

秋田県における大スパン鉄骨造の崩壊時耐力調査*

秋田県立大学 小幡 昭彦

秋田県立大学 西田 哲也

1. はじめに

屋内運動場に代表される金属系の屋根材を用いた大スパン鉄骨造は自重が小さく、そのため、積雪時には鉛直荷重に対して積雪荷重の占める割合が大きくなり、積雪荷重の影響が顕著となる。また大スパン鉄骨造は架構として不静定次数が低くなるため、設計時の許容応力を越えてから倒壊までの安全余裕度が小さい。以上より大スパン鉄骨造は豪雪による被害事例が多く、積雪寒冷地における屋内運動場は積雪崩壊被害について注意すべき架構であると言える。

平成 12 年に建築基準法施行令が改正され、限界耐力計算が従来の構造計算と並立する形で設けられた。限界耐力計算では、極めて稀に発生する積雪時について最大級の荷重に対して建築物が倒壊・崩壊しないことを確かめることが要求されている。一方で、既存の鉄骨造建築物の多くは、許容応力度設計法等により残存期間中に数回程度遭遇する可能性の高い積雪荷重による応力度について部材の許容応力度内に収めるように設計がなされているが、積雪による架構の崩壊を想定した安全性の検証までは行われていないことが多い。極めて稀に発生する積雪時には被害の拡大が懸念されるため、既存架構の積雪崩壊荷重の傾向を把握する必要がある。

本研究では秋田県内の鉄骨造屋内運動場の鉛直方向崩壊耐力について分析を行う。既存屋内運動場は数多く、また、現時点で供用中であることを踏まえて、現地での調査は困難である。そのため、本研究では現地調査の代わりとして、既存の耐震性能評価資料より必要なデータを整理し、既存屋内運動場の耐積雪性能評価を行い、傾向把握を試みる。

2. 秋田県における設計用積雪深の変遷

本研究で対象とする秋田県は県全域にわたり多雪区域であり、積雪荷重は原則として地域ごとに定められる垂直積雪深と積雪の単位重量(垂直積雪深 100cm の地域においては $20\text{N/m}^2/\text{cm}$ 、それ以外の地域においては $30\text{N/m}^2/\text{cm}$) を乗算して求められている。その歴史を遡ると 1975 年に秋田県建築基準法施行細則および秋田市建築基準法施行細則において、設計用垂直積雪深に関わる条項の改定が行われた¹⁾。図 1 に秋田県における設計用積雪荷重の変遷について示す。この改定は、1973 年冬から 1974 年春にかけて秋田県全域にわたって発生した「四八豪雪」による積雪被害を受けたもので、秋田県の多くの地域で設計用積雪深を一段階(約 50cm)程度大きく見込むように変更されている。このため、設計用垂直積雪深が改正された地域に建てられた物件の中で 1975 年以前に竣工された建築物は、古い設計用垂直積雪深の基準によって設計がなされていると考えられ、そのことが耐震性能に大きく影響を及ぼす。いわゆる「既存不適格」建築物の可能性がある。この後、秋田県内の各地域については積雪荷重に関する大きな変更はなされておらず、例えば、2000 年の建築基準法の改正後においても、設計実務においては細則

*Investigation of vertical ultimate strength of gymnasium in Akita prefecture by Akihiko Obata and Tetsuya Nishida.

による積雪深と単位積雪重量の乗算による設計用積雪荷重が一般的に使用されている。

以上の設計用積雪荷重の変遷により、秋田県においては県内に残る上記の「既存不適格」建築物について、耐積雪性能が著しく低い建築物が存在する可能性が指摘される。この変遷は本研究で対象とする大スパン鉄骨造建築物の崩壊時耐力に直接関係するものではないが、耐積雪性能を検討する上で非常に重要な知見である。

