

第6章 ケーブル等の安全率の評価と設定

6.1 検討概要

6.1.1 検討目的

鋼斜張橋、PC斜張橋及びエクストラドーズド橋（道路橋示方書¹⁾では「大偏心外ケーブル橋」と定義している。ここで「エクストラドーズド橋」とし、「ED橋」という。）は外観上類似しているが、斜張橋は比較的剛性が低い主桁を斜材ケーブルで吊っている構造に対し、ED橋は主桁の剛性が高く桁橋の構造特性を有する。そのため、類似の構造であるにもかかわらず、斜材ケーブルの安全率が異なっている。斜材ケーブルの安全率は、PC鋼材には鋼材のように明確な降伏点がないこと、素線を束ねたケーブル材となると機械的性質が異なってくることから、引張強度を基準として許容応力度法で設定されている。しかし、比較的新しい構造形式であるED橋については、限界状態設計法を取り入れて、疲労設計により安全率を設定している。一方、終局荷重時における斜材ケーブルの応力については省略してよいことになっている。

そこで、本報告では、ED橋の斜材ケーブルの終局荷重状態として、全てのケーブルがない状態について、主桁の状態を照査したので報告する。

6.1.2 検討方法

本章では検討方法を以下に示す。

6.2章では、ED橋の特徴、斜材ケーブルの安全率について、道路橋示方書の現状とPC斜張橋及びED橋の安全率についての設定経緯を整理する。

6.3章では、ED橋の安全率について、限界状態設計法による既往の研究について、土木学会と中村らの研究を述べる。

6.4章では、ED橋に着目し、斜材ケーブルの終局状態としてすべての斜材ケーブルが切断した状態を想定し、主桁のたわみ等をシュミレーションした結果を報告する。

6.2 橋梁形式

6.2.1 PC桁橋、ED橋、斜張橋の概要

図-6.2.1は、PC桁橋、ED橋、PC斜張橋の概念図²⁾である。

PC桁橋は、箱桁断面にコンクリート内に配置する内ケーブル、内空断面に配置する外ケーブルにより構造を成り立たせている。適用支間は一般に約40m～約120m程度に適用される。なお、最近ではウェブに波形鋼板ウェブ等を使用することにより軽量化が図かれ、さらに長支間長のPC桁橋が建設されている。

PC斜張橋はさらなる長支間橋梁として、また、鋼斜張橋に対抗する形式として建設されてきた。これは支間長の増大に対して重量の増加に対して斜材ケーブルを使用して合理的に成立させている形式である。本形式も死荷重軽減策としてウェブに波形鋼板ウェブを使用した橋梁（新東名豊田アローズブリッジ、最大支間長235m）（写真-6.2.1）が建設されている。ただし、PC斜張橋は鋼斜張橋と比較すると支間長には限界がある。

このPC桁橋とPC斜張橋の支間長を補完する形式がエクストラドーズドPC橋である。エクストラドーズド・プレストレッシング（Extradosed Prestressing）とはフランスのエンジニアでMathivatとによって名づけられた構造形式である³⁾。本形式は、いわゆる桁内に配置されるケーブルを桁外に配置し、支点上に主塔を設けて、桁内の外ケーブルを桁高の範囲外に有効高さ以上に大胆に利用した「大偏心外ケーブル橋」である。桁橋と斜張橋の複合的特性を有する構造系を有しており、適用支間長はPC橋の中小支間の桁橋、大支間の斜張橋の間を補完する形式として国内で最初に建設した、西湘バイパスの小田原ブルーウェイブリッジ⁴⁾（1993年完成）以

降，施工実績を伸ばしている．小田原ブルーウェイブリッジは支間長 122mであったが，その後長崎道日見夢大橋（180m）（写真-6.2.2），新名神近江大鳥橋（170m）等 180m程度の橋梁が建設される．また，支間中央を鋼桁とした木曾川橋（275m，揖斐川橋（271.5m）が同形式として建設された．

鋼斜張橋は主桁断面に鋼箱桁（鋼床版）を使用しているため，軽量であるから，PC 斜張橋より長支間で建設されている．1960 年の勝瀬橋（支間長 128m）が最初である．1982 年，阪神高速野や大和川橋で 300mを超え，その後長支間橋が次々と建設され，1999 年国内最大の多々羅大橋の（支間長 890m）が建設された．写真-6.2.3 は女神大橋（長崎県）．

表-6.2.1 に代表的な橋梁の建設年表をまとめた．

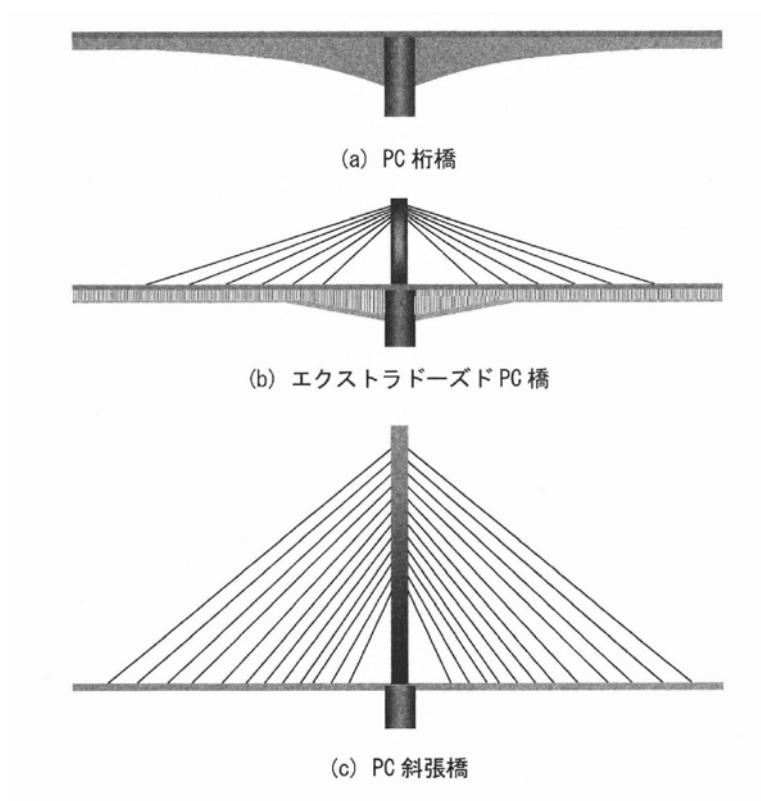


図-6.2.1 PC 桁橋，エクストラドーズド橋，PC 斜張橋の概念図

表-6.2.1 代表的な橋梁の建設年表

	1961	1971	1981	1991	2001	2011
鋼斜張橋	●1960勝瀬橋	●1968尾道大橋 ●1972石狩河口橋	●1982大和川橋梁	●1986名港西大橋 ●1987かつしかハープ橋 ●1989横浜ベイブリッジ ◆1991生口橋 ●1994東神戸大橋 ●1994鶴見つばさ橋 ●1998名港中央、東大橋 ◆1999多田羅大橋	●2003鶯飼い大橋 ●2005女神大橋	●2009鷹島肥前大橋 ●2012新湊大橋
P C 斜張橋			■1978松ヶ山橋	■1989呼子橋梁 ■1989志摩丸山橋 ■1991東名足柄橋 ■1992青森ベイブリッジ ■1995十勝大橋 ■1996伊唐島大橋 ■1997第二千曲川橋梁	◆2005豊田アローズブリッジ ◆2009矢部川大橋 ◆2010生名橋	
E D 橋				■1994小田原ブルーウェイブリッジ ■1996屋代北・南橋梁 ■1997つくはら橋 ■1998蟹沢大橋	◆2001木曾川橋・揖斐川橋 ■2001都田川橋 ◆2003日見夢大橋 ◆2006徳山ダム6号橋 ◆2007近江大島橋	



