

# 朱鷺メッセ連絡橋デッキの事故調査について

丸山久一

MARUYAMA Kyuichi  
フェロー会員 Ph.D.  
長岡技術科学大学 副学長(調査委員会委員長)

## はじめに

2003(平成15)年8月26日(火)午後8時20分頃、新潟市万代島にある朱鷺メッセ内の連絡デッキの一部が突然落下した。当夜は特に風が強かったわけでもなく、雨も降っていなかった。夏の終わりとしてはまだ蒸し暑い状況で、変わったことといえば、前日、万景峰号が佐渡汽船のターミナルから出航したことぐらいであった。この連絡デッキは朱鷺メッセの周囲をつなぐもので、一部は佐渡汽船のターミナルに連絡している。部分的な通行は2001(平成13)年4月から開始されていたが、全面開通は2003(平成15)年3月で、まだ5か月しか経っていなかった。

施設設置者である新潟県は、事故の原因究明と復旧方法の検討を行うために、第三者機関として朱鷺メッセ連絡デッキ落下事故調査委員会を設置した。委員の構成を表-1に示す。事故調査委員会は、9月1日(月)の事故現場調査を皮切りに、同施設の設計、施工に関わった関係者からヒアリン

表-1 事故調査委員会委員名簿

委員長	丸山久一(長岡技術科学大学副学長)
委員	上之園隆志 (国土交通省国土技術政策総合研究所建築災害対策研究官)
委員	清宮 理(早稲田大学教授)
委員	長井正嗣(長岡技術科学大学教授)
委員	森谷俊美 (本州四国連絡橋公団長大橋技術センター上席調査役)
	(五十音順)

グを行うなど、原因究明の活動を続け、2004(平成16)年1月16日(金)10回目の委員会でようやく報告書の完成にたどり着いた。委員会の活動の大部分は事故原因の究明に費やされたが、報告書では、事業体制上の問題点にも触れ、提言も行っている。報告書の内容は新潟県のホームページ(<http://www.pref.niigata.jp/>)で公開されているが、ここではその概要を述べる。

## 事故の概要

連絡デッキの崩落状況は写真-1に示すようで、朱鷺メッセと佐渡汽船をつなぐ全長約220mのうち、立体駐車場脇から朱鷺メッセの間の48mと立体駐車場連結部15mが落下している。非常に幸いなことに、人身事故には至らなかった。事故発生当時、連絡デッキ付近には数人がいて、貴重な目撃証言が得られている。それによると、落下時刻(午後8時20分頃)の約1時間前にも大きな音がして、強い縦揺れがあった。また、落下時に偶然遭遇した人の話では、立体駐車場連結部が落ちるところを見て朱鷺メッセ側に走って逃げたが、その際、落下音は佐渡汽船側から朱鷺メッセ側に迫ってくる感じだったとのことである。

