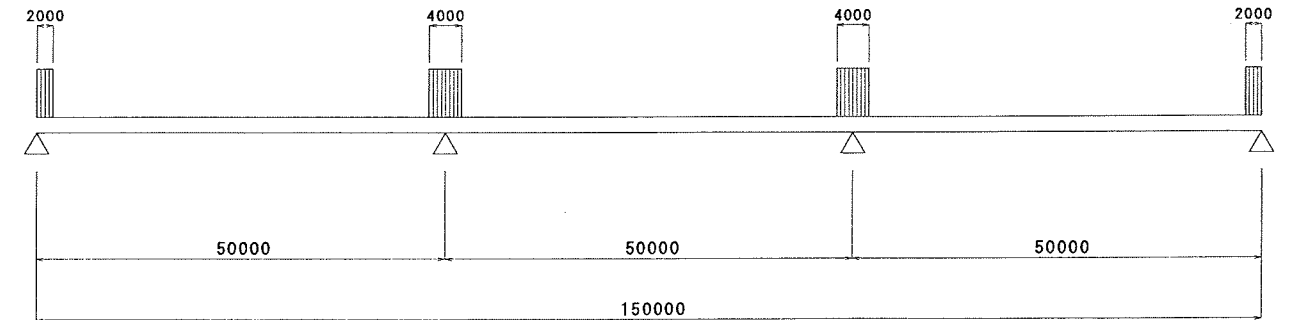


図-3.2.7 橋軸直角方向の水平せん断力

(4) 上揚力

中間横桁付近のスタッド群には、合成後死荷重や活荷重、風荷重、およびPCケーブルプレストレスによる上揚力などにより、橋軸直角方向偶力が作用する。これらの上揚力に対するスタッドの引き抜き力の照査を行う。

1) 橋軸直角方向偶力の算出

a) 解析モデルを算出する。

支間部の中間横桁に着目し、横フレームモデルによりその作用力を算出する。

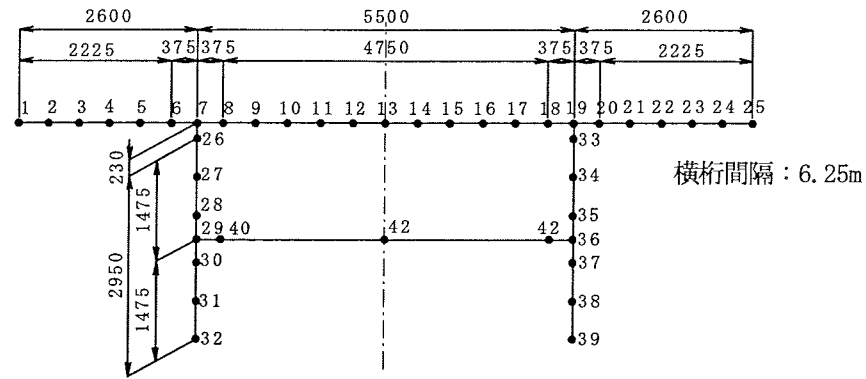


図-3.2.8 横フレーム解析モデル

b) 荷重強度

1 横桁(横桁間隔 6.25m)あたりの荷重強度を算出する。

①合成後死荷重

舗装	22.5	×	0.080	×	6.25	=	11.250	kN/m
地覆	5.843			×	6.25	=	36.519	kN
高欄	0.500			×	6.25	=	3.125	kN
型枠除去	-1.500			×	6.25	=	-9.375	kN/m

②活荷重

活荷重はL荷重とT荷重のいずれか大きい方とする。

ア) L荷重

荷重分配係数 $\alpha = \sqrt{(2L_B/5L_S)^2}$
 ここで、 L_B : 横桁間隔
 L_S : 主桁間隔
 $\alpha = \sqrt{(2 \cdot 6.25 / (5 \cdot 5.5))^2} = 0.674$

衝撃係数 $i = 20 / (50 + L)$

ここで、 L : 支間長(m)

$i = 20 / (50 + 50) = 0.20$

p1 荷重 (曲げ算出用) : $1.020 \times 10 \times 6.25 \times 0.674 = 50.550$ kN/m

p2 荷重 : $1.020 \times 3.5 \times 6.25 = 22.313$ kN/m

イ) T荷重

輪荷重 = 100 kN

③風荷重

遮音壁高さ 3m, 風荷重強度 3.0kN/m²と仮定する。風荷重は不利な応力を生じさせるよう載荷するものとし、ここでは図-3.2.9に示すとおり高欄内側より載荷する。また、内側載荷の場合は荷重強度を1/2に低減する場合もあるが、ここでは低減を考慮しないものとして算出する。

$M_w = 3.0 \times 3.0 \times 1.5 \times 6.25 = 84.375$ kN・m

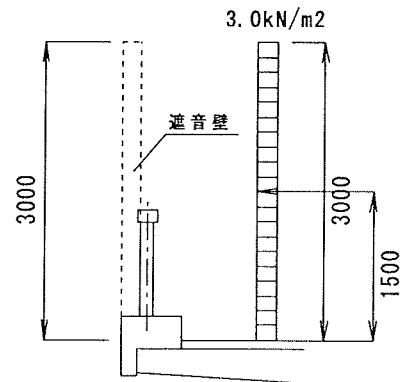


図-3.2.9 風荷重載荷図

④PCケーブルプレストレスによる腹圧力

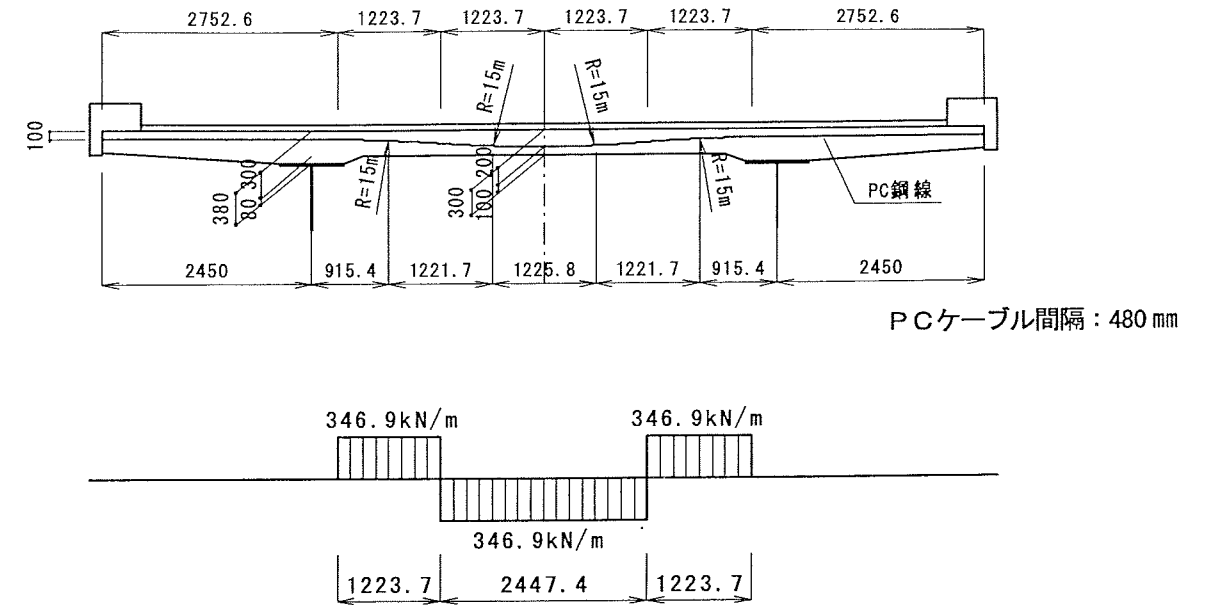


図-3.2.10 PC鋼線配置

PC鋼線による腹圧力Uは、

$U = P_{pt} / r$

ここで、 P_{pt} : 導入直後のプレストレス力
 r : PC鋼線の曲率半径
 導入直後のPC鋼材応力度 $\sigma_{pt} = 1278$ N/mm²
 PC鋼材断面積 $A = 312.9$ mm²
 導入直後のプレストレス力 $P_{pt} = N \times \sigma_{pt} \times A = 6500/480 \times 1278 \times 312.9 = 5206.85$ kN

$\therefore U = P_{pt} / r = 5206.85 / 15$

$= 347.1$ kN/m

c) 荷重載荷図

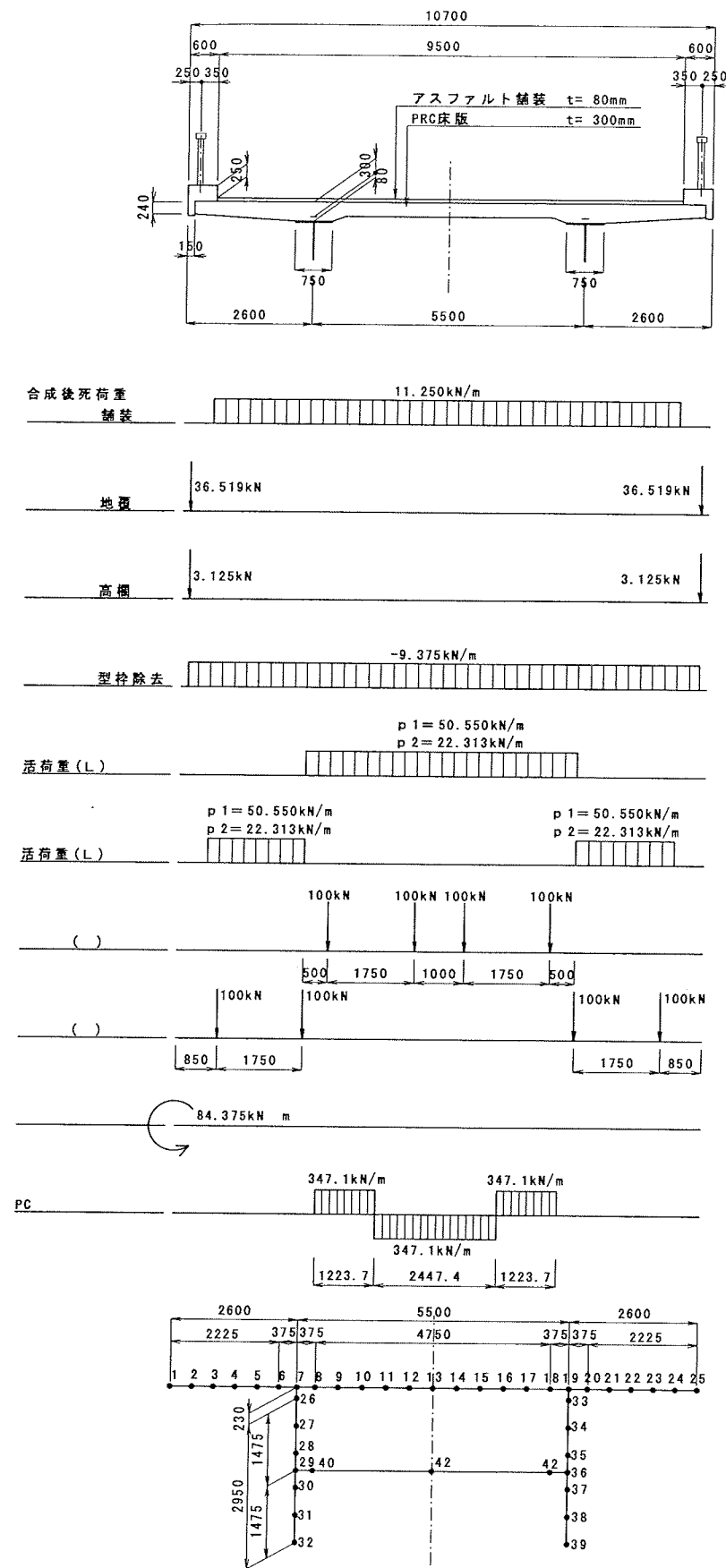


図-3.2.11 荷重載荷図 (上揚力算出)

d) 橋軸直角方向偶力

スタッド群に作用する橋軸直角方向偶力を表-3.2.5に整理する。

表-3.2.5 橋軸直角方向の偶力 (横桁間隔 6.25m あたり)

		橋軸直角方向の偶力 (kN・m)	
合成後死荷重	舗装	1	1.254
	地覆	2	-11.982
	高欄	3	-1.025
	型枠除去	4	-0.102
	小計	5	-11.855
活荷重	L荷重	6	27.639
	T荷重	7	-19.515
			26.792
			-23.436
風荷重		8	-6.154
プレストレス (PS)		9	-32.048
死+PS (5+9)			-43.903
死+PS+活 (5+7+9)			-67.339
死+PS+風 (5+8+9)			-50.057
死+PS+活/2+風 (5+7/2+8+9)			-61.775

よって、1m当たりの最大偶力は、

$$M_q = -67.339 \text{ kN} \cdot \text{m} / 6.25 \text{ m} = 10.774 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

2) 上揚力に対するスタッド照査

上揚力に対するスタッド照査は、橋軸直角方向の偶力に対するスタッドの引き抜き力について照査する。引き抜き照査方法としては、圧縮側をコンクリートで分担する鉄筋コンクリート方式（以下RC方式という）と、圧縮側もスタッド軸力のみで受け持つ杭方式があるが、ここでは参考文献6)に基づいた杭方式としての照査例を示す。

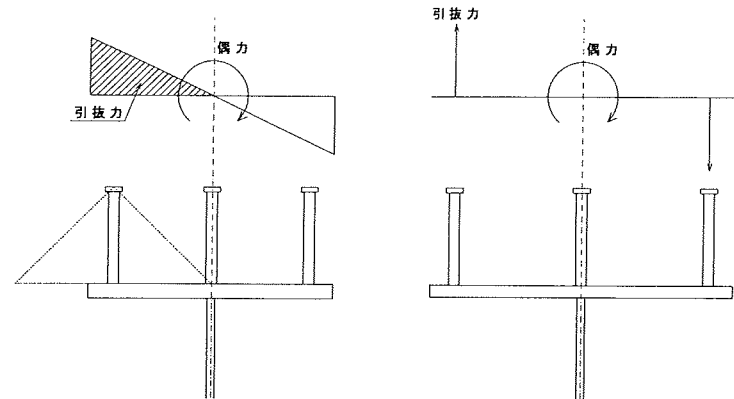


図-3.2.12 スタッドの引き抜き力

a) コンクリートの引き抜きせん断^{6), 7), 8)}

コンクリートの引き抜き力 q_d :

$$q_d = M_q / I_d \times y_d \times A_d \times L_D$$

ここで、 M_q : 1m 当たりのスタッド群に作用する偶力

I_d : スタッド1列分の断面二次モーメント

y_d : 最外側スタッドまでの距離

A_d : スタッド1本当たりの断面積

L_D : 橋軸方向スタッド間隔

コンクリートの引く抜きせん断力 τ_d :

$$\tau_d = q_d / S$$

ここで、 S : コンクリートのせん断面積

$$S = \sqrt{2} \pi H^2 \quad (L_D \geq 1.6H : \text{コーン状})$$

$$S = 2\sqrt{2}HL_D \quad (L_D < 1.6H : \text{三角柱状})$$

H : スタッドの高さ

b) スタッドの引き抜き力

$$\sigma_d = M_q / I_d \times y_d \times L_D$$

ここで、 M_q : 1m 当たりのスタッド群に作用する偶力

I_d : スタッド1列分の断面二次モーメント

y_d : 最外側スタッドまでの距離

L_D : 橋軸方向スタッド間隔

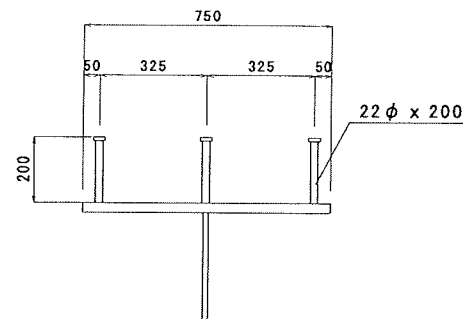


図-3.2.13 スタッドの引き抜き照査

c) 上揚力に対するスタッド照査

図-3.2.13のスタッド配置におけるスタッドの上揚力に対する照査を、スタッド間隔 200 mm と 600 mm の場合について行った。照査結果を表-3.2.6に示す。

表-3.2.6 上揚力に対するスタッド照査

スタッド間隔		200 mm の場合	600 mm の場合
M_q	kN・m/m	-10.774	-10.774
I_d	mm ⁴	80275000	80275000
y_d	mm	325	325
A_d	mm ²	380	380
L_D	mm	200 < 1.6×200=320	600 ≥ 1.6×200=320
q_d	N	3315	9945
S	mm ²	113137	177715
τ_d	N/mm ²	0.03 < $\tau_a=1.0$	0.06 < $\tau_a=1.0$
σ_d	N/mm ²	8.70 < $\sigma_a=140$	26.2 < $\sigma_a=140$

本照査では、橋軸方向で仮定したスタッド配置を見直す必要がなかった。照査方法については、RC方式の照査も行い妥当性を確認した方が望ましい。

(5) ずれ止め配置

限界状態を考慮したずれ止め配置を図-3.2.14に示す。また、参考として、図-3.2.15に道示の許容せん断力によるずれ止め配置を示す。

このように限界状態を考慮してスタッドの設計を行うことによって、道示のスタッドの設計と比較してその本数は20%程度少なくなる。

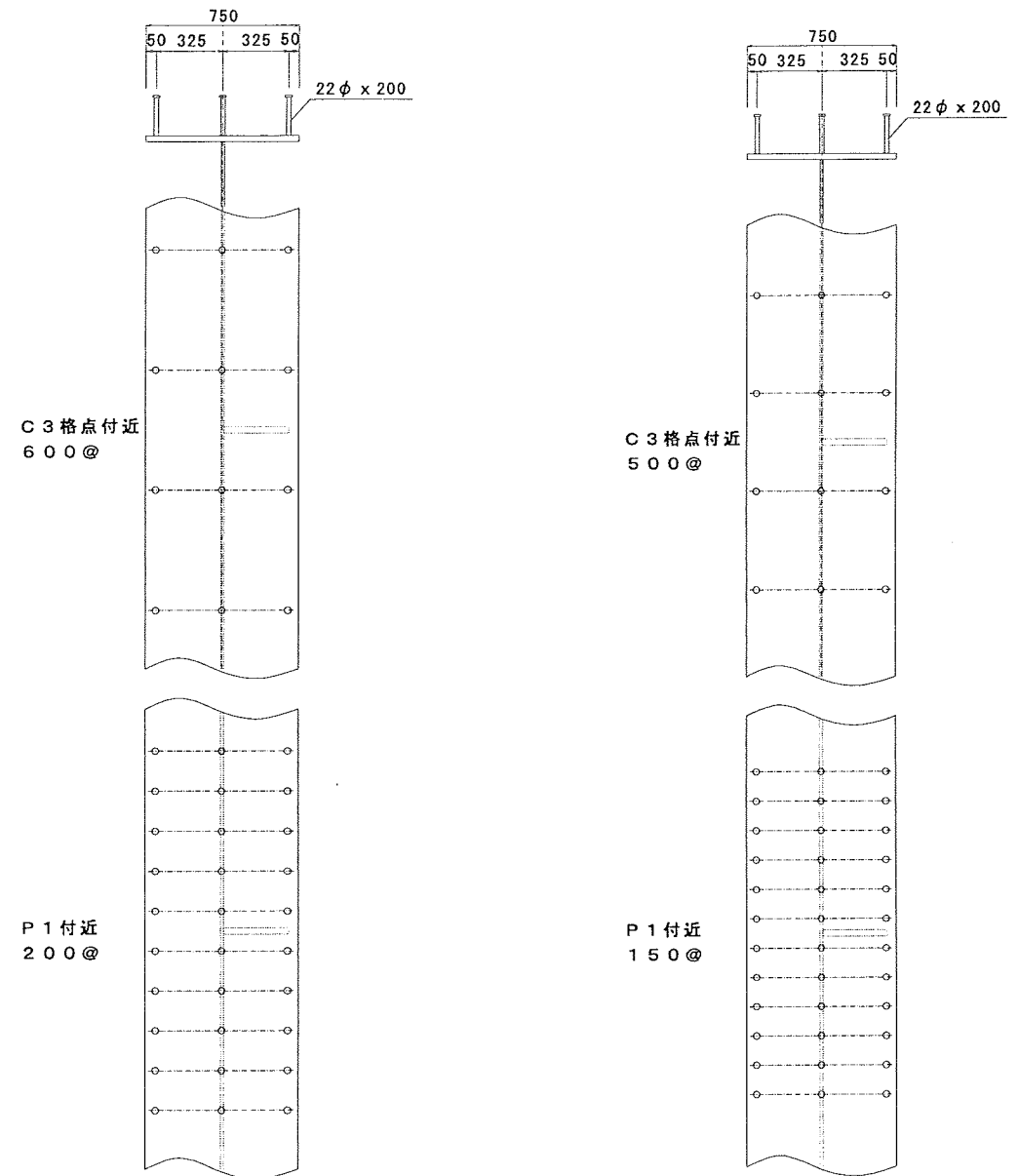


図-3.2.14 ずれ止め配置

図-3.2.15 道示による計算結果(参考)

第4章 新しいずれ止め

近年、鋼・コンクリート複合構造の多様化および鋼・コンクリート合成床版の開発に伴い、数多くの新しいずれ止め構造が提案されている。本章では、それらのずれ止めの開発経緯、その構造ならびに最大せん断耐力などの紹介を行う。ずれ止めの形状から、スタッドタイプ、鋼板ジベルタイプおよび形鋼を用いたずれ止めに分類する。

4.1 スタッドタイプのずれ止め

スタッドタイプのずれ止めとは、ずれ止め本体の形状は従来のスタッドと同じか、もしくは同様な形状を示すタイプを指す。スタッドは安価で溶接も比較的容易であるため、現在、鋼とコンクリートのずれ止めとして一般に広く用いられている。スタッドには、頭つきスタッド、メスねじスタッド、オスねじスタッドなどがあり、ずれ止め以外の用途にも利用されている。近年、PC床版を有する少数主桁合成桁橋が盛んに建設されるようになり、スタッドに要求される性能も変化してきた。そのため、要求される性能を満足するようなスタッドの開発が行われてきている。ここでは、スタッドの材料や形状を変化させた新しいスタッドタイプのずれ止めを紹介する。

