

ゴシック教会における飛梁と尖塔の構造的相互作用について

田川, 可世子 / TAGAWA, Kayoko

(出版者 / Publisher)

法政大学大学院デザイン工学研究科

(雑誌名 / Journal or Publication Title)

法政大学大学院紀要. デザイン工学研究科編 / Bulletin of graduate studies.
Art and Technology

(巻 / Volume)

13

(開始ページ / Start Page)

1

(終了ページ / End Page)

7

(発行年 / Year)

2024-03-24

(URL)

<https://doi.org/10.15002/00030962>

ゴシック教会における飛梁と尖塔の 構造的相互作用について

ON THE STRUCTURAL INTERACTION OF FLYING BUTTRESS AND PINNACLE
IN GOTHIC CHURCHES

田川可世子
Kayoko TAGAWA
主査 浜田英明

法政大学大学院デザイン工学研究科建築学専攻修士課程

The structural roles of the various elements of the Gothic church are not precisely understood. This study focuses on flying buttresses, which are considered structural elements, and pinnacles, which are not considered important. Based on Robert Mark's discussion of pinnacles, a material nonlinear analysis will be performed on a representative Gothic church to discuss the structural interaction between flying buttresses and pinnacles.

Key Words : Gothic Churches, flying buttress, pinnacle

1. はじめに

ゴシック教会は Fig.1 のように時代によってプロポーションが異なり、様々な要素の構造的役割は正確に理解されていない。その中で、構造的な要素と捉えられているフライングバットレスと、重要視されていないピナクルに着目し、現代の解析により相互作用を考察することを目的とする。

ゴシック盛期に登場したピナクルは配置によって構造的役割が議論されてきた。ヴィオレ・ル・デュック、P・アブラム、J・ハイマンが長期荷重時の有効性を主張した

と考えられる一方、ロバート・マークは光弾性模型実験を用いて、水平荷重時に外側のピナクル有効であると指摘している¹⁾²⁾。本研究では、ロバート・マークの主張に基づいて代表的なゴシック教会で材料非線形解析を行う。