ちなみに、新潟地方気象台による当日午後8時のデータは、気温:24.9℃、湿度:84%、風向:北、風速:2.0m/s、降水量:0.0mm。

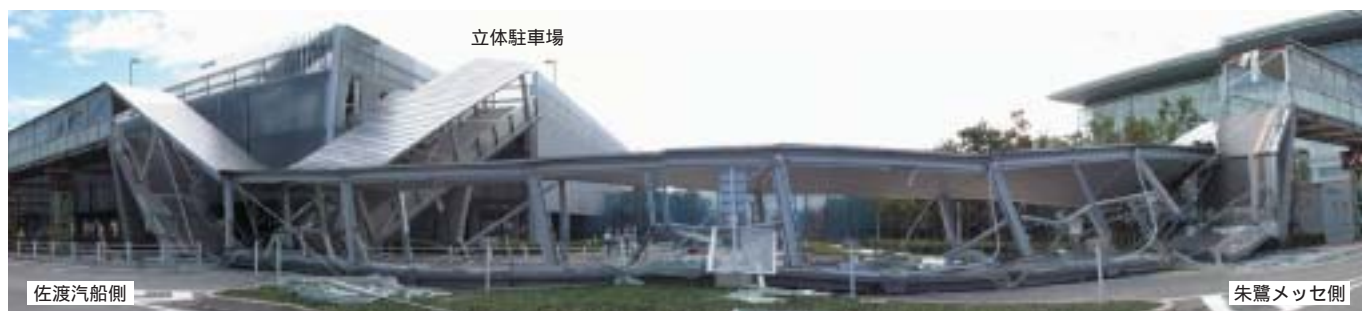


写真-1 連絡デッキの崩壊状況

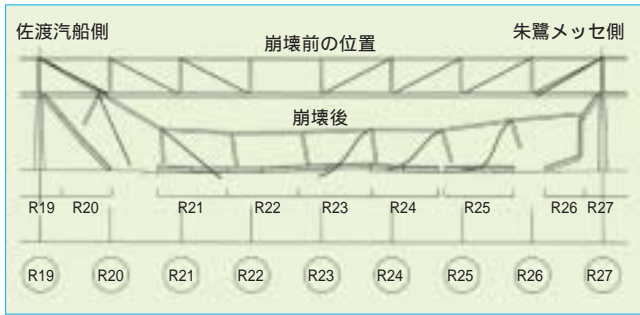


図-1 部材の破壊・破断

事故調査による崩壊後のスケッチを図-1に示す。図中の番号は、プレキャスト床版(PCa床版)パネル番号および格子点(支点, 定着部)の位置を識別するために付けている。R19およびR27の位置には支柱がある。この構造は、PCa床版と鉄骨の上弦材および鉛直材を骨格として、高張力棒鋼(斜材ロッド)で対角線方向にプレストレスを導入するものである。床版は、プレキャスト版を現地で組み立て、橋軸方向にPC鋼材でプレストレスを導入したPC構造となっている。佐渡汽船側に立体駐車場への連絡通路が取り付けられているため、斜材ロッドの配置は対称とはならず、斜材ロッドに導入されるプレストレス力も床版の両サイドで同じではない。

部材の破壊・破断は、鉛直材(束材)のボルト破断を除

くと、以下の13か所である。

- ・斜材ロッド定着部の破壊 ..... 8か所
- ・上弦材の完全な破断 ..... 2か所
- ・床版の破断(PCa床版接合部PC鋼より線の破断) ... 3か所

PCa床版の端部に設けられている斜材ロッド定着部は、R20, R21, R22およびR26の箇所で床版の両サイドで破壊が認められた。破壊面の一例を写真-2, 3に示す。コンクリートがえぐり取られたような状況で、斜材ロッドの鞘管の跡がくっきりと見える。ただし、鞘管の周囲に配置されているはずの補強筋は写真-2では認められない。写真-3では、補強筋の痕跡が鉛直にかすかに認められる。本来は、鞘管を囲んで床版内に定着されるはずだが、破断面に沿っている。

写真-4に、定着端部に配置されていた座金の变形状況を示す。破壊した定着部8か所のうち、7か所はR26のような变形をしていたが、R21(入江側)だけは座金の变形が小さい。

上弦材の鋼材は、R27の箇所で破断(両サイド)している。破断は、一つは溶接部で、他の一つは溶接部から少し離れた箇所である。破断面は、延性破壊の様相を示していて、上下のフランジは図-2に示すように下方に曲がっている。

PCa床版は、床版パネルのR20-21, R24-R25およびR25-R26の接合部でPC鋼より線が破断している。その状



写真-2 R22入江側



写真-3 R26信濃川側



写真-4 定着端部の座金の变形

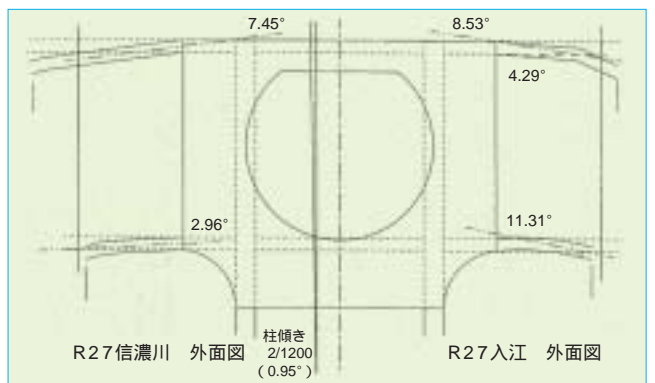


図-2 上弦材の变形状況



写真-5 PC鋼より線の破断



況を写真5に示す。

連絡デッキのこの区間は、実は、施工時に不具合を生じ手直しがなされている。支保工をはずす(ジャッキダウン)際、斜材ロッドにプレストレスを導入しておらず、手順も不適切であったため、過大なたわみを生じた。そこで、作業を元に戻し、上弦材は形状を整えるために切断・溶接をしている。ただし、上弦材の破断箇所はこの時の溶接箇所ではなかった。