4.1.1 高強度スタッド^{1),2)}

高強度スタッドの形状は、従来のスタッドと同じである。しかし、その材質は従来のSS400相当とは異なり、SM570相当の強度を持つ。この高強度スタッドは、設計基準強度 $50\text{N}/\text{mm}^2$ のコンクリートを用いて製作されるプレキャスト床版と鋼桁との間のずれ止めに用いられるため、スタッドの材質の向上が図られた。さらに、道路橋示方書に従って設計した場合、スタッドの必要本数に対するプレキャストコンクリート床版のスタッド孔が事実上対応できない数になることから、一本のせん断耐力を向上させるために道路橋示方書に規定されていない $\phi 25\text{mm}$ に対して押抜き試験が行われた。さらに、解析的な研究が行われ、次式的设计せん断耐力式が提案されている。

$$Q_d = 85A \cdot f_{sy}^{1/3} + 900 \quad (4.1.1)$$

ここに、

A : スタッドの断面積

f_{sy} : スタッドの降伏点

ただし、適用範囲は、以下の通りである。

- 1) プレキャスト床版を使用してスタッドを設計する場合
- 2) 充填モルタルの厚さは、30~40mm程度とする。
- 3) 床版および間詰めコンクリートの設計基準強度は $40\text{N}/\text{mm}^2$ 以上とする。
- 4) スタッドの材質はSM570相当とする。
- 5) スタッドの径は、 $\phi 19\sim 25\text{mm}$ の範囲とする。

4.1.2 遅延合成スタッド^{3),4),5)}

遅延合成スタッドは、図-4.1.1に示すように、スタッド軸部に遅延硬化性樹脂モルタルを巻きつけた構造である。このスタッドは、乾燥収縮時に鋼材に拘束されることによって発生する引張力を低減させる効果、鋼桁の存在を意識することなくPC鋼材によってコンクリートにプレストレスを与えるなどを可能にする。

ケイ砂80%配合のジベル用樹脂モルタルを用いた遅延合成スタッドは、押し抜きせん断試験の結果、樹脂モルタル硬化前には拘束力がなく、一定せん断力の作用下では、巻き付け厚分の自由相対ずれ量を調整でき、樹脂モルタル硬化後は、通常のスタッドと同等のせん断耐力を有することが確認されている。

引抜き耐力は、スタッド頭部をおよそ1/3露出した構造では、樹脂モルタルの硬化前、硬化後とも通常のスタッドと同程度である。一方、スタッド全体を樹脂モルタルで覆った場合は、樹脂モルタルの硬化前の引抜き耐力は通常のスタッドと比較して弱い。しかし、樹脂モルタルが硬化すると遅延合成スタッドの引抜き耐力は、通常のスタッドと同程度である。

疲労試験の結果、疲労に対する強度も十分あることが明らかにされている。

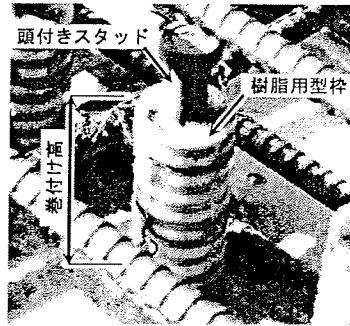


図-4.1.1 遅延合成スタッド

4.1.3 カップラージョイントスタッド⁶⁾

カップラージョイントスタッドは、図-4.1.2に示すように、スタッド軸部が高ナット(カップラー)を用いて継がれている。疲労に対する配慮として、ねじ付きスタッド部(有効径スタッド)は、ねじ切り部を溶接部に達しない長さとしている。このスタッドは、床版支間10mを超える2主桁橋(場所打ちPC床版)のずれ止めとして用いられている。ボルトの長さを変えることによりスタッド長を変えることが出来る。カップラーの位置は骨材が十分に充填できる高さとしている。

同様な形状で、プレキャストPC床版と鋼桁との接合に用いられるねじ式スタッドがある。ねじ式スタッドは、スタッド軸部が全てねじ切りされており、図-4.1.2で示されるねじ付きスタッドと異なる⁷⁾。

床版支間10mを超える床版の厚さは、従来のものと比べて非常に厚いため、ずれ止めに用いられるスタッドも長尺となる。さらに、これらの橋の主桁高さが3m程度と

高いため、輸送上の制約を考慮に入れなければならない。そこで、ねじ付きスタッドを工場でフランジに溶接し、現場で、カップラーを用いて軸部を継ぐカップラージョイントスタッドが採用されている。ねじ付きスタッド部は、移動型枠支保工用のレール架台や現場での架設上横構の定着にも利用されている。

カップラージョイントスタッドの実橋の配置間隔を再現した2~4列配置の押抜き試験、押抜き疲労試験が行われており、その結果から道路橋示方書で規定されているスタッドのせん断耐力を満足しており、通常のスタッドと同様に用いることができる。

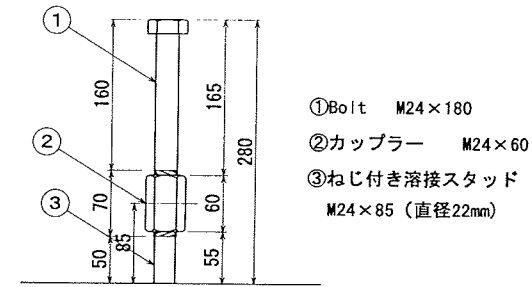


図-4.1.2 カップラージョイントスタッドの例

4.1.4 板バネを有するねじスタッド⁸⁾

板バネを有するねじスタッドは、図-4.1.3に示すように、ねじスタッドに板バネが取り付けられており、板バネが斜材筋を支圧拘束する構造である。これは、合成床版のずれ止めとして開発されており、スタッドのずれ止めに加えトラス型ジベル⁹⁾で見られるコンクリートの拘束効果も期待できる。

押抜き試験の結果、ずれ発生荷重は通常のスタッドよりも2倍程度大きくなった。最大せん断耐力は通常のスタッドと同程度であると報告されている。

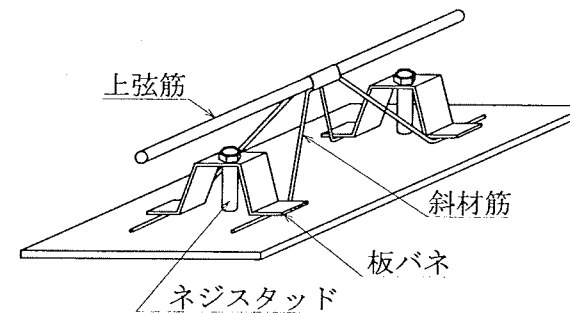


図-4.1.3 板バネを有するねじスタッド

4.2 鋼板ジベルタイプのずれ止め

鋼板ジベルタイプのずれ止めとは、鋼板に円孔もしくは切込み等を設け、鋼板と円孔や切込みに充填されたコンクリートのせん断力によりそれらのずれを防止するずれ止めである。孔あき鋼板ジベルは、レオンハルトらにより開発され¹⁰⁾、一般的にパーフォボンドリブもしくはPBL（ドイツ語の PerfoBond Leisten の頭文字）として知られており、鋼板ジベルタイプで最も実績があるずれ止めである。近年、その形状や、円孔に鋼管を貫通させたずれ止めなどが開発されている。それぞれの鋼板ジベルタイプのずれ止めの特性を次項より示す。

4.2.1 鉄筋を貫通させた孔あき鋼板ジベル

孔あき鋼板ジベルのせん断耐力は、レオンハルトらにより次式が提案されている¹⁰⁾。

$$Q_v = 1.79 d f_{cu} \quad (4.2.1)$$

ここに、

d : 孔径
 f_{cu} : コンクリートの円柱体圧縮強度

式(4.2.1)は、円孔内のコンクリートのみを対象とした式である。しかし、円孔に鉄筋を貫通させたPBLは、**図-4.2.1**に示す鋼板に設けた円孔と貫通させた鉄筋により鋼板とコンクリートとの間のずれ止めの働きを担う。したがって、鉄筋の効果が考慮された、次式のせん断耐力式が提案されている¹¹⁾。

$$Q_v = 1.85A - 106.1 \times 10^3 \quad (4.2.2)$$

$$A = \pi (d^2 - \phi_{st}^2) / 4 \times f'_{cu} + \pi \phi_{st}^2 / 4 \times f_{st}$$

ただし、 $56.0 \times 10^3 \leq A \leq 380.0 \times 10^3$

ここに、

d : 孔径
 ϕ_{st} : 貫通鉄筋の鉄筋径
 f'_{cu} : コンクリートの設計圧縮強度
 f_{st} : 貫通鉄筋の設計引張強度

多孔を有する場合、孔と孔との間の鋼板のせん断破断強度は次式で与えられている。

$$Q_s = 5/3 \sigma_y \sqrt{3A_s} \quad (4.2.3)$$

ここに、

σ_y : 鋼板の降伏応力度
 A_s : 二つの孔の間の鋼板部分面積

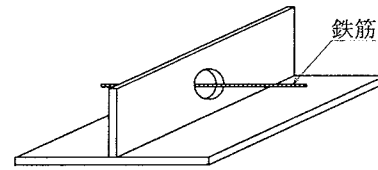


図-4.2.1 鉄筋を貫通させた孔あき鋼板ジベル

4.2.2 鋼板リブと鋼管を用いたずれ止め¹²⁾

鋼板リブと鋼管を用いたずれ止めは、**図-4.2.2**に示すように、長孔あき鋼板リブに構造用鋼管を貫通させたずれ止めである。長孔に充填されたコンクリートと鋼管がずれ止めとして機能する。このずれ止めは、従来のPBLよりも高いせん断耐力を有し、さらに高いじん性を有していることが押し抜き試験の結果明らかにされている。鋼板リブ直角方向の押し抜き試験の結果から、通常のPBLの直角方向のせん断耐力よりも鋼管を貫通させていることによりさらに高いせん断耐力を有していることが明らかにされている。両方向の疲労試験も行われており、疲労に対する安全性の確認もなされている。

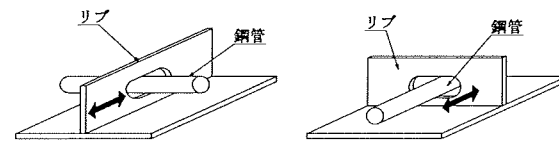


図-4.2.2 鋼板リブと鋼管を用いたずれ止め

4.2.3 フラスコ形パーフォボンドリブ¹³⁾

フラスコ形パーフォボンドリブ（フラスコ形PBL）は、従来のPBLの孔が**図-4.2.3**に示されているようにフラスコ形に加工された構造である。従来の鉄筋を貫通させるPBLでは、貫通孔それぞれに鉄筋を挿入してから鉄筋を組む必要がある。しかし、フラスコ型PBLを採用することにより、鉄筋を上から落としこむもしくは予め組みあがった鉄筋にフラスコ形PBLを持つ構造を落とし込むなど現場での作業時間の短縮や作業の煩雑さが改善される。

フラスコ形PBLは、押し抜き試験の結果、従来のPBL以上のせん断耐力を有していることが明らかにされている。

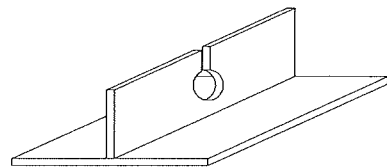


図-4.2.3 フラスコ形パーフォボンドリブ

4.2.4 フィンガージベル¹⁴⁾

PBLの孔に長尺な鉄筋や曲げ加工が施された鉄筋を貫通させることは煩雑で非常に困難であることから、**図-4.2.4**に示すフィンガージベルが開発された。

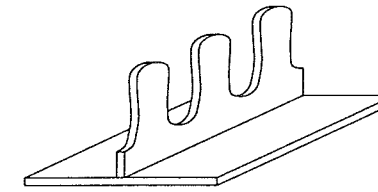


図-4.2.4 フィンガージベル

このように、孔が閉じていないため、フラスコ形PBLと同様に、曲げ加工が施された鉄筋などの配筋が用意である。さらに、一枚の鋼板から2枚のジベルを切出すことができるため、材料のロスが生じないなどのメリットもある。

フィンガージベルの押し抜き試験の結果、PBLに対して約30%のせん断耐力を有しており、せん断耐力は、フィンガージベルのピッチおよび剛性に大きく影響を受ける事が明らかにされている。

4.3 形鋼を用いたずれ止め

形鋼を用いたずれ止めは、スタッドが主に利用される以前から、剛なずれ止めとして実用化されている¹⁵⁾。ここでは、近年開発されている形鋼を用いたジベルを紹介する。

4.3.1 アンゲルジベル¹⁶⁾

鋼とコンクリートの接合部の耐荷力向上を図る目的で、**図-4.3.1**に示される等辺山形鋼と貫通鉄筋およびU字鉄筋を用いたずれ止め（アンゲルジベル）の開発が行われている。このずれ止めのせん断耐力は、アンゲル形鋼の支圧面積とコンクリートの圧縮強度の積で整理できる。降伏せん断耐力は、最大せん断耐力のおよそ55%である。引抜きに対しては、U字筋を設置することで大きな耐荷力を有する。作用方向により疲労強度が異なる。

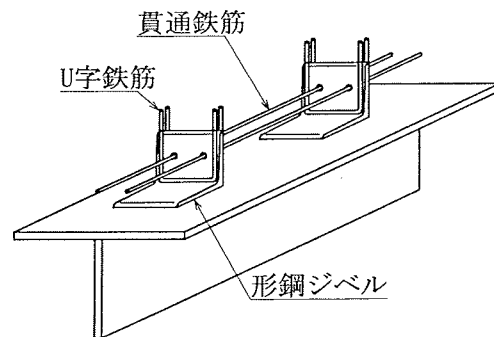


図-4.3.1 アンゲルジベル

4.3.2 付着型T形鋼ずれ止め¹⁷⁾

鋼とコンクリートの新形式複合構造の採用に伴い、ずれ止めにはせん断力以外に、軸引張力なども考慮する必要があるが生じている。そのようなニーズに応えるために、**図-4.3.2**に示す付着型T形鋼ずれ止めが開発されている。付着型T形鋼ずれ止めは、異型鉄筋を設けない場合、T形鋼ジベルとコンクリートの自然付着のみでずれに抵抗する。せん断耐力を向上させる目的で、T形鋼フランジ

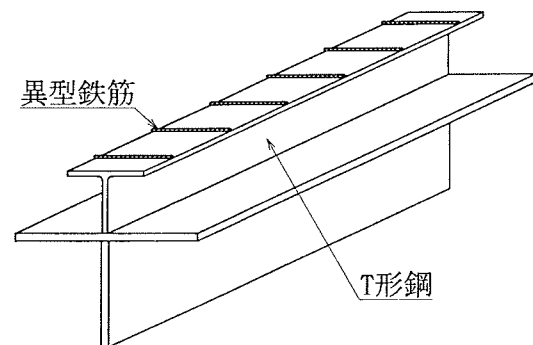


図-4.3.2 付着型T形鋼ジベル

面にずれ方向と直角方向に異型鉄筋が溶接されている。

軸引張力を導入して、押抜き試験が行われており、**図-4.3.2**の異型鉄筋が機械的なずれ止めとして効果を発揮し、その本数に応じて最大せん断耐力を向上させることができることが明らかにされている。さらに、ずれ剛性はスタッドの2~4倍大きい。

同様な形式として、**図-4.3.3**に示すような突起付きT形鋼ジベルがあり、このずれ止めを用いた鋼・コンクリート合成床版の研究が1980年代から行われている¹⁸⁾。このずれ止めは静的曲げ載荷試験結果より、終局時においても鋼とコンクリートが一体となって挙動すると報告されている¹⁹⁾。

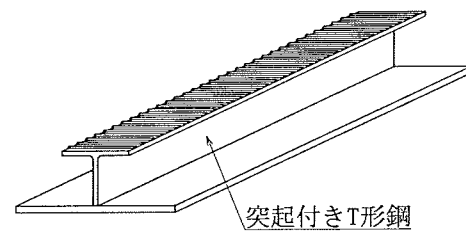


図-4.3.3 突起付きT形鋼ジベル

第5章 まとめと今後の展望・課題

5.1 まとめ

「温故知新：故（ふる）きを温（たず）ね、新しきを知る」という諺がある。本報告書を作成するにあたり、まず、ずれ止めの現状を把握するには、わが国のずれ止め基準の歴史を紐解くことが近道と考えた。

わが国のずれ止めの歴史は、昭和34年の「鋼道路橋の合成桁設計施工指針」に遡る。

昭和34年当時のずれ止めは、ブロック型、みぞ型および欠円型のジベル（スタッドは実例紹介のみ）によるものであったようである¹⁾。最大間隔においても、中心間隔が3d（d：コンクリート床版厚）以下と規定されている。この規定の解説文の中にその理由が記載されているが、DINおよびAASHTOに準拠したようである。もちろん1952年に、国内でも建設省土木研究所において合成桁の研究が進められており、その知見も考慮されていたと思われる。

この解説文より、わが国のずれ止めの歴史を紐解く上で、海外のずれ止めの歴史にも調査を加えねば、本当の意味での歴史の紐解きができないと感じたわけである。

海外における鋼I桁の上フランジにコンクリート床版を用いた合成はりまたは桁の歴史を探ってみると、園田恵一郎先生の論文²⁾の中に、そのルーツについて1922-1923年のカナダにおけるMackayらによるコンクリート内に形鋼を埋め込んだり実験にあると言われており、1940年以降は、鋼桁の上に設けたずれ止めを介してコンクリート床版とを接合した構造の研究が盛んに行われるようになったと記載されている。

ずれ止めとして今日一般的に用いられているスタッドのわが国の歴史はというと、1960-1961年の建設省土木研究所と山本稔氏（当時、東京都立大学）の押抜き試験があげられる。このときの実験結果が道路橋示方書の基礎になっているものと思われる。この1960-1961年の実験結果による規定が、2004年の今日においても守られつづけ、スタッドの設計法として新しい一歩を踏み出せないでいるのが現状である。

昨今、橋梁においては、コスト削減、合理化、省力化および高耐久性などが叫ばれる中で、ずれ止めとして一般的に用いられているスタッドの設計法においても見直しの時期にきているのではないかとと思われる。例えば、土木学会においても「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物」や「複合構造物の性能照査指針（案）」に諸外国の限界状態に関する性能設計手法を参考に見直しを図られている。

本報告は、ずれ止めとしてスタッドを用いた場合の設計法に関して、諸外国の基準とわが国の基準等の比較や今後を見据えた、ずれ止めの設計において考慮する限界状態の考え方を取りまとめたものである。

また、昨今、スタッド以外のずれ止めとして盛んに研究開発されている接合方法についても紹介させていただ

いている。本報告書が、今後のずれ止めの設計手法の一助となることを切に願いたい。

5.2 今後の展望・課題

わが国の産業は成熟期を迎え、従来あたりまえのように考えられていた年功序列や終身雇用などが崩壊しつつある。建設業界も建設コスト削減、省力化、合理化、高耐久性などの高いポテンシャルが要求され、企業の生き残りに対して厳しい時代を迎えつつある。また、設計規準類も仕様規定から性能規定への移行期間を迎えている。

今後は、新しい橋梁建設に比べて、補修・補強工事が増えると予想される。これらを考えると、ずれ止め構造においても補修・補強が容易なずれ止め工法が要求されるであろう。しかし、これはかなりの難題と思われる。

一方で、最近の研究によれば、解析モデルは微小変位理論により床版のずれを許容しないが、材料に関しては降伏まで見込んだ設計法に関心が向いているようである。これらは、局所的なずれ止めの弾塑性挙動を許して複数のずれ止めで機能を保証する合理化設計を行うためには活用できると考えられるが、橋梁全長にわたるずれ止めの弾塑性挙動を許すためには、復旧方法の確立が必要不可欠であると思われる。このため、これらの今後の研究成果に期待したいところである。

最後に今後は、地球規模において環境に配慮した活動が要求されるであろう。建設業界においても環境負荷低減は、避けて通ることはできないと思われる。

参考文献

<第2章 現状設計法の把握>

- 1) (社)日本橋梁建設協会：P C床版を有するプレストレスしない連続合成桁の設計例と解説，2001.
- 2) 鋼道路橋の合成桁設計施工指針，(社)日本道路協会，1959. 8.
- 3) 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針，(社)日本道路協会，1965. 7.
- 4) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，1973. 2.
- 5) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，1980. 2.
- 6) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，1990. 2.
- 7) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，1994. 2.
- 8) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，1996. 12.
- 9) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，2002. 3.
- 10) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造設計指針 PART B 合成構造物，1997. 9.
- 11) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会：複合構造物の性能設計照査指針(案)，2002. 10.
- 12) EUROCODE4: Design of composite steel and concrete structures, part1.1 General rules and rules for buildings, prEN1994.
- 13) AASHTO: STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES TWELFTH EDITION 1977 AND INTERMEDIATE SPECIFICATIONS BRIDGES 1978.
- 14) A・ウラネク，O・シュタインハルト(橋 善雄・小松 定夫 共訳)：鋼橋の理論と計算，山海堂，1965. 1.
- 15) 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，(社)日本道路協会，2002. 3.

<第3章 ずれ止め設計法の見直しについて>

- 1) EUROCODE4: Design of composite steel and concrete structures, part1.1 General rules and rules for buildings, prEN1994
- 2) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造設計指針 PART B 合成構造物，1997. 9.
- 3) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会：複合構造物の性能設計照査指針(案)，2002. 10.
- 4) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，(社)日本道路協会，2002. 3.
- 5) P C床版を有するプレストレスしない連続合成2主桁橋の設計例と解説，(社)日本橋梁建設協会，2001. 7.
- 6) 大垣賀津雄，川口喜史，八部順一，長井正嗣：連続合成2主桁橋のずれ止め設計に関する一考察，鋼構造論文集，第4巻，1997. 9.
- 7) 坂井藤一，八部順一，大垣賀津雄，橋本靖智：合成2主桁橋の立体挙動特性に関する研究，構造工学論

文集，vol. 41A, pp. 945~954, 1995. 3.

- 8) 坂井藤一，八部順一，大垣賀津雄，橋本靖智：合成2主桁橋の横桁配置に関する研究，橋梁と基礎，1997. 3.