2. 研究方法

(1) 組積造モデルについて

ゴシック教会をはじめとする歴史的建造物は組積造で、これは、直交異方性の特徴を持ち、本研究では Fig.2 の構成とする³⁾。

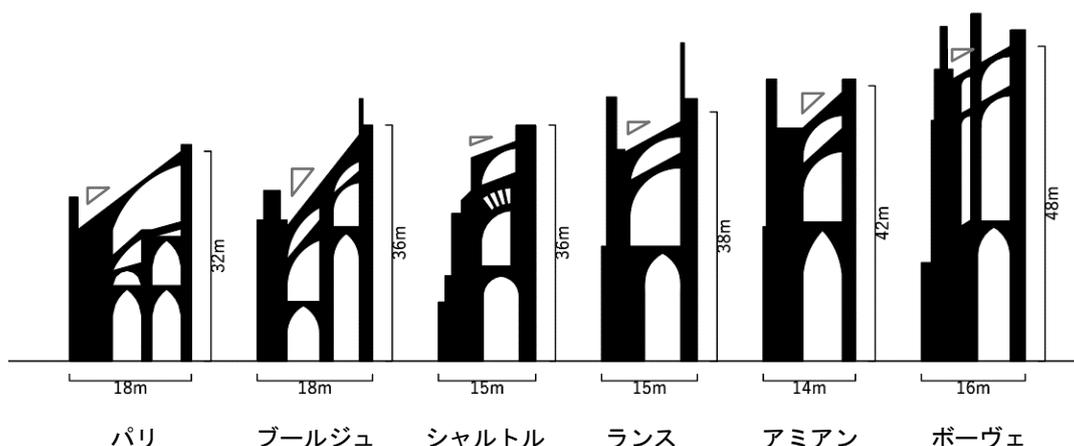


Fig.1 ゴシック大聖堂のプロポーション

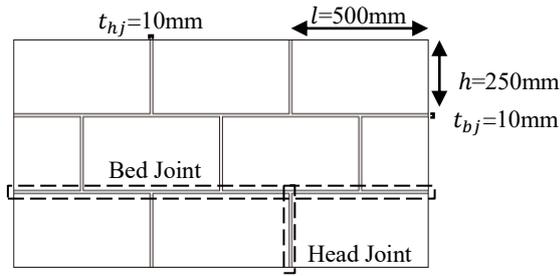


Fig.2 石とモルタルの構成の詳細

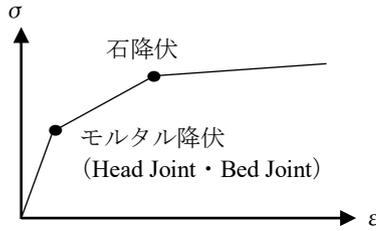


Fig.3 石とモルタルの剛性低下

(2) 組積造の解析手法

組積造の代表的な解析手法には等価ヤング係数を用いた手法があるが、本研究では、剛性均質化処理を行う方法を採用する⁴⁾。汎用解析プログラムソフト midas iGen を用いて解析を行う。剛性マトリクスは、ひずみエネルギーの概念に基づいて均質化処理され、非線形解析に反映される。均質化処理は2段階で行われ、1段階目に石と Bed Joint、2段階目に積層材料（石と Bed Joint を1段階目に剛性均質化処理した材料）と Head Joint を行う。1段階目の石と Bed Joint の剛性均質化処理を行った、組積造の直交異方性材料特性を E_x, E_y, E_z （縦弾性係数）、 $\nu_{xy}, \nu_{xz}, \nu_{yz}$ （ポアソン比）、 G_{xy}, G_{yz}, G_{xz} （横弾性係数）で表す。2段階目の積層材料と Head Joint の剛性均質化処理を行った、組積造の直交異方性材料特性を $\bar{E}_x, \bar{E}_y, \bar{E}_z, \bar{\nu}_{xy}, \bar{\nu}_{xz}, \bar{\nu}_{yz}, \bar{G}_{xy}, \bar{G}_{yz}, \bar{G}_{xz}$ で表す。ここでは、1段階目の剛性均質化処理について説明する。2段階目の剛性均質化も同じ流れで行われる。均質化された石の応力-ひずみ関係は式(1)または、式(2)のように表される。式(3)は石と Bed Joint、式(4)は積層材料と Head Joint の体積比を表す。ここで、添字 b と bj はそれぞれ石と Bed Joint を、 eq と hj はそれぞれ積層材料と Head Joint を示す。

$$\sigma = [D]\varepsilon \quad (1)$$

$$\varepsilon = [C]\sigma \quad (2)$$

$$\mu_b = \frac{h}{h+t_{bj}}, \mu_{bj} = \frac{t_{bj}}{h+t_{bj}} \quad (3)$$

$$\mu_{eq} = \frac{l}{l+t_{hj}}, \mu_{hj} = \frac{t_{hj}}{l+t_{hj}} \quad (4)$$

1段階目の剛性均質化処理を行った、それぞれの方向の垂直応力、せん断応力を式(5)、直ひずみ、せん断ひずみを式(6)のように示す。2段階目の剛性均質化処理を行ったものを式(7)、式(8)に示す。

$$\sigma = \{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}\}^T \quad (5)$$

$$\varepsilon = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}\}^T \quad (6)$$

$$\bar{\sigma} = \{\bar{\sigma}_{xx}, \bar{\sigma}_{yy}, \bar{\sigma}_{zz}, \bar{\tau}_{xy}, \bar{\tau}_{yz}, \bar{\tau}_{xz}\}^T \quad (7)$$

$$\bar{\varepsilon} = \{\bar{\varepsilon}_{xx}, \bar{\varepsilon}_{yy}, \bar{\varepsilon}_{zz}, \bar{\gamma}_{xy}, \bar{\gamma}_{yz}, \bar{\gamma}_{xz}\}^T \quad (8)$$

式(9)は、直交座標系における応力-ひずみベクトルである。剛性均質化処理を行い、等価な異方性材料として表す。それぞれの詳細については、文献4)を参照されたい。

$$[C] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xz}} \end{bmatrix} \quad (9)$$

降伏判定は、式(10)によって計算される板要素に発生する応力度が石、モルタルそれぞれの引張強度に達した時点それぞれを降伏と判定する。添字 b, bj, hj は、石、Bed Joint、Head Joint を意味する。石、モルタルのそれぞれの降伏によって、それぞれの剛性低下が考慮されていく。本研究では、非線形挙動は Fig.3 のようなトリリニアとなる。

$$\begin{aligned} \sigma_b &= [S_b]\bar{\sigma} \\ \sigma_{bj} &= [S_{bj}]\bar{\sigma} \\ \sigma_{hj} &= [S_{hj}]\bar{\sigma} \end{aligned} \quad (10)$$

3. 研究対象

(1) 解析モデル

パリのノートルダム大聖堂、ブルジュ大聖堂、シャルトル大聖堂、ランスのノートルダム大聖堂、アミアンのノートルダム大聖堂、ポーヴェ大聖堂を研究対象として、ピナクルの有無や配置場所を変えたモデルで、フライングバットレスとピナクルの構造的相互作用を考察する。Fig.4の赤で示す部分の100mm厚の2次元モデルを作成する。モデルに加わる木造屋根、ヴォールト重量、風荷重の範囲を示している。ヴォールトにより、風下側に応力再配分が行われると考えられるが、本研究においては無視することとする。また、解析モデルは実際の石の組み方を表現して、Fig.5のように要素座標系を設定する。