写真-6.1.2 豊田アローズブリッジ (PC斜張橋)⁵⁾

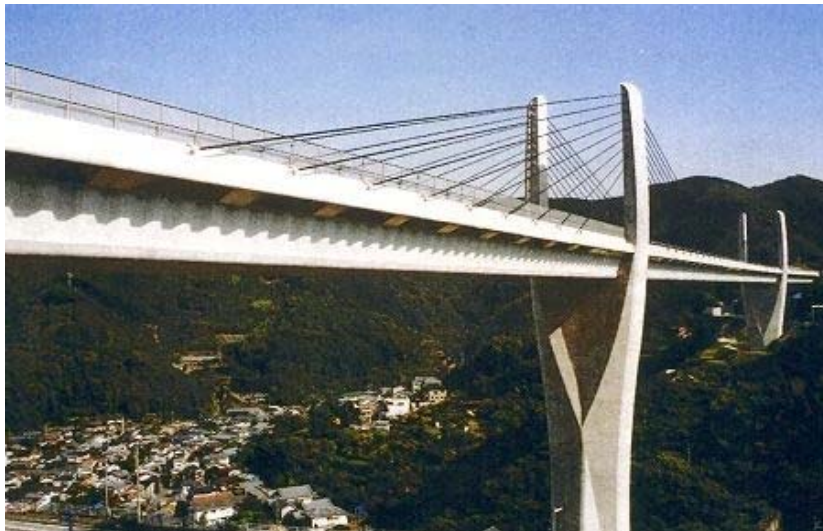


写真-6.2.2 日見夢大橋 (エクストラードーズド橋)⁵⁾



写真-6.2.3 女神大橋 (鋼斜張橋)⁵⁾

6.2.2 道路橋示方書の安全率

道路橋示方書¹⁾（平成24年3月）に規定している安全率は表-6.3.1の通りである。

表-6.3.1 道路橋示方書におけるケーブル安全率

	部 材		安全率	降伏点
Ⅱ 鋼橋編	ケーブル	斜張橋	2.5	0.7%全伸び耐力
Ⅲ コンクリート 橋編	ケーブル	斜張橋	2.5	0.2%永久ひずみ
		外ケーブル構造	1.67	0.2%永久ひずみ
		ED橋	(1/0.6)	

6.2.3 鋼斜張橋の安全率

鋼斜張橋に使用する斜材ケーブルには、安全率2.5が設定している。鋼斜張橋については、昭和55年(1980年)道路橋示方書では安全率3.0を使用していた。これはケーブルの降伏点を0.7%全伸び耐力とし、この耐力に対して2.0の安全率をとると、引張強さに対する安全率は2.8となるが、ケーブルは構造用圧延鋼材に比べ素線間の応力の不均一が生じやすいこと、曲げ剛性などによる二次応力も考えられることから、安全率3.0をとっていた。しかし、2次応力の影響が小さいことの研究成果から平成2年(1990年)の道路橋示方書改訂で安全率2.5となった。

6.2.4 PC斜張橋・エクストラドーズド橋の安全率

道路橋示方書Ⅲでは、PC斜張橋に使用する斜材ケーブルには安全率2.5、ED橋の斜材ケーブルについては、安全率を1.67としている。ここで、PC斜張橋と鋼斜張橋とは同じ安全率であり、二次応力等の影響が小さいことから設定されている。

ED橋の安全率は、桁内外ケーブルと同様として扱い、コンクリート内にある内ケーブルと同様の安全率としている。

ED橋、PC斜張橋の設計フローを図-6.3.1に示す⁶⁾。両者の設計にはまず斜材の疲労設計を最初に行う。これは斜材ケーブルが高いレベルで応力変動を受ける部材であるということから、限界状態設計法のうち、疲労限界状態の安全度を照査し、斜材ケーブルが受ける変動応力のレベルに応じて使用限界状態の制限値を規定しようとするものである。

斜材ケーブルの設計方法に、限界状態設計法を適用して、合理的な設計思想を取り入れようとする大きな要因には、PC斜張橋の安全率が、道路橋示方書Ⅲにおいて規定された当時と比較して、斜材振動に対する制振技術や防錆技術が発達したこと、ならびにED橋の出現によりPC斜張橋と外ケーブル橋が構造的に連続し、斜材ケーブルの安全率に対する考え方を見直すことが必要がでてきたこととがあったとされている。また、斜材ケーブルの安全率を一義的に定めないうことで、主桁と塔の部材と同様に、変動応力が大きな斜材ケーブル(部材)とそうでないものとで制限値を合理的、経済的に変えられることも要因である⁶⁾。

図-6.3.3³⁾のようにPC斜張橋とエクストラドーズド橋の両者を明確に区分しないで、活荷重により斜材ケーブルに発生する変動応力に応じて、斜材ケーブルの安全率を2.5~1.67(0.4fpu~0.6fpu)の間で設定している。これは、配置される斜材ケーブルの位置により変動応力の大きさが斜材ケーブルごとに異なるため、疲労限界状態に対して変動応力の大きさに応じて許容値を設定し、斜材ケーブルごとの安全度のバラツキを合理的に小さくすることを意図している。

図-6.3.3のPC鋼より線(現場製作ケーブル)とは、PC鋼より線がくさびによって定着されるものをいい、工場製作ケーブルとは、PC鋼線が垂鉛冷間鋳込みあるいはボタンヘッドにより定着するものをいう。

PC斜張橋・ED橋の変動応力($\Delta\sigma_L$)を指標とした手法は、図-6.3.1に示すように、既設の

PC 斜張橋・ED 橋の実績（最大支間長 250m 程度まで）より，鉛直荷重に対する斜材ケーブルの分担率 β と L 荷重による斜材ケーブルの変動応力 $\Delta\sigma_L$ を指標として使えらしている。

すなわち，斜材ケーブルの疲労設計（設計耐用期間 50 年，日交通量 7 万台程度，大型車混入率 50%）による変動応力 $\Delta\sigma_{200eq}$ は，L 荷重（道路橋示方書の B 活荷重）による変動応力 $\Delta\sigma_L$ の 1/3～1/4 程度であること，さらには，二次曲げによる変動応力 $\Delta\sigma_{200eq}$ が，疲労設計による斜材ケーブルの変動応力 $\Delta\sigma_{200eq}$ の 1/2 から同程度生じること等を勘案し，変動応力 $\Delta\sigma_L$ を指標として，図-6.3.2 を基に，制限値（f a）を以下のように定めている。