<第4章 新しいずれ止め>

- 1) 小野辺 良一，水口和之，小松秀樹，松野 進，宮地 崇：プレキャストP C床版用スタッドの高強度特性に関する解析的検討-員弁川橋-，土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A) Vol. 54, pp. 310-311, 1999.
- 2) 松野 進，水口和之，小松秀樹，小野辺良一，倉田幸宏：プレキャストP C床版用スタッドの高強度特性に関する実験的検討-員弁川橋-，土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A) Vol. 54, pp. 312-313, 1999.
- 3) 渡辺 滉，橋 吉宏，北川幸二，牛島幸貴，平城弘一，栗田章光：遅延合成構造の開発と実用化に関する研究，構造工学論文集 Vol. 47A, pp. 1368-1372, 2001. 3.
- 4) 清水良平，渡辺滉，橋 吉宏，北川幸二，平城弘一：遅延合成スタッドジベルの引抜き試験，土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A) Vol. 57, pp. 715-716, 2002.
- 5) 清水良平，渡辺 滉，橋 吉宏，北川幸二，平城弘一：遅延合成スタッドの疲労試験，土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A) Vol. 58, pp. 999-1000, 2003.
- 6) 石川敏之，寺田典生，福永靖雄，中村和己，田中 一：カップラージョイントスタッドのせん断耐力および疲労強度特性，構造工学論文集 Vol. 47-A, pp. 1355-1362, 2001. 3.
- 7) 土木学会鋼橋床版の調査研究小委員会：道路橋床版の新技术と性能照査方設計，土木学会，pp. 115-116, 2000. 10.
- 8) 高林和生，平城弘一，谷一昌芳，富田寛之，松井繁之，堀川都志雄：新しい合成床版用ずれ止め構造のせん断性能に関する基礎的研究，土木学会年次学術講演会講演概要集共通セッション，Vol. 58, pp. 221-222, 2003.
- 9) 井澤 衛，中川敏之，山本晃久，若下藤紀，松井繁之：トラス系ジベルを用いたハーフプレハブ鋼合成床版のジベル押抜きせん断挙動に関する一考察，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 319-324, 2003. 6.
- 10) Fritz Leonhardt et al.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, Beton- und Stahlbetonbau, 1987.
- 11) 土木学会 新形式の鋼・コンクリート複合橋梁調査研究小委員会 合成構造WG 孔あき鋼板ジベル班：孔あき鋼板ジベル設計マニュアル(案)，鋼・コンクリ

ト複合橋梁の最近の進歩，土木学会，2001. 11.

- 12) 田中正明，中本啓介，大久保宣人，栗田章光：鋼板リブと鋼管を用いたずれ止めに関する実験的研究，第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 251-256, 2003. 11.
- 13) 蛭名貴之，忽那幸浩，和田教志，立神久雄，園田恵一郎：フラスコ形パーフォボンドリブ接合を有する波型鋼板のせん断耐力の研究，第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 245-250, 2003. 11.
- 14) 沼田 克，山田岳志，栗田章光，中井 博：フィンガージベルに関する実験的研究，土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A) Vol. 58, pp. 991-992, 2003.
- 15) 高田和彦：床版と桁の連結構造の変遷と現状，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 11-16, 1998. 11.
- 16) 鈴木永之，長田光司，榎 一，溝江慶久，倉田幸宏：アングルジベル構造の耐荷性能に関する実験的研究，第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 257-264, 2003. 11.
- 17) 高海克彦，石井暢治，山本大祐，濱田純夫：床版に用いる付着型T形鋼ずれ止めの靱性と終局耐力，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 235-240, 2003. 6.
- 18) 田中祐人，佐藤政勝，木村正夫：突起付T形鋼を用いた合成床版の繰返し疲労特性，土木学会年次学術講演会講演概要集第1部 Vol. 40, pp. 969-970, 1985.
- 19) 石原謙治，中村聖三，田中祐人，上村明弘：突起付きT形鋼ジベルを用いた合成床版の設計，第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 243-250, 2000. 10.

<第5章 まとめと今後の展望・課題>

- 1) 鋼道路橋の合成桁設計施工指針，(社)日本道路協会，1959. 8.
- 2) 園田恵一郎：特別講演 複合構造の発展の経緯と今後の展望，土木学会，第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp. 1~8, 2003年11月.

PC床版を有する2主鈹桁橋の
ずれ止め設計指針（案）

平成16年11月

1章 総 則

1.1 適用の範囲

- (1) 本指針（案）は、合成桁として設計されるプレストレストコンクリート床版（PC床版）を有する2主鈹桁形式の道路橋における、鋼桁と床版相互のずれ止めの設計に適用する。
- (2) 本指針（案）において対象とする床版は、固定型枠を用いて現場打ちされるPC床版のほか、移動型枠を用いて現場打ちされるPC床版および工場または施工ヤードにおいて打設されたプレキャストPC床版とする。

〔解説〕

- (1) 従来の道路橋では、床版支間3m以下の鉄筋コンクリート床版（RC床版）と主桁に鈹桁を有する非合成桁橋が多く建設されてきた。その床版は、1m以下の間隔で取り付けられた丸鋼によるずれ止め（スラブアンカー）によって主桁と連結された。一方、RC床版を主構造断面として積極的に活用する合成桁においては、頭付きスタッドによるずれ止めが用いられてきたが、近年の橋梁建設の合理化と高い耐久性を有する床版の要求に対し、PC床版を有する少数主桁形式の橋梁が建設されるようになり、それらは単純桁橋だけでなく多径間連続桁においても用いられるようになった。

特に2主鈹桁橋が多く建設されており、この構造では横構の省略や床版支間の長大化、床版に対する橋軸方向および橋軸直角方向へのプレストレス導入など、これまでずれ止めの設計に考慮されてこなかった項目に対する配慮が必要となったため、文献1) 道路橋示方書・同解説（平成14年3月）の条文を基本に、ずれ止めの設計方法についての見直しを提案することとした。

- (2) 高耐久性床版として鋼コンクリート合成床版などが開発され活用され始めているが、実験データなどの資料が少ないため、本指針（案）では適用範囲から除外した。

1.2 一般

- (1) コンクリート床版と鋼桁は、密着を確保するとともに車両の加速および制動並びに地震等による水平力に対して所定の位置を確保できるよう接合するものとする。
- (2) コンクリート床版と鋼桁の合成作用を考慮して設計する場合のずれ止めは、鋼桁と床版のコンクリートとの間のせん断力に対して安全となるよう設計するものとする。

[解説]

(1) ここで扱う合成桁は、後死荷重ならびに活荷重に対してコンクリート床版と鋼桁との合成作用を期待するものである。現行の道路橋示方書の記述に従ったが、そもそも、文献2) 昭和40年の鋼道路橋の合成桁ゲタ設計施工指針において、合成ゲタとは、「計算上単に鋼ゲタの上に鉄筋コンクリート床版をおいたものとする」と考える構造とは異なり、両者が一体となって働くように、鋼ゲタの上フランジと版とを適当なずれ止めにより合成した桁をいう」と定義されている。

近年、耐久性の高いPC床版と少数主桁との組み合わせによる合成桁ならびに合成作用を期待したPC床版を有する鋼2主連続合成桁橋が盛んに建設されるようになり、ずれ止めの要求性能は従来の多主桁に比べて、水平力に対して少ないずれ止めで抵抗しなければならない構造となっている。このような背景も含め、あらためて合成桁における、ずれ止めの要求性能を記述することとした。

(2) 現行の道路橋示方書の記述に従った。なお、限界状態を考えることにより、許容応力度の割増しの記述については削除している。

2章 ずれ止めの設計

2.1 ずれ止めに作用する荷重

ずれ止めに作用する荷重は、以下について考慮する。

- (1) 橋軸方向せん断力
- (2) 橋軸直角方向せん断力
- (3) 上揚力

[解説]

ずれ止めに作用する荷重は、橋軸方向せん断力ならびに橋軸直角方向せん断力が主たる荷重として考えられる。橋軸方向せん断力は、死荷重、活荷重、クリープ・乾燥収縮、温度等の常時荷重の他に、いわゆるPRC床版として、中間支点上の照査条件として、グレードアップした性能を要求される場合には、ジャッキアップダウン等による橋軸方向のプレストレスを導入することを考慮した荷重を見込まなければならないと考える。

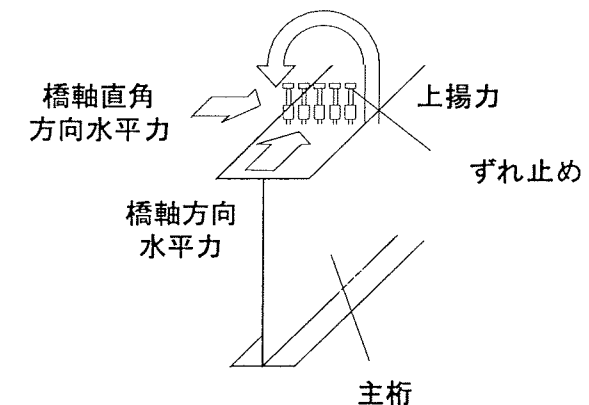


図-2.1.1 ずれ止めに作用する力

- 橋軸方向せん断力
 - ・死・活荷重
 - ・クリープ・乾燥収縮・温度
 - ・橋軸方向プレストレス（ジャッキアップダウン）

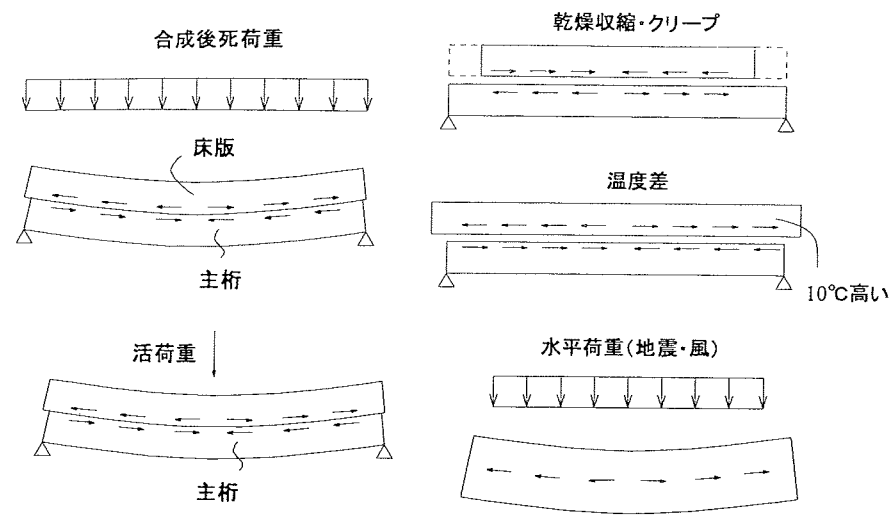


図-2.1.2 ずれ止めに作用する荷重（橋軸方向）

次に、橋軸直角方向は、プレストレス力、クリープの他に、水平力である地震、風荷重を考える。さらに床版支間が6mを超えるような長支場所打ちPC床版では活荷重にも配慮する。

○橋軸直角方向せん断力

- ・プレストレス・クリープ
- ・地震・風
- ・活荷重（長支間場所打ちPC）

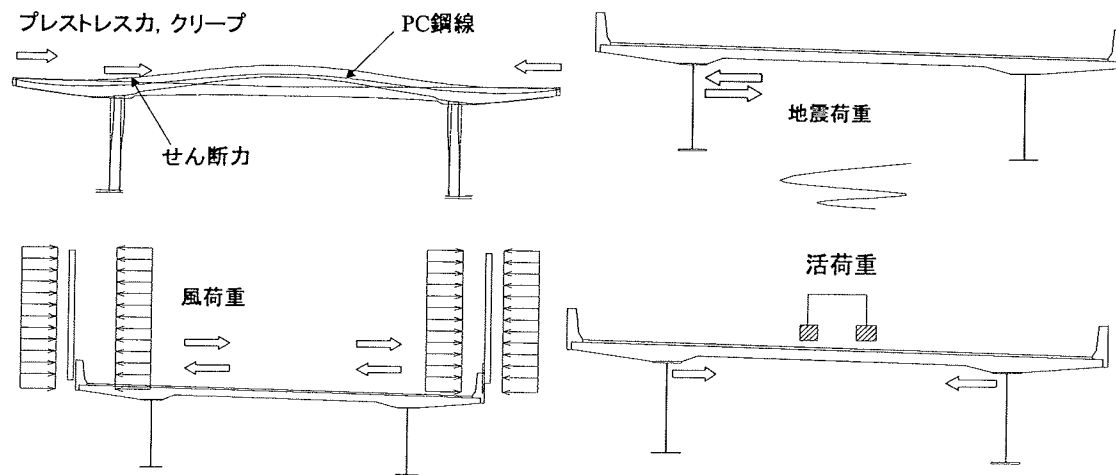


図-2.1.3 ずれ止めに作用する荷重（橋軸直角方向）

さらに、PC床版を有する鋼2主桁橋では、曲げモーメント、つまり、上揚力に着目する必要性が生じている。このことは多主桁橋では高次不静定構造により、主桁のねじりに

関する抵抗力が充分あるため、このような問題は重要視されていなかった。文献 3) EUROCODE4 による基準では、ずれ止めの引張耐力の10分の1を超える場合にはその影響を考慮することとしており、本見直し設計法の照査事項に取り入れるものである。

上揚力が生じる荷重には、プレストレス導入時に床版支間中央が浮き上がるような変形に対してスタッドが抵抗することによる引抜力が最近注目されている。クリープ、活荷重ならびに、高い遮音壁を取り付けることにより生じる風荷重も大きくなるので考慮する必要がある。

○上揚力

- ・プレストレス・クリープ
- ・活荷重
- ・風

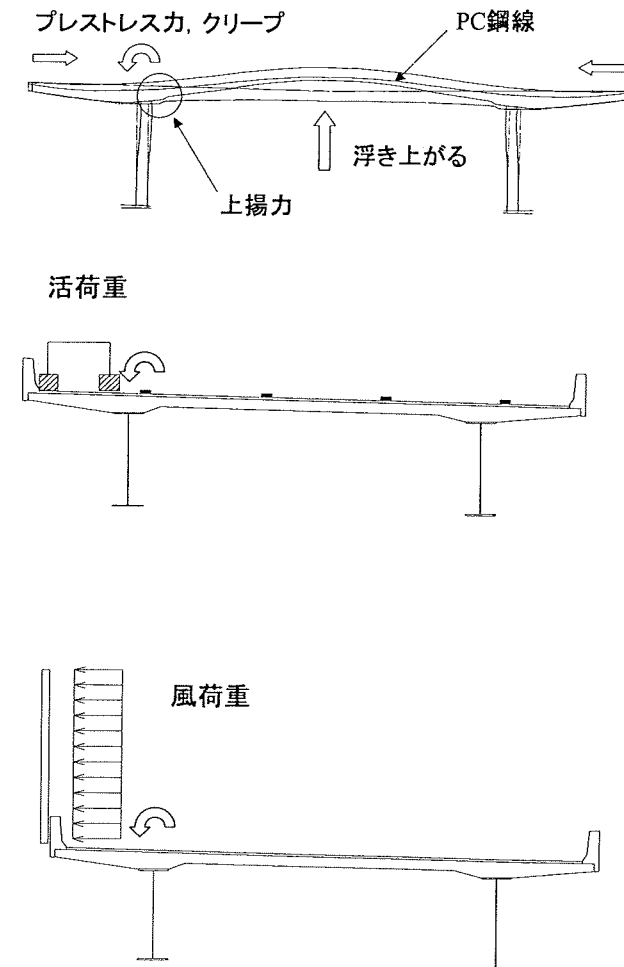


図-2.1.4 ずれ止めに作用する荷重（上揚力）

2.2 ずれ止めの耐荷力

ずれ止めに作用する荷重は、以下について考慮する。

- (1) 橋軸方向せん断力
- (2) 橋軸直角方向せん断力
- (3) 上揚力

〔解説〕

ずれ止めの耐荷力は、道路橋示方書を用いた許容法力度法を主体として用いられているが、諸外国の EUROCODE AASHTO を始めとし、我が国でも文献 4) 鋼構造物設計指針 PART B ならびに文献 5) 複合構造物の性能照査型指針(案)などの限界状態設計法を用いた設計法も取り入れられ始めている。さらに前節において紹介した上揚力についても配慮した事例も少なくなく、今後は限界状態を主体とした耐荷力の評価が積極的に取り入れられていくものと推測する。

そこで、前章ならびに以下に示すような国内外の設計規準に記載されているスタッドの限界状態法における、せん断力算出式を参考に設計者の判断で適用し、鋼2主桁橋の特徴の1つである上揚力についても考慮することとした。

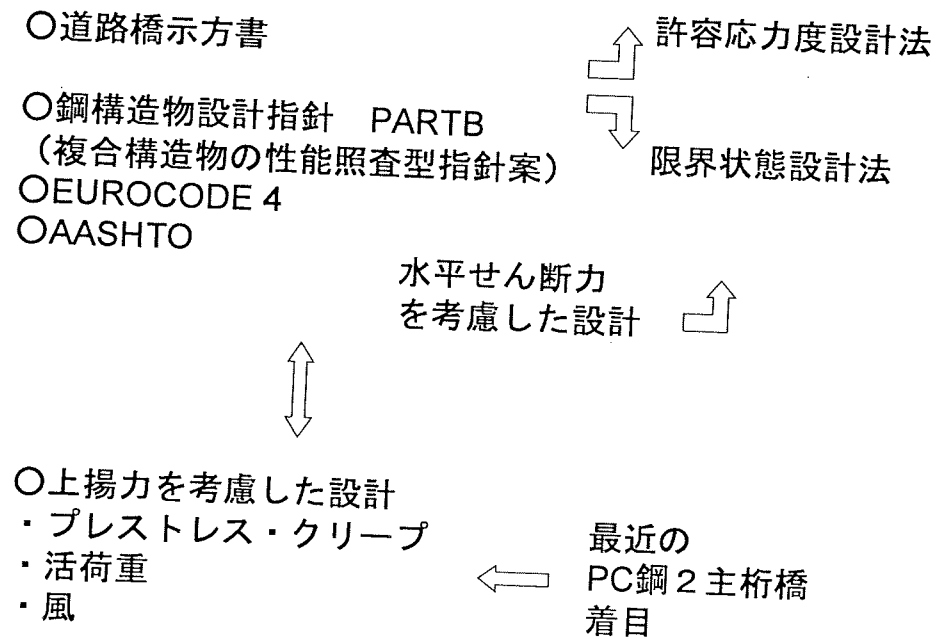


図-2.2.1 ずれ止めの耐荷力基準の分け

(1) 日本

- 1) 道示 II 11.5.5 (2002 年 3 月)
- スタッドの許容せん断力 Q_a

$$Q_a = 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

H : スタッドの高さ(mm), d : スタッドの直径(mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

2) 鋼構造物設計指針 PART B (1997 年 9 月)

スタッドの水平せん断強度 Q_u

$$Q_u = 41.1d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_u = 7.59dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

スタッドのずれ限界強度 $Q_c = 0.5Q_u$

H : スタッドの高さ(mm), d : スタッドの直径(mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

(2) ヨーロッパ

1) EUROCODE 4 (1997 年 10 月)

スタッドの終局限界状態における設計せん断耐力 P_{Rd}

$$P_{Rd} = 0.8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_V$$

$$P_{Rd} = 0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_V$$

f_u : スタッドに用いられる材料の特性終局引張強度(500N/mm²未満)

f_{ck} : 材齢を考慮したコンクリートの特性試験強度(円柱強度 N/mm²)

E_{cm} : コンクリートの割線弾性係数の公称値(N/mm²)

α : $3.0 \leq H/d \leq 4.0$ のとき $\alpha = 0.2\{(H/d)+1\}$

$H/d > 4.0$ のとき $\alpha = 1$

γ_V : 疲労を除く終局限界状態に対しては 1.25 と定められる部分安全係数

使用限界状態でのスタッドの照査は、 $0.6P_{RK}$ (P_{RK} : $\alpha=1$ として P_{Rd} の式より算出) を超え

ないように設計する。

以上の基準に示した設計値とコンクリート強度との関係を 図-2.2.2 に示す。ここでは、スタッド高さ $H=150\text{mm}$ 、直径 $d=22\text{mm}$ 、コンクリートのヤング係数 $E_c=30\text{kN/mm}^2$ とした。

図-2.2.2 より、我が国の許容せん断力を用いた設計法では、スタッドの安全率を大幅に確保していることになる。これは、ずれ止めの許容せん断力の値は、降伏に対して3倍、破壊に対して6倍の安全率を持つためである。従って、道示の設計では、スタッド本数がヨーロッパの基準で設計された本数よりもはるかに多くなり、不経済な設計となることがある。特に少数主桁橋では、主桁本数が少なくなるほど主桁一本に作用する水平せん断力が大きくなるため、そのような傾向になる。

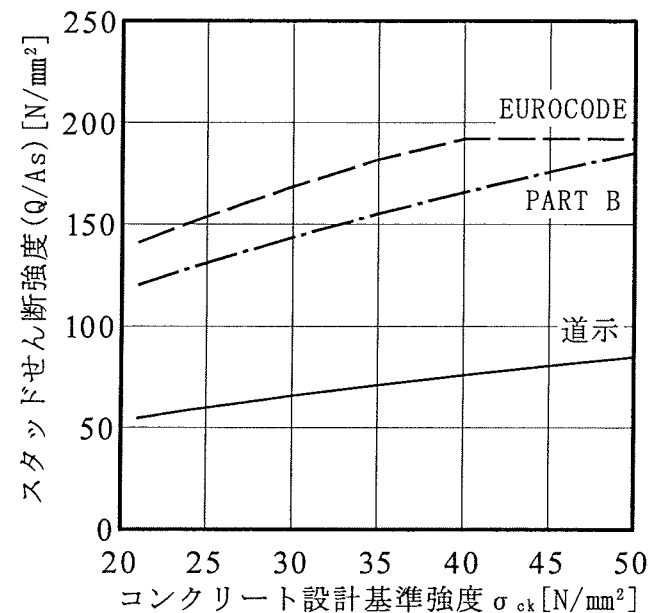


図-2.2.2 コンクリート強度とずれ止めの設計値との関係

3章 構造細目

3.1 ずれ止めの最大間隔

ずれ止めの最大間隔は 600mm とする。

〔解説〕

ずれ止めの最大間隔は、昭和34年合成桁設計指針²⁾以来、変えようとする試みはほとんどない。その指針は2章の道示の歴史を振り返ると諸外国の指針であるDINをもとに設定されている床版厚の2~3倍が最大間隔の根拠であった。AASHTOについても、2ft(約60cm)を採用しており、同様な理由であった。当時の指針は、余り大きな間隔は用いないのがよいという記述もあり、床版厚の3倍まで適用するのには抵抗があったと推測できる。しかし、EUROCODE⁴⁾は、鋼上フランジの板厚と降伏強度による間隔をパラメータに提案しており、床版厚の4倍、最大間隔は80cmとなっている。これは、合成桁を考える場合に、上フランジは床版と一体化している仮定に基づき、座屈を考慮しない我が国の指針の部分を、板厚と降伏応力について規定していると考えられる。