(2) 材料特性値

石、モルタルの材料特性値は Table 1 の通りである³⁾⁵⁾。

(3) 荷重条件

a) 自重

石の単位体積重量は Table 1 の値を使用する。中央の六分、四分ヴォールトの重量は、3次元でモデル化し、ソリッド要素に分割したものを、midas iGen を使用して線形解析を行い、得られた反力 (Table 2) をそれぞれの教会のヴォールトのサイズで算出して、図 6 のように、それぞれ集中荷重として加えた。木造屋根部分は、重量のみを使用する。パリのノートルダム大聖堂の屋根の重さの木造部分は、 269.23kg/m^2 、鉛タイルの部分は、 115.38kg/m^2 である。この数値を基に、それぞれのゴシック教会における荷重を計算し、集中荷重として Fig.6 のように加える。

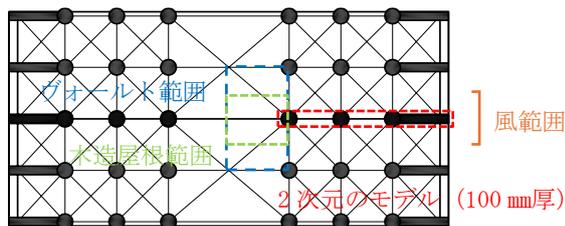


Fig.4 モデルについて (パリのノートルダム)

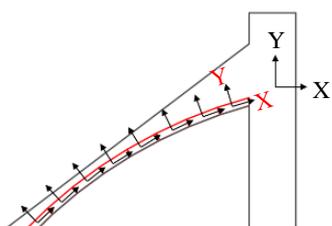


Fig.5 要素座標系 (フライングバットレス部分)

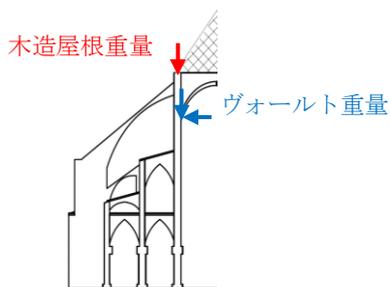


Fig.6 荷重の加え方 (パリのノートルダム)

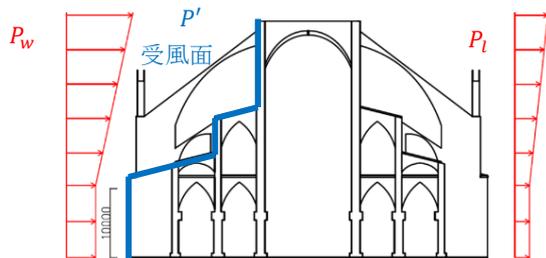


Fig.7 風荷重 (パリのノートルダム)

b) 風荷重

風荷重は、式(13)で算出し、実際は Fig.7 のように加わる。本研究では、片側モデルに対し、風上・風下の風荷重の合計の 1/2 の値である p' (Table 3) を Fig.7 の受風面に加える。木造屋根の剛性や、木造屋根にかかる風荷重は本研究では、無視することとする。

荷重条件は、自重のみの場合、自重に加えて風速 26.0m/s (パリの 50 年再現期待値) の荷重時、風速 61.7m/s (崩壊につながる臨界風速) の荷重時を加えた場合の 3 パターンで解析を行う⁶⁾⁷⁾。

$$p = \frac{1}{2} C_D \rho v^2 \quad (13)$$

$$p = p_w + p_l, \quad p_w = 2p_l \quad (14)$$

$$p' = \frac{1}{2} (p_w + p_l) \quad (15)$$

$$C_D = 1.5, \quad \rho = 1.225\text{kg/m}^3 \quad (16)$$

p : 風圧

C_D : 抗力係数

v : 風速

ρ : 空気の質量密度

p_w : 風上圧力負荷

p_l : 風下圧力負荷

Table 1 材料特性値

	石	Bed Joint	Head Joint
単位体積重量 (N/mm ³)	1.962×10^{-5}	-	-
ヤング率 (N/mm ²)	20000	3000	3000
ポアソン比	0.25	0.16	0.16
引張強度 ft (N/mm ²)	0.500	0.133	0.133
圧縮強度 (N/mm ²)	約 40.0	1.333	1.333
剛性低減係数	0.001	0.001	0.001

Table 2 単位幅当たりの重量 (kN/m)

	木造屋根	ヴォールト	
	鉛直方向	水平方	鉛直方向
パリ (六分)	86.4	266.7	480.0
ブルジュ (六分)	87.9	146.7	482.7
シャルトル (四分)	49.5	65.0	275.0
ランス (四分)	64.2	68.0	370.4
アミアン (四分)	71.2	80.0	330.0
ボーヴェ (六分)	37.2	102.0	288.9

