

内外ケーブル併用プレキャストセグメント橋の概要と破壊試験 —— 松山自動車道 重信川高架橋 ——

松田 哲夫*¹・湯川 保之*²・木水 隆夫*³

1. はじめに

PC 橋梁における現場施工の省力化を図る有力な手法の一つに、プレキャストセグメント工法がある。本工法ではコンクリートセグメントの加工・製作作業と、架設現場へ運搬した後の緊張・架設作業の分業化が図れることから、桁製作における品質管理の集中化、連続作業の機械化とともに架設工程の大幅な短縮が期待できる。しかしながら、工期短縮など省力化の度合いは、セグメントの製作と架設の容易性に大きく依存することとなる。

そこで、松山自動車道重信川高架橋(写真-1)では、プレキャストセグメント工法に外ケーブルを併用することで、双方の特性を發揮させた設計を行い、経済性・作業性の向上を目指している。

一方、外ケーブル構造にはコンクリート断面とケーブル断面の間に平面保持の仮定が成立しないという問題があるが、今後の外ケーブル技術の発展を考えた場合、この外ケーブル構造固有の問題をいかに解決していくかが重要な課題となる。そこで本橋では施工に先立ち、2 径間連続形式の模型供試体による載荷試験を行うことで外ケーブル構造物の破壊時挙動と安全性を確認している。

本文は、現場施工の省力化に着目した内外ケーブル併用プレキャストセグメント工法によるラーメン箱桁橋の



写真-1 重信川高架橋の完成予想図

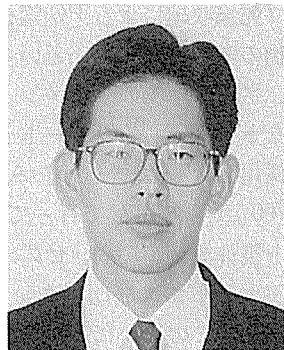
設計・施工の概要とその曲げ破壊試験の結果について報告するものである。

2. 重信川高架橋の概要

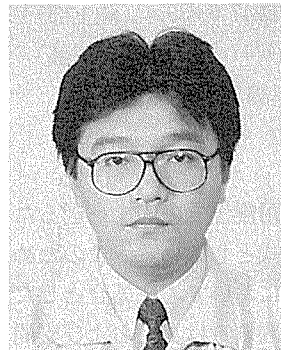
重信川高架橋は、橋長 1 901 m、標準支間 47 m の 2 車断面を有する 45 径間の高架橋で、陸上部が 4~6 径間



*1 Tetsuo MATSUDA
日本道路公団
高松建設局
構造技術課課長

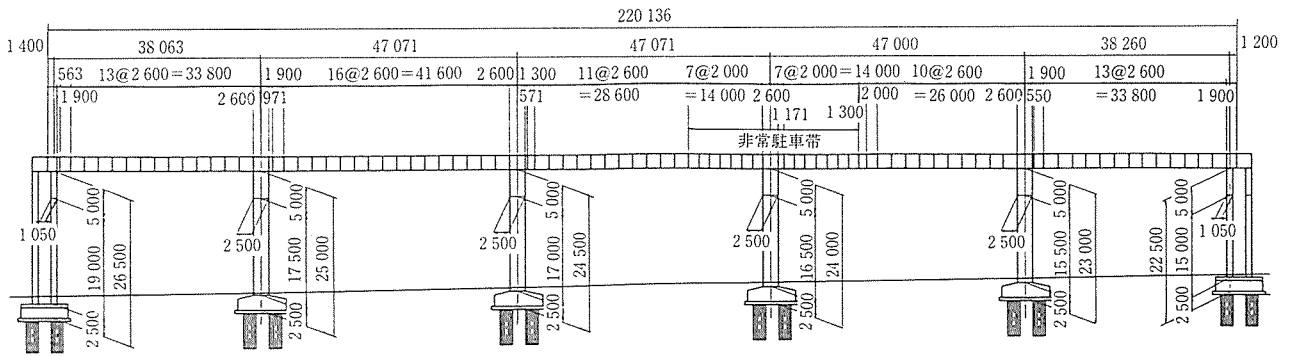


*2 Yasuyuki YUKAWA
日本道路公団
高松建設局
構造技術課課長代理



*3 Takao KIMIZU
日本道路公団
高松建設局
松山工事事務所
低部工事長

<側面図>



<断面図>

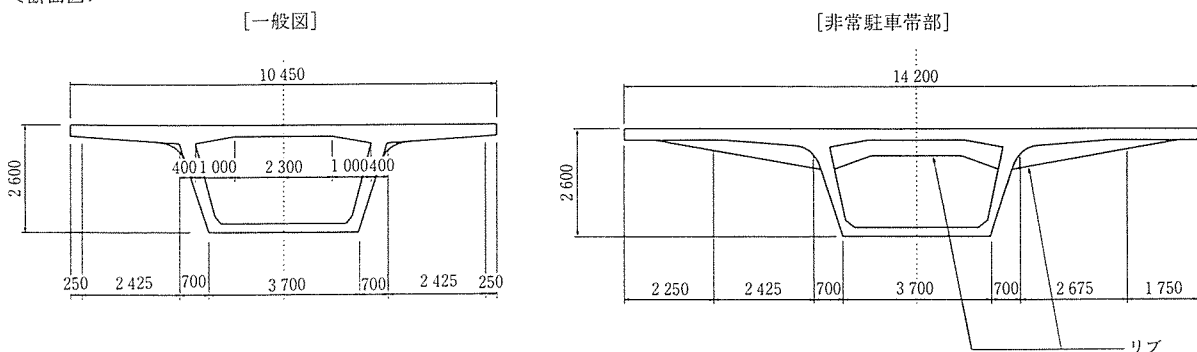


図-1 橋梁一般図

連続ラーメン箱桁橋7連、橋脚高の低い河川部が5径間連続箱桁橋2連で計画されている(図-1)。

構造諸元

道路名: 松山自動車道

道路規格: 第1種第2級B規格

荷重: B活荷重

形式: PC 4~6径間連続ラーメン箱桁橋

PC 5径間連続箱桁橋

橋長: 1,901 m

標準支間 39.4+3@47.0+39.4 (陸上部)

46.8+3@47.8+46.8 (河川部)

有効幅員: 9.25 m (暫定二車線施工)

平面線形: $R=1,500\sim4,000$ m

縦断勾配: $i=2.6\sim1.2\%$

本橋では、維持管理の軽減と耐震性能の向上を図るため、可能な限り連続ラーメン形式としている。このため掛け違い部の橋脚(端部橋脚)においても剛結合とした二枚壁方式を採用している。支間割りは支点および支間中央の発生モーメントがほぼ等しくなるよう、側径間長を中央支間の80%で、主桁高はプレキャストセグメント工法を採用するため、支間長が多少異なっても全橋一定とし、最大支間部に着目した検討結果から主桁高は