さて、我が国において、昭和30年~40年までは、床版厚が20cm程度であり、3倍と仮定しても60cmであった。しかし、最近のPC床版を有する鋼2主桁橋は、床版厚が30cmを超えるものがほとんどであり、長支間の場所打ちPC床版に至っては鋼主桁上50cmを超えているものを施工しているのが現状である。このまま、床版厚が厚いものに、この床版厚の2~3倍という根拠をそのまま適用するには、多少抵抗がある。しかし、既設非合成桁におけるスラブアンカーの最大間隔1mを適用している実橋載荷測定にて合成桁作用が充分確認できている事例もある近年、最大間隔を拡大する方向に見直す動きが出てきてもおかしくない。

もし、床版厚が50cmであれば、150cmの最大間隔という可能性も将来見据えた基準に目を向けないといけませんが、鋼2主桁の支間が長くなることにより、60cmを超えた最大間隔におけるスタッドの挙動に関する実験、解析的検討はなされていない。このような床版ならびに上フランジの座屈等に着眼した主桁作用におよぼす影響が明らかになっていない現在では、最大間隔を広げる根拠が確かに乏しい。

しかし、スタッドの本数を充分減らしながらも、合成作用を充分満足できるような連続合成桁の主桁支間中央において、最大ピッチを60cmは、積極的に採用しているわけではなく、超えてはならない担保としてこの最大間隔を扱う場合が多い。また、60cmを設定した昭和34年の合成桁設計指針は、剛なずれ止めを対象にしたものであり、頭付スタッドジベルに適用できる範囲は未だ明らかになっていない。

そこで本設計法の紹介では積極的に最大間隔60cmを適用していない現状に配慮し、従

来の表現に模倣した。

今後は、実験や解析により合成効果が充分確保できることを確認した間隔を定義する必要があるが、施工実績や既往の研究からは 600mm 以下であれば想定する合成作用を確保できると考えられる。

3.2 ずれ止めの最小間隔

道示Ⅱ鋼橋編 11.5.4 ずれ止めの最小間隔に従うものとする。

〔解説〕

現行の道路橋示方書では、ずれ止めの最小間隔を、100mm もしくは 5d の大きい方（主たる応力方向）ならびに、30+d（主たる応力方向に直角方向）と規定している。

設計断面力として、中間支点上の負曲げモーメント分布に対応するためには、橋軸直角方向を密にして配置しなければならない背景がある。

DIN では、ずれ止めの外形に対し 1:5 のテーパーで広げた次のずれ止め位置での投影面積の 1/3 が有効な範囲に配慮し、最小間隔としている。これを参考にした基準であることを歴史的背景から考え、これ以上狭くしても、物理的にずれ止めが施工できない可能性も考えると、現在の基準で実状に合っていると判断した。

3.3 ずれ止めの形状

頭付スタッドを基本とし、軸径が 19φ および 22φ（JISB1198）のものを標準とし、それ以上のものを用いるときは、その性能を確認して用いること。

なお、ずれ止め高さは、200mm 程度とし、床版の下側鉄筋あるいはハンチ筋よりも 50mm 以上高さを確保することが望ましい。

〔解説〕

最近では、22φ を超えるスタッドも施工試験を条件に使用され始めている。高強度スタッドで本数を減らす思想も採用されている事例も少なくないが、前節までに示したように、作用する荷重とスタッドの耐力について、その性能を確認し限界状態を適切に評価することにより 19φ ならびに 22φ を有効に使用することを試みたい。

スタッド高さ 150mm は多主桁 RC 時代の実験の結果を用いているもの（S48 道示）であり、この時の根拠は、ハンチ鉄筋より上にないと、ハンチ部からひび割れてしまうことに対して高さを規定していた。これらは、DIN, EUROCODE4 等の諸外国の規定に基づき記

述したものであり、本報告では、これらの思想をそのまま継承し、主桁支点上が 50cm を超えるような厚い PC 床版にも適用できるように配慮した。この他に、ハンチがないような長支間の場所打ち PC 床版を有する場合には、別途合成作用が確保できるような検討を行うことを推奨する。

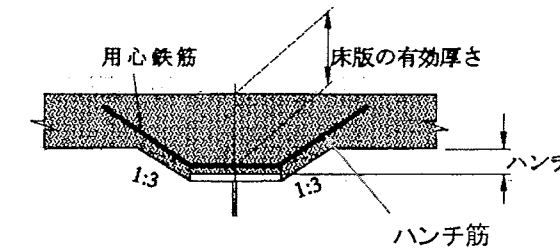


図-3.3.1 ハンチ筋

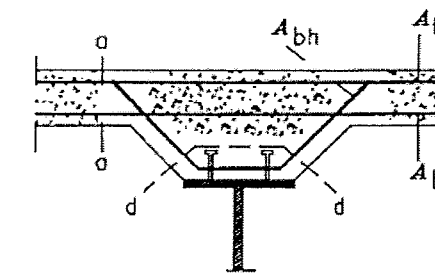


図-3.3.2 せん断破壊を起こしうる代表的なせん断断面

3.4 ずれ止めの配置

- (1) 橋軸直角方向の水平力等に配慮し、中間支点上付近は橋軸直角方向の上フランジに分散させた配置にするのがよい。
- (2) 横桁取り付け部垂直補剛材付近は、フランジ端部に配置されたずれ止めについても、上揚力に対する照査が必要である。また、ハンチ部コンクリートにひび割れを発生させないよう配慮しなければならない。
- (3) 群配置による場合においても、ずれ止めの最小間隔の規定を満足するのがよい。

〔解説〕

最近の事例では、橋軸方向における水平せん断力にて本数が十分な場合が多いが、橋軸直角方向に働く水平力については、水平せん断力の他に上揚力に抵抗する配置にしなければならない。本報告では、この点に配慮し、風、地震などの上揚力に抵抗するようスタッドを配置することと、プレストレスを導入する際に生じる上揚力により、横桁取り付け部の垂直補剛材付近にひび割れが発生しないような配慮をした。本細目は活荷重による疲労に対する配慮も含まれる。また、プレキャスト床版等に用いられる群配置については、群配置にしない場合よりもスタッド1本当たりに不均等な力の伝達が予測される。これによるひび割れの挙動も現在のところ、不明確な為、このような各個撃破による破壊⁹⁾に対して注意を促した。また、箱抜きにした場合、そうでないものと比較して最大せん断耐力が低下しているが、鋼構造物設計指針 PART B⁴⁾で与えられる耐力は満足している。

3.5 輸送寸法に対する配慮

輸送高、幅による制限に配慮しなければならない。

〔解説〕

ネジ付スタッドは、主桁上フランジと溶接するネジ部とカップラー部、頭付スタッド部の3つがある。ネジ付スタッドは輸送高の制限があり、桁高が高く輸送高さや幅を制限されている場合に利用されているが、ネジ付きスタッドを使用する場合にはカップラーとのネジ部の使用限界状態の構造にも配慮したほうがよい。

3.6 その他の配慮

- (1) 使用限界状態に着目して、スタッド本数を決定した場合には、疲労限界状態についても照査しなければならない。
- (2) 設計断面力としての自然の付着力は考慮してはならない。

〔解説〕

使用限界状態において、スタッド本数を決めても、疲労照査を行うと本数が足りない場合も予測されるため注意を促した。これは、鋼・コンクリートの境界部は、補修が困難なため、塑性域の挙動をも意識しなければならない。

床版・鋼桁接合部の自然による付着力は、存在する箇所もあると推定できるが、腐食が進んだ橋梁や、自然の付着力に対する疲労ならびに終局時の研究成果が少ないため、これまで同様に考慮しないこととした。

既設橋梁における非合成桁を用いたRC床版を有する実橋載荷試験において、合成作用を十分に保っていることが分かっている事例もあり、今後自然の付着力については、PC床版施工時の床版・鋼桁接合部の挙動ならびに疲労耐久性を充分検討がなされることを期待する。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, (社)日本道路協会, 2002.3.
- 2) 鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針, (社)日本道路協会, 1965.7.
- 3) EUROCODE4: Design of composite steel and concrete structures, part1.1 General rules and rules for buildings, prEN1994
- 4) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会: 鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物, 1997.9
- 5) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会: 複合構造物の性能設計照査指針(案), 2002.10
- 6) 大久保 宣人ら: グループスタッドの静的および疲労特性に関する実験的研究, 構造工学論文集 vol.48A, pp.1391-1398, 2002.

第4編

床版の構造

第1章 はじめに

長支間床版に適用可能な床版形式として、プレストレストコンクリート床版（以下、PC床版と称す）や鋼・コンクリート合成床版（以下、合成床版と称す）が挙げられる。現在、新設の鋼橋では合理的・経済的な構造として小教主桁橋梁が多数建設されており、その床版としてPC床版や合成床版が採用されている。新形式の長支間床版については、その耐荷力・耐久性能などについて各種研究機関で実験・研究が重ねられ、実構造に供されるようになった。しかし、実構造物として供用されてからの歴史が浅いため、設計手法については、より合理的に整理する余地を残していると考えられる項目も存在している。

第三回床版シンポジウムでは、長支間床版についての現状と課題¹⁾に言及したが、本編は、「設計曲げモーメント」、「床版厚さ」、「接合部」、「ハンチ」、「PC床版の桁端部構造」、「防水工」に着目し、一步踏み込んだ調査・研究を行った成果を報告するものである。

第2章 設計曲げモーメント

2.1 概要

PC床版や合成床版の設計に用いる曲げモーメントは、既往の規準類^{1),2)}から支間部、張出部などの照査位置ごとに算出可能となっている。しかし、これらの規準類の設計曲げモーメント式には表-2.2.1に示すような課題が存在しており³⁾、より合理的な設計曲げモーメント式の提案が望まれている。

表-2.2.1に示す課題のうち、床版支間部（正曲げ部）の設計曲げモーメント式の検討に関しては、土木学会の鋼橋床版の調査研究小委員会において、直交異方性を考慮した有限要素法解析（以下、FEM解析と称す）を行い、合理的な設計曲げモーメント式を提案している⁴⁾。

一方、これらの課題のうち、張出部の設計曲げモーメントについては研究報告事例が少ないが、例えば文献5)に示す研究では、張出部の主桁近傍に発生する負の曲げモーメントは、道路橋示方書（以下、道示と称す）の設計曲げモーメントに比べて小さいことや、版作用によって張出部先端付近には主鉄筋方向に正の曲げモーメントが発生することなどが報告されている。

また、張出長1.5mを超えるPC床版については、平成14年の道示改訂により、従来のコンクリート橋編に規定

されていた設計曲げモーメント式が鋼橋編にも準用されることになったが、鋼橋に適用する場合の合理性については、文献6)において検討結果が報告されているのみである。

この設計曲げモーメント式（以下、道示式と称す）は、1辺を固定支持、他の1辺を自由とした片持版の解析結果をもとに決定されているが、少数主桁形式などの鋼橋においては、主桁によって単純支持された版の挙動に近くなるため、主桁間の支間部に載荷される活荷重の影響を検討する必要がある。

これらの状況から本項では、少数主桁橋に適用されるPC床版や合成床版を対象として、張出長1.5m～3.0mの床版張出部に発生する活荷重曲げモーメントを、主桁による支持条件を単純支持、剛結支持の2種類としたFEM解析により算出し、現行の道示式との比較検証を行った結果について報告する。

2.2 張出部の設計曲げモーメントの検証

2.2.1 検証方法

(1) 解析手法

本検討では、道示式の算出根拠と同様に、ハンチ部での剛性変化を考慮せず、床版全体を等厚と仮定した等方性板の解析を実施した。ただし、道示式の決定においては、版のたわみに関する偏微分方程式を三角級数を用いて解く手法が行われているが、本検討ではFEM解析を採用した。

FEM解析には、汎用有限要素解析ソフトMSC.Marc 2003およびCOSMOS(Version2.85)を用いた。解析を行うに際し、4辺単純支持板の曲げモーメントの理論値と両ソフトの解析値の比較を行った結果、どちらのソフトにおいても理論値との差異は2%以内に収まることが確認され、使用ソフトの相違が解析精度に与える影響はないことを確認している。

(2) 解析モデル

解析対象とする床版のモデルは図-2.2.1および表-2.2.2に示すとおりである。橋梁本体の形式は、PC床版や合成床版との組み合わせで使用実績が多い2主桁橋を採用し、張出部のみでなく主桁間の支間部も含めて全体をモデル化した。主桁間隔を6.0mの一定値とし、活荷重に対する張出長L1を1.5m～3.0mの間で変化させた4種類のモデルを作成した。なお、地覆の幅と主桁の上フランジ幅はともに600mmと仮定し、フランジの1/4点から地

表-2.2.1 設計曲げモーメントに関する現状の課題

床版形式	支間部の設計	張出部の設計	中間支点部の設計	主桁の支持条件	直交異方性
PC床版	支間長6mを超える場合の設計式が未定義。	・支間長1.5m～3.0mの設計式を鋼橋に準用することの評価。 ・主桁近傍に実際に発生する負曲げモーメントは道示式よりも小さいという報告の検証。	支間長4mを境界に設計式が不連続となっている。	少数主桁橋への適用時に、主桁の支持条件を適切に反映する手法について、検討が必要。	異方性が曲げモーメントに与える影響について検討が必要。
合成床版	支間長8mを超える場合の設計式が未定義。	・張出部にも主鉄筋方向の正の曲げが発生することの評価。			

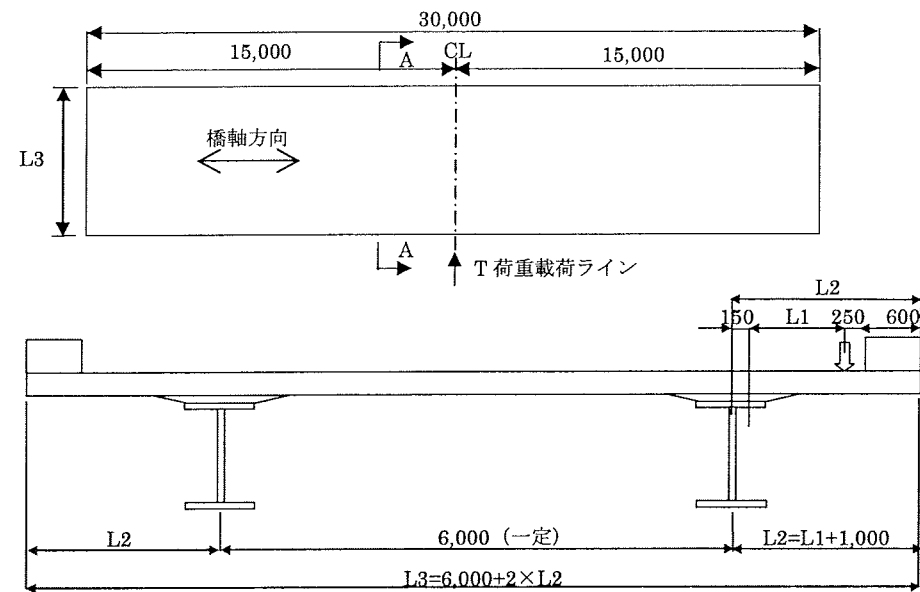
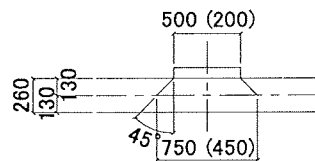


図-2.2.1 解析モデルの形状

表-2.2.2 解析モデルの寸法

解析モデル	橋軸方向寸法 (mm)	橋軸直角方向寸法(mm)		
		張出長		総幅員
		L1	L2	L3
モデル1	30,000	1,500	2,500	11,000
モデル2		2,000	3,000	12,000
モデル3		2,500	3,500	13,000
モデル4		3,000	4,000	14,000



()内は橋軸方向を示す。

図-2.2.2 T荷重の分布の仮定

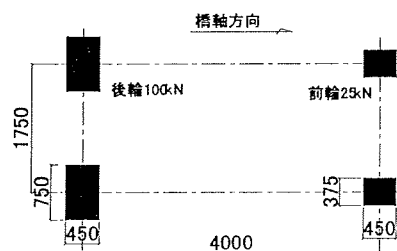


図-2.2.3 4輪荷重の荷重要領

覆内側 250mm の点の間を活荷重に対する張出長 L1 と定義しているため、地覆先端から主桁ウェブ位置までの全体の張出長 L2 は 2.5m~4.0m に相当している。

橋軸方向の床版寸法は、無限版を再現するべく主桁間隔 6m に対して 30m (辺長比 5) として、T 荷重の荷重ラインは橋軸方向の中央位置とした。

主桁はモデル化せず、主桁による床版の支持条件は、ウェブ位置を単純支持とするケースと剛結支持 (片持版) とするケースの 2 つを設定した。

板要素の剛性としては、合成床版の一般的な事例を参照して 20,000cm⁴ を用いたが、今回の解析では曲げモーメント値のみに着目しているため、等方性・等剛度という条件下では板の剛性を変化させても解析結果に影響がないため、この数値には特別な意味はない。

要素分割は、橋軸方向は 225mm、橋軸直角方向は 125mm を基本とした。なお、板要素のポアソン比は、コンクリートの標準値 (0.167) を使用した。

(3) 荷重荷重

T 荷重は図-2.2.2 に示すとおり、舗装を考慮せず床版上面に長方形で等分布するものとし、合成床版を想定した床版厚さ 26cm の 1/2 を 45 度に分布すると仮定した面積を用いて荷重した。ただし、要素分割の都合により、荷重面の大きさは 760mm×460mm を 750mm×450mm に置き換えている。

(4) 荷重ケース

衝撃の影響は、道示に準拠した衝撃係数 (i=20/(50+L)) により考慮した。この場合の支間長 L は上述の張出長 L1 を適用している。

荷重ケースは表-2.2.3 に示すとおり、モデル 1~4 に対してそれぞれ 3 種類ずつ作成した。これらのうち、末尾の記号が “A” のケース (1-A~4-A) および “B” のケース (1-B~4-B) では、主桁による支持条件を単純支持としており、“C” のケース (1-C~4-C) ではこれを剛結支持とした。荷重の荷重位置は “A” のケースでは地覆内側から T 荷重を連続的に配置し、主桁間の支間部まで荷重している。“B” および “C” のケースでは張出部のみ T 荷重を荷重した。

なお、今回の解析では、張出長が大きい場合に前輪荷重の影響がどの程度発生するかを検証するために、モデル 1 およびモデル 4 の各荷重ケースにおいて、前輪を含めた 4 輪荷重の解析ケースを実施した。この 4 輪荷重とは図-2.2.3 に示すように、平成 6 年以前の道示で T-20 荷重として規定されていた 4 輪荷重を、合計荷重が単純に 250kN となるように比例増加させたものである。

各荷重ケースに対応する道示の設計曲げモーメントは下式により算出している。

$$\bullet \text{ 支持桁上の主鉄筋方向曲げモーメント} \\ M_x = -(0.6L - 0.22)P \quad \dots (1)$$

ただし、1.5m < L ≤ 3.0m の場合、下記の割増係数を乗じるものとしている。

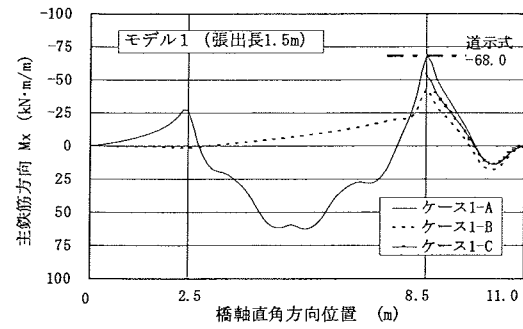
$$\text{割増係数} = 1.0 + (L - 1.5) / 25 \quad \dots (2)$$

$$\bullet \text{ 先端付近の配力鉄筋方向曲げモーメント} \\ M_y = +(0.15L + 0.13)P \quad \dots (3)$$

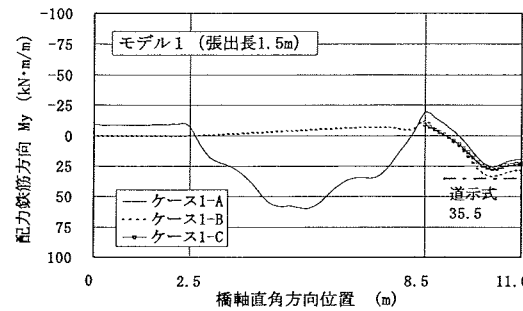
(5) 道示の設計曲げモーメント

表-2.2.3 荷重ケース一覧

解析モデル	張出長	荷重ケース	主桁支持	T 荷重荷重要領図
モデル 1	1.5 m	1-A	単純支持	
		1-B	単純支持	
		1-C	剛結支持 (片持版)	
モデル 2	2.0 m	2-A	単純支持	
		2-B	単純支持	
		2-C	剛結支持 (片持版)	
モデル 3	2.5 m	3-A	単純支持	
		3-B	単純支持	
		3-C	剛結支持 (片持版)	
モデル 4	3.0 m	4-A	単純支持	
		4-B	単純支持	
		4-C	剛結支持 (片持版)	



(a) 主鉄筋方向 Mx



(b) 配力鉄筋方向 My

図-2.2.4 曲げモーメント分布 (解析モデル1)