## 原因調査

### 原因解明の方法

崩落した連絡デッキは、前述のように、定着部の破壊が8か所、上弦材の破断が2か所、PC鋼より線の破断箇所が3か所である。この中で、どこが最初に破壊し、どの順序で破壊が進行し、崩落に至ったのかがわかれば、連絡デッキ崩壊の原因が特定されることになる。そこで、部材の破壊順序を検討する際の重要な指標として、以下の項目を条件とした。

- ・落下した構造物および各部材の位置および形状を無理なく説明できるか。
- ・部材の破壊状況を無理なく説明できるか。
- ・目撃証言と整合しているか。

数多い崩壊過程の可能性の中から事実を特定するために、以下の手法を用いた。

- (1) 上記に示した推定上の重要項目を基に、可能性の極端に小さいものを除去する。
- (2) 可能性の大小を定量的に判断するために、数値解析モデルを用いる。
- (3) 部材の破壊の判定には、作用する力と部材の耐力(または破断時の変形)を用いる。

供用後2年4か月しか経過しておらず、しかも自重しか作用していない状態で崩壊しているので、ここでの部材の耐力は、通常の評価における最大耐荷力(静的載荷実験で求められる耐力)ではなく施工や時間経過の影響により低下したと想定される耐力である。部材が、最大耐荷力より小さい荷重で破壊するケースとしては、以下のものが考えられる。

- ・鋼材 ..... 疲労破壊
- ・コンクリート ..... 疲労破壊, クリープ破壊

作用する力(実荷重)に対して部材の耐力(実耐力)の余裕が小さい場合、時間とともに持続荷重や変動荷重により実耐力が低下することは一般に言えるが、それを精度良く推定する算定式はないのが現状である。そこで上記の手法(1)を基に崩壊メカニズムの推定を進め、手法(2),(3)によって、破壊の可能性の大小を検討した。

### 崩壊の起点

結論的には、崩壊の起点を斜材ロッド定着部のクリープ破

壊と判断し、それ以外の部材の破壊・破断が起点となる可能性は、以下の理由でほとんどないと判断した。

- (1) 上弦材は、R26 - R27のR27側溶接接合部およびその付近で破断している。鋼材の専門家による調査結果では、いずれの箇所にも疲労破壊の痕跡は認められず、また、破断面の顕微鏡観察でも疲労破壊の痕跡は認められていない。また、R27の信濃川側および入江側の上弦材では、破断部分付近の鋼材には鋼材が塑性域に達したことによる塗装被膜が剥がれるという現象が見られていて、鋼材が降伏域に達した後の破断と推定される。さらに、接合部の破断部分では、残った上下フランジが水平より下方に3~11°の角度で曲がっている(図2)ことから、破断した接合部分には、引張り力と同時に下への力、すなわち落下に伴う力が加わったものと推定される。
- (2) PCa床版はPC鋼より線で接合されているが、3か所の破断部はいずれもPCa床版の接合部でPC鋼より線が破断している。PC鋼より線の破断面は、専門家の鑑定によると、3か所とも塑性域を示しており、PC鋼より線が降伏に達した後に破断していることを示している。
- (3) 上弦材の弾性座屈が起点となる可能性については、全体座屈を生じたような形跡は見あたらないこと、自重による上弦材軸圧縮力は54tf程度であり、座屈耐力の86.9tf未満であることから、ほとんどない。

### 斜材ロッド定着部の耐力

斜材ロッド定着部の設計図は図3のようである。PCa床版コンクリートの強度は、コア供試体により44.2~71.0N/mm<sup>2</sup>で平均63.6N/mm<sup>2</sup>と報告されている。コンクリートの圧縮強度を60N/mm<sup>2</sup>として各種算定式により斜材ロッド定着部の各種耐力を推定すると表2のようになる。数値に幅があるのは、用いた基準類が複数であること、およびせん断伝達の断面積の取り方による。すなわち、図4のように垂直な投影面積を用いた場合と、実破断面積を考慮した場合とである。

また、コンクリート強度61.0~66.1N/mm<sup>2</sup>を用いた第一建設工業㈱の斜材ロッド定着部の実験結果は表3ようである。これらの結果より、斜材ロッド定着部のひび割れ耐力および破壊耐力はおおよそ以下のように推定される。