2.6 mとした。

2.1 プレキャストセグメント工法

本工法を従来の場所打ち工法と比較すると、①セグメント製作が下部工の施工時に前倒して行うことができ、現場作業を大幅に削減できる、②型枠設備などの機械化が可能で品質管理が容易となる、③一定サイクルでの繰り返し作業となることから、習熟効果・機械化による省人化ができ、労務管理も容易となる、④セグメント製作後、相当期間架設ヤードにストックされるので、クリープ乾燥収縮によるPC鋼材の引張力の減少が少なく構造物の変形量も少ないといった特徴がある。

さらに本橋のセグメントの製作には、ヤードのコンパクト化が図れるショートライン・マッチキャスト方式を採用し、製作ヤードをA1橋台背面の本線土工区間約700 mを使用して行っている。ヤード内にはセグメント製作設備(3基)、セグメントストックヤード、鉄筋加工ヤードおよび門型クレーン(5基)等が配置されているが、このほかに本橋では床版横締めをプレテンション方式としているため、各製作設備に反力梁と、コンクリートの早期強度発現を行う蒸気養生設備も併設している(写真-2)。

セグメントの形状は、架設条件からセグメント重量を

約 40 tf と定め、主桁を橋軸方向に 2.6 m ごとに分割して、各製作台で 1 基当たり標準セグメント 1 個/日、異形セグメント 0.5 個/日を製作することとしている。なお、本橋の道路線形は平面線形が $R=1\,500\sim 4\,000\text{ m}$ 、

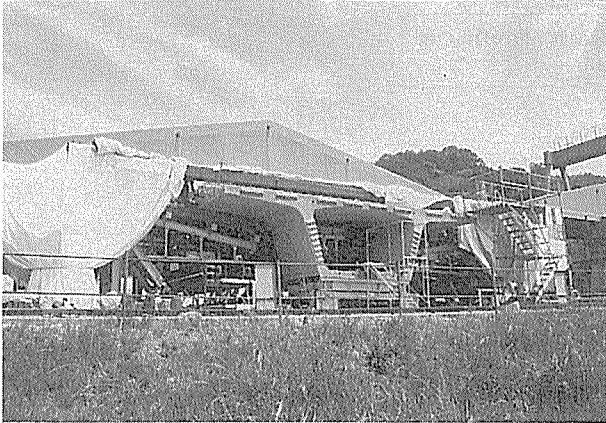


写真-2 セグメント製作状況

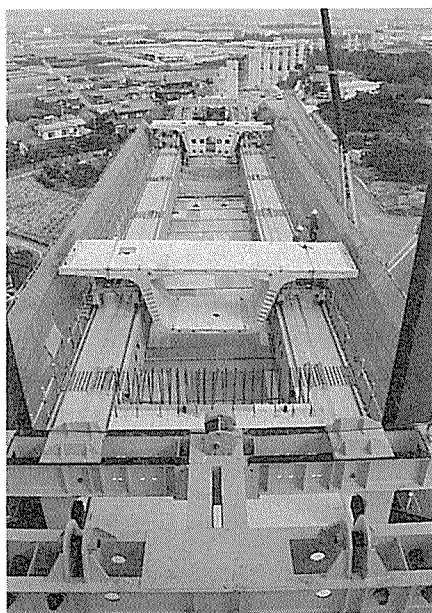


写真-3 スパン・バイ・スパン架設状況
(上: 側面, 下: 上面)

縦断勾配が 2.6~1.2% と変化しているが、桁の断面形状は製作の簡略化を図り統一断面としているため、桁間相互の折れ角に対しては各径間ごとに 1 m 程度の場所打ち調整部を設け、平面線形の変化には張出し床版長を変化させることで、また縦・横断勾配には舗装厚を変化させることで対処している。

架設は、一径間ごとに約 20 個のセグメントを架設桁上に送り出し、一度に緊張するスパン・バイ・スパン工法 (架設桁サポートタイプ, 写真-3) を採用した。本工法は架設を終えた橋面を使用して作業が進められ、地上の障害物に左右されることが少ないため、特に都市内高架橋等の施工に際しては有効な工法といえる。

本橋では脚頭剛結部の桁形状にも、U 形 PC 鋼材を配置したプレキャストセグメント構造を用い、その採用比率を高めることで経済性を追求しているが、一径間当たりの架設サイクルは 10 日程度であり、片持ち式張出し架設に比べて約 1.5 倍の架設速度になっている。

2.2 主ケーブルの検討

一般に外ケーブル型式では主桁コンクリート断面内に PC 鋼材を配置する必要がないため、セグメント製作における加工手間を省くことができるとともに、ウェブ断面の決定に際して PC 鋼材配置からの制約を受けずセグメントの軽量化が図れる。また、外ケーブルの配置は定着部と偏向部のみで保持されるため、スパン・バイ・スパン架設においては、特にその配置作業の容易性が強調できる。以上の観点から、本橋の主ケーブルは内外ケーブルの併用とし、スパン・バイ・スパン架設工法の特徴を最大限に生かすため、主ケーブルは極力外ケーブルを用いることとした (図-2)。

ケーブル配置にあたり、桁の変形能を確保するため最小 2 本の内ケーブルを配置することとし、定着突起がセグメント長の中で納まる SWPR 7 B 12 T 12.7 を採用した。また外ケーブルは、桁内での緊張作業の容易性と国内外での使用実績を考慮して、SWPR 7 B 19 T 15.2 を採用したが、この結果、標準スパンにおける外ケーブルの全主ケーブルに占める割合は 74% となっている (表-1)。

ケーブルの配置は、外ケーブルは偏心量を大きくとるため最大 8 本の一段配置とし、架設工程から最大 2 径間にわたる連続配置としている。定着位置は支点上の剛な隔壁で、ケーブル偏向部 (デビエータ) はウェブ内側にコンクリートのリブを設けたウェブ・リブ形式とした。内ケーブルについては、上下床版のみに直線配置することでウェブ内での鋼材の曲げ上げをなくし、セグメント製作時の省力化が図れる形状としている。また、標準形状のセグメントを増やすため、デビエータを設置するセグメントに定着突起を併せて設けることとした (図-3)。