Table 3 単位幅当たりの風荷重の合計 (kN/m)

	風速 26.0m/s	風速 61.7m/s
パリ	64.1	361.0
ブルジュ	54.8	308.8
シャルトル	35.3	198.5
ランス	61.6	347.0
アミアン	73.6	414.4
ボーヴェ	48.5	273.2

4. 結果・考察

研究対象とした6つのゴシック教会建築のうち、3つの教会建築の結果を比較し、考察する。結果は、石の積み方にそった、要素座標系のX軸、Y軸方向のそれぞれにおける最大引張・圧縮応力度の数値と、座標系に左右されない最大主応力度によりモルタルの引張降伏が判定された箇所を図に赤色で示す。材料特性値はTable 1の通りである。

(1) ブールジュ大聖堂

ブールジュ大聖堂においては、1期工事後と2期工事後のフライングバットレスの傾斜の違いとピナクルの有無の比較を行う。最後に作られ、現存しているのは、2期工事後のピナクル有りのモデルである。

Fig.8, Fig.9より、自重や風速26.0m/sの風荷重時は2期工事後のピナクル無しモデルで降伏が少ない。Fig.10より、風速61.7m/sの暴風時はピナクルの有無に関係なく、2期工事後フライングバットレスの降伏箇所が少ない。

Table 4, Table 5より、要素座標系のX軸方向の最大引張応力度は2期工事後のモデルで小さくなっていることが分かるが、Table 6より、風速61.7m/sの暴風時には、1期工事後でピナクル無しモデルのみ大きくなる。要素座標系のY軸方向最大圧縮応力度は、自重のみの時に2期工事後のピナクル有りのモデルで大きく、風速26.0m/sの荷重時、風速61.7m/sの暴風時には2期工事後のモデルで大きくなる。

Table 4 最大応力度 (自重のみ) (N/mm²)

ピナクル	1期 無	1期 有	2期 無	2期 有
$\sigma_{\max}(X)$	0.33	0.34	0.25	0.29
$\sigma_{\min}(X)$	-0.83	-0.85	-0.88	-0.92
$\sigma_{\max}(Y)$	0.10	0.08	0.12	0.10
$\sigma_{\min}(Y)$	-1.20	-1.22	-1.22	-1.29

Table 5 最大応力度 (風速26.0m/s) (N/mm²)

ピナクル	1期 無	1期 有	2期 無	2期 有
$\sigma_{\max}(X)$	0.33	0.34	0.26	0.29
$\sigma_{\min}(X)$	-0.84	-0.86	-0.89	-0.94
$\sigma_{\max}(Y)$	0.10	0.08	0.11	0.10
$\sigma_{\min}(Y)$	-1.26	-1.26	-1.35	-1.35

Table 6 最大応力度 (風速61.7m/s) (N/mm²)

ピナクル	1期 無	1期 有	2期 無	2期 有
$\sigma_{\max}(X)$	0.50	0.43	0.43	0.44
$\sigma_{\min}(X)$	-1.02	-1.02	-1.11	-1.11
$\sigma_{\max}(Y)$	0.15	0.14	0.13	0.14
$\sigma_{\min}(Y)$	-1.60	-1.60	-1.67	-1.67

Fig.11の荷重変位グラフからも、ピナクルの有無に関係なく、傾斜の大きい2期工事後のモデルの方が塑性化していないと言える。ブールジュ大聖堂においては、全体的にピナクルの効果は見られず、フライングバットレスの傾斜が与える影響が大きいことが分かる。

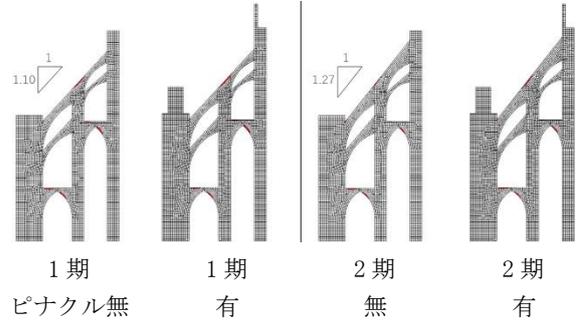


Fig.8 降伏点 (自重のみ)

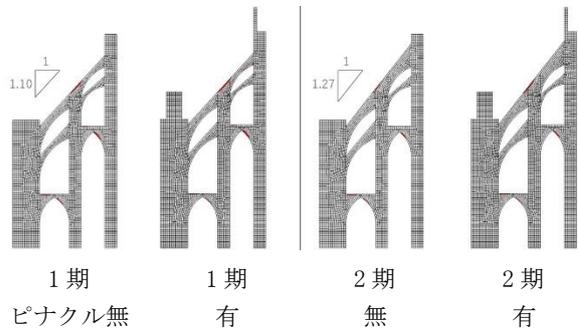


Fig.9 降伏点 (風速26.0m/s)