表-2.2.4 解析結果一覧

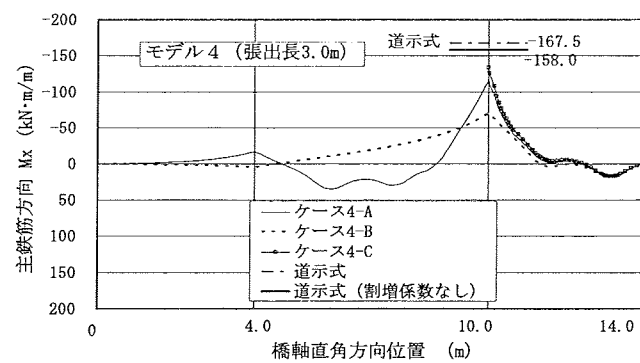
解析ケース		主鉄筋方向 曲げモーメント Mx			配力鉄筋方向 曲げモーメント My	
		支持桁上	先端付近	先端付近	支持桁上	先端付近
張出長 1.5m	1-A	-68.7 (101%)	14.1	24.9 (70%)		
	1-B	-43.0 (63%)	17.9	33.8 (95%)		
	1-C	-54.2 (80%)	13.7	27.5 (78%)		
	道示式	-68.0		35.5		
張出長 2.0m	2-A	-83.4 (83%) < 85% >	14.6	32.4 (75%)		
	2-B	-51.8 (52%) < 53% >	17.7	40.9 (95%)		
	2-C	-78.2 (78%) < 80% >	15.1	34.0 (79%)		
	道示式	-100.0 < -98.0 >		43.0		
張出長 2.5m	3-A	-94.0 (71%) < 73% >	15.9	40.4 (80%)		
	3-B	-63.0 (47%) < 49% >	18.0	47.6 (94%)		
	3-C	-93.2 (70%) < 73% >	15.6	39.6 (78%)		
	道示式	-133.1 < -128.0 >		50.5		
張出長 3.0m	4-A	-116.7 (70%) < 74% >	17.8	50.1 (86%)		
	4-B	-70.0 (42%) < 44% >	19.1	54.8 (94%)		
	4-C	-134.0 (80%) < 85% >	17.0	47.2 (81%)		
	道示式	-167.5 < -158.0 >		58.0		

()内は道示設計曲げモーメントに対する比率を示す。
< >内は割増係数を考慮しない道示設計曲げモーメントに対する比率を示す。

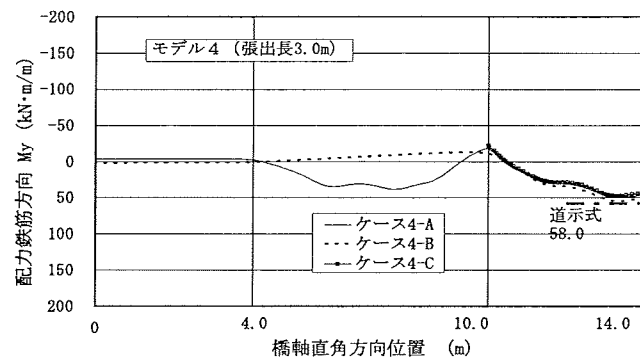
2.2.2 解析結果と考察

(1) 解析結果

図-2.2.4および図-2.2.5に、張出長を最小(1.5m)とした解析モデル1と、最大(3.0m)とした解析モデル4の各載荷ケースの曲げモーメント分布図を示す。各図の(a)、



(a) 主鉄筋方向 Mx



(b) 配力鉄筋方向 My

図-2.2.5 曲げモーメント分布 (解析モデル4)

(b)はそれぞれ、T荷重の橋軸直角方向の載荷ライン上に発生する、主鉄筋方向曲げモーメント(以下、Mxと称す)、および配力鉄筋方向の曲げモーメント(以下、Myと称す)の分布を示している。

表-2.2.4に、FEM解析結果の一覧を示す。本表の解析値は、Mxは主桁上と張出部先端付近(地覆に最も近い荷重の直下)の値を、Myは張出部先端付近の値を、それぞれ抽出したものである。

さらに、主桁上のMx、先端付近のMyおよびMxと張出長を整理した図をそれぞれ図-2.2.6、図-2.2.7および図-2.2.8に示す。

なお、上述の道示式(式(1)および式(3))の決定に際しては、施工時に生じる床版厚や配筋の誤差などを考慮して、理論値に対して10%~20%の安全が考慮されている。道示式と今回の解析値の比較に当たっては、道示式に対する余裕量を考察する意味合いから、解析値には安全を考慮した割り増しを行わず、得られた結果そのものを用いることとする。

(2) 主桁による支持条件の相違による影響

各張出長における解析ケースB(単純支持)と解析ケースC(剛結支持)について、主桁上の曲げモーメントMxを比較すると、張出長1.5mではケースCがケースBの約1.3倍、張出長2mおよび2.5mでは約1.5倍、張出長3mでは約1.9倍となっている。また張出部先端付近の曲げモーメントMyはMxの場合とは逆に、張出長に関わら

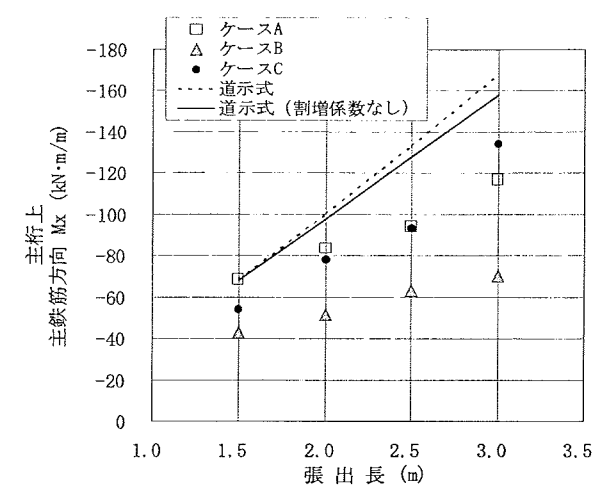


図-2.2.6 張出支間長一曲げモーメント関係 (主桁上の主鉄筋方向 Mx)

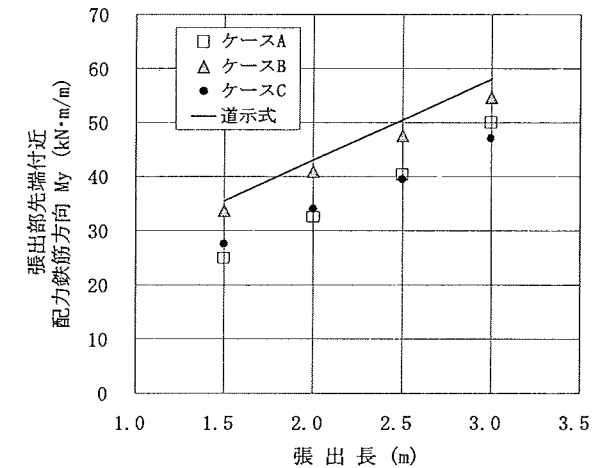


図-2.2.7 張出支間長一曲げモーメント関係 (張出部先端付近の配力鉄筋方向 My)

ずケースBがケースCを約1.2倍程度上回っており、床版を単純支持とした場合は剛結支持とした場合よりも配力方向への応力分配効果が高いことがわかる。

これらの結果から、主桁による床版の支持条件が片持部の負曲げモーメントに与える影響は大きいと判断できる。

(3) 主桁間に載荷した活荷重の影響

主桁上の曲げモーメントMxは、張出長に関わらずケースAがケースBに比較して約1.6倍程度大きい結果となった。一方、先端付近の曲げモーメントMyでは逆に、ケースBがケースAを約1.1~1.3倍程度上回っている。これらのことから、主桁による支持を単純支持と仮定した場合には、主桁間への活荷重載荷の有無が張出部の曲げモーメントに与える影響が大きいことがわかる。

(4) 道示式との比較

まず、道示の設計曲げモーメント式の決定根拠と同様の剛結支持(片持版)の解析ケースCに着目する。張出長に関わらず、主桁上の曲げモーメントMxおよび先端付近

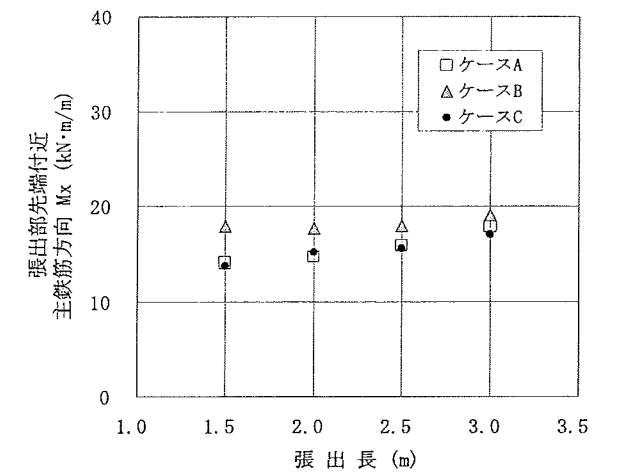


図-2.2.8 張出支間長一曲げモーメント関係 (張出部先端付近の主鉄筋方向 Mx)

表-2.2.5 4輪載荷ケースの解析結果

解析ケース	主鉄筋方向 曲げモーメント Mx			配力鉄筋方向 曲げモーメント My	
	支持桁上	先端付近	先端付近	支持桁上	先端付近
1-A(4輪)	-69.7 (101%)	13.6 (96%)	24.2 (97%)		
1-B(4輪)	-45.1 (105%)	17.3 (97%)	32.8 (97%)		
1-C(4輪)	-55.7 (103%)	13.2 (96%)	26.9 (98%)		
4-A(4輪)	-123.0 (105%)	17.0 (96%)	48.3 (97%)		
4-B(4輪)	-77.1 (110%)	18.5 (97%)	53.2 (97%)		
4-C(4輪)	-140.5 (105%)	16.2 (95%)	45.3 (96%)		

()内は2輪載荷ケースの結果に対する比率を示す。

の曲げモーメントMyとも、道示式に対して20%以上の余裕があることがわかる。このことから、張出部の床版を片持版とする前提であれば、現行の道示式は張出長1.5m~3.0mの範囲への適用に際しても十分な余裕量が確保されている。

単純支持で支間部にも活荷重を載荷したケースAに着目すると、張出長が小さいケースほど、主桁上の曲げモーメントMxが道示式に近くなる傾向がある。張出長1.5mのケース1-Aでは道示式に対して余裕がない結果となった。これは、張出長に対して主桁間の支間長の比率が大きくなり、主桁間への活荷重載荷の影響が大きくなったためと考えられる。一方、張出長が2.0m以上のケースにおいては張出長が大きくなるほど道示式に対する余裕が大きくなり、式(2)による割増係数を考慮しなくても15%以上の余裕を有していることがわかった。

次に、単純支持で張出部のみに載荷したケースBでは、張出長に関わらず先端付近の曲げモーメントMyが道示式に対する余裕量が5%程度しかない結果となった。

以上の結果から、床版の支持条件を剛結支持と仮定した解析から得られた張出部の曲げモーメントは、道示式に対して20%以上の安全率を確保できることが分かった。一

方で、床版の支持条件を単純支持と仮定して解析を行った場合の曲げモーメントは、張出長によっては道示式において考慮されている 10%~20%の安全が必ずしも確保されていないことが分かった。

(5) 張出部先端付近の主鉄筋方向曲げモーメント

現状の床版の設計においては、張出部先端付近の主鉄筋方向曲げモーメントは考慮されていないが、輪荷重走行試験の結果からこの箇所に正の曲げモーメントが発生することが報告されている⁴⁾。今回の解析結果においても、**図-2.2.4(a)**、**図-2.2.5(a)**および**図-2.2.8**に示すとおり正の曲げモーメントの発生が確認された。

この値は、張出長の大きさに比例して微増する傾向にある。張出部の設計においては通常、負の曲げモーメントしか考慮されず、PC床版においてはひび割れ防止程度の配筋しか施工されない事例もあり、床版下面に発生する応力を定量的に把握することが設計上必要と考える。

そこで、張出部先端の正曲げによって、PC床版下面にどの程度の応力が発生するか、解析ケース4-Bにおける19.1kN・m/m という値で試算してみる。PC床版のフルプレストレス状態を簡易に表現するため、コンクリート全断面を有効と仮定したRC断面の計算を行った。

床版厚320mm、主鉄筋D13(上下段とも250mm 間隔)、鉄筋かぶり40mmの条件で計算した結果、床版下面に約1N/mm²、下側鉄筋に約12N/mm²の引張応力が発生する結果となった。この結果から、一般的なPC床版の配筋状態であれば問題ないレベルであると考えられる。

(6) 前輪荷重の影響

前輪の影響を考慮して4輪荷重による解析を行った結果を、**表-2.2.5**に示す。張出部先端付近のモーメントはM_x、M_yとも後輪のみの2輪荷重ケースよりも3%~5%小さい結果となった。一方、支持桁上のM_xでは、張出長が大きいほど前輪の影響が大きくなり、ケース4-Bでは2輪荷重に比して10%程度増大する結果となった。しかし、当該箇所の最大曲げモーメントを与えるケース4-Cでは5%の増加に過ぎないことから、張出部の設計において前輪荷重が与える影響は小さいといえる。

(7) 今後の課題

今回の検討では、張出長を変化させた解析を行ったが、主桁の支持間隔は一律6mのケースに限定している。しかしながら、同じ張出長でも主桁の支持間隔が異なれば張出部に発生する曲げモーメントが相違すると考えられるため、今後は、張出長と主桁支持間隔をパラメトリックに変更した解析を実施する必要がある。

また、主桁による床版の支持条件を単純支持、あるいは剛結支持と仮定した解析を行ったが、実際の構造では完全な単純支持や剛結支持の状態ではないと考えられる。そのため、より詳細な検討を行うためには、支持条件をより実際に近い形でモデル化する手法について検討する必要がある。

さらに、PRC床版など、橋軸方向と橋軸直角方向の版の剛性が大きく相違する異方性の強い床版の曲げモーメントに対する評価も今後必要であると考ええる。

第3章 床版厚さ

3.1 床版厚さの設定

床版の厚さは、道路交通下において、疲労耐久性を損なう有害な変形を生じることなく、自動車の繰り返し通行に対しても疲労耐久性が損なわれることがないように設定する必要がある。道路橋示方書では、鉄筋コンクリート床版の過去の損傷事例をもとに経験的に床版の最小厚さを規定しており、活荷重によって床版のコンクリートに生じる曲げ引張応力度がある限度内におさえて、有害なひびわれの発生をできるだけ少なくするように配慮されている。

また、道路橋示方書の鉄筋コンクリート床版の見なし規定では、床版厚さや鉄筋の許容応力度、構造細目などがセットで規定され、所要の耐荷力および耐久性に向かって見なしの設計を行っているものであり、床版厚さのみに着目した規定とはなっていない。現状では、所要の耐荷力および耐久性を確保できる床版厚さを定量的に評価する方法が確立されておらず、床版厚さに対し理論的あるいは実験による実証的な規定方法がないのが実情である。

一般的な床版形式としては、鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版および合成床版が挙げられるが、ここでは、プレストレスを導入しない床版形式である鉄筋コンクリート床版および合成床版の床版厚さについて、試算結果に基づいて考察を加えるものとする。

3.2 合成床版と鉄筋コンクリート床版との比較

合成床版では、「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物(土木学会、平成9年)」に式(3.1)のように規定されている。

$$H = 2.5L + 10 \quad (3.1)$$

H : コンクリート厚さ (cm)
L : 床版支間 (m)

式(3.1)は、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なひびわれが発生しないように設定したものである。

合成床版は道示の見なし規定にはない床版形式であるので、鉄筋コンクリート構造として同種の鉄筋コンクリート床版との断面諸元の比較を行うことにより、その特徴を抽出することとする。以下に、合成床版の断面諸元が鉄筋コンクリート床版のそれと比較して、どのようであるかを試算した結果を示す。

合成床版の場合、底鋼板が鉄筋コンクリート床版という引張側主鉄筋の役割を担い、底鋼板に防錆を施すことによって設計上断面に寄与しない引張側コンクリートのかぶりに相当する厚みを省略できるという構造上の特徴がある。また、床版の下面全域に底鋼板があり、その合成断面

の中立軸は鉄筋コンクリート床版と比較して相対的に下側(引張側)に移動するため、圧縮領域にあるコンクリートの有効断面が増加するという特性がある。したがって、合成床版の最小厚さを定めるにあたっては、断面剛性、断面係数、せん断力に対して有効に作用する断面等に関する特性値を考慮の上、設定する必要がある。

検討対象とする断面を、**図-3.2.1**に示す。また、床版厚さと中立軸との関係、床版厚さと断面剛性との関係、および床版厚さと断面係数との関係を、**図-3.2.2~3.2.4**に示す。これらの試算結果より、合成床版の中立軸の位置は、鉄筋コンクリート床版に比べて4cm程度下側に下がり、圧縮コンクリートの範囲がひろがることになる。これは、せん断疲労耐久性の観点からも、合成床版は、鉄筋コンクリート床版に比べて圧縮側コンクリートの断面が増大することになるので、疲労耐久性の向上に有利であると言える。また、断面剛性は3倍程度、断面係数は3倍以上大きくなるのがわかる。これらより、合成床版は、同厚さの鉄筋コンクリート床版に比べて、せん断耐力および断面剛性が大きく、かつ引張鋼材の応力度は小さく抑えられることがわかる。

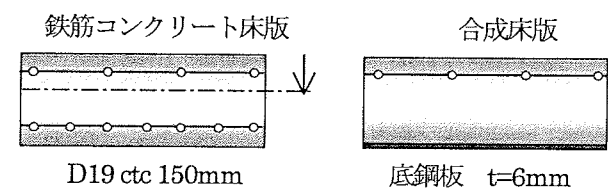


図-3.2.1 検討対象の断面

次に、前述に示す断面諸量より、鉄筋コンクリート床版と断面諸量が等価となるような合成床版の床版厚さを**図-3.2.5**に示す。これより、断面剛性を等価とするように合成床版厚さを設定するのが最も安全側に床版厚さを評価できることがわかる。

合成床版の場合、構造的な要因として引張側コンクリートのかぶりに相当する厚み分を薄くすることが可能であり、これと鉄筋コンクリートなみの断面剛性確保の観点から、床版の最小厚さを検討した結果を**図-3.2.6**に示す。図には、道示式の鉄筋コンクリート床版の最小厚さ、等価な断面剛性となる合成床版厚さ、「鋼構造物設計指針PART B 合成構造編(土木学会、平成9年)」を併記したものを示す。これによれば、合成床版の最小厚さは鉄筋コンクリート床版の引張側コンクリートのかぶりに相当する分を薄くした厚さによって決定すれば安全側の評価となり、これはほぼ土木学会式と同等であることがわかる。

ここでは、合成床版は鉄筋コンクリート床版に比べ引張側コンクリートのかぶりに相当する厚み分を薄くすることが可能であるとの考えや床版の断面諸量の相対評価により、鉄筋コンクリート床版と同等以上の性能を確保できるとして合成床版の床版厚さの検討を行った。しかしながら、今回の検討は鉄筋コンクリート床版との相対比較であり、合成床版特有の検討事項や定量的な疲労耐久性を評価

したものではない。したがって、今後、耐荷性や疲労耐久性等を定量的に評価するための理論的あるいは実験による実証的な検討を行い、合理的な床版厚さの設定方法を検討していく必要がある。

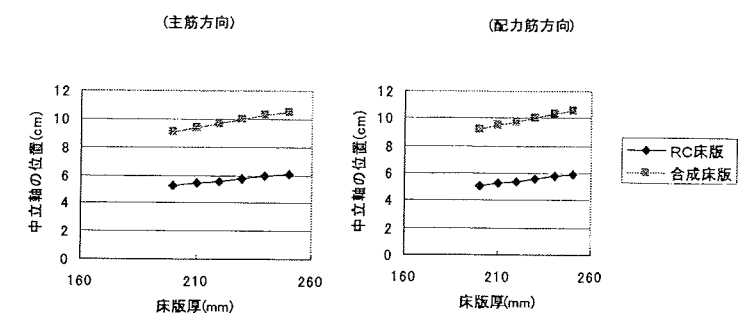


図-3.2.2 床版厚さと中立軸位置との関係

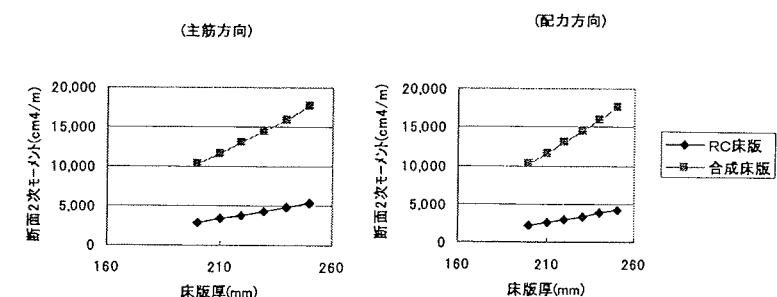


図-3.2.3 床版厚さと断面剛性との関係

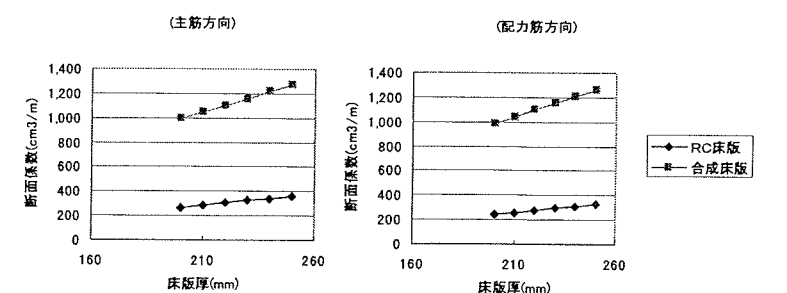


図-3.2.4 床版厚さと断面係数との関係

3.3 床版厚さに関する今後の検討課題

床版の要求性能を検証する方法およびその評価を明確にし、適切に床版の厚さを設定するためには、今後、多くの解析や実証試験が必要であり、早急な結論を出すのは困難であるが、国土交通省旧土木研究所で行った輪荷重走行試験結果^{1), 2)}などを再整理し、耐荷力および耐久性の再評

価を行うのも一つの方法であると考える。

また、床版の最小厚さを設定するための検討項目としては、文献3)、4)によれば下記の項目が上げられている。

- ①曲げにともなう鉄筋等の疲労から定まる床版の最小厚
- ②コンクリートのせん断疲労から定まる床版の最小厚
- ③コンクリートに有害なひびわれを生じさせないような床版の最小厚