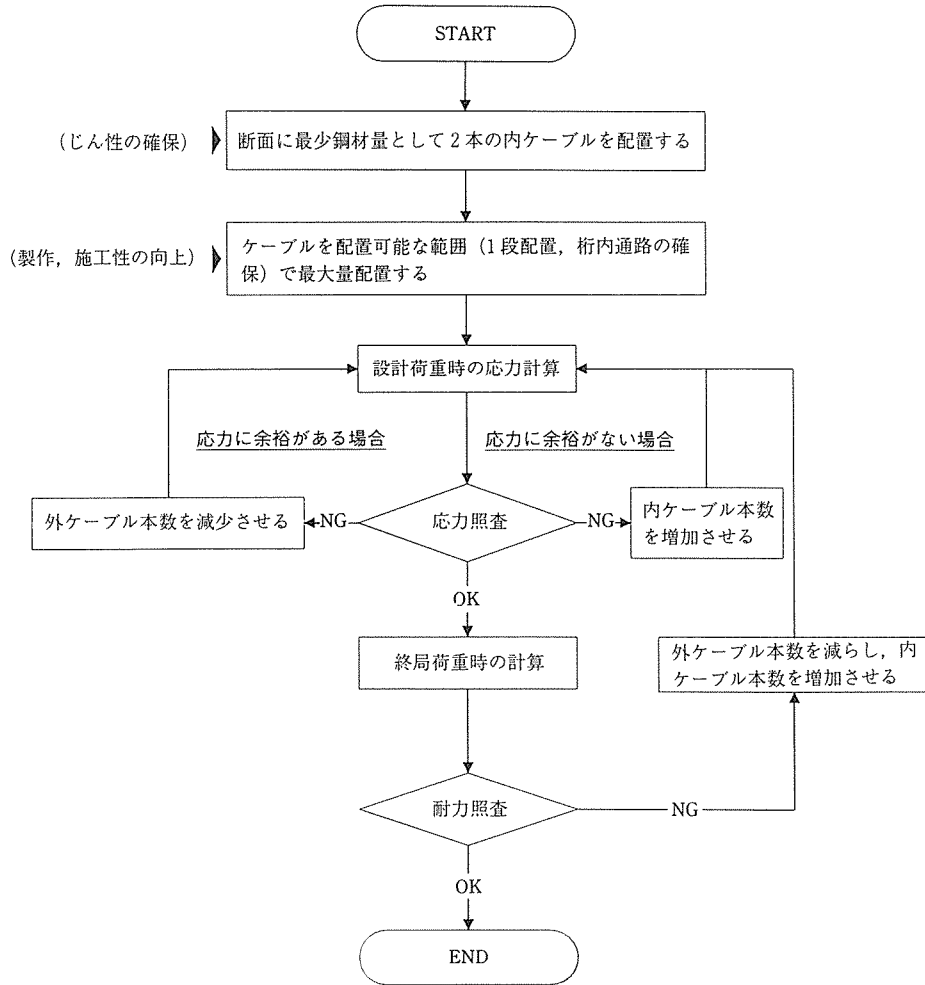


図-2 PCケーブル量決定のフローチャート

表-1 主ケーブルの検討結果

	鋼材重量				備 考
	内ケーブル	外ケーブル	合計	割合	
詳細設計	12 T 12.7 (B)	12.2 t	26%		① $\Delta\sigma_p=10 \text{ kgf/mm}^2$ ② 設計荷重時は併用して死荷重, 活荷重を分担
	12 T 15.2 (B)	34.3 t	74%		
	合計	46.5 t	100%		
計画設計	12 T 12.4 (A)	27.6 t	56%		① 曲げ破壊耐力はアンボンドの規定を準用する ② 設計荷重時の荷重分担は, 内ケーブル: 前死荷重 外ケーブル: 後死荷重+活荷重
	12 T 15.2 (A)	21.5 t	44%		
	合計	49.1 t	100%		

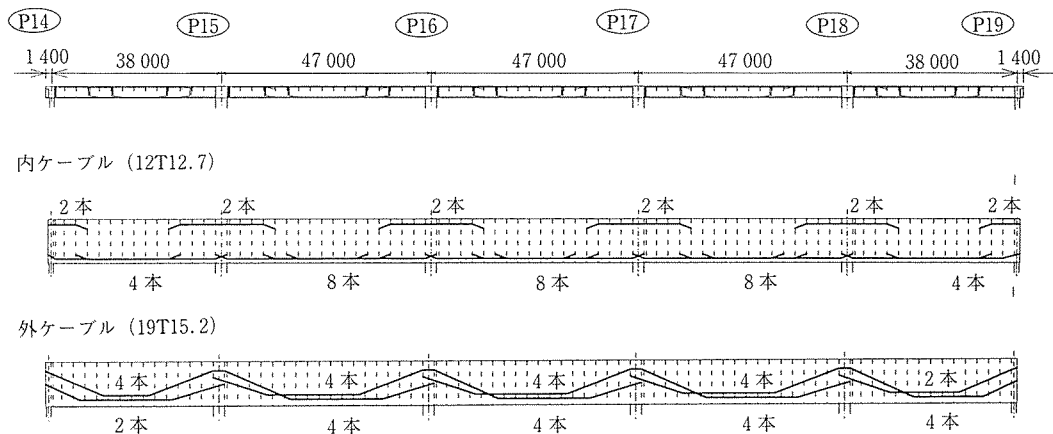


図-3 ケーブル配置概要図

2.3 曲げ破壊時の検討

外ケーブル構造では、ケーブルに付着がないため PC 鋼材ひずみは PC 鋼材位置のコンクリートひずみと一致せず、断面における平面保持の仮定が成立しない。現段階では計算上の便宜および安全設計の観点から、外ケーブルの曲げ破壊時の増加応力度を見込まない設計が提案されている。しかし架設現場での省力化や工期短縮を目指して外ケーブルの比率を増やした場合、曲げ破壊時の照査で鋼材量が決定され、設計荷重時の鋼材量を上回る場合が生じる。

海外の曲げ破壊時におけるアンボンド PC 橋梁の基準類を表-2 に示すが、Dutch Code (5 kgf/mm²) と German Code (58 kgf/mm²) を除けば有効プレストレスに対する増加応力度が 10~20 kgf/mm² の範囲に分布しており、外ケーブルについての国内外の実験結果でも PC 鋼材応力度はほとんど降伏に近い値を示している。そこで本橋の曲げ破壊安全度の設計は、増加応力度の算定に AASHTO の規定と同程度の 10 kgf/mm² を

採用した。ただし本橋の場合にはケーブルの配置が 2 径間にわたり配置され、デビエータを介して主桁に支持されていることから、次章に示す 1/3 模型による試験により、連続桁としての全体挙動の把握と曲げ破壊安全度の確認を行っている。

3. 模型実験

本橋の構造において、設計上、一般化されていない事項として、①外ケーブルを用いた連続桁においては、各部材の有する能力を極限まで使用できるほどにその性状が解明されているとは言い難い、②プレキャストセグメントに外ケーブルを用いた部材の破壊性状については十分な把握ができていないことが挙げられる。そこで本実験においては、外ケーブル・プレキャスト構造の安全性を確認する最も確実な手法として、より実物に近い模型試験を行うことにより設計手法の妥当性を確認し、構造物に対する保証を行うこととした。具体的には、設計荷重時における各構成部材の挙動把握と終局荷重時の挙動