ひび割れ耐力	約40tf
破壊耐力	約65tf

### 崩壊過程の推定

#### (1) 解析モデル

施工時(第1回および第2回のジャッキダウン時)の挙動や崩壊過程を把握するために、図5に示すような3次元の骨組解析モデルを用いた。解析条件は、設計で用いられたもの

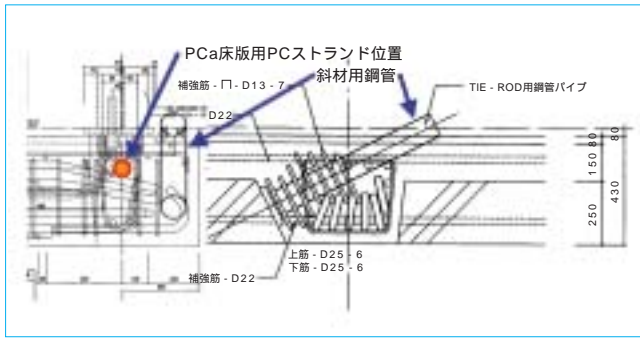


図-3 斜材ロッド定着部の設計図

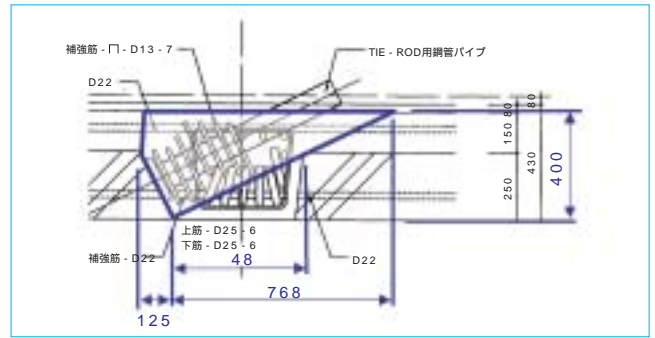


図-4 有効せん断伝達面積

表-2 定着部の耐力算定

長期許容せん断耐力 <sup>注1)</sup>	27 ~ 44 tf
短期許容せん断耐力 <sup>注1)</sup>	54 ~ 67 tf
終局耐力 補強筋なし <sup>注2)</sup>	約 40 ~ 110 tf
補強筋7本 <sup>注3)</sup>	約 100 ~ 140 tf

注1) 建設基準法(平成12年建設省告示第1450)および日本建築学会「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」(1999)

注2) 2001年改訂既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説

注3) 土木学会コンクリート標準示方書構造性能照査編(2002)

表-3 定着部の耐力(第一建設工業㈱による実験結果)

ひび割れ発生荷重	40 ~ 60 tf
破壊荷重 補強筋なし	62.4 ~ 65.4 tf
補強筋7本	100.5 ~ 119.9 tf

を参照したが、実構造の挙動をより忠実に追跡するために条件の見直しを行っている。PCa床版については、鉛直断面内

の剛性を実構造と等価になるよう設定した。崩壊過程の解析においては、PCa床版の非線形性を適切に評価する必要があることから、ファイバーモデルを用いた弾塑性有限要素解析を実施した。

## (2) 部材に作用する応力履歴

この連絡デッキは、施工時(最初のジャッキダウン時)に斜材ロッドの張力管理が不十分で過大なわたみが生じていた。その際、ジャッキアップして元に戻し、鋼材の位置調整を行い、斜材ロッドに適切な張力を導入するとともに、朱鷺メッセ側の端部に支保工を設置するなどの補強を施して、再度ジャッキダウンしている。その過程でどのような応力履歴が生じたかを解析した結果の例が図-6および図-7である。図-