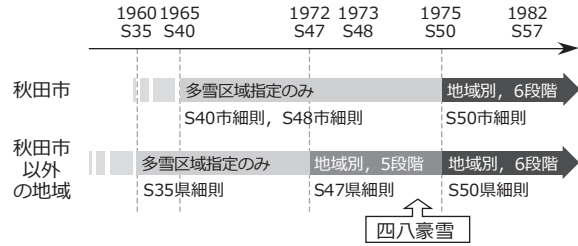


図1 秋田県における設計用積雪荷重の変遷

3. 既存の耐震性能評価資料を用いた大スパン鉄骨造の積雪耐力評価方法

本研究では、数多くの既存建築物についての耐震性能評価資料より必要なデータを抜粋し整理する必要があるため、屋内運動場の架構タイプで分類分けをした後、積雪崩壊時設計法に当てはめ一般化して積雪耐力の傾向把握を行う。過去の屋内運動場の積雪被害²⁾から、屋内運動場は大梁トラス束材の屈曲や桁行繋ぎ梁の降伏からの大梁の横座屈など、数多くの崩壊パターンが想定される。本論文では簡単のためまずは架構タイプが S1 タイプの山形ラーメン架構に限定し、大スパンとなる張間方向に対して考察を行う。

本手法では、積雪崩壊時耐力は塑性ヒンジ位置を仮定した上界定理に基づく仮想仕事法を用いて求める。本手法において使用する各部位耐力値は、梁端部部材モーメント耐力($GE M_m$)、梁端部接合部モーメント耐力($GE M_j$)、梁中央部材モーメント耐力($GM M_m$)、梁中央接合部モーメント耐力($GM M_j$)、柱頭部材モーメント耐力($CT M_m$)、柱頭接合部モーメント耐力($CT M_j$)、柱脚部材モーメント耐力($CB M_m$)、柱脚接合部モーメント耐力($CB M_j$)の8種類である。図2に各部位位置と耐力の名称を示す。

本報で対象とする S1 タイプ山形ラーメン架構は、大梁に鉛直分布荷重が作用する場合においては梁両端および梁中間の3点が塑性化した時点でそれ以上の鉛直分布荷重が増加しなくなり、不安定状態に移行する。本報ではこの崩壊系を計算対象とした。図3に崩壊荷重時の大梁曲げモーメント分布の一例を示す。ここで、梁端塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値 $GE M_P$ 、梁中央塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値 $GM M_P$ は上記の各部位耐力値から以下の条件で定まる。

$$GE M_P = \min\{GE M_m, GE M_j, CT M_m, CT M_j\} \quad (1)$$

$$GM M_P = \min\{GM M_m, GM M_j\} \quad (2)$$

また、本報で対象としているような山形ラーメン架構では、架構に生じるスラスト力によって梁部材に二次的な曲げモーメントが作用する。文献3)では上界定理に基づく仮想仕事法などで崩壊荷重を計算した場合には、スラスト力による二次曲げモーメントが計算過程に含まれず、結果的に崩壊荷重を小さく見積もる可能性があることが指摘されている。本報では上記のスラスト力の影響も考慮して計算を行う。

架構に作用するスラスト力 P_{thrust} を(3)式により計算する。山形ラーメン架構では、スラスト

力により柱上端からの高さ分だけ、大梁の各部に二次曲げモーメントが発生する。任意の位置における大梁のスラスト力による二次曲げモーメント M_{thrust} は、柱上端から梁頂部までの高さ方向の距離を h_c 、柱上端から梁頂部までの部材長さを l とすると、柱上端から梁部材材軸方向の距離 x の関数として(4)式で表すことができる。

$$P_{thrust} = \frac{cQ_{up} - cQ_{down}}{2} \quad (3)$$

$$M_{thrust} = P_{thrust} \cdot h_c \frac{x}{l} \quad (4)$$

ここに、 cQ_{up} は風上側柱せん断力、 cQ_{down} は風下側柱せん断力を示す。(4)式のようにスラスト力の二次曲げモーメントは、柱せん断力に対象となる位置の高さを乗じて算出するが、この崩壊系では柱せん断力が一意に定まらないため、本検討では、柱脚部分にも塑性ヒンジが発生している終局状態と仮定し計算を行った。柱脚塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値 $_{CB}M_P$ 、柱せん断力 cQ_{up} 、 cQ_{down} は以下の式で定まる。

$$_{CB}M_P = \min\{_{CB}M_{m'} \quad _{CB}M_j\} \quad (5)$$

$$cQ_{up} = -cQ_{down} = (_{GE}M_P + _{CB}M_P) / h \quad (6)$$

(4)式で表されたスラスト力による二次曲げモーメント M_{thrust} は一般的に梁上端が引張となり、梁中央の鉛直荷重による曲げモーメントを打ち消す方向に働く。スラスト力による二次曲げモーメントの補正を行った後の梁中央塑性ヒンジにおけるモーメント耐力値 $_{GM}M'_P$ は以下の式で定まる。