表-2 曲げ破壊時の鋼材増加応力度一覧表

実験名および諸外国の初基準		支間長 (m)	増加応力度 (kgf/mm ²)		備 考	
			支間中央	中間支点		
実	平成5年度埼玉 大学実験	①全外・デビエータ間隔 1.8 m・ 一体打ち T 桁単純梁	5.2 (単純桁)	37.0	—	・外ケーブル SWPR 7 A $\sigma_{pu}=175 \text{ kgf/mm}^2$ ・有効プレストレス $\sigma_{pe}=0.55 \times \sigma_{pu}=96 \text{ kgf/mm}^2$
		②全外・デビエータ間隔 3.0 m・ 一体打ち T 桁単純梁	"	42.0	—	
		③全外・デビエータ間隔 3.0 m・ 一体打ち T 桁単純梁 (デビエータ中央配置有り)	"	53.0	—	
		④アンボンド・一体打ち	"	44.0	—	
		⑤内外併用・デビエータ 間隔 3.0 m・一体打ち	"	47.0	—	
験	平成5年度首都 高公団 PC 建協 共同研究	①全外・載荷スパン 0.3 m・一体 打ち	10.0 (単純桁)	44.0	—	・外ケーブル SWPR 7 A $\sigma_{pu}=175 \text{ kgf/mm}^2$ ・有効プレストレス $\sigma_{pe}=0.46 \times \sigma_{pu}=81 \text{ kgf/mm}^2$
		②全外・載荷スパン 1.4 m・一体 打ち	"	58.0	—	
		③全外・載荷スパン 4.0 m・一体 打ち	"	63.0	—	
	テキサス大学 ファॅガソン研 究室	☆内外ケーブル・プレキャストセ グメント・実橋の 1/4 連続箱桁 モデル	3@7.62 (連続箱桁)	24.5~42.0	10.5~14.0	・外ケーブル GRADE 270 $\sigma_{pu}=190 \text{ kgf/mm}^2$ 相当
外 国 の 基 準	米国 (AASHTO) アンボンド規定準用		47.0 (基準桁)	10.7	—	$f_{ps}=f_{pe}+105 M_{pa}$
	オランダ (Dutch Code) アンボンド規定準用		47.0 (単純桁)	5.0	—	$f_{ps}=1.05 \times f_{pe}$
	英国 (BS 8110) アンボンド規定準用		47.0 (単純桁)	14.4	—	$f_{ps}=f_{ps}$ ただし $f_{ps} < 0.7 f_{pu} + 7000 (1 - 1.7 f_{pu} \times A_{ps} \times (f_{cu} \times b \times d_{ps})) / (L / d_{ps})$
	独国 (DIN 4227) アンボンド規定準用		47.0 (単純桁)	57.7	—	$f_{ps}=f_{pe}+E_{ps}(\Delta L/L) < F_{py}$ $\Delta L=d_{ps}/17$
実 橋	バンコク SES プロジェクト (AASHTO 準用) 実橋載 荷試験		45.0, 25.0 (単純桁)	26.0* 10.0**	26.0*	*AASHTO の規定値を立体 FEM 解 析で変更した **終局荷重の 7% 増の載荷で健全確認

※：海外基準による重信川高架橋での計算値は、支間 47.0 m の単純桁として有効プレストレスによる外ケーブルの初期張力 $f_{pe}=100 \text{ kgf/mm}^2$ と仮定した。

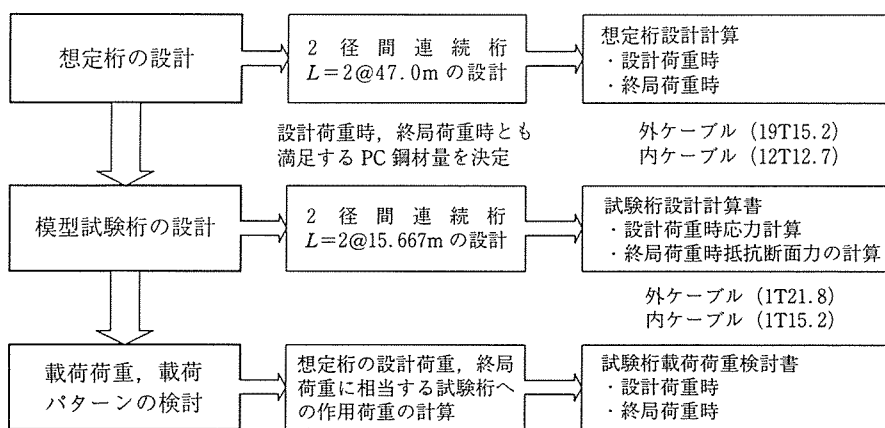


図-4 模型試験桁の検討フローチャート

把握ならびに外ケーブルの張力増加の確認を行うことを目的とした。模型試験桁の検討フローチャートを図-4に示す。

実橋のモデル化に当たっては、外ケーブルの配置形状と連続桁構造を満足することから、2径間左右対象で支間長 47.0 m の連続構造を想定し、桁の曲げ剛性、せん断力による断面力の伝達機構をほぼ忠実に再現する箱桁断面を採用した。また試験桁は、コンクリートのかぶりと部材の最小厚さ、使用可能な鉄筋の最小径、製作可能寸法等を考慮し、縮小率を 1/3 とした (図-5)。

3.1 実験方法

試験桁は、プレキャストセグメント構造として製作し、実橋と同様せん断キーと接着剤を使用して接合した。デビエータについては、作業性から箱桁の外部に配置したが、ケーブルの配置は実橋同様、外ケーブルのデビエータダクト (偏向具) を鋼管で、PE 管内にグラウトを施した単径間ケーブルと 2 径間連続ケーブルを配置し、内ケーブルは定着をスラブ内に行いグラウトを施した。また、試験桁の支持は各支点部に反力測定用のフラットジャッキを設置し、その上に鋼板と丸鋼からなる支承を設置した。