斜材ケーブル毎に安全率を設定できることが，一律に行うことに比べて合理的な設計が可能となる利点がある。

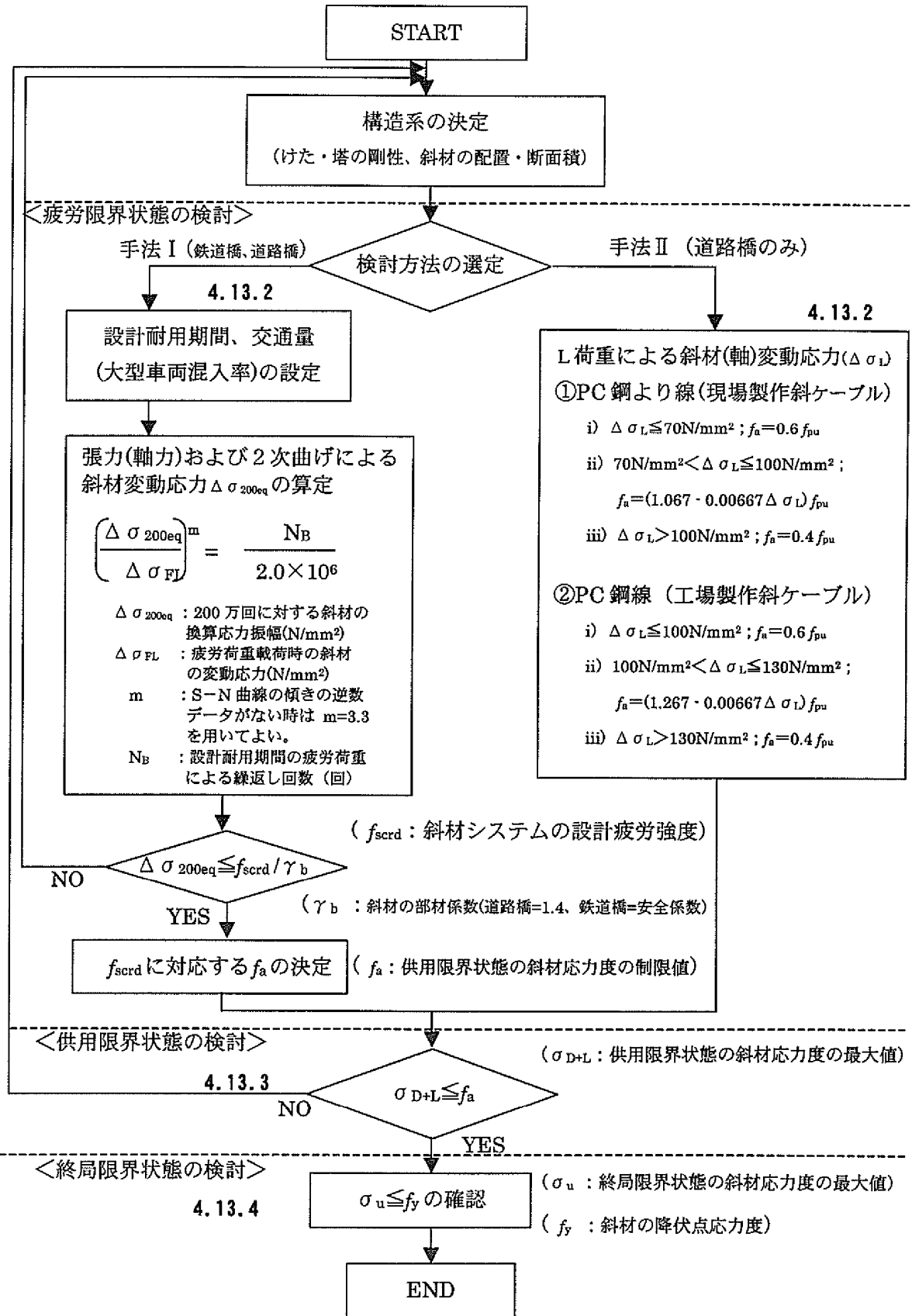


図-6.3.1 PC斜張橋・ED橋の斜材ケーブルの設計フロー

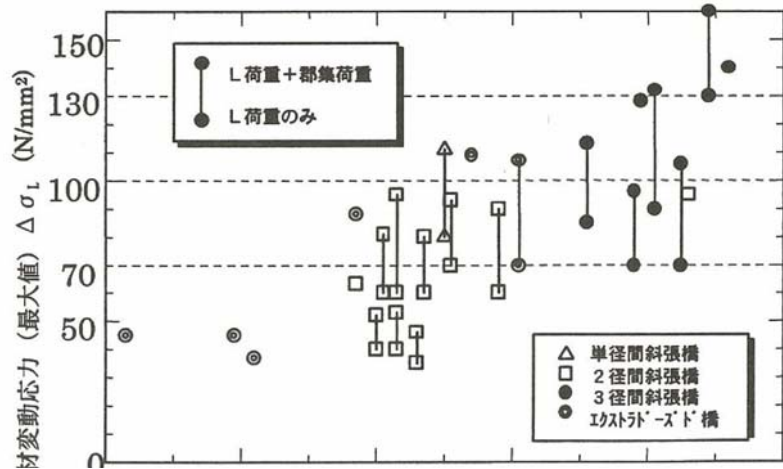


図-6.3.2 斜材ケーブルの分担率 β と変動応力 $\Delta\sigma_L$ の関係

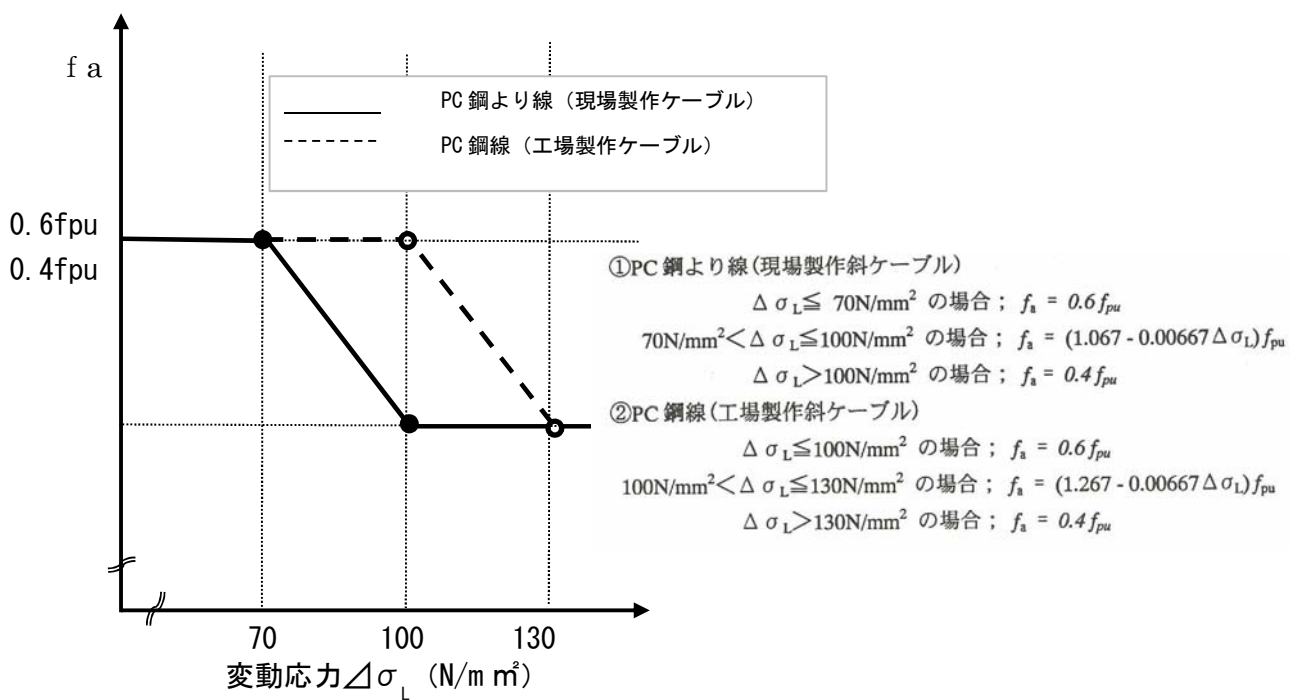


図-6.3.3 変動応力 $\Delta\sigma_L$ と制限値 f_a との関係

6.3 斜材ケーブルの部分安全係数法による安全率の設定事例

6.3.1 土木学会の報告

土木学会²⁾では、ケーブル部材の安全率を照査するにあたっては、終局限界状態の安全照査式により考察を行っている。終局荷重状態に対する安全照査式を式 6.3.1 に示す。

これによると、安全係数の細分化で行った試算結果を表-6.3.2 に示す。これによるとケーブル引張強度に対する安全率は、斜張橋ケーブルで約 2.5 となっており、このことは、包括安全係数 γ_0 がほぼ妥当といえることができる。同様の式で ED 橋について検討すると、約 1.95 となり現行の PC 鋼線の安全率（引張強度に対して 1.67）よりも若干高い値となった。

一方、素線の降伏点である 0.7 (0.8) %全伸び耐力に対する安全率は、約 1.6~1.8 であり、一般鋼材の安全率の約 1.7 と整合性のとれる値となっている。

$$\gamma_0(\gamma_{fd}(D + PS) + \gamma_{fl} \cdot L + \gamma_{ft} \cdot T) \leq 1/\gamma_b \cdot R/\gamma_m \quad (\text{式 6.3.1})$$

ここに

- D : 死荷重
- PS : ケーブルプレストレス
- T : 温度荷重
- L : 活荷重
- γ_0 : 包括安全係数
- γ_{fd} : 死荷重係数
- γ_{fl} : 活荷重係数
- γ_{ft} : 温度荷重係数
- γ_m : 抵抗係数
- γ_b : 部材係数
- R : 抵抗値（材料の強度を代表する値）

表-6.3.1 (式 6.3.1) における安全係数の定義

安全係数の種類	定義
荷重係数 γ_f	荷重の特性値からの望ましくない方向への変動、荷重の算出方法の不確実性、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変化等を考慮するための安全係数
包括安全係数 γ_0	構造物の重要度、構造解析の不確実性、腐食などの数値化が困難な内容、未知現象の発生などを考慮するための安全係数
抵抗係数 γ_m	材料強度の特性値から望ましくない方向への変動、供試体と構造物の差異、材料特性が限界に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮するための安全係数
部材係数 γ_b	部材の重要度（対象とする部材が限界に達したときに構造物全体に及ぼす影響）等を考慮するための安全係数

表-6.3.2 安全係数

係数	部位	数値	備 考
材料係数 γ_{fm}	スパイラルロープ	1.1	素線を束ねたことによるケーブル強度への影響を考慮し、規格化されていない降伏点を基準強度とすることを考慮して決定
	平行線ストランド	1.0	
包括安全係数 γ_{fo}		1.35	本検討では材料係数を分離していること、その他の不確定要因を考慮して1.3~1.4の平均とした。
部材係数 γ_{fb}	斜張橋アンカーケーブル	1.10	対象部材が橋梁全体の終局強度に与える影響（部材の重要度）及び取替の難易度を考慮
	斜張橋ケーブル	1.00	
死荷重係数 γ_{fd}	鋼構造	1.05	設計時の仮定死荷重と実死荷重との差を考慮 コンクリート床版は鋼構造に比較し、ばらつきが大きいいため
	コンクリート床版	1.10	
活荷重係数 γ_{fi}		1.5	AASHTO の組み合わせ式 1.3 (D+5/3 (L+I)) 及び明石海峡大橋の実績 しかし、通常は設計荷重を大きく超過する確率は少ないと考えられる。