$$_{GM}M'_P = \min\{_{GM}M_{m'} \quad _{GM}M_j\} + M_{thrust} \quad (7)$$

上記の条件で仮想仕事法より求めた積雪崩壊時分布荷重 w の式を以下に示す。山形ラーメン架構の積雪崩壊時荷重係数 α_u は積雪崩壊時分布荷重 w から屋根重量相当分布荷重 w_0 を減じた値を対象建築物の設計用積雪荷重 S_0 で除すことで算出する。

$$w = \frac{8}{L^2} \{_{GE}M_P + _{GM}M'_P\} \quad (8)$$

$$\alpha_u = \frac{w - w_0}{S_0} \quad (9)$$

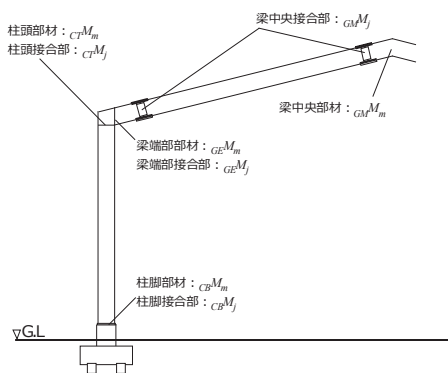


図2 各部位位置と耐力の名称

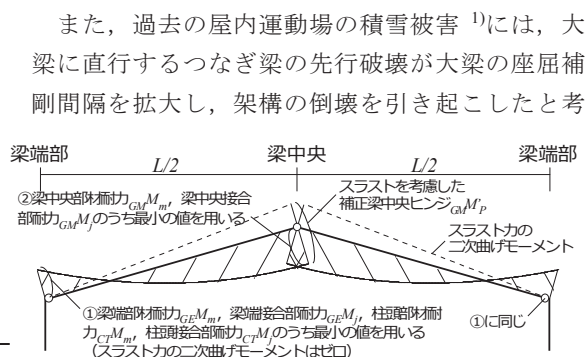


図3 崩壊荷重時の大梁曲げモーメント分布

えられる事例も存在する。本検討では、つなぎ梁崩壊時耐力からも同様に荷重係数を算出し、この荷重係数が張間方向山形ラーメン架構の崩壊時荷重係数を下回る場合には、つなぎ梁崩壊時荷重係数を架構の崩壊荷重係数として採用する。

4. 過去の積雪被害事例による積雪耐力評価方法の確認

4.1 被害事例概要および計算条件

前章で提案した耐力評価手法の妥当性を確認するため、本章では文献2) (以下、報告書とする。) に示された2事例の張間方向ラーメン架構を対象に計算を行い、被害状況と整合性を検討する。図4に報告書に示された2事例における張間方向架構の概要を示す。2事例ともに所在地は宮城県の県南内陸部にあたり、報告書に示された設計用積雪深は40cm (設計用積雪荷重は800N/m²) の地域である。

図4-(a)に示すK小学校体育館は、山形鋼の平行トラス大梁およびラチス柱からなるS1タイプ山形ラーメン架構で、張間スパン21.6m、桁行5.7m×6スパン、竣工年月は1960年12月である。報告書から屋根仕上げは、長尺鉄板瓦棒葺、アスファルトルーフィング、木毛板、木製母屋が用いられており、計算上の屋根重量は500N/m²とした。報告書に示されたK小学校体育館の被害について、1980年12月24日13時50分ごろ、積雪の重みで張間4構面が変形あるいは完全落下している。梁端における弦材の座屈が確認されており、崩壊時の積雪深は30~40cmと推定されている。

図4-(b)に示すM中学校体育館は、変断面ビルドH形鋼からなるフルウェブS1タイプ山形ラーメン架構で、張間スパン18.0m、桁行4.9m×7スパン、竣工年月は1962年5月である。報告書から屋根仕上げは、長尺鉄板瓦棒葺、アスファルトフェルト、木毛板、軽量鉄骨母屋が用いられており、計算上の屋根重量は520N/m²とした。報告書に示されたM中学校体育館の被害は、1980年12月24日夕方から25日早朝にかけて崩壊しており、被害写真から梁端におけるウェブせん断座屈、柱脚接合部の破壊が確認されている。崩壊時の積雪深は60~80cmと推定されている。