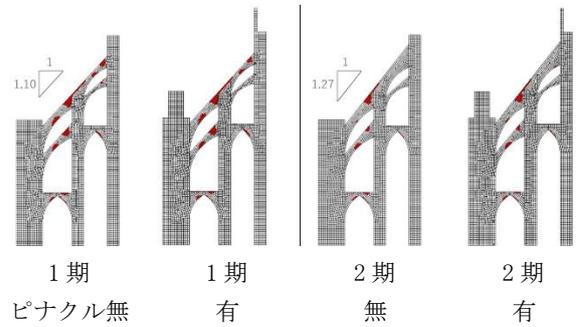


Fig.10 降伏点 (風速61.7m/s)

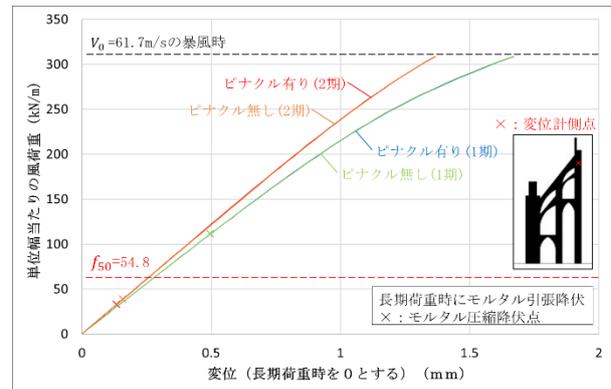


Fig.11 荷重変位グラフ

(2) ランスのノートルダム大聖堂

ランスのノートルダム大聖堂においては、ピナクルの有無と、配置をずらした4種類のモデルを比較する。現在建っているのは、ピナクル有りで外側に配置したモデルである。

Fig.12, Fig.13より、自重のみ、風速26.0m/sの風荷重時に差は見られない。Fig.14より、風速61.7m/sの暴風時には、外側のモデルで、控壁の外側に発生する降伏箇所が少なくなり、ピナクルを控壁の重心の外側の位置に配置する方法が有効であると言える。また、ピナクル無しモデルでは、ピナクルの分の重量がかかることから、控壁の地面に近い箇所にも降伏が拡大していることが分かる。

Table 7, Table 8, Table 9より、全ての荷重時に、要素座標系のX軸方向の最大引張応力度はピナクル無しモデルで小さくなるが、ピナクル有りのモデルでは配置によらず、ほとんど変わらない。要素座標系のY軸方向最大圧縮応力度も全ての荷重時にピナクル無しモデルで小さくなる。

Fig.15の荷重変位グラフより、塑性化の進行はピナクル無し、ピナクル有りで内側、中央、外側の順である。フライングバットレスの傾斜が小さく、アミアンのノートルダム大聖堂に比べて、控壁の規模が小さいランスのノートルダム大聖堂では、ピナクルが無いモデルよりも有るモデルの方が、ピナクルが控壁を安定させる役割を果たし、塑性化が進んでおらず、その中で外側が一番有効であると言える。

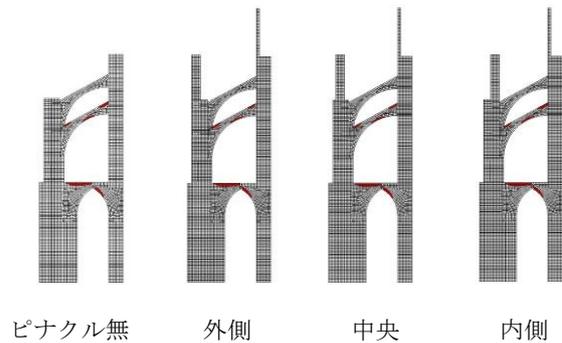


Fig.12 降伏点 (自重のみ)

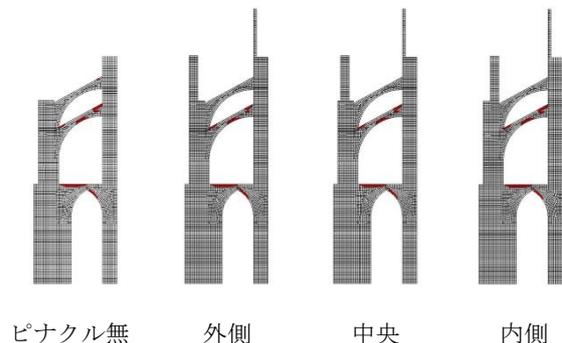


Fig.13 降伏点 (風速 26.0m/s)