〈試験桁の使用材料〉

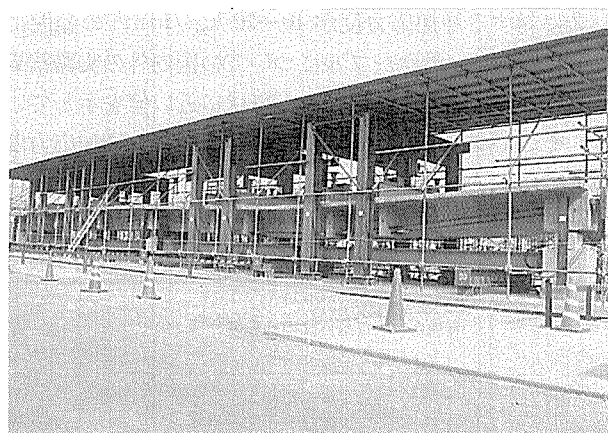
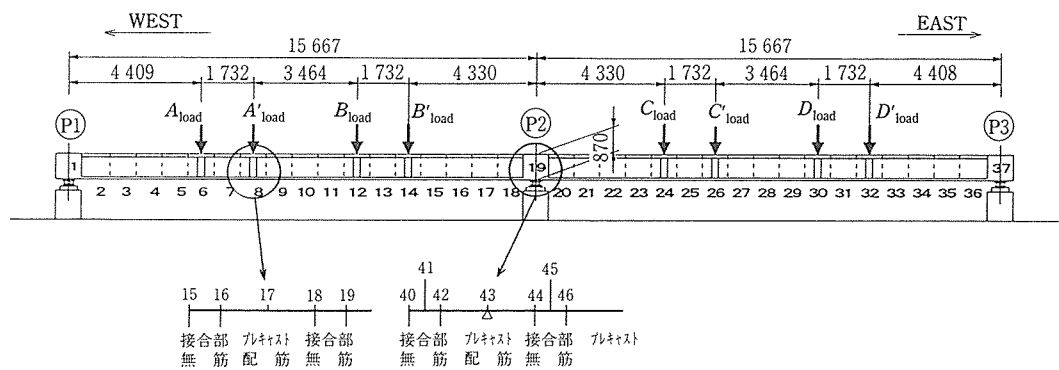


写真-4 試験桁載荷状況

鋼材：PC SWPR 7 B 1 T 15.2, 1 T 21.8
(PE 被覆, グラウト)
鉄筋：D 6~D 10 SD 295
コンクリート：早強セメント 500 kgf/cm², 最大骨材寸法 20 mm

載荷試験では、試験桁に発生する応力度が実橋の設計荷重作用時の応力度に等しくなるように設定することとして、試験桁の架設完了時応力度が実橋の設計荷重時全死荷重応力と 1 : 1 の比率になるように載荷装置による



※番号は各点番号 (SECTION) を示す。

図-5 試験桁構造一般図

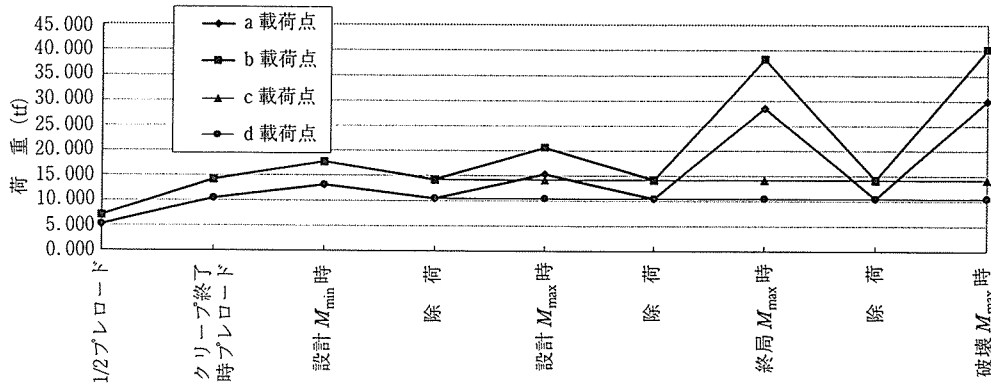


図-6 載荷荷重パターン図

表-3 試験の種類と載荷荷重

	設 計 荷 重				終 局 荷 重		破 壊 時		
	1/2 プレロード	クリープ終了時 プレロード	設計 M min 時	除 荷	設計 M max 時	除 荷	終局 M max 時	除 荷	破壊 M max 時
a 載荷点	5.230	10.460	13.140	10.460	15.290	10.460	28.530	10.460	29.940
b 載荷点	7.090	14.180	17.740	14.180	20.600	14.180	38.240	14.180	40.100
c 載荷点	7.090	14.180	17.740	14.180	14.180	14.180	14.180	14.180	14.180
d 載荷点	5.230	10.460	13.140	10.460	10.460	10.460	10.460	10.460	10.460

表中の荷重は、弾性解析による。

調整、並びに中間支点の支点反力調整を行った（図-6）。また、終局荷重時については、実橋の設計荷重時の各断面力が作用したときと同じ応力度が生じるような試験桁の荷重を求め、その値を相似則を考慮して模型に作用させることとした。模型試験では、床版張出し部に荷重を作用させないように加力することとし、荷重作用位置とデビエータ間隔による影響が極力出ないようにデビエータ上で加力した。基本的な試験の種類を表-3に示すが、荷重の載荷パターンは上記3ケースを各々2回ずつ繰り返し、最終的には桁が破壊するまで荷重増加を行うこととした。

3.2 事前解析

実験に先立ち外ケーブルの幾何学的非線形性およびコンクリートとPC鋼材などの材料非線形性を考慮した数値解析を行い（図-7, 8）、試験桁における外ケーブルの増加応力度、桁の曲げ破壊耐力、変形量を予測し、あわせて試験桁に載荷可能な最大荷重を算出している。解析は、初期状態（ここではプレロードを載荷させた時点）を基準として、両側径間に載荷荷重を漸増させた場合と、片側径間だけに載荷した場合について行った。

本解析上の前提条件としては、①デビエータ部分では、外ケーブルは拘束されず定着具間ではPC鋼材応力度は一定とする、②幾何学的非線形性を考慮し、平面骨組み有限変形解析を採用する、③要素の各断面でのひずみ分布は直線と仮定する、④材料の応力ひずみ関係は道示に準じるが、コンクリートの最大圧縮ひずみは5000 μ と仮定する、⑤材料非線形性を考慮する断面解析モデ