表-6.3.3 設定した荷重比率とケーブルの種類

橋梁形式 部材の種類	荷重比率 (%)			ケーブルの種類	引張強度/降伏強度 $\sigma_b / \sigma_{0.7 (0.8) r}$ (N/mm ²)
	死荷重	活荷重	温度荷重		
鋼斜張橋					
アンカーケーブル	60.0	39.0	1.0	平行線ケーブル	1570/1156
その他のケーブル	70.0	29.0	1.0	平行線ケーブル	1570/1156
ED 橋					
主ケーブル	95.0	4.0	1.0	PC 鋼線	1730/1470※

※PC 鋼線は 0.2% 永久伸び耐力を降伏強度としている。

表-6.3.4 安全率の試算結果

橋梁形式 部材の種類	包括安全係数 γ_o	部材係数 γ_b	抵抗係数 γ_m	死荷重係数 γ_{fd}	活荷重係数 γ_{fi}	温度荷重係数 γ_{ft}	素線の降伏点 に対する安全 率 ν_y	ケーブルの引張 強度に対する安 全率 ν_b
鋼斜張橋								
アンカーケーブル	1.35	1.1	1.0	1.05	1.5	1.0	1.82	2.47
その他のケーブル	1.35	1.0	1.0	1.05	1.5	1.0	1.59	2.16
ED 橋								
主ケーブル	1.35	1.0	1.1	1.10	1.5	1.0	1.66	1.95

6.3.2 中村, 藤井による研究

中村⁸⁾は, ケーブルには明確な降伏強度がないことに着目し, 設計基準強度は, 3種類の素線の降伏相当強度の最小値として定義した降伏相当強度に対して, ケーブルの種類, 施工法, 防食, 形状を考慮した安全係数を用いて設定することを提案している.

ケーブルの設計基準強度 (F_u) の算定は, ケーブルの素線の降伏強度 (F_y) については, 式-6.3.2より, 0.2%残留ひずみに対する耐力 (F_1), 0.7%降伏ひずみに対する耐力 (F_2) 及び素線の引張強度の85% (F_3) の最小値から選定し, ケーブルの設計基準強度に対しては, 式-6.3.2で算出した降伏強度に, ケーブルの種類 (ϕ_1), 施工法 (ϕ_2), 防食 (ϕ_3), 形状 (ϕ_4) の係数を表-6.3.5より選択し, ケーブルの設計基準強度 (F_u) を求めるものである.

$$F_y = \min (F_1, F_2, F_3) \quad (\text{式-6.3.2})$$

ここに,

F_y : ケーブル素線の降伏相当強度

F_1 : 0.2%永久ひずみに対する耐力

F_2 : 0.7%全伸びに相当する耐力

F_3 : $0.85F_t$ (F_t は素線の引張強度)

そして, ケーブルの設計基準強度は次式とする.

$$F_u = F_y / (\phi_1 \phi_2 \phi_3 \phi_4) \quad (\text{式-6.3.3})$$

ここに,

F_u : ケーブルの設計基準強度

表-6.3.5 ケーブル設計基準強度に関する安全係数

ϕ_1	ケーブルの種類	平行線ケーブル :1.05
		スパイラルケーブル:1.10
		ストランドケーブル:1.15
		CFRCケーブル :1.20
ϕ_2	ケーブルの施工	工場製作:1.00, 現場製作:1.05
ϕ_3	ケーブルの防食	工場防食:1.00, 現場防食:1.10
ϕ_4	ケーブルの形状	直線 :1.00, 曲線 :1.20

中村, 藤井⁹⁾は, 上記を用いて, 鋼斜張橋とED橋の両者に適用可能な中規模橋をモデルとして試設計を行い, ケーブル安全率をパラメーターとして, ケーブル部材に関する終局限界状態および疲労限界状態を照査している. 下記に, ケーブル設計基準強度の算出方法のケーススタディーを抜粋する.

(1) 鋼斜張橋の場合の検討条件

引張強度 F_t : $1,570 \text{ N/m}^2$

降伏強度 F_y : $1,160 \text{ N/m}^2$ (0.7%全伸び相当の強度)

安全係数 ケーブルの種類 ϕ_1 : 1.05 (準平行線ケーブル)

ケーブル施工法 ϕ_2 : 1.00 (工場製作)

ケーブル防食 ϕ_3 : 1.00 (工場防食)

ケーブル形状 ϕ_4 : 1.00 (直線)

ケーブルの設計基準強度

$$F_u = 1,160 / (1.05 * 1.00 * 1.00 * 1.00) = 1,105 \text{ N/m}^2$$

(2) ED 橋の場合の検討条件

引張強度 $F_t : 2,000 \text{ N/mm}^2$

降伏強度 $F_y : 1,700 \text{ N/mm}^2$ (0.2%永久ひずみ強度)

安全係数 ケーブルの種類 $\phi 1 : 1.10$ (PC 鋼より線)

ケーブル施工法 $\phi 2 : 1.05$ (現場製作)

ケーブル防食 $\phi 3 : 1.10$ (現場防食)

ケーブル形状 $\phi 4 : 1.00$ (直線)

ケーブルの設計基準強度

$$F_u = 1,700 / (1.10 * 1.05 * 1.10 * 1.00) = 1,338 \text{ N/m}^2$$

報告では、この設計基準強度を用いて、道路橋示方書の終局荷重時の照査を次の式で行っている。

(3) 終局限界状態の検討方法

1) 照査基本式

ケーブルの終局限界状態の照査基本式は次式とする。

$$\Sigma(v_i P_i) \leq N_u \quad (\text{式-6.3.4})$$

$$N_u = F_u A_n \quad (\text{式-6.3.5})$$

ここに、

v_i : 終局限界に対する荷重係数

(CASEA: $v_1=1.3$, $v_2=2.5$)

(CASEB: $v_1=1.7$, $v_2=1.7$)

P_i : 設計荷重

N_u : ケーブルの設計強度

F_u : 設計基準強度

A_n : ケーブルの設計断面積

2) 終局設計荷重

終局限界状態に対するケーブルの設計荷重は次式とする。

鋼斜張橋 :

$$v_1(D+PS) + v_2(L+D) \quad (\text{式-6.3.6})$$

ED橋 :

$$v_1(D+PS) + v_2(L+D) + v_3 D' \quad (\text{式-6.3.7})$$

ここに、

D : 死荷重 PS : ケーブルプレストレス

D' : D , PS 以外の永久荷重

L : 活荷重 I 衝撃

結果として、鋼斜張橋は、終局荷重状態の検討ではケーブル安全率 $\alpha=2.5$ とした時に、終局荷重時の荷重係数CASEA (死荷重に対する荷重係数1.3と活荷重に対する荷重係数2.5) , 及びCASEB(死荷重と活荷重の両方の終局設計荷重に対する荷重係数1.7) に対して満足した。

ED橋の場合は、CASEAに対しては $\alpha=2.1$ 、CASEBに対しては $\alpha=2.8$ 程度を確保する結果となっている。

6.4 エクストラードーズド橋の斜材ケーブルの終局荷重時の照査についての提案

6.4.1 概要

部分安全係数法を適用した ED 橋の斜材ケーブルの安全率は、既往の研究では、現行の PC 鋼線の安全率では不足となり、大きい安全率が必要という結果となっている。

道路橋では、終局荷重作用時の荷重の組み合わせは、次のとおりである。

$$1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} \cdot \text{衝撃}) \quad (\text{式-6.4.1})$$

$$1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} \cdot \text{衝撃}) \quad (\text{式-6.4.3})$$

$$1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} \cdot \text{衝撃}) \quad (\text{式-6.4.3})$$

ED 橋の斜材ケーブルでは、安全率 1.67 となっているが、式 6.4.3 では、終局荷重時の荷重倍率が 1.7 となっていることから、斜材の制限値を上回ることが想定できる。

6.4.2 斜材ケーブルが破断を想定した終局荷重時照査

ED 橋の斜材ケーブルの終局荷重時の照査は一般に省略してよいこととなっている⁶⁾。これは、斜材ケーブルの永久荷重時と変動荷重が作用する場合は、使用限界状態に対して引張力が増加するが、斜材ケーブルの応力度が降伏点に達するかどうかだけの問題であり、これは鉄筋や PC 鋼材が終局作用時に降伏するのと同様であるとされ、変動荷重以外の終局限界状態になれば、仮に部分的に斜材が破断しても、構造全体の崩壊にはつながらないため、取り替えることを前提とすればよいこととされている。

斜材ケーブルの終局荷重状態については、車両火災や特に大きな衝突事故等により、全ての斜材が破断した場合を想定した。ED 橋は PC 箱桁橋の外ケーブルが桁外に偏心したものであることから、主桁の剛性は高く、斜材ケーブルの破損により即落下等致命的になるものとは考えにくい。