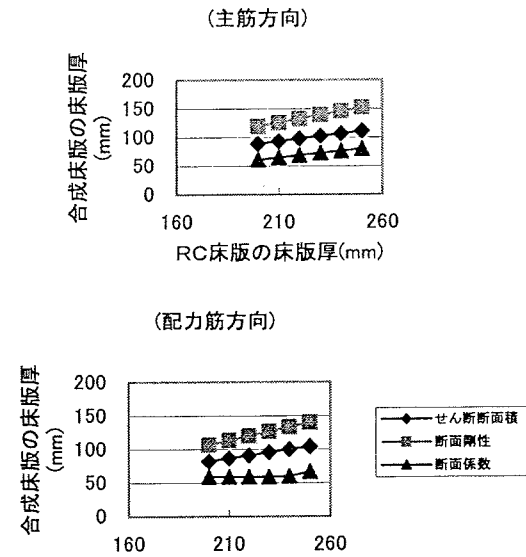


図-3.2.5 鉄筋コンクリート床版と等価断面諸量となる合成床版厚さ

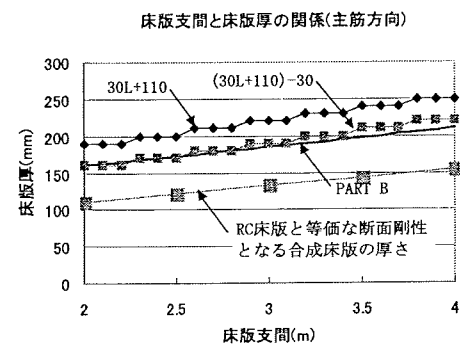


図-3.2.6 合成床版の最小厚

上記の検討項目に加えて、床版に有害な振動を起こさないような床版剛性を確保することも重要である。これらの検討項目は、プレレストコンクリート床版も含めた床版全般の普遍的な検討項目と考えられ、これらの項目を定量的に評価することが今後の課題である。

第4章 接合部

プレキャスト床版およびハーフプレハブ合成床版は、工期短縮や省力化、高耐久性化などのニーズに応える床版構造として、適用例も数多く報告されている。代表的なプレキャスト床版構造としては、床版支間方向にプレストレスを導入したコンクリート床版（プレキャストPC床版）、

ハーフプレハブ合成床版としては、鋼とコンクリートを組み合わせた合成床版（合成床版）があげられる。これらは、その構造性から床版相互を架設現場で接合する必要がある。これまでに種々の接合構造が提案されている。

本章では、床版の接合部に着目し、その設計や検討を行うための技術資料を提供することを目的として、各種接合部の概要、使用材料、構造性、施工性、評価方法などを紹介する。

4.1 接合部の種別

4.1.1 プレキャストPC床版

プレキャストPC床版は、プレキャスト版間詰め部で接合する。その接合方法には、RC構造とPC構造がある。図-4.1.1に、一般的な接合方法を示す。

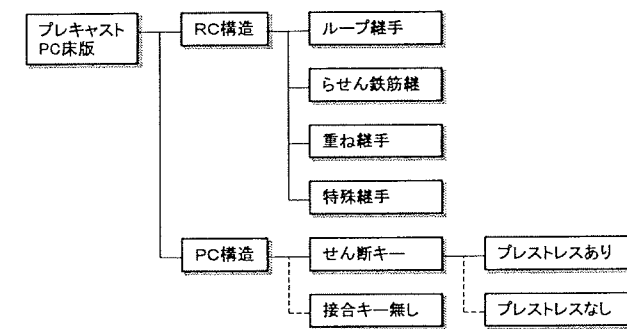


図-4.1.1 プレキャストPC床版接合部一覧

4.1.2 合成床版

合成床版は、その底鋼板を現場にて接合する必要がある。接合方法には、底鋼板の応力を伝達する接合と伝達しない接合がある。図-4.1.2に現在よく使用されている接合方法を示す^{2),3)}。

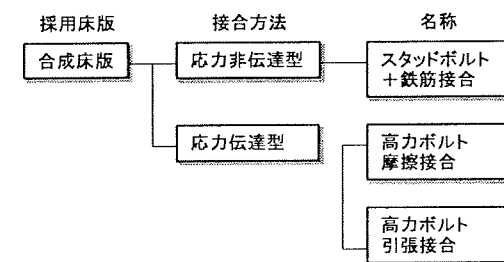


図-4.1.2 合成床版接合部一覧

4.2 使用材料

4.2.1 共通編

- (1) 鋼材
鋼材は、道路橋示方書・同解説 I 共通編 3.1 に示される

規格に用いるものを標準とする⁴⁾。

(2) コンクリート

コンクリート材料は、道路橋示方書・同解説 I 共通編 3.2 に示される材料を標準とする⁴⁾。

4.2.2 プレキャストPC床版に用いる材料

(1) コンクリート

プレキャストPC床版に用いるコンクリートは、道示⁶⁾から、プレテンション方式で $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 以上、ポストテンション方式で $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 以上と規定されている。プレキャストPC床版のコンクリートの実績調査結果では、設計基準強度 $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ が大多数であり、早強セメントが用いられている。これは、工場製作となるプレキャストPC床版の品質管理が容易で高強度コンクリートの使用が可能になったためと考えられる。

プレキャストPC床版の接合に用いるコンクリートや無収縮モルタルなどの設計基準強度は、プレキャストPC床版の設計基準強度と同等以上とする。また、プレキャストPC床版と同程度の線膨張係数を有し、硬化時の収縮量が少なく、良好な水密性や施工性を有する材料を選定する必要がある。間詰め部のコンクリートについては、乾燥収縮を低減する目的で収縮補償用膨張コンクリートが使用されており、一般に 30kg/m^3 の実績が多い。

(2) 接着剤

エポキシ系接着剤の品質は、道示コンクリート橋編 19.4.8 に規定されている⁶⁾。

表-4.2.1 エポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準

品質項目	単位	品質規格	試験温度	養生条件	
未硬化の接着剤	外観	—	注1)	—	
	粘度	mPa·s	$1 \times 10^4 \sim 1 \times 10^5$		春夏用 : $20 \pm 2^\circ\text{C}$
	可使時間	h	2以上		夏用 : $30 \pm 2^\circ\text{C}$
硬化した接着剤	だれ最小厚さ	mm	0.3以上	冬用 : $10 \pm 2^\circ\text{C}$	
	比重	—	1.1~1.7	20±2℃ 20±2℃, 7日間	
	引張強さ	N/mm ²	12.5以上		
圧縮強さ	N/mm ²	50.0以上			
接着強さ	引張せん断接着強さ	N/mm ²	12.5以上	6.0以上	
	接着強さ	N/mm ²	6.0以上		

注:1) 有害と認められる異物の混入がなく、材料分離が生じていないこと。
2) 可使時間は、練り混ぜからゲル化開始までの時間の70%の時間をいう。
3) だれ最小厚さは、鉛直面に厚さ約1mm塗布された接着剤が、下方にだれた後の最小厚さをいう。
4) 接着強さは、せん断試験により求めるものとする。

4.2.3 合成床版の接合に用いる材料

(1) 鋼材

合成床版に用いる鋼材の使用については前出の「4.2.1 共通編(1) 鋼材」に示す通りであるが、鋼構造物設計指針 PART B⁹⁾では、「合成床版に用いる鋼材は JIS G 3101 に適合するものとし、また鋼種は SS400 を標準とする。」とある。強度について、合成床版では、一般に疲労やひび割れなどに対する各限界状態が他の合成構造物の場合に比べてさらに重要となり、このような場合には、高強度の鋼

材を用いて設計する必要が少ない。また、溶接性について、SS400 の溶接性は鋼板の化学成分や溶接施工試験等で確認することもある。疲労の影響を重視し、溶接部の品質向上のため一般構造用圧延鋼材から溶接構造用鋼材を用いる事も一般的となっている。

(2) コンクリート

合成床版に用いるコンクリートは、前出の「4.2.1 共通編(2) コンクリート」に示す通りであるが、鋼構造物設計指針 PART B⁹⁾によると、材齢 28 日における圧縮試験強度に基づいて設計基準強度を定めることが原則とされている。

セメントについては、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメントを原則とするところが多い²⁾。

混和材料について、合成床版は他の形式の床版と比べて鋼部材の割合が多く鋼部材による拘束が強いので、乾燥収縮の影響を緩和するための膨張材の使用を原則としている^{2),10),11)}。さらに、プリージングによるずれ止め部コンクリートの性能劣化の防止や鋼部材付近へのコンクリートの充填性、施工性の向上のために高性能 AE 減水剤を使用することもある^{10),11)}。

合成床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は 30N/mm^2 以上を原則としている。一般に、合成げたの鉄筋コンクリート床版に使用しているコンクリートの設計基準強度は $27 \sim 35\text{N/mm}^2$ であり、また、合成床版には設計基準強度が 30N/mm^2 前後のコンクリートを適用している^{2),10),11)}。

(3) シール材

底鋼板パネルを所定の位置に敷設し、押さえ金具で鋼桁に固定する際、コンクリート打込み時のモルタル漏れを防ぐため、止水性・施工性を考慮した適切なシール材を鋼桁上フランジ縁にそって配置して、鋼桁と鋼板パネルとの隙間を埋めなければならない。これは、鋼板パネル同士の隙間も同様であり、スポンジシールやウレタンゴムパッキンなどの適当なシール材を用いて止水する必要がある^{2),9)~11)}。

4.3 構造細目および施工

4.3.1 プレキャストPC床版接合部

(1) RC構造接合部

プレキャストPC床版橋軸方向接合部をRC構造とした場合、ループ鉄筋継手の採用事例が多いことから、ここではループ継手構造に着目して、その構造細目を紹介する。

① RCループ継手構造

RCループ継手の一般的な構造を、図-4.3.1に示す。

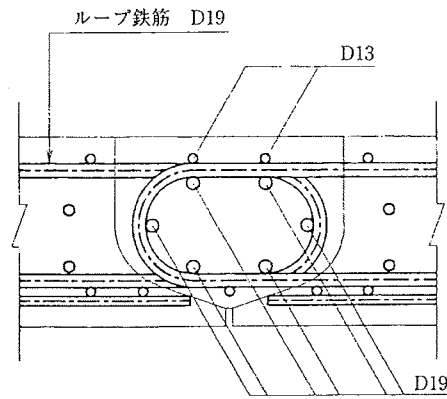


図-4.3.1 ループ継手

② 接合部シール工

プレキャストPC床版は、ソールスポンジ、シールスポンジにより充填モルタルおよび間詰めコンクリート施工時のモルタル漏れ防止処置が行われている構造であり、プレキャストPC床版の施工は原則として足場を必要としない。しかし、モルタル漏れの確認や漏れが生じた場合には対処を行う必要があり、モルタル漏れの確認方法・対処方法を予め検討しなければならない。

③ 鉄筋加工・組立

ループ継手部の鉄筋挿入は、施工上の課題であり、必要に応じて足場を設ける必要がある。この対処方法として、図-4.3.2に示すように、ループ継手鉄筋の一部の半円形曲げフックの曲げ半径を小さくする方法がある。これは、フランジ部に限られているが、床版架設後の水平鉄筋挿入を床版上で行うことが可能となり足場が不要となる。このように、間詰め部の鉄筋組立方法は、設計段階から考慮しておくことが望ましい。この際、曲げ半径変更部の配力筋の応力照査および半円形フック鉄筋のラップ長等の確認を行っておく必要がある。

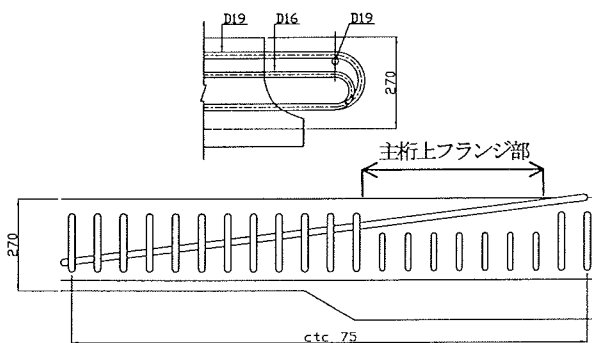


図-4.3.2 曲げ半径変更部

また、ループ継手の施工性を改善する方法として、①らせん鉄筋を用いる方法 ②重ね鉄筋継ぎ手 ③繊維コンクリート使用によるループ内鉄筋の省略などが研究されている。

④ 間詰めコンクリート打設

間詰めコンクリートは、プレキャストPC床版相互の一体化を図れるように適切に施工しなければならない。施工

に当たっての留意点を以下に、施工手順を図-4.3.3に示す。

- ① プレキャストPC床版と間詰めコンクリートの付着をよくするため、打継ぎ面の十分な清掃と吸水を行う必要がある。鉄道跨線部等、十分な水打ちができない場合においては、剥離防止用接着剤を使用する場合もある。
- ② ループ継手部は幅が狭く、かつ鉄筋量が非常に多いため、コンクリートの締固めが不十分となりやすいので注意を要する。
- ③ コンクリート打設終了後、収縮補償用膨張コンクリートの所定の品質を確保するため、湿潤養生を5~7日行わなければならない。
- ④ 間詰め部コンクリートの施工時期について、単純桁では一般に問題とならないが、連続桁においては、設計時の架設工程と異なる場合、床版に作用する断面力および変位に影響を与える。

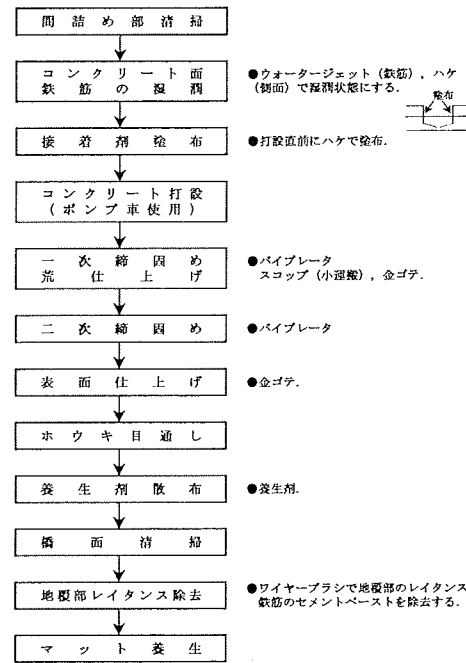


図-4.3.3 施工手順

(2) PC構造接合部

プレキャストPC床版接合部は、接合キーを用いる場合および用いない場合がある。いずれの場合も継目の面と継目に働く圧縮応力とのなす角度が90°でない場合には、継目の面に沿うずれ力が働く。従って、この角度が小さくなると、継目に沿ってずれる恐れがあるので、確実な継目を達成するため、接合面に適切な工夫を加える必要がある。図-4.3.4に接合部の例¹⁾を示す。

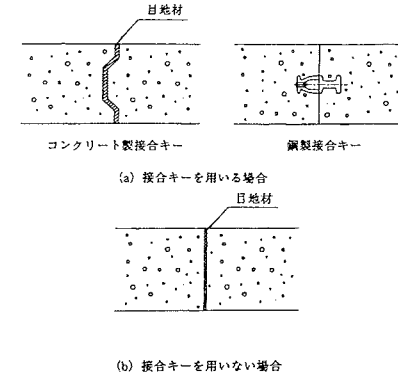


図-4.3.4 接合部の例

① 接着剤

接着剤として、エポキシ系接着剤のほか、コンクリート、セメント系モルタル、セメント系ペーストを用いる場合がある。プレキャスト部材の接合に用いる接着剤は、強度、耐久性および水密性が部材と同等以上で、①可使時間 ②取り扱いの容易性 ③吸水率、収縮率が小さく、耐熱性、耐薬品性、耐候性が大きい ④接着面にある程度の水分があっても硬化・接着に支障がないなどの条件を満足する必要がある。

エポキシ系接着剤を接合材料として用いる場合、接着剤の品質が良くても、接合面の処理が悪いと接合効果を十分に発揮できない。このため接合面は、①豆板など不良コンクリート部分の補修 ②シーす末端の処理 ③ゴミ・剥離材・油脂類等の除去を行うとともに、接着面を十分に乾燥させプライマー処理を行う。

セメント系接着剤を使用する場合は、高さに比較して薄い接合目地に適したコンシステンシーと所要の品質を得られる配合を選定し、接合に際しては接合面を湿潤状態にし、確実な打ち込みができるよう十分な締め固めを行う。

② 接合キー

接合キーには、図-4.3.5に示すコンクリート製接合キーと、図-4.3.6に示す鋼製接合キーがある¹⁾。

エポキシ系接着剤にて接合する場合のプレキャストPC床版継目部には、床版相互の位置を正しく固定し、一体性を確保するため接合キーを設ける。また、接合キーは、プレキャストPC床版の接合を容易にするためのガイドとしての機能を有する必要がある。

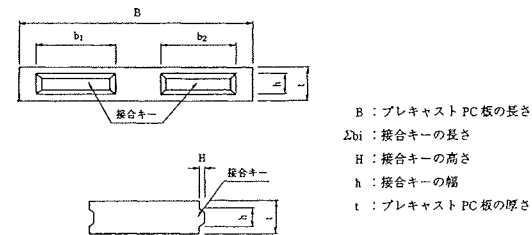


図-4.3.5 コンクリート接合キーの例

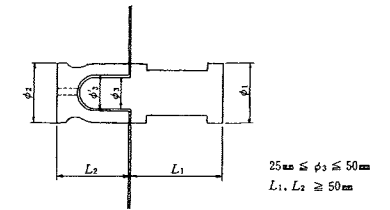


図-4.3.6 鋼製接合キーの構造例

- (3) プレキャストPC床版と主桁との接合
プレキャストPC床版と主桁との接合事例¹⁾を図-4.3.7に紹介する。

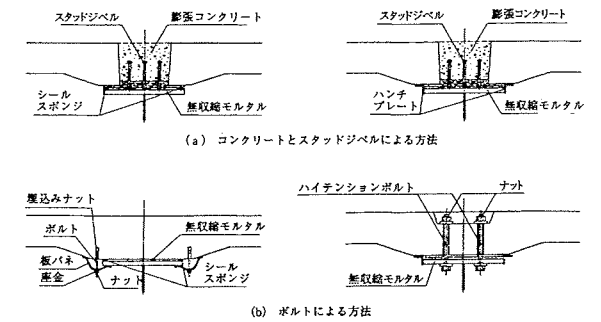


図-4.3.7 スラブ止めの例

4.3.2 合成床版接合部

(1) スタッドボルト+鉄筋接合

- ① スタッドボルト+鉄筋接合構造
スタッドボルト+鉄筋接合の一般的な構造を、図-4.3.8に示す。

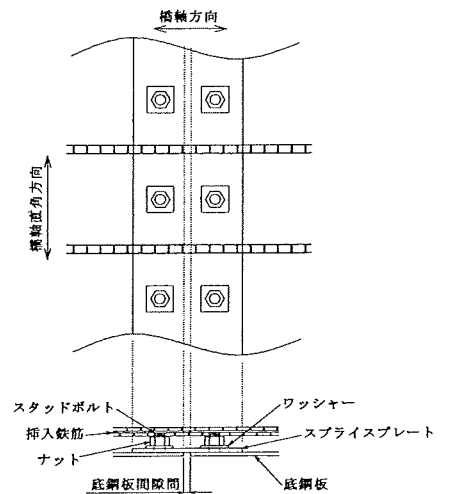


図-4.3.8 スタッドボルト+鉄筋接合

② 挿入鉄筋

スタッドボルト+鉄筋構造では、添接部において底鋼板は配力筋方向に連続ではなく、よって上側配力筋と挿入鉄筋によるRCの複鉄筋断面として断面計算を行い、鉄筋径、本数などを決定する。

合成床版の下側挿入鉄筋の配置については、鋼板パネル

が工場製作であり精度が良いこと、下面が底鋼板で覆われていること、および設計荷重レベルではスタッドボルトにより応力伝達がなされることが実験から明らかになっていることより、底鋼板上面より下側鉄筋までの純かぶりは20mmとしている場合もある。

挿入鉄筋の継手長は、鉄筋の30倍の長さが一般的であるが、底鋼板の補強部材やずれ止めが付近にある場合にループ鉄筋を用いたり¹²⁾、鉄筋の端部にプレートアンカーを設けることにより継手長を短くし、施工性の向上を図る場合もある¹³⁾。

③ スタッドボルト

スタッドボルトは、添接板を押しえつめるために鋼板パネル端部に溶植される。実績調査結果では、ネジ径はM16がよく使われているが、M12以下などにおいて、製作時、運搬時、架設時の接触などによりスタッドボルトが容易に変形することを避ける意味がある。

スタッドボルトのピッチは125mm～250mm程度で配置されており、止水構造と合わせてコンクリート打設時にモルタルの漏れが無いように注意する必要がある。

④ 添接板

添接板は鋼板パネル間の遊間を埋める役割を有し、構造計算には入らない。一般には、底鋼板と同厚の鋼材が使用される。スタッドボルト用の孔径は架設時の干渉を避けるため拡大孔を用いることが一般的である。

⑤ 鋼板パネルの隙間

鋼板パネルの隙間については、製作時、架設時の誤差を吸収するために5mmの遊間を設けることが一般的である。

⑥ シール材

スタッドボルト+鉄筋接合では、添接板をスタッドボルトにより添接することで鋼板パネルの遊間を埋めて止水構造をなしているが、スタッドボルトのピッチによっては、鋼板パネルと添接板との間に隙間ができることも考えられる。さらに、ハンチ構造付近や添接板同士の隙間など、不連続の箇所も含めて、シール材を用いた止水構造を用いることが一般的である。