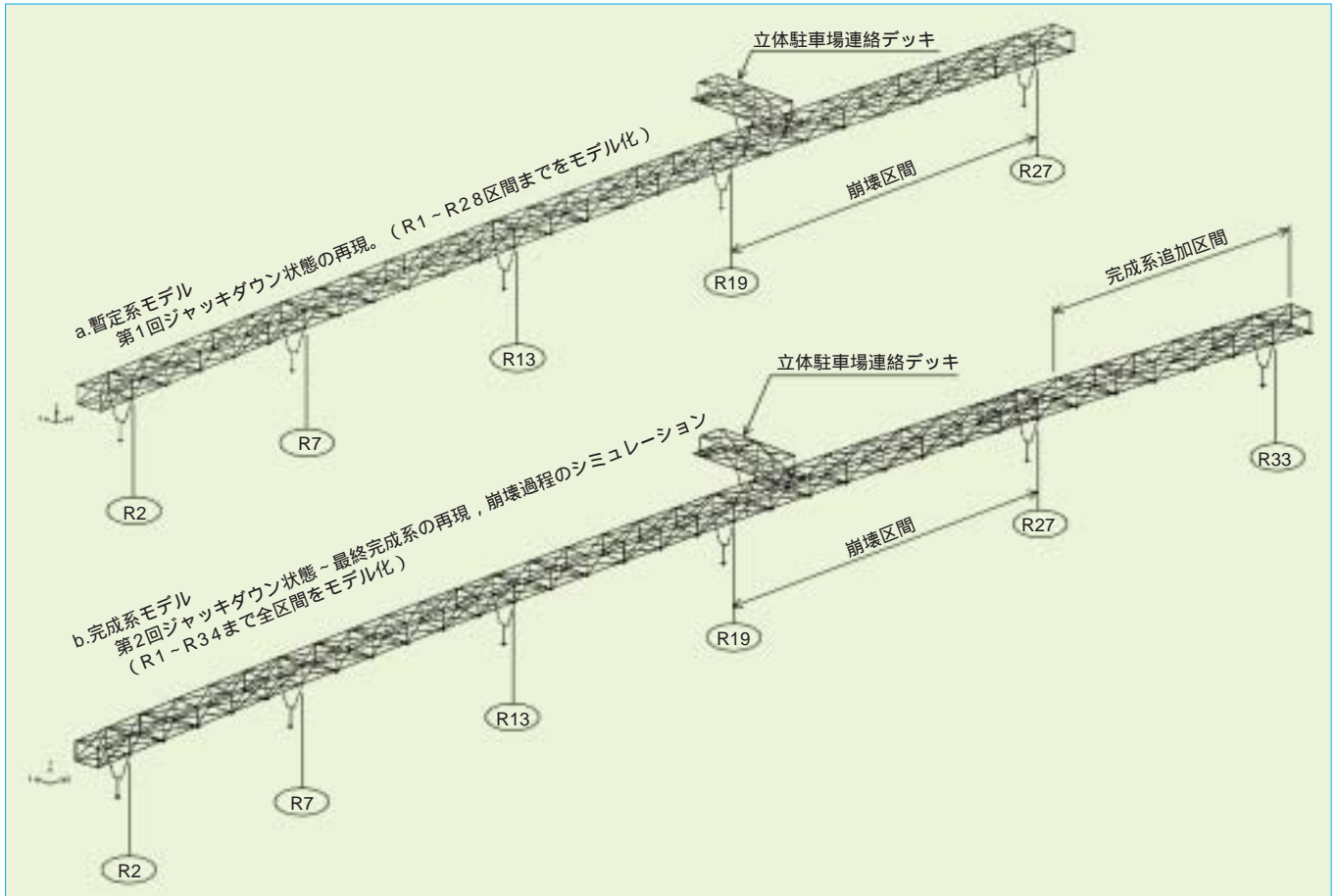


図-5 解析モデル

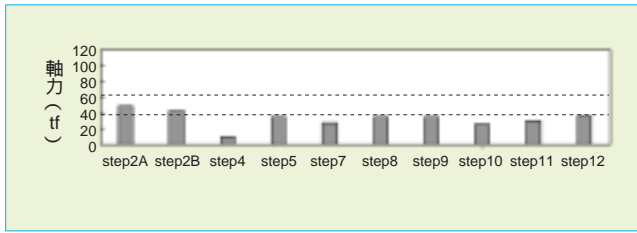


図-6 斜材ロッド(R 20 - R 21)の張力履歴

表-4 斜材ロッドの張力(最初のジャッキダウン時)

通り名	R19	R20	R21	R22	R23	R24	R25	R26	R27
入江側斜材ロッド(tf)	45	38		17	14	41	41	54	
信濃川側斜材ロッド(tf)	43	36	37		2	23	38	50	
PCa柱	R19								R27

6 は、破壊した定着部 (R 21) に設置されていた斜材ロッドの張力履歴で、図-7 は破断した上弦材 (R 27) の応力履歴である。最初のステップが、第 1 回目のジャッキダウン時で、最後のステップが完成時の張力および応力である。ちなみに、第 1 回目のジャッキダウン時における全斜材ロッドの張力を表-4 に示す。