ここでは、すべての斜材ケーブルが破断した場合の状態についてケーススタディを行った例⁸⁾を紹介する。

表-6.4.1 終局荷重時の照査項目

終局状態	想定される事象	照査項目
斜材ケーブルがすべて破断した場合を想定	火災によるもの 特に大きな車両衝突	主桁のひずみ たわみ量

6.4.3 検討のモデル

(1) 解析モデル

解析モデルは、ファイバー要素を用いた2次元骨組モデルとし、その形状を図-6.4.1に示す。このモデルは節点数640、要素数868を有する。

形式 : 4径間連続エクストラード橋

支間割 : 137.6+170.0+115.0+67.6

プログラム : 汎用非線形FEMプログラム DIANA

主桁 : 材料非線形が考慮できる弾塑性梁-柱要素

脚, 主塔 : 弾性梁-柱要素

連続ケーブル, 張出ケーブル :

弾塑性トラス要素によるモデル化, ケーブル位置は剛部材を用いて主桁軸線とケーブル間距離(偏心量)を考慮

鉄筋, 内ケーブル : 弾塑性が考慮できる埋め込み鉄筋要素でモデル化

1) 主桁

材料的非線形と部材の断面形状を考慮できる弾塑性梁-柱要素を用いた。主桁の上下床版の断面分割は、上床版を厚さ方向に18分割、下床版を12分割とした。また、せん断有効断面には、波形鋼板ウェブの断面積を用いているが、見かけ長さ(水平長)Sと実長Lとの比に応じた低減値 A_w^e を使用し、せん断剛性の低下を考慮する。算出式は式-6.4.4で表される。

$$A_w^e = A_w \cdot S/L \quad (\text{式-6.4.4})$$

ここに、 A_w^e がウェブ有効面積、 A_w が実際のウェブ断面積である。

2) 脚・主塔

材料的非線形は考慮せず、弾性梁-柱要素でモデル化した。

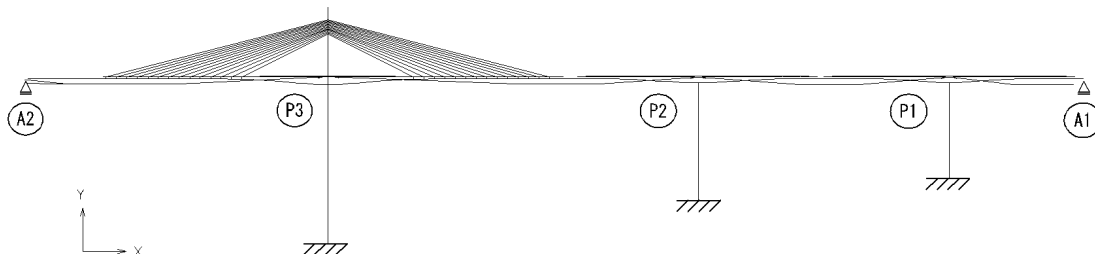


図-6.4.1 モデル図

3) 連続ケーブル・張出しケーブル

弾塑性トラス要素でモデル化した。なお、これらのケーブル定着位置には、剛部材を用いて主桁軸線とケーブル間距離（偏心量）を考慮した。

4) 鉄筋・内ケーブル

弾塑性が考慮できる埋め込み鉄筋要素でモデル化した。

境界条件は、A1 及び A2 をローラー ($y:0$)、P1~P3 の脚下端を固定支持 ($x, y:0$) とした。(図 - 6.4.1 参照) 図-6.4.2 には斜ケーブル、連続ケーブル、及び張出しケーブルの各ケーブルの要素番号図を示す。

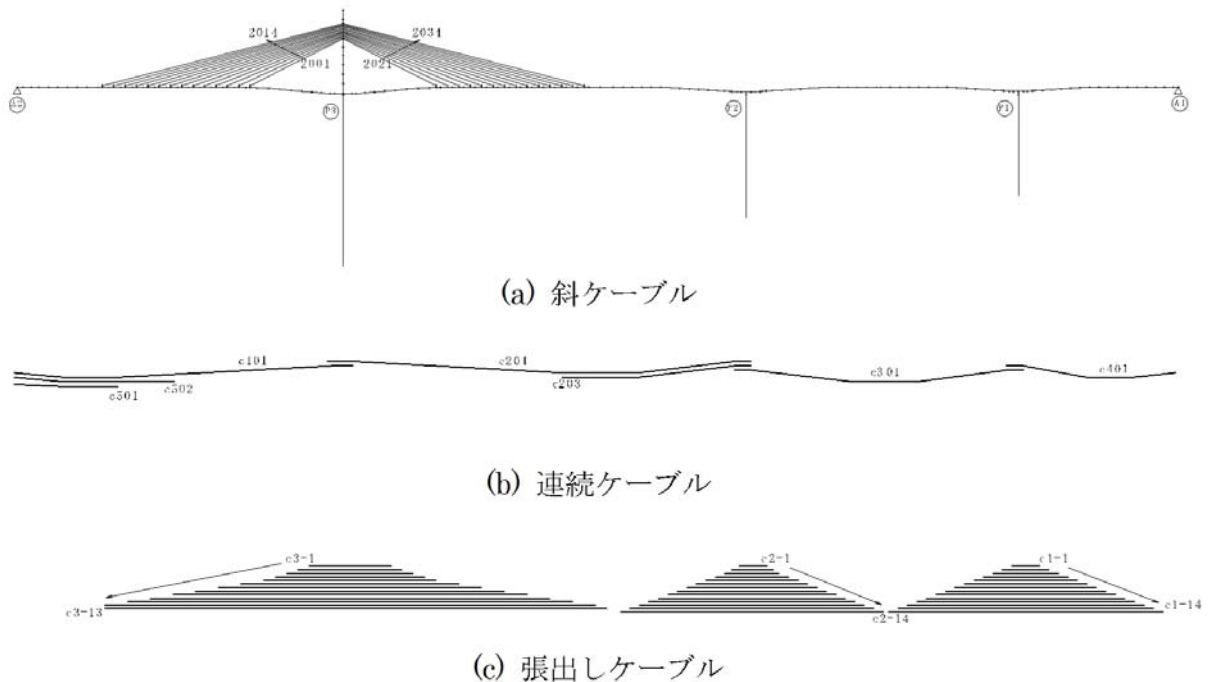


図-6.4.2 ケーブルの要素番号図

(2) 材料モデル

各材料の応力—ひずみ曲線は、道路橋示方書に従い、以下のようにモデル化した。

1) コンクリート

主桁におけるコンクリートは図-6.4.3 (a) に示すように、引張強度を考慮し、圧縮域は、放物曲線としてモデル化した。脚及び主塔部は、図-6.4.3 (b) に示すように弾性材料として取り扱った。各部位において使用したヤング係数、圧縮強度、及び引張強度は、表-6.4.2 に示す。なお、コンクリートの引張強度 f_{tk} は、 $f_{tk} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3}$ により算出した。

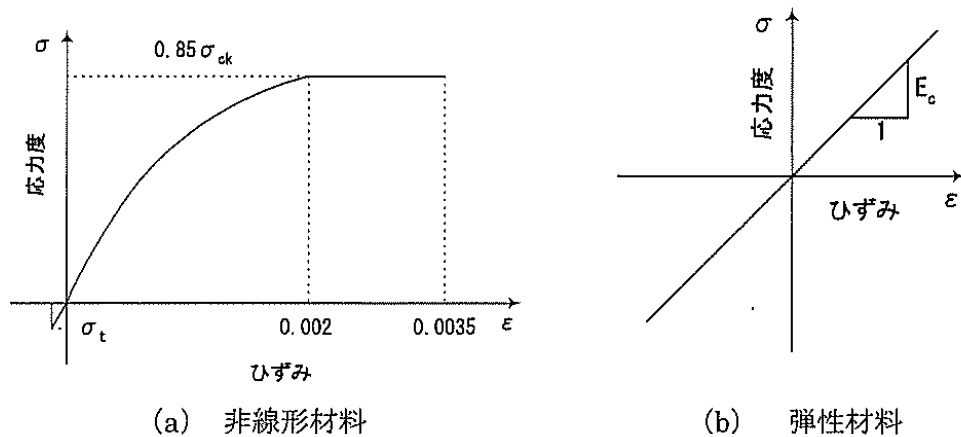


図-6.4.3 コンクリートの応力ひずみ曲線

表-6.4.2 コンクリートの材料強度

部位	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	圧縮強度 f'_{ck} (N/mm ²)	引張強度 f_{tk} (N/mm ²)
主桁	3.3×10^4	50	3.12
脚	3.3×10^4	∞	∞
主塔	3.1×10^4	∞	∞