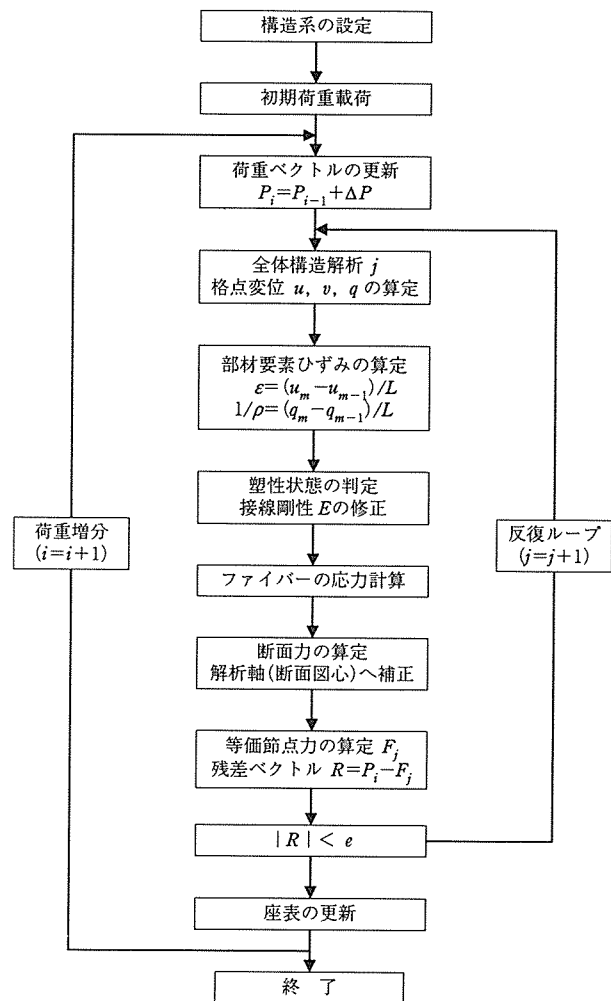


図-7 非線形解析フローチャート

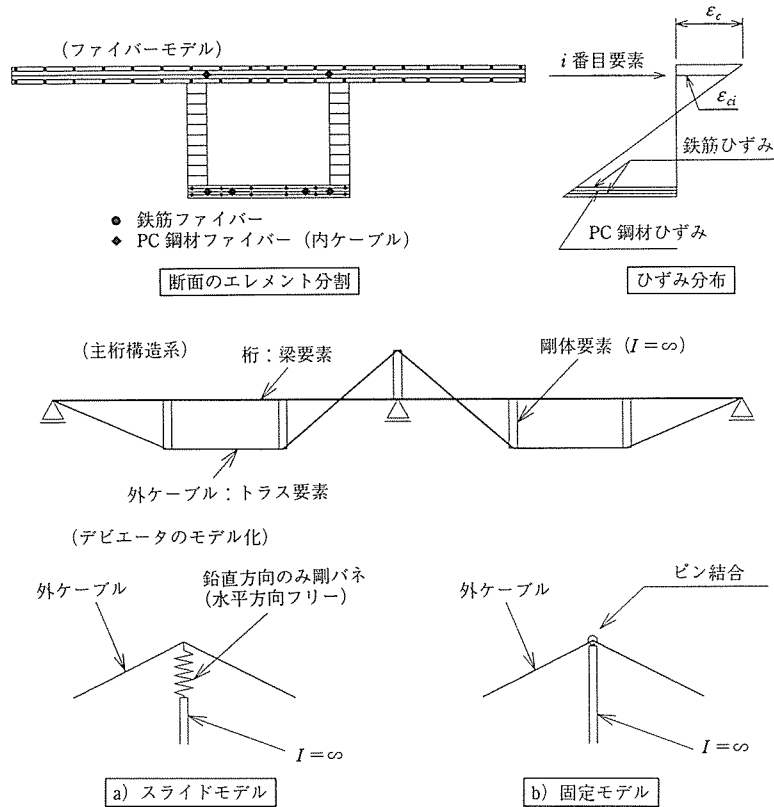


図-8 非線形解析におけるモデル化

ルとしてファイバーモデルを採用することとした。

片側荷重時の解析結果を表-4に示すが、支間部の広範囲において、塑性化が認められ、再分配により中間支点到にモーメントが集中している。なお、中間支点上の再分配率は42%と弾性計算値を大きく上回り、中間支点左右(P3側)のセグメント継ぎ目での圧縮破壊となる解析結果が得られた。また外ケーブルの張力増加は、終局荷重段階で、4.8 kgf/mm²と非常に小さいが、塑性ヒンジが回転能の限界に達したとき、すなわち連続桁とし

ての破壊時には、全外ケーブルの平均増加応力度は20 kgf/mm²以上生じる結果となっている。

3.3 試験結果

以下に非線形解析の結果と併せて試験の結果を示す。破壊時の荷重荷重は、解析結果(デビエータをスライドモデルとしたファイバーモデル)を参考にして、①支点部クラック発生、②中間支点部クラック発生、③破壊まで、の3サイクルとした。

破壊はその前兆として圧縮側の表面コンクリートの剥

表-4 片側荷重時の解析結果(全スライドモデル)

	A _{load} (tf)	支間部(Sect 18)						中間支点(Sect 44)					
		モーメント			外ケーブル軸力			モーメント			外ケーブル軸力		
		弾性 (tf・m)	非線形 (tf・m)	再分配率 (%)	軸力量 (tf)	応力増加量 (kgf/mm ²)	ひずみ (μ)	弾性 (tf・m)	非線形 (tf・m)	再分配率 (%)	軸力量 (tf)	応力増加量 (kgf/mm ²)	ひずみ (μ)
主桁完成時	10.46	182	182	0.0	287	0.0	152	18	18	0.0	287	0.0	342
設計荷重作用時	15.29	227	227	0.0	289	0.8	213	-9	-9	0.0	286	-0.1	430
終局荷重作用時	28.53	352	338	-4.2	299	4.8	478	-86	-121	39.9	286	-0.2	792
破壊荷重作用時	29.94	366	347	-4.9	301	5.7	518	-94	-137	44.5	287	0.1	879
圧縮線のひずみ3500μ時	37.34	435	408	-6.2	328	16.3	2247	-188	-198	44.0	300	5.2	3537
塑性ヒンジ発現時	38.04	442	416	-5.8	341	21.7	2976	-142	-202	42.1	304	6.8	4853

ここに、

- A_{load} : a 載荷点の載荷荷重強度 (tf)
- モーメント(弾性) : 弾性解析で得られたモーメント (tf・m)
- モーメント(非線形) : 非線形解析で得られたモーメント (tf・m)
- モーメント(再分配率) : (非線形 Mom-弾性 Mom)/弾性 Mom
- 外ケーブル軸力量 : 外ケーブル軸力(単+連続)の合計 (tf)
- 外ケーブル応力増加量 : 完成時からの全外ケーブルの鋼材応力の増加量平均値 (kgf/mm²)
- 圧縮線のひずみ : 着目点における圧縮線のひずみ (μ)