(2) 高力ボルト摩擦接合

① 高力ボルト摩擦接合の構造

高力ボルト摩擦接合の一般的な構造を、**図-4.3.9**に示す。

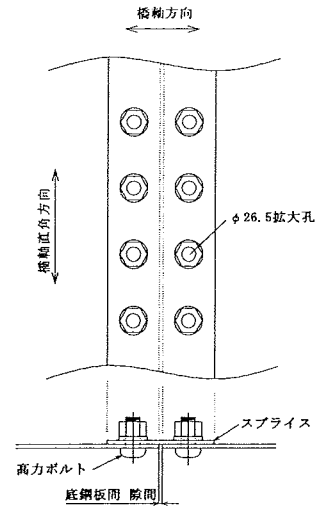


図-4.3.9 高力ボルト摩擦接合

② 高力ボルト

高力ボルトを用いた接合の場合は、原則として底鋼板下面から高力ボルトを差し込む作業が必要であるが、添接板と一方の鋼板パネルとは架設前に仮止めしておくことで床版下面からの作業を省略して施工性を向上させることができる。また、特殊な治具によってボルトを通した状態で固定する方法^{14),15)}を用いることで架設現場では底鋼板上面からの作業のみとなり、施工性の向上を図る場合もある。

③ ボルト孔

ボルト孔は製作時、架設時の誤差を吸収するため、拡大孔を用いている。

④ 板パネル隙間

鋼板パネルの隙間については、製作時、架設時の誤差を吸収するために5mmの遊間を設けることが一般的である。

⑤ シール材

高力ボルト摩擦接合では、添接板を高力ボルトにより添接することで鋼板パネルの遊間を埋めて止水構造をなしているが、添接板の不連続部となるナックル点や添接板同士の隙間などにおいてはシール材を用いた止水構造を用いることもある。

(3) 高力ボルト引張接合

① 高力ボルト引張接合の構造

高力ボルト引張接合の一般的な構造を、**図-4.3.10～図-4.3.11**に示す。

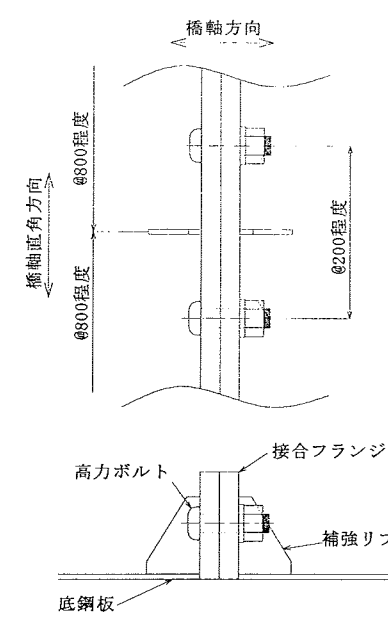


図-4.3.10 高力ボルト引張接合 その1

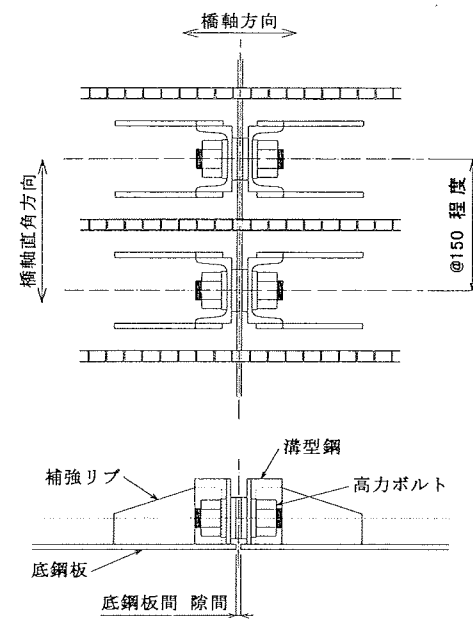


図-4.3.11 高力ボルト引張接合 その2¹⁶⁾

② 高力ボルト・接合フランジ

高力ボルト引張接合では、全て上面からボルト締結作業が行えるため施工性が良い。ただし、正曲げ区間においては、ボルトには接合フランジの曲げに伴うてこ反力による軸力が加算されるため、設計時には注意が必要である。また、接合フランジ下端においては、フランジの曲げによる接合部の開きにも注意が必要である。

③ 鋼板パネルの隙間

高力ボルト引張接合では、接合フランジを高力ボルト接合にて閉じ合わせるため、鋼板パネル間の隙間による誤差吸収が行いにくい。ただし、正曲げ区間を別形式の接合方法にすることや、**図-4.3.11**の構造のように、接合フランジを底鋼板から分離させることにより、他の接合方法と

同様に5mm程度の遊間を設けることができ、誤差を吸収することができる。

④ シール材

高力ボルト引張接合では、接合フランジを高力ボルトによって閉じ合わせるためシール作業は不要であるが、接合フランジの不連続部や**図-4.3.11**の構造の高力ボルト引張接合¹⁶⁾では、他の接合方法と同様にシール施工が必要となる。

(4) 底鋼板取付け金具^{2),9)~11)}

鋼板パネルの鋼桁への取付けは、押さえ金具等により確実に連結することを基本とし、シール材等の使用も含めて、コンクリート打設時のモルタルなどの漏れを防ぐ構造が必要である。また、架設部材として鋼板パネルを使用する場合は、架設時に発生する断面力に抵抗できる連結方法を採用し、構造解析等により架設時の安全性を確認する必要がある。

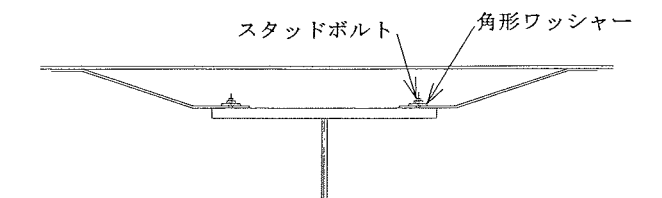


図-4.3.12 スタッドボルトによる接合

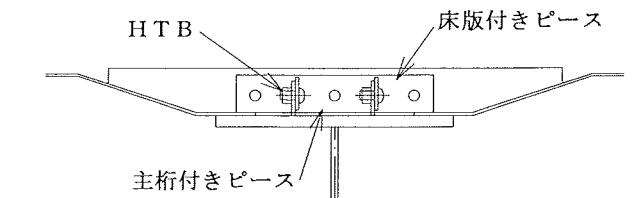


図-4.3.13 主けた上取り付けピースとの接合

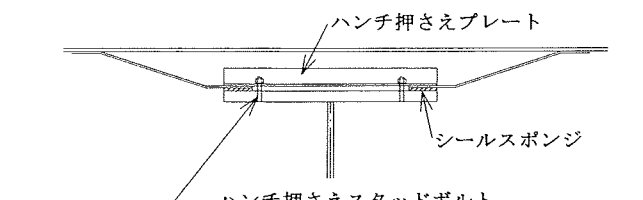


図-4.3.14 ハンチ押さえプレートによる接合

4.4 接合部の設計方法

4.4.1 プレキャストPC床版接合部

(1) 設計一般

プレキャストPC床版相互の接合は、設計方法によりループ継手などによるRC構造と、橋軸方向にプレストレスを導入するPC構造がある。

プレキャストPC床版の橋軸方向の設計は、主桁に支持されたプレキャストPC床版において、橋軸方向の曲げモ

メントに対して安全性の照査を行う。接合部の設計も、この接合部における橋軸方向の曲げモーメントに対して安全性の照査を行う。橋軸方向の設計フロー¹⁾を図-4.4.1に示す。

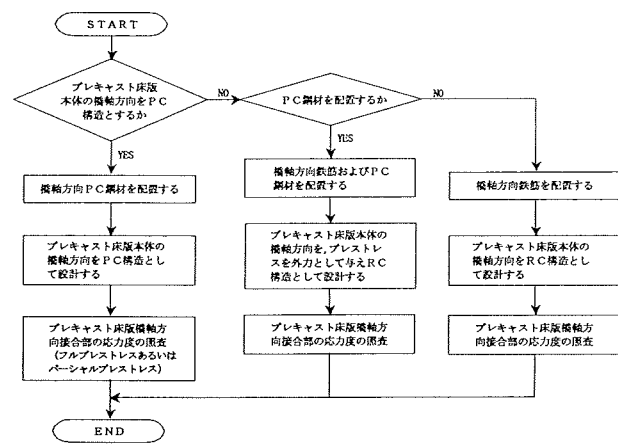


図-4.4.1 橋軸方向の設計フロー

(2) RC構造接合部

RC構造接合部として、ループ継手や鉄筋重ね継手が考えられる。プレキャストPC床版接合部は、その長さが短い方が施工性や省力化に適しており、鉄筋継手長を短くできるループ継手が一般的に採用されている。

RCループ状鉄筋の重ね継手長については、DIN1045に規定⁷⁾されており、式(4.4.1)¹⁾により算出される。

$$L_a = f \cdot a_o \cdot (A_{se}/A_{sv}) \cdot k \geq 1.5d \geq 20.0\text{cm} \quad (4.4.1)$$

L_a : 必要継手長

F : 鉄筋の定着形状による係数

フック付き鉄筋、ループ継手に対して0.5

a_o : 基本定着長 $a_o = (\sigma_{sa}/4\tau_{oa}) \cdot \phi$

σ_{sa} : β_s (鉄筋の降伏強度) / γ (設計安全係数)

τ_{oa} : 基本付着応力度 $\sigma_{ck} = 50\text{N/mm}^2$ に対して、
 $\tau_{oa} = 3\text{N/mm}^2$

ϕ : 鉄筋の公称直径

A_{se}/A_{sv} : 必要鉄筋断面積/配置鉄筋断面積 $\geq 1/3$

K : 継手鉄筋のずらし量の影響を考慮した係数
重ね継手位置が一断面に集中する場合、 $\phi 14$ 以上に対して2.2

d_B : 鉄筋の曲げ直径

ただし、 $d_B \geq (1.4 + 2.8\phi/e) \cdot \phi \cdot \sigma_e / \gamma_w N$

σ_e : 曲げ始点での鉄筋応力度

e : ループ面の中心間隔

(3) PC構造接合部

プレキャストセグメント継目部の設計においては、設計荷重をこえる大きな活荷重が作用した場合を想定して、活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度 σ_{Lg} を1.7倍して応力度の照査をするよう道示⁸⁾に規定されており、プレキャストPC床版の橋軸方向

接合部においても、この規定に準じた設計を行う¹⁾。この応力度の照査を行う場合の許容曲げ引張応力度は、表-4.4.1の値とする。

表-4.4.1 橋軸方向接合部の許容曲げ引張応力度

	コンクリートの設計基準強度 N/mm ²			
	30	40	50	60
曲げ引張応力	2	2.5	3	3.5

非合成桁にプレキャストPC床版を用いた場合の橋軸方向接合部は、活荷重および衝撃による床版としての応力度を1.7倍した場合の合成応力度について照査する。

合成桁にプレキャストPC床版を用いた場合の橋軸方向接合部は、式(4.4.2)により、また、連続非合成桁の中間支点付近におけるプレキャストPC床版の橋軸方向接合部は、式(4.4.3)により算出されるコンクリートの引張応力度について照査する。

$$1.7L_s + \sigma_o + 0.5\sigma_{Lg} \quad (4.4.2)$$

$$1.7L_s + K(\sigma_o + 0.5\sigma_{Lg}) \quad (4.4.3)$$

σ_{Ls} : 活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²)

σ_o : 後死荷重による桁全体としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²)

σ_{Lg} : 活荷重および衝撃による桁全体としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (N/mm²)

K : 床版と主桁の合成度を考慮した低減係数

4.4.2 合成床版接合部

(1) 設計一般^{2),9)~11)}

合成床版はその構造の特徴より、底鋼板が下側の主鉄筋、配力筋として作用するように設計されている。鋼板パネルの橋軸方向接合部では、その底鋼板が切断されているため、①底鋼板を不連続として下側配力筋を挿入して補強する底鋼板の応力を伝達しない接合 ②高力ボルトを用いて底鋼板の応力を伝達させる接合 の2つの方針に基づいて設計を行う。設計に際しては、作用力(主桁作用+床版作用)に対して設計することが標準とされており、その作用力の小さいことから、全強の75%を伝達しない接合方法でも十分な耐荷力を有している。

(2) スタッドボルト+鉄筋接合

応力非伝達型接合は、スタッドボルト+鉄筋接合が該当する。設計に際しては、上側配力筋と下側挿入鉄筋による複鉄筋RC断面として作用力に対して設計を行い、その鉄筋径、本数を算出する。

(3) 高力ボルト摩擦接合

高力ボルト摩擦接合は、高力ボルトを用いて底鋼板の応力を伝達する接合方法の一つである。一般に、鋼部材のHTBボルト接合では、少なくとも部材の全強の75%以上を伝達させる設計を行うが、合成床版の底鋼板に作用する力が小さいことや、実験による確認などから、1面の摩擦接合の許容力に基づいて、作用力に対して設計を行っている。

(4) 高力ボルト引張接合

高力ボルト引張接合は、高力ボルトを用いて底鋼板の応力を伝達する接合方法の一つである。設計に際しては、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編⁵⁾や橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)などに規定されている。

4.5 まとめ

プレキャストPC床版、合成床版の接合構造は、これまでに多種多様な形式が提案されている。ここでは、その形式選定や設計・検討を行うための技術資料の提供を目的として整理を行った。一覧表を表-4.5.1、表-4.5.2に示す。

接合部の種別について、プレキャストPC床版は、RC構造とPC構造に大別される。RC構造は、ループ継手の採用が一般的であるが、重ね継手や、らせん鉄筋継手、機械継手も提案されている。また、PC構造は、マッチキャスト形式とモルタル充填方式などがある。一方、合成床版は、底鋼板相互の接合方法として、スタッドボルト+鉄筋接合、高力ボルト摩擦接合、高力ボルト引張接合などに分類できる。

使用材料は、プレキャストPC床版と合成床版に共通した、鋼材やコンクリートが道示⁴⁾に規定されており、その材質等は接合構造の種別ごとに選定する。その他接合部に使用する材料として、シーラ材や接着剤などがある。

接合構造の選定にあたり、本章で詳述は行っていないが、床版の架設条件や施工条件、LCC、メンテナンス等も考慮する必要がある。一般的にプレキャストPC床版・合成床版は、足場工が不要であり、現場での作業の省力化が可能である。しかし、条件によっては、鉄筋組立て、ボルト接合、シーラ材の施工など、一部床版下面での作業が必要なケースもあり、跨線部などでの計画においては留意が必要である。

接合部や一般床版部も含めた評価方法については、静的載荷試験や輪荷重走行載荷試験などにより、強度や疲労耐久性の検証を行っている事例が多い。接合部の設計は、その実験結果を前提とし、プレキャストPC床版はRC構造またはPC構造、合成床版は底鋼板応力の伝達型、非伝達型により行われている。

最後に、プレキャストPC床版・合成床版の接合部の設計・検討においては、非合成桁橋、合成桁橋など橋梁本体の形式も考慮しておく必要がある。特に連続合成桁橋の中間支点上は、床版に負の曲げモーメントが作用するため、接合部の設計手法や構造

形式の選定、そして耐久性も含めた検討が別途必要となる。

表-4.5.1 プレキャスト床版 接合部一覧表

名称	ループ継手
採用床版	PCa床版
構造形式	(1) RC 2. PC
構造上の特徴	鉄筋の継手構造で、ループ状鉄筋のフープ効果により重ね継手長さが短くなり、間詰め部幅を小さくすることが可能である。
形状図	
設計	DIN1045に規定(コンクリートライブラリー79)
実験	(1) 静的載荷試験 (2) 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	支圧板併用フープ継手
採用床版	PCa床版
構造形式	(1) RC 2. PC
構造上の特徴	鉄筋の継手構造で、ループ状鉄筋のフープ効果に支圧板による抵抗を付加させることにより、間詰め部の縮小が可能である。
形状図	
設計	-
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 3. 輪荷重走行載荷試験

名称	らせん鉄筋
採用床版	PCa床版
構造形式	(1) RC 2. PC
構造上の特徴	鉄筋の継手構造で、ループ継手内補強筋をらせん鉄筋に変更することにより、施工性・安全性の向上を図ることができる。
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編に準拠
実験	(1) 静的載荷試験 (2) 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	メカニカル(UI)継手
採用床版	PCa床版
構造形式	(1) RC 2. PC
構造上の特徴	先端に爪のあるU型アンカーを床版短部に埋め込んでおき、床版設置後Iバーを差し込み、目地部に高強度モルタルを充填する構造で、施工の簡略化が可能となる。
形状図	
設計	-
実験	(1) 静的載荷試験 (2) 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	重ね鉄筋継手
採用床版	PCa床版
構造形式	(1) RC 2. PC
構造上の特徴	鉄筋の継手構造で、直鉄筋で構成される単純な構造であるため、Loop継手に比べコスト削減や現場施工の合理化が可能である。鉄筋を平面的に千鳥配置する方法も提案されている。
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編に準拠
実験	(1) 静的載荷試験 (2) 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	チャンネル型プレキャストPC床版
採用床版	PCa床版
構造形式	1. RC (2) PC
構造上の特徴	床版断面形状を片突出形状とした床版構造とすることにより、施工性の向上を図ることが可能である。
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編に準拠
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	特殊クランプ
採用床版	PCa床版
構造形式	(1) RC 2. PC
構造上の特徴	鉄筋の継手構造で、特殊なクランプによって、ループ筋と主鉄筋を連結することにより、配力鉄筋方向の曲げモーメントとせん断力を伝達させ、間詰め幅をループ継手の半程度にできる。
形状図	
設計	-
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 3. 輪荷重走行載荷試験

名称	PC構造接合部
採用床版	PCa床版
構造形式	1. RC (2) PC
構造上の特徴	接合構造は、マッチキャストやモルタル充填などの工法がある。せん断抵抗や床版の接合を容易にするためのガイドとして、せん断キーを設けるのが一般的である。
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編に準拠
実験	(1) 静的載荷試験 (2) 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

表-4.5.2 合成床版 接合部一覧表

名称	スタッドボルト+鉄筋接合(直筋)
採用床版	合成床版
構造形式	(1) 応力非伝達型 2. 応力伝達型
構造上の特徴	底鋼板の連結がすべて底鋼板上面から行える。挿入鉄筋の鉄筋長が長い場合、底鋼板の補強部材と干渉しやすい。
形状図	
設計	底鋼板の代わりに挿入鉄筋を補強筋とした鉄筋コンクリート構造として設計
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	高力ボルト摩擦接合(節付き両面高力ボルト)
採用床版	合成床版
構造形式	1. 応力非伝達型 (2) 応力伝達型
構造上の特徴	下面からの作業を省略できる高力ボルト。下面側のナットとボルトに設けている節とで仮固定しておき、スプライスを設置した後に上面側のナットを締めることができる。
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	スタッドボルト+鉄筋接合(ループ鉄筋)
採用床版	合成床版
構造形式	(1) 応力非伝達型 2. 応力伝達型
構造上の特徴	下側の橋軸方向鉄筋(配力筋)を配置する場合、底鋼板補強部材に干渉するのをループ鉄筋を用いて解消した構造。
形状図	
設計	底鋼板の代わりに挿入鉄筋を補強筋とした鉄筋コンクリート構造として設計
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	高力ボルト引張接合(密着型)
採用床版	合成床版
構造形式	1. 応力非伝達型 (2) 応力伝達型
構造上の特徴	底鋼板に接合フランジを設け、高力ボルト引張接合により底鋼板の応力を伝達する構造。高力ボルトにより閉じ合わせるため、水密性は高いが、誤差調整が行えない。
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)
実験	(1) 静的載荷試験 (2) 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	スタッドボルト+鉄筋接合(定着部)
採用床版	合成床版
構造形式	(1) 応力非伝達型 2. 応力伝達型
構造上の特徴	接合部の下側配力筋の長さを短く抑えることにより、底鋼板補強部材との干渉箇所数を減らすことができるが、アンカープレートを用いることで、接合長を短くしている。
形状図	
設計	底鋼板の代わりに挿入鉄筋を補強筋とした鉄筋コンクリート構造として設計
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 3. 輪荷重走行載荷試験

名称	高力ボルト引張接合(隙間調整型)
採用床版	合成床版
構造形式	1. 応力非伝達型 (2) 応力伝達型
構造上の特徴	先端に爪のあるU型アンカーを床版短部に埋め込んでおき、床版設置後Iバーを差し込み、目地部に高強度モルタルを充填する構造で、施工の簡略化が可能
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	高力ボルト摩擦接合
採用床版	合成床版
構造形式	1. 応力非伝達型 (2) 応力伝達型
構造上の特徴	1面摩擦接合により、底鋼板を連結している。下面からの作業が必要となるが、リング系の器具により仮固定することができ、上面からのみの作業とすることができる。
形状図	
設計	道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編
実験	(1) 静的載荷試験 (2) 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

名称	スタッドボルト+スタッド+せん断キー接合
採用床版	合成床版
構造形式	1. 応力非伝達型 (2) 応力伝達型
構造上の特徴	頭付きスタッド基部に設けた新接合の孔に流入したコンクリートがせん断キー効果を発揮して、底鋼板の応力を伝達する。下面からの作業が不要であり、底鋼板に孔が無いため止水シールも簡易である。
形状図	
設計	底鋼板に作用する断面力でせん断キーの配置数を照査する。
実験	(1) 静的載荷試験 2. 定点疲労載荷試験 (3) 輪荷重走行載荷試験

第5章 ハンチ

5.1 ハンチの設定

鋼道路橋のコンクリート系床版では、構造細目でハンチの設置が定められている^{1),2)}。ハンチ厚は、支持桁上で必要な床版厚に局部応力緩和代を加えた厚さと床版支間中央部に必要な床版厚の差で決定する。応力緩和構造としてテーパの設定方法が重要となり、基準類^{1),2)}では1:3以上とすることが推奨されている。

鉄筋コンクリート床版のハンチについては、過去の損傷事例をもとに基準類も変遷³⁾しているが、PC床版や合成床版については、RC床版に準拠する形をとっており、その根拠は明確でないのが現状である。本項では、長支間床版に適用可能なPC床版と合成床版に着目してFEM解析によりハンチの影響を定量的に把握することにした。

5.2 FEM解析

長支間床版の解析モデルは、支間6mの2主桁橋の3次元立体モデルとし(図-5.2.1)、張出し長を2.6m、床版部材長さを1mの単位長さとした。解析では、ハンチの影響に着目するため、張出し端部を支点とした連続版モデルとし、床版の支間中央部に集中荷重を載荷して中間支点上に設計曲げモーメントが生じるように集中荷重の値を調整した。PC床版と合成床版の設計曲げモーメントは異なるため、数値が大きくなるPC床版の設計式(道示式)を適用して計算を行い、テーパとハンチ高さによる影響を比較した。