2) PC 鋼材

PC 鋼材に使用した応力—ひずみ曲線は図-6.4.4 のとおりである。なお、各部材において使用した材料特性は、表 - 6.4.3 のとおりとする。

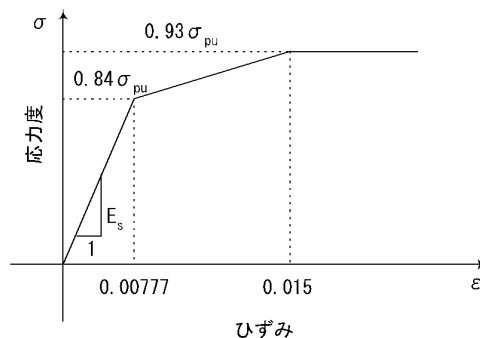


図-6.4.4 PC 鋼材の応力ひずみ曲線

表-6.4.3 PC鋼材の材料特性

部位	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	引張強度 f_{pu} (N/mm ²)
主桁	1.96×10^5	1,570
脚	2.00×10^5	1,782
主塔	2.00×10^5	1,850

3) 鉄筋

鉄筋に使用した応力—ひずみ曲線は図-6.4.5のとおりである。なお、各部材において使用した材料特性は、表-6.4.4のとおりである。

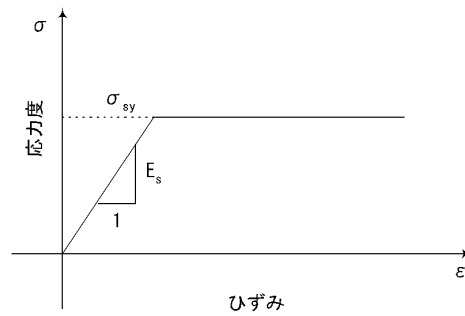


図-6.4.5 鉄筋の応力ひずみ曲線

表-6.4.4 鉄筋の材料特性

部位	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	引張強度 f_{sy} (N/mm ²)
SD345	2.00×10^5	345
SD490	2.00×10^5	490

(3) 載荷荷重

本解析は、全て斜ケーブルを破断した場合を想定した。このため斜ケーブルがない構造計で、桁の耐力を求める。解析手法として、表-6.4.5に示す2つのケースを考えた。

解析ケース1においては、斜ケーブルがない構造系に死荷重を漸増载荷し、桁の耐力を求める。解析ケース2においては、完成系から、斜ケーブルの張力を徐々に解放し、全ての斜ケーブルが破断した状態を再現する。解放終了後は、死荷重を漸増载荷し、ケース1と同様、耐力を求める。

表-6.4.5 解析ケース

解析ケース1	斜ケーブル無しモデルに死荷重を漸増
解析ケース2	完成系による釣合い状態から、斜ケーブル張力を徐々に解放し、解放終了後、死荷重を漸増

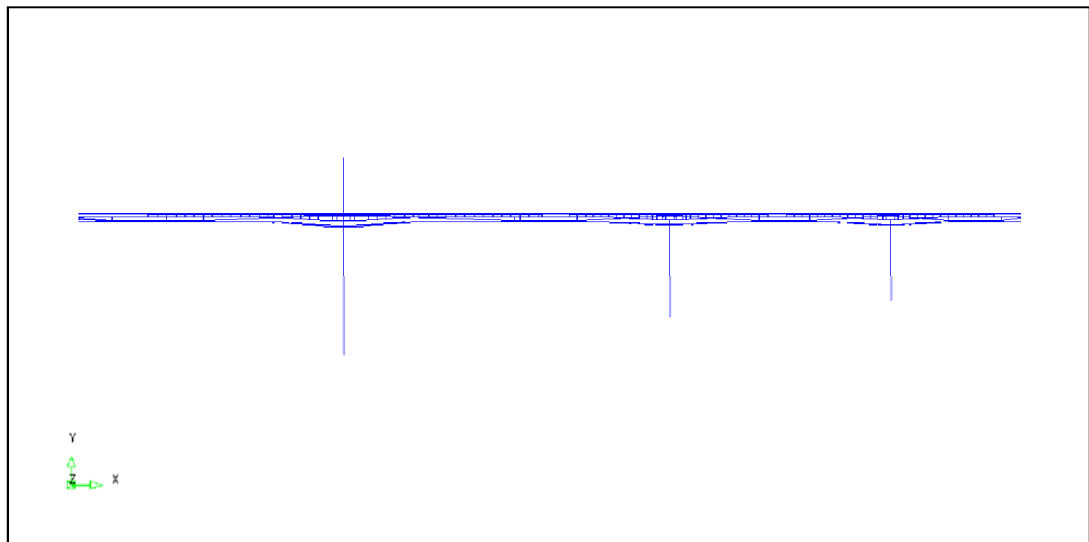


図-6.4.6 解析ケース1，解析ケース2におけるモデル

6.4.4 解析結果とその考察

(1) 解析ケース 1 における解析結果

本解析ケースは、斜ケーブルがない構造系に死荷重を漸増载荷するケースである。側径間 P3-A2 の中央部を着目点とした。着目点の荷重倍率—変位曲線を図-6.4.7 に示す。なお、コンクリートの圧縮ひずみが初めて、 3500μ に達した終局荷重倍率 α_u は 1.115 であった。図-6.4.8 はコンクリートの圧縮ひずみが 3500μ に達した時の主桁の変形図である。

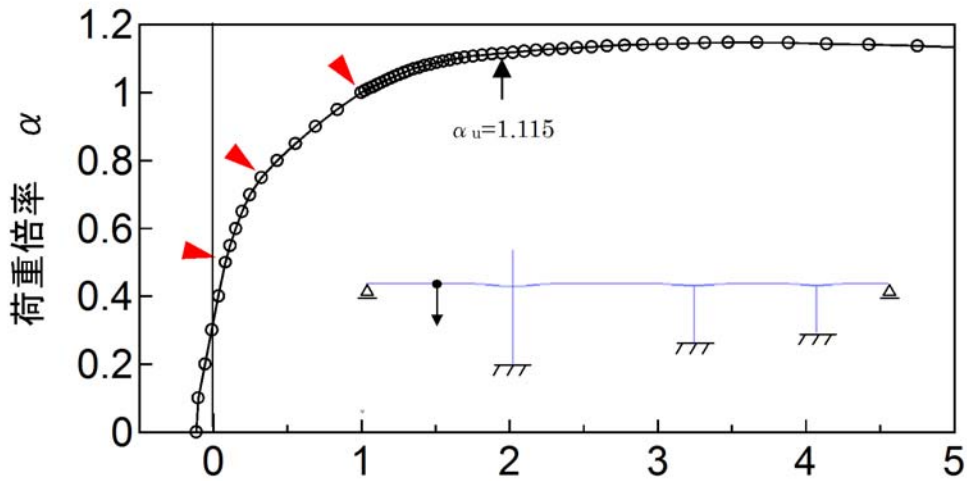


図-6.4.7 荷重倍率—変位曲線

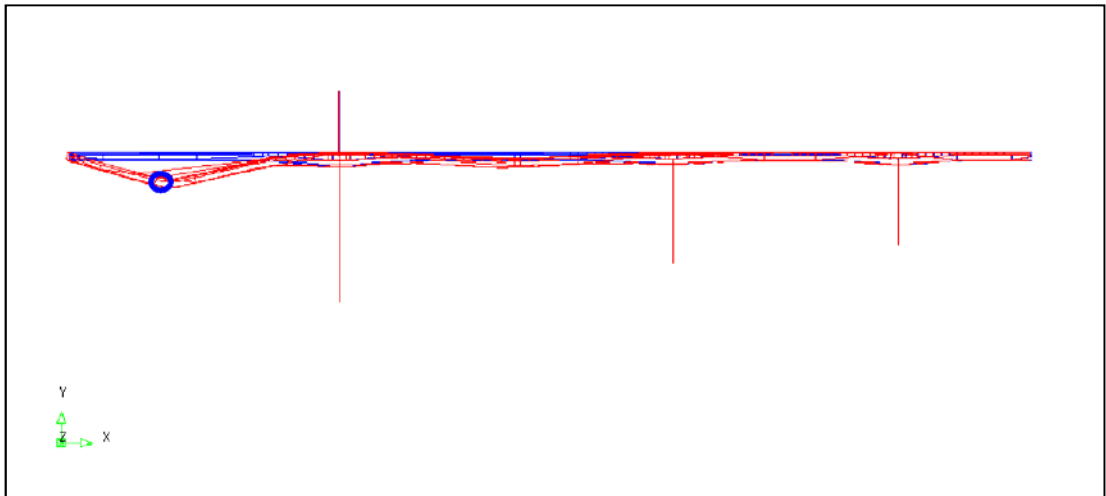


図-6.4.8 荷重倍率—変位曲線

(2) 解析ケース 2 における解析結果

本解析ケースは、完成系によるつり合い状態から、斜ケーブルを除き、不釣り合い力を徐々に解放するケースである。なお、解放後は死荷重を漸増载荷させ、耐荷力を求めている。