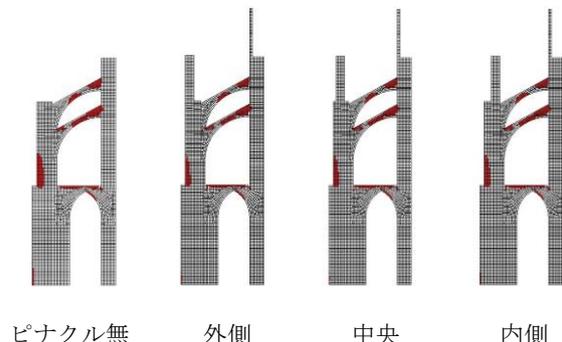


Fig.14 降伏点 (風速 61.7m/s)

Table 7 最大応力度 (自重のみ) (N/mm²)

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max}(X)$	0.37	0.40	0.40	0.40
$\sigma_{\min}(X)$	-0.86	-0.88	-0.88	-0.88
$\sigma_{\max}(Y)$	0.11	0.13	0.13	0.12
$\sigma_{\min}(Y)$	-1.37	-1.41	-1.41	-1.42

Table 8 最大応力度 (風速 26.0m/s) (N/mm²)

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max}(X)$	0.37	0.40	0.40	0.40
$\sigma_{\min}(X)$	-0.89	-0.91	-0.91	-0.91
$\sigma_{\max}(Y)$	0.11	0.13	0.13	0.12
$\sigma_{\min}(Y)$	-1.34	-1.38	-1.38	-1.39

Table 9 最大応力度 (風速 61.7m/s) (N/mm²)

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max}(X)$	0.36	0.41	0.41	0.41
$\sigma_{\min}(X)$	-1.88	-1.64	-1.67	-1.76
$\sigma_{\max}(Y)$	0.17	0.17	0.19	0.19
$\sigma_{\min}(Y)$	-1.79	-1.80	-1.80	-1.81

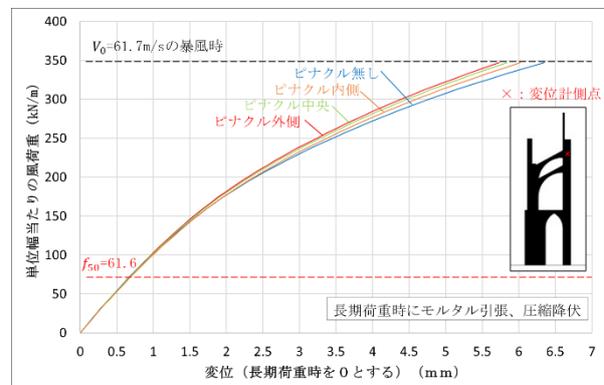


Fig.15 荷重変位グラフ

(3) アミアンのノートルダム大聖堂

アミアンのノートルダム大聖堂においては、ピナクルの有無と、配置をずらした4種類のモデルを比較する。現在建っているのは、ピナクル有りで外側に配置したモデルである。

Fig.16, Fig.17より、自重や風速26.0m/sの風荷重時には、外側のモデルでフライングバットレスに生じる降伏点が多い。しかし、Fig.18より、風速61.7m/sの暴風時には、外側のモデルのフライングバットレスの端部に生じる降伏が少なくなることが分かる。これは、大きな水平荷重を考慮して、あえて控壁の重心をずらした外側の位置にピナクルを配置した可能性があると言える。

Table 7, Table 8, Table 9より、全ての荷重時に、要素座標系のX軸方向において、ピナクル有りで外側のモデルの最大引張応力度が大きくなり、ピナクル有りで内側のモデルの最大引張応力度が小さくなる。風速61.7m/sの暴風時の最大引張応力度が石の許容圧縮応力度を超えている。しかし、この部分は局所的なため、モルタルの降伏後その部分には応力がかからなくなり、周囲に再配分される組積の性質上、石の降伏には至ってないと考えられる。全ての荷重時で、要素座標系のY軸方向の最大圧縮応力度には、大きな差は見られない。

Fig.19の荷重変位グラフより、塑性化の進行はピナクル有りで内側、中央、ピナクル無し、ピナクル有りで外側の順である。フライングバットレスの傾斜がランスのノートルダム大聖堂よりも大きく、控壁の規模も大きいアミアンのノートルダム大聖堂では、ピナクルが無いよりも内側、中央の結果が悪く、外側が一番有効であると言える。