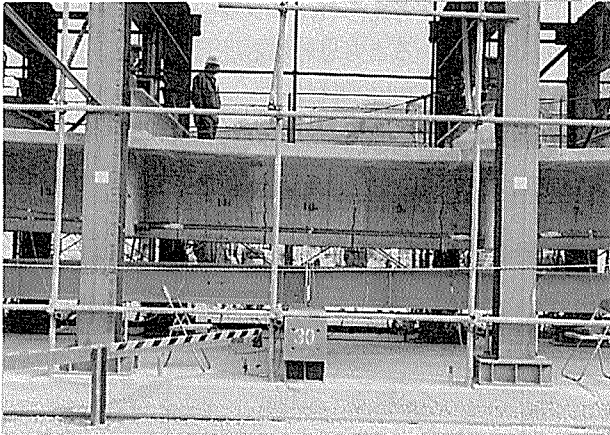


写真-5 径間部ひび割れ発生状況

離が観測された後、最終的に中間支点右側（荷重一定側）の下スラブが急激に圧壊するという状況で発生し、載荷試験を終了した。

破壊荷重は、非線形解析値 $A_{load}=37.5\text{ tf}$ に対し試験桁は $A_{load}=43.0\text{ tf}$ であった。ひび割れは、ほぼ解析どおりセグメント継ぎ目に集中する傾向が見られ、各セグメントの中央にはごく微細なひび割れが観測されたのみであり、変位の計測結果も事前に行った非線形解析値とほぼ一致した。

3.3.1 変形とひび割れ性状

事前に行った非線形解析では、ひび割れは a 荷重が 22 tf で支間中央に、29 tf で中間支点上に発生すると予想していたが、実際の試験では 23.0 tf で支間中央部のセグメント継ぎ目に発生し、計算値より若干大きい結果となった。ひび割れ発生位置は当初 P 1～P 2 側径間のほぼ中央の目地部に発生し、その両隣の目地部へ移行した後、a 荷重 26 tf 時に径間部セグメントの間にも発生した。さらに荷重上昇を続けると P 2 上縁（P 3 側）に 28.5 tf にてひび割れが観測された。その後発生位置はセグメントの各目地部に拡がるものの比較的進行は遅く、P 1～P 2 径間中央付近のひび割れ、P 2 支点上のひび割れが大きく進行し、試験桁は中間支点下縁の終局ひずみ（3 500 μ ）を超えてもなお変位が増大し、P 2 下縁側の圧壊域のコンクリートの剝離が認められた後、急激にコンクリートに圧壊が生じた（図-9）。

3.3.2 桁のたわみ

鉛直たわみ分布を図-10 に示す。ひび割れが小さい間のたわみ曲線は弾性体としての放物線形状を描いているが、破壊近傍になるとたわみ曲線は直線的となり、載荷点の中央部でたわみ曲線が鋭角

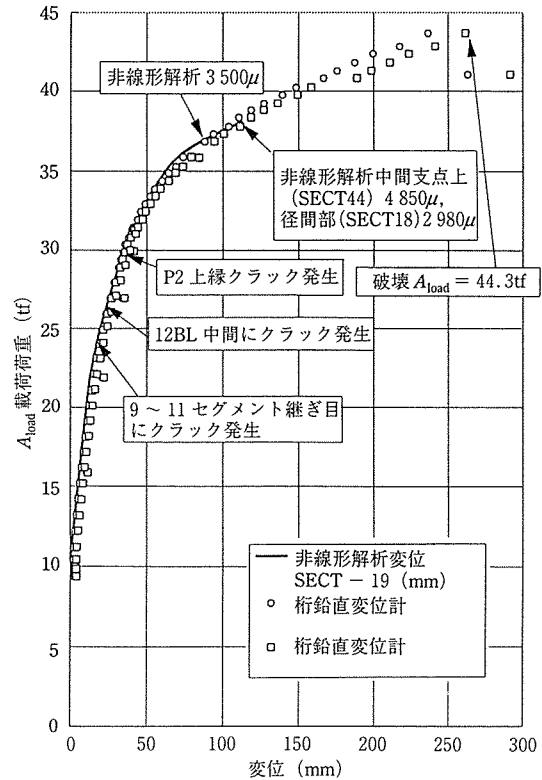


図-9 主桁径間部変位履歴

的となった。また、たわみの進行は終局荷重を過ぎた頃から急激に早くなり、破壊時には約 260 mm に達した。

3.3.3 コンクリートの圧縮ひずみ

径間部中央におけるコンクリートの圧縮ひずみ履歴を図-11 に示す。 $A_{load}=36\text{ tf}$ までは解析値と実測値はよく合致しているが、それを過ぎた頃から解析値ほどひずみの伸びは観測されていない。これは支間部、中央支点部ともに同様の傾向が見られるが、要因としては鉄筋によるコンファインド効果、解析におけるコンクリートの

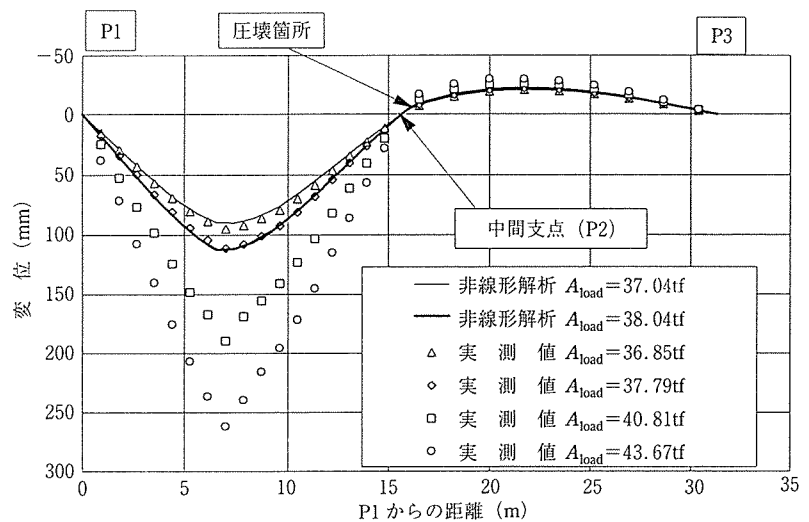


図-10 主桁変位分布

$\sigma \cdot \epsilon$ 曲線の選定方法等による影響が考えられる。

3.3.4 内ケーブルの鋼材応力

図-12 に内ケーブルの荷重-ひずみ曲線を示す。内ケーブルはひずみが 8 000 μ (計算上の第一降伏点) を過ぎた頃から降伏し始めている。これもコンクリートの圧縮ひずみと同様解析値ほどひずみの伸びが観測されていないが、要因としては設定したコンクリートの圧縮ひ