荷重状態は、不釣り合い力の解放と死荷重の漸増载荷とで異なるため、結果は、別々に表記している。着目点は、側径間 P3-A2 の中央としている。

着目点の斜ケーブルの張力 - 変位曲線を図-6.4.9 に示す。

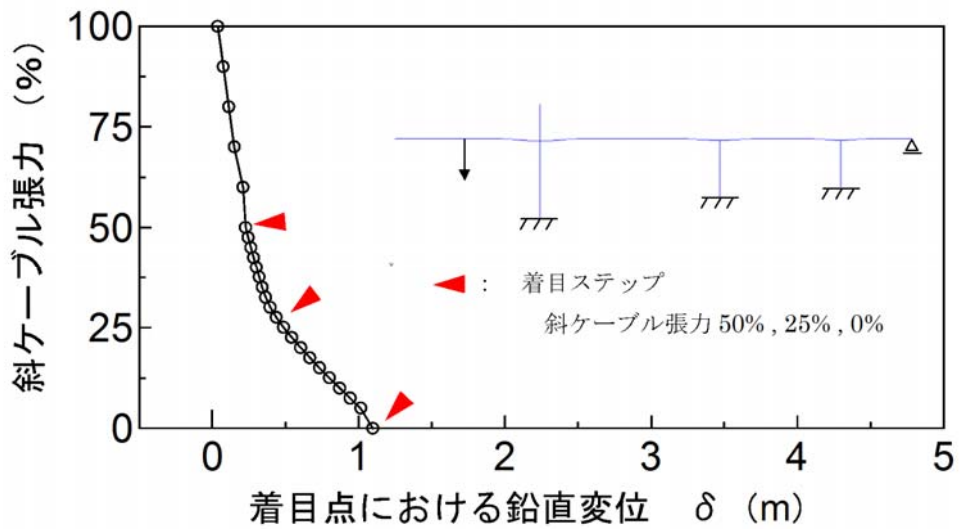
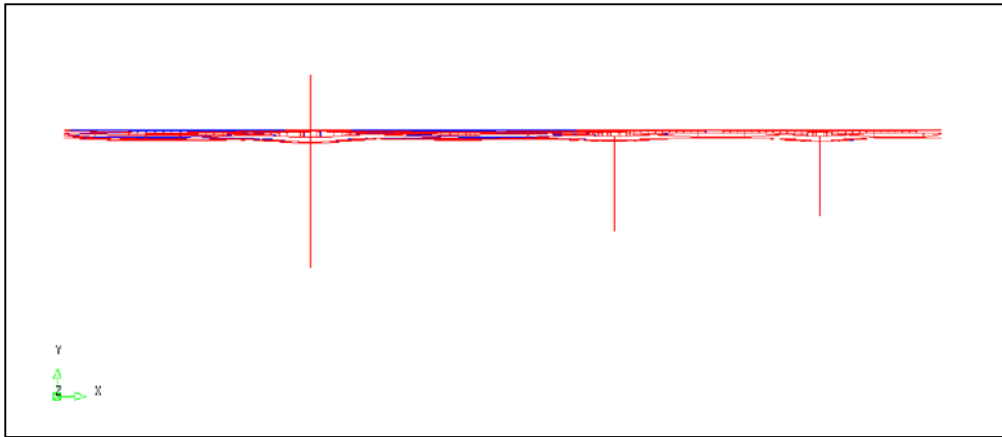
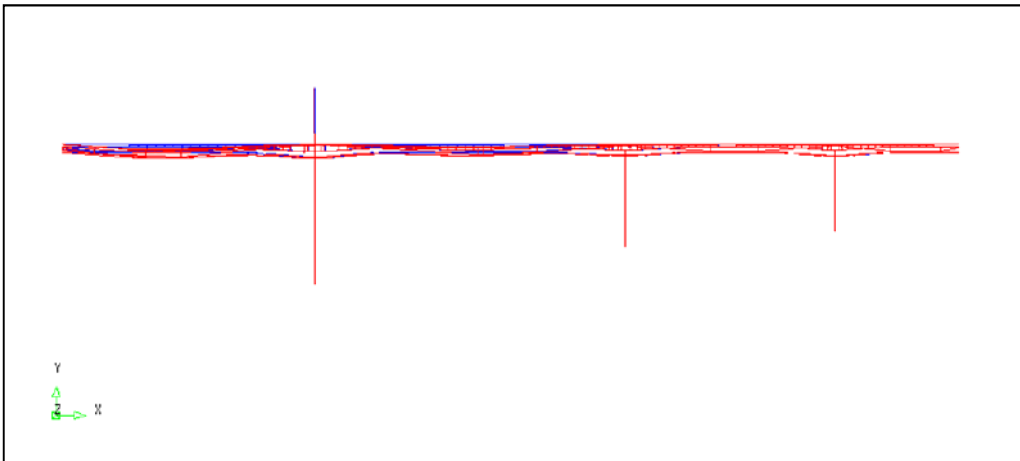


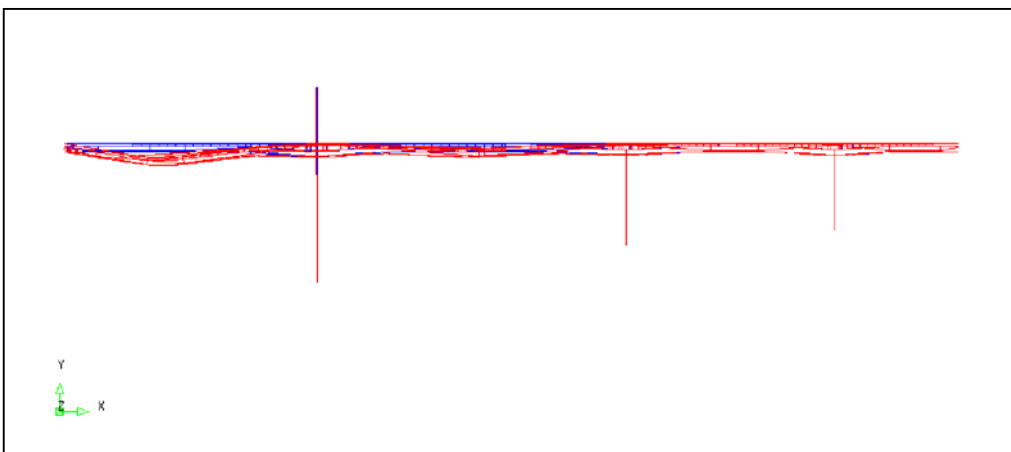
図-6.4.9 斜ケーブルの張力 - 変位曲線



(a) 斜ケーブルの張力が 50%



(b) 斜ケーブルの張力が 25%



(c) 斜ケーブルの張力が 0%

図-6.4.10 斜ケーブルの張力 (50%, 25%, 0%) 状態における変形図

(3) 死荷重の漸増载荷

不釣り合い力解放後の死荷重漸増载荷による荷重倍率・変位曲線を図-6.4.11に、着目ステップにおける変形図を図-6.4.12に示す。なお、コンクリートの圧縮ひずみが 3500μ に達した終局荷重倍率 α_u は、1.14であった。