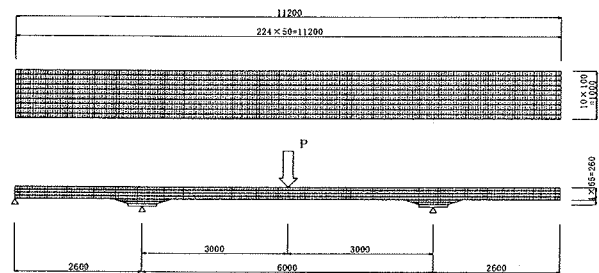


図-5.2.1 解析モデル

PC床版モデルは、全断面有効とするRC断面モデルとし、プレストレスの導入をモデル化しておらず、設計曲げモーメント式も異なるため、一元的に合成床版モデルとの数値比較はできない。このため解析結果は、PC床版を想定した全断面有効RC床版モデルのハンチ高さ100mm、テーパ1:3のモデル(図-5.2.3)を基準として主応力分布性状とせん断応力状態を比較することにした。

主応力は、各モデルとも図-5.2.2に示す①付近が最大となり、PC1:1モデル(図-5.2.4)とPCハンチなしモデル(図-5.2.5)の応力集中分布が顕著であった。PC1:3モデル(図-5.2.3)とPC1:5モデル(図-5.2.6)の応力分布は、ほぼ同様の性状を示しており、PCアーチモデル(図-5.2.7)が最もスムーズな分布を示した。合成床版では、

合成1:1(図-5.2.8)のモデル以外(図-5.2.9~図-5.2.11)はなだらかな応力分布であった。せん断応力は、PC床版のテーパ1:1のモデル(図-5.2.12)のみが①の箇所でも最大となり、合成床版を含めた他のモデル(図-5.3.13, 図-5.3.14)は②の位置で最大となった。せん断応力がPC床版モデルの①の箇所でも最大となるのは、せん断伝達をおこなうコンクリート断面の変化が大きいのことを示していると考えられ、PC1:3モデルではその兆候は示していない。応力分布性状とせん断応力状態からテーパを1:3以上に設定することは妥当であると考えられる。

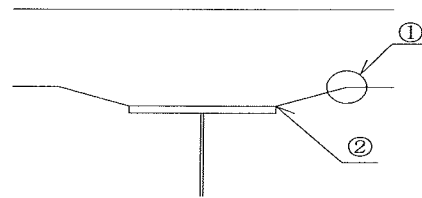


図-5.2.2 最大応力発生位置



図-5.2.3 PC 1:3

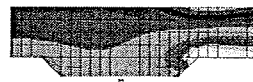


図-5.2.4 PC 1:1



図-5.2.5 PC ハチなし



図-5.2.6 PC 1:5



図-5.2.7 PC アーチ



図-5.2.8 合成 1:1



図-5.2.9 合成 1:3



図-5.2.10 合成 1:5



図-5.2.11 合成 7チ



図-5.2.12 せん断PC 1:1



図-5.2.13 せん断PC 1:3 図-5.2.14 せん断PC 1:5

応力比較の一覧表を表-5.2.1に示す。全断面有効RC床版モデルと合成床版モデルの応力比が大きく異なるのは、プレストレス導入をモデル化していないことによる。

表-5.2.1 応力比較一覧表

床版タイプ	モデル名	ハンチ高	テーパ	$\sigma_c(\max)$	$\tau(\max)$
PC床版モデル	PC1:3	100	1/3	1.000	1.000
	PC1:1	100	1/1	1.073	0.992
	PC1:5	100	1/5	0.832	1.026
	PCアーチ	100	アーチ型	0.777	1.066
	PCハンチなし	0	なし	1.298	1.467
	PCハンチ60	60	1/3	1.189	1.185
	PCハンチ80	80	1/3	1.069	1.095
PCハンチ120	120	1/3	0.990	0.921	
合成床版モデル	合成1:3	100	1/3	0.547	0.443
	合成1:1	100	1/1	0.771	0.459
	合成1:5	100	1/5	0.449	0.412
	合成アーチ	100	アーチ型	0.384	0.425
	合成ハンチなし	0	なし	0.560	1.336
	合成ハンチ60	60	1/3	0.686	0.557
	合成ハンチ80	80	1/3	0.614	0.475
合成ハンチ120	120	1/3	0.575	0.401	

テーパの違いとハンチ高さの違いによるグラフを図-5.2.15, 図-5.2.16に示す。このグラフから合成床版は、全断面有効RC床版と比べて大きな曲げ耐力およびせん断耐力を有していることがわかる。図-5.2.15のテーパによるせん断応力比が、ほぼ横這いになっているのは、各モデルとも支持桁上フランジ端部(図-5.2.2)が支点となってせん断力が集中するためである。

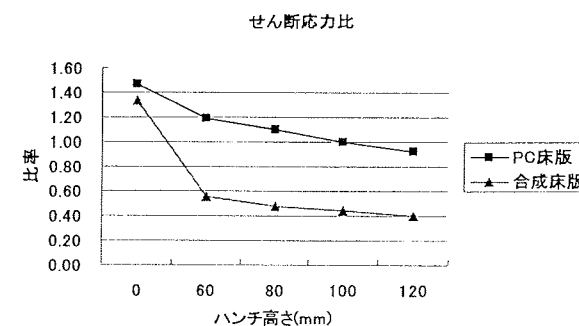
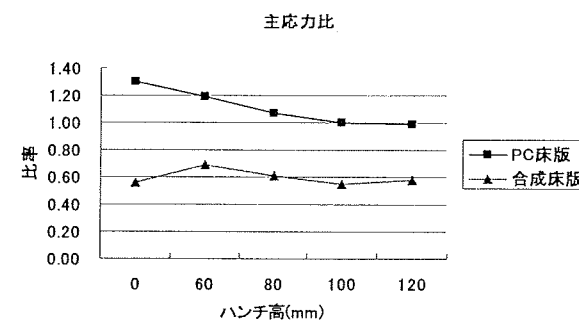


図-5.2.15 テーパによる応力比

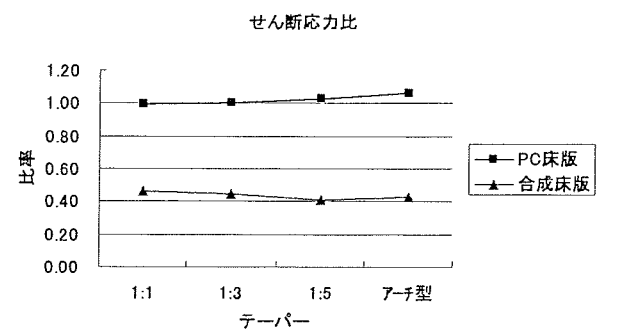
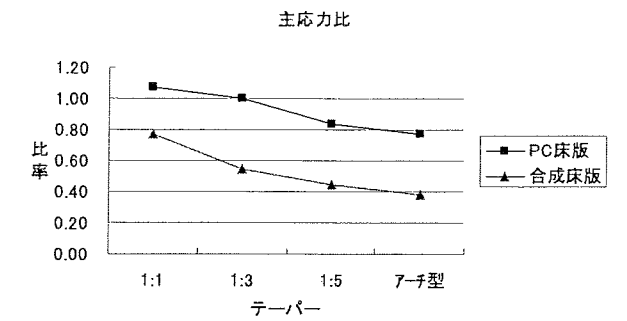


図-5.2.16 ハンチ高による応力比

図-5.2.16の応力比でハンチなしの値が低いのは、ハンチの折れ曲がりがなく応力集中していないためと考えられ、一方でせん断応力比は高い値を示している。

5.3 ハンチの効用

前項の結果からハンチの設置は、テーパの設置方法や高さの量で応力低減に寄与する構造であることがわかった。工場製作されるプレキャストPC床版や合成床版では品質管理も十分おこなえるので、計算上では余裕代としてのハンチを省略することが可能であると思われるが、応力緩和構造としてのテーパ設置は、重要な要素となる。

現在の鋼道路橋では、床版は重要な構造部材として高耐力・高耐久性が求められており、各種実験研究でPC床版や合成床版の耐荷・耐久性能が確認されつつある。一方では、剛性の高いPC床版や合成床版について、せん断疲労に対する挙動は明確にされていないのが現状である。また、出来形の調整代としてハンチを設けることは、工事工程での最終段階である床版施工時であることを考慮すると、出来形管理を高精度でおこなえることとなる。応力余裕やせん断疲労に対する余裕および出来形精度を確保する観点から、ハンチの設置は有効な手段であると考えられる。

第6章 PC床版の桁端部構造

6.1 プレストレス導入への影響

近年、鋼道路橋では、合理的な構造として床版支間を大

大きくした少数主桁PC床版橋が多数採用されている。PC床版は、コンクリートを場所打ちで施工する場合と工場で製作されたプレキャストブロックを現場に敷設する工法がある。しかし、橋梁端部には伸縮装置を設置する必要があり、また、防音対策や落橋防止装置の取付け補強対策として端支点横桁をコンクリートで巻き立てることがあるために、プレキャスト床版を使用する場合でも床版の桁端部を最後に現場打ちにする必要がある。端支点横桁をコンクリートで巻き立てる場合には、型枠施工などを考慮して床版と一体化することが多い。(図-6.1.1)

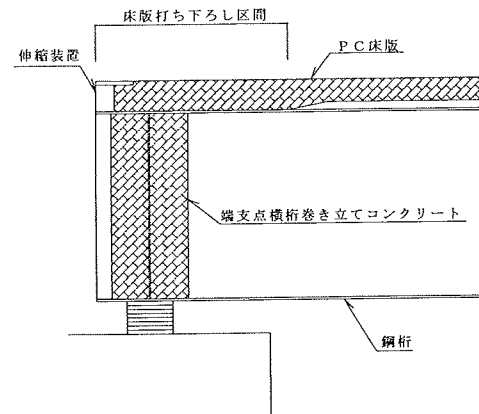


図-6.1.1 PC床版の桁端部構造

桁端部PC床版に対して、この伸縮装置と端支点巻き立てコンクリートが高い剛性を有しているため、プレストレス導入を困難にさせる要因となっている。

本稿では、桁端部PC床版のプレストレス導入について、現状と対処方の調査結果と効果的な対策について言及する。

6.2 桁端部構造の現状と問題点

PC床版を有する鋼道路橋の施工会社に対して前委員会(鋼橋床版の調査研究小委員会:1997-2000)時におこなったアンケート結果と今回の追加調査のデータ総数81例によると、端支点横桁をコンクリートで巻き立てる構造を採用している橋梁は、56例の7割を占めている。巻き立てコンクリートは、大別すると以下の4つの方法で施工されている。

- ① 巻き立てコンクリート後(打ち継ぎ目設置)、端部床版部を打設し、PC緊張
- ② 巻き立てコンクリート打設後、目地切り構造を設けて分離構造とする
- ③ 桁端部床版打設後PC鋼材を緊張し、巻き立てコンクリートを施工する
- ④ 巻き立てコンクリートと床版端部を一括打設する

①の方法では、プレストレス導入時に横桁巻き立てコンクリートが抵抗して計画プレストレス量が導入できないことや床版下面と巻き立てコンクリートとの境界部にひ

び割れが発生する恐れがある。床版と巻き立てコンクリートを別構造としたモデルでFEM解析をおこなったところ、横桁前方でPC緊張によるプレストレスが半減する結果も出されている。(図-6.2.1)

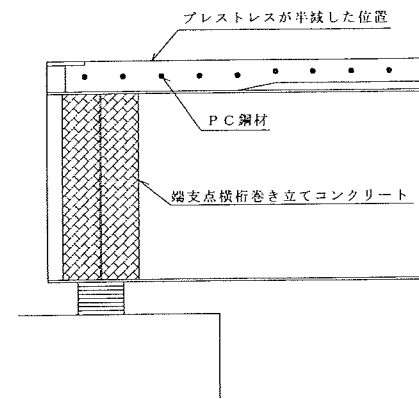


図-6.2.1 プレストレスの減少位置

②の方法では、床版と巻き立てコンクリートの境界面に目地材を設置する方法や、遅延合成材を使用する方法などが採用されている。プレストレスが減少することに対して、PC鋼材を増加させる方法も考えられるが、採用には十分な検討が必要であろう。また、目地材を設置する方法についても維持管理などに留意する必要があると思われる。

③の方法は、端支点横桁の剛性によるプレストレス減少量をできるだけ抑えることに配慮した施工手順であるが、端部床版施工後に巻き立てコンクリートを打設することは、施工上制約が多いため要求品質の確保が困難となる可能性がある。

④では、桁間部の床版部は端支点横桁の巻き立てコンクリートで支持されているという観点からプレストレスは減少しても問題はなく、張出し部床版をブラケットで支持する構造がアンケート総数のうち約1/4の工事で採用されている。

6.3 今後の対応

PC床版を採用する鋼道路橋で端支点横桁をコンクリートで巻き立てる場合には、巻き立てコンクリートの設置目的を明確にし、それぞれの機能に対応する構造に分散させる方法が考えられる。例えば、落橋防止装置の定着に使用する場合は、横桁を下側半分の構造として床版打設後に施工が容易になる空間を確保することや、防音対策を考慮する場合は、防音パネルを貼り付けるなどの代案を検討することも考えられる。

また、桁端部の床版は、橋軸方向に張出し状態となることや、伸縮装置近傍の不陸によって自動車荷重が通過する大きな衝撃が作用しやすいために、一般部床版の2倍の活荷重に抵抗する必要がある。このため、端部をブラケット等で支持しない場合は、プレストレスを増加させなければならないが、剛性の高い伸縮装置が抵抗してプレストレス

の導入が困難になるため、プレストレスの減少を見越してPC鋼材を増加させるなどの方法で対処しているのが現状である。しかし、単純にPC鋼材を増加させる対応は、クリープ現象によるプレストレスの損失という問題を有しているため、例えば、伸縮装置の内部にPC鋼材が配置可能で、横締めできるように側鋼板を取り付けないなどの構造を検討する等、明快なる構造的対処法を確立することが今後の課題である。

第7章 防水システム

7.1 床版の耐荷性能および耐久性への影響

鋼道路橋コンクリート系床版は、繰り返し荷重作用下において雨水などの水の浸入によって、疲労耐久性が著しく低下することが明らかになっている¹⁾。また、近年では寒冷地での凍結防止剤の散布や、沿岸地域などの飛来塩の影響による鉄筋腐食の問題が顕在化している。防水工は、これら床版の耐久性に影響を及ぼす要因の浸入を抑制することを目的として設置するものである。

7.2 防水システムの要求性能

雨水や塩化物の浸入を抑制する防水層は、防水層上に水を滞留させて舗装を劣化させる原因にもなる。このため防水工は、防水性能だけではなく水を排水するための排水性能も有している必要があり、防水システムとしての防水工の要求性能を次に示す。

- ① 防水性能(水を通さない)
- ② 遮塩性能(塩化物を遮断する)
- ③ 引張接着性能(床版および舗装と剥れない)
- ④ せん断接着性能(床版および舗装とずれない)

防水工は、上記の項目について施工時から設計耐用期間中、その性能を保持する必要がある。

7.3 防水層の種類と現状

現在、一般に床版防水層に使用される材料は、シート状の防水材料を床版に貼り付けるシート系防水材料と、加熱または溶剤により溶融した液状材料を床版に塗布する塗膜系防水材料が使用されてきた。

上記の防水材料を使用した実橋床版の追跡調査では、現行の品質基準²⁾を満足しているものの、早期に防水効果が喪失しているという報告³⁾がなされている。この防水効果喪失の原因は、塗膜系材料では、防水材料の塗布時点で溶剤あるいは加熱に伴う揮発物質による貫通気泡の発生が考えられ、シート系材料では舗装施工時の高温化での転圧荷重や車両通行の荷重によるシート破損の発生が考えられている。

現在使用されている防水工について、各種性能と施工性

についてまとめたものを表-7.3.1、表-7.3.2に示す。

表-7.3.1 シート系防水工⁴⁾

防水工法の種類	加熱施工		常温施工	
	流貼型	溶着型	自着型	圧着型
床版との接着	プライマーによる			
舗装との接着	接着による			
舗装合材への影響	なし	なし	なし	なし
ひび割れ追従性	○	○	○	○
プリスタリングの発生	高い	なし	低い	低い
膨れの発生	高い	なし	低い	低い
貫通孔の発生	なし	なし	なし	なし
接合部信頼性	接合部から漏れの可能性あり			
舗設時の損傷	少ない	少ない		
舗設機械による損傷	舗設機械のスエグリにより損傷の可能性あり			
積雪寒冷地の適用性	シート材の特性によるが比較的良好		良好	不明
施工時間	普通	短い	短い	短い
養生時間	なし	なし	なし	なし
切削不陸の追従性	やや劣る(10mm程度まで)	良好	不明	不明
立上がり部、役物周り	シートでの対応不可 他の塗膜防水材料との組合せ必要			
経済性	普通	普通	普通	普通
施工実績	最多→少	少	最近増加	—

表-7.3.2 塗膜系防水工⁴⁾

防水工法の種類	溶剤型	加熱溶融型	吹付け型・養生型
	合成ゴム系	アスファルト系	合成樹脂(反応型)
床版との接着	プライマーによる		
舗装との接着	接着による		
舗装合材への影響	あり	硬化型はない	
ひび割れ追従性	△	ウレタン系◎	
プリスタリングの発生	なし	なし	
膨れの発生	低い	なし	
貫通孔の発生	高い	なし	
接合部信頼性	シームレスの施工なので接合部がない		
舗設時の損傷	高い	少ない	
舗設機械による損傷	少ない	常温時には可能性あり	なし
積雪寒冷地の適用性	塗膜材の特性によるが比較的良好		比較的良好
施工時間	長い		短い
養生時間	長時間	短時間	短時間
切削不陸の追従性	良好(20mm程度まで)		良好
立上がり部、役物周り	役物、立上がり部への同時施工可能		
経済性	安価～普通		普通～やや高価
施工実績	少	多い→少	最近増加

7.4 今後の防水層の選定

現在、床版防水工の要求性能に対する照査方法等などの実験研究が、一部の研究機関で行われている。2004年度中には一定の成果が得られるとの報告もあり、今後の床版防水工では新しい成果が反映されていくことが想定される。

参考文献

<第1章 長支間床版の設計手法>

- 1) (社)土木学会：鋼道路橋コンクリート系床版の構造と設計の現状と課題，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2003年6月

<第2章 設計曲げモーメント>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編・III コンクリート橋編，2002年3月
- 2) (社)土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，1997年6月
- 3) (社)土木学会：鋼道路橋コンクリート系床版の構造と設計の現状と課題，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2003年6月
- 4) 土木学会鋼橋床版の調査研究小委員会：第2分科会報告「床版の構造と設計」，道路橋床版の新技术と性能照査型設計，2000年10月
- 5) 街道浩，渡辺滉，橋吉宏，松井繁之，堀川都志雄：床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について，構造工学論文集Vol.48A，2002年3月
- 6) 玉越隆史，川端篤敬：鋼道路橋床版の設計と留意点—道路橋示方書改訂について—，土木学会第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2003年6月

<第3章 床版の最小厚>

- 1) 国土交通省土木研究所，(財)土木研究センター，民間17社：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その4)，2001年1月
- 2) 国土交通省土木研究所，(財)土木研究センター，民間17社：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その5)，2001年3月
- 3) 横山広，堀川都志雄：道路橋床版の最小厚さに関する研究，構造工学論文集，Vol.48A(2002.3)，pp.1169-1176
- 4) 松井繁之，江頭慶三，桐川潔：長支間RC床版の疲労設計法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.44A(1998.3)，pp.1117-1124

<第4章 接合部>

- 1) プレストレストコンクリート建設業協会：PC床版設計・施工マニュアル(案)，1999.5.
- 2) (社)土木学会：道路橋床版の新技术と性能照査型設計，PP.219-242，2000.10.
- 3) (社)土木学会：鋼道路橋コンクリート系床版の構造と設計の現状と課題，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2003年6月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I：共通編，2002.3.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II：鋼橋編，2002.3.

- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III：コンクリート橋編，2002.3.
- 7) (社)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
- 8) (社)土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物〔平成9年版〕，1997.5.
- 9) (社)日本橋梁建設協会：合成床版設計・施工マニュアル，2003.2.
- 10) (財)災害科学研究所：トラス構造のずれ止めを有するハーフプレハブ鋼合成床版設計・施工マニュアル(案)，2002.10.
- 11) 深沢，須藤，小林，浜田：成型型鋼合成床版の輪荷重走行試験，第二回道路橋床版シンポジウム講演概要集，pp.231~236，2000.10.
- 12) 高須賀，末田，田中，上村，長井：突起付きT形鋼ジベル合成床版の連続合成桁への適用性検証，第三回道路橋床版シンポジウム講演概要集，pp.229~234，2003.6.
- 13) 山田，沼田，岡本，窪田，松井：縞鋼板とUボルトをずれ止めに用いた鋼板・コンクリート合成床版の構造特性，第三回道路橋床版シンポジウム講演概要集，pp.79~84，2003.6.
- 14) 藤田，江崎，土居，甲村，柘田：鋼・コンクリート合成床版を適用した長支間床版を有する小主桁橋の送り出し架設，第三回道路橋床版シンポジウム講演概要集，pp.271~276，2003.6.
- 15) 鈴木，宇野，小野部，西土：チャンネルビーム合成床版の実験，第二回道路橋床版シンポジウム講演概要集，pp.257~262，2000.10.
- 16) (社)日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)，1994.5.

<第5章 ハンチ>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II：鋼橋編，2002年3月
- 2) 土木学会：道路橋床版の新技术と性能照査型設計，2000年3月
- 3) (社)土木学会：鋼道路橋コンクリート系床版の構造と設計の現状と課題，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2003年6月

<第7章 防水工>

- 1) 松井繁之：移動輪荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告書，1987年
- 2) 道路橋鉄筋コンクリート床版 防水層設計・施工資料：日本道路橋会，1987年1月
- 3) 紫桃，鹿野，大橋，室井，陸門：床版防水の性能規定型基準と模擬床版による初期性能評価，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，2003年6月
- 4) (社)日本橋梁建設協会：新しい鋼橋の誕生II，2003年5月

第4分科会報告

RC床版の維持管理