斜材ロッド定着部の設計耐力は、主として支圧割裂の面からのみ検討して、構造計算書によれば 100 tf を超える値を見込んでいたようである。しかし、耐力算定や実験結果によると、ひび割れ発生耐力は 40 tf 程度であり、不適切な補強筋(さし筋)の配置の場合、耐荷力も 65 tf 程度しか期待できないことが明らかになった。したがって、解析結果から判断すると、最初のジャッキダウン時に、斜材ロッド定着部の R 20 および R 21 にはひび割れが発生した可能性が大きい。

### (3) 崩壊の起点

図-6 および図-7 の完成時の張力や応力を見ると、もちろん、破壊荷重や降伏応力に達していない。したがって、設計荷重が作用しても部材は破壊しないと考えられるが、定着部には斜材ロッドによるプレストレスが持続荷重として作用している。最大耐荷力が 65 tf 程度であって、持続荷重が 40 tf を超え、しかも定着部にはひび割れが入っていたとなると、定着部はクリーブ破壊を生じる可能性が高い。解析結果からは、クリーブ破壊を生じる可能性があるのは、作用力が 50 tf 程度の R 26 (入江側および信濃川側) および R 20 (信濃川側)、R 21 (入江側) と想定された。ただし、連絡デッキの崩壊状況は、立体駐車場連絡通路との接合部付近から先に落下したとしか考えられないこと、さらには、写真-4 の定着端部の座金の変形状態から、もっとも小さい荷重で先に破壊したのは定着部 R 21 (入江側) であると判断した。

### (4) 崩壊過程の推定

崩壊の起点を定めた後、破壊した部材の格子点に部材が負担していた力を逆向きに加える手法で崩壊過程のシミュレーションを実施した。解析は、鉄筋コンクリート部材をファイ

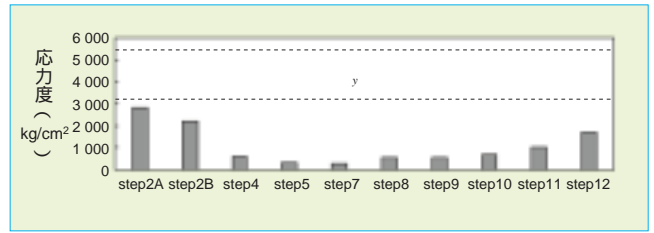


図-7 上弦材(R 27)の応力履歴

バーモデルで扱う非線形解析である。紙面の関係で詳細な記述は新潟県のホームページを参照していただくこととするが、一応、どのような順序で部材が破壊に至り、最終的な崩壊に至ったかを推定している。

### 崩壊の原因

崩壊の起点となった斜材ロッド定着部(入江側 R 21)の破壊の主因は、設計耐力の不足と判断した。また、破壊が供用開始後の短期間で生じた原因は、耐力不足の一因でもある斜材定着部の U 字形補強筋の配筋不具合であり、さらに初期損傷を与えた第 1 回目の不適切なジャッキダウンと判断した。

## おわりに

事故の様子をテレビで見た時、何となく不思議な気がした。一見すると、PC 床版と鋼材の複合トラス構造のようであり、そのような構造の歩道橋が落下する理由に思い当たらなかった。また、奇妙に思えたのは、マスコミのインタビューが建築構造に関係する方々に偏っていたことである。事故調査委員会の委員長を引き受けてわかったことには、連絡デッキ通路の設計は建築設計事務所が担当していた。

この事故は、建築構造関係者はもちろんのこと、マスコミをはじめとして多くの方々の関心呼んだ。それゆえ委員会の公正を図るため、委員会が開かれるたびにマスコミの取材を受けることになった。委員会での審議内容を十分整理する間もなく質疑応答に臨むので、時として不用意な発言になったこともあった。さらに驚いたことには、途中経過でしかない委員会の審議内容に対してもいろいろ意見が寄せられたことである。この種の委員会では、ある程度はやむを得ないと覚悟していたが、予想以上であった。

事故原因の究明に関しては、委員長としても納得のゆく結論が得られたと思っている。短い時間の中でここまでたどり着けたのは、事故の調査結果の整理、種々の解析を担当したサポーティングスタッフの昼夜を問わない献身的な助力のお陰である。ここに深く感謝いたします。