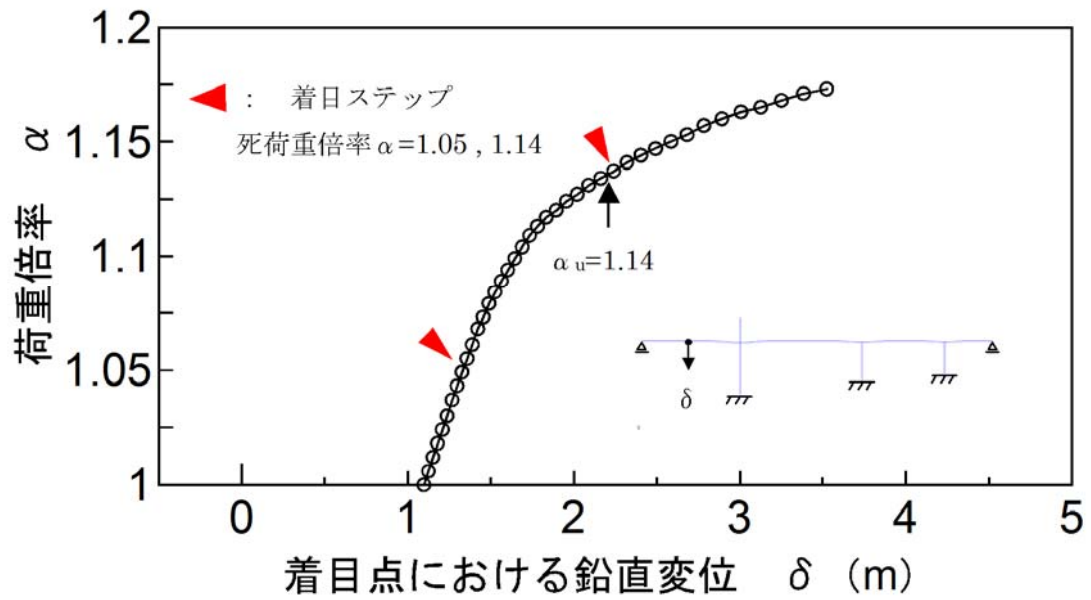
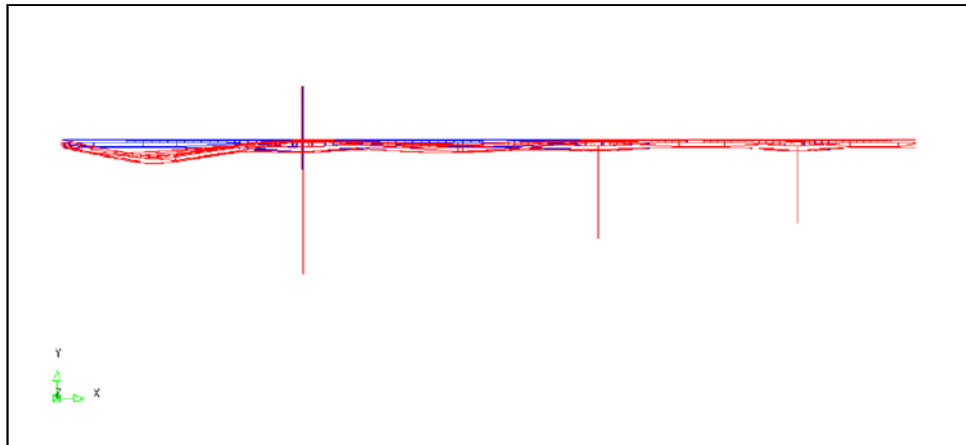
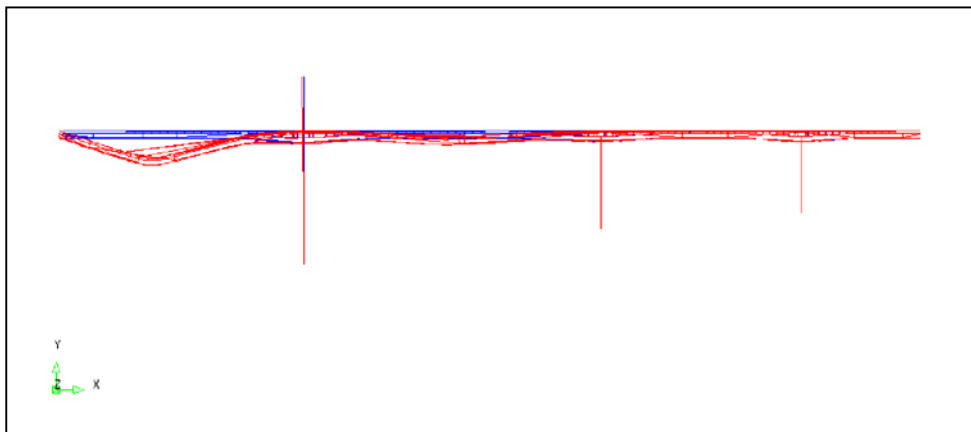


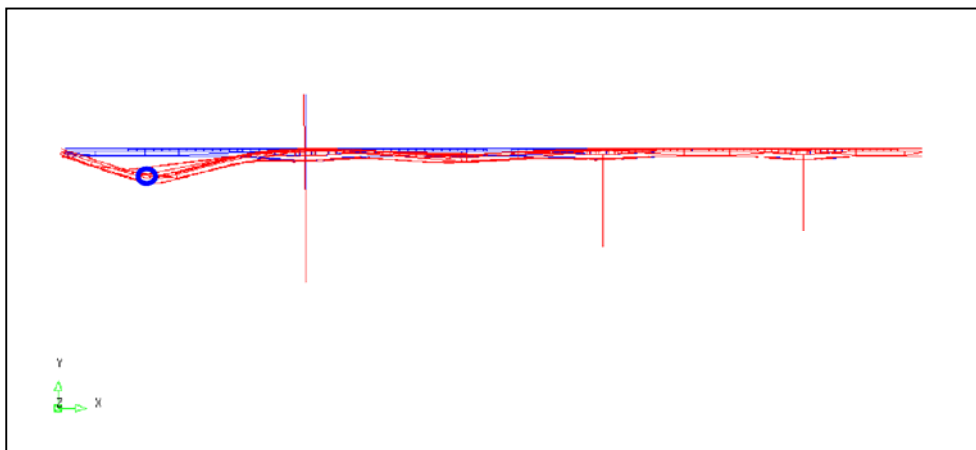
図-6.4.11 荷重倍率 - 変位曲線



(a) 荷重倍率 $\alpha = 1.05$



(b) 終局荷重倍率 $\alpha = 1.14$



(c) 圧縮ひずみが 3500μ に達した位置

図-6.4.12 荷重倍率 - 変位曲線

(4) 解析ケース 1 と解析ケース 2 の比較

解析ケース 1 における死荷重倍率 $\alpha=1.0$ のときと、解析ケース 2 における斜材ケーブル開放終了時は、同じ構造系、荷重状態となる。そこで、両ケースにおける照査として、主塔の頂部における水平変位量を比較対象とした。

変位では解析ケース 1 と解析ケース 2、それぞれにおける水平変位量の比較を表-6.4.6 に示す。主塔は、主桁の変形する P3-A2 側に変形をした。解析ケース 1 では 38.5mm、解析ケース 2 では、98.9mm となり、鉛直変位量が大いほど、それに伴って主塔変位も大きくなった。主塔高さは約 30m であることから、変位量としては大きなものではない。

表-6.4.6 主塔の頂部における変位量

	頂部の水平変位量	P3-A2 の中央点の鉛直変位量
解析ケース 1	-38.5mm	-997.4mm
解析ケース 2	-98.9mm	-1097.6mm

6.4.5 まとめ

ED 橋について、すべての斜材が破断した状態を想定し、解析手法の 2 ケースモデルにおいて解析を実施した。その結果を以下に示す。

- ① 死荷重漸増ケース（ケース 1）と斜材解放ケース（ケース 2）の二つの荷重方法で解析を行ったが、両者はほぼ一致した結果となった。
- ② 全斜材が破断した場合でも、主桁は曲げ破壊に至らず、ケース 1 では死荷重の 1.15 倍、ケース 2 では死荷重の 1.14 倍でコンクリートが終局ひずみに達する。曲げ破壊が生じる位置は支間中央であった。

6.5 おわりに

エクストラード橋の斜材ケーブルの安全率は、外ケーブルと同様の安全率を使用している。安全率は疲労荷重で設定され、斜材ごとの変動荷重で設定できることから、一律の安全率を使用することではないことに関して、合理的であると考えられる。

エクストラード橋の斜材ケーブルは、終局荷重時においては斜材ケーブルの制限値を超過することについては、部分安全係数法等での説明が求められるところである

エクストラード橋の終局状態として、すべての斜材ケーブルが切断した解析を実施した結果、主桁の変形量は大きくなり、走行することは不可能であるが、主桁の終局ひずみは超過せず、いわゆる落橋にはおそらく至らないことと考えられる。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説（Ⅱ，Ⅲ）日本道路協会，2012.3
- 2) 土木学会：鋼構造シリーズ 16 ケーブルを使った合理化橋梁技術のノウハウ 2007.3
- 3) 小野寺ほか：エクストラード PC 橋の計画と設計（西湘バイパス小田原港橋），プレストレストコンクリート，1993.5
- 4) 今泉：エクストラード橋の誕生（小田原ブルーウェイブリッジ），橋梁と基礎，2014.11
- 5) 土木学会HP
- 6) PC 斜張橋・エクストラード橋設計施工規準（案），社団法人 PC 技術協会，2000.11
- 7) 春日：斜張橋・エクストラード橋における斜ケーブルの設計法，橋梁と基礎，2006.8
- 8) 中村俊一：橋梁ケーブルの限界状態設計法に関する一提案，構造工学論文集 Vol.47A（2001年3月）
- 9) 中村俊一，藤井政美：鋼斜張橋とエクストラード橋のケーブル安全率の比較，構造工学論文集 Vol.53A（2007年3月）
- 10) 西日本高速道路㈱：第二名神高速道路栗東橋詳細設計報告書