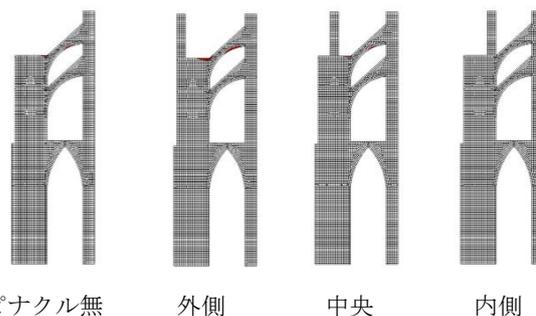


Fig.16 降伏点 (自重のみ)

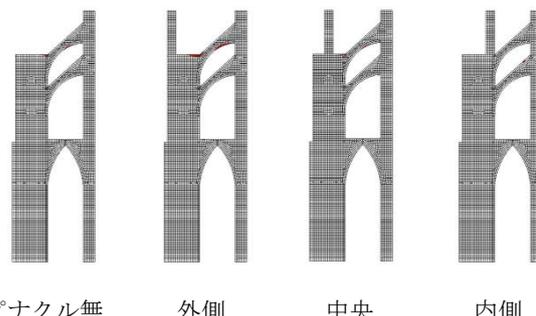


Fig.17 降伏点 (風速26.0m/s)

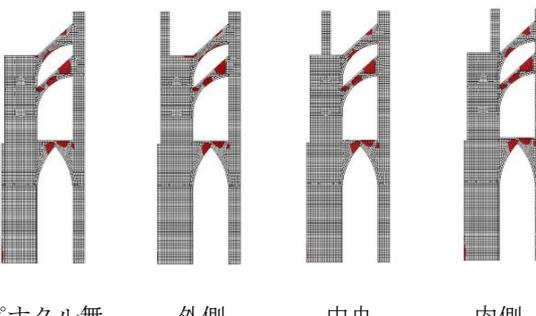


Fig.18 降伏点 (風速61.7m/s)

Table 11 最大応力度 (風速26.0m/s) (N/mm²)

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max}(x)$	0.25	0.36	0.25	0.17
$\sigma_{\min}(x)$	-1.31	-1.29	-1.32	-1.34
$\sigma_{\max}(y)$	0.06	0.08	0.05	0.05
$\sigma_{\min}(y)$	-1.85	-1.82	-1.86	-1.90

Table 10 最大応力度 (自重のみ) (N/mm²)

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max}(x)$	0.26	0.36	0.25	0.17
$\sigma_{\min}(x)$	-1.14	-1.13	-1.16	-1.19
$\sigma_{\max}(y)$	0.06	0.08	0.06	0.03
$\sigma_{\min}(y)$	-1.66	-1.64	-1.68	-1.71

Table 12 最大応力度 (風速61.7m/s) (N/mm²)

ピナクル	無	外側	中央	内側
$\sigma_{\max}(x)$	0.39	0.57	0.38	0.23
$\sigma_{\min}(x)$	-2.06	-2.06	-2.06	-1.89
$\sigma_{\max}(y)$	0.15	0.17	0.16	0.16
$\sigma_{\min}(y)$	-2.72	-2.68	-2.72	-2.77

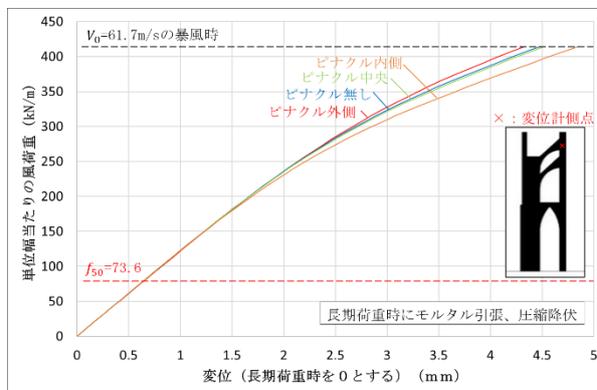


Fig.19 荷重変位グラフ

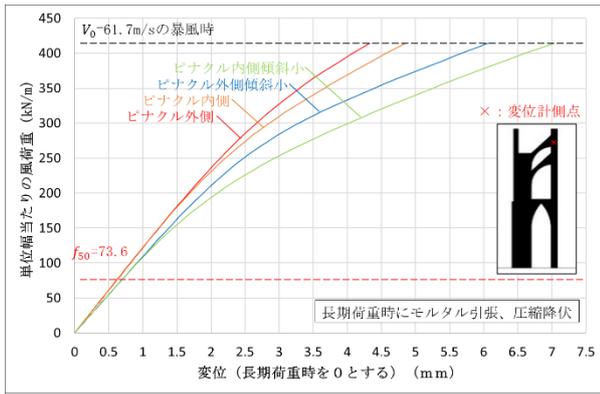


Fig.20 荷重変位グラフ

また、アミアンのノートルダム大聖堂において、フライングバットレスの傾斜とピナクルの相互作用を比較するために、フライングバットレスの傾斜をランスのように小さくしたモデルを作成した。Fig.20において、フライングバットレスの傾斜を変更したモデルとの荷重変位グラフを比較すると、ピナクルの配置による塑性化の進行の順番は変わらなかったが、フライングバットレスの傾斜が大きいほうが塑性化しにくいことが分かる。