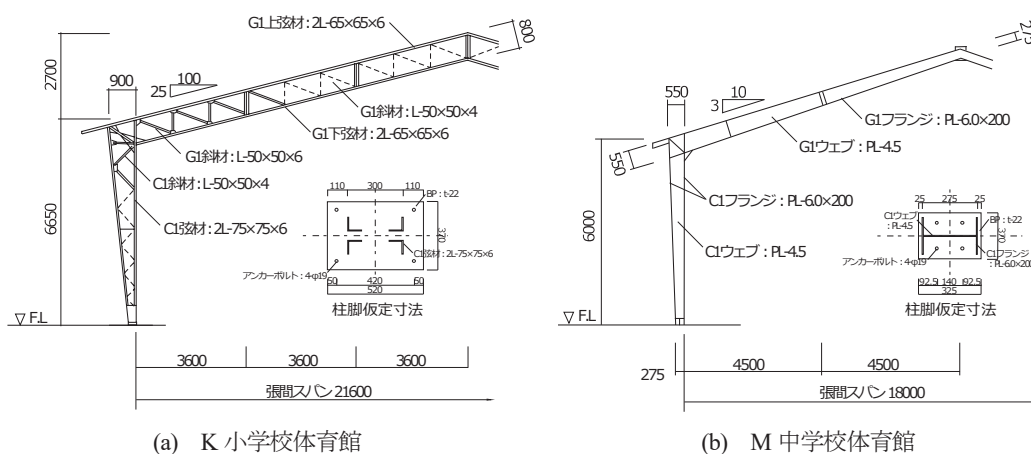


図4 計算事例概要

計算に先立ち、架構の各部位の耐力値を算出する必要がある。各部位耐力値の算出方法は既存の耐震性能評価資料で多く用いられる文部科学省の屋内運動場の耐震性能診断基準⁴⁾に準じる。報告書に記載されているデータでは、接合部の寸法形状・溶接接合の種類など耐力算定に必要な記述が無いため、本章の計算では部材耐力での評価を主とした。ただし、柱脚接合部に関しては、各物件の被害状況から耐力計算が必要であると判断し、柱脚の寸法等については図面等から推測できる範囲で仮定をして計算する。鋼材の基準強度については報告書に記載が無いため、鋼材種別を JIS 規格で定める一般構造用炭素鋼鋼材 (SS 材) と仮定し、降伏応力度の下限值 235N/mm^2 を採用した。

4.2 計算結果

図 5 に前節で示した 2 事例についての計算結果モーメント分布図を示す。計算より求められた崩壊時積雪深は、K 小学校体育館で 32.6cm 、M 中学校体育館で 57.7cm となり、崩壊時荷重係数はそれぞれ 0.82 、 1.44 となった。

図 5 より、架構の崩壊形式はおおむね報告書に示された通りとなっていることがわかる。計算で求められた崩壊時積雪深の値は、報告書に記載されていた推定値と比べて K 小学校体育館においては推定の範囲にあり、M 中学校体育館においては若干小さな値となっている。これについては、鋼材の基準強度に JIS 規格下限値を採用していることから実際の崩壊荷重よりも低い値を見積もったと考えられる。K 小学校体育館では、崩壊時荷重係数が 1.0 を下回っており、架構の崩壊時荷重が設計用積雪荷重を下回っている。