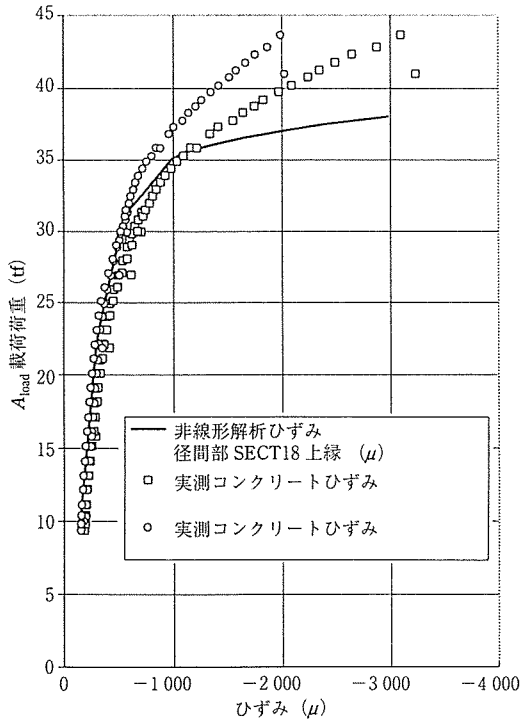


図-11 径間部コンクリート圧縮ひずみ履歴

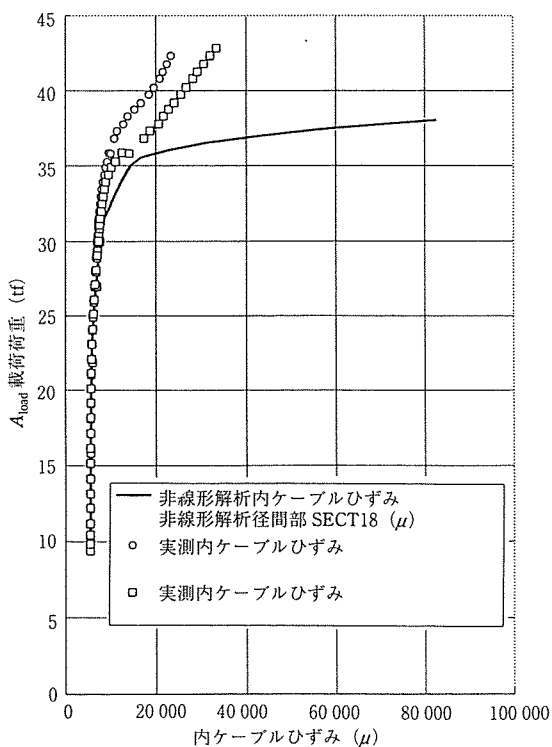


図-12 径間部内ケーブルひずみ履歴

ずみによる影響が考えられ、テンションスティフニング現象が発生していると思われる。

3.3.5 外ケーブルの鋼材応力

プレストレス導入後における外ケーブルの鋼材ひずみ分布は、ほぼ均等な状態にあるが、載荷荷重増加によって外ケーブルの支持間での鋼材応力の差が大きくなって

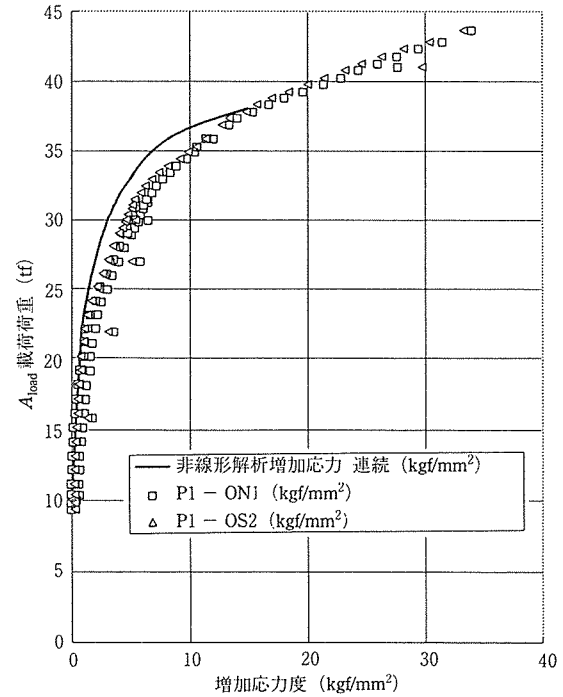


図-13 連続外ケーブル増加応力度履歴

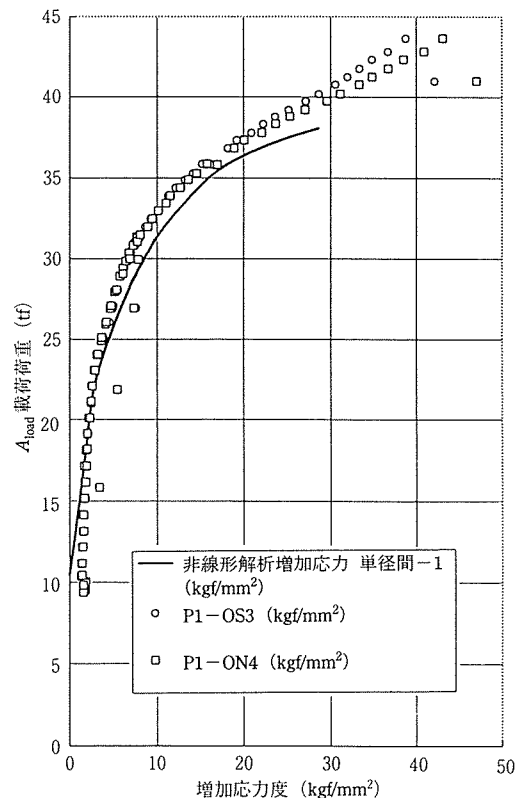


図-14 単径間外ケーブル増加応力度履歴

いる。図-13, 14 にロードセルおよびひずみゲージで計測した外ケーブルの増加応力度の履歴を示す。単径間ケーブルの実測増加応力度は解析値とほぼ一致しているが、連続ケーブルは中間支点部デビエータの摩擦の影響により、左右の径間で約 400μ ($7 \sim 8 \text{ kgf/mm}^2$) の平均緊張力差が生じ、解析値と若干の差異が生じている。本試験の結果、外ケーブルの破壊時増加応力度は単径間ケーブルで 50 kgf/mm^2 、連続ケーブルで 35 kgf/mm^2 前後が確認された。

4. おわりに

現在の工事の状況はセグメントの製作に並行して、桁架設を順次進めているところである。

今回、プレキャストセグメント工法に外ケーブルを併用することの有意性は、施工の省力化とともに経済性に

おいても確認されている。また模型実験の結果、全体的には非線形解析と試験結果はほぼ一致しており、本設計が十分な曲げ破壊安全度を有していることが確認できた。しかしながら今後の研究においては、破壊時の厳密な挙動を踏まえた、さらに有効な設計手法の提案が必要とも思われる。

これからの PC 橋梁においてプレキャスト化と外ケーブルは、大いに振興されるべき構造形式であると考えられるが、本論文がその一助となれば幸いである。

なお本橋の設計、施工に当たりご指導ご検討を頂いている「松山自動車道 PC プレキャストブロック工法に関する技術検討委員会」(委員長：池田尚治横浜国立大教授)の委員各位に感謝の意を表するとともに、引き続きのご指導をお願いする次第である。

【1996年2月6日受付】