(4) ゴシック全時代を通じた比較

無次元化した荷重変位グラフで6つの教会の比較を行う (Fig.21)。ボーヴェ大聖堂は、細く高く、現在も自立していないことから、不安定であると言える。ほぼ同じ規模でフライングバットレスの傾斜の小さいランスのノートルダム大聖堂とアミアンのノートルダム大聖堂を比較すると、傾斜が大きいアミアンのノートルダム大聖堂が安定している。パリのノートルダム大聖堂は規模が小さく、大きな控壁、ブルージュ大聖堂は急傾斜のフライングバットレス、シャルトル大聖堂は3段のフライングバットレスで控壁と固められており、塑性化が小さい。

5. 結論

結果から、ゴシック教会の高層化には3つの方法が取られていたと言える。1つ目は、ブルージュ大聖堂のような、傾斜の急なフライングバットレスの採用。2つ目は、シャルトル大聖堂のような、傾斜の小さいフライングバットレスを3段に設ける方法。3つ目は、ランスのノートルダム大聖堂やアミアンのノートルダム大聖堂のような、傾斜の小さいフライングバットレスと控壁の重心の外側にピナクルを配置する方法である (Fig.1)。

時代が後になるほど、採用されたのは、効率的な急傾斜のフライングバットレスではなく、傾斜の小さいものであった。傾斜の小さいフライングバットレスで成立させるためにあえて重心の位置をずらしたピナクルはロバート・マークの主張の通り、効果が見られた。よって当時の石工は力学的な認識のもと傾斜の小さいフライングバットレスの教会に外側のピナクルを配置したと言える。

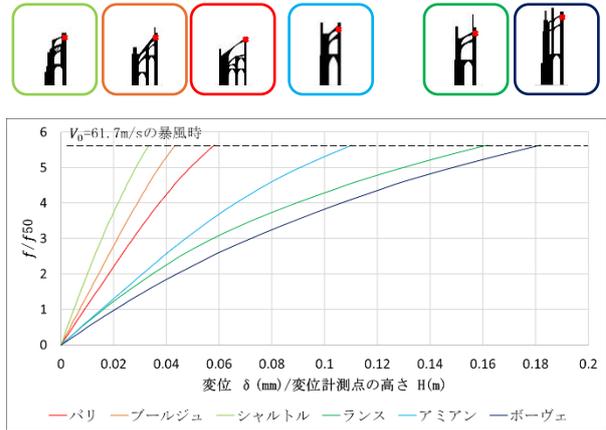


Fig.21 ゴシック教会の断面と荷重変位グラフ

6. 今後の展望

石やモルタルの正確な材料特性値の調査や3次元のモデルでの解析を行いヴォールトによる応力再配分を考慮した、より正確な結果を得ることができると考えられる。また、構造的な視点に加え、周辺状況など、多角的な視点を取り入れて考察を行うことで、盛期ゴシックにおいて、なぜ構造的に有効であると考えられる急傾斜のフライングバットレスではなく、傾斜の小さいフライングバットレスで高層化を目指したのか、解明できると考える。

謝辞: 法政大学教授である浜田英明先生には、本研究を進めるにあたり、論文の構成や知識、参考文献の紹介など、終始丁寧なご指導、ご鞭撻をいただき、心から感謝いたします。また、理論や歴史的背景を引用させて頂いた参考文献の著者の方々に、心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) ロバート・マーク著 飯田喜四郎訳: ゴシック建築の構造, 鹿島出版会, 1983.11.5
- 2) Jacques Heyman: The stone skeleton Structural Engineering of Masonry Architecture, Cambridge university press, 1995
- 3) P. Vannucci, F. Masi, and I. Stefanou: A nonlinear approach to the wind strength of Gothic Cathedrals: the case of Notre Dame of Paris, 2018.11.29
- 4) 株式会社マイダスアイティジャパン: 塑性材料-組積造モデル-, 2023.11.13-midas-seminar-material-part-1 資料
- 5) 青木孝義・伊藤憲雄・角舎輝典・宮村篤典: 歴史的な組積造建造物のモルタルの力学特性に関する基礎的研究, コンクリート工学論文集第10巻第1号, pp.41-50, 1999.1
- 6) EN Eurocode Parts EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures EN 1991-1-4, 2005, (Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions)
- 7) 社団法人日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説 (2004), 丸善株式会社, 1975.3.20