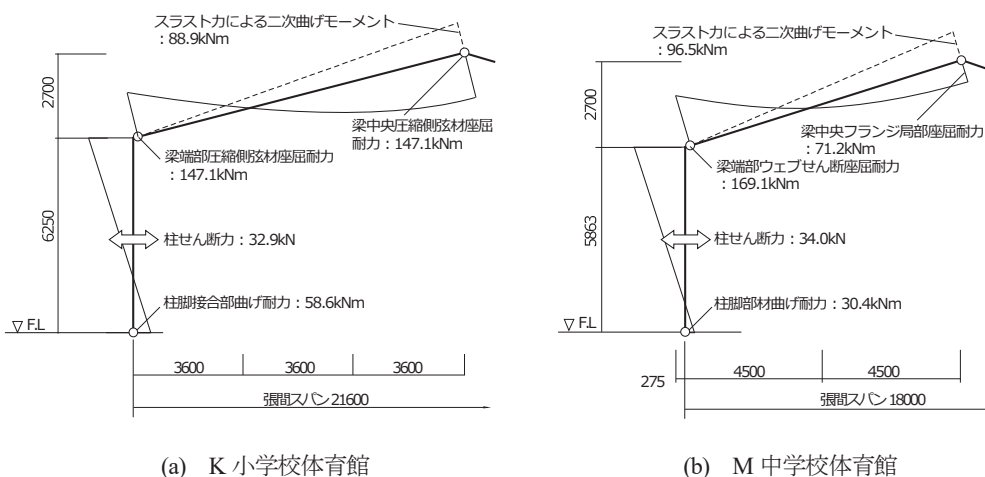


図 5 計算結果モーメント分布

5. 秋田県内における既存事例の検討

秋田県内における屋内運動場 54 件（フルウェブ山形架構 45 件，山形トラス架構 9 件）を対象に、本評価方法を用いて耐積雪性能の評価を行った。図 6 に竣工年と崩壊時荷重係数の関係を示す。図 6 中の灰色太実線は積雪時崩壊荷重係数値 1.4 を示しており、この値は限界耐力計

算における極めて稀に発生する積雪時の最大荷重に相当する。また、図6中の灰色太破線は秋田県内における積雪荷重関連細則の改定²⁾が行われた1975年9月を示している。

図6より、細則の改定が行われる1975年9月以前竣工の物件については、その多くが荷重係数值1.4を下回り、架構の崩壊耐力が低いことがわかる。これは、これらの事例の竣工当時には設計用積雪荷重 S_0 が現行基準より低く見積もられており、架構の耐力が低いことに起因する。また、1975年9月以降竣工の事例についても数件について、荷重係数值1.4を下回っている事例が確認された。これについては、梁端の溶接接合部において完全溶け込み溶接に対する溶接不良が見られ接合部溶接耐力を低減して評価しているものや、柱梁接合部パネルゾーンの曲げ耐力評価により架構の耐力値が低いものであることが、耐震性能評価資料より確認することができた。

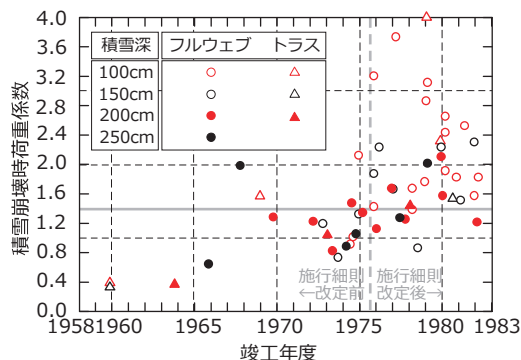


図6 竣工年一積雪崩壊時荷重係数関係

6. まとめ

本報では、既存資料より得られたデータに基づき既存の大スパン鉄骨造の耐積雪性能評価を行った。今後は、さらにデータを増やすとともに上記の課題の解決について検討し、将来的には、県内屋内運動場の積雪危険性と対策の必要性についての周知を行っていく。

謝辞

本研究は(一社)日本鉄鋼連盟の東北地区サブネットワーク活動の一環として行われており、同連盟より多大な支援をいただきました。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 小幡昭彦, 西田哲也, 菅野秀人, 小林淳, 三浦伸: 秋田県内の屋内運動場に関する耐震診断事例調査, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第39号, pp.541-546, 2012.6
- 2) 日本建築学会: 昭和56年豪雪被害調査報告, 1981.12
- 3) 小幡昭彦, 武田祐司, 西田哲也, 小林淳: 屋内運動場の耐震診断における保有水平耐力略算法に関する一提案, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, 第18巻, pp.23-30, 2010.11
- 4) 文部科学省大臣官房文教施設企画部: 屋内運動場の耐震性能診断基準(平成18年版)第2刷, 2008.7
- 5) 小幡昭彦, 西田哲也, 小林淳: 屋内運動場の耐震性能診断基準における保有水平耐力略算法に関する一考察, 日本建築学会東北支部研究報告集, 第73号, 構造系, pp.73-76, 2010.6
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課, (財)日本建築防災協会, (財)建築研究振興協会: 実務者のための既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例, 2005.7