

東京スカイツリーの耐震・耐風設計

Earthquake and wind resistant design of the Tokyo Sky Tree

小西厚夫¹， 渡辺一成²， 中西規夫²， 江坂佳賢²

*Atsuo Konishi¹， Kazunari Watanabe²， Norio Nakanishi²， Yoshitsato Esaka²

Tokyo Sky Tree is under construction in Sumida ward. It is planned for 634m high and it will be the world's highest towers for broadcasting. This tower is required a heavy social responsibility and the specifications that exceed a level of the Building Standards Law in Japan for the earthquake and wind resistant design. This paper describes a summary of the structural design of the tower.

1. 計画概要

計画概要

東京スカイツリー（Photograph 1：以下、タワー）は東京都墨田区押上に計画され、2011年度内の竣工を目指して工事が進んでいる。最高部は634mで、竣工時には電波塔として世界最高となる。その役割としては、首都圏に於ける放送・通信事業用鉄塔、東京の東の観光拠点、災害時に於ける地域防災の拠点などが挙げられる。

本タワーに求められる構造性能を考えた場合、その役割の中では公共性の高い放送事業を担う点が特に大きい。被災者地を支える放送事業を継続するため、災害時における構造性能は一般の建築物に比べ高いレベルの確保が求められる。

長周期地震動と制振システム開発

公的機関の調査から、計画地直下の弾性地盤周期は約8.0秒程度と予想された。一方、国内初となる600m以上の高さ、塔状比がほぼ10というプロポーシオンから、タワーの固有周期は10秒程度と国内の高層建築で経験のない長い周期になることが基本構想段階で判明した。従ってタワーの耐震設計では、関東平野内における入力地震動の長周期成分の卓越、いわゆる長周期地震動問題に正面から向き合うこととなった。設計では、まず入力地震動を正確にとらえるため、調査深度が3kmに及ぶ微動アレイ探査の実施を計画した。模擬地震動を精度よくシミュレーションできなければ制振性能の十分な信頼性が確保できない。また、鉄骨造の塔状構造物は一般の建築物より減衰が小さく、目標性能を満足するために必要となる上部構造への付加減衰量は極めて大きいものとなった。

そこで、中央シャフトの質量を用いた全く新しい概念の制振システムの開発と、地盤の逸散減衰利用を意図した対策を講じることとした。計画地は隅田川河畔にあり、支持層以浅の表層地盤の剛性は極めて低い。基礎の水平剛性を高めることで、柔らかい表層地盤との相互作用を生みだし、逸散減衰を高める計画である。ただしこの効果の定量的把握は事前にし辛く、タワーの安全性検証に直接反映はしていないが、今後の実測などにより検証してゆく予定である。



Photograph 1 Tokyo Sky Tree

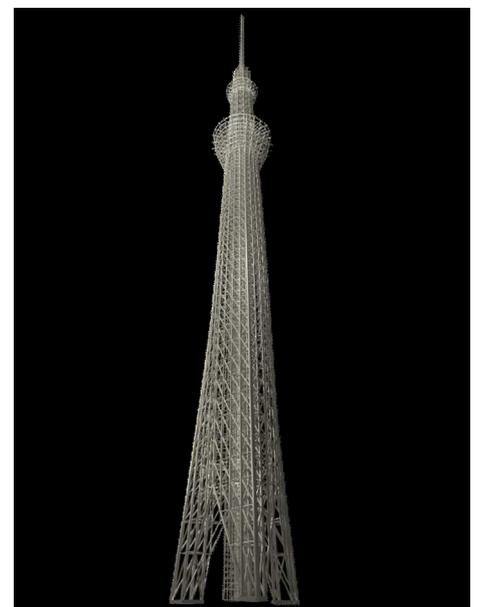


Figure 1 架構計画概要

2. 架構計画

本タワーは、下層階から展望台に亘り平面形が三角から円に変化するため見る位置によって印象が異なる。これは、タワーのシルエットを印象付けるうえで効果的である (Figuer 1)。

構造形式は、出来る限りの軽量化と、周辺地域に対し威圧感のないデザインになることを意図して鉄骨造を選択し、部材には主に断面の丸い鋼管を採用した。断面の丸い鋼管は、部材間に立体的な角度があっても仕口工事が可能であり、優美な曲線を持つシルエットを構成するうえで四角い断面の鋼管に比べ優位性があった。

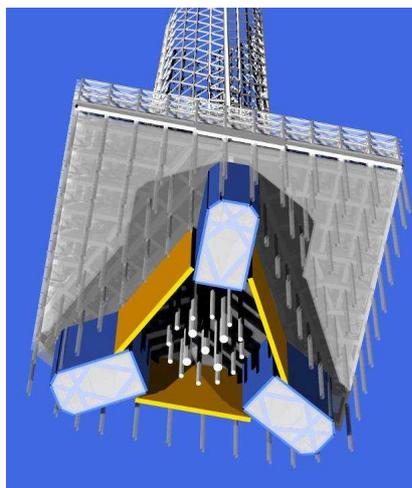
採用した鋼材は最大F値 630N/mm² 級、最大断面は 2300 X100mm である (Table 1)。なお部材個材の固有周期は、L3 強風 (Table 2 : 2000 年再現期間の想定最大強風) に於いて渦励振が発生しないことを目標に設定した。

Table 1 主な高性能鋼管の最大サイズと採用位置

鋼材の種類	基準強度 (N/mm ²)	最大径 (mm)	最大厚さ (mm)	使用場所
630N/mm ² 級鋼材	630	1200	80	ゲイン塔
500N/mm ² 級鋼材	500	2300	100	鼎トラス
400N/mm ² 級鋼材	400	1900	60	鼎トラス

3. 基礎計画

上部構造に鉄骨造を採用して軽量化に努めた結果、基礎設計では引抜き抵抗力の確保が課題となる。何案かの基礎形式を模索したうえで、機構的に明快で信頼性の高いオープンケーソン工法によるアンカーウェイト方式と杭周面の摩擦に期待するSRC造連続地中壁による方式を最終案として詳細に比較検討した (Figuer 2)。その結果、前者は計画地が3面で接する鉄道に対する近接施工の問題がクリアできないこと、後者は同問題に対する負荷が小さいことと工期・コスト面での優位性があったこと等から、設計では最終的に後者を採用した。



カウンターウェイト案



SRC 連続地中壁 (採用案)

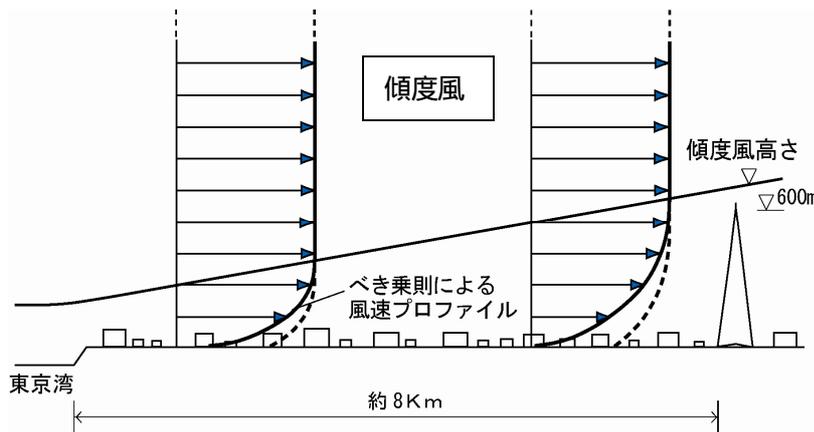
Figuer 2 基礎計画

設計で最も重視した問題は、大地震時に於ける杭頭での引抜き挙動である。杭頭での鉛直変位は即タワーのロッキング変形となるため、杭径の 1/10 も鉛直変位があるとタワー頂部では水平に 1m 程度動いてしまう。杭体は、引き抜き耐力を確保すること、鉄骨造タワーとしての連続性を確保することを意図し、SRC 造を採用した。ただし、引抜挙動時にはひび割れによる RC 造部分の剛性低下が大きく、従前の解析的アプローチだけでは設計精度が不足する。このため、原位置での実大杭による 40000 kN の引抜き載荷試験を実施している。

4. 耐風設計

高層風の観測

耐風設計に取り組むにあたり、まず 600mを超える高さに吹く風の性状を特定する必要があった (Figuer 3)。一方、計画高さに相当する風の観測例は少なく、計画地に於ける高層風の観測は必須であろうと考えた。従前の予想として、平均風速の鉛直プロファイルは「べき乗則」で評価できるだろうと考えたが、風速が一定となる傾度風高さをどの程度とするかが問題であった。



Figuer 3 境界層の発達 (概念)



Photograph 2 気球による高層風観測

高層風の観測には、当初、ドップラーソーダー (音波による上空風速計、1000m程度まで観測可能) とラジオゾンデ (GPS を搭載した観測気球、200m ~ 20 km程度まで観測可能 : Photograph 2) による観測計画を検討したが、十分な高さまで観測できるドップラーソーダーは騒音の問題がクリアできず、ラジオゾンデによる観測のみを実施することとした。さらに、計画地内にある高さ 65m の既存送信鉄塔に超音波風向風速計と 3 杯風速計を設置し、2 年間の定置風観測も実施した。

結局、ラジオゾンデによる観測では地上約 1000 ~ 1300m 辺りで平均風速が一定となる現象を捉えることが出来た。観測数が季節風を対象にした計 50 台と限られるため、「傾度風高さ」を定義することは憚られるものの、同高さまでべき乗則を適用して問題はないと判断した。

地表面粗度区分は、一般に海岸近くで採用する地表面粗度区分を全方位に対し採用することとした。これは、600m というタワーの高さゆえ均質な境界層を形成するための風の吹走距離が一般より長くなる、すなわち均質な地表面粗度を設定する範囲を通常より広く評価する必要があること、東京湾岸までの距離が約 8 km しかないこと、北東風に於いて約 3 km 風上にある隅田川の影響と考えられるラフネスチェンジ (地表面粗度区分の変化により風速分布の性格が特定の高度で変わる現象) が観測されたことなどから総合的に判断した。

風の乱流構造は、学会指針に示された鉛直分布をタワーの高さまで外挿し、350m 以上における乱れの強さは 10% 一定、乱れのスケールは 100m 一定などと定義している。

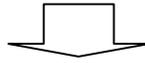
風応答に対する構造安全性検証

本タワーの耐風設計では、計画地での高層風観測などを基に設定した自然風を風洞内で再現した実験を実施し、風力性状、風応答性状を物理的シミュレーションにより直接検証した。また、風洞実験により取得した基壇転倒モーメント変動成分のパワースペクトル密度をターゲットとし、モンテカルロ法により作成した模擬風力波形を用いた時刻歴解析により、タワーの風応答性状を論理的シミュレーションでも確認している。この方法により、各部での詳細な風応答量を確認し、構造安全性を確認することが可能となった。本タワーで行った耐風設計フローを Figuer 4 にまとめる。

(1) 自然風の高さ方向の特性に対する設定

(統計的手法による検証)

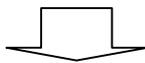
- ・ 計画地での高層風観測を基に傾度風高さを決定、平均風速のプロファイルはべき乗則分布が z_0 以上の高さに対しても外挿できることとする。
- ・ 地表面粗度区分は、計画地が東京湾からの 8 km しか離れていないことから十分な境界層が発達しえないことを考慮し を採用。



(2) 風洞実験

(物理的シミュレーション)

- ・ 計画地での高層風観測などを基に設定した自然風の高さ方向の特性設定を境界層風洞内で再現した風洞実験を実施し、タワーの風力性状、応答性状を物理的シミュレーションにより検証する。
(Photograph 3、4)
- ・ 模擬風力波形作成の基礎資料を取得する。



(3) 模擬風力波形による時刻歴応答解析

(論理的シミュレーション)

- ・ 風洞実験により取得した基壇転倒モーメント変動成分のパワースペクトル密度をターゲットとし、模擬風力波形をモンテカルロシミュレーションにより作成。
- ・ 作成した模擬風力波形を用いた時刻歴解析により、タワーの風応答性状を確認する。また部材の鋼材疲労に対する検証も、本解析により求めた応力波形と、定置風観測を基に作成した累積分布関数などを参考に行う。このとき、地震応力波形も加算する。

Figuer 4 耐風設計フロー



Photograph 3 層風力実験



Photograph 4 全体風力実験

5. 想定外乱

本タワーは民間建物ではあるものの、災害時において防災拠点相当の役割が担えることを目標に、構造設計用外乱の設定根拠となる供用期間を 100 年に設定している。これは、防災拠点として位置づけられる官庁施設建物類建物の設定に準ずるもので、一般の建物で想定される 50 ~ 65 年程度の供用期間より大きな外乱を想定することとなる。さらに、大きな社会的責任を担う重要構造物である原子力施設の設計手法に倣い、基準法の想定を超えた大きな外乱として、いわゆる「想定外の自然災害」を設定し、倒壊余力に対する検証を行なうこととした。

一方、各外乱に対する各部の構造安全限界は、超高層建物の最大想定外乱に相当するL2に対し、放送・通信及び災害復旧機能維持を可能とする「ほぼ損傷なし」としている。また送信性能を確保する目的で、常時風に対する変位速度規定を国内の構造物として初めて設定した。Table2に、設計に際して設定した外乱と各設計クライテリアをまとめる。

Table 2 設計クライテリア

外乱レベル	設計用外乱の設定	構造安全限界	設計内容
L1	強風：再現期間 100 年 地震：中地震 (稀) 注	無損傷 構造耐力上主要部損傷なし 建物全体の残留変形なし	無損傷 部材、接合部とも短期許容応力度以下
L2	強風：再現期間 1350 年 (告口) 注 地震：大地震 (極稀) 注	ほぼ無損傷 大きな補修をすることなし 弾性的挙動	ほぼ無損傷 部材は短期許容応力度以下 接合部、基礎部材の一部は塑性化するが弾性的挙動を示す。
L3	強風：再現期間 2000 年 (想外) 注 地震：伏在直下地震 (想外) 注	倒壊・崩壊しない 建物に残留変形が部分的に生ずるが倒壊しない	倒壊・崩壊しない 部材、接合部・基礎の何れも塑性化する部分が生ずるが倒壊・崩壊しない

注 告イ、告口：国土交通省告示に示された(イ)暴風及び(口)暴風

稀、極稀：国土交通省告示に示された「稀に発生する地震動」と「極めて稀に発生する地震動」

想外：建築基準法が想定している外乱を超えるものとして、本件独自に想定する外乱。想定外外乱。

発生確率の低い自然災害を想定し、倒壊余力の確認を行う。計画敷地内での地質調査により、新タワー直下に活断層の無いことを確認しているが、想定外地震動の設定としてタワー近傍に未知の活断層(伏在断層)が存在すると仮定し、その断層活動を考慮した模擬地震動として定義する。伏在断層の大きさは、政府が主催する中央防災会議に示されたM6.9を採用。想定外強風の設定として、2000年再現期間の強風を採用。

6. 制振システム概要

地震時と強風時の応答を比較すると、300m以下の部分に於いては強風時応答転倒モーメントが卓越するが、それ以上の高さでは概ね地震時応答が卓越する。本タワーには展望台など3万m²に及ぶ床面積が計画されており高層部が意外に重く、高さの割には地震時と強風時の応答が拮抗する特徴がある。

非制振構造物とした場合、地震時フロアレスポンスが送信機の性能維持に影響するほど大きくなることが予想されたため、これを十分低減できるだけの制振システムの開発が必須となった。ただし、風による外力は平均成分の占める割合が大きく、基本的に変動成分を制御する制振システムで強風時の設計外力を大きく低減することは期待できない。

また、地上デジタル放送を担うタワーとして、放送用アンテナを搭載するタワー頂部のゲイン塔の風応答を制御する必要が新たに発生した。具体的には、発生確率の高い日常風によるゲイン塔の変位速度を一定値以下に抑えることを制振目標とした。

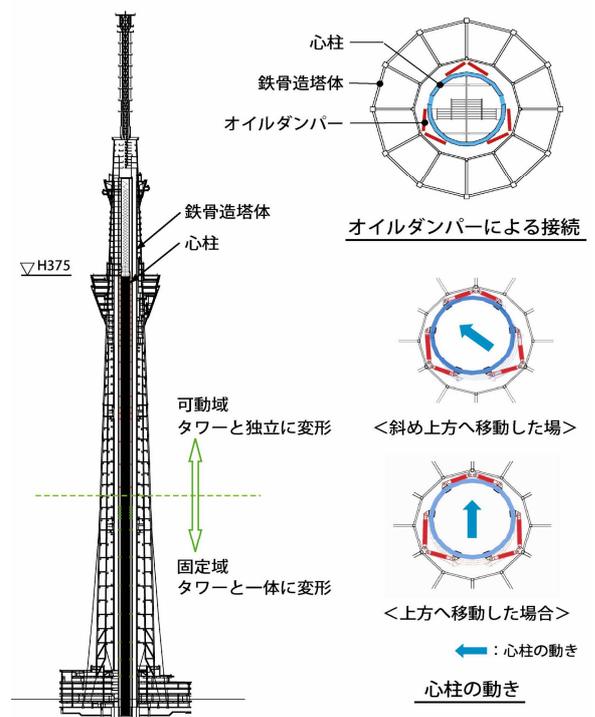


Figure 5 心柱制振概念図

本タワーの制振は、橋梁の設計に採用される制振システムに倣い、各外乱の種類毎に卓越するモードを特定して制御する「多モード制振システム」を採用している。タワー本体の強風と地震応答に対しては、中央コア内に設置した「心柱」を質量付加機構として利用する「心柱制振」を、高さ 500m以上のアンテナ設置部分である「ゲイン塔」の渦励振対策には「頂部 TMD」を充てている。また、タワーの地震応答は全体 3 次モード辺りまでの挙動に大きく支配されるため、タワーのモード毎に応答を制御する必要がある。

心柱制振（心柱型付加質量機構）

中央コアに設けた心柱を付加質量として利用する制振システムを、本タワーのために新しく開発した（Figer 5）。心柱は避難階段を利用したもので、直径 8.0m、最大厚さ 60 c m、高さ 375mの鉄筋コンクリート造円筒形柱である。また心柱は地上 125mまでタワー本体に鉄骨で連結、それ以上の部分は心柱自身の応答変位を制御するオイルダンパーで連結しているタワーと構造的に独立した制振用の柱であり、タワーを支えるものではない。心柱の応答低減は広い周波数帯、多くの地震動に対して有効で、心柱停止時を基準とすれば基壇転倒モーメントで 3%程度（強風時最大 8%、地震時最大 40%）、応答加速度で 15%程度（強風時最大 30%、地震時最大 50%）ある（Figer 6）

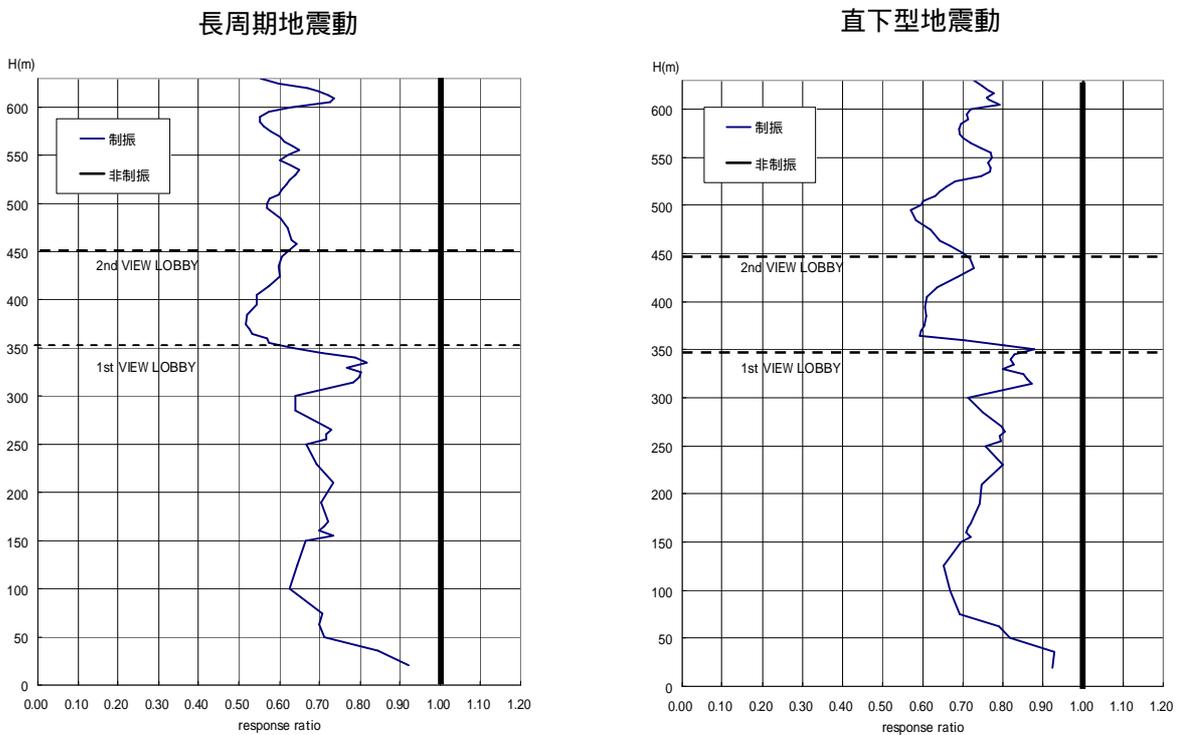


Figure 6 心柱の地震応答（応答加速度）に対する制振効果

7. まとめ

本報告では、東京スカイツリーの構造設計概要と制振設計の概要について示した。

参考文献

- 1) 建設省, 日本建築センター, ハイパービルディング研究会: ハイパービルディング設計用風力, 1996年12月
- 2) 須田健一, 菅沼信也, 岩谷祥美, 佐々木淳, 中村修, 田村幸雄他: ドップラーソーダによる自然観測値に基く風速プロファイルの推定に関して 2001年12月, 日本建築学会構造系論文集, 第550号, p p.31-384)
- 3) 成原弘之, 泉満, 浅見豊: 風荷重に対する高層鋼構造骨組の疲労設計, 1994年11月, 日本建築学会構造系論文集, 第465号, p